الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵓⵙⵜ ⵓⵢⵙⵍⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵙⵙⵉⵍ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la ville de Mascara à partir de la station de pompage de Tizi (W. Mascara)

Présenté par :
MERINE Fatima Zohra

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
YAHIAOUI Samir	M.A.A	Examinateur
SAIMI Ahmed	M.C.A	Examinateur
SALHI Chahrazed	M.C.B	Examinateur
KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session Septembre 2023

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force et la patience tout au long de ces nombreuses années d'études.

Un remerciement tout particulier à mes chers parents et mes sœurs qui ont toujours été là pour moi, pour leurs sacrifices, leurs contributions, leurs soutiens et leurs patiences.

Avec une profonde gratitude et une considération particulière, je tiens à exprimer mes remerciements à mon encadrant M. KAHLERRAS Djilali pour m'avoir encadré, orienté, aidé, conseillé tout au long de ce travail, et pour le temps précieux qu'il a bien voulu me consacrer.

Mes sincères remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont manifesté à l'égard de mon projet en acceptant d'examiner notre travail et en contribuant à son enrichissement par leurs précieuses propositions.

Je ne saurais comment exprimer ma gratitude envers M.YADRI Dahou pour son soutien inestimable tout au long de la période de travail.

Je remercie également tous les enseignants qui m'ont aidé par leurs orientations et conseil à mieux élaborer mon travail sur tout M.SALAH Boualem.

Enfin, je remercie chaleureusement mes amis qui m'ont beaucoup aidé dans la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie humblement ce travail en signe de respect et de reconnaissance à ma mère et à mon père

Pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis et leur soutien moral et matériel inébranlable qui ont contribué à ma réussite.

À ma grand-mère

Qui m'a accompagné avec ses prières et sa douceur, que Dieu lui accorde une longue vie et une excellente santé.

À mes sœurs (Assia, Hiba)

Votre soutien et votre affection ont été une source d'inspiration inestimable pour moi.

À mes amis (Maroua, Hadjer, Kamal)

Qui j'ai partagé des moments de ma vie au fil du temps, je vous offre cette belle dédicace d'amitié. Votre présence a enrichi ma vie de manière précieuse.

ملخص

الهدف الرئيسي من مشروع إمدادات المياه هو ضمان توفير المياه الصالحة للشرب لمدينة معسكر باستخدام محطة الضخ في تيزي (ولاية معسكر). شهدت هذه المدينة نموًا كبيرًا للسكان والبنية التحتية، مما أدى إلى مشاكل تتعلق بعدم كفاية الموارد المائية المتاحة لتلبية الطلب المتزايد على المياه.

يهدف هذا المشروع إلى تصميم نظام شامل لتموين مياه الشرب، بما في ذلك الخزانات ومحطة الضخ، واتخاذ تدابير لحماية الأنابيب من ظاهرة عابرة تعرف باسم "المطرقة المائية"، ووضع منهجية لتنفيذ المشروع، بالإضافة إلى تحديد الموارد اللازمة لانجازه.

الكلمات المفتاحية: تيزي، تزويد المياه الصالحة للشرب، المشروع، محطة الضخ، إمدادات.

Résumé

Notre objectif principal est d'assurer l'alimentation en eau potable de la ville de Mascara à partir de la station de pompage de Tizi (Wilaya de Mascara). Cette ville a connu une croissance démographique et urbaine significative, ce qui a entraîné des problèmes liés à la disponibilité insuffisante des ressources en eau pour répondre à la demande croissante en eau. Cette étude vise à concevoir un système complet d'adduction, y compris des réservoirs et de station de pompage, à mettre en place des mesures de protection des conduites contre un phénomène transitoire appelé "coup de bélier", et à élaborer une méthodologie pour la mise en œuvre du projet, ainsi que les ressources nécessaires pour sa réalisation.

Mots-clés : Tizi, alimentation en eau potable, étude, adduction, station de pompage.

Abstract

Our main objective is to ensure the supply of drinking water to the town of Mascara using the (Tizi) pumping station. This city has experienced significant population and urban growth, which has led to problems related to insufficient availability of water resources to meet the increasing demand for water. This study aims to design a complete water supply system, including reservoirs and pumping station, to implement measures to protect the pipes against a transient phenomenon called "water hammer", and to develop a methodology for the implementation of the project, as well as the resources necessary for its completion.

Keywords: drinking water supply, study, Tizi, pumping station.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction 3

I.2 Description de la zone d'étude 3

I.3 Situation géographique 3

I.4 Situation climatique 4

I.5 Situation sismique 4

I.6 Situation topographique 5

I.7 Situation géologique 5

I.8 Situation démographique 5

I.9 Situation hydraulique 5

Conclusion **:** 6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération

II.1 Introduction 9

II.2Evolutionde la population 9

II.3 Besoins en eau par catégories 9

II.4 Estimation des besoins 9

II.4.1 Choix de la dotation unitaire de la consommation 9

II.4.2 Consommation moyenne journalière 9

II.5 Calcul des besoins en eau 10

II.5.1 La consommation moyenne journalière domestique 10

II.5.2 La consommation moyenne journalière scolaire 10

II.5.3 La consommation moyenne journalière administrative 10

II.5.4 La consommation moyenne journalière sanitaire 11

II.5.5 La consommation journalière moyenne socioculturelle 12

II.5.6 La consommation journalière moyenne commerciale 13

II.5.7 La consommation journalière moyenne d'arrosage 13
II.5.8 Fuites et gaspillage 14
II.6 Consommation en eau totale moyenne journalière 14
II.6.1 Etude de la variation de consommation 14
II.7 Le régime de consommation 15
Conclusion 18

Chapitre III : Etude d'adduction

III.1 Introduction 21
III.2 Types d'adduction 21
III.3 Choix du tracé 21
III.4 Choix des matériaux de canalisation 22
III.5 Etude des variantes 24
III.5.1 Première variante 24
III.5.2 Deuxième variante 25
III.5.3 Comparaison technique des variantes 25
III.5.4 Choix du matériau 26
III.6 Calcul hydraulique 28
III.6.1 Méthode de calcul 28
III.6.2 Calcul du diamètre économique 30
III.6.2.1 La première variante 30
III.6.2.2 La deuxième variante 32
III.6.3 Choix de la variante 37
Conclusion 38

Chapitre IV : Etude de stockage

IV.1 Introduction 40
IV.2 Fonctions des réservoirs 40
IV.3 L'emplacement des réservoirs 40

IV.4 Classification des réservoirs 41
IV.5 Choix du réservoir 41
IV.6 Equipements du réservoir 41
IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation 41
IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution 43
IV.6.3. Conduite de trop-plein 43
IV.6.4. Conduite de vidange 43
IV.6.5 Conduite by-pass 44
IV.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie 44
IV.7 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation 44
IV.7.1 La méthode analytique 45
IV.7.2. Méthode graphique 45
IV.8 Dimensionnement du réservoir 45
IV.8.1 Réservoir de stockage 45
IV.8.2 Calcul de la capacité du réservoir de la ville de Mascara 46
IV.8.3 Dimensionnement de la bâche d'eau de la station de pompage (SP) 47
IV.9 Hygiène et sécurité des réservoirs 47
Conclusion 48

Chapitre V : Etude de pompage

V.1 Introduction 50
V.2 Définition 50
V.3 Choix du type de pompe 50
V.4 Couplage des pompes 50
V.5 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe 52
V.6 Calcul des paramètres de la station de pompage SP 53
V.6.1 Refoulement SP-RV 53
V.7 Point de fonctionnement 55

V.8 Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe 57
V.8.1 Les équipements en amont aspiration 57
V.8.2 Les équipements en aval refoulement 58
V.9 Choix du moteur électrique 59
V.9.1 Critère de choix du moteur électrique 59
V.9.2 Vitesse de rotation du moteur 60
V.9.3 Puissance fournie par le moteur : 60
V.9.4 Caractéristique du moteur : 61
V.10 Etude de la cavitation : 61
Conclusion 64

Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier

VI.1 Introduction 66
VI.2 Définition 66
VI.3 Les cause du coup de bélier 66
VI.4 Les conséquences du coup de bélier 66
VI.5 Analyse physique du phénomène 67
VI.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier 69
VI.6.1 Les réservoirs d'air 70
VI.7 Calcul du volume du réservoir d'air 72
VI.8 Caractéristiques finales du réservoir d'air 73
VI.9 Les techniques pour prévenir les coups de bélier 74
Conclusion 75

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1 Introduction 77
VII.2 Les différents travaux à entreprendre 77
VII.2.1 Travaux concernant l'adduction 77
VII.2.2 Travaux concernant les stations de pompage 78

VII.2.3 Travaux concernant les réservoirs 78
VII.3 Pose de canalisation ……...……79
VII.4 Pièces spéciales …….…….…….……..…….80
VII.5 Organes de raccordement …….…….……..……83
VII.6 Organes de mesure …….……..……..84
VII.7 Définitions des engins de terrassement utilisés 84
VII.8 Calcul des coûts des travaux 87
VII.8.1 Travaux de l'adduction 87
VII.8.2 Devis quantitatif et estimatif d'adduction 900
VII.8.3 Calcul de la durée d'exécution des tranchées 911
VII.9 Planification des travaux de l'adduction 912
VII.10 La planification des tâches par la méthode (MPM) 922
VII.10.1 La réalisation de la conduite d'adduction 923
VII.11 Protection et sécurité du travail 94
VII.11.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique 94
VII.11.2 Liste des conditions dangereuses 94
VII.11.3 Liste des actions dangereuses 95
VII.11.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents 96
Conclusion..... 97
Conclusion générale..... 99

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles (2008 – 2012) 4
Tableau I.2:Précipitations moyennes mensuelles (2008 – 2012) 4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II.1:Evolution de la population 9
Tableau II.2:Estimation des besoins en eau domestique 10
Tableau II.3:Estimation des besoins en eau scolaire 10
Tableau II.4: Estimation des besoins en eau administratif 11
Tableau II.5: Estimation des besoins en eau sanitaire 12
Tableau II.6: Estimation des besoins en eau socioculturel 12
Tableau II.7:Estimation des besoins en eau commercial 13
Tableau II.8:Estimation des besoins en eau d'arrosage 13
Tableau II.9: Récapitulation du débit journalier moyen 14
Tableau II.10: Récapitulation des débits maximums et minimums journaliers 15
Tableau II.11:Variation du débit horaire de la consommation en eau potable 17

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1: Tableau donnant les cotes des deux variantes 26
Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie 29
Tableau III.3: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-RV (V1) 30
Tableau III.4:Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-RV (V1) 31
Tableau III.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-RV (V1) 31
Tableau III.6: Résultat de l'étude de la 1ére variante 32
Tableau III.7: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2) ... 33
Tableau III.8: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2) 33
Tableau III.9: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V2 34
Tableau III.10: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP2-RV(V2) ... 35
Tableau III.11: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-RV (V2) 35
Tableau III.12: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RV (V2 36
Tableau III.13: Résultat de l'étude de la deuxième variante 37

Tableau III.14: Le bilan comparatif 37

Chapitre IV : Etude de stockage

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ville de Mascara 46
Tableau IV.2: Les dimensions de la bâche d'eau pour une forme rectangulaire 47

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP1..... 53
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ……..…57
Tableau V.3: Coefficient de correction en fonction de la puissance..... 61
Tableau V.4: La puissance de moteur de chaque type de pompe..... 61
Tableau V.5 : Pression de vapeur en fonction de la température ……64

Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement..... 72
Tableau VI.2:Caractéristiques du sol et de matériau..... 72
Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement..... 72
Tableau VI.4: Caractéristiques finales du réservoir d'air 73

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: Volume déblai et volume décapé..... 88
Tableau VII.2: Volume remblais et du sable..... 89
Tableau VII.3: Devis quantitatif et estimatif d'Adduction..... 90
Tableau VII.4: Temps de réalisation des opérations de l'adduction..... 92
Tableau VII.5: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction 92

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Situation géographique de la commune de Mascara la wilaya de Mascara 3

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Figure II.1: Histogramme de consommation journalière 18
Figure II.2: La courbe cumulée de consommation..... 18

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1: Tracé de la première variante..... 24
Figure III.2 : Tracé de la deuxième variante 25
Figure III.3: Localisation des stations de pompages des deux variantes 27
Figure III.4 : La courbe d'optimisation SP1-RV 32
Figure III.5 : La courbe d'optimisation SP1 - SP2 (V) ……34
Figure III.6: La courbe d'optimisation SP2-RV (V2)..... 36

Chapitre IV : Etude de stockage

Figure IV.1: Arrivée par sur verse.……..……..…….42
Figure IV.2: Arrivée par-dessous 43
Figure IV.3: Conduite de départ..... 43
Figure IV.4: Conduite de vidange et de trop plein 44

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle..... 51
Figure V.2 : Couplage de deux pompes en série..... 51
Figure V.3 : Fiche technique des pompes de la station de pompage 54
Figure V.4 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement 55
Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de SP 57
Figure V.6 : Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe 59

Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier

Figure VI.1: Étapes d’un cycle de variation de pression..... 69
Figure VI.2 : Catalogue des réservoirs d'air ……47

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Robinet vanne à opercule……..……81
Figure VII.2 : Robinet vanne papillon…….……82
Figure VII.3: Pelle hydraulique..... 85
Figure VII.4: Bulldozer..... 85
Figure VII.5: Chargeur..... 86
Figure VII.6: Compacteur de sol vibrant 86
Figure VII.7: Le réseau à nœud du Lot-01..... 93
Figure VII.8: Equipements de protection individuelle..... 96

Liste des planches

Planche N01 : Tracé en plan de l’adduction.

Planche N02 : Profil en long de la conduite.

Planche N03 : Plan de réservoir de stockage (2000 m^3).

Planche N04 : Equipements et accessoires.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, une ressource naturelle précieuse, est limitée en quantité, mais son importance est vitale, et elle joue un rôle essentiel dans le progrès économique et social. Elle représente une nécessité incontournable pour les collectivités et les besoins domestiques à travers le monde, et cette demande continue de croître avec l'augmentation de la population mondiale.

La préoccupation quotidienne des Algériens face au manque d'eau potable est le point de départ de notre étude qui consiste à étude du système d'adduction pour l'alimentation de la ville de Mascara à partir de la station de pompage de Tizi wilaya de Mascara afin de satisfaire de manière adéquate à la demande à notre horizon de calcul 2053.

Pour accomplir cette étude avec succès, nous avons divisé ce projet en sept chapitres, chacun revêtant une importance significative, et les différentes étapes sont organisées comme suit :

- La première partie de notre étude consiste à recueillir les données essentielles liées à la zone d'étude, notamment en ce qui concerne la topographie, la géologie, la démographie, ainsi que la situation hydraulique.
- Dans la deuxième partie, nous avons évalué les diverses exigences en matière d'eau potable pour les différents types de consommateurs au sein de l'agglomération. Par conséquent, nous avons calculé les débits variables dans le temps, qui serviront de données fondamentales pour la conception de notre système d'approvisionnement en eau potable. Ce système vise à assurer l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération étudiée jusqu'en 2053.
- Dans la troisième partie, nous avons calculé les dimensions de notre système d'adduction par refoulement, lequel est composé d'un tronçon en polyéthylène haute densité (PEHD).
- Dans la quatrième partie, nous avons déterminé le volume de réservoir de stockage ainsi que le dimensionnement de la bâche d'eau.
- Dans la cinquième partie, nous avons sélectionné le type de pompe approprié à notre projet, capable de garantir à la fois la pression et le débit requis.
- Dans la sixième section, nous avons examiné le phénomène du coup de bélier ainsi que les divers moyens et équipements de protection des installations contre ce phénomène.
- Dans la septième partie, nous avons effectué le calcul des volumes des différentes tâches, en réalisant une étude quantitative et une estimation des travaux. Dans le but d'assurer la gestion efficace des travaux et le suivi de la mise en œuvre du projet, nous avons également élaboré un plan de travail en définissant les délais et en sélectionnant les équipements les plus adaptés pour le bon déroulement des différentes phases de réalisation.

Chapitre I :

Présentation de la zone d’étude

I.1 Introduction

Comprendre les aspects géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques de la zone d'étude est essentiel pour mener à bien notre travail.

I.2 Description de la zone d'étude :

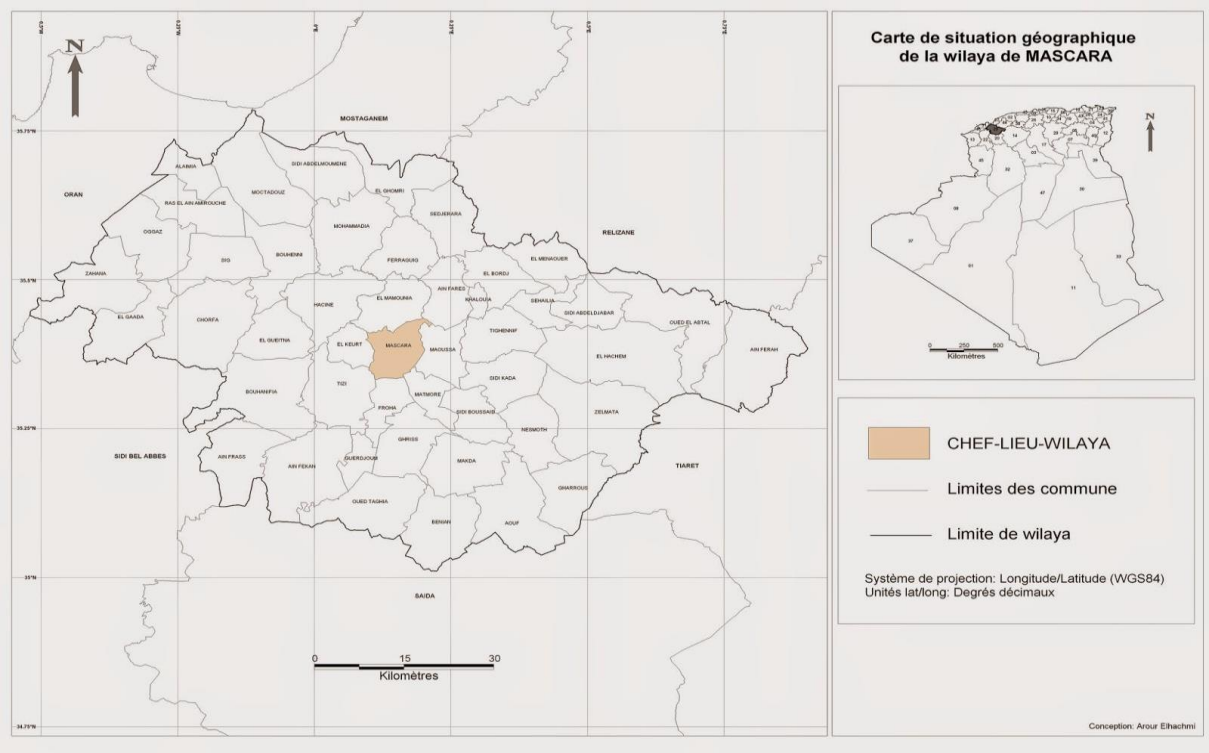
Mascara est la ville principale de la wilaya de Mascara, située sur le versant sud des montagnes des Béni Chograne, une composante de la chaîne de l'Atlas tellien, dominant la plaine de Ghriss au sud.

I.3 Situation géographique :

La wilaya de Mascara est située à l'ouest de l'Algérie, dans la région du Tell. Elle est encadrée par plusieurs autres wilayas et régions.

La ville de Mascara, située au centre de la wilaya, s'étend sur une superficie de 77 Km^2 et partage des limites territoriales avec :

- Au Nord, par les communes de Mamounia et Ain Farés ;
- Au Sud, par les communes de Froha, Tizi et Matemore ;
- A L'Est, par la commune de Maoussa ;
- A L'Ouest, par les communes d'El Keurt et Hacine.



Source : https://decoupageadministratif.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueMASCARA.html

Figure I.1: Situation géographique de la commune de Mascara la wilaya de Mascara

I.4 Situation climatique :

I.4.1 Le climat :

Mascara bénéficie d'un climat méditerranéen qui montre une tendance à évoluer vers un climat semi-aride. Ce climat se caractérise par des précipitations plus abondantes en fin d'automne et au début du printemps**.**

I.4.2 La température :

En juillet, la moyenne des températures atteint 27,7°C, faisant de ce mois le plus chaud de l'année, tandis qu'en janvier, avec une moyenne de 8,5°C, on enregistre les températures les plus basses de l'année.

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles (2008– 2012)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T C°	8,5	9,3	11,7	14,7	18,7	23,6	27,7	27,2	23,1	19	13,1	9,8

Source : Station météo : MASCARA-GHRISS

I.4.3 La pluviométrie :

En juillet, les précipitations atteignent en moyenne 4,6 mm, ce qui en fait le mois le plus sec de l'année. En revanche, en novembre, les précipitations atteignent leur apogée avec une moyenne de 59,4 mm, marquant ainsi le mois le plus pluvieux de l'année.

Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles (2008 – 2012)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitation	51	44,4	36,7	39,1	24,7	8,7	4,6	5,3	17,2	32,4	59,4	39,4

Source : Station météo : MASCARA-GHRISS

I.4.4 Le vent :

Certaines régions, en particulier les monts Beni Chograne, qui culminent à 910 m d'altitude, connaissent des vents partiellement fréquents. Le printemps est généralement la saison la plus venteuse.

I.5 Situation sismique :

Le territoire national est réparti en 5 zones de sismicité croissante, qui sont définies sur la carte des zones sismiques en fonction des wilayas et des communes, à savoir :

- ✓ **Zone 0** : Sismicité négligeable
- ✓ **Zone I** : Sismicité faible
- ✓ **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne
- ✓ **Zone III** : Sismicité élevée

Dans la région que nous avons sélectionnée, Mascara, le risque sismique est classé comme moyen, en se basant sur les données de modélisation disponibles. Par conséquent, il existe une probabilité de 10% qu'un séisme potentiellement dommageable se produise au cours des 50 prochaines années.

I.6 Situation topographique :

La ville de Mascara se distingue par son altitude, qui atteint 570 m. Elle est située à une latitude de 35° 24' 00" Nord et une longitude de 0° 08' 00" Est.

I.7 Situation géologique :

La zone d'étude est caractérisée par la présence de formations principalement calcaires, qui sont des terrains d'âge miocène composés de grès calcaires, de calcaires marneux de couleur blanchâtre, et occasionnellement d'argiles parfois riches en gypse. Ces roches affleurent à la surface, donnant naissance à un sol varié qui présente des teintes allant de l'ocre rouge ou brune à un blanc crayeux.

I.8 Situation démographique :

- **Population :**

En 2023, la ville de Mascara compte une population totale de 142 300 habitants, répartis en trois catégories (étage haut, étage moyen et étage bas).
Sur ces 142 300 habitants, 46 960 résident dans l'étage bas de la ville de Mascara, avec un taux de croissance de 1,1%.

I.9 Situation hydraulique :

L'alimentation en eau potable de la commune de Mascara se fait à partir de trois systèmes différents, répartis comme suit :

- A partir des eaux superficielles : 7000 m^3/j
- A partir des eaux souterraines : 4500 m^3/j
- A partir du transfert du dessalement d'eau de mer : 18000 m^3/j

L'alimentation en eau potable de l'étage bas de la ville de Mascara se fait à partir du barrage Bouhanifia.

Remarque :

Les eaux traitées à la station de traitement de Bouhanifia (Mascara) présentent des caractéristiques organoleptiques, physicochimiques et bactériologiques particulières. Cette excellente qualité, telle que déterminée par les critères examinés, est le résultat de la qualité de l'eau brute provenant du barrage et des processus de traitement effectués au sein de la station

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exposé les informations essentielles concernant la zone d'étude, afin de fournir une base solide pour une meilleure planification du système d'adduction d'eau potable destiné à la ville de Mascara, située dans la wilaya de Mascara. L'objectif est de garantir un approvisionnement en eau adéquat pour la ville.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau de l'agglomération

II.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'estimer les besoins en eau potable, tant en termes de quantité que de qualité, pour différentes catégories de consommateurs au sein de l'agglomération, en prévision des besoins futurs. Ces estimations des besoins serviront de fondement pour les sections ultérieures qui aborderont la conception du système d'Approvisionnement en Eau Potable (AEP) qui devra être planifié.

II.2 Evolution de la population :

En 2008, la population de l'étage bas de la ville de Mascara s'élevait à 39 853 habitants. En utilisant un taux d'accroissement démographique de 1,1 %, nous avons la possibilité d'estimer la population future à un moment donné en appliquant la formule des intérêts composés.

$$\boldsymbol{P_n} = P_0\ (1+\tau)^n \quad \text{..... (II.1)}$$

Avec :

P_n : La population à l'horizon 2053 (hab)

P_0 : La population de l'année de référence (hab)

n : Le nombre d'année séparant l'année de l'horizon considéré à l'année de référence (30 ans)

$\boldsymbol{\tau}$: Le taux d'accroissement de la population par an en (%), qui dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ Du niveau de vie de la population
- ✓ Du développement socioculturel

Tableau II.1: Evolution de la population

Nombre d'habitant en 2023	Taux d'accroissement	Nombre d'années	Nombre d'habitant en 2053
46960	1 ,1 %	30 ans	65202

Source : APC Mascara

II.3 Besoins en eau par catégories :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction de différents besoins :

- ✓ **Besoins domestiques :** Il s'agit de besoins liés à un usage domestique, tels que :

- La consommation alimentaire, incluant la boisson et la cuisine.

- L'usage hygiénique, comprenant les toilettes, le bain, la douche et les lavabos.

- L'usage pour le nettoyage, englobant l'évier, le lave-vaisselle et le nettoyage des espaces de la maison.

✓ **Besoins publiques ou administratifs :**

Il s'agit de besoins liés aux infrastructures sociales intégrées à l'agglomération, notamment les établissements éducatifs, les établissements hospitaliers, les installations sportives, les postes de police, les postes de protection civile et les administrations.

✓ **Besoins industriels :**

Il s'agit des besoins liés aux petites industries qui utilisent de l'eau potable et qui sont raccordées au réseau de l'agglomération.

✓ **Besoins d'incendie :**

Ces besoins concernent les volumes d'eau requis pour les opérations de lutte contre les incendies.

II.4 Estimation des besoins :

II.4.1 Choix de la dotation unitaire de la consommation :

La quantité d'eau requise pour alimenter une agglomération est en général estimée en fonction du type de consommateurs, en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité …

On appelle cette quantité d'eau la norme de consommation .Celle-ci dépend de certains critères, dont les plus importants sont :

- Le niveau de vie de la population
- Le nombre d'habitants
- L'aménagement urbain de la ville
- L'existence des ressources
- Les attitudes de la population

Dans le cas de notre étude, cette dotation est fixée à 180 l/j/hab par les services de l'hydraulique.

II.4.2 Consommation moyenne journalière :

La consommation journalière se calcule en multipliant la dotation moyenne journalière par le nombre d'utilisateurs associé au type de consommateur, exprimée en mètres cubes par jour, selon la formule suivante :

$$Q_{moy\,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (m^3/j) \text{ ..... (II.2)}$$

Avec :

$Q_{moy\,j}$ **:** Consommation moyenne journalière en (m^3/j)

N : nombre de consommateurs de chaque catégorie (hab)

D : dotation moyenne en (l/j/cons)

II.5 Calcul des besoins en eau :

II.5.1 La consommation moyenne journalière domestique :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue en multipliant la dotation sélectionnée au préalable par le nombre total de résidents prévu à l'horizon futur.

Tableau II. 2 : Estimation des besoins en eau domestique

Année	Nombre d'habitants (hab)	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moy jour (m^3/j)
2053	65202	180	11736,36

Source : DRE Mascara

- Le débit journalier moyen domestique est estimé à 11736,36 m^3/j

II.5.2 La consommation moyenne journalière scolaire :

Tableau II. 3 : Estimation des besoins en eau scolaire

Les besoins scolaires					
Désignation	**Quantité**	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l /j)**	**$Q_{moy\,j}$ (m^3/j)**
Lycée	4	Elève	2000	20	40
CEM	6	Elève	2700	20	54
Ecole primaire	8	Elève	3200	20	64
				Total	79

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier des besoins scolaire est estimé à 158 m^3/j

II.5.3 La consommation moyenne journalière administrative :

Les résultats des calculs pour les différents besoins administratifs sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4 : Estimation des besoins en eau administratif

Les besoins administratifs				
Désignation	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l/j)**	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Siège APC	Fonctionnaire	330	15	4,95
Banques	Fonctionnaire	80	15	1,2
DSA	Fonctionnaire	85	15	1,275
SONELGAZ	Fonctionnaire	25	15	0,375
Gendarmerie	Agent	60	50	3
Grande poste	Fonctionnaire	45	15	0,675
DTP	Fonctionnaire	100	15	1,5
Impôts	Fonctionnaire	87	15	1,305
Bureau de poste	Fonctionnaire	6	15	0,09
ADE	Fonctionnaire	100	15	1,5
Hydraulique	Fonctionnaire	65	15	0,975
Police	Agent	624	15	9,36
Académie	Fonctionnaire	230	15	3,45
Trésor	Fonctionnaire	80	15	1,2
			Total	30,855

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier des besoins administratifs est estimé à 30,855 m^3/j

II.5.4 La consommation moyenne journalière sanitaire :

Les résultats de calcul pour les différents besoins sanitaires sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Estimation des besoins en eau sanitaire

Les besoins sanitaires					
Désignation	**Quantité**	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l/j)**	$\mathbf{Q_{moy\ j}\ (m^3/j)}$
Centre de santé	3	Patient	90	50	4,5
Polyclinique	3	Patient	80	15	1,2
Pharmacie	15	Agent	30	15	0,45
				Total	6.15

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier des besoins sanitaires est estimé à 6,15 m^3/j

II.5.5 La consommation journalière moyenne socioculturelle :

Les résultats de calcul pour les différents besoins socioculturelle sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II. 6 : Estimation des besoins en eau socioculturel

Les besoins socioculturels					
Désignation	**Quantité**	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l/j)**	$\mathbf{Q_{moy\ j}\ (m^3/j)}$
Mosquée	6	Fidèle	2000	15	30
Complexe sportif	1	Abonné	50	15	0,75
Maison de jeune	1	Abonné	20	5	0,1
Bibliothèque	1	Lecteur	20	5	0,1
Salles de sport	3	Abonné	150	50	7,5
				Total	38,45

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier des besoins socioculturels est estimé à 38,45 m^3/j

II.5.6 La consommation journalière moyenne commerciale :

Les résultats de calcul pour les différents besoins commerciaux sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Estimation des besoins en eau commercial

Les besoins commerciaux				
Désignation	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l/j)**	$\mathbf{Q_{moy\ j}\ (m^3/j)}$
Marché	m²	2000	5	10
Restaurants	Unité	20	1000	20
Cafés	Client	2000	10	20
Boulangeries	Unité	8	500	4
Boucheries	Unité	15	50	0,75
Bains publiques	Unité	100	180	18
Douche Publiques	Unité	300	180	54
Station de service	Unité	1	6000	6
			Total	132,75

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier des besoins commerciaux est estimé à 132,75 m^3/j

II.5.7 La consommation journalière moyenne d'arrosage :

Les résultats de calcul pour les différents besoins d'arrosage sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Estimation des besoins en eau d'arrosage

Les besoins d'arrosage				
Désignation	**Unité**	**Capacité**	**Dotation (l/j)**	$\mathbf{Q_{moy\ j}\ (m^3/j)}$
Jardin publique	m²	500	5	2,5
			Total	2,5

Source : APC Mascara

- Le débit moyen journalier moyen des besoins d'arrosage est estimé à 2,5 m^3/j

II.5.8 Fuites et gaspillage :

Les fuites d'eau sur le réseau, qui surviennent principalement au niveau des branchements particuliers, dépendent en grande partie de l'état du réseau. Il est estimé que les fuites et le gaspillage représentent environ 15% de la consommation moyenne journalière.

$$Q_{fuite} = 12105{,}065 \times 15\ \% = 1815{,}75\ m^3/j$$

II.6 Consommation en eau totale moyenne journalière :

Après une analyse approfondie des besoins, les résultats de l'évolution des besoins moyens quotidiens de notre agglomération, qui est en question, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous. Cela nous permettra de calculer le débit total nécessaire pour l'approvisionnement en eau de la ville de Mascara jusqu'à l'horizon de calcul.

Tableau II.9 : Récapitulation du débit journalier moyen

Désignation	$Q_{moy\ j}\ (m^3/j)$
Domestique	11736, 36
Scolaire	158
Administrative	30,855
Sanitaire	6,15
Socioculturel	38,45
Commercial	132,75
Arrosage	2,5
Fuites et gaspillage	1815,75
Total	13920,82

- Le débit moyen journalier total est estimé à 13920,82 m^3/j soit 161,12 l/s

II.6.1 Etude de la variation de consommation :

II.6.1.1 La variation journalière :

La consommation en eau potable n'est pas constante, elle varie en fonction des jours, des semaines, et des mois, et sa variation présente des maximums et des minimums.

Elle se caractérise par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\max j}$ et minimum $K_{\min j}$

II.6.1.2 La consommation maximale journalière :

Il s'agit de la consommation d'eau maximale enregistrée lors de la journée la plus chargée de l'année, et elle est calculée en utilisant la relation suivante :

$$\boldsymbol{Q_{max\,j}} = K_{max\,j} * Q_{moy\,j} \quad \text{..... (II.3)}$$

Avec :

$Q_{moy\,j}$: Consommation moyenne journalière (m/j)

$K_{max\,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{max\,j}$ = (1,1 – 1,3)

Pour notre cas on prend $K_{max\,j}$ = 1,24

II.6.1.3 La consommation minimale journalière :

Il s'agit de la consommation d'eau minimale enregistrée lors de la journée la moins chargée de l'année, et elle est calculée en utilisant la relation suivante :

$$\boldsymbol{Q_{min\,j}} = K_{min\,j} * Q_{moy\,j} \quad \text{..... (II.4)}$$

Avec :

$Q_{moy\,j}$: Consommation moyenne journalière (m/j)

$K_{min\,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum $K_{min\,j}$ = (0,7 – 0,9)

Pour notre cas on prend ; $K_{min\,j}$ = 0,85

II.6.1.4 Récapitulation de la variation de consommation journalière :

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau II. 10: Récapitulation des débits maximums et minimums journaliers

Horizon	$Q_{moy\,j}$		$K_{max\,j}$	$Q_{max\,j}$		$K_{min\,j}$	$Q_{min\,j}$	
	m³/j	l/s		m³/j	l/s		m³/j	l/s
2053	13920,82	161,12	1,24	17261,81	199,76	0,85	11832,70	136,95

II.7 Le régime de consommation :

Le débit horaire varie en fonction de la taille de l'agglomération, et la variation des débits horaires tout au long d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants.

Pour calculer le débit correspondant à chaque heure, nous nous référons à un tableau qui indique le pourcentage horaire du débit maximum journalier en fonction du nombre d'habitants :

$$\boldsymbol{Q_h} = \frac{P\,\% * Q_{\max j}}{100} \quad (m^3/j) \quad \textbf{……..…} \quad \textbf{(II.5)}$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire

$P\,\%$: Pourcentage horaire de consommation maximale journalière

Remarque :

Cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Dans notre cas, nous optons pour la répartition correspondant à la colonne où le nombre d'habitants est compris entre 50 001 et 100 000 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Variation du débit horaire de la consommation en eau potable

Heures	Agglomération		Cumulé	
	C_h (%)	Q_h (m³/h)	C_h (%)	Q_h (m³/h)
00-01	3	517,7742	3	517,7742
01-02	3,2	552,29248	6,2	1070,06668
02-03	2,5	431,4785	8,7	1501,54518
03-04	2,6	448,73764	11,3	1950,28282
04-05	3,5	604,0699	14,8	2554,35272
05-06	4,1	707,62474	18,9	3261,97746
06-07	4,5	776,6613	23,4	4038,63876
07-08	4,9	845,69786	28,3	4884,33662
08-09	4,9	845,69786	33,2	5730,03448
09-10	5,6	966,51184	38,8	6696,54632
10-11	4,8	828,43872	43,6	7524,98504
11-12	4,7	811,17958	48,3	8336,16462
12-13	4,4	759,40216	52,7	9095,56678
13-14	4,1	707,62474	56,8	9803,19152
14-15	4,2	724,88388	61	10528,0754
15-16	4,4	759,40216	65,4	11287,4776
16-17	4,3	742,14302	69,7	12029,6206
17-18	4,1	707,62474	73,8	12737,2453
18-19	4,5	776,6613	78,3	13513,9066
19-20	4,5	776,6613	82,8	14290,5679
20-21	4,5	776,6613	87,3	15067,2292
21-22	4,8	828,43872	92,1	15895,6679
22-23	4,6	793,92044	96,7	16689,5884
23-00	3,3	569,55162	100	17259,14

D'après le tableau ci-dessous nous avons :

- ✓ Un débit de pointe $Q_{max\,h}$ = 966,51184 m³/j entre 9h et 10h
- ✓ Un débit minimum $Q_{min\,h}$ = 431,4785 m³/j entre 2h et 3h du matin

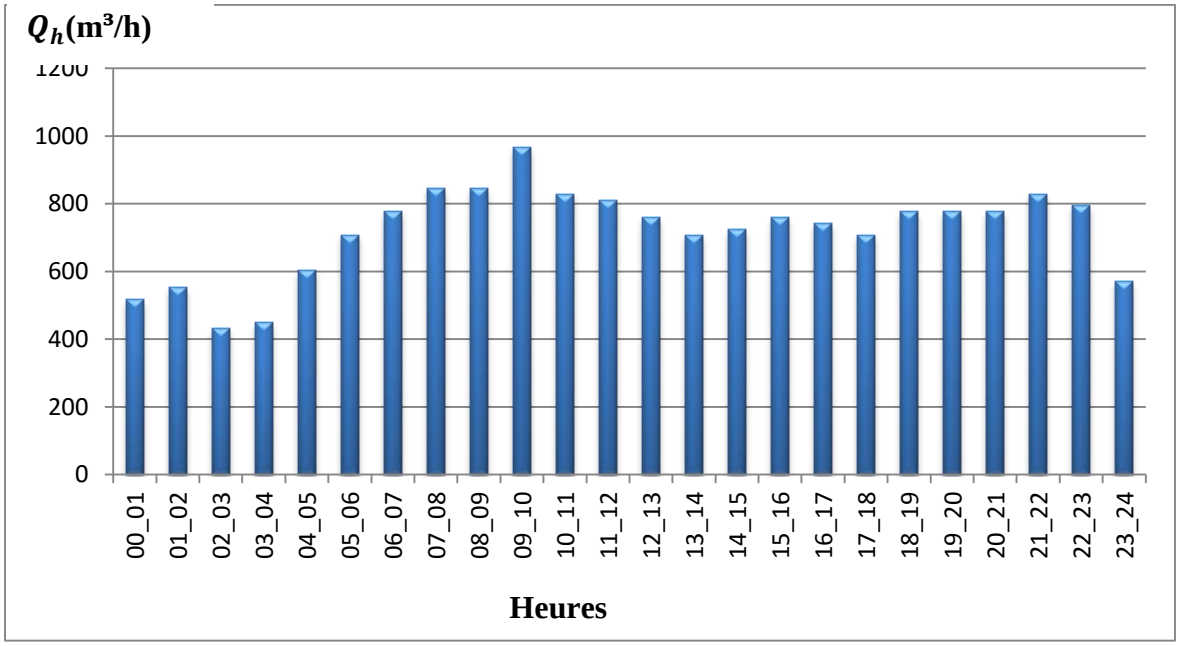


Figure II.1 : Histogramme de consommation journalière

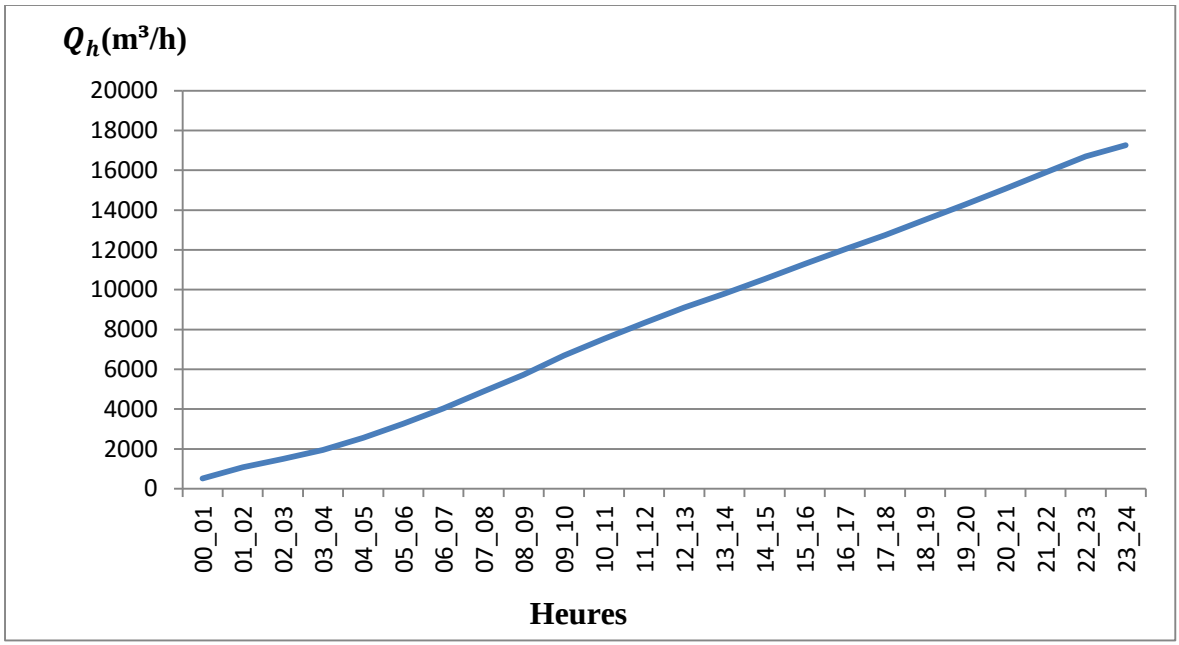


Figure II.2 : La courbe cumulée de consommation

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le calcul et l'estimation des besoins en eau de la ville de Mascara pour l'horizon de calcul en 2053. Ensuite, nous avons déterminé le débit maximal journalier ainsi que le débit de pointe horaire pour l'ensemble de l'agglomération.

Pour acheminer cette quantité d'eau vers les consommateurs, il est essentiel de dimensionner les ouvrages d'adduction, ce qui constituera l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre III :

Etude d’adduction

III.1 Introduction

Le transport de l'eau vers la ville de Mascara se fait par pompage et refoulement au moyen d'une conduite d'adduction. Le transfert de l'eau depuis TIZI jusqu'à la ville de Mascara implique le choix de la meilleure variation de tracé pour la conduite d'adduction et la détermination des dimensions des ouvrages de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale. C'est dans ce contexte que s'inscrit l'objectif de ce chapitre.

III.2 Types d'adduction :

Selon leur mode de fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement
- ✓ Adduction mixte

III.2.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage est situé à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération, et le transfert de l'eau se fait naturellement grâce à l'effet de la gravité, sans nécessiter de pompes ou de dispositifs de refoulement.

III.2.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à approvisionner se situe à une altitude plus élevée que celle du point de captage, ce qui signifie que l'écoulement de l'eau doit être réalisé en utilisant des pompes ou des dispositifs de refoulement pour surmonter la différence d'altitude.

III.2.3 Adduction mixte :

Il s'agit d'une adduction où la conduite de refoulement peut se transformer en conduite gravitaire, ou vice versa. Cette transition entre les deux types de conduite est réalisée en utilisant un réservoir intermédiaire appelé réservoir tampon.

III.3 Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- ✓ Le tracé entre la zone de captage et le réservoir d'accumulation doit être le plus court possible pour des raisons économiques.
- ✓ Eviter les contres pentes, qui peuvent engendrer des points élevés et des cantonnements aériens difficiles à évacuer.
- ✓ Eviter les terrains accidentés et rocheux et choisir un terrain stable le long du tracé
- ✓ Condition d'accès aisés (travaux, surveillance, entretien).

- ✓ Passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation.
- ✓ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal.

III.4 Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend à la fois de leurs caractéristiques techniques et de leur viabilité économique.

Sur le plan technique : cette utilité dépend de plusieurs nécessités tels que :

- ➢ Diamètre et pression de service
- ➢ Résistance aux pressions, à la résistance des charges mobiles et aux attaques chimiques
- ➢ Adaptation aux terrains de pose.
- ➢ Bonne étanchéité
- ➢ Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique : cette utilité dépend essentiellement :

- ➢ Du prix de la fourniture et du transport
- ➢ De leur disponibilité sur le marché local

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, on distingue deux types de tuyaux utilisés en fonction des matériaux à partir desquels ils sont fabriqués.

- Métalliques : acier soudable, acier non soudable, fonte ductile, fonte grise,
- En matière thermoplastiques : polyéthylène (PEHD, PEBD et PEMD), chlorure de polyvinyle (PVC)

Conduites en fonte :

a) Les avantages :

- ✓ La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, avec une bonne résistance aux forces intérieures.
- ✓ Elle est très rigide et solide, n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.
- ✓ La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600 mm de diamètre, et de 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.

b) Les inconvénients :

- ✓ La fonte est fragile et nécessite de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboitement et à brides.
- ✓ Lourds et très chères.
- ✓ Grandes sensibilité à la corrosion, à la surcharge et aux mouvements du sous-sol
- ✓ Non disponible aux marchés.

Conduites en acier :

a) Les avantages :

- ✓ L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions.
- ✓ Ils sont soudables, disponibles aux marchés, et ils présentent une bonne étanchéité.
- ✓ Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.

b) Les inconvénients :

- ✓ Il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.
- ✓ Une faible durée de vie estimée à 20 ans

Conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité) :

a) Les avantages :

- ✓ Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les bases, les acides, il résiste à l'entartrage et la corrosion.
- ✓ Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- ✓ Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- ✓ Se raccorde facilement aux réseaux existant (acier, fonte …)

b) Les inconvénients :

- ✓ Malgré les avantages cité, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions, avec pression nominales maximales 30 bar.
- ✓ Ils nécessitent une grande technicité pour la jonction.

Conduites en PVC :

a) Les avantages :

- ✓ Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.

- ✓ Une faible rugosité qui se maintient au long des années.
- ✓ Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
- ✓ Le PVC avec une densité de 1,4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.
- ✓ Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6 m avec une pose de canalisation facile.

b) Les inconvénients :

- ✓ Le risque de rupture
- ✓ Une pression nominale inférieure à 20 m.
- ✓ Ils sont rigides

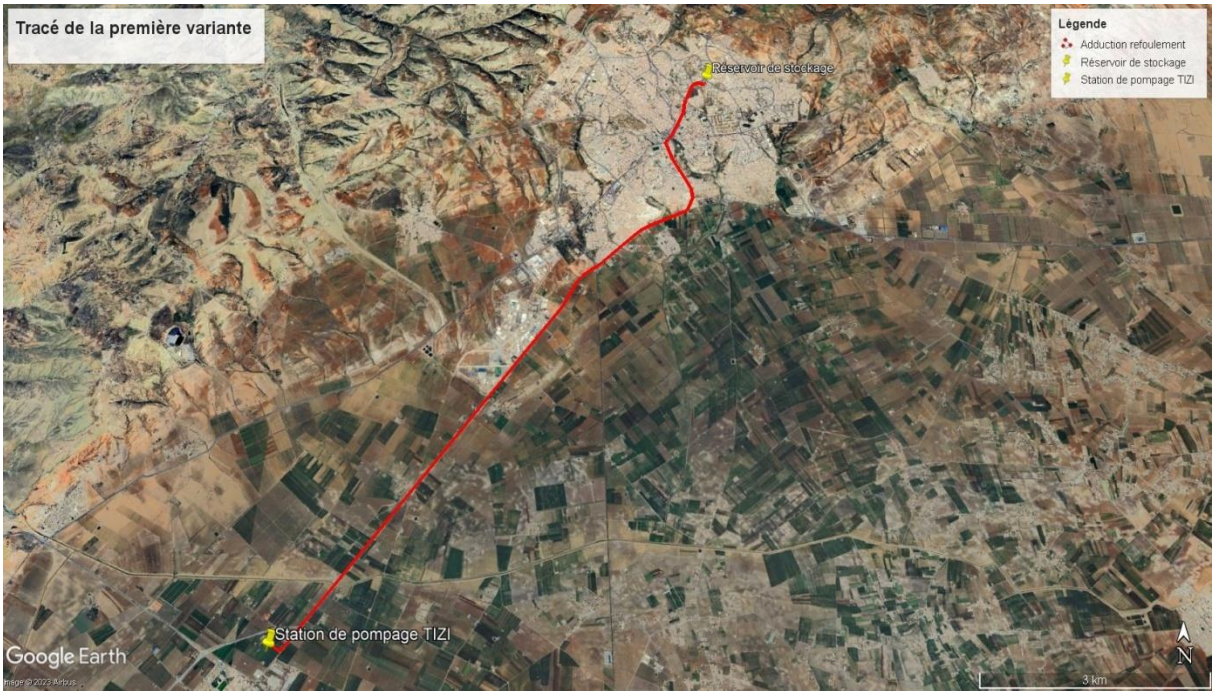
III.5 Etude des variantes :

Il faut prendre en considération certains exigences que l'on s'efforcera dans la mesure, pour déterminer la variante la plus économique.

On ne peut sélectionner qu'un seul tracé selon le plan topographique, nous proposons deux variantes sur lesquelles les stations de pompages sont implantées à différentes cote.

III.5.1 Première variante :

Dans cette variante le système d'adduction est constitué d'une seule station de pompage placée à la cote 452 m .Elle refoule vers les réservoirs de stockage avec une cote du trop-plein de 636 m sur une longueur de 12046 m.



Source : Google earth août 2023

Figure III.1 : Tracé de la première variante

III.5.2 Deuxième variante :

Dans cette variante le système d'adduction est constitué de deux stations de pompage dans l'une possède une première bâche, la première station de pompage placée à la cote de terrain 452 m refoule vers la deuxième bâche sur une longueur de 12580 m, enfin la deuxième station de pompage qui se trouve à la cote de terrain 520 m refoule vers les réservoirs de stockage avec une cote de trop plein de 636 m sur une longueur de 4932 m.



Source : Google earth août 2023

Figure III.2 : Tracé de la deuxième variante

III.5.3 Comparaison technique des variantes :

Selon la présentation du schéma des deux variantes présente ci-dessus nous remarquons techniquement que la deuxième variante présente beaucoup plus d'ouvrage hydraulique par rapport à la première variante. Par ailleurs en pratique il été remarqué que la corrélation de deux station de pompage présente un problème de fonctionnement notamment dans la durée. En matière de gestion cette variante demande beaucoup plus d'assistance en matière de fonctionnement.

La deuxième variante prévoit deux stations de pompages pour élever l'eau à une hauteur totale de 180 m, la première variante prévoit une seule station de pompage, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.

Par rapport au tracé la topographie ne permet pas de projeter plusieurs variantes, donc on a choisi le tracé qui présente la longueur de refoulement minimale.

III.5.4 Choix du matériau :

Dans notre adduction on a choisi des conduites en PEHD parce qu'il est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est in corrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de système de qualité conforme aux prescriptions internationales.

Ci-après un tableau récapitulatif des deux variantes proposées :

Tableau III.1 : Tableau donnant les cotes des deux variantes

Variante	Tronçon	Longueur (m)	Cote départ	Cote arrivée	Dénivelée (m)	Matériau
V1	SP1 → RV	12046	452	632	180	PEHD
V2	SP1 → SP2	12580	452	520	68	PEHD
	SP2 → RV	4932	520	632	112	PEHD

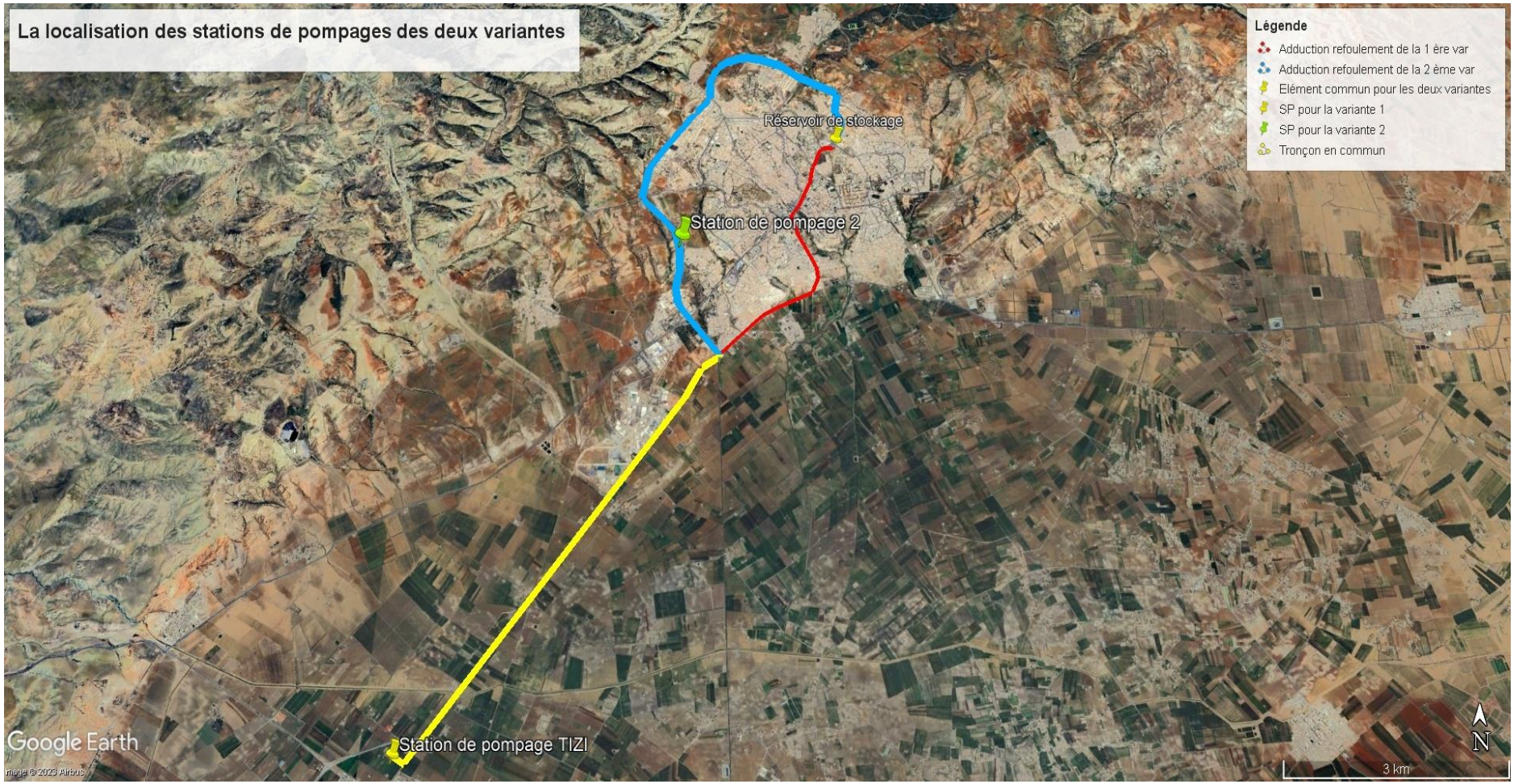
Nomenclature :

SP1 : La première station de pompage

SP2 : La deuxième station de pompage

RV : Réservoir de stockage

Tronçon SP1→ RV : A partir de la première station de pompage (cote départ 452 m), vers le réservoir (cote d'arrivée 632 m).



Source : Google earth août 2023

Figure III.3 : Localisation des stations de pompages des deux variantes

III.6 Calcul hydraulique :

III.6.1 Méthode de calcul :

Le choix des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations suivantes :

$$\boldsymbol{D_{ec}} = \sqrt{Q} \quad \text{(Relation de Bonin)} \ \textbf{…….……. (III.1)}$$

Avec :

D_{ec} : Diamètre économique de la conduite (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3 /s)

- **Hauteur manométrique totale :**

On calcule la hauteur manométrique totale de la manière suivante :

$$\textbf{Hmt} = H_g + \sum \Delta h \ \textbf{……..…….. (III.2)}$$

Avec :

H_g : La différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charges linéaires et singulières (m).

Dans le cas d'adduction, les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta \boldsymbol{h} = 1{,}10 * \Delta h_p^{lin} \textbf{…….. (III.3)}$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m)

$$\Delta \boldsymbol{h_p^{lin}} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \quad \text{(Formule de Darcy – Weisbach)} \ \textbf{…….. (III.4)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

Q : Débit à refouler (m^3/s)

L : Longueur géométrique de la conduite (m)

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement dont :

$$\boldsymbol{\lambda} = (1{,}14 - 0{,}86 \ln \tfrac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)} \textbf{……. (III.5)}$$

- **Puissance de pompage :**

$$\mathbf{P} = \frac{\rho*g*Hmt*Q}{\eta} \textbf{……..…….. (III.6)}$$

P : Puissance absorbé par la pompe (KW)

g : Accélération de la pesanteur (m /s^2)

Hmt : Hauteur manométrique totale (m)

η: Rendement de la station de pompage 80%

Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage au cours d'une année provient du produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \text{(III.7)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh)

P : Puissance de pompage (KW)

T : Temps de pompage par jour (h)

- **Frais d'exploitation :**

Les dépenses énergétiques annuelles correspondent au produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée annuellement.

$$K = \delta * E \quad \text{(III.8)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA)

E : Energie consommée par année (KWh)

δ : Prix du KWh

Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heures (H)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h – 17h	11	4,98
Heures de pointes	17h – 21h	4	8,35
Heures creuses	21h – 06h	9	0,68

Source : SONELGAZ Mascara

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des pompes de 20/24 heures.

Le prix du KWh pendant les 20 heures de pompages est estimé à δ = 4,58 DA

- **Amortissement annuel :**

Les frais d'amortissement sont basés sur la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

A : Frais d'amortissement (%)

i : Taux d'annuité, *i* = 8 %

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n= 30 ans

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} + 0.08$$

$$A = 0.0887$$

III.6.2 Calcul du diamètre économique :

Pour déterminer la variante la plus adaptée, il faut procéder à une étude technico-économique des deux variantes.

Le diamètre économique est calculé en fonction de débit de pompage suivant :

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{Tf} = \frac{17259.14}{20} = 862.957 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$Q_p = 0,2397 \text{ m}^3 / \text{s}$$

III.6.2.1 La première variante :

- **SP1-RV:**

a) Calcul des frais d'investissement :

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-RV (V1)

Diamètre (mm)	Annuité	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	F investissement (DA)
PN20 –DN 400	0.088	12046	15680	$1,66 \times 10^7$
PN20–DN 500	0.088	12046	24500	$2,60 \times 10^7$
PN20 –DN 630	0.088	12046	40480	$4,29 \times 10^7$
PN20 –DN 710	0.088	12046	48680	$5,16 \times 10^7$
PN20 – DN 800	0.088	12046	57890	$6,13 \times 10^7$

Source des prix : SARL NOVA PLAST ORAN

a) Calcul des frais d'exploitation :

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.4 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-RV (V1)

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (KWh)	F exp (DA)
PN20 –DN 400	310,6	3,169	0.009	165,60	345,60	$7{,}42\times 10^{6}$	$3{,}40\times 10^{7}$
PN20–DN 500	388,4	2,026	0.009	52,14	232,14	$4{,}98\times 10^{6}$	$2{,}28\times 10^{7}$
PN20 –DN 630	489,4	1,276	0.009	15,79	195,79	$4{,}20\times 10^{6}$	$1{,}86\times 10^{7}$
PN20 –DN 710	551,4	1,005	0.009	8,53	188,53	$4{,}05\times 10^{6}$	$1{,}80\times 10^{7}$
PN20 – DN 800	621,4	0,791	0.008	4,60	184,60	$3{,}96\times 10^{6}$	$1{,}76\times 10^{7}$

a) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour la première variante :

Tableau III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-RV (V1)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F inves (DA)	Coût total (DA)
PN20 –DN 400	3,169	$3{,}40\times 10^{7}$	$1{,}66\times 10^{7}$	$5{,}06\times 10^{7}$
PN20–DN 500	2,026	$2{,}28\times 10^{7}$	$2{,}60\times 10^{7}$	$4{,}88\times 10^{7}$
PN20 –DN 630	1,276	$1{,}86\times 10^{7}$	$4{,}29\times 10^{7}$	$6{,}15\times 10^{7}$
PN20 –DN 710	1,005	$1{,}85\times 10^{7}$	$5{,}16\times 10^{7}$	$7{,}01\times 10^{7}$
PN20 – DN 800	0,791	$1{,}81\times 10^{7}$	$6{,}13\times 10^{7}$	$7{,}94\times 10^{7}$

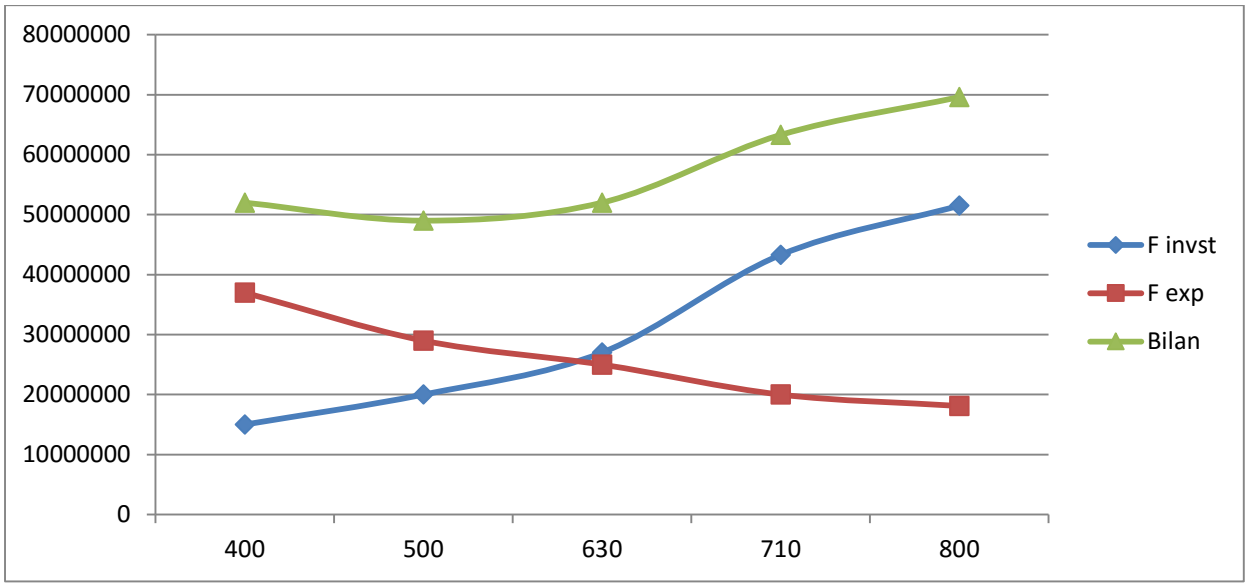


Figure III.4 : La courbe d'optimisation SP1-RV

- **Résultat de l'étude technico-économique de la première variante :**

Après avoir terminé l'étude technico-économique de la première variante, nous avons trouvé les résultats montrés dans le tableau ci-après :

Tableau III. 6 : Résultat de l'étude de la 1ére variante

Tronçon	DN (mm)	DN_{int} (mm)	V (m/s)	Coût total (DA)
SP1-RV	630	489,4	1.276	$6{,}15 \times 10^7$
			Total	$6{,}15 \times 10^7$

Remarque :

- Le diamètre le plus économique est D_{ext}= 500 mm avec une vitesse de 2,026 m/s qui dépasse un peu la valeur de vitesse de refoulement admissible (0.6 < V <1.6 m/s).

- Pour des raisons techniques on a opté pour le troisième diamètre le plus économique D_{ext}=630 mm avec une vitesse de 1.276 m/s.

III.6.2.2 La deuxième variante :

- **SP1 – Bâche SP2:**

a) Calcul des frais d'investissement :

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III. 7 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2)

D (mm)	Annuité	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	F investissement (DA)
PN10 –DN 400	0.088	12580	8829	$9{,}77 \times 10^6$
PN10–DN 500	0.088	12580	13825	$1{,}55 \times 10^7$
PN10 –DN 630	0.088	12580	21936	$2{,}32 \times 10^7$
PN10 –DN 710	0.088	12580	31150	$3{,}34 \times 10^7$
PN10 – DN 800	0.088	12580	40260	$4{,}35 \times 10^7$

Source du prix : SARL NOVA PLAST ORAN

a) Calcul des frais d'exploitation :

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau II. 8 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1-SP2 (V2)

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (KWh)	F exp (DA)
PN10 –DN 400	352,6	2,459	0.009	106,85	218,85	$4{,}70 \times 10^6$	$2{,}15 \times 10^7$
PN10–DN 500	440,6	1,574	0.009	33,78	145,78	$3{,}13 \times 10^6$	$1{,}61\times 10^7$
PN10 –DN 630	555,2	0,991	0.009	10,23	122,29	$2{,}62 \times 10^6$	$1{,}20 \times 10^7$
PN10 –DN 710	625,8	0,780	0.008	5,51	117,58	$2{,}52 \times 10^6$	$1{,}15 \times 10^7$
PN10 – DN 800	705,2	0,614	0.008	2,97	114,97	$2{,}47 \times 10^6$	$1{,}13 \times 10^7$

a) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le premier tronçon de la deuxième variante :

Tableau III. 9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2 (V2)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F invest (DA)	Coût total (DA)
PN10 –DN 400	2,459	$2{,}15 \times 10^7$	$9{,}77 \times 10^6$	$3{,}13 \times 10^7$
PN10-DN 500	1,474	$1{,}61 \times 10^7$	$1{,}55 \times 10^7$	$3{,}17 \times 10^7$
PN10 –DN 630	0,991	$1{,}20 \times 10^7$	$2{,}32 \times 10^7$	$3{,}53 \times 10^7$
PN10 –DN 710	0,780	$1{,}15 \times 10^7$	$3{,}34 \times 10^7$	$4{,}50 \times 10^7$
PN10 –DN 800	0,614	$1{,}13 \times 10^7$	$4{,}35 \times 10^7$	$5{,}48 \times 10^7$

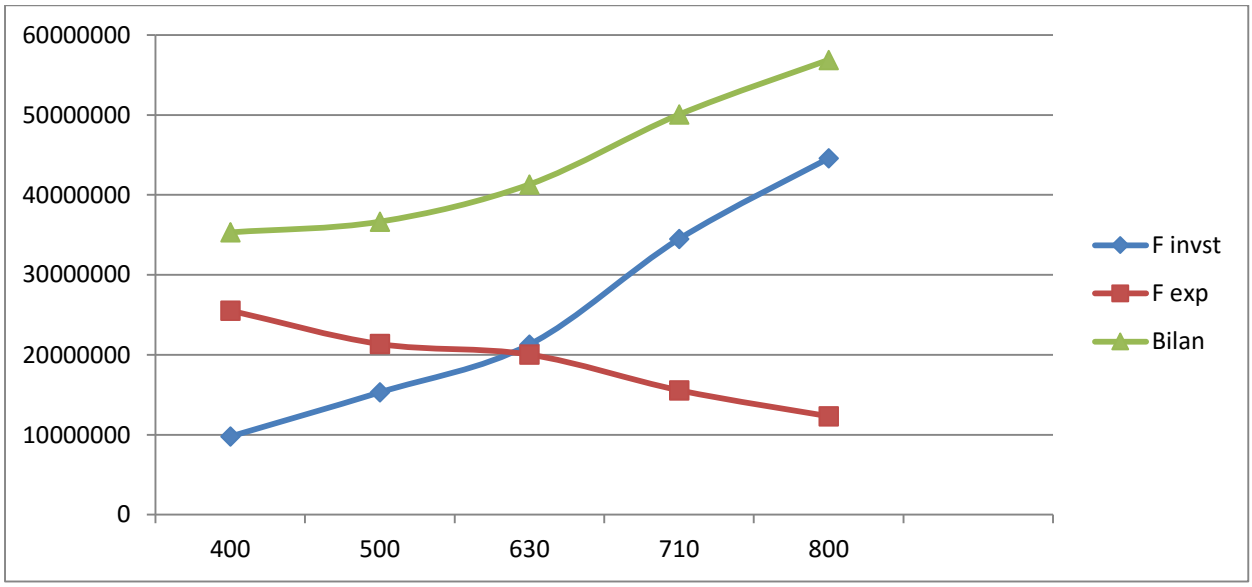


Tableau III. 3: La courbe d'optimisation SP1-SP2 (V2)

- **SP2-RV :**

a) Calcul des frais d'investissement :

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre SP2-RV(V2)

D (mm)	Annuité	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	F investissement (DA)
PN16 –DN 400	0.088	4932	10920	$4{,}80 \times 10^6$
PN16 –DN 500	0.088	4932	17030	$7{,}49 \times 10^6$
PN16 –DN 630	0.088	4932	27040	$1{,}58 \times 10^7$
PN16 –DN 710	0.088	4932	34190	$1{,}71 \times 10^7$
PN16 –DN 800	0.088	4932	43420	$1{,}91 \times 10^7$

Source des prix : SARL NOVA PLAST ORAN

a) Calcul des frais d'exploitation :

Le tableau suivant présente les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres :

Tableau III.11 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre SP2-RV (V2)

D (mm)	D int (mm)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	H (m)	E (KWh)	F exp (DA)
PN16 –DN 400	327,4	2,852	0.009	62,31	174,31	$3{,}74 \times 10^6$	$1{,}71 \times 10^7$
PN16 –DN 500	409,2	1,825	0.009	19,67	131,67	$2{,}82 \times 10^6$	$1{,}31 \times 10^7$
PN16 –DN 630	515,6	1,150	0.009	5,96	117,96	$2{,}53\times 10^6$	$1{,}28 \times 10^7$
PN16 –DN 710	581	0,905	0.008	3,21	115,21	$2{,}47 \times 10^6$	$1{,}20 \times 10^7$
PN16 –DN 800	654,8	0,719	0.008	1,73	113,73	$2{,}44 \times 10^6$	$1{,}11 \times 10^7$

a) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique pour le deuxième tronçon de la deuxième variante :

Tableau III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-RV (V2)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F invest (DA)	Coût total (DA)
PN16 –DN 400	2,852	$1{,}71 \times 10^7$	$4{,}80 \times 10^6$	$2{,}1 \times 10^7$
PN16-DN 500	1,825	$1{,}29 \times 10^7$	$7{,}49 \times 10^6$	$2{,}04\times 10^7$
PN16 –DN 630	1,150	$1{,}28 \times 10^7$	$1{,}58 \times 10^7$	$2{,}86\times 10^7$
PN16 –DN 710	0,905	$1{,}20 \times 10^7$	$1{,}71 \times 10^7$	$2{,}90 \times 10^7$
PN20 –DN 800	0,719	$1{,}11 \times 10^7$	$1{,}91 \times 10^7$	$3{,}03\times 10^7$

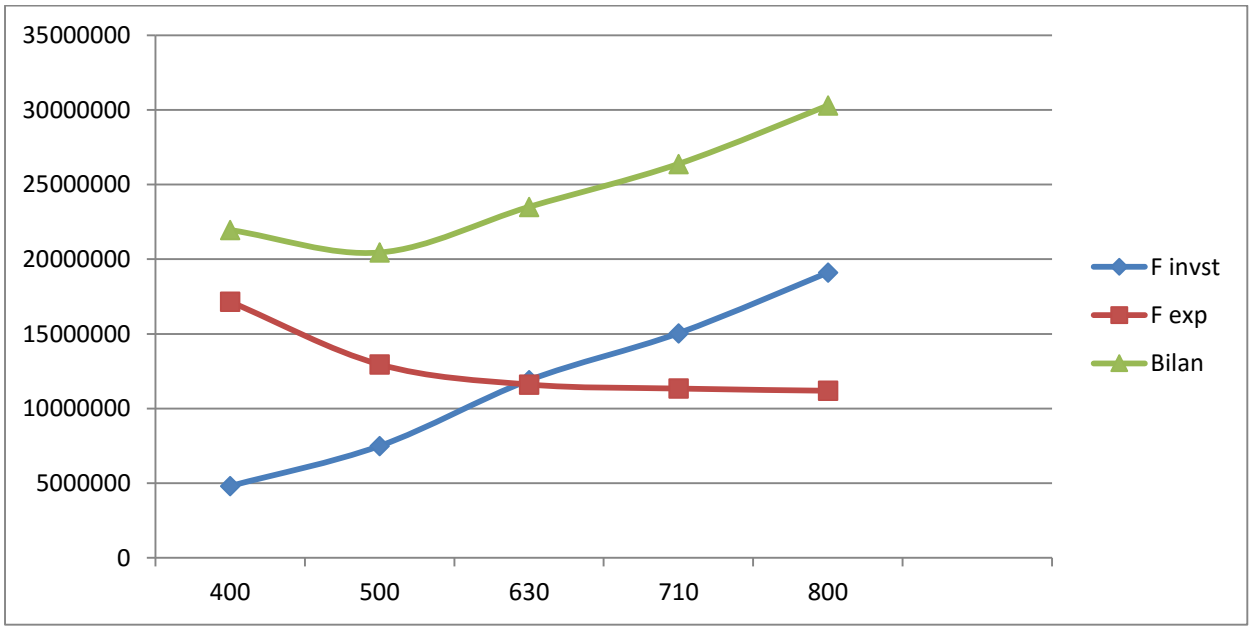


Figure III.6 : La courbe d'optimisation SP2-RV (V2)

- **Résultat de l'étude technico-économique de la deuxième variante :**

Après avoir terminé l'étude technico-économique, nous avons trouvé les résultats montrés dans le tableau ci-après :

Tableau III. 13: Résultat de l'étude de la deuxième variante

Tronçon	D ext (mm)	D int (mm)	V (m/s)	Cout total (DA)
SP1-SP2	500	440,6	1,474	$3{,}17 \times 10^7$
SP2-RV	630	515,6	1.150	$2{,}86 \times 10^7$
			Total	$6{,}03 \times 10^7$

Remarque :

- Le diamètre le plus économique pour le premier tronçon est D_{ext} = 500 mm avec une vitesse de 1,474 m/s.

- Le diamètre le plus économique pour le deuxième tronçon est D_{ext} = 500 mm avec une vitesse de 1,827 m/s qui dépasse un peu la valeur de vitesse de refoulement admissible (0.6<V<1.6 m/s).

- Pour des raisons techniques on a opté pour le troisième diamètre le plus économique D_{ext} =630 mm avec une vitesse de 1,150 m/s.

III.6.3 Choix de la variante :

Pour choisir la variante la plus appropriée on va se baser sur le tableau comparatif ci-après :

Tableau III.14 : Le bilan comparatif

Variante	Tronçon	V (m/s)	F invst (DA)	F exp (DA)	Total	Bilan (DA)
V1	SP1-RV	1,276	$4{,}29 \times 10^7$	$1{,}86 \times 10^7$	$6{,}15 \times 10^7$	$6{,}15 \times 10^7$
V2	SP1-SP2	1,474	$1{,}55 \times 10^7$	$1{,}61 \times 10^6$	$3{,}17 \times 10^7$	$6{,}03 \times 10^7$
	SP2-RV	1,150	$1{,}58 \times 10^6$	$1{,}28 \times 10^7$	$2{,}86 \times 10^7$	

Remarque :

Il est observé que les bilans sont pratiquement identiques, ce qui nous a conduits à opter pour la première variante, comportant une seule station de pompage, afin d'éviter les coûts liés à la deuxième station de pompage de la deuxième variante.

Donc la première variante est la plus économique, à l'aide d'une seule station de pompage vers les réservoirs placé à la cote du trop-plein 636 m sur une distance de12046 m avec diamètre 630 mm et PN 20.

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre pour déterminer le diamètre adéquat des conduites d'adduction par refoulement projetées

Cette étude technico-économique a pris en compte à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation qui ont permis de mieux évaluer les diamètres.

Chapitre IV :

Etude de stockage

IV.1 Introduction

Les réservoirs fonctionnent comme des points de liaison entre les réseaux de distribution et d'adduction. Ils jouent le rôle d'infrastructures hydrauliques permettant le stockage des eaux et leur distribution ininterrompue, assurant ainsi la régulation des débits et des pressions au sein du réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

IV.2 Fonctions des réservoirs :

En général, les réservoirs sont nécessaires pour pouvoir fournir de l'eau potable aux zones bâties.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

a. **La régulation du débit** entre le mode d'alimentation (définir par le pompage et le traitement) et le mode de distribution (définir par la consommation).
b. **La régulation de la pression** en tout point du réseau : le réservoir fournit une pression suffisante et plus ou moins constante à l'utilisateur, la pression fournie par la station de pompage peut varier au démarrage et à l'arrêt des pompes.
c. **La sécurité** contre les risques d'incendie, besoins particuliers en eau. parce qu'ils procurent d'autres avantages, à savoir :

- Ils constituent des réserves pour les imprévus (casse de pompe, panne, réparations, extension du réseau, etc.).
- Possibilité de pomper l'eau la nuit lorsque les prix de l'électricité sont les plus bas.
- Régularité des opérations de pompage. La pompe refoule à débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

IV.3 L'emplacement des réservoirs :

Le positionnement du réservoir est fréquemment une problématique complexe à aborder. Résoudre cette question nécessite la prise en compte de diverses considérations techniques et économiques importantes :

- ✓ Idéalement, l'emplacement devrait permettre une distribution gravitaire ; la cote du radier doit être située au-dessus de la cote de piézométrie maximale dans le réseau.

- ✓ En considération des aspects économiques, il est plus avantageux que le remplissage s'effectue par gravité, ce qui signifie qu'il est souhaitable de positionner le réservoir à un niveau inférieur par rapport au point d'entrée de l'eau.
- ✓ L'implantation devrait idéalement être située à l'extrémité de la ville ou à proximité d'un centre de consommation majeur.
- ✓ Le réseau de distribution doit être alimenté par gravité, et en conséquence, le réservoir doit être érigé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- ✓ Le choix de l'emplacement du réservoir doit également être fait de manière à garantir une pression adéquate pour répondre aux besoins des abonnés.

IV.4 Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- **Position du réservoir par rapport au sol :** Ils peuvent être enterrés, semi-enterrés, surélevés.
- **Forme de la cuve :** Ils peuvent être réservoir carre, réservoir rectangulaire, réservoir circulaire.
- **Nature des matériaux** : Ils peuvent être réservoir en maçonnerie, réservoir en béton armé ou en béton précontraint.

IV.5 Choix du réservoir :

Naturellement, cette décision dépendra des spécificités propres à chaque situation. Toutefois, lorsque faisable, il serait judicieux d'opter pour un réservoir enterré, semi-enterré, ou idéalement surélevé au-dessus du sol avec un radier légèrement enfoui. Le choix du réservoir dépend des :

- ✓ Conditions topographiques.
- ✓ Conditions géotechniques.
- ✓ Conditions hydrauliques.
- ✓ Conditions économiques.

IV.6 Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

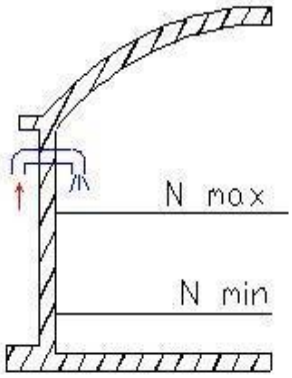
IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

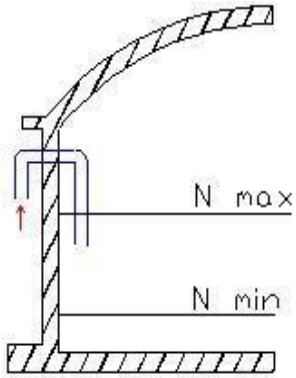
La conduite d'adduction débouche dans le réservoir et doit être conçue pour se fermer lorsque le niveau d'eau à l'intérieur de la cuve atteint sa limite maximale. Si l'adduction est

réalisée par gravité, cela peut être réalisé par un robinet flotteur. Si l'adduction est effectuée par refoulement, un dispositif doit être prévu pour arrêter le moteur.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

a- Par sur verse : Il est possible de disposer la conduite en la laissant tomber librement ou en l'immergeant de manière à ce que son extrémité reste toujours submergée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.



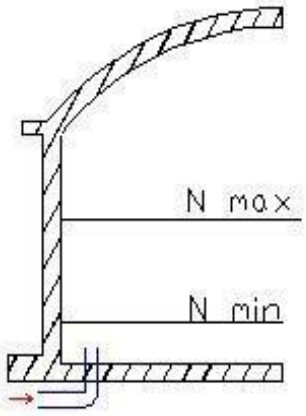


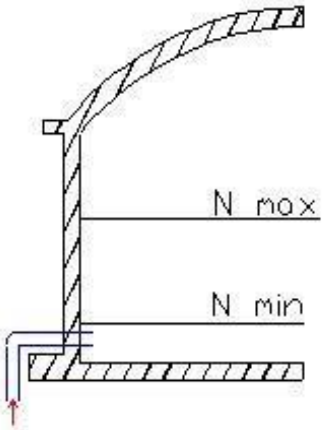
Source : MFE I. BENBOUSSAD « Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Ain Boucif (W. Médéa) »

Figure IV. 1: Arrivée par sur verse (Chute libre)

Figure IV.1 : Arrivée par sur verse (Noyée)

b- Par dessous : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.





Source : MFE I. BENBOUSSAD « Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Ain Boucif (W. Médéa) »

Figure IV.2 : Arrivée par-dessous (Par le fond)

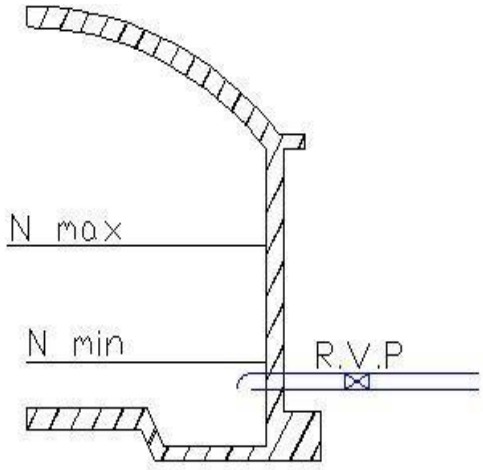
Figure IV.2: Arrivée par-dessous (Par le bas)

IV.6.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque cm au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

On réserve au minimum 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.



Source : http://staff.univ-batna2.dz/ default/files /files/stockage_de_leau_potable.pdf

Figure IV.3 : Conduite de départ

IV.6.3 Conduite de trop-plein :

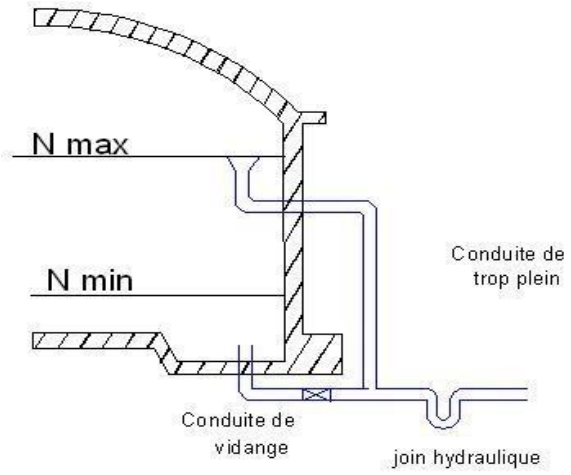
Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas ou une pompe ne s'arrête pas.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein.

IV.6.4 Conduite de vidange :

Cette conduite autorise la vidange du réservoir lorsqu'il est nécessaire de le nettoyer ou de le réparer. Elle est équipée d'un robinet-vanne et est habituellement connectée à la canalisation

de débordement. Il est important de noter que le robinet-vanne doit être nettoyé à chaque vidange pour prévenir l'accumulation de dépôts de sable.



Source : http://staff.univ-batna2.dz/ default/files /files/stockage_de_leau_potable.pdf

Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop plein

IV.6.5 Conduite by-pass :

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, ce qui est essentiel pour assurer la continuité de l'approvisionnement du réseau lorsque le réservoir est isolé en raison de travaux d'entretien.

IV.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Lorsqu'il n'est pas possible d'avoir une surveillance permanente du niveau d'eau dans le réservoir, comme c'est le cas pour les installations automatisées, il est important de mettre en place des mesures pour prévenir le passage des réserves d'incendie dans la distribution en cas de prélèvement intensif. Deux types de systèmes sont identifiables : le système à double prise et le système à siphon.

a) **Système à siphon** : le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. De cette manière, la réserve est continuellement renouvelée tout en demeurant disponible en permanence.
b) **Système à deux prises :** rarement utilisé du fait de la présence d'une zone inactive d'eau (la réserve de sécurité n'est pas correctement renouvelée).

IV.7 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation :

Lorsque l'on évalue la capacité nécessaire pour un réservoir, il est essentiel de prendre en considération les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela implique de considérer

d'une part le fonctionnement des ouvrages en amont et d'autre part les variations de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.7.1 La méthode analytique :

La méthode analytique implique de calculer, pour chaque heure de la journée, le surplus ou le déficit de volume dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$\boldsymbol{V_r} = \frac{a * Q_{\max j}}{100} \quad (m^3) \text{ ……..……(IV.1)}$$

Vr : capacité résiduelle (m3)

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%)

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m3/j)

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

$$\boldsymbol{V_T} = V_r + V_{inc} \text{ ……..…. (IV.2)}$$

V_T: Capacité totale d du réservoir (m^3)

V_{inc}: Volume d'incendie estimé à 120 m^3

IV.7.2. Méthode graphique :

Cette méthode repose sur le tracé des courbes représentant la consommation maximale journalière, ainsi que l'apport de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts entre les deux points extrêmes de la courbe de consommation et celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal quotidien.

Donc :

$$\boldsymbol{R_{max}} = |V^+| + |V^-| \text{ ……..……..…. (IV.3)}$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$\boldsymbol{V_r} = \frac{Q_{\max j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \text{ …….. (IV.4)}$$

Dont le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc}$

IV.8 Dimensionnement du réservoir :

IV.8.1 Réservoir de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir.

Dans le cadre de notre projet, nous employons la méthode analytique pour déterminer la capacité du réservoir :

Tableau IV. 1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ville de Mascara

Heures	Consommation d'eau (%)	Refoulement d'eau (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Capacité horaire
0 – 1	3	5	2		4,1
1 – 2	3,2	5	1,8		5,9
2 – 3	2,5	5	2,5		8,4
3 – 4	2,6	5	2 ,4		10,8
4 – 5	3,5	5	1,5		12,3
5 – 6	4,1	5	0,9		13,2
6 – 7	4,5	5	0,5		13,7
7 – 8	4,9	5	0,1		13,8
8 – 9	4,9	5	0,1		13,9
9 – 10	5,6	5		- 0,6	13,3
10 – 11	4,8	5	0,2		13,5
11 – 12	4,7	5	0,3		13,8
12 – 13	4,4	5	0,6		14,4
13 – 14	4,1	5	0,9		15,3
14 – 15	4,2	5	0,8		16,1
15 – 16	4,4	5	0,6		16,7
16 – 17	4,3	5	0,7		17,4
17 – 18	4,1	5	0,9		**18,3**
18 – 19	4,5	0		- 4,5	13,8
19 – 20	4,5	0		- 4,5	9,3
20 – 21	4,5	0		- 4,5	4,8
21 – 22	4,8	0		- 4,8	0
22 – 23	4,6	5	0,4		0,4
23 – 24	3,3	5	1,7		2,1

IV.8.2 Calcul de la capacité du réservoir de la ville de Mascara :

- Le volume résiduel sera : $V_{r=} \frac{18,3 \times 17259,14}{100} = 3158,422$ m³
- La capacité totale sera : $V_{t=}$ 3158,422 + 120 = 3278,422 m³
- La capacité normalisée sera : V_n **= 4000 m³**

Remarque :

La capacité des réservoirs actuels est $2\times 2000\ m^3$, donc elle est suffisante pour répondre aux exigences de la ville à l'horizon de calcul.

IV.8.3 Dimensionnement de la bâche d'eau de la station de pompage (SP) :

Les stations de reprises fonctionnent comme des points de transit, et leur dimensionnement sera calculé en fonction du temps requis pour maintenir la crépine en charge. Nous choisirons des stations de reprises de forme rectangulaire, avec une période de stockage de quinze minutes (1/4 d'heure).

Le volume est calculé d'après les formules suivantes :

$$\boldsymbol{V_{bache}} = \frac{Q_{\max j} * t}{20} \text{ ..... (IV.5)}$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

$$\mathbf{V} = \frac{\frac{Q_{\max j}}{T \times n}}{4 \times (N-1)} \text{ ..... (IV.6)}$$

Avec :

N: Nombre de pompe identique

n : nombre max de démarrage par heures

AN: $V_{bache} = \frac{17259{,}14}{20} \times \frac{1}{4}$

$V_{bache} = 215,74 \text{ m}^3$

Tableau IV.2 :Tableau donnant les dimensions de la bâche d'eau pour une forme rectangulaire

Bâche d'eau	Volume (m^3)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Surface (m^2)
	245	7	5	7	49

IV.9 Hygiène et sécurité des réservoirs :

- Il est impératif de prévenir toute contamination extérieure des réservoirs.
- Les réservoirs doivent être préservés des variations de température significatives.
- Il faut garantir un accès aisé aux réservoirs et concevoir leur installation de manière à pouvoir vérifier leur étanchéité en permanence.
- Il est nécessaire d'intégrer un mécanisme permettant de prélever des échantillons d'eau en amont et en aval du réservoir.
- Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs ne doivent pas se dégrader et ne doivent pas altérer le goût ou l'odeur de l'eau.

- Après chaque intervention potentiellement contaminant dans les réservoirs, et au minimum une fois par an, il faut vider, nettoyer et désinfecter les réservoirs.

Conclusion

Dans ce chapitre, la capacité et les dimensions de différents ouvrages hydrauliques, telles que le réservoir d'alimentation et la bâche d’eau, ont été calculées afin de répondre aux demandes en eau des agglomérations et de garantir le fonctionnement optimal du système d'approvisionnement en eau ainsi que des stations de pompage.

Chapitre V :

Etude de pompage

V.1 Introduction

La topographie de la zone d'étude et la localisation de la source d'alimentation nous ont conduits à examiner deux variantes distinctes dans le chapitre III.

L'objectif de ce chapitre est de sélectionner le type de pompe approprié pour notre projet, capable de répondre aux exigences en termes de pression et de débit, tout en respectant les conditions nécessaires pour assurer le bon fonctionnement hydraulique des équipements.

V.2 Définition :

Une pompe est un dispositif qui aspire un fluide depuis une zone de basse pression pour le refouler vers une zone de plus haute pression. À partir de cette définition, il est clair que le rôle d'une pompe est d'augmenter la pression du liquide.

Cette augmentation de pression du liquide pompé résulte de la conversion de l'énergie mécanique fournie par un moteur qui actionne la pompe, transformée en une élévation d'énergie hydraulique du liquide entre son entrée et sa sortie.

V.3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app}et la hauteur HMT requise.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique

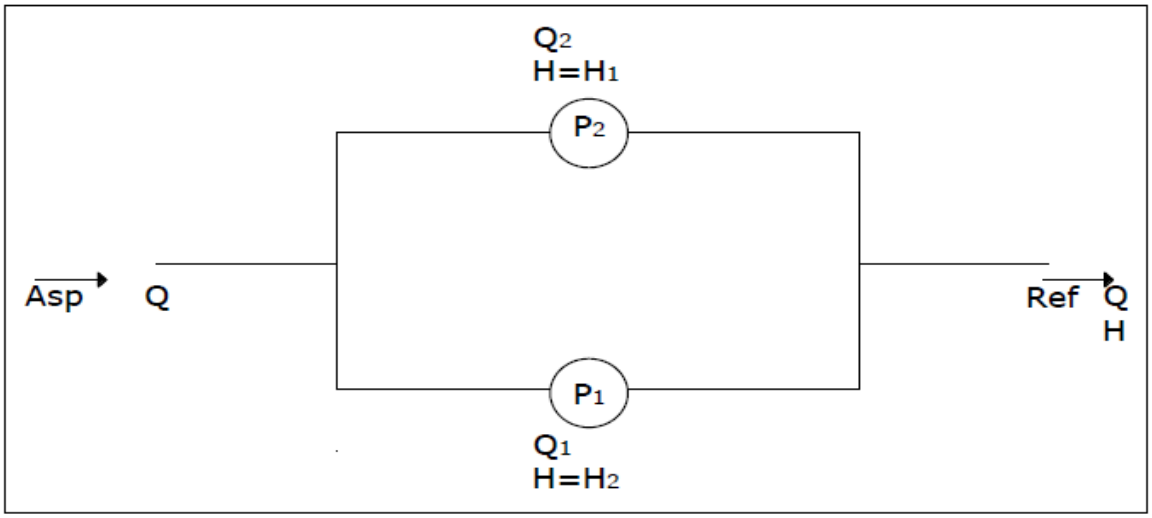
Effectivement, le processus de sélection implique l'utilisation des catalogues pour identifier les types de pompes qui fourniront les débits et les hauteurs manométriques souhaitées tout en offrant des rendements optimaux.

V.4 Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour soulever l'eau jusqu'au point désiré, on recourt au couplage de pompes. On distingue deux types de couplage des pompes :

- **Le couplage en parallèle :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation le débit refoulé par les pompes.

Dans ce cas, chaque conduite de refoulement individuelle se connecte à une conduite générale commune. Pour une même hauteur manométrique totale (HMT) donnée, le débit global de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

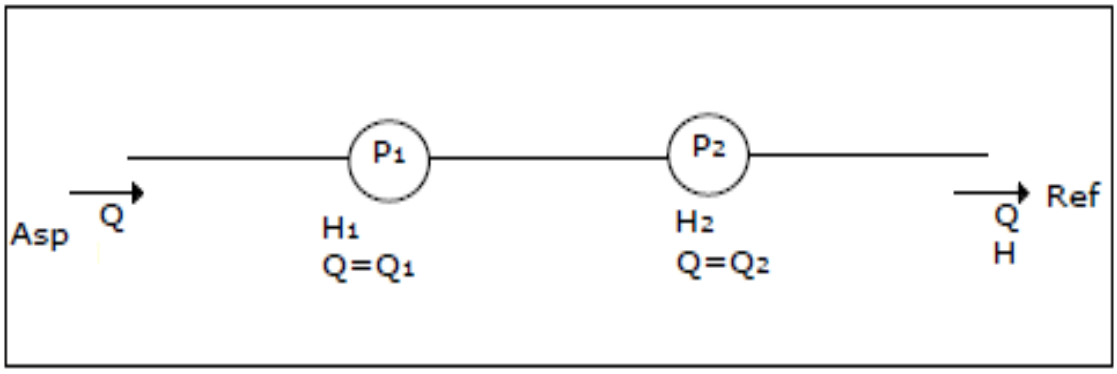


Source : www.technologuepro.com/cours-mecanique-des-fluide

Figure V.1 : Couplage de deux pompes en parallèle

- **Le couplage en série :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévations de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.



Source : www.technologuepro.com/cours-mecanique-des-fluide

Figure IV.2 : Couplage de deux pompes en série

V.5 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe :

- **La vitesse de rotation (N) :**

Le nombre de rotations effectuées par la pompe par unité de temps est appelé vitesse de rotation et est noté N. L'unité de mesure couramment utilisée est le tour par minute (tr/min).

- **Le débit de pompage (Q) :**

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

- **La hauteur manométrique totale :**

La Hauteur Manométrique Totale (HMT) représente la pression globale que doit générer une pompe. Son unité de mesure peut être exprimée en mètres ou en mètres de colonne d'eau, en bars ou en kg/cm². Le calcul de la Hauteur Manométrique Totale est effectué en utilisant l'équation suivante :

$$\mathbf{Hmt} = \text{Hg} + \Delta H_a + \Delta H_r \quad \textbf{(V.1)}$$

- **La puissance utile et absorbée :**

La Puissance absorbée par la pompe, notée (P_{abs}) correspond à la puissance disponible au niveau du mécanisme d'entraînement de la roue de la pompe. Son unité de mesure est le kilowatt (KW).

Puissance hydraulique ou utile (P_u) : C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$\boldsymbol{P_u} = \text{g} \times \text{Q} \times \text{H} \quad \textbf{(V.2)}$$

$$\boldsymbol{P_{abs}} = P_u / \eta \quad \textbf{(V.3)}$$

- **Le rendement de la pompe :**

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) à la puissance absorbée de la pompe (Pa)

$$\boldsymbol{\eta} = \frac{P_u}{P_{abs}} = \frac{g*H*Q}{P_{abs}} \quad \textbf{(V.4)}$$

Avec :

p : Le rendement de la pompe.

P_a: Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Q : débit a relevé en (m3/s).

H : hauteur d'élévation en (m).

V.6 Calcul des paramètres de la station de pompage SP :

V.6.1 Refoulement SP-RV :

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre III, le débit appelé est de 0,2397 m³/s c'est-à-dire la p

ompe choisie doit refouler un débit total journalier de 17259,14 m³ pendant 20 heures et la hauteur manométrique totale nécessaire est de 195,79 m.

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP1

N	Q pompé (l/s)	HMT pompé (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	P_{abs} (KW)	$NPSH_r$ (m)
1	240	195,79	-	-	-	-	-	-
2	123,7	197	E14S55	80,3	2900	2	315	11,9
3	73,86	193	E12S58	78,6	2900	2	190	7,95
4	58,57	195	E12S55	78,8	2900	2	150	7,6
5	48,83	196	E10S50	77,7	2900	2	132	6,78

Source : CAPRARI

En se basant sur les données fournies dans le tableau **(V.1)**, il est évident que la variante comportant quatre pompes est la plus appropriée. On opte pour un nombre de pompes de quatre en plus deux pompes de secours.

Ces six pompes sont identiques de type **E12S55.**

Les caractéristiques de la pompe et sa courbe caractéristique dont dans la figure **(V.3).**

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E12S55-10/6BC + M10200

Caractéristiques requises

Débit	240 l/s
Hauteur de refoulement	196 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4

Caractéristiques de la pompe

Débit	58,3 l/s
Hauteur de refoulement	195 m
Puissance absorbée	141 kW
Rendement	78,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	162 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	150 kW
Courant nominal	288 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

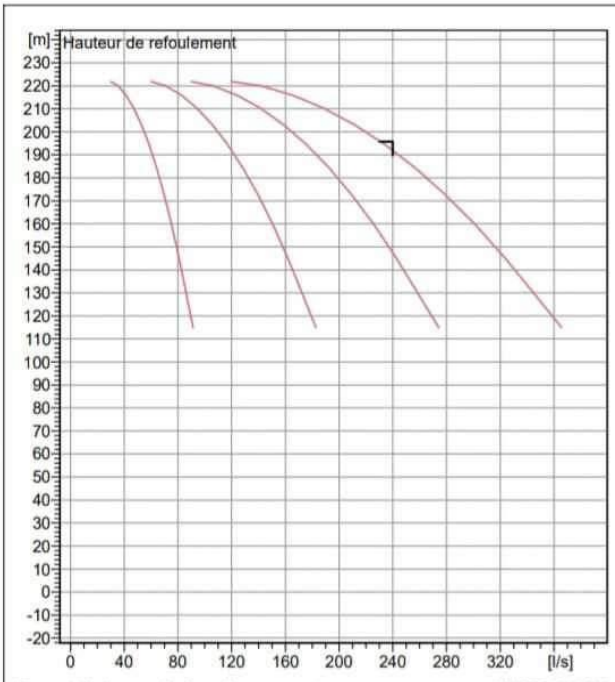
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	665 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

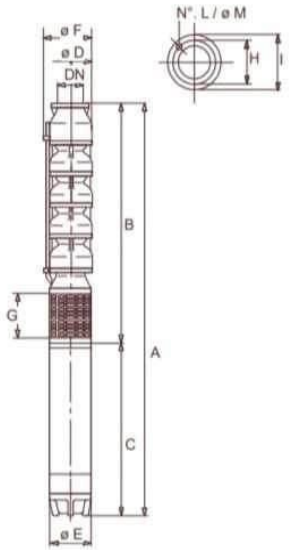


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions **mm**

A = 3477
B = 1532
C = 1945
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 265
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Source : CAPRARI

Figure V.3 : Fiche technique des pompes de la station de pompage

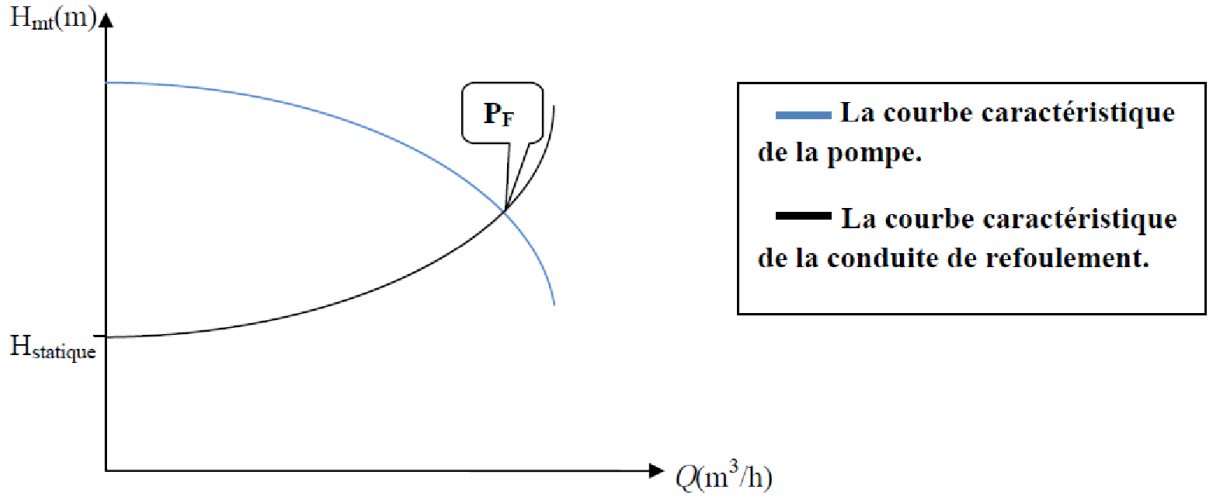
V.7 Point de fonctionnement :

V.7.1 Recherche du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_C-Q].

Effectivement, la courbe caractéristique de la pompe est généralement fournie par le fabricant de la pompe ou déterminée à partir d'essais de pompage spécifiques. En revanche, la courbe caractéristique de la conduite est établie par l'installateur de la pompe en fonction des conditions spécifiques du système dans lequel la pompe sera utilisée.

La pompe fonctionnera de manière optimale si son point de fonctionnement se situe dans la zone de non cavitation et si le débit correspondant se trouve dans la plage de bon fonctionnement, permettant ainsi d'atteindre un rendement optimal.



Source : www.technologuepro.com/cours-mecanique-des-fluide

Figure V.4 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.7.2 Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$\mathbf{Hc} = Hg + \Delta h_t \quad \textbf{..... (V.5)}$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m)

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta \mathbf{h_t} = 1.1 * \Delta h_p^{lin} \quad \textbf{..... (V.6)}$$

Avec :

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * Lref * Q^2}{\pi^2 * g * Dec^5} \quad \text{..... (V.7)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, λ = 0,009 (voir chapitre III)

L_{ref}: Longueur de la conduite de refoulement (m)

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s)

$Q_{éc}$: Diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

A. Pour la conduite de refoulement de la station de pompage :

TableauV.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP - RV

Q (m^3/s)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	Diamètre Economique (mm)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
0,01	12046	180	489,4	0,03	0,04	180,04
0 ,015	12046	180	489,4	0,07	0,08	180,04
0,02	12046	180	489,4	0,12	0,14	180,14
0,025	12046	180	489,4	0,19	0,21	180,21
0,03	12046	180	489,4	0,28	0,31	180,31
0,035	12046	180	489,4	0,39	0,43	180,43
0,04	12046	180	489,4	0,51	0,56	180,56
0,045	12046	180	489,4	0,64	0,71	180,71
0,05	12046	180	489,4	0,79	0,87	180,87
0,055	12046	180	489,4	0,96	1,06	181,06
0,06	12046	180	489,4	1,14	1,26	181,26
0,065	12046	180	489,4	1,34	1,48	181,48
0,07	12046	180	489,4	1,56	1,72	181,72
0,075	12046	180	489,4	1,79	1,97	181,97
0,08	12046	180	489,4	2,04	2,24	182,24
0,085	12046	180	489,4	2,30	2,53	182,53
0,09	12046	180	489,4	2,58	2,84	182,84
0,095	12046	180	489,4	2,88	3,17	183,17
0,1	12046	180	489,4	3,19	3,51	183,51

Source : CAPRARI

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure **(V.5).**

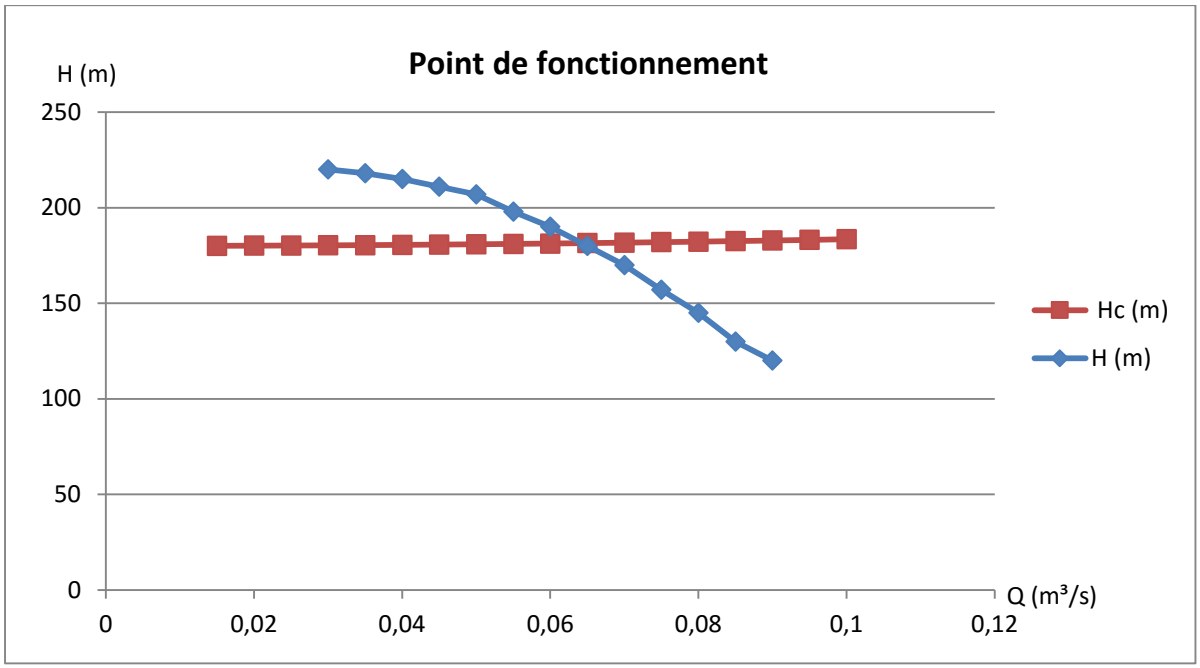


Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de SP

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement est :

Q_{pf} = 63 l/s > Q_{app} = 58, 57 l/s

H_{pf} = 185 < H_{app} = 195 m

Commentaire :

La valeur de Q_{app} se situe dans la plage de fonctionnement optimale, ce qui signifie que la pompe fonctionne dans des conditions appropriées et ne nécessite aucun réglage.

V.8 Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe :

V.8.1 Les équipements en amont : aspiration

L'aspiration des pompes dans une station peut s'effectuer soit à partir d'une bâche d'aspiration, soit à partir d'une conduite.

Aspiration en bâche : L'eau à être pompée est généralement stockée dans une bâche ou un réservoir d'aspiration, qui est en communication ouverte avec l'atmosphère. L'aspiration des pompes peut être réalisée de deux manières : soit une courte conduite plongeant directement dans la bâche amène l'eau jusqu'à la bride d'aspiration de la pompe, soit la pompe elle-même est immergée directement dans la bâche pour effectuer l'aspiration.

- **Grille :** Ces dispositifs sont exclusivement employés pour le pompage d'eau brute dans le but de prévenir l'entrée de particules solides dans les pompes. La grille peut être positionnée soit dans le plan de la berge, soit orientée verticalement ou inclinée à un angle de 1/3 ou 1/4.

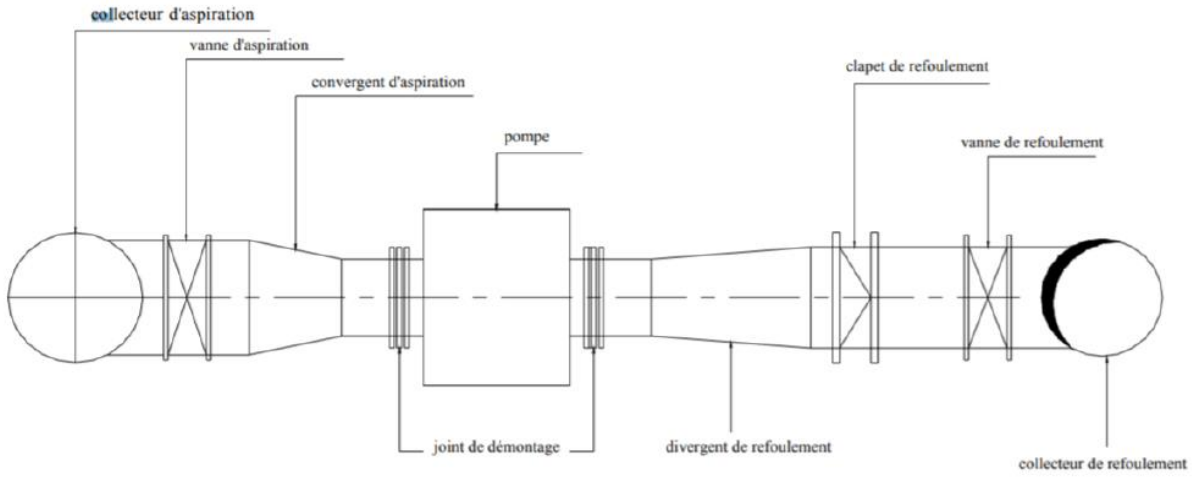
- **Crépine :** De la même manière que la grille, la crépine a pour fonction d'empêcher que des particules solides n'entrent dans la pompe. Elle doit être complètement submergée pour éviter toute entrée d'air (en prévoyant une marge adéquate pour éviter la formation de vortex) et être positionnée à une distance d'environ 0.5 m du fond du puisard.
- **Tulipe** : L'installation d'une tulipe dépend principalement de la vitesse à laquelle l'eau entre dans la conduite d'aspiration. Si cette vitesse reste inférieure ou égale à 0.8 mètres par seconde, il est envisageable de ne pas inclure de tulipe. Cependant, l'utilisation d'une tulipe peut réduire les pertes de charge, c'est pourquoi il est recommandé d'en envisager l'installation dès que la vitesse atteint 0.5 m par seconde.
- **Clapet d'aspiration, clapet a crépine :** Un clapet anti-retour installé sur la canalisation d'aspiration empêche le retour de l'eau lorsque la pompe est arrêtée. Si, en revanche, le clapet anti-retour normalement situé sur la canalisation de refoulement ne se ferme pas correctement, ce clapet d'aspiration permet également de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe. Cela évite d'avoir à réamorcer la pompe à chaque fois qu'elle est mise en marche. Ce clapet peut être intégré à la crépine d'aspiration pour former un clapet à crépine. Dans tous les cas, cela entraîne une augmentation des pertes de charge, ce qui doit être pris en compte lors de la conception des conduites d'aspiration.

V.8.2 Les équipements en aval : refoulement

- **Joint de raccordement** : La conduite de refoulement doit être connectée à la pompe de manière à ne pas transmettre de contrainte à la pompe elle-même. Pour accomplir cela, il est possible d'utiliser un joint Gibault ou une solution similaire.
- **Divergent** : À la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut varier de 3 à 7 m par seconde. Dans les conduites de refoulement, il est essentiel de réduire cette vitesse pour la maintenir dans une plage de 1.2 à 1.5 mètres par seconde. Pour atteindre cet objectif, un élément divergent pouvant être utilisé à la sortie de la pompe est un cône droit.
- **Vanne de refoulement :** La vanne de refoulement est située après la pompe et le clapet anti-retour, et elle peut remplir plusieurs fonctions importantes. Elle permet d'isoler la pompe lors des opérations d'entretien et de démontage, ce qui est essentiel pour assurer la sécurité et la maintenance de la pompe. De plus, la vanne peut

également jouer un rôle lors de la mise en marche et de l'arrêt des pompes centrifuges, contribuant ainsi au contrôle du système.

- **Clapet de refoulement :** Le clapet anti-retour peut être positionné à la sortie de la pompe, et sa fonction principale est d'empêcher l'inversion du débit d'eau lorsque la pompe s'arrête. Les clapets les plus couramment utilisés à cette fin sont les clapets à battant, qui sont généralement installés sur des conduites horizontales.
- **Conduite ou collecteur de refoulement :** La conduite ou le collecteur de refoulement doit être conçu pour inclure des emplacements pour les ventouses et les dispositifs de vidange. Lorsque des dérivations ou des raccordements pour le refoulement des pompes sont présents le long de cette conduite ou du collecteur, il est recommandé que ces piquages soient réalisés en oblique. Il est important de protéger le système contre le phénomène du coup de bélier en équipant la conduite d'un réservoir.



Source : www.technologuepro.com/cours-mecanique-des-fluide

Figure V.6 : Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe

V.9 Choix du moteur électrique :

V.9.1 Critère de choix du moteur électrique :

Les critères de sélection d'un moteur électrique comprennent :

1. Puissance absorbée minimale : Le moteur doit avoir une puissance suffisante pour répondre aux besoins de la pompe tout en évitant une surdimensionnement excessif.

2. Position de l'arbre de transmission : La position de l'arbre du moteur peut être horizontale ou verticale en fonction de la configuration de la pompe et des besoins spécifiques de l'installation.

3. Tension d'alimentation : La tension d'alimentation du moteur doit être compatible avec la puissance du moteur et le système électrique de l'installation. Il est essentiel de choisir la tension appropriée pour garantir le bon fonctionnement du moteur.

Nous sélectionnons les moteurs appropriés en utilisant un logiciel du constructeur (CAPRARI), en se basant sur les données de puissance fournies par ce dernier et le type de la pompe.

V.9.2 Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est spécifiée comme suit :

$$\boldsymbol{N_m} = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad \textbf{(V.8)}$$

Avec :

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p: vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

N_m (E12S55) = 2900 tr/mn

V.9.3 Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_m} = \frac{\varpi * Qapp * HMT * K}{\eta p * \eta acc * \eta m} \quad \textbf{(V.9)}$$

Avec :

P_m : Puissance du moteur (W)

ϖ : Poids volumique de l'eau, ϖ = 9810 N/m^3

Q_{app}: Débit refoulé par une pompe

HMT : Hauteur manométrique totale minimum

η_p : Rendement de la pompe

η_{acc} : Rendement de l'accouplement, η_{acc} = 0,93

η_m: Rendement du moteur, η_m = (12-95) %

On prend : η_m =85 %.

K : coefficient correcteur, il est fonction de la puissance de la pompe.

Tableau V.3 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2-1,3	1,3-1,2	1,2-1,1	1,1-1,05	1,05

Source : O.MOKRANE cours pompage

Les résultats obtenus pour notre étude sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : La puissance de moteur de chaque type de pompe

Type de pompe	P_{abs} (KW)	K	HMT	P_m(KW)
E12S55	150	1,07	195	207,08

Source : CAPRARI

V.9.4 Caractéristique du moteur :

Les caractéristiques du moteur de la pompe sont déterminées en utilisant le logiciel CAPRARI. Et ces caractéristiques sont répertoriées dans la fiche technique, que vous pouvez consulter dans la figure **(V.3)**

V.10 Etude de la cavitation :

V.10.1 Définition de la cavitation :

La cavitation peut être définie comme une altération du débit de liquide, se manifestant par la création de vides, de poches ou de bulles de vapeur, ainsi que de gaz dissous dans l'eau.

L'aspiration de liquide se produit grâce à la disparité de pression entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre du liquide et la pression absolue à l'entrée de la pompe, laquelle est maintenue à un niveau inférieur à la pression atmosphérique.

Si la réduction de la pression absolue à l'entrée de la pompe tombe en dessous d'un seuil précis, cela peut provoquer la cavitation, un phénomène qui se manifeste à l'intérieur de la pompe lorsque la pression absolue devient inférieure à la pression de vapeur du liquide.

La persistance de cette cavitation peut causer des dommages à certaines parties de la pompe au fil du temps.

V.10.2 Les effets de la cavitation :

- Formation de bulles de vapeur à l'aspiration, suivie de leur condensation brutale à l'intérieur ou à la sortie de la roue lorsque la pression remonte.
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Apparition de vibrations anormales.
- Production de bruit anormal.
- Endommagement des garnitures d'étanchéité en raison des vibrations.
- Arrachement de matériau dans les zones d'implosion.

- Réduction du débit pompé lorsque le phénomène de cavitation se manifeste (perte de performances).
- Détérioration de la pompe.

V.10.3 La hauteur d'aspiration admissible :

Pour éviter le phénomène de cavitation, il est essentiel de vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à : $(NPSH)_d = (NPSH)_r$ + r

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m ; On prend : r = 0,3 m.

Pour une pompe spécifique fonctionnant à une vitesse donnée, il existe une limite de hauteur d'aspiration au-delà de laquelle il est impératif de ne pas dépasser.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge, alors $(NPSH)_d$ est déterminé par la relation suivante :

$$(\boldsymbol{NPSH})_{\boldsymbol{d}} = \frac{P_{at}}{\omega} + h_a - \frac{P_v}{\omega} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} \quad \text{..... (V.10)}$$

Avec :

$\frac{P_{at}}{\omega}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau V.7)

$\frac{P_v}{\omega}$: Dépend de température du liquide pompé (voir tableau V.8)

Tableau V. 5 : Pression de vapeur en fonction de la température

T(C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\omega}$ (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Source : O.MOKRANE cours pompage

V.10.4 Calage de la pompe :

Le calage de la pompe consiste à établir la cote précise de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration, garantissant ainsi un fonctionnement sans aucun risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}$ - r

Avec :

∇_{axe}: Niveau de l'axe de la pompe (m NGA)

∇_{min}: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA)

$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$

Avec :

C_p : Côte du plan d'eau dans le réservoir

h : Hauteur d'eau dans le réservoir (m)

h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m)

r : Marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m

V.10.4.1 Refoulement SP-RV :

- Nous avons une charge nette d'aspiration $(NPSH)_r$ de 7,6 m. La station de pompage sera implanté a la cote 452 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10{,}33 - 0{,}00139 \times 452$$

$$P_{atm} = 9{,}7 \text{ m}$$

- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\omega} = 0{,}24$ m
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$\mathbf{D_a} = 1{,}1 \times \text{DN, donc : Da}=1{,}1 \times 630 = 693 \text{ mm}$$

- D'où la vitesse d'aspiration : $V_a = 0{,}65$ m/s.
- Les pertes de charge linéaire à l'aspiration :

$$\sum \boldsymbol{h_{asp,lin}} = \frac{k \times L \times Q^{\beta}}{D^m} = \frac{0{,}00179 \times 15 \times 0{,}2397^2}{0{,}7^{5{,}3}} = 0{,}012 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta \boldsymbol{h_{asp}} = 1{,}15 \times h_{asp,lin} = 0{,}014 \text{ m.}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp,adm} = 7{,}6 + 0{,}3 - 9{,}7 + 0{,}24 + 0{,}014 + 0{,}022$$

$$h_{asp,adm} = -1{,}7 \text{ m}$$

➢ **Installation en aspiration :**

$$h_{asp,adm} = 9{,}7 - 7{,}6 - 0{,}24 - 0{,}022 - 0{,}3 - 0{,}014$$

$$h_{asp,adm} = 1{,}7 \text{ m}$$

- Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$NPSH_d = 9{,}7 + 1{,}7 - 0{,}24 - 0{,}014 - 0{,}022 = 11{,}124 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 449{,}3 + 1{,}7 - 03$$

$$\nabla_{axe} = 450{,}7 \text{ m}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les principes fondamentaux pour concevoir efficacement de la station de pompage. Nous avons ensuite examiné en détail les composants hydrauliques essentiels à leur fonctionnement. Enfin, nous avons fait une sélection de groupes de pompage pour la station de pompage du projet, garantissant ainsi un transfert optimal.

Pour le système de transfert d'eau vers le réservoir (2×2000 m³), il nous faut une station de pompage qui comprend quatre pompes de type E12S55 et deux autres de secours de même type.

Chapitre VI :

Protection de la conduite contre le coup de bélier

VI.1 Introduction

Lorsque les tuyauteries s'étendent sur plus de cent mètres et que le débit de refoulement dépasse quelques décilitres par seconde, il existe la possibilité que le phénomène du coup de bélier se manifeste, surtout dans le cas des conduites d'adduction.

Ce chapitre se penchera sur une analyse détaillée de ce phénomène, des dangers qu'il comporte, ainsi que des méthodes de prévention.

VI.2 Définition :

Le coup de bélier se matérialise sous forme d'une onde de pression, pouvant être positive ou négative. Cette onde est engendrée par une modification du régime hydraulique et se propage à travers le milieu composé de l'eau et de la conduite qui la renferme. Cette onde est dotée d'une vitesse de propagation propre, appelée célérité. Elle se reflète lorsqu'elle rencontre des obstacles, spécialement aux extrémités de la conduite.

VI.3 Les cause du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- Il trouve ses racines dans des actions telles que l'ouverture ou la fermeture des vannes au sein de tuyauteries en fonctionnement sous écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l’arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Il peut également être engendré lors du processus de remplissage ou de vidange d'un système d’AEP.
- L'ajustement de la vitesse d'une pompe peut également induire le phénomène du coup de bélier.
- Variation d’un plan d’eau.
- La coupure de l'alimentation électrique au sein d'une station de pompage est en réalité la cause la plus courante du phénomène du coup de bélier.

VI.4 Les conséquences du coup de bélier :

Les répercussions du coup de bélier peuvent avoir des conséquences préjudiciables, et celles-ci s'intensifient à mesure que les facteurs modificateurs gagnent en importance, notamment les variations temporelles de pression et de débit.

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des dangers à la suite d’une dépression ou d’une surpression engendrée dues à des manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression :

Cela résulte d'une conséquence du coup de bélier, qui surgit suite à une pression importante engendrée par une fermeture subite ou rapide d'une vanne de sectionnement, ou encore par une dépression causée par l'arrêt abrupt d'une pompe.

Si la pression totale, résultant de la pression en régime permanent additionnée de la surpression induite par le coup de bélier, excède la limite maximale de pression admissible des tuyaux, il existe un risque de rupture de ces derniers, ainsi que de déplacement des joints. Cette situation pourrait entraîner le délogement des anneaux d'étanchéité.

b) Cas de dépression :

Le phénomène du coup de bélier peut se manifester soit en réponse à une pression élevée, soit en réaction à un arrêt brusque de la pompe. Si la pression chute en dessous de 10 mètres de colonne d'eau (m.c.e), cela peut entraîner des conséquences néfastes telles qu'une implosion de la conduite, un phénomène de cavitation, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

c) Fatigue de la conduite :

En régime transitoire, les variations alternées entre surpressions et dépressions, qui résultent inévitablement du phénomène, peuvent entraîner une fatigue du matériau de la canalisation, même si ces fluctuations sont de faible amplitude.

VI.5 Analyse physique du phénomène :

Lorsqu'un arrêt brusque ou instantané se produit, quatre phases distinctes peuvent être identifiées :

VI.5.1 Première phase :

Au moment où une ou plusieurs pompes sont arrêtées, le débit à travers la station de pompage est interrompu de manière abrupte. En réponse à cela, les clapets anti-retour positionnés en aval des pompes se ferment afin d'empêcher la vidange de la conduite.

En aval de la station de pompage, une colonne d'eau tend à maintenir sa trajectoire même lorsque plus aucun débit n'est fourni en amont. À ce stade, l'eau ne se comporte plus de manière strictement incompressible. Cela donne lieu à une baisse de pression locale, engendrant une décompression du liquide et, par conséquent, le rétrécissement de la conduite.

VI.5.2 Deuxième phase :

Cette situation engendre momentanément une libération de masse du liquide, ce qui permet de maintenir le déplacement de la couche de fluide immédiatement en aval pour un court laps

de temps. Par la suite, le mouvement cesse, la couche se décompresse, libérant un volume qui autorise le mouvement de la couche subséquente, et ainsi de suite.

Par conséquent, une dépression se forme et se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques, notée c, jusqu'à ce que l'ensemble de la conduite soit exposé à cette dépression nouvellement créée. Cela se produit après un intervalle de temps T équivalent à la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir, soit T = L/c.

VI.5.3 Troisième phase :

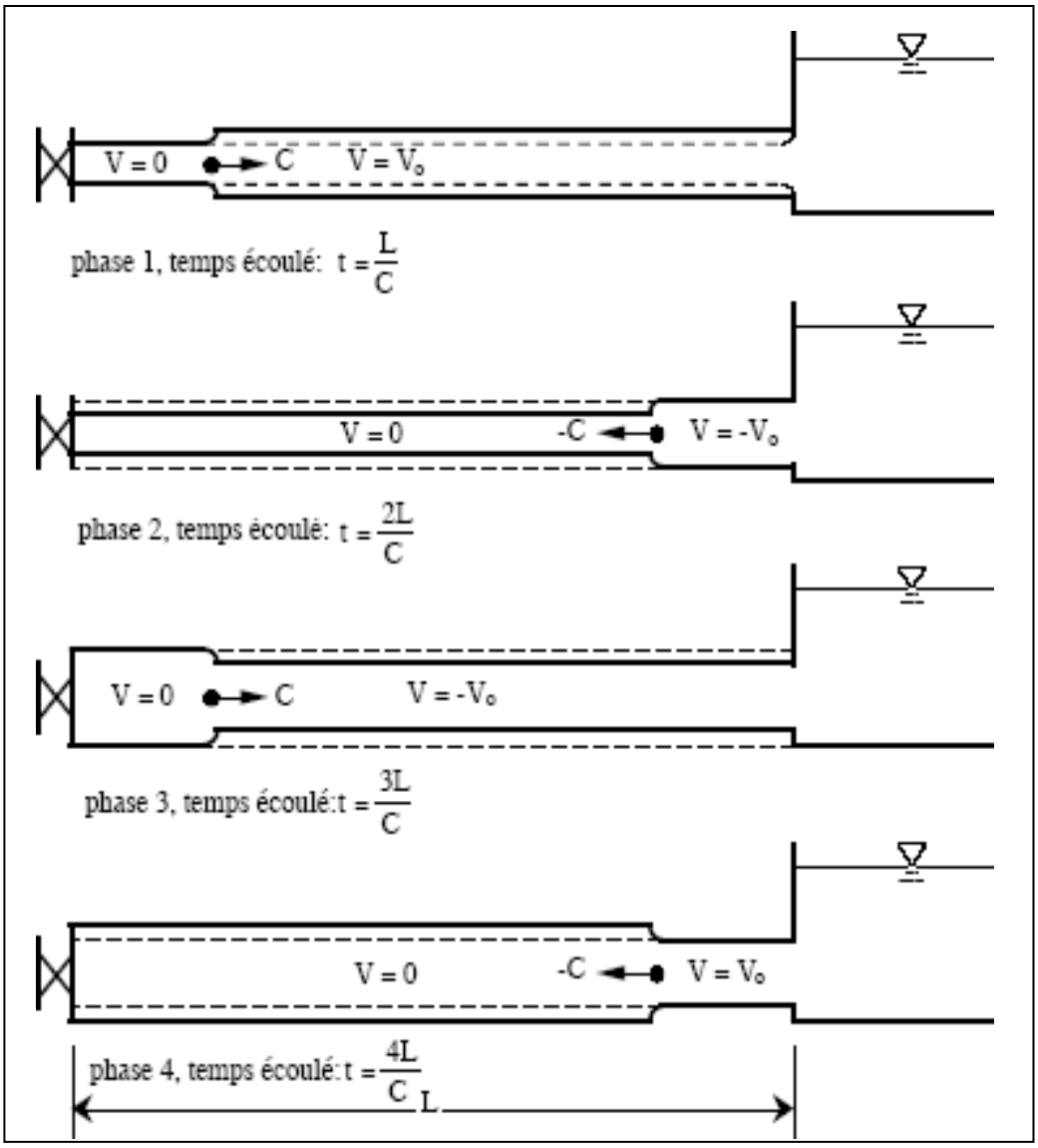
De ce fait, la pression lorsque la conduite pénètre dans le réservoir est moindre que la pression présente dans le réservoir lui-même, ce qui incite un écoulement en sens contraire. Cette onde se propage du réservoir en direction de la station de pompage et atteint le clapet après un délai de 2T, en prenant le départ au commencement de ce phénomène.

La couche de liquide à proximité de la pompe est contrainte de cesser son mouvement Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, induisant une compression du liquide et un élargissement de la conduite. Ce phénomène se propage jusqu'au réservoir, atteignant ce dernier après un intervalle de temps égal à 3T.

VI.5.4 Quatrième phase :

Lorsque cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression à l'intérieur du réservoir est inférieure à celle dans la conduite. En conséquence, l'écoulement subit à nouveau une inversion pour retrouver les conditions initiales en termes de pression et de vitesse. Cette onde se propage ensuite en direction des pompes.

À l'issue d'une période de 4T, les conditions initiales sont rétablies. Ce cycle se répéterait de façon continue, si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.



Source : www.superprof.fr/ressources/tous-niveaux/ventriculaire-auriculaire-aortique.html

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression

VI.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il est en effet peu probable d'éliminer complètement l'effet du coup de bélier, cependant, il est possible de parvenir à le limiter à une mesure compatible avec la résistance des installations, que ce soit pour la conduite de refoulement ou d'autres composantes du système. Il existe plusieurs méthodes pour protéger les installations contre le coup de bélier :

- ✓ Les volants d'inertie sont utilisés pour protéger les installations contre les dépressions causées par le coup de bélier.
- ✓ Les soupapes de décharge sont mises en œuvre pour protéger les installations contre les surpressions.

- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre sont utilisés pour assurer la protection contre à la fois les dépressions et les surpressions.

Cependant, pour notre étude, nous avons opté pour l'utilisation d'un réservoir d'air comme moyen de protection, en raison des avantages qu'il offre :

- ✓ Il est un dispositif qui joue un rôle essentiel dans la protection contre les dépressions et les surpressions.
- ✓ Il est simple à installer et sa gestion est aisée.
- ✓ Il est particulièrement recommandé pour les hauteurs de refoulement de moyenne à grande envergure.

VI.6.1 Les réservoirs d'air :

a) Principe de fonctionnement :

Lorsque le groupe de pompage est interrompu, l'écoulement ininterrompu du liquide peut être assuré grâce à une réserve d'eau stockée sous pression dans un réservoir métallique placé directement en aval du clapet. Ce réservoir renferme à la fois de l'eau et de l'air. En situation de fonctionnement normal, la pression de l'air dans le réservoir équilibre la pression dans la conduite au niveau de point considéré.

Lorsque la disjonction se produit, le clapet se ferme parce que la pompe cesse de générer de la pression. En conséquence, une fraction de l'eau contenue dans le réservoir est poussée dans la conduite. À ce stade, la pression de l'air dans le réservoir est encore supérieure à celle à l'autre extrémité de la conduite, près du réservoir.

Après une décroissance graduelle et annulation de sa vitesse, l'eau dans la conduite revient en sens inverse et s'élève dans la cloche, engendrant une augmentation de la pression au sein de la conduite de refoulement.

b) Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de calculer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement, ainsi que de déterminer le volume optimal du réservoir d'air nécessaire.

En termes de méthodes de calcul, il existe différentes approches, notamment :

- ➢ **Méthode de Vibert** :

Il s'agit d'une méthode graphique simplifiée utilisée pour calculer le volume d'air, en négligeant les pertes de charge dans les conduites et en excluant la prise en compte de l'organe d'étranglement.

- **Méthode de Bergeron :**

Elle est largement répandue et réputée pour fournir des résultats précis, qu'il s'agisse d'installations de petite ou de grande envergure.

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vibert.

- **Principe de la méthode de Vibert** :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C V_0}{g} \quad \text{..... (VI.1)}$$

La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \quad \text{..... (VI.2)}$$

La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \quad \text{..... (VI.3)}$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanant (vitesse de refoulement) = 0,75 m/s.

g : Accélération de la pesanteur g= 9,81 m/s².

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g: Hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde, notée C, sera calculée en utilisant la formule améliorée établie par le Professeur Salah B, qui permet de déterminer la célérité de l'onde du coup de bélier lorsque la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.2.a.\left(1-U_m{}^2\right).(1-U_S)}{\left(1-U_m{}^2\right).a.E_S + E_m.\ e_m.(1-U_S)}}} \quad \text{..... (VI.4)}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = $2{,}07*10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m3

E_m : Module de Young du matériau de la conduite

Es : Module de Young du sol ; Es = $2*10^8$ Pascal.

U_m: Coefficient de poisson du matériau.

U_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

1. **La charge tenant compte du coup de bélier :**

$$\mathbf{Z} = H_g + \frac{C\,V_0}{g} \quad \textbf{(VI.5)}$$

2. **La charge statique absolue :**

$$\mathbf{Z_0} = H_g + 10 \quad \textbf{(VI.6)}$$

3. **La charge maximale absolue :**

$$\mathbf{Z_{max}} = Z_0 + \frac{C\,V_0}{g} \quad \textbf{(VI.7)}$$

D'où : $\frac{Z_{max}}{Z_0}$; $h_0 = \frac{{V_0}^2}{2*g} \rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$ $\rightarrow$ Abaque de Vibert $\rightarrow$ $\frac{U_0}{L_S} = \frac{Z_{min}}{Z_0}$ (Voir annexe)

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

Avec: U_{max}: Volume du réservoir d'air.

VI.7 Calcul du volume du réservoir d'air :

A. Calcul de la célérité de l'onde C :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement

Tronçon	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP → RV	630	489,4	0,188	1.276	12046	180

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Caractéristiques du sol et de matériau

K (Pa) (x10^9)	P (Kg/m³)	U_m	U_s	E_s(Pa) (x10^8)	E_m(Pa) (x10^9)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3

Source : B.SALAH Polycopie

Tableau VI. 3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement

Tronçon	a (m)	e_m (m)	C (m/s)
SP → RV	0,2447	0,0703	722,99

B. Calcul de la valeur du coup de bélier :

$$\Delta H = \pm \frac{C\,V_0}{g} \text{ ……..…… (VI.8)}$$

- En surpression : $\Delta H = + \frac{722{,}99 \times 1{,}276}{9{,}81}$ = + 93,59 m
- En dépression : $\Delta H = - \frac{722{,}99 \times 1{,}276}{9{,}81}$ = - 93,59 m

Donc, on aura :

H_s = 180 + 93,59 = 273,59 m

H_d = 180 - 93,59 = 86,41 m

La charge statique absolue : $Z_0 = H_g$ + 10 = 180 + 10 = 190 m

La charge maximale absolue : $Z_{max} = Z_0 + \Delta H$ = 190 + 93,59 = 283,59 m

La charge minimale absolue : $Z_{min} = Z_0 - \Delta H$ = 190 - 93,59 = 96,41 m

Les paramètres à calculer pour l'utilisation de l'abaque de vibert sont :

$\frac{Z_{min}}{Z_0}$ = 0,51

$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{{V_0}^2/2g}{Z_0}$ = 4,32 × 10^{-4}

$\frac{U_0}{L \times S}$ = 2,2 × 10^{-3} → U_0 = 5,01 m³

d'où : $U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$ = 10,17 m³

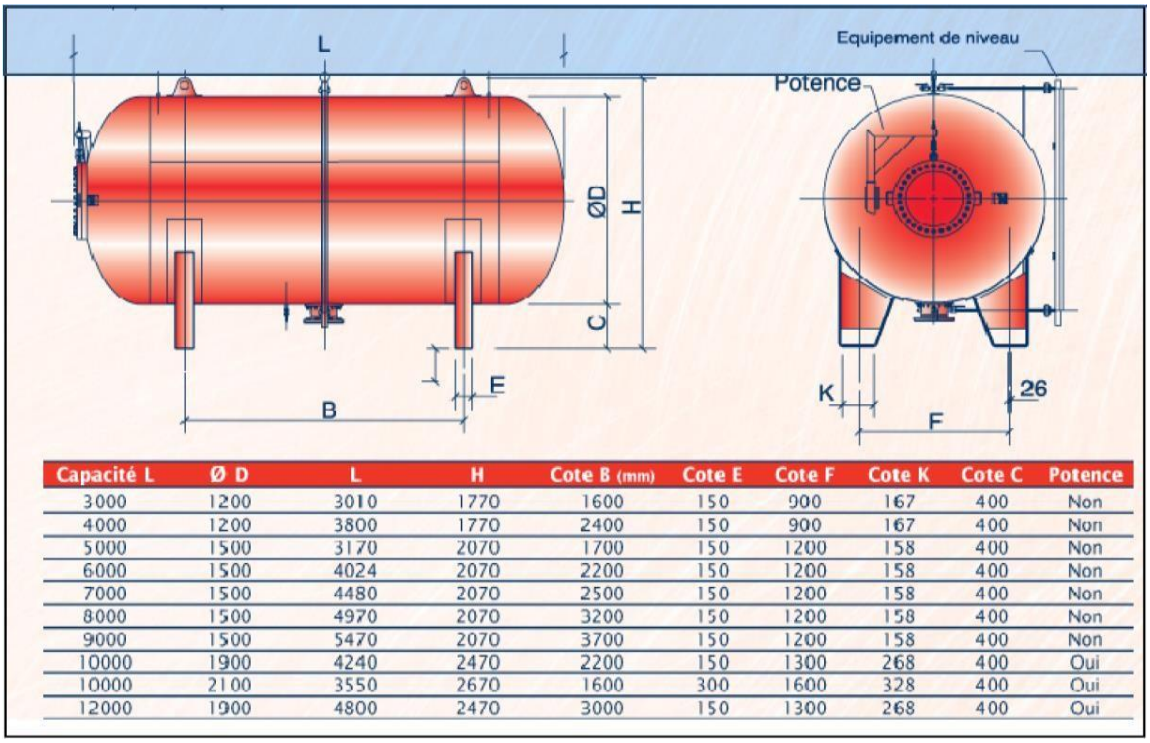
VI.8 Caractéristiques finales du réservoir d'air :

Selon la figure (VI.2), les dimensions des réservoirs d'air répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Caractéristiques finales du réservoir d'air

N de la SP	V normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP	11000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400

Source : Catalogue des réservoirs d'air



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui

Source : https://pdf.directindustry.fr/pdf/informations-generales-reservoirs-pressurises.html

Figure VI.2 : Catalogue des réservoirs d'air

VI.9 Les techniques pour prévenir les coups de bélier :

Étant donné que les surpressions et les dépressions peuvent causer des dommages à la canalisation, il est impératif de chercher à minimiser ces variations de pression induites par le coup de bélier.

Les méthodes les plus fréquemment utilisées pour prévenir les coups de bélier sont les suivantes :

- Réduire la vitesse dans la conduite (car la surpression et la dépression sont proportionnelles à la vitesse).
- Pour prévenir le coup de bélier, il est essentiel de réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vannes. Il convient de noter que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont généralement sans risque, tandis que le dernier tiers, nécessaire pour obtenir une obturation complète de la canalisation, présente un risque critique.
- Effectuez une manœuvre progressive sur tous les dispositifs hydrauliques du réseau.
- Installation des ventouses automatiques pour éliminer les poches d'air dans la conduite, ce qui contribuera à prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites présentant des caractéristiques de résistance supérieures ou dotées de parois plus épaisses.

- Installation de soupapes de décharge anti-bélier afin de contrôler la surpression dans la conduite.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'acquérir une compréhension approfondie de la nature physique du phénomène du coup de bélier, ainsi que des diverses méthodes de protection contre celui-ci.

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'installer des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier, en particulier juste à la sortie de station de pompage SP, avec une capacité de 11000 litres d'air pour répondre aux besoins spécifiques de chaque station de pompage.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

VII.1 Introduction

L'organisation d'un chantier revêt une importance cruciale dans la dimension économique des ouvrages et des installations hydrauliques.

Ce chapitre vise à mettre en lumière les stratégies et les méthodes à adopter pour assurer une exécution réussie de notre projet dans le but d'accomplir les travaux dans les conditions optimales et dans les délais les plus courts.

VII.2 Les différents travaux à entreprendre :

Dans ce chapitre, nous allons examiner les différentes étapes des travaux réalisés sur le chantier du système d'adduction.

VII.2.1 Travaux concernant l'adduction :

Les étapes constituant les travaux nécessaires pour la mise en place du système d'adduction sont les suivantes :

- **Exécution des tranchées :** il s'agit d'une opération de terrassement (déblai) qui implique la création d'excavations conformes à un fruit de talus donné. Ces excavations seront effectuées à l'aide d'une pelle hydraulique, et les déblais seront déposés sur un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté sera réservé au bardage des conduites.
- **Pose du lit de sable :** le fond de la tranchée sera préparé en utilisant un matériau fin, généralement du sable, d'une épaisseur d'au moins 10 centimètres, afin de faciliter le drainage.
- **Pose des conduites :** une fois que le lit de sable a été préparé, on passe à l'étape suivante qui consiste à installer les canalisations.
- **Remblayage des tranchées :** c'est une opération de terrassement qui implique l'enfouissement de la conduite en utilisant un matériau de remblai composé de terre épierrée.
- **Transport des terres en excès à la décharge public :** le transport des terres excédentaires vers une décharge publique est une étape importante pour gérer les matériaux excavés en trop sur le chantier.
- **Nivellement et compactage :** après la réalisation du remblai, l'étape suivante est le nivellement, qui comprend plusieurs opérations. Tout d'abord, il s'agit d'étaler uniformément les terres qui peuvent être en monticule. Ensuite, il est nécessaire de compacter les terres pour augmenter leur densité, ce qui aide à éviter un tassement

ultérieur. Enfin, il peut être nécessaire de procéder à la remise en état des lieux, surtout lorsque les travaux se déroulent en milieu urbain ou impliquent la traversée de routes.

- **Construction des regards :** les regards servent de structures de protection pour certains composants du système d'adduction, tels que les ventouses, les vannes de vidange et les vannes de sectionnement. Ils sont généralement fabriqués en béton armé pour assurer leur résistance et leur durabilité.

VII.2.2 Travaux concernant les stations de pompage :

Les étapes impliquées dans la réalisation des travaux de construction d'une station de pompage comprennent :

- **Exécution du décapage :** les travaux de décapage consistent à enlever la couche végétale de l'emplacement prévu pour la station de pompage, ce qui implique notamment l'abattage d'arbres, etc. L'épaisseur de cette couche à éliminer est de 10 centimètres.
- **Exécution des fouilles :** l'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui implique le creusement des fondations du bâtiment jusqu'à atteindre le sol approprié, conformément aux cotes précisées par les plans d'exécution du génie civil.
- **Le coulage du béton de propreté :** il est réalisé dans le but de fournir une base propre et solide sur laquelle les semelles des fondations seront posées. Cette étape implique à couler de 10 cm de béton, avec un dosage de 150 kg/m³, au fond des fouilles.
- **Remblayage :** le remblayage des fouilles et des casiers consiste à remplir les espaces vides avec un remblai constitué des terres excavées compactées.
- **Coulage du béton armé :** cette étape implique la coulée du béton pour les différentes composantes de la construction. Le béton utilisé a un dosage de 350 kg/m³ et est préparé par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, des demi-poteaux et des semelles nécessite l'utilisation d'une bétonnière à tambour. En revanche, pour les longrines et les dalles, où les volumes de béton sont plus importants, l'utilisation d'une pompe à béton est nécessaire.
- **Maçonnerie :** cette étape implique la construction des murs du bâtiment et de la clôture en utilisant des briques, y compris les séparations intérieures.

VII.2.3 Travaux concernant les réservoirs :

Les étapes impliquées dans la réalisation des travaux pour la construction des deux réservoirs sont les suivantes :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VII.3 Pose de canalisation :

Les conduites sont enfouies dans le sol, placées dans une tranchée dont le fond a été préparé et nivelé selon le profil en long prévu pour la conduite.

Lorsqu'une canalisation est installée en tranchée, il est nécessaire que la tranchée soit suffisamment large pour permettre le passage des ouvriers. De plus, le fond de la tranchée doit être préparé et nivelé conformément au profil final de la conduite. Il est également important de maintenir une distance d'environ 10 cm entre la canalisation et tout élément dur environnant, de 30 cm par rapport aux câbles électriques, et de 60 cm par rapport à d'autres canalisations lors de la pose.

VII.3.1 Type de pose :

Pour respecter les normes de mise en œuvre adéquate, il existe plusieurs méthodes de pose de conduites disponibles :

- La Pose en terre.
- La Pose en mauvais terrains.
- La Pose en galerie.
- La Pose en pentes.
- La Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- La Pose en immersion (cours d’eau).
- La Pose à proximité d’une conduite d’assainissement.
- Le Passage de ponts.
- La Pose sans tranchée ouverte.

Le choix de la méthode de pose de conduites dépend de plusieurs facteurs, notamment la topographie du terrain, sa composition, la disposition des lieux, et la présence éventuelle d'obstacles.

VII.4 Pièces spéciales :

Les éléments et les équipements revêtent une importance cruciale dans le bon fonctionnement des systèmes d'adduction, ils sont mis en place pour :

1. Garantir une circulation optimale de l'eau.
2. Moduler la direction des canalisations.
3. Protéger les conduites.
4. Extraire les débits d'eau.
5. Effectuer des raccordements entre les conduites.
6. Réguler les pressions et mesurer les débits d'eau.
7. Modifier le diamètre des canalisations.

VII.4.1 Robinets vannes :

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui permettent d'isoler les différents tronçons de la conduite lorsqu'une réparation est nécessaire sur l'un d'entre eux. Ils servent également à ajuster les débits d'eau. Leur manœuvre s'effectue :

Il existe plusieurs types de vannes qui répondent à divers besoins :

- **Robinet vanne de sectionnement :**

Ces vannes sont installées à chaque nœud du réseau, permettant ainsi de séparer les différents tronçons du réseau lorsqu'une réparation est nécessaire sur l'une d'entre elles ou lorsqu'une vidange doit être effectuée. De plus, elles sont employées dans le cas des adductions sur de longues distances pour faciliter leur maintenance. Elles jouent également un rôle essentiel dans le contrôle et la régulation des débits.

Remarque :

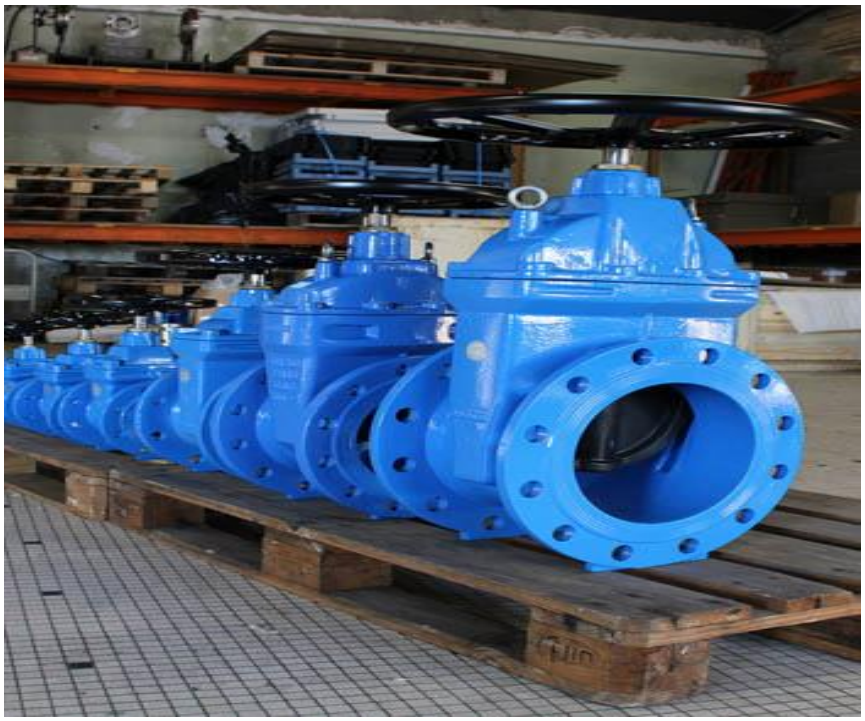
Une vanne de sectionnement est placée tous les 1000 m, ce qui signifie que nous avons un total de 11 vannes ayant un diamètre identique de 600 mm en fonte.

- **Les vannes à opercule :**

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être en position entièrement ouverte ou fermée. L'ouverture et la fermeture sont réalisées en faisant pivoter la partie conique sur un

angle de 90 degrés. La vanne se présente sous la forme d'une lentille épaisse qui se déplace verticalement grâce à une vis tournant dans un boîtier fixé à la vanne. En termes de taille, ces vannes sont beaucoup plus imposantes que les vannes papillon.

De plus, d'un certain diamètre, il est nécessaire d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui agissent des deux côtés du coin lorsque l'on veut le manœuvrer depuis la position fermée.



Source : www.zetkama.fr/robinetterie/vannes-a-opercule-zgat/vanne-a-opercule-zgat-fig-110/

Figure VII.1 : Robinet vanne à opercule

- **Les vannes papillon :**

Il s'agit d'un composant de la conduite traversé par un axe excentré qui, lorsqu'il tourne, fait pivoter un disque obturateur appelé "papillon". Ils peuvent être utilisés pour régler le débit. Ils se caractérisent par leur encombrement réduit, leur légèreté et le faible couple de manœuvre requis.

Cependant, il est important de noter que les performances des vannes papillon peuvent varier en fonction de la qualité des matériaux, de la conception et de l'application spécifique. Il est essentiel de choisir la bonne vanne papillon pour répondre aux besoins spécifiques du système.

Remarque :

- Il y a des robinets vanne à opercule installés à la sortie de chaque pompe, ainsi que sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.



Source : https://www.ramus-industrie.com/nos-produits/obturation/vanne-papillon-a-brides/

Figure VII.2 : Robinet vanne papillon

- **Les ventouses :**

Le fonctionnement de la ventouse est le suivant : lorsque de l'air s'accumule dans une poche haute de la conduite, la pression diminue à cet endroit. La ventouse détecte cette baisse de pression et ouvre sa valve d'air pour permettre à l'air de s'échapper. Une fois que l'air a été évacué, la valve se ferme automatiquement pour empêcher le liquide de retourner dans la ventouse.

- **By-pass :**

Le by-pass est mis en place dans le but de :

- Établir une connexion entre la conduite d'arrivée et la conduite de départ du réservoir.
- Simplifier l'opération de fermeture progressive de la vanne.
- Introduire un débit réduit dans la conduite avant de la mettre en service.

- **Clapet anti retour :**

Le clapet anti-retour est spécialement conçu pour être utilisé dans les réseaux hydrauliques de distribution ainsi que dans les stations de pompage. Il présente des caractéristiques distinctives, notamment un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral

en grande ouverture. La conception de l'obturateur assure une étanchéité à contre-pressions, empêchant ainsi tout retour de fluide, tout en garantissant un fonctionnement silencieux.

Remarque :

Dans notre situation, nous prévoyons d'installer un clapet anti-retour à la sortie de chaque pompe.

VII.5 Organes de raccordement :

a. Les coudes :

Les coudes sont des composants particulièrement précieux dans les conduites d'adduction, car ils permettent de changer la direction de la conduite. Habituellement, les coudes sont solidement maintenus en place grâce à des massifs de butée, correctement dimensionnés pour assurer leur stabilité.

b. Les cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites ayant des diamètres différents, et on les trouve également couramment à l'entrée et à la sortie des pompes.

c. Les tés :

Les tés sont utilisés pour prélever un débit d'une canalisation ou pour y ajouter un débit supplémentaire. On trouve des tés sous deux formes : soit avec trois emboîtements, soit avec deux emboîtements et des brides.

VII.6 Organes de mesure :

1. Mesure de débit :

Il est essentiel de déterminer avec précision, grâce à des mesures de débit, le volume total qui transite dans une conduite d'adduction. Ce volume peut être celui pompé par une station de pompage, fourni par un forage, une source ou stocké dans un réservoir. Cette information revêt une importance capitale dans la gestion efficace d'un système d'adduction.

La mesure de débits importants peut être effectuée au moyen de divers dispositifs, dont les suivants : le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le déversoir à mince paroi, le compteur à hélice (ou moulinet), le compteur à induction (ou électromagnétique) et le tube de Pitot.

2. Mesure de pression :

Manomètres à aiguilles : Les manomètres à aiguille utilisent un mécanisme où le mouvement est transmis à l'aiguille par l'intermédiaire d'un secteur denté, d'un levier ou d'une membrane. L'avantage de ce type de transmission réside dans la facilité d'étalonnage, Cependant, un inconvénient important est que la denture, en particulier lorsque le manomètre est exposé à des vibrations.

Manomètres à soufflet : Les manomètres à soufflet sont équipés d'un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, ce soufflet se déforme dans la direction axiale. Les avantages des manomètres à soufflet incluent l'élimination du risque de gel, mais ils présentent l'inconvénient d'être sensibles aux vibrations et à la surchauffe.

VII.7 Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé pour ce projet est le matériel standard couramment employé sur les chantiers de travaux publics. L'utilisation d'équipements lourds permettra de significativement réduire à la fois les coûts et les délais des terrassements, ce qui aura une incidence notable sur l'efficacité globale de la construction du chantier.

Les engins que nous allons utiliser sont :

VII.7.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à divers types de terrains, y compris les sols durs. Elles peuvent être équipées de divers équipements, ce qui en fait des engins de travail polyvalents pour une multitude de tâches :

- Un godet normal conçu pour les travaux en position de butée.
- Un godet rétro adapté aux travaux en fouille et en réalisant des tranchées.
- Godet de nivellement utilisé pour les tâches de décapage et de nivellement.
- Benne preneuse pour l'excavation ou le déchargement de matériaux tels que le sable et les pierres.



Source : https://grpformations.com/formations/caces/engins-chantier/pelle-hydraulique/

Figure VII.3 : Pelle hydraulique

VII.7.2 Bulldozer :

Le bulldozer est un engin de nivellement monté sur un tracteur équipé de chenilles ou de pneus. Il est équipé d'une lame profilée attachée à deux bras articulés, que l'on peut abaisser ou lever grâce à un mécanisme hydraulique.

Lorsque la lame est en position basse, l'engin effectue des travaux de terrassement en raclant le sol, atteignant généralement une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En ajustant la lame en position intermédiaire, il est possible de niveler des tas de déblais en couches d'une épaisseur de 20 à 30 cm également.

La position élevée correspond à une configuration de transport où la lame se situe à une hauteur comprise entre 75 cm et 1 m au-dessus du sol.



Source : https://blog.mascus.fr/role-du-bulldozer/

Figure VII.4 : Bulldozer

VII.7.3 Chargeur :

Il s'agit d'un véhicule tout-terrain équipé de pneus et d'un godet à l'avant, principalement utilisé pour le chargement et le déchargement de matériaux. Il est souvent employé pour remplir les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Source : www.microtracteur-diffusion.com/produit/chargeur-frontal-fel-250s-dongfeng/

Figure VII.5 : Chargeur

VII.7.4 Compacteur :

C'est un dispositif compact, constitué de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre et équipé d'un guidon. Il est utilisé pour compacter les remblais dans des espaces restreints, tels que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Source : www.cat.com/fr_US/products/new/equipment/compactor

Figure VII.6 : Compacteur de sol vibrant

VII.8 Calcul des coûts des travaux :

Pour accélérer la réalisation des travaux, il est recommandé d'effectuer :

Lot 1 : La réalisation de la conduite d’adduction

VII.8.1 Travaux de l'adduction :

A) Enlèvement de la couche végétale :

Avant de débuter l'excavation des tranchées, il est impératif de toujours commencer par l'opération de décapage de la terre végétale. La quantité de terre à enlever peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$\boldsymbol{V\,cr} = L.b.e \quad \textbf{……..……..…… (VII.1)}$$

Avec :

V_{cr} : Volume de terre décapée (m^3)

L : Longueur totale des tranchées (m)

b : Largeur de la couche végétale (m)

e : Epaisseur de la couche en (m)

B) Réalisation des fouilles :

La réalisation des tranchées et du remblai dépend de certains paramètres essentiels, à savoir :

- Les caractéristiques de conduite
- La nature de sol
- Profondeur de pose

Le choix entre une réalisation mécanique ou manuelle dépend des caractéristiques du terrain, notamment de la nécessité de garantir une profondeur minimale de 0,6 m pour protéger les canalisations contre le gel et maintenir la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de chaleur intense.

La largeur de la tranchée doit permettre à une personne de travailler confortablement et elle doit être ajustée en fonction du diamètre du tuyau à installer.

L'excavation implique la détermination de plusieurs paramètres essentiels, tels que :

- La largeur de la tranchée
- La profondeur de la tranchée

C) Largeur de la tranchée :

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

$$\boldsymbol{B} = D + (2 * 50) \quad \textbf{…….. (VII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite

D) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée doit être suffisante, généralement comprise entre 0,80 mètre et 1,50 m afin de garantir la protection de la conduite contre les variations de risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{H_{tr}} = D + H_1 + H_2 \quad \textbf{..... (VII.3)}$$

Avec :

H_{tr}: La profondeur de la tranchée (m)

D : Diamètre de la conduite (mm)

H_1: Epaisseur de lit de la pose prise égale à 0,2 m

H_2 : Distance verticale séparant la génératrice de la conduite à la surface de sol (m), elle est entre 80 cm et 1,20 m

Donc H_{tr}: = D + 0,2 + H_2

H_{tr}: Déterminé à partir en profil en long ;

La figure suivante représenté coupe verticale de conduite :

E) La section de tranchée :

Les sections des tranchées dépondent à la profondeur et la rigidité de sol, mais d'un notre projet, nous le considérons rectangulaire.

$$\boldsymbol{S_{tr}} = H_{tr} * B \textbf{..... (VII.4)}$$

Avec :

S_{tr} : La section de tranchée (m^2)

H_{tr} : La profondeur de la tranchée (m)

B : largeur de la tranchée (m)

F) Le volume de déblai :

Le volume de déblai est donné par la formule suivant :

$$\boldsymbol{V_d} = S_{tr} * L \quad \textbf{..... (VII.5)}$$

Avec :

V_d: Volume de déblai (m^3)

S_{tr} : La section de tranchée (m^2)

L : La langueur de la tranchée =largeur de conduite (m)

Le tableau suivant donnée la quantité de déblais et décapage :

Tableau VII.1 : Volume déblai et volume décapé

	Linéaire	Diamètre	Largeur	H_{tr}	V. déblais	V. déblais foisonné	V. décapé
Unité	(ml)	(mm)	(m)	(m)	(m3)	(m3)	(m3)
Adduction	12046	630	1,23	0.9	31922,05	38306,28	1481,649
			TOTAL		**31922,05**	**38306,28**	**1481,649**

Remarque : Pour l'adduction, la profondeur de la tranchée dépend du profil en long de la canalisation, ainsi que du coefficient de foisonnement, qui est égal à 20% du volume d'excavation et dépend de la nature du sol.

G) Lit de pose :

Avant de poser la conduite, nous effectuons la mise en place d'un lit de sable d'une épaisseur de 0,15 m, qui est nivelé en suivant les côtes du profil en long. Cependant, dans notre projet, nous avons opté pour une épaisseur de 0,2 m.

- **Le volume de lit de sable :**

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$\mathbf{V_{Sable}} = s_{\text{Sable}} * L \quad \textbf{..... (VII.6)}$$

Avec :

L : Longueur de la tranchée (m)

V_S : Volume de lit de sable

s_S: Surface de lit de sable

$$\mathbf{s_S} = e * b \textbf{..... (VII.7)}$$

e : épaisseur de lit de sable, e=20 cm

b : largeur de la tranchée

- **Calcul le volume de remblai :**

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$\boldsymbol{V_r} = V_d - [(surface\ de\ conduite * L) + V_S] \textbf{..... (VII.8)}$$

V_r : Volume de remblai

L : longueur de conduite

V_d: Volume de déblai (m^3)

V_S : Volume de lit de sable

Le tableau suivant représenté le volume de remblais et du sable :

Tableau VII.2 : Volume remblais et du sable

	Linéaire	Diamètre	V. lit du sable	V. remblais
Unité	(ml)	(mm)	(m3)	(m3)
Adduction	12046	630	3927,09	31241,87
	TOTAL		**3927,09**	**31241,87**

VII.8.2 Devis quantitatif et estimatif d'adduction :

Le tableau suivant représente devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif d'Adduction

Diamètre de conduite d'adduction (PN20)				
Linéaire (ml)	**Unité**	**Diamètre (mm)**	**Prix Unitaire (DA)**	**Montant estimatif (DA)**
12046	ml	630	40480	487622080
Désignation des travaux	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant estimatif (DA)**
Vanne de sectionnement **Vanne de vidange** **Ventouse**	U	11 10 18	110000 120000 120000	1210000 1200000 2160000
Décapage	m³	1481.659	300	444497.7
Déblai	m³	38306,28	500	19153140
Pose de lit de sable	m³	3927,09	1000	3927090
Remblai	m³	31241,87	300	9372561
Réalisation de regards en béton armé	U	11	60000	660000
Montant total				**508 511 542,7** DA
Montant TVA (19%)				**966 171 93,11** DA
Montant total (TTC)				**605 128 735,8 DA**

Le coût total du projet est estimé à : six cent cinq millions cent vingt-huit mille sept cent trente-cinq dinars algérien.

VII.8.3 Calcul de la durée d'exécution des tranchées :

L'excavation sera effectuée de manière mécanique, et le choix de l'équipement (qu'il s'agisse d'une pelle mécanique équipée d'un rétro ou d'une butée) sera déterminé en fonction de l'application spécifique et des besoins du chantier. Nous avons sélectionné une pelle dont la capacité du godet est de 0,5 m³.

- **Le rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_r * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad \textbf{..... (VII.9)}$$

Avec :

q : Capacité du gobet 0,5 m³.

K_r: Coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9. On prend K_r = 0,8

K_t: Coefficient d'utilisation du temps, dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur.

K_t = 0,7- 0,9. On prend K_t = 0,7

K_f: Coefficient de foisonnement du sol et pour un terrain meuble. On prend K_f =1,2

T_c: Durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 30 s.

$$\boldsymbol{R_p = \frac{3600*0.5*0.8*0.7}{30*1,2} = 28 \text{ m}^3\text{/h}}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 224 m³/j.

- **La durée d'excavation :**

En utilisant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin, le temps d'exploitation peut être calculé de la manière suivante :

$$\mathbf{T} = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad \textbf{..... (VII.10)}$$

V : Volume du sol excavé (m³)

R_p : Capacité du godet en jour (m³/j)

VII.9 Planification des travaux de l'adduction :

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est essentiel de procéder à une planification préalable, qui consiste en une analyse théorique visant à déterminer la manière la plus efficace d'organiser la main-d'œuvre et les autres ressources disponibles.

Les travaux suivants seront séquencés en utilisant la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique, également connue sous le nom de méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique), est une technique où les nœuds et les flèches représentent des tâches, et elles sont parcourues par un flux qui représente le temps. Chaque nœud ou flèche symbolise une étape ou un événement. Cette méthode a été développée en 1958 par des experts américains.

VII.9.1 Définitions des tâches et leurs durées :

Le tableau suivant répertorie les tâches liées à la réalisation de l'adduction ainsi que leurs durées associées :

Tableau VII.4 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la couche végétal	20
B	Piquetage	8
C	Exécution des tranchées et des fouilles	40
D	Aménagement du lit de pose	22
E	La mise en place des canalisations en tranchée	25
F	Assemblage des tuyaux	15
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	10
H	Remblai des tranchées	15
I	Travaux de finition	10

VII.10 La planification des tâches par la méthode (MPM) :

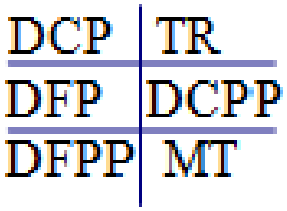
VII.10.1 La réalisation de la conduite d'adduction :

Le tableau suivant illustre les relations entre les opérations qui précèdent et celles qui suivent chaque étape de la réalisation de la conduite d'adduction :

Tableau VII.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	Précède	Succède
A	_	B
B	A	C
C	B	D E F G
D	C	H
E	C	H
F	C	H
G	C	H
H	D E F G	I
I	H	_

- Les réseaux à nœuds sont représentés sur où :



TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finissement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finissement au plus tard ;

MT : marge totale

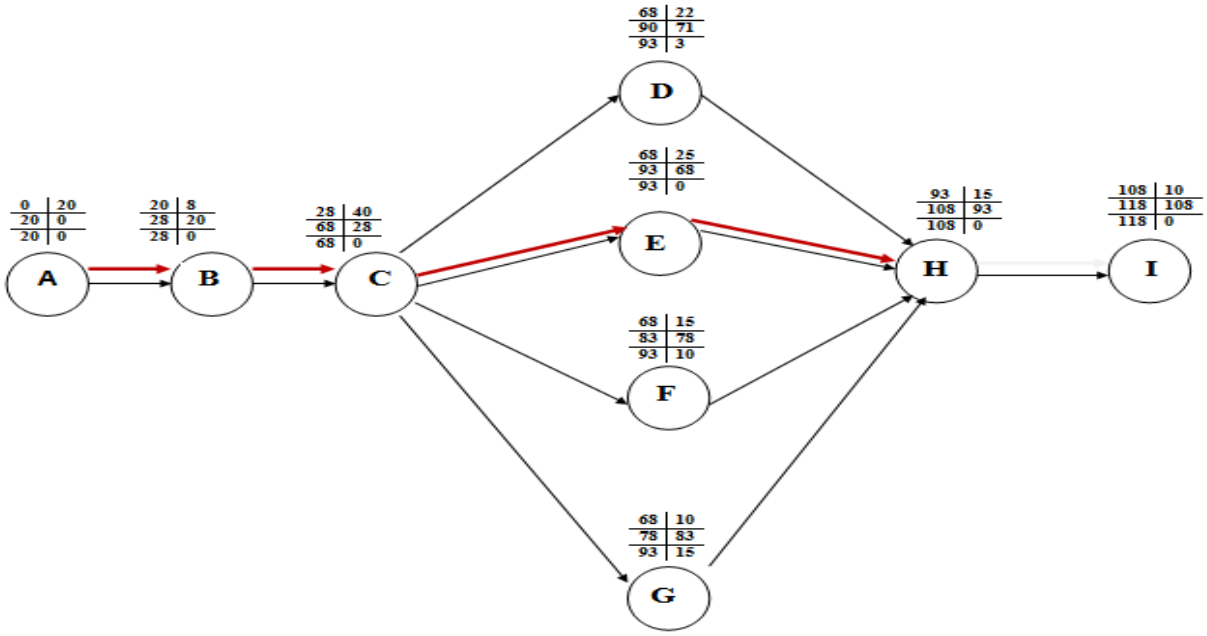


Figure VII.7 : Le réseau à nœud du Lot-01

Le délai d'exécution de l'adduction est :

- **Lot-01 :** 118 jours, soit donc 3 mois et 28 jours.

VII.11 Protection et sécurité du travail :

Les problèmes et les accidents du travail ont des répercussions significatives sur les plans financiers, de la sécurité, et surtout, humain. C'est pourquoi plusieurs mesures sont mises en place pour garantir aux travailleurs des conditions de travail optimales.

Ainsi, la sécurité au travail représente l'une des conditions essentielles au développement, pouvant parfois devenir une exigence contraignante dans certains cas.

L'objectif principal de la sécurité au travail est de réduire à la fois la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers. C'est pourquoi le secteur hydraulique revêt une importance considérable lors de la mise en œuvre de projets d'alimentation en eau potable, car il couvre un large éventail de risques potentiels.

VII.11.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

En règle générale, les accidents de travail attribuables à des situations et à des comportements dangereux sont généralement le résultat de deux facteurs :

❖ **Facteurs humains :**

- La fatigue des travailleurs, le manque de compétence et de responsabilité
- Le manque de supervision et de vigilance
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux

- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation
- Suivre un rythme de travail qui ne convient pas.

❖ **Facteurs matériel :**

- Équipements, engins et machines utilisés dans le cadre du travail.
- Caractéristiques des matériaux utilisés.
- Les défis rencontrés pendant la réalisation du travail.
- Les équipements mécaniques et électriques.

Pendant chaque étape de la mise en œuvre d'un projet d'alimentation en eau potable, il existe éventuellement un risque d'accident. Cela peut se produire soit lors des travaux de terrassement, soit pendant la réalisation des travaux de bétonnage, soit lors de l'installation des équipements électriques ou des dispositifs sous pression, soit même après l'achèvement du projet, lors des opérations d'entretien des pompes et des installations.

VII.11.2 Liste des conditions dangereuses :

- Installations non sécurisées.
- Installations insuffisamment protégées.
- Équipements, engins et machines en mauvais état.
- Absence de protection individuelle.
- Problèmes de conception et de construction.
- Utilisation de matériaux défectueux.
- Stockage inapproprié.
- Mauvaise disposition des espaces.
- Éclairage défaillant.
- Facteurs environnementaux inadéquats.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.11.3 Liste des actions dangereuses :

- Intervenir imprudemment sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans prendre les précautions nécessaires sur des installations sous pression ou sous tension.
- Agir sans avertir ou sans obtenir l'autorisation préalable.
- Désactiver les dispositifs de sécurité.
- Omettre l'utilisation de l'équipement de protection individuelle.

- Utiliser incorrectement un outillage ou un engin.
- Importer un aspect essentiel lors des opérations de stockage.
- Adopter une posture peu sécuritaire.
- Travailler à une hauteur inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadéquat.
- S'engager dans des plaisanteries ou des querelles pendant le travail.

VII.11.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

❖ **Protection individuelle :**

Pour accroître la sécurité dans certaines professions, il est impératif d'utiliser des équipements de protection individuelle tels que des casques, des gants et des lunettes de protection.



Source : https://dz.kompass.com/p/oran-machine-outillage-isolation-sarl

Figure VII.8 : Equipements de protection individuelle

❖ **Autre protections :**

- Il est essentiel d'informer les personnes concernées avant de commencer les travaux d'excavation des tranchées et de vérifier la stabilité du sol.
- Toute tranchée creusée en zone urbaine ou sous une route doit être entourée d'une clôture clairement marquée, visible de jour comme de nuit, afin de prévenir les chutes de personnes et d'engins.

- Les travailleurs utilisant une pioche ou une pelle doivent maintenir une distance adéquate entre eux.

❖ **Protection collective :**

✓ **Equipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou le responsable de chantier doit mettre en lumière les éléments suivants :

- Mise en place rigoureuse des règlements de sécurité.
- Assignation rigoureuse du personnel aux postes critiques d'une installation moderne.

✓ **Engin de levage :**

La grue, le pipe-Lay, et d'autres engins, grâce à leur précision et à leurs multiples capacités de manipulation, sont essentiels pour les opérations de pose. Dans ce contexte, la sécurité ne tolère aucune négligence. Par conséquent, le technicien en charge doit garantir que :

- Établir une zone de sécurité autour des équipements de levage, en particulier en interdisant tout stationnement sous une charge en cours de levage.
- Nommer des individus qualifiés pour la tâche.
- Effectuer régulièrement les vérifications des engins conformément aux instructions du fabricant.

✓ **Appareillage électrique :**

Pour prévenir les dangers associés aux appareils électriques, il est impératif d'interdire toute tentative de bricolage, car l'installation ou la réparation d'une ligne électrique doit être effectuée exclusivement par des électriciens qualifiés.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi le devis général des stations de pompage et d'adduction. Tout d'abord, nous avons sélectionné les équipements les plus adaptés pour assurer le bon déroulement des diverses phases du projet.

En tant que deuxième étape, nous avons procédé à un devis quantitatif estimatif des volumes de travaux.

Enfin, nous avons entamé la planification des travaux en définissant les délais, ce qui est essentiel pour garantir un déroulement efficace des opérations et pour suivre l'avancement du projet.

Conclusion générale

Conclusion générale

À la conclusion de cette étude, nous croyons avoir identifié les différentes étapes de conception et de dimensionnement d'un projet d'approvisionnement en eau potable, dans le but de répondre aux besoins en eau de manière satisfaisante de la ville de Mascara.

L'étude a été réalisée en tenant compte de la nécessité vitale de l'eau dans cette région, avec une perspective à long terme de 30 ans.

Pour surmonter l'objectif de cette étude, qui est la conception d'un système d'adduction d'eau destiné à approvisionner cette zone, il a été nécessaire de :

- Présenter la zone d'étude et à estimer les besoins e
- n eau, ce qui a conduit à la détermination du débit nécessaire, qui s'élève à 17259,14 m^3/j.
- Calculer le volume nécessaire du réservoir pour assurer le stockage.
- Projeter des conduites en PEHD de diamètres 630 mm et PN 20 sur une longueur de 12046 ml.
- Projeter une station de pompage ainsi qu'une bâche d'eau.
- Protéger l'adduction du coup de bélier en projetant un réservoir d'air à la sortie de la station de pompage.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers, nous avons estimé que le projet actuel s'élève à six cent cinq millions cent vingt-huit mille sept cent trente-cinq dinars algérien et devrait être réalisé en jours.

Cette étude nous a offert l'opportunité de mettre en application l'ensemble des connaissances que nous avons acquises au cours de notre formation. Nous espérons que ce travail puisse servir de référence et de guide pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIES

1. **A. ZAIDA** «Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj Emir Abdelkader (W.Tissemsilt) ».119.Mémoire fin d'étude, ENSH, juin 2018.
2. **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable».
3. **BONIN, J, (1982),** Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris, France.
4. Catalogue accessoire PEHD (SARL NOVA PLAST ORAN)
5. Catalogue CAPRARI (2011)
6. **Dupont (ingénieur), André**. Hydraulique urbaine. Eyrolles, 1998.
7. Google earth.
8. **I. BENBOUSSAD**. «Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Ain Boucif (W. Médéa)».119. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2020.
9. **Meunier, Maurice.** Les Coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. Ecole nationale du génie rural, des eaux et des forêts, 1980.
10. **T.SELMANE** «Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x 3000 m3) W.Tissemsilt». 116. Mémoire fin d'étude, ENSH, Septembre 2017.

LES ANNEXES

Annexe 01 : Prix et épaisseurs des conduites PN10 et PN16 (Source SARL NOVA PLAST ORAN)

SARL NOVA PLAST ORAN

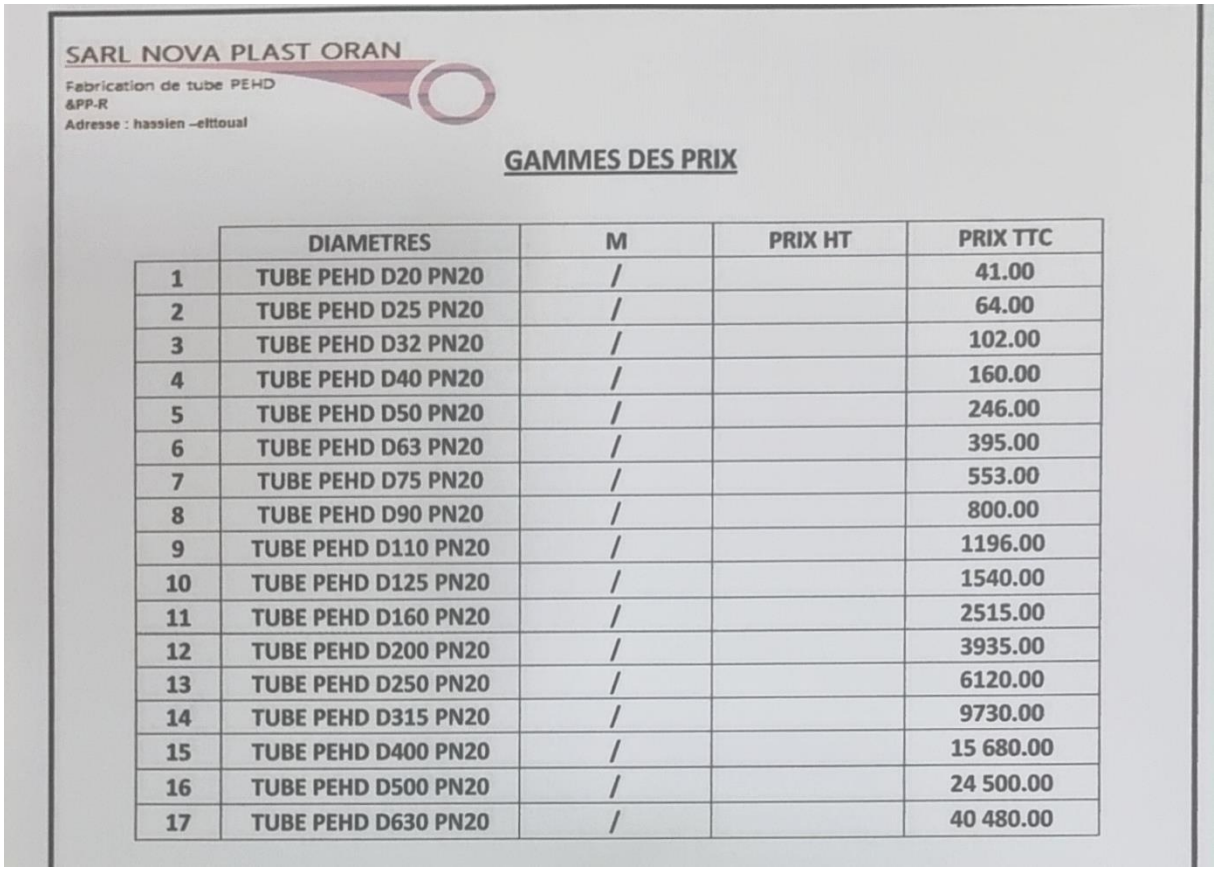
Fabrication de tube PEHD
&PP-R
Adresse : hassien –elttoual

GAMMES DES PRIX

	DIAMETRES	M	PRIX HT	PRIX TTC
1	TUBE PEHD D20 PN16	/		35.20
2	TUBE PEHD D25 PN16	/		52.00
3	TUBE PEHD D32 PN16	/		90.00
4	TUBE PEHD D40 PN16	/		135.00
5	TUBE PEHD D50 PN16	/		208.00
6	TUBE PEHD D63 PN16	/		333.00
7	TUBE PEHD D75 PN16	/		460.00
8	TUBE PEHD D90 PN16	/		665.00
9	TUBE PEHD D110 PN16	/		989.00
10	TUBE PEHD D125 PN16	/		1280.00
11	TUBE PEHD D160 PN16	/		2140.00
12	TUBE PEHD D200 PN16	/		3200.00
13	TUBE PEHD D250 PN16	/		5088.00
14	TUBE PEHD D315 PN16	/		8000.00
15	TUBE PEHD D400 PN16	/		12 900.00
16	TUBE PEHD D500 PN16	/		20 430.00
17	TUBE PEHD D630 PN16	/		32 390.00

	DIAMETRES	M	PRIX HT	PRIX TTC
1	TUBE PEHD D20 PN10	/		32.50
2	TUBE PEHD D25 PN10	/		45.00
3	TUBE PEHD D32 PN10	/		61.00
4	TUBE PEHD D40 PN10	/		90.00
5	TUBE PEHD D50 PN10	/		141.00
6	TUBE PEHD D63 PN10	/		225.00
7	TUBE PEHD D75 PN10	/		317.00
8	TUBE PEHD D90 PN10	/		454.00
9	TUBE PEHD D110 PN10	/		679.00
10	TUBE PEHD D125 PN10	/		865.00
11	TUBE PEHD D160 PN10	/		1415.00
12	TUBE PEHD D200 PN10	/		2220.00
13	TUBE PEHD D250 PN10	/		3446.00
14	TUBE PEHD D315 PN10	/		5490.00
15	TUBE PEHD D400 PN10	/		8829.00
16	TUBE PEHD D500 PN10	/		13 825.00
17	TUBE PEHD D630 PN10	/		21 936.00

Annexe 02 : Prix et épaisseurs des conduites PN20 (Source SARL NOVA PLAST ORAN)



SARL NOVA PLAST ORAN

Fabrication de tube PEHD &PP-R

Adresse : hassien –elttoual

GAMMES DES PRIX

	DIAMETRES	M	PRIX HT	PRIX TTC
1	TUBE PEHD D20 PN20	/		41.00
2	TUBE PEHD D25 PN20	/		64.00
3	TUBE PEHD D32 PN20	/		102.00
4	TUBE PEHD D40 PN20	/		160.00
5	TUBE PEHD D50 PN20	/		246.00
6	TUBE PEHD D63 PN20	/		395.00
7	TUBE PEHD D75 PN20	/		553.00
8	TUBE PEHD D90 PN20	/		800.00
9	TUBE PEHD D110 PN20	/		1196.00
10	TUBE PEHD D125 PN20	/		1540.00
11	TUBE PEHD D160 PN20	/		2515.00
12	TUBE PEHD D200 PN20	/		3935.00
13	TUBE PEHD D250 PN20	/		6120.00
14	TUBE PEHD D315 PN20	/		9730.00
15	TUBE PEHD D400 PN20	/		15 680.00
16	TUBE PEHD D500 PN20	/		24 500.00
17	TUBE PEHD D630 PN20	/		40 480.00

Annexe 03 : Capacité du godet en fonction de volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m^3)	<10000	>10000	>20000	>100000
Capacité du gobet (m^3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Annexe 04 : Abaque de Vibert

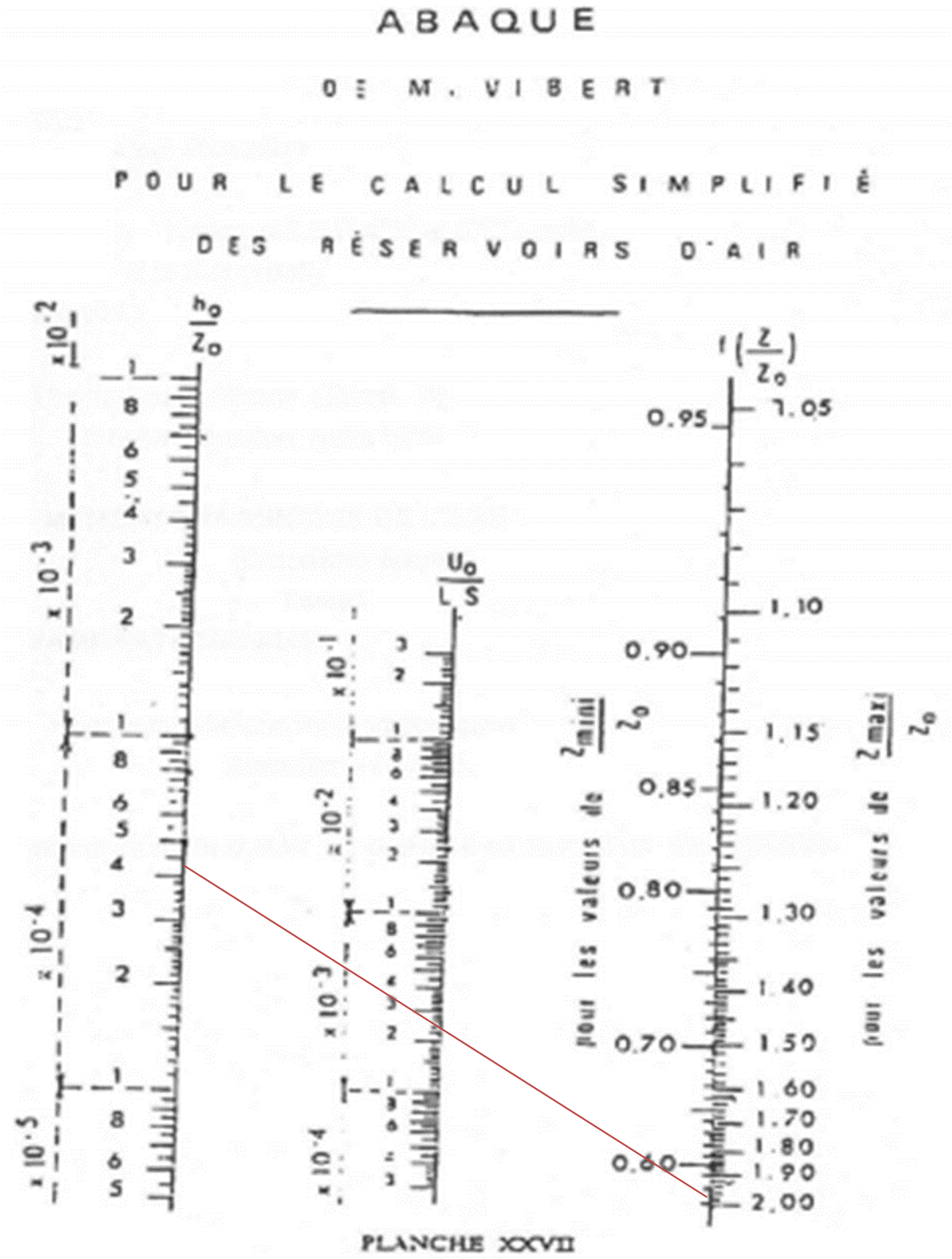


PLANCHE XXVII