

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction des communes de Souafliia,Saf saf et Bouguirat a partir des systèmes mao-dessalement (w. Mostaganem) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-14

APA Citation (توثيق APA):

Snoussi, Mustapha (2014). Etude d'adduction des communes de Souafliia,Saf saf et Bouguirat a partir des systèmes mao-dessalement (w. Mostaganem)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION DES COMMUNES DE
SOUAFLIA,SAFSAF ET BOUGUIRAT A PARTIR DES
SYSTEMES MAO-DESSALLEMENT.
(W.MOSTAGANEM)**

Présenté par :

M^r SNOUSSI MUSTAPHA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M.SALAH Boualem	Professeur	Président
M.AMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
M.MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M.KADI Latifa	M.A.B	Examinatrice
M.MOUHOUB Lina	Ingénieur (DRE)	Invité
M.ZEROUAL Ayoub	M.A.A	Promoteur

Septembre - 2014

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

 *Ma Mère Mon Père pour ses sacrifice afin d'atteindre mon but.*

 *Mes frères et leurs enfants.*

 *Toute ma famille.*

 *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

À tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à : Taki, Massi

Anis, Waheb, Amar, Amine.

SNOUSSI MUSTAPHA

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur Z.AYOUB, qui a bien voulu préfacier ce modeste ouvrage.

Je désire aussi remercier Monsieur B.Salah, Mademoiselle L.ḳaddi et Monsieur B.Mustapha qui de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

 *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

 *Le directeur, Le corps d'enseignement et les étudiants de l'ENSH*

 *L'ensemble des ingénieurs de la direction de ressource en eau de Mostaganem*

 *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire*

SNOUSSI MUSTAPHA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة قناة نقل المياه الصالحة للشرب انطلاقاً من محطة تحلية مياه البحر بمستغانم إلى غاية البلديات بوقيرات، سوافلية، صفصاف لمسافة 22 كم. هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب النقل، حجم الخزانات، محطة الضخ و حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

تعد هذه الدراسة ضمن المشروع الخاص بكل من ولاية مستغانم، آرزيو، وهران و منها المشروع المتعلق بتحلية مياه البحر التي اطلقها وزير الموارد المائية بسبب ظاهرة الجفاف التي مست المنطقة الغربية.

Résumé

Notre projet a pour but de faire l'étude d'une adduction en eau potable à partir de la station de dessalement de Mostaganem et les communes Bouguirat, Souafliia et Safsaf sur une longueur de 22 Km. Cette étude consiste à dimensionner tous les ouvrages qui conviennent y compris la canalisation, les réservoirs, ainsi que les pompes. L'étude d'adduction inscrit dans le Projet MAO-Dessalement lancé par le ministre de la ressource en eau suite à la sècheresse qui ravage la région de l'Ouest en matière d'alimentation potable.

Abstract

Our study aims at studying water adduction from Mostaganem desalination plant to Bouguirat, Souafliia, and Safsaf on over 22Km length. This study consists in sizing all the needed civil engineering structures such as pipes, tanks, and water pumps. The study of water adduction is part of MAO desalination project launched by the water resources minister after the long dryness that ravaged the west region.

Tables des matières

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
Présentation de la zone d'étude	1
I.1- Situation géographique	1
I.2-Situation Hydrographique.....	3
I.3-Situation géologique	3
I.4-Situation topographique.....	3
I.5- Situation climatique.....	3
I.5.1- Pluviométrie.....	3
I.5.2- Températures	4
I.5.3- Humidité	5
I.5.4- Vents	5
I.6- Situation démographique.....	6
I.6.1- Taux d'accroissement de la population	6
I.7- Situation Hydraulique.....	7
I.7.1- Situation des ressources pour chaque commune	7
I.7.2- Situation des réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération	7
I.7.3- Systeme MAO	7
I.7.4- Situation d'AEP avec MAO	8
I.7.5- Situation d'AEP avant MAO	9
I.8- Situation économique de la Wilaya de Mostaganem.....	9
Conclusion.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction	11
II.1- Evolution de la population	11
II.1.1- Estimation de la population à différents horizons	11
II.2- Evaluation des besoins en eau potable	12
II.2.1- Généralités.....	12
II.2.2- Estimation des besoins en eau	13
II.2.3- Besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040.....	14
II.2.4- Besoin d'équipement pour l'année 2008 :	14

II .2.4.1-Besoins scolaire.....	14
II .2.4.2- Besoins sanitaires	15
II .2.4.3- Besoins commerciaux et industriels.....	15
II .2.4.4- Besoins socioculturels	16
II.2.5- Récapitulation de la consommation moyenne journalière	17
II.3- Variations de la consommation journalière.....	17
II.3.1- Consommation maximale journalière	17
II.3.2- Consommation minimale journalière :.....	18
II.4- Calcul du débit majoré	18
II.5- Consommation en eau par tranche horaire:.....	19
II.6- Bilan besoin-ressources.....	22
Conclusion.....	23

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction	24
III.1- Type de l'adduction	24
III.1.1- Adduction gravitaire	24
III.1.2- Adduction par refoulement	24
III.1.3- Adduction mixte.....	24
III.2- Choix du tracé	24
III.2.1- Description du système	25
III.2.2- Etude des tracé	26
III.3- Choix du type de matériaux :	26
III.4- Etude de l'adduction gravitaire	29
III.4.1 - Etude des variantes	29
III.4.2 - Détermination du diamètre avantageux	32
III.4.3-le calcul hydraulique variant N°1.....	33
III.5- Etude de l'adduction par refoulement.....	34
III5.1- Détermination du diamètre économique.....	34
III.5.2- Calcul des pertes de charge linéaire.....	36
III.5.3- Pertes de charges singulières.....	36
III.5.4- Hauteur manométrique totale.....	36
III.5.5 - Puissance absorbée par la pompe.....	36
III.5.6- Energie consommée par la pompe	36

III.5.7- Frais d'exploitation.....	37
III.5.8- Frais d'amortissement.....	37
III.5.9- Calcul hydraulique variant N°1	38
III.5.9.1- station de pompage N°1- station de pompage N°2	38
III.5.9.1.1-Frais d'exploitation.....	38
III.5.9.1.2- Frais d'amortissement	39
III.5.9.1.3 -Bilan du coût (exploitation-investissement)	41
III.5.9.2- station de pompage N°2- Réservoir de Moualdia	42
III.5.9.2.1-Frais d'exploitation.....	42
III.5.9.2.2- Frais d'amortissement	43
III.5.9.1.3- Bilan du coût (exploitation-investissement)	44
III.6- Etude de l'adduction gravitaire variant N°2.....	44
III.7- Etude de l'adduction par refoulement variant N°2.....	46
III.7.1.1-Frais d'exploitation.....	47
III.7.1.2- Frais d'amortissement	48
III.7.2. - Bilan du coût (exploitation-investissement).....	48
III.8 - Bilan total des frais de l'adduction principale.....	49
Conclusion.....	49

Chapitre IV : Etude du réservoir

Introduction	50
IV.1- Dimensionnement des réservoirs	50
IV.1.1- Définition d'un réservoir	50
IV.1.2 -Fonctionnement d'un réservoir.....	50
IV.1.3-Emplacement du réservoir	51
IV.1.4- Classification et choix du type de réservoir.....	51
IV.1.5- Détermination de la capacité des réservoirs	52
IV.1.6- Dimensionnement des différents réservoirs.....	53
IV.1.7 -Forme des réservoirs.....	54
IV.2 -Équipement du réservoir	56
IV.3-Entretien des réservoirs.....	57
IV.4-Recommandation diverses.....	58
Conclusion.....	58

Chapitre V : Pose de canalisation

Introduction.....	59
V.1 Pose de canalisation.....	59
V.1.1 -Tranchées.....	59
V.1.1.1 Tranchée Générale.....	59
V.1.1.2 Tranchée avec blindage.....	60
V.1.1.3 Tranchée avec enrobage en béton.....	60
V.1.2 –Butées.....	62
V.1.3 -Conduites aériennes.....	63
V.1.3.1-Conduite aérienne au moyen d’une dalle en béton armé.....	64
V.1.3.2-Conduite aérienne au moyen des poutres métalliques.....	64
V.1.4-Regards des équipements hydromécaniques.....	65
V.1.4.1 Ventouses.....	65
V.1.4.2 Vidanges.....	66
V.1.4.3- Sectionnement.....	67
V.1.4.4 Dérivations.....	67
V.1.4.5 Débitmètres.....	68
V.1.5 By-pass.....	68
V.1.6 Crépines.....	68
V.1.7 Joints de raccordement.....	68
V.1.8 Organes de mesure.....	69
V.2 Organes de raccordement.....	69
V.2.1 Coude.....	69
V.2.2 Cônes.....	69
V.2.3 Tés.....	70
Conclusion.....	70

Chapitre VI : Etude et choix des pompes

Introduction.....	71
VI.1-Choix l’emplacement de la station de pompage.....	71
VI.2- Situation des ouvrages.....	71
VI.3-Choix du type de pompe.....	72
VI.4 -Couplage des pompes.....	72
VI.4.1 Couplage en parallèle.....	72

VI.4.2 Couplage en série.....	73
VI.5 -Choix du nombre de pompes	73
VI.5.1 Refoulement station de pompage SP1–Bâche de la station de pompage SP2...	73
VI.5.1.1 Caractéristiques générales de la pompe.....	74
VI.5.2 Refoulement station de pompage SP2 – Réservoir de Moualdia.....	76
VI.5.2.1 Caractéristiques générales de la pompe.....	76
VI.6 -Point de fonctionnement.....	77
VI.6.1 Refoulement SP1–Bâche de la SP2.....	79
VI.6.2 Refoulement SP2–Réservoir de Moualdia.....	79
VI.7 - Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	80
VI.8-Etude de la cavitation.....	82
VI.8.1 Refoulement SP 1 - Bâche de la (SP2).....	84
VI.8.2 Refoulement SP2– Réservoir de Moualdia.....	84
Conclusion.....	85

Chapitre VII : Protection contre le coup de bélier

Introduction.....	86
VII.1-Les risques dus aux coups de bélier.....	86
VII.2-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	86
VII.2.1-Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	87
VII .2.2-Calcul simplifié du volume du réservoir d’air anti-bélier.....	90
VII .2.2.1 Station De Pompage N°01.....	93
VII .2.2.2 Station De Pompage N°02.....	95
IV.3-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	98
VI.3.1 Détermination du temps de fermeture.....	98
Conclusion.....	99

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte des limites administratives de la zone d'étude.....	1
Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude et communes à alimenter.....	2
Figure I.3 : Moyennes mensuelles des précipitations.....	4
Figure I.4 : Températures moyennes mensuelles (°C).....	5
Figure I.5 : Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Variation de la population au cours des années.....	12
Figure II.2 : Variation de l'équivalent habitant au cours des années.....	17
Figure II.3 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2014.....	20
Figure II.3 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2041.....	21
Figure II.3 : schéma explicatif de notre raccordement.....	22

Chapitre III : Etude d'Adduction

Figure III.1: Schéma de principe de notre adduction	25
Figure III.2: Photo des conduites en fonte ductile de PAM Saint-Gobain).....	28
Figure III.3: Schéma vertical de la variante N° 1	30
Figure III.4 : Schéma vertical de la variante N° 2.....	31
Figure III.5:pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....	39
Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Variant N°1).....	41
Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Variant N°1).....	44
Figure III.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (Variant N°2).....	48

Chapitre IV : Etude et choix des pompes

Figure IV.1: Schéma d'un réservoir.....	57
---	----

Chapitre V : pose des canalisations

Figure V.1 : Tranches générale.....	59
Figure V.2: Tranches générale avec blindage.....	60
Figure V.3 : Tranchée avec enrobage en béton pour traverser chemins	61

Figure V. 4 : Tranchée avec enrobage en béton pour traverser des cours d'eau	62
Figure V. 5 : Les Butées	63
Figure V. 6 : Conduite aérienne au moyen d'une dalle en béton armé	64
Figure V. 7 : Conduite aérienne au moyen des poutres métalliques.....	65
Figure V. 8: Regard d'une ventouse à 3 fonctions sur les points hauts.....	66
Figure V. 9 : Regard des vidanges sur les points bas.....	66
Figure V. 10 : Regard de sectionnement équipé de deux vidanges.....	67

Chapitre VI : Etude et choix des pompes

Figure VI.1 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	72
Figure VI.2 : Couplage de deux pompes en série.....	73
Figure VI.3 : Courbe caractéristiques de la pompe PM150/8C (CAPRARI,2008)	75
Figure VI.4 : Dimension de la pompe choisie (CAPRARI, 2008).....	75
Figure VI.5 : Courbe caractéristiques de la pompe PM150/8C (CAPRARI,2008) ...	77
Figure VI.6 : Dimension de la pompe choisie (CAPRARI, 2008).....	77
Figure VI.7 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1.....	79
Figure VI.8 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2.....	80
Figure VI.9 : Roues soumise à la cavitation	82

Chapitre VII : Protection contre coup de bélier

Figure VII.1 : coup de Bélier Phase 1	89
Figure VII.2: coup de Bélier Phase 2.....	90
Figure VII.3 : coup de Bélier Phase 3.....	90
Figure VII.4 : coup de Bélier Phase 4.....	90
Figure VII.5 : profil en long absolu d'une conduite.....	92
Figure VII.6 : profile en long absolu.....	93
Figure VII.7 : profile en long absolu.....	95
Figure VII.8 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	97

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelles (mm) (Période : 1990 – 2002).....	4
---	---

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles (°C).....	4
Tableau I.3: Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents à la station de Mostaganem (1976-1984).....	5
Tableau I.4: Population par agglomération à l'année de recensement 2014.....	6
Tableau I.5: Ressources pour chaque commune.....	7
Tableau I.6: Réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération.....	7
Tableau I.7: Les eaux conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.....	8
Tableau I.8: : Les eaux non conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.....	9
Tableau I.9: : programme de distribution d'eau potable avant MAO.....	9
Tableau I.10: : Répartition des terres agricoles de la commune.....	10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Populations en 2008 et taux d'accroissement des zones concernées.....	11
Tableau II.2: Evolution de la population à différents horizon.. ..	12
Tableau II .3: Besoins domestiques pour 2041.. ..	14
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour l'année 2008.....	15
Tableau II.5 : : Besoins sanitaires pour l'année 2008.	15
Tableau II.6: Les besoins commerciaux industriels pour l'année 2008.....	15
Tableau II.7: Les besoins socioculturels à pour l'année 2008.	16
Tableau II.8: Variation de besoin d'équipement en fonction d'équivalent habitant	16
Tableau II.9: : Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon2041	18
Tableau II.10 : Variation des débits horaires pour l'année 2014.....	19
Tableau II .11 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2041 pour l'ensemble des agglomérations.	20
Tableau II.12 : Récapitulatif des différents débits calculés.....	21
Tableau II.13: l'ensemble des ressources d'eau potable dans la zone d'étude.....	22

Chapitre III: Etude de l'adduction

Tableau III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	32
Tableau III.2: Frais d'investissement du tronçon Réservoir Mouzaia - bache de SP1 (Variant N°01).....	34
Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	37
Tableau III.4: Caractéristiques de tracé.....	38
Tableau III.5 : calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2 (Variant N°1) ...	38
Tableau III.6 : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels. (Variant N°1).....	39

Tableau III.7 : : prix unitaire des différents travaux.....	40
Tableau III.8: Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire.....	40
Tableau III.9 : Cout total d'investissement (Variant N°1).....	40
Tableau III.10: bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°1).....	41
Tableau III.11 : caractéristiques de tracé	41
Tableau III.12 : calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir de Moualdia variant	42
Tableau III.13 : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels (Variant N°1).....	42
Tableau III.14 : cout total d'investissement (Variant N°1).....	43
Tableau III.15 : bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°1).....	43
Tableau III.16 : Frais d'investissement du tronçon Réservoir Mouzaia - bache de la SP1 (Variant N°2).....	45
Tableau III.17 : caractéristiques de tracé.....	46
Tableau III.18 : calcul de la HMT du tronçon SP – Réservoir de Moualdia (Variant N°2	
Tableau III.19 : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels.....	47
Tableau III.20 : calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire (Variant N°2).....	47
Tableau III.21 : Cout total d'investissement.....	47
Tableau III.22: bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°2).....	48
Tableau III.23 : Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des variantes....	49

Chapitre IV: Etude du Réservoirs

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	55
--	----

Chapitre VI: Etude et choix des pompes

Tableau VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	76
Tableau VI.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bache de la SP2).....	79
Tableau VI.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- Réservoir Moualdia).....	79
Tableau VI.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	83

Chapitre VII: Protection contre coup de bélier

Tableau VII.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers.....	88
Tableau VII.2 : Les données de base.....	91
Tableau VII.3 : Coefficient dépend de la nature de conduite.....	92
Tableau VII.4 : Les caractéristiques du premier tronçon de l'adduction de refoulement.	93
Tableau VII.5 : Tableau du profil en long absolu.....	93
Tableau VII.6 : Les caractéristiques du deuxième tronçon de l'adduction de refoulement (station de pompage N°2).....	95
Tableau VII.7 : Tableau du profil en long absolu (station de pompage N°2).....	95
Tableau VII.8 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	98
Tableau VII.9 : Caractéristiques de la conduite gravitaire.....	98
Tableau VII.10 : Calcul de temps de fermeture des vannes.....	99

Liste des planches

Planche N° 1 : Plan de situation de la zone d'étude

Planche N° 2 : Profil en long de l'adduction gravitaire

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction de refoulement

Planche N° 4 : Tracé d'adduction.

Planche N° 5 : Les Accessoires de l'adduction.

Nomenclature

DRE : Direction des ressources en eau

ANRH: Agence National des Ressources Hydrique

DPAT Mostaganem: Direction de planification et aménagement territoire.

ANBT : Agence national des barrages et transferts

MAO : grand projet de système de production d'eau à transférer pour l'alimentation du couloir Mostaganem-Arzew-Oran

P_n : Population pour l'horizon considéré ;

P_0 : Population à l'année de référence ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

dot: dotation moyenne en ($l/j/hab$) ;

N: nombre d'habitants.

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

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

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum

V_r : volume résiduel (m^3) ;

a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie(m^3)

R_{max} : résidu maximal journalier

Q_a : le débit de la source (m^3/j).

N : nombre d'heures de pointe dans une journée.

$K_p * Q_{moy,h}(Q_{max,h})$: le débit de pointe (m^3/h).

$Q_{moy,h}$: Le débit moyen horaire(m^3/h).

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

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h)

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;
 D : diamètre de la cuve (m) ;
 h : hauteur utile optimale d'eau (m)
 H : hauteur totale du réservoir (m) ;
 R : revanche (m).
 D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;
 Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).
 F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
 P_{rc} : prix de la conduite en (DA)
 A : Annuité d'amortissement
 i : Taux d'annuité (%)
 n' : Durée de l'amortissement de la conduite (ans)
 H_g : hauteur géométrique (m) ;
 $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).
 Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).
 g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
 L_g : 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,
 R_e : Nombre de Reynolds ;
 V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
 ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
 ε : Rugosité absolue de la conduite (mm);
 P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
 H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
 η : rendement de la station de pompage (%)
 E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;
 K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;
 E : Energie consommée par année (Kw) ;
 δ : Prix du Kwh
 ΔH_t : Perte de charge totale (m);
 K' : Coefficient de perte de charge ;
 L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

D_{av} : Diamètre avantageux de la conduite qui sera calculé (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

I_{moy} : gradient hydraulique moyen (m/m).

D_a : diamètre conduite aspiration(m) ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration(m) ;

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

V_{ref} : Vitesse de refoulement (m/s)

C_{TpR} : Côte du trop plein du réservoir(m) ;

$C_{Tp.B}$: Côte du trop plein de La bêche(m) ;

$C_{r.R}$: Côte radier du réservoir(m) ;

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

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

$H_{avant,vannage}$: Hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{après,vannage}$: Hauteur manométrique après vannage (m) ;

H_v : Perte de charge engendrée par la fermeture de la vanne de refoulement (m) ;

H_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe ($H-Q$)_R (m).

Q_{app} : Débit appelé par la pompe (m^3/s) ;

Q_{pf} : débit du pointe de fonctionnement (m^3/s) ;

d : diamètre de la roue à rogner (mm) ;

D : diamètre de la roue après rognage (mm) ;

m' : Coefficient de rognage ;

R : Pourcentage de rognage (%) ;

H_c : Hauteur manométrique total (m) ;

η_{tr} : Rendement d'accouplement direct (1) (%) ;

η_m : Rendement du moteur (%) ;

η_p : Rendement de la pompe (%) ;

K : Coefficient de correction ;

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

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn) ;

d : Distance entre la génératrice inférieure de la conduite et la surface du sol (m) ;

L_c : Longueur de convergent (m) ;

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur(m) ;

r : marge de sécurité (m) ;

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration(m) ;

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

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau de la bêche d'aspiration (m) ;

C : Célérité en (m/s) ;

k : Coefficient d'élasticité de l'eau ;

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3);

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : Rayon intérieur de la conduite (m) ;

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;

E_m : Module de Young de la conduite en fonte ductile ;

E_s : Module de Young du sol ;

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

Z_0 : La pression absolue en (m.c.e)

U_{max} : volume du réservoir d'air(m^3) ;

S_c : section de la conduite (m^2) ;

Tr : le temps de fermeture du robinet vanne (h) ;

σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation (MPa) ;

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de la pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices. Pour pallier à cette menace.

L'Algérie, en tant que pays déficitaires, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer et le système MAO dans l'Ouest. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

L'option de cette solution a mis en exergue le nécessité de mobiliser et d'exploiter les eaux du Cheliff (plus grand bassin versant du pays), dont les eaux résiduairees restent importantes.

Le projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants de trois localités du sud de la wilaya de Mostaganem et c'est dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'étude qui est l'étude d'adduction mixte de 22Km à partir des réservoirs situés à Mouzaia vers un réservoir projeté situés à Douar Moualdia. (Wilaya de Mostaganem).

Cette étude analyse le système d'Adduction en eau potable en passant par une présentation succincte de la zone d'étude, l'estimation des besoins de la zone, l'étude des caractéristiques de la consommation, étude des ouvrages de stockage et l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier.

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est un chapitre très important qui donnera un aperçu général sur le site d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui nous permet de mener à bien notre travail.

I.1- Situation géographique

Notre zone d'étude regroupe trois communes (Bougirrat, Souaflija et Safsaf) est située au sud de la Wilaya de Mostaganem. Elle se trouve limitée au Sud par la Wilaya de Relizane et à l'Est par la Wilaya de Mascara. Elle reste très liée à Mostaganem par une courte distance (23km) à travers la RN23.

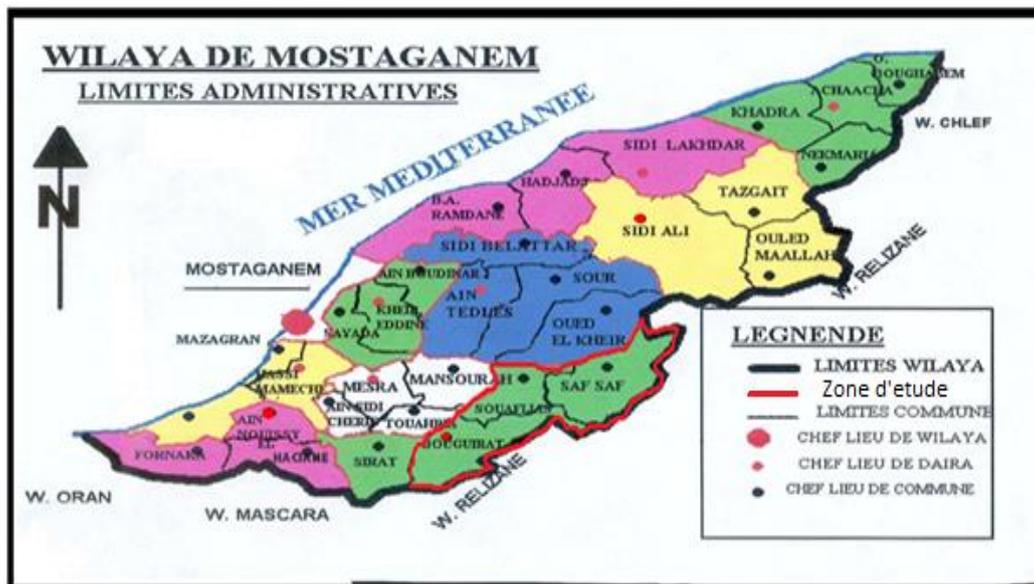


Figure I.1 : Carte des limites administratives de la zone d'étude.

La zone d'étude et communes à alimenter sont présentent dans le plan de situation suivant avec une échelle de 1 :1/25 00.



Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude et communes à alimenter

Cette carte montre les différentes agglomérations concernées par notre étude :

- Bouguirat englobe 28 Douar.
- Souafliia englobe 23 Douar.
- Safsaf englobe 19 Douar.

I.2 Situation Hydrographique

Le territoire de la wilaya de Mostaganem appartient à trois bassins hydrographiques :

- Le bassin versant du Cheliff, dans sa partie inférieure,
- Le bassin versant des Côtiers Oranais, ou se trouve la partie Ouest de la wilaya,
- Le bassin versant des Côtiers Algérois, dont le sous bassin du Dahra englobe la partie Est de la wilaya.

(Monographie Mostaganem, 2010)

Nous nous intéressons à la partie sud de la Wilaya de Mostaganem

I.3 Situation géologique

La zone d'étude appartient, du point de vue géologique, au plateau de Mostaganem.

La région est essentiellement constituée de grés et de sable, recouvert de marne, au nord de zone, on trouve principalement des grés or au sud les marnes ainsi que l'argile est plus présente. (Monographie Mostaganem, 2011)

I.4 Situation topographique

La topographie est accidentée particulièrement avec une faible pente environ 2% à 3% d'inclinaison vers le Sud-Ouest. Cette plaine est divisée en deux zones dépressionnaires par une chaîne de collines formées essentiellement du Djebel Mouzaia dont l'altitude maximum n'atteint guère les 300 m. A l'aval de la plaine quelques lacs salés se sont constitués dans des zones de subsidences c'est dans cette plaine et plus exactement au piémont des versants que les principales agglomérations se sont développées. La présence de terres riches était leur raison d'existence.

I.5 Situation Climatique

Le climat du site se caractérise comme étant un climat semi-aride. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

I.5.1 Pluviométrie

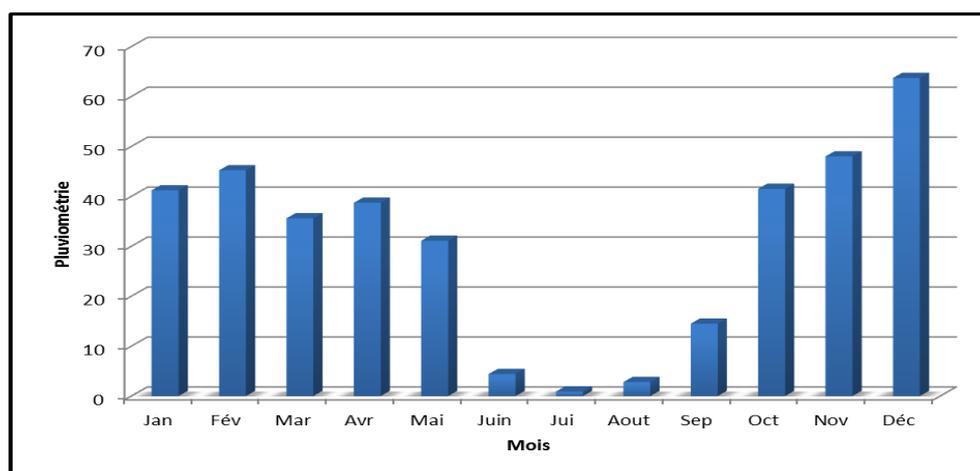
Le climat de la zone d'étude est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonnières très importantes.

La variation de la pluviométrie mensuelle est indiquée dans Tableau I.1.

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelles (mm) (Période : 1990 – 2002).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Précipitation (mm)	41	45	37	38	31	4	1	03	14	42	48	64	36,8

(source : A.N.R.H)

**Figure I.3:** Moyennes mensuelles des précipitations.

Durant les vingt dernières années, la région Ouest du pays a été caractérisée par des périodes de sécheresse récurrentes. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie. Les analyses faites par l'ANRH d'Oran ont montré que les séries de pluies durant la période (1990 – 2002) ont connues des baisses significatives au niveau des bassins côtiers. Cette diminution de la pluviométrie se traduit par une baisse relative des apports au niveau des barrages ainsi que par un rabattement du niveau des nappes. (Source ANRH Oran, 2012)

I.5.2 Températures

Les températures moyennes mensuelles de la zone d'étude (1999-2009) sont indiquées dans le tableau I.2.

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles (°C)

Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
12,5	13,3	14,4	16,2	18,6	21,7	24,1	24,9	23,2	20,1	16,3	13,5

(source : A.N.R.H)

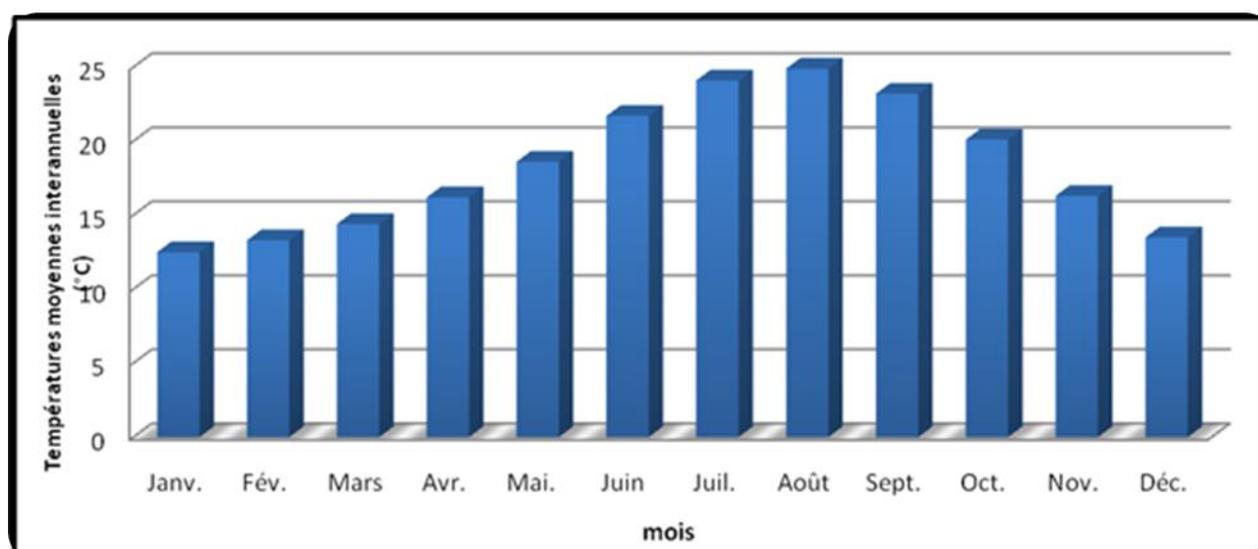


Figure I.4: Températures moyennes mensuelles (°C)

Les températures moyennes enregistrées sont 23° en été et 13° en hivers.

I.5.3 Humidité

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 71%. C'est en hiver qu'on enregistre les valeurs les plus élevées avec une moyenne de 76%. (Source DRE et ANRH Oran)

I.5.4 Vents

La fréquence et la force des vents ainsi que la nébulosité ont été estimées au par la station de Mostaganem pour la période (1976-1984).

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents à la station de Mostaganem (1976-1984).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy. annuelle
Station de Mostaganem	0,9	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1	0,9	0,9	1,2	0,9	1,5	1,1

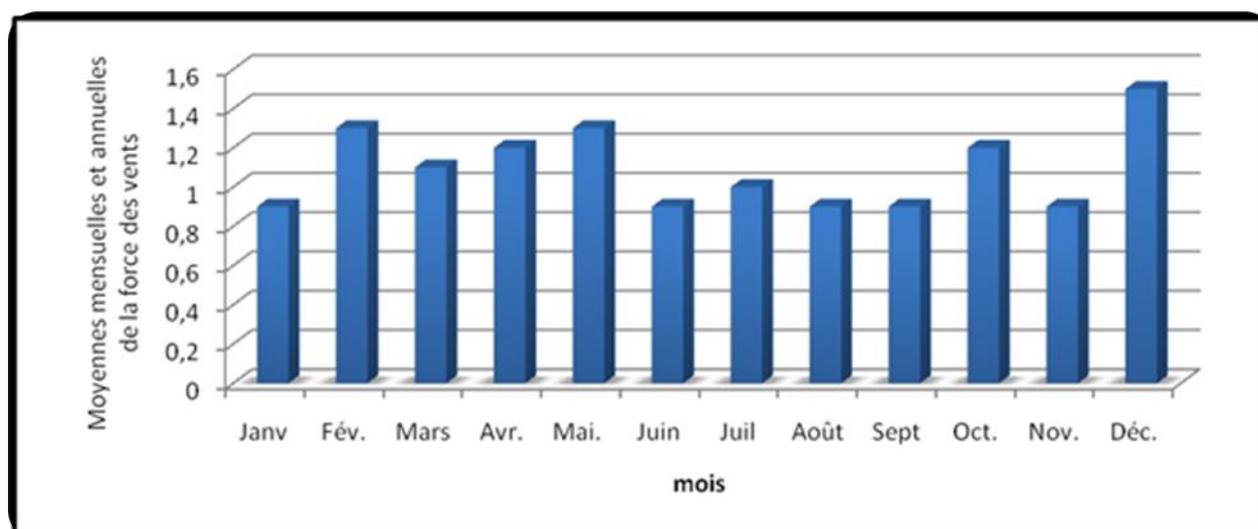


Figure I.5: Moyennes mensuelles et annuelles de la force des vents

Les valeurs maximales s'observent en décembre avec 1,5 et en Février avec 1,3. Les valeurs minimales en été avec 0,9 en Janvier, Juin, Aout, Septembre et Novembre.

I.6 Situation démographique

La population par agglomération de la zone d'étude, a été déduite de l'annuaire statistique de la wilaya de Mostaganem, conformément à l'année de recensement de 2008. Elle est présentée dans le tableau I.4.

I.6.1 Taux d'accroissement de la population

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Mostaganem, le coefficient d'accroissement moyen est évalué à **2,02%**.

Tableau I.4: Population par agglomération à l'année de recensement 2014

Agglomération	Population en 2014 (habitants)	Taux d'accroissement α en %
Bouguirat	20 939	2.02
Souaflia	21 276	2.02
Safsaf	17 503	2.02
Total	59 717	

(DPAT Mostaganem)

I.7 Situation Hydraulique

I.7.1 Situation des ressources pour chaque commune

Les ressources en eaux mobilisées actuellement pour l'alimentation de la zone d'étude sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Ressources pour chaque commune

Agglomération	Forage Exploité		Forage en attente d'exploitation		Nbre Puits	Réservoirs	
	Nbre	Débit (l/s)	Nbre	Volume exp M ³ /J		Nbre	Capacité m ³
Bouguirat	2	7	02	-	1	4	3400
Souafli	1	3	1	-	-	1	500
Safsaf	1	4	1	-	-	1	1000

(Monographie, 2011)

I.7.2 Situation des réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération

Tableau I.6: Réseaux d'AEP et d'assainissement par agglomération.

Agglomération	Assainissement		AEP		
	Longueur du réseau (ml)	Raccordement (%)	Adduction	Distribution	Raccordement (%)
			Longueur(ml)	Longueur (ml)	
Bouguirat	35900	67	26993	61921	70
Souafli	37590	77.78	20776	72165	76
Safsaf	48010	86	23650	25860	82

(Monographie, 2011)

I.7.3 Système MAO [8]

Défini comme étant un grand projet de système de production d'eau à transférer pour l'alimentation du couloir Mostaganem-Arzew-Oran et des localités avoisinantes, il interviendra en vue de remédier définitivement à la situation difficile qui caractérise l'alimentation en eau potable de l'Oranie.

L'option de cette solution a mis en exergue la nécessité de mobiliser et d'exploiter les eaux du Cheliff (plus grand bassin versant du pays).

Les principales composantes du système de transfert MAO pour la wilaya de Mostaganem sont :

- Barrage de dérivation du Chéiff de 50 Hm³ de capacité.
- Barrage de stockage de Kerrada 70 Hm³ de capacité.

- Station de traitement d'eau de Sidi Ladjal d'une capacité totale de 561.600 M3/J.
- Station de pompage de 9,5 m³/s sur la rive gauche de l'oued Cheliff.
- Conduite de 6,7 km de longueur et réservoir de régulation entre la station de pompage et la station de traitement de Sidi Ladjal.
- Conduite d'adduction (1 de refoulement + 1 Gravitaire) entre la station de pompage et le barrage de Kerrada.
- Une adduction de 93 Km de longueur de la station de traitement jusqu'au réservoir de stockage à l'est d'Oran.
- Un réservoir de stockage à Mostaganem de 120.000 m³ (2 x 60.000 m³). (Monographie, 2011)

I.7.4 Situation D'AEP avec MAO

Vue la mise en service du système MAO et le dessalement de Sonaghter, l'exploitation des certains forages est arrêté en raison d'emmagasiné les ressources souterraines.

La Wilaya de Mostaganem est alimenté par :

- Les eaux conventionnelles : Barrages.
- Les eaux non conventionnelles : Eau dessalée.
- **Les eaux conventionnelles** : Barrages :

Il s'agit de :

- Barrages Kramis : 45HM3 avec un taux de remplissage 65
- Barrages de Kerrada : 70 HM³ avec un taux de remplissage 85
- Barrage du Cheliff : 50 HM³ avec un taux de remplissage 90

Tableau I.7 : Les eaux conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.

BARRAGE		Année de mise en service	Année d'exploitation	Capacité Hm ³	Volume actuel (Hm ³)
KRAMIS		2004	2006	45	28
Complexe MAO	CHELLIF	Août 2009	Août 2009	50	50
	KERRADA	2010	Mise en eau	70	37,4
Totaux				165	115,4

(DRE Mostaganem,2013)

- **Les eaux non conventionnelles** : Eau dessalée.

La station de dessalement de Mostaganem située au Sonaghter produit quotidiennement 200 000 m³. (source DRE Mostaganem).

Tableau I.8 : Les eaux non conventionnelles de la wilaya de Mostaganem.

N°	Type d'ouvrages en exploitation	Date mise en service	Capacité de production m ³ /jour	Capacité exploitée m ³ /jour
01	Usine de dessalement (Sonaghter)	19 Septembre 2011	200.000	175.000

(DRE Mostaganem,2013)

I.7.5 Situation D'AEP avant MAO

Le tableau I.9 présente la distribution de l'eau potable à travers la wilaya avant le MAO, il nous renseigne sur les ressources utilisées pour chaque agglomération.

Tableau I.9: programme de distribution d'eau potable avant MAO.(2008)

Agglomération	Population Totale 2008	Production moyenne (m ³ /j)		TOTAL (m ³ /j)
		Eaux souterraines	Eaux de surfaces	
Bouguirat	18 571	1252,8	-	1252,8
Souafliia	18870	1097,28	-	1097,28
Safsaf	15 524	345 ,6	-	345,6
TOTAL (m ³ /j)	52 965	2698,06	-	2698,06

(DRE Mostaganem, 2013)

I.8 Situation économique de la zone d'étude

L'activité économique repose essentiellement sur l'activité agricole avec une SAU d'une superficie de 7003 ha, soit 82,26% de la superficie totale de la zone et 92,44% de la superficie agricole totale. Ce potentiel agricole se trouve localisé dans la zone de plaine.

Les pratiques culturales sont dominées par le maraichage dans la plaine, basées sur l'exploitation des eaux de la nappe, de l'arboriculture, de la viticulture et les cultures annuelles extensives.

Tableau I.10: Répartition des terres agricoles de la commune

Répartition des terres agricoles	Superficie en ha	%
Superficie totale	8513	100
Superficie agricole totale	7575	89
Superficie agricole utile	7003	92.44
Terres irriguées	1768	25.24
Superficie complantée	1517	21.66
Jachère	71	1.01
Parcours +terres incultes	572	7.55

Subdivision de l'agriculture Bouguirat 2009

En face cette situation, la zones d'étude est soumise à une série de contraintes qui perturbent son développement socio-économique, à savoir :

- L'érosion éolienne dans le plateau de Mostaganem.
- Le problème de traitement des eaux résiduaires.
- L'existence des lignes électriques aériennes qui traversent la partie sud de la ville bloque son extension.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons. A la suite d'une estimation de leurs populations pour l'horizon fixé à 2041. Ces besoins servent à la détermination des débits nécessaires au dimensionnement du système d'alimentation en eau potable à projeter, appelé à leurs satisfirent les besoins en eau potable.

II.1 Evolution de la population

Le nombre d'habitant de zone d'étude a été évalué à 52 965 habitants en 2008 lors du dernier recensement (RGPH), les statistiques de la Wilaya de Mostaganem donnent une population de 56 240 habitants en 2011 avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2,02 %. D'après l'Office National des Statistique (ONS) et la Direction de la Planification et de l'Aménagement du territoire (DPAT) de la wilaya de Mostaganem.

Tableau II.1 Populations en 2008 et taux d'accroissement des zones concernées.

Zones concernées	Population en 2008 (habitants)	Taux d'accroissement α %
Bouguirat	18 571	2.02
Souaflia	18 870	2.02
Safsaf	15 524	2.02
Total	52 965	

II.1.1 Estimation de la population à différents horizons

La population par commune et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 \times (1 + \alpha)^n \quad (\text{II.1})$$

P_x : population à l'horizon de calcul.

P_0 : population à l'année de recensement 2008.

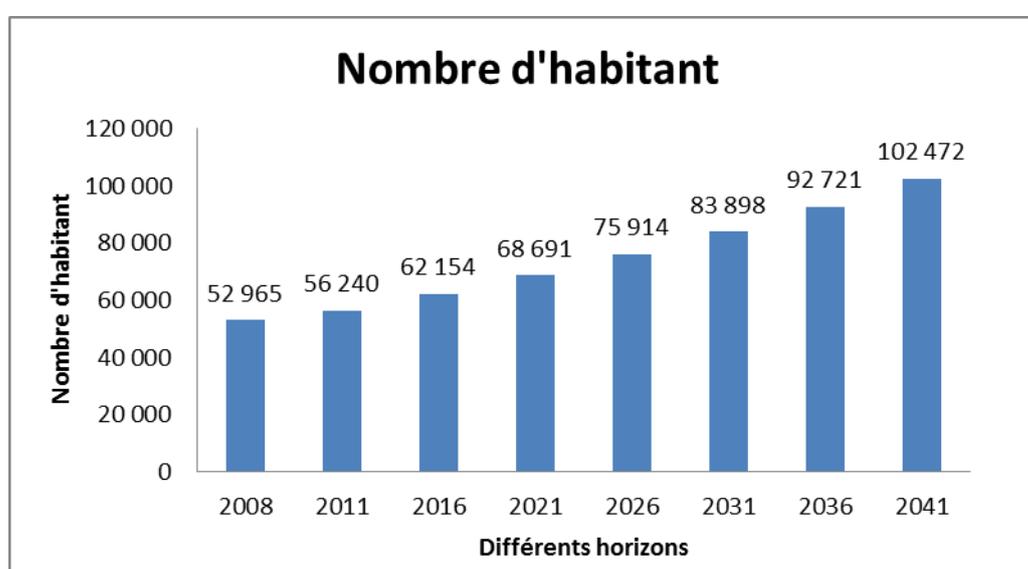
α : Taux d'accroissement démographique, α moyen de la Wilaya est estimé à 2,02 %.

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.2.

Tableau II.2 Evolution de la population à différents horizon.

Nbre Douars	COMMUNES	Nombre d'habitants							
		2008	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
28	Bougirrat	18 571	19 719	21 793	24 085	26 618	29 417	32 511	35 929
23	Souafliia	18 870	20 037	22 144	24 473	27 046	29 891	33 034	36 508
18	Safsaf	15 524	16 484	18 217	20 133	22 250	24 590	27 176	30 034
	Total	52 965	56 240	62 154	68 691	75 914	83 898	92 721	102 472

**Figure II.1** : Variation de la population au cours des années

A l'horizon 2041, le nombre total d'habitants des communes concernées par le projet sera donc de 102 472 habitants.

II.2 Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 Généralités

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la zone, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

➤ **Besoins domestiques:**

Besoins domestiques c'est l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

Besoins publics c'est l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

Les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

Les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

Besoin d'incendie représente les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.2.2 Estimation des besoins en eau

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de 120 l/j/hab.

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

La consommation moyenne journalière, pour chaque type de besoins est estimée comme suit : Cette consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière fixée par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{moyj} = \frac{Dot \times N_i}{1000} \quad [m^3/j] \quad (II.1)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière d'eau potable en m^3/j .

Dot : dotation journalière pour chaque usager formant le type de consommateur

N_i : nombre d'usagers

Il est donc nécessairement utile d'évaluer ces besoins pour les habitants à cet horizon pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

II.2.3 Besoins moyens domestiques pour l'horizon 2041

Les besoins domestiques sont évalués à la base de la dotation choisie (120L/jour/hab).

Tableau II.3 : Besoins domestiques pour 2041.

Agglomération	Population en 2041	Dotation L/jour/hab	Besoin pour 2041 en M^3/j
Bouguirat	35 929	120	4311,54
Souaflia	36 508	120	4380,95
Safsaf	30 034	120	3604,13
Total	102 472	120	12296,62

Pour les besoins domestiques on a un débit de **12296,62** m^3/jour

Remarque : Les Douars desservis par cette alimentation sont mentionné à l'annexe I.

II .2.4 Besoin d'équipement pour l'année 2008

On a choisie l'année 2008 vue la disponibilité des données pour le calcul des différents débits d'équipement. Après on va transférer ces besoins en équivalent habitant, et on fait une projection pour l'horizon 2041on utilisant la relation (II.1).

II .2.4.1 Besoins scolaire

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc

Selon la Direction de l'hydraulique de la wilaya de Mostaganem la dotation est de

10 l /j /élève pour les besoins scolaires.

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau II.4.

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour l'année 2008.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m ³ /j)
Bouguirat	07 Primaires	3010	10	Externat	30,1
	03 CEM	960			9,6
	01 Lycées	350			3,5
Souafliia	02 Primaires	860	10	Externat	8,6
	02 CEM	688			6,88
	01 Lycées	542			5,40
Safsaf	01 Primaires	450	10	Externat	4,5
	01CEM	280			2,8
Total					71,38

II .2.4.2 Besoins sanitaires : Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.5 : Besoins sanitaires pour l'année 2008.

Localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	Lits		
Bouguirat	03 salles de soins	1000	-	15	45
Souafliia	02 salles de soins	1000	-	15	30
Safsaf	01 salle de soins	1200	-	15	18
Total					93

II .2.4.3 Besoins commerciaux et industriels : Correspondent aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville et des commerces existant. Les différents besoins industriels des différentes localités sont réunis dans le tableau II.6

Tableau II.6: Les besoins commerciaux industriels pour l'année 2008

Localités	Type d'équipement Pour l'ensemble des localités	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Bouguirat	Commerces spécialisés	5200 m ²	05 l/j/m ²	26
	02 Douches publiques	52 postes	120 l/j/poste	6,24
Souafliia	02 Douches publiques	55 postes	120 l/j/poste	6,6
	Commerces spécialisés	3100 m ²	05 l/j/m ²	15,5
Safsaf	Commerces spécialisés	2000 m ²	05 l/j/m ²	10
	02 Douche publique	52 postes	120 l/j/poste	6,24
	01 marché couvert	500 m ²	05 l/j/m ²	2,5
Total				73,08

II .2.4.4 Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau II.7:

Tableau II.7 : Les besoins socioculturels à pour l'année 2008

Localités	Type d'équipement Pour l'ensemble des localités	Unité	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Bougirat	09 Mosquée	1700 fidèles	05	8,5
	06 Ecole coranique	240 fidèles	05	1,2
	01 Zaouia	86 fidèles	05	0,43
Souafliia	02 Salle de prière	390 fidèles	05	1,95
	01 Ecole coranique	45 fidèles	05	0,225
Safsaf	01 Stade	250 places	05	1,25
	01 Mosquée	120 fidèles	05	0,6
Total				14,15

Pour l'estimation à long terme des besoins d'équipement on calcul pour équivalent habitant :

La somme des besoins d'équipement est **251,615** m³/j et la dotation est de 120 l/j/hab. Donc on aura 2 097 équivalents habitant.

Tableau II.8 : Variation de besoin d'équipement en fonction d'équivalent habitant

Horizon	Année 2008	Année 2011	Année 2016	Année 2021	Année 2031	Année 2041
Equivalent habitant	2 097	2 227	2 461	2 719	3 322	4 057
Besoin (m³/j)	251,64	267,24	295,32	326,28	398,64	486,84

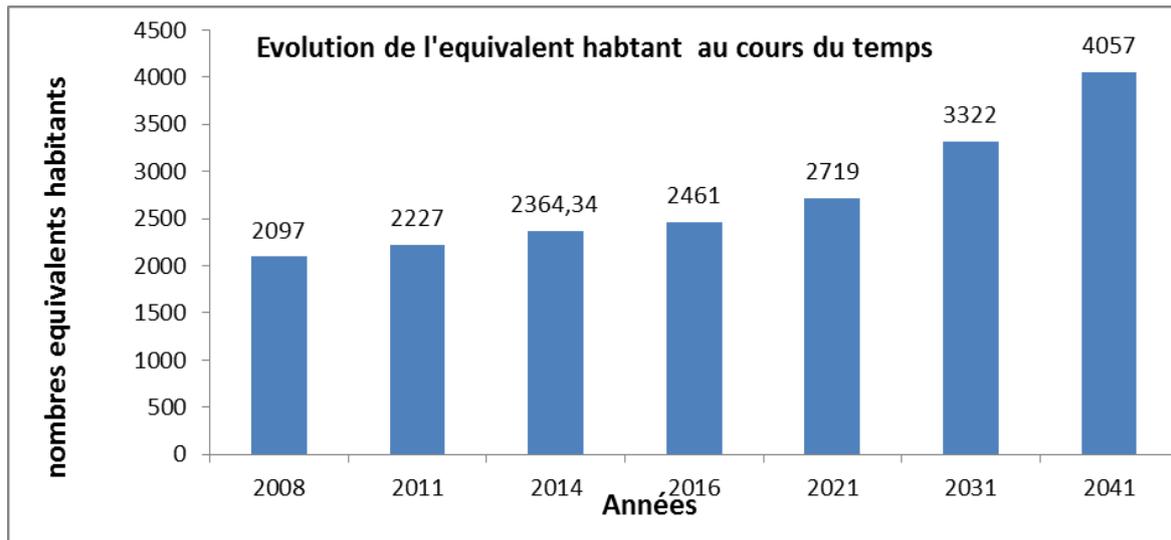


Figure II.2 : Variation de l'équivalent habitant au cours des années

II.2.5 Récapitulation de la consommation moyenne journalière

L'étude des différentes catégories des besoins que nous l'avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de **12 783,46 m³/j** sera consommé moyennement par la zone de notre étude à l'horizon 2041. Et ceci nous permet par la suite de calculer le débit maximal journalier de la consommation.

II.3 Variations de la consommation journalière

II.3 .1 Consommation maximale journalière [2]

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

Tenant compte de l'irrégularité de la consommation.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3 pour les besoins domestiques

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum

On prend: $K_{max,j} = 1,2$;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

II.3.2 Consommation minimale journalière [2]

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

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

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

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

On prend: $K_{min,j} = 0,9$ pour les besoin domestiques;

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

Les résultats sont représentés dans le tableau II.10:

Tableau II.9: Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2041

Catégorie des besoins	$Q_{moy, j} [m^3/j]$	$K_{min, j}$	$Q_{min, j} [m^3/j]$	$K_{max, j}$	$Q_{max, j} [m^3/j]$
Domestique	12269,62	0,9	11042,658	1,2	14723,544
Besoin d'équipement	486,84	1	486.84	1	486.84
Total	12756,46		11529,5		15210,38

II.4 Calcul du débit majoré

Les pertes d'eau sont constituées par des différentes fuites (joints de raccordement) et des branchements illicites, contrairement au jugement que l'on pourrait croire ces deux derniers paramètres sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué voire même 40% dans le cas d'un réseau ancien, mal entretenu et non surveillée. D'où notre débit sera majoré de 20% : **18 252,45** $m^3/jour$.

II.5 Consommation en eau par tranche horaire

Selon les statistiques le régime de consommation horaire est en fonction de la population et le type d'agglomération. La zone d'étude dont le type d'agglomération est rural correspond à la cinquième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier. (Voir Annexe II)

Tableau II.10: Variation des débits horaires pour l'année 2014

Heures	Consommation totale $Q_{\max j}=8752.12 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
00-01	0,75	65,64	0,75	65,64
01-02	0,75	65,64	1,50	131,28
02-03	1,00	87,52	2,50	218,80
03-04	1,00	87,52	3,50	306,32
04-05	3,00	262,56	6,50	568,89
05-06	5,50	481,37	12,00	1050,25
06-07	5,50	481,37	17,50	1531,62
07-08	5,50	481,37	23,00	2012,99
08-09	3,50	306,32	26,50	2319,31
09-10	3,50	306,32	30,00	2625,64
10-11	6,00	525,13	36,00	3150,76
11-12	8,50	743,93	44,50	3894,69
12-13	8,50	743,93	53,00	4638,62
13-14	6,00	525,13	59,00	5163,75
14-15	5,00	437,61	64,00	5601,36
15-16	5,00	437,61	69,00	6038,96
16-17	3,50	306,32	72,50	6345,29
17-18	3,50	306,32	76,00	6651,61
18-19	6,00	525,13	82,00	7176,74
19-20	6,00	525,13	88,00	7701,87
20-21	6,00	525,13	94,00	8226,99
21-22	3,00	262,56	97,00	8489,56
22-23	2,00	175,04	99,00	8664,60
23-24	1,00	87,52	100,00	8752,12

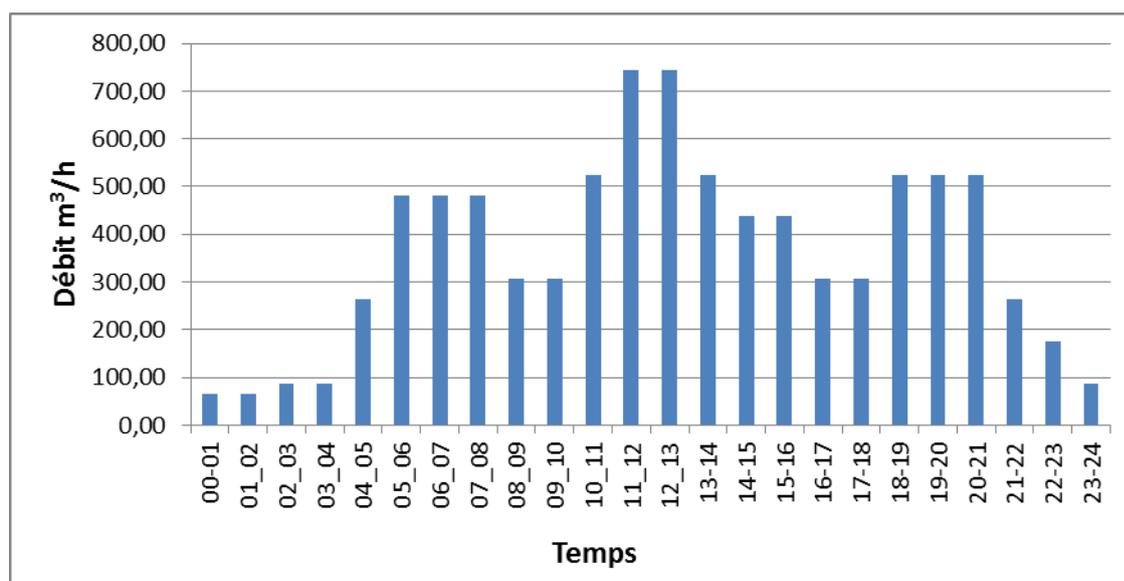


Figure II.3 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2014.

➤ **Variation des débits horaire pour l'horizon 2041**

Tableau II.11 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2041 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation totale $Q_{\max i}=18\ 252,45\ \text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
00-01	0,75	136,89	0,75	136,89
01-02	0,75	136,89	1,50	273,79
02-03	1,00	182,52	2,50	456,31
03-04	1,00	182,52	3,50	638,84
04-05	3,00	547,57	6,50	1186,41
05-06	5,50	1003,88	12,00	2190,29
06-07	5,50	1003,88	17,50	3194,18
07-08	5,50	1003,88	23,00	4198,06
08-09	3,50	638,84	26,50	4836,90
09-10	3,50	638,84	30,00	5475,74
10-11	6,00	1095,15	36,00	6570,88
11-12	8,50	1551,46	44,50	8122,34
12-13	8,50	1551,46	53,00	9673,80
13-14	6,00	1095,15	59,00	10768,95
14-15	5,00	912,62	64,00	11681,57
15-16	5,00	912,62	69,00	12594,19
16-17	3,50	638,84	72,50	13233,03
17-18	3,50	638,84	76,00	13871,86
18-19	6,00	1095,15	82,00	14967,01
19-20	6,00	1095,15	88,00	16062,16
20-21	6,00	1095,15	94,00	17157,30
21-22	3,00	547,57	97,00	17704,88
22-23	2,00	365,05	99,00	18069,93
23-24	1,00	182,52	100,00	18252,45

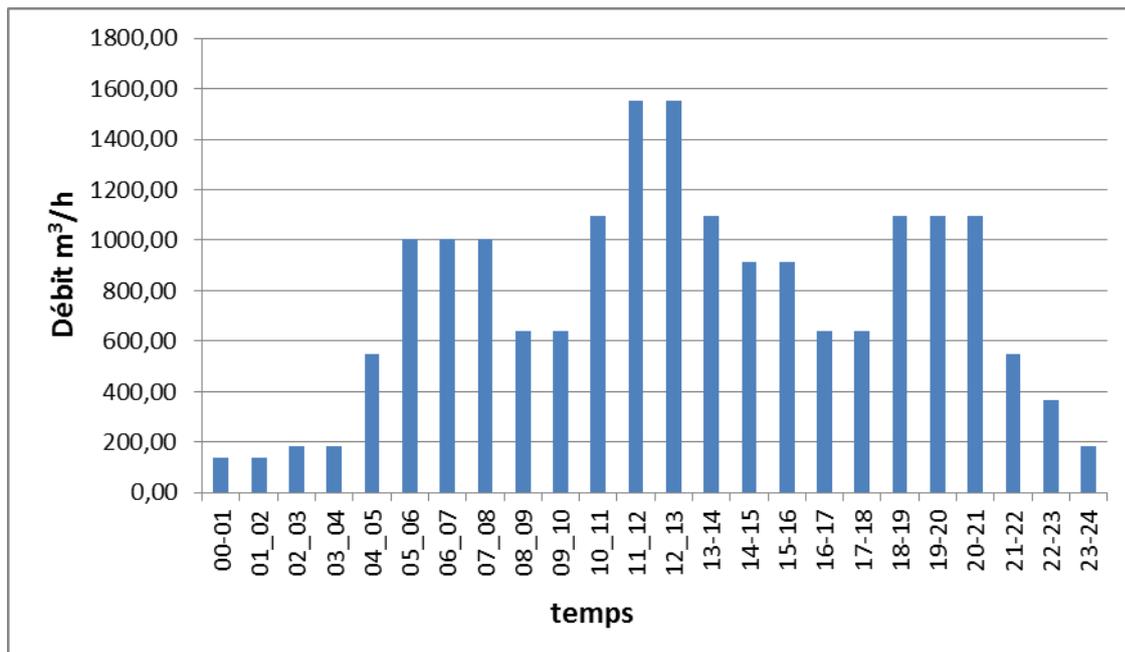


Figure II.4 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2041.

Remarque :

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier de l'agglomération.
- Pour notre cas on choisit la répartition de type rurale de l'agglomération.

Tableau II.12 : Récapitulatif des différents débits calculés.

Horizon			Horizon		
2014	Qmin h		2041	Qmin h	
	(m³/h)	(l/s)		(m³/h)	(l/s)
	65,64	18,23		136,89	38,02
	Qmoy h			Qmoy h	
	(m³/h)	(l/s)		(m³/h)	(l/s)
	364,67	101,29		760,52	211,25
	Qmax h			Qmax h	
(m³/h)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)		
743,93	206,64	1551,46	430,96		

II.6 Bilan besoin-ressources

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le système MAO existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir s'il y a un excès ou un déficit de débit.

Tableau I.13: l'ensemble des ressources d'eau potable dans la zone d'étude

Agglomération	Forage	Exploité	Forage en attente d'exploitation	Puits	Exploité	Débit total (l/s)
	Nbre	Débit (l/s)	Nbre	Nbre	Débit (l/s)	-
Bouguirat	2	7	2	1	7.5	14.5
Souafli	1	4	1	1	9	12.7
Safsaf	1	4	1	-	-	4
Total	-	16	-	-	7	31.2

L'ensemble des forages et puits actuelle fournis un débit total de 2698,06 m³/j, donc on va avoir un déficit de 15554,39 m³/j pour l'horizon 2041.

Alors ce déficit est assuré par notre système de transfert.

II.7 Raccordement de notre système de transfert

Notre système est alimenté à partir d'un piquage de l'adduction principale du système MAO

Passent par une station de pompage qui refoule un débit de 3 × 80 l/s.

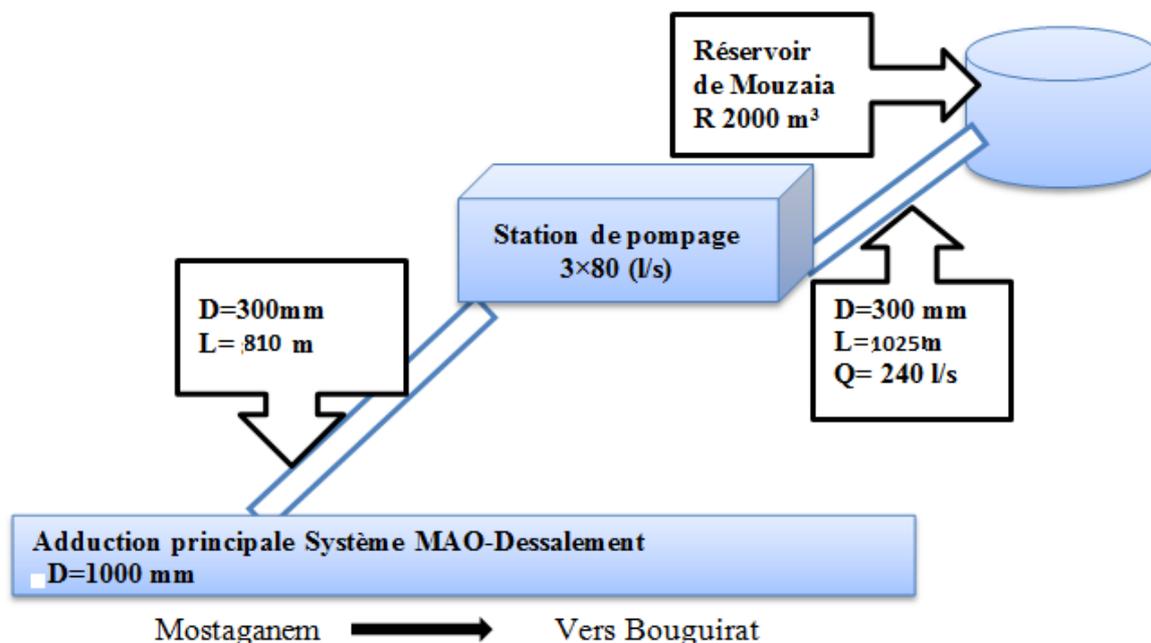


Figure II.8 : Schéma synoptique de notre raccordement

Conclusion

Après l'évaluation des besoins en eau pour l'horizon 2041, le débit nécessaire pour notre système de distribution est de 15554,39 m³/j et vue les ressources disponibles sur la wilaya et grâce au system M.A.O on peut assurer ce débit par notre adduction.

INTRODUCTION

Il s'agit à travers ce chapitre de dimensionner l'adduction mixte (gravitaire, en charge) à partir du réservoir existant de Mouzaia du system MAO-Dessalement qui a une capacité de 2000 M³ situé à la commune de Bouguirat vers un réservoir projeté situé à Douar Moualdia commune de Souflia.

III.1 Type de l'adduction [2] [3]

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

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

III.1.1 Adduction gravitaire

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

III.1.2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3 Adduction mixte

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

Dans ce projet nous somme appelé à projeter une adduction mixte au vue de la topographie de cette zone, le premier tronçon est gravitaire du réservoir Mouzaia 2 000 M³ vers la station de pompage et le deuxième est en charge vers le réservoir Moualdia.

III.2 Choix du tracé [1]

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;

- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- Choisir un terrain stable le long du tracé ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

III.2.1 Description du système

Avec la mise en service l'unité de dessalement et le Système M.A.O, l'existence de réservoirs de 2000 m³ situé à Mouzaia et la proximité de la ressource assuré par le système mis en place, les douars de zone d'études peuvent être alimentés en eau potable à partir du réservoir existant de 2000 m³ gravitaire et par pompage.

Le transfert se fera à partir d'une adduction gravitaire issue du réservoir de Mouzaia R2 000 m³ située à la commune de Bouguirat vers les stations de pompes projeter SP.

Les stations de pompage SP refoulent vers le réservoir projeté de Moualdia Située à la commune de Souafia.

Ce réservoir (réservoir de Moualdia) a pour alimenter trois réservoirs (réservoirs de Bouguirat, réservoir de Souafia et réservoir de Safsaf).

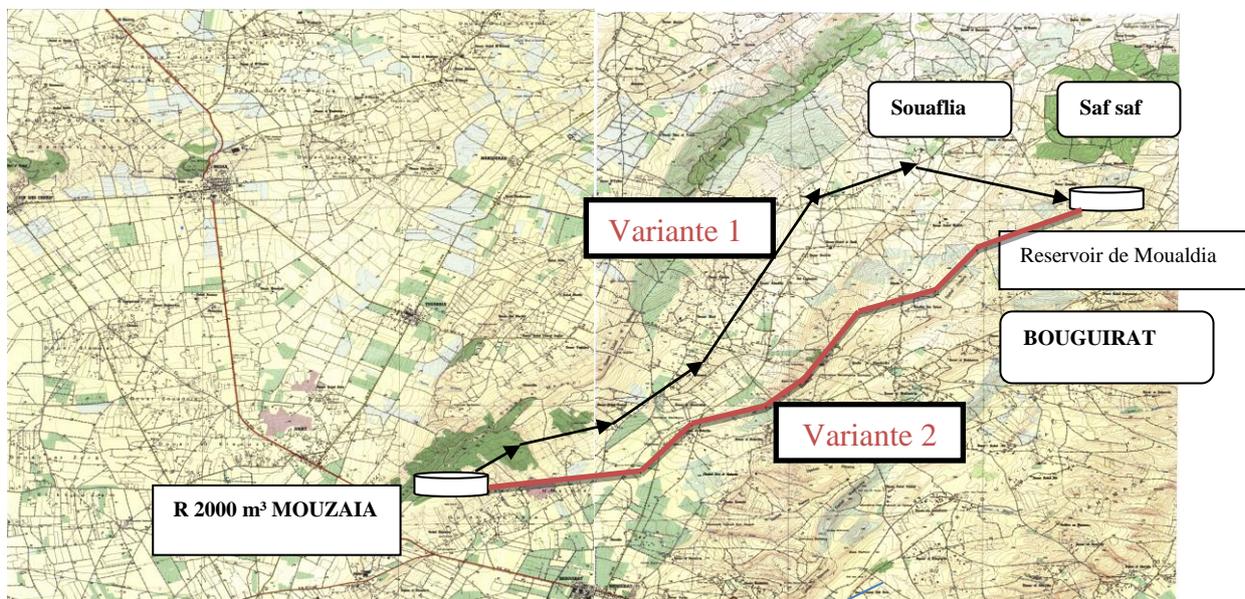


Figure III.1 : Schéma de principe de notre adduction.

III.2.2 Etude du tracé

➤ Première tracé :

Avantage :

- Passage par des zones rurales non urbanisé
- Tracé rectiligne peu d'accessoire

Inconvénient :

- Tracé légèrement long par rapport à la deuxième variante.

➤ Deuxième tracé :

Avantage :

- Tracé court par rapport à la première variante tracé.

Inconvénient :

- Passage par des terrains privés.
- Beaucoup de point d'écêtement nécessite beaucoup d'accessoire.
- Tracé n'est pas rectiligne avec beaucoup de coude.

Donc il nous reste qu'à choisir le premier tracé.

III.3 Choix du type de matériaux

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport d'eau dépend de leur faisabilité technique ainsi que économique. Ce choix se fait en fonction de :

➤ Choix du tuyau en fonction du type de sol :

Afin de pouvoir déterminer le matériau de tuyau adapté à un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On peut distinguer, en première analyse, les terrains suivants:

- A faible risque : (Sables et graviers, Sables et graviers, Matériaux d'empierrement)
- A risque élevé : (Marnes, Argiles)
- A risque très élevé: (Gypse, Sels pour industries chimiques, Pyrites)

➤ Choix du tuyau en fonction du liquide transporté :

Les eaux véhiculées dans les réseaux peuvent présenter des caractéristiques physico-chimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte:

- les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu,
- les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.

➤ **Choix du tuyau en fonction de la pression de fonctionnement :**

Pression de fonctionnement admissible PFA

Pression interne, hors coup de bélier, qu'un composant peut supporter en toute sécurité de façon continue en régime hydraulique permanent.

Pression maximale admissible PMA

Pression interne maximale, y compris le coup de bélier, qu'un composant peut supporter de façon sûre en service.

$$PMA = 1,2 \times PFA$$

Pression d'épreuve admissible PEA

Pression hydrostatique maximale qui peut être appliquée sur site à un composant d'une canalisation nouvellement installée.

$$PEA = PMA + 5 \text{ bars (en général)}$$

$$PEA = 1,5 \times PFA \text{ si } PFA = 64 \text{ bar}$$

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

Dans notre cas est prévue pour la totalité du projet en fonte ductile classe C30.

➤ **Sous le profil technique**

- la fonte ductile est un matériau qui répond très bien aux exigences du projet.
- Elle résiste en effet à des fortes pressions de service et ne subit aucun effet d'ovalisation pour suite de charges élevées ou de terrassement imprévu des sols.
- Elle a les Caractéristiques suivants :
 - Élasticité = $Re \geq 270 \text{ MPa}$
 - Résistance à la rupture = $Rm \geq 420 \text{ MPa}$
 - Allongement à la rupture $> 10\%$ pour tuyaux DN 60 à 1000
 $> 7\%$ pour tuyaux DN 1100 à 2000
- La pose est rapide et simple, en obtenant des bons rendements pour le développement du chantier. En plus, les joints entre les tuyaux interrompent l'effet négatif des courants errants dans le sol.

La tuyauterie prévue pour les stations de pompage et les réservoirs est prévue en acier, en raison de la simplicité des formes qui peuvent être réalisés avec ce matériel afin d'optimiser la

conception des raccords et des collecteurs présents dans l'intérieur des salles des pompes et chambres de vannes des réservoirs.

Ces conduites sont revêtues de deux couches intérieur et extérieur :

➤ **Revêtement extérieur**

Le revêtement zinc est constitué:

- D'une couche de zinc métallique de minimum 200 g/m^2 appliquée par projection. Il s'agit d'une protection active grâce à l'action galvanique de la pile fer-zinc.
- D'une couche de finition de peinture bitumineuse.

En contact du terrain environnant, le zinc se transforme lentement en une couche protectrice dense, adhérente, imperméable et continue de sels de zinc insolubles. Le bouche-pores favorise la formation d'une couche stable et insoluble.

➤ **Revêtement intérieur**

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant :

- D'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- une protection efficace de la paroi du tuyau.



Figure III.2 : Photo des conduites en fonte ductile de PAM Saint-Gobain.

III.4 Etude de l'adduction gravitaire

III.4.1 Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage.

Notre projet d'étude consistera à raccorder le réservoir de Mouzaia 2000 m³ par un réservoir projeté à Moualdia.

L'adduction à projeter est composée d'une partie refoulement pour transférer le débit calculé à partir du réservoir de Mouzaia Ct = 243,98m jusqu'au réservoir de Moualdia.

III.4.1.1 Proposition des variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est choisi et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé.

a) Variante N°1

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement, qui est également constituée de deux (02) stations de pompage. La première côte de 194,82 mNGA et la deuxième à une côte de 323,97 mNGA pour refouler l'eau au réservoir de Moualdia haut projeté à une côte de 457,29 m N.G.A.

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bache de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 5914 ml de longueur.
- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir de Moualdia, par l'intermédiaire d'une conduite de 3365 ml de longueur (figure III.3).

b) Variante N°2

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement.

La côte de la station de pompage 215 mNGA pour refouler l'eau au réservoir de Moualdia haut projeté à une côte de 457,29 m N.G.A.

- la station de pompage (SP) refoule l'eau au réservoir de Moualdia, par l'intermédiaire d'une conduite de 7446 ml de longueur (figure III.4).

les deux variantes qu'ils sont discutés précédemment sont présente dans les figures suivantes.

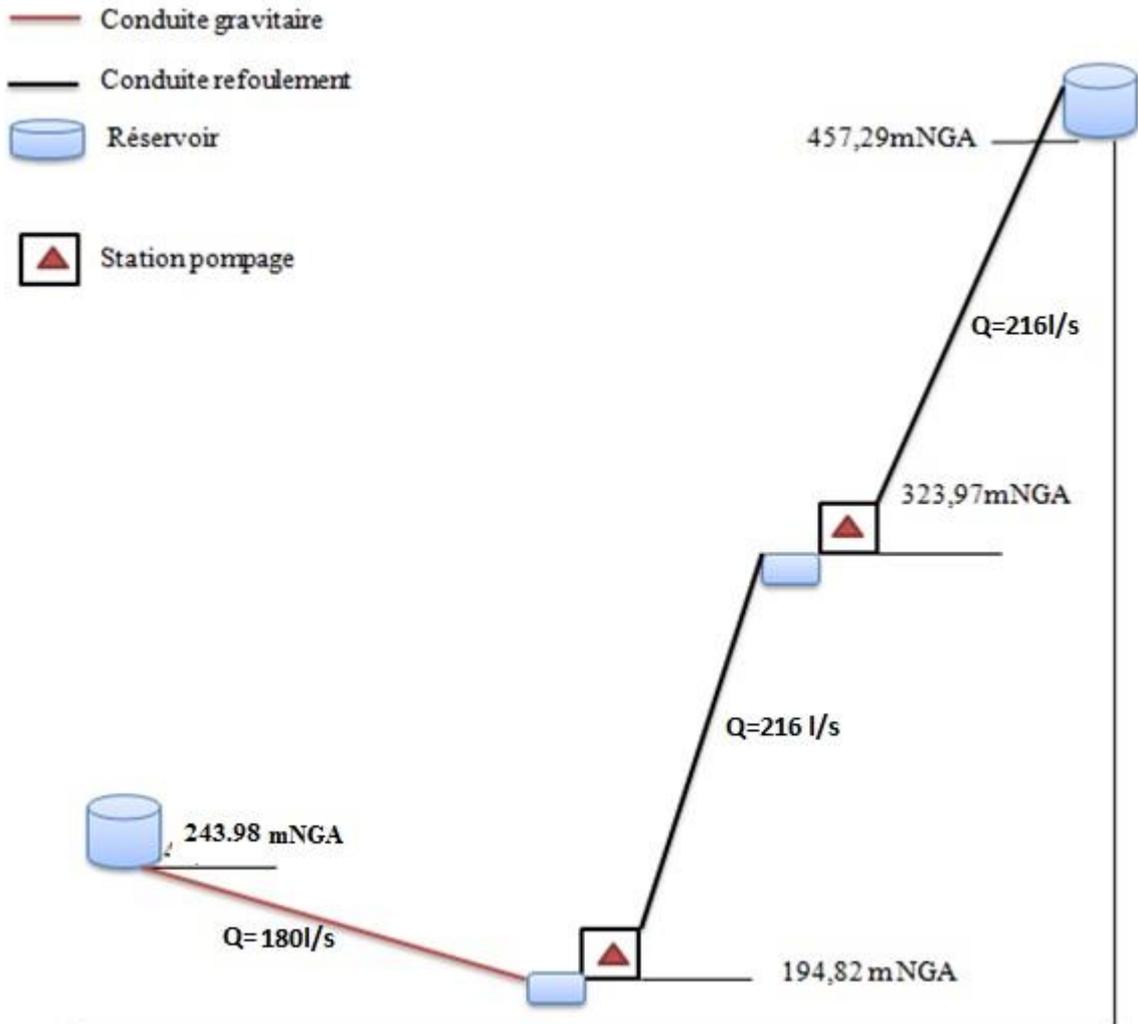


Figure III.3. : Schéma vertical de la variante N° 1

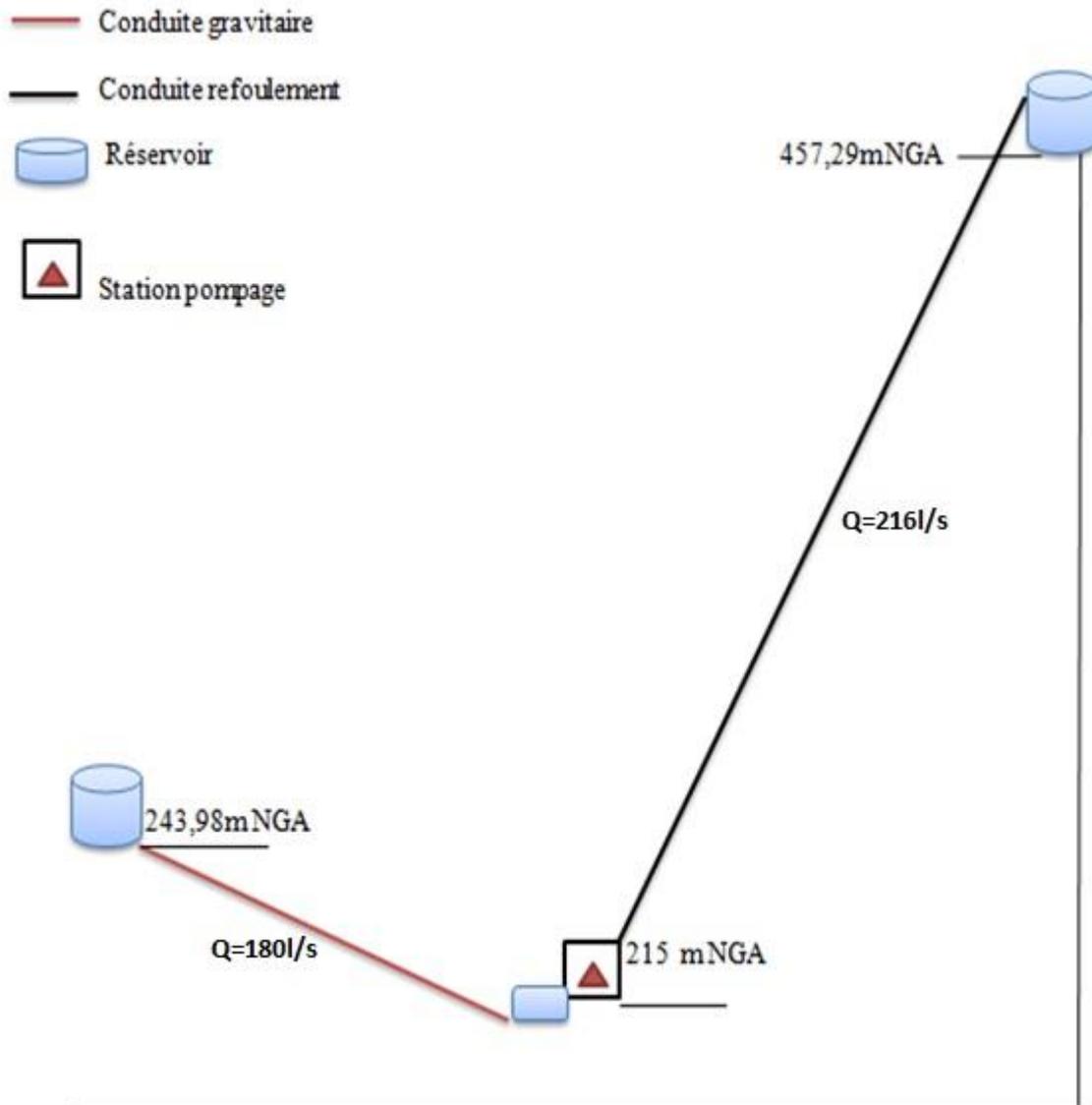


Figure III.4. : Schéma vertical de la variante N° 2

III.4.1.2 Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 262,47 m, la deuxième variante prévoit une station de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 242,29 m, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.

III .4.2 Détermination du diamètre avantageux [2] [4]

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ; $L_e = L_g + L_{e_e}$ (IV.2)

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (IV.3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV.2

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.4})$$

III.4.3 Le calcul hydraulique



Variant N°01

III.4.3.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte du Réservoir de Mouzaia est de **243,98 mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la première station de reprise projetée ;
- On donne une côte piézométrique à la première station de reprise projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.4) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

Le tracé est de longueur de 10874,64 ml.

Le débit transporté par la conduite est de 180,02 l/s

$$\Delta H_t = C_t - C_{sp} = 243,98 - 194,82 = 49,16 \text{ m}$$

Pour la fonte ductile on a : $K' = 0,001735$, $m = 5,3$, $\beta = 2$.

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 1,15 \times 10874,64 \times 0,18^2}{49,16}} = 0,448 \text{ m}$$

Donc notre diamètre normalisé est **$D_{\text{normalisé}} = 450 \text{ mm}$**



La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{III.5})$$

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

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N.:

$$V = \frac{4 \times 0.18}{3,14 * 0,45^2} \Rightarrow V = 1,13 \text{ m/s}$$

Remarque : d'après le profil en long de la conduite il y'a pas de point d'écèlement.

▪

Frais d'investissement

Les frais d'investissement du tronçon gravitaire réservoir Mouzaia - bache de la Station de pompage SP1 dans le tableau III.2.

Les prix du mètre linéaire des conduites de la fonte ductile sont présents dans le tableau III.9.

Tableau III.2 : Frais d'investissement du tronçon Réservoir Mouzaia - bache de SP1

(Variant N°01)

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Amortissement annuel	Investissement t
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
450	25175.10	10874,64	273770149,46	0,0914	25022591,66

III.5 Etude de l'adduction par refoulement

III.5.1 Détermination du diamètre économique [2] [4]

Pour le calcul du diamètre économique on utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

III.5.1.1 Petits projets

Nous appliquons la formule de Vibert, valable pour les petits et moyens diamètres nominaux, et les longueurs faibles : (A. DUPONT,1971)

$$D = 1.456 \left(\frac{ns}{f} \right)^{0.154} \times Q^{0.46} \quad \text{(III-6)}$$

Où

D : diamètre économique en m

f : prix de la conduite posée en DA/kg

Q : débit en m³/s

$$\eta = \frac{\text{durée de pompage en h}}{24} \quad (\text{III-7})$$

e : prix du kWh en DA.

Le coefficient 1,456 tient compte d'un taux d'amortissement de 8% pendant 50 ans.

III.5.1.2 Grands projets

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut effectuer une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement + frais d'exploitation).

En plus des pertes de charge, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- coups de bélier,
- cavitation,
- abrasion.

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application des formules de Bresse et Bonin citées ci-dessous ne nous donne qu'une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques vus les longueurs importantes des adductions du fait de l'influence des pertes de charge.

Le diamètre de première approximation est donné comme suit :

-Formule de Bresse

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \quad (\text{III-8})$$

-Formule de Bonnin

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-9})$$

Q : débit à élever en m³/s.

III.5.2 Calcul des pertes de charge linéaire

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = \frac{16 \times \lambda \times L_e \times Q^2}{2\pi^2 g D_{av}^5} \quad (\text{III -10})$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

Le coefficient de frottement λ est donné par la formule de :

$$\text{Nikuradze : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2} \quad (\text{III -11})$$

$$\text{Ou Colebroke : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{\varepsilon}{3,17D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III -12}).$$

III.5.3 Pertes de charges singulières

Pour le dimensionnement des adductions les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas nous prenons $\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l$

III.5.4 Hauteur manométrique totale

Nous pouvons écrire :

$$H_{mt} = H_{\text{géom.tot}} + \Delta H_{\text{asp}} + \Delta H_{\text{ref}} \quad (\text{III -13})$$

III.5.5 - Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit (M. CARLIER, 1998)

$$P = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III -14})$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III.5.6 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWH]} \quad (\text{III-15})$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas nous fixons t =20h

P: puissance de la pompe en (KW)

III.5.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III -16})$$

Avec :E: énergie consommée par la pompe en (KwH)

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la Sonelgaz en DA.

Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

La pompe fonctionne 20 h avec un arrêt de 4h au heure creuse.

$$\text{Donc : } e = \frac{1,615 \times 11 + 7,267 \times 4 + 0,853 \times 5}{20} \longrightarrow e = 2,55 \text{ DA}$$

III.5.8 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{III -17})$$

Avec : P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III -18})$$

Avec : i: Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 27$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,09144 = 9,14 \%$$

Les prix du mètre linéaire des conduites de la fonte ductile sont présents dans le tableau III.8.

III.5.9 calcul hydraulique (variant N°1)**III.5.9.1 Station de pompage SP N°1 - Station de pompage SP N°2****Tableau III.4:** Caractéristiques de tracé.

Cote de la station pompage SP N°01	Cote de la station pompage SP N°02	Dénivelé	Linéaire total
194,82- 4,0=190,82m	323,97 m	133,15m	5914m

III.5.9.1.1 Frais d'exploitation

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 216$ l/s sur une longueur de 5914 m afin de les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 323,97 - 190,82 = 133,15$ m d'où 323,97 cote de la deuxième station pompage et 190,82 cote de niveau min de la bache. Pour cette comparaison, les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (III-9)

$$D = \sqrt[4]{Q} \Rightarrow D = 0,464 \text{ m}$$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon les tableaux (Tableau III-4 Tableau III-5) :

Tableau III.5: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2 (Variant N°1)

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg	HMT
350	2,25	786169,24	0,0945121	0,06944	5914	410,67	472,28	133,15	605,43
400	1,72	687898,09	0,0881762	0,03323	5914	196,52	226,00	133,15	359,15
450	1,36	611464,97	0,0831018	0,01738	5914	102,78	118,19	133,15	251,34
500	1,10	550318,47	0,0789249	0,00975	5914	57,64	66,28	133,15	199,43
600	0,76	458598,73	0,0724055	0,00359	5914	21,25	24,44	133,15	157,59
700	0,56	393084,62	0,0675036	0,00155	5914	9,17	10,54	133,15	143,69
800	0,43	343949,04	0,0636488	0,00075	5914	4,43	5,10	133,15	138,25
900	0,34	305732,48	0,0605163	0,00040	5914	2,34	2,69	133,15	135,84

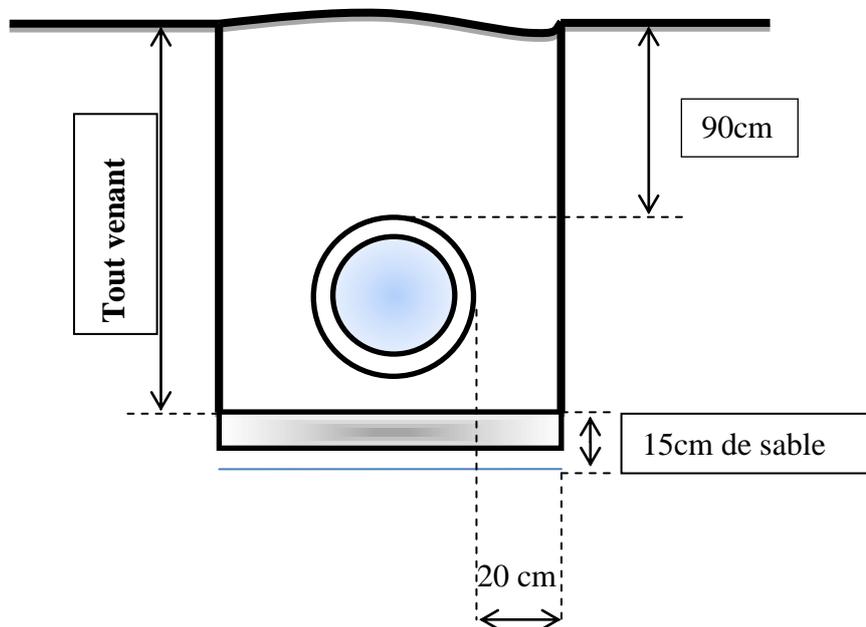
Tableau III.6: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels.

(Variant N°1)

Diamètre en (m)	Rendement	Puissance (Kwatt)	$\times 10^6$ KWh annuels	Prix Kwh	$\times 10^6$ Prix d'énergie (DA)
350	72	1781,767	13	2,55	33,16
400	75	1014,686	7,41	2,55	18,88
450	78	682,806	4,98	2,55	12,71
500	79,8	529,566	3,86	2,55	9,85
600	83,4	400,387	2,93	2,55	7,45
700	83,2	365,956	2,67	2,55	6,81
800	83,1	352,517	2,57	2,55	6,56
900	83	346,794	2,53	2,55	6,45

III.5.9.1.2 Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on calcule le cout total de la pose de la canalisation. Les calculs sont établis dans Les tableaux suivant :

**Figure III.5 :** pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

Calcul des frais d'investissements pour un mètre linéaire posé pour la gamme des diamètres Choisis.

Tableau III.7 : prix unitaire des différents travaux.

Travaux et équipement	Cout en DA
1 m ³ déblais	400
1 m ³ remblais	400
1 m ³ sable	300
1 m ³ évacué	300
1 ml grillage	18

(source D.R.E Mostaganem)

Tableau III.8 : Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

D (m)	Déblais	cout déblais	Remblais	cout remblais	Lit de sable	cout de lit de sable	Excavation	prix évacuation	Grillage	prix de grillage	Prix total pour 1ml
350	1,05	420	0,95	381,54	0,113	33,75	0,41	123,35	1	18	976,63
400	1,16	464	1,03	413,76	0,120	36	0,47	142,08	1	18	1073,84
450	1,275	510	1,12	446,42	0,128	38,25	0,54	162,44	1	18	1175,10
500	1,395	558	1,20	479,50	0,135	40,5	0,61	184,43	1	18	1280,43
600	1,65	660	1,37	546,96	0,150	45	0,78	233,28	1	18	1503,24
700	1,925	770	1,54	616,14	0,165	49,5	0,96	288,65	1	18	1742,29
800	2,22	888	1,72	687,04	0,180	54	1,17	350,52	1	18	1997,56
900	2,535	1014	1,90	759,66	0,195	58,5	1,40	418,91	1	18	2269,07

Tableau III.9 : Cout total d'investissement (Variant N°1)

Diamètre	Prix du ml	prix de pose	Longueur	Prix total	A	Amortissement (DA)
350	18 000	976,63	5914	112 227 789,82	0,091448096	10 263 017,697
400	20 000	1 073,84	5914	124 630 689,76	0,091448096	11 397 239,282
450	24 000	1 175,10	5914	148 885 541,40	0,091448096	13 615 299,283
500	28 000	1 280,43	5914	173 164 463,02	0,091448096	15 835 560,438
600	38 000	1 503,24	5914	233 622 161,36	0,091448096	21 364 301,840
700	48 000	1 742,29	5914	294 175 903,06	0,091448096	26 901 826,224
800	61 000	1 997,56	5914	372 567 569,84	0,091448096	34 070 594,893
900	74 000	2 269,07	5914	451 055 279,98	0,091448096	41 248 146,545

III.5.9.3 Bilan du cout (exploitation-Investissement)

Tableau III.10 : bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°1)

Diamètre	Exploitation (DA)	Amortissement (DA)	Total (DA)
350	33 167 592,38	10 263 017,697	43 430 610,078
400	18 888 388,84	11 397 239,282	30 285 628,117
450	12 710 428,19	13 615 299,283	26 325 727,474
500	9 857 874,30	15 835 560,438	25 693 434,741
600	7 453 196,55	21 364 301,840	28 817 498,388
700	6 812 276,65	26 901 826,224	33 714 102,876
800	6 562 105,82	34 070 594,893	40 632 700,709
900	6 455 568,73	41 248 146,545	47 703 715,280

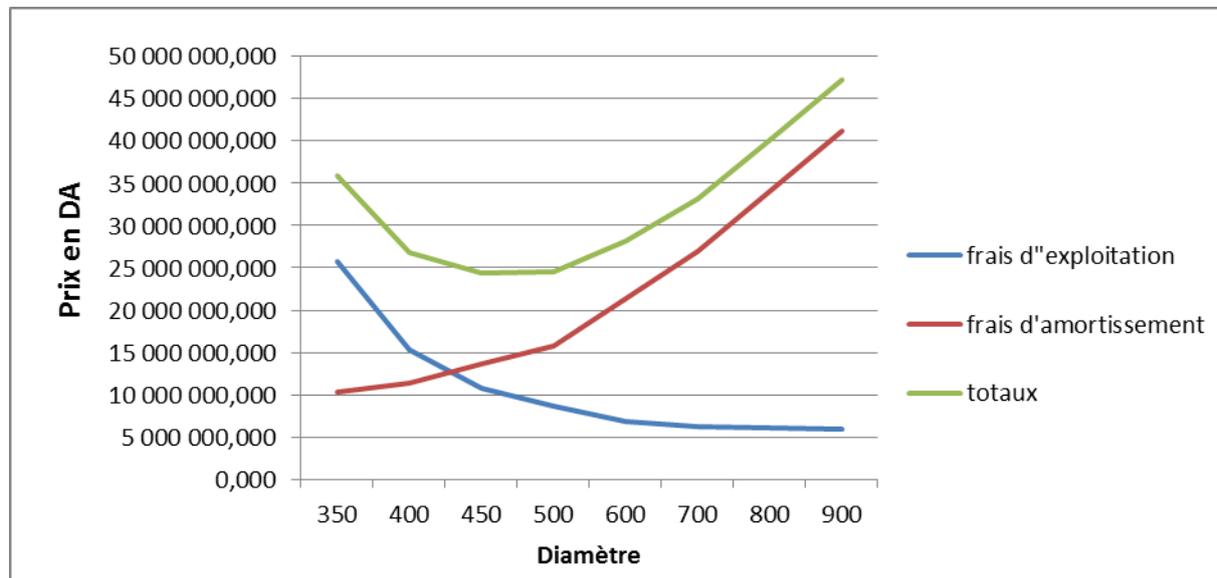


Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D= 500$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V=1,1$ m/s.

III.5.9.2 Station de pompage SP N°02 – Réservoir de Moualdia (Variant N°1)

Tableau III.11: caractéristiques de tracé.

Cote de la station pompage N°02	Cote du réservoir Moualdia	Dénivelé	Linéaire total
$323,97-4=319,97$	$452,29+5=457,29$	137,32	3365

III.5.9.2.1 Frais d'exploitation

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 216 \text{ l/s}$ sur une longueur de 3365 m afin de les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 457,29 - 319,97 = 137,32 \text{ m}$ d'où 319,97 cote de la deuxième station pompage et 457,29 cote de niveau trop pleine de réservoir de Moualdia. Pour cette comparaison, les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (III-12)

$$D = \sqrt{Q} \Rightarrow D=0,464 \text{ m}$$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon les tableaux (Tableau III-11 Tableau III-12) :

Tableau III.12: calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir de Moualdia (Variant N°1)

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	2,25	786169,24	0,0945121	0,06944	3365	233,67	268,72	137,32	406,04
400	1,72	687898,09	0,0881762	0,03323	3365	111,82	128,59	137,32	265,91
450	1,36	611464,97	0,0831018	0,01738	3365	58,48	67,25	137,32	204,57
500	1,10	550318,47	0,0789249	0,00975	3365	32,80	37,72	137,32	175,04
600	0,76	458598,73	0,0724055	0,00359	3365	12,09	13,90	137,32	151,22
700	0,56	393084,62	0,0675036	0,00155	3365	5,22	6,00	137,32	143,32
800	0,43	343949,04	0,0636488	0,00075	3365	2,52	2,90	137,32	140,22
900	0,34	305732,48	0,0605163	0,00040	3365	1,33	1,53	137,32	138,85

Tableau III.13: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels

(Variant N°1)

Diamètre en (m)	Rendement	Puissance (Kwatt)	KWh annuels	Prix Kwh	Prix d'énergie (DA)
350	72	1194,97	8723310,68	2,55	22244442,23
400	75	751,27	5484249,678	2,55	13984836,68
450	78	555,74	4056911,648	2,55	10345124,70
500	79,8	464,78	3392876,308	2,55	8651834,59
600	83,4	384,22	2804805,994	2,55	7152255,29
700	83,2	365,01	2664540,291	2,55	6794577,74
800	83,1	357,55	2610096,206	2,55	6655745,32
900	83	354,48	2587704,852	2,55	6598647,37

III.5.9.2.2 Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et leurs frais de pose pour un mètre linéaire ensuite on calcule le cout total de la pose de la canalisation.

Les frais de pose pour un mètre linéaire de conduite pour la gamme des diamètres Choisis sont présents dans le tableau III.8.

Les calculs sont établis dans Les tableaux suivant :

Tableau III.14 : cout total d'investissement (Variant N°1)

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	prix de pose	Longueur	Prix total	A	Amortissement (DA)
350	18 000	976,63	3365	63 856 359,95	0,091448096	5 839 542,535
400	20 000	1 073,84	3365	70 913 471,60	0,091448096	6 484 901,959
450	24 000	1 175,10	3365	84 714 211,50	0,091448096	7 746 953,346
500	28 000	1 280,43	3365	98 528 646,95	0,091448096	9 010 257,165
600	38 000	1 503,24	3365	132 928 402,60	0,091448096	12 156 049,322
700	48 000	1 742,29	3365	167 382 805,85	0,091448096	15 306 838,898
800	61 000	1 997,56	3365	211 986 789,40	0,091448096	19 385 788,268
900	74 000	2 269,07	3365	256 645 420,55	0,091448096	23 469 735,056

III.5.9.3 Bilan du cout (Exploitation-Investissement)

Tableau III.15 : bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°1)

Diamètre	Exploitation (DA)	Amortissement (DA)	Total (DA)
350	22 244 442,23	5 839 542,53	28 083 984,77
400	13 984 836,68	6 484 901,96	20 469 738,64
450	10 345 124,70	7 746 953,35	18 092 078,05
500	8 651 834,59	9 010 257,17	17 662 091,75
600	7 152 255,29	12 156 049,32	19 308 304,61
700	6 794 577,74	15 306 838,90	22 101 416,64
800	6 655 745,32	19 385 788,27	26 041 533,59
900	6 598 647,37	23 469 735,06	30 068 382,43

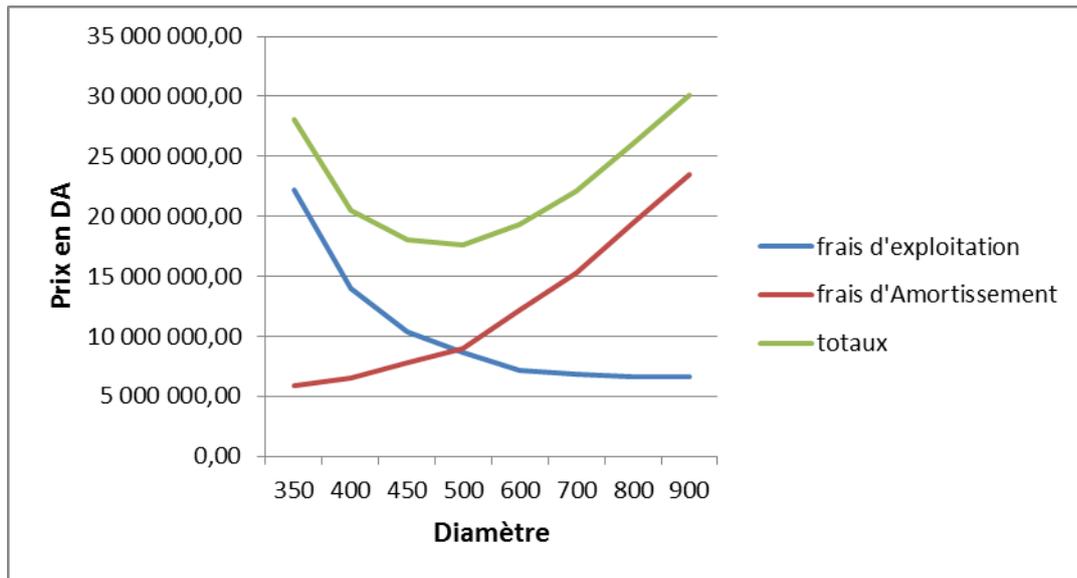


Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D= 500\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V= 1,1 \text{ m/s}$.

Remarque :

On va choisir le deuxième diamètre vu que cette méthode tient compte de plusieurs facteurs économiques.

➤ **Variant N°02**

III.6. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Calcul du diamètre avantageux de la conduite gravitaire vers la station de pompage SP (figure III.3) :

Pour le diamètre avantageux on le calcul à l'aide la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec :

Le tracé est de longueur de 12707,64 m.

Le débit transporté par la conduite est de 180,02 l/s

$$\Delta H_t = C_p - C_{sp} = 243,98 - 215 = 32,98 \text{ m}$$

Pour la fonte ductile on a : $K'=0,001735$, $m=5,3$, $\beta=2$.

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 1,15 \times 12707,64 \times 0,18^2}{32,98}} = 0,498\text{m}$$

Donc notre diamètre normalisé est $D_{\text{normalisé}}=500 \text{ mm}$

➤ **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

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

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

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4 \times 0.18}{3,14 * 0,50^2} \Rightarrow V = 0,917 \text{ m/s}$$

Remarque : d'après le profil en long de la conduite il y'a pas de point d'écèlement.

➤ **Les frais d'investissement**

Les frais d'investissement du tronçon gravitaire réservoir Mouzaia - bache de la SP1 dans le tableau III.17.

Tableau III.16 : Frais d'investissement du tronçon Réservoir Mouzaia - bache de la SP1

(Variant N°2)

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	A	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
500	29280,43	12707,64	372085163,48	0,0914	34008583,94

Conclusion:

Avec un diamètre $D_N = 500\text{mm}$, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire ($V = 0,917\text{ m/s}$) est admissible.

III.7 Dimensionnement de l'adduction par refoulement (Variant N°2)**III.7.1 Station de pompage SP – Réservoir de Moualdia****Tableau III.17:** caractéristiques de tracé.

Cote de la station pompage N°02 (m)	Cote du réservoir Moualdia (m)	Dénivelé (m)	Linéaire total (m)
$215 - 4 = 211$	$452,29 + 5 = 457,29$	246,29	7446

III.7.1.1 Frais d'exploitation

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 216\text{ l/s}$ sur une longueur de 7446 m afin de les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 457,29 - 211 = 246,29\text{ m}$ d'où 211 m cote de la station pompage et 457,29 m cote de niveau trop pleine de réservoir de Moualdia. Pour cette comparaison, les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (III-9)

$$D = \sqrt[4]{Q} \Rightarrow D = 0,464\text{ m}$$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon les tableaux (Tableau III-20, Tableau III-21) :

Tableau III.18: calcul de la HMT du tronçon SP – Réservoir de Moualdia (Variant N°2)

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg	HMT
350	2,25	786169,24	0,0945121	0,06944	7446	517,06	594,62	246,29	840,91
400	1,72	687898,09	0,0881762	0,03323	7446	247,43	284,54	246,29	530,83
450	1,36	611464,97	0,0831018	0,01738	7446	129,40	148,81	246,29	395,10
500	1,10	550318,47	0,0789249	0,00975	7446	72,57	83,46	246,29	329,75
600	0,76	458598,73	0,0724055	0,00359	7446	26,76	30,77	246,29	277,06
700	0,56	393084,62	0,0675036	0,00155	7446	11,54	13,27	246,29	259,56
800	0,43	343949,04	0,0636488	0,00075	7446	5,58	6,42	246,29	252,71
900	0,34	305732,48	0,0605163	0,00040	7446	2,94	3,39	246,29	249,68

Tableau III.19: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuels.

Diamètre en (m)	Rendement	Puissance (KWatt)	KWh annuels	Prix Kwh	Prix d'énergie (DA)
350	72	2474,79	18065953,79	2,55	46068182,16
400	75	1499,74	10948100,96	2,55	27917657,46
450	78	1073,34	7835384,426	2,55	19980230,29
500	79,8	875,59	6391773,029	2,55	16299021,22
600	83,4	703,93	5138672,444	2,55	13103614,73
700	83,2	661,06	4825728,809	2,55	12305608,46
800	83,1	644,38	4703968,124	2,55	11995118,72
900	83	637,42	4653129,935	2,55	11865481,34

III.7.1.2 Frais d'amortissement :

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on calcule le cout total de la pose de la canalisation. Les calculs sont établis dans Les tableaux suivant :

Tableau III.20 : calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire (Variant N°2)

Diamètre en (mm)	Déblais	cout déb-lais	Rem-blais	cout rem-blais	Lit de sable	cout de lit de sable	Excava-tion	prix évacu-ation	Grill-age	prix de grillage	prix total pour 1ml
350	1,05	420	0,95	381,54	0,113	33,75	0,41	123,35	1	18	976,63
400	1,16	464	1,03	413,76	0,120	36	0,47	142,08	1	18	1073,84
450	1,275	510	1,12	446,42	0,128	38,25	0,54	162,44	1	18	1175,10
500	1,395	558	1,20	479,50	0,135	40,5	0,61	184,43	1	18	1280,43
600	1,65	660	1,37	546,96	0,150	45	0,78	233,28	1	18	1503,24
700	1,925	770	1,54	616,14	0,165	49,5	0,96	288,65	1	18	1742,29
800	2,22	888	1,72	687,04	0,180	54	1,17	350,52	1	18	1997,56
900	2,535	1014	1,90	759,66	0,195	58,5	1,40	418,91	1	18	2269,07

Tableau III.21 : Cout total d'investissement.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	prix de pose	Longueur	Prix total	A	Amortissement (DA)
350	18 000	976,63	7446	141 299 986,98	0,0914	12 921 614,774
400	20 000	1 073,84	7446	156 915 812,64	0,0914	14 349 652,298
450	24 000	1 175,10	7446	187 453 794,60	0,0914	17 142 292,604
500	28 000	1 280,43	7446	218 022 081,78	0,0914	19 937 704,265
600	38 000	1 503,24	7446	294 141 125,04	0,0914	26 898 645,840
700	48 000	1 742,29	7446	370 381 091,34	0,0914	33 870 645,597
800	61 000	1 997,56	7446	469 079 831,76	0,0914	42 896 457,486
900	74 000	2 269,07	7446	567 899 495,22	0,0914	51 933 327,557

III.7.2 Bilan du cout (Exploitation-Investissement) :

Pour le calcul du cout total on prend la même gamme de diamètre prise dans les calculs des précédents et on fait la somme entre les frais d'exploitation et investissement.

Tableau III.22 : bilan du cout total (exploitation + investissement) (Variant N°2)

Diamètre (mm)	Exploitation (DA)	Amortissement (DA)	Total (DA)
350	46 068 182,16	12 921 614,77	58 989 796,93
400	27 917 657,46	14 349 652,30	42 267 309,76
450	19 980 230,29	17 142 292,60	37 122 522,89
500	16 299 021,22	19 937 704,26	36 236 725,49
600	13 103 614,73	26 898 645,84	40 002 260,57
700	12 305 608,46	33 870 645,60	46 176 254,06
800	11 995 118,72	42 896 457,49	54 891 576,20
900	11 865 481,34	51 933 327,56	63 798 808,89

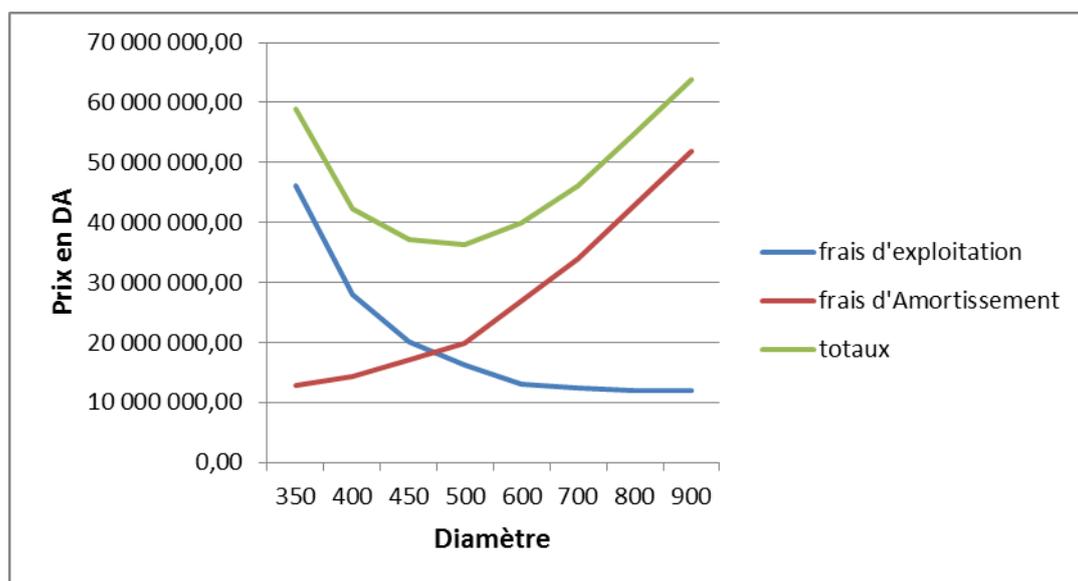


Figure III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D= 500\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V= 1,1 \text{ m/s}$.

Remarque :

On va choisir le deuxième diamètre vu que cette méthode tient compte de plusieurs facteurs économiques.

III.8 Bilan total des frais de l'adduction principale**Tableau IV.23** : Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes

les variantes	Exploitation (DA)		Amortissement (DA)		Bilan total (DA)
	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	
variante N°1	-	18509708,89	25022591,66	24 845 817,61	68378118,16
variante N°2	-	16299021,22	34008583,94	19 937 704,26	70245309,42

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons choisi la variante N°1 qui est le meilleur par rapport à la variante N°2 selon le point de vue technico-économique.

Le choix de cette variante nous a permis de récapituler ce qui suit :

- Une conduite gravitaire avec un diamètre 450mm pour une longueur de 10874,64 ml.
- Première conduite de refoulement (R.Mouzia vers SP N°1) avec un diamètre 500mm pour une longueur de 5914 ml
- Deuxième conduite de refoulement (SP N°1 vers SP N°2) avec un diamètre 500mm pour une longueur de 3365 ml

INTRODUCTION

Le chapitre dimensionnement des ouvrages annexes consiste à dimensionner les différents équipements et installations à projetées et la vérification des ouvrage existant.

Un chapitre très important qui contribue fortement au bon fonctionnement du système de transfert.

IV.1 Dimensionnement des réservoirs

IV.1.1 Définition d'un réservoir

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions.

IV.1.2 Fonctionnement d'un réservoir

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et d'une nature à la fois technique et économique.

➤ **Fonctions techniques :**

- Régulation du débit
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement

➤ **Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Le maintien d'eau à l'abri de la population et de variation de la température ;
- Le stockage de la réserve d'incendie qui permet de combattre efficacement les incendies ;

IV.1.3 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir compte des considérations suivantes :

L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions. L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.

Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci est vérifié pour notre château d'eau.

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas le réservoir existant se trouve à une cote qui satisfait les pressions. (B.SALAH, 2013)

IV.1.4 Classification et choix de type de réservoir [1]

D'après la position par rapport au terrain naturel peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

D'après le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- en maçonnerie
- en béton ordinaire ou précontraint
- en acier pour de petites capacités

D'après leur usage :

- Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage
- Réservoirs d'équilibres (tampon)
- Réservoirs de transits.

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante.

IV.1.5 Détermination de la capacité des réservoirs

➤ Bâches de reprise pour différentes stations de pompage

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max},j} \times t}{T} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

$Q_{\text{max},j}$: débit maximal journalier total.

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

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

➤ Réservoirs tampons

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

Le volume de réservoir tampon

$$V = \frac{Q_{\text{tr}} \times t}{2} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

Q_{tr} : débit sortant de la station de pompage (débit transité).

➤ Réservoir de stockage

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV-3})$$

V_u : volume utile du réservoir.

$a_{\max}\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60\text{m}^3/\text{h}$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 . Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3.$$

IV.1.6 Dimensionnement des différents réservoirs

➤ Calcul de la bache de reprise de la station de pompage

a) Bache de la station de pompage n°1

La station de pompage N°1 sera dotée d'une bache qui reçoit l'eau venant gravitairement du réservoir de Mouzaia avant d'être refoulée vers la bache de la station de pompage N°2.

Le volume de la bache de SP1 :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max j} \times t}{20} = \frac{15554,39}{20} \times \frac{1}{4} = 194,43 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$

b) Bache de la station de pompage n°2

La station de pompage N°2 sera dotée d'une bache qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de pompage N°1 avant d'être refoulée vers le réservoir de Moualdia.

La capacité de cette bache est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Le volume de la bache de SP2 :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max j} \times t}{20} = \frac{15554,39}{20} \times \frac{1}{4} = 194,43 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$

c) Calcul du réservoir de Moualdia

Le réservoir de Moualdia sera situé au sommet du douar de Moualdia à 2,740 km du réservoir de Safsaf et à 5,32 km du Réservoir de Souaflia, limité par :

- A Est, par le CW N°42 A.
- Au Nord par le Douar Moualdia,
- A l'Ouest, par le douar Souaflia,
- Au Sud, par koudiat Zoukara.

Il reçoit l'eau venant par refoulement du station de pompage N°2 avant d'être refoulée vers les trois réservoirs (réservoir de Bouguirat, réservoir de Souaflia et réservoir de Safsaf).

On utilisant la formule (IV-2)

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2}$$

Avec :

Q_{tr} : débit sortant de la station de pompage (débit transité).

t : le temps de vidange (t = 4heures)

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{777,73 \times 4}{2} = 1555,47 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1555,47 + 120 = 1675,47 \text{ m}^3.$$

On prend $V_T = 2000 \text{ m}^3$.

IV.1.7 Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à $10\,000 \text{ m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \tag{IV.4}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule la hauteur de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (IV.5)$$

➤ **La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (IV.6)$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule:

$$H = h + R \quad (IV.7)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (IV.8)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

Tableau IV.2: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoirs A projeté	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Bâche du SP N°1	200	-	50	4	-	1	5
Bâche du SP N°2	200	-	50	4	-	1	5
Moualdia	2000	22.57	400	5	-	0.50	5,5

IV.2 Équipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop-plein.
- Un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Une conduite by-pass.

IV.2.1 Conduite d'arrivée

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Cette conduite, de type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour assurer le brassage de l'eau.

L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son maximum.

IV.2.2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.2.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites de trop-plein doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. Dans certains cas, lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné (déversoir circulaire).

IV.2.4 Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparations. Elle est munie d'un robinet-vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

IV.2.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

IV.2.6 Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

IV.2.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

le système à deux prises : ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

Système à évent : ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

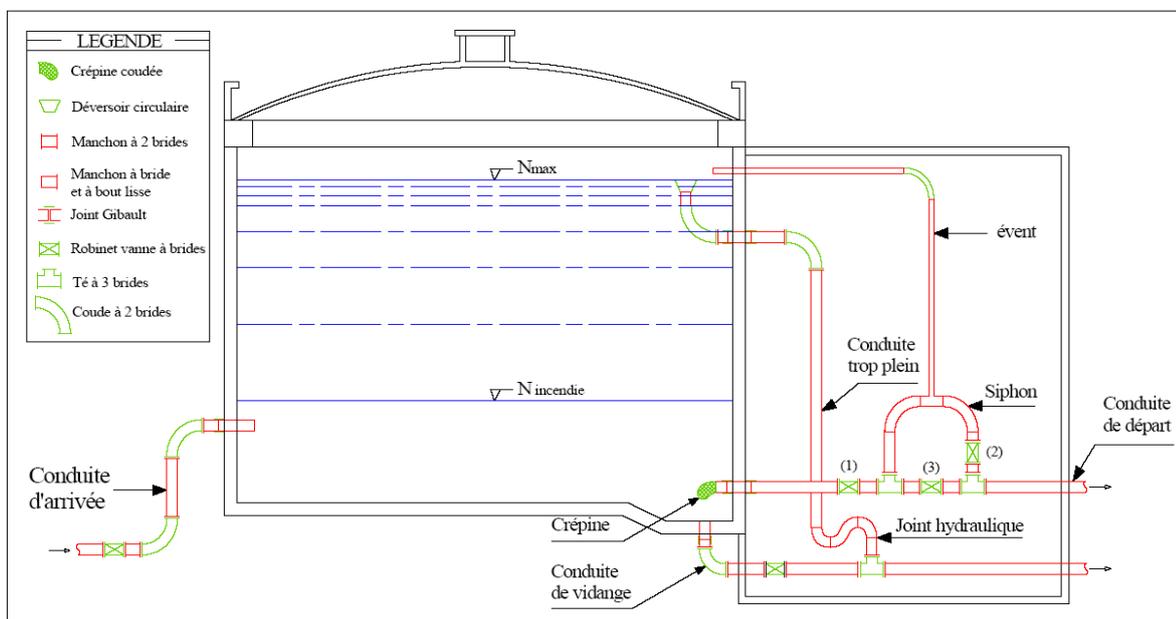


Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir

IV.3 Entretien des réservoirs

Les

structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

- Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ;
- Opération comportant plusieurs étapes telles que :
 - Isolement et vidange de la cuve ;
 - Elimination des dépôts sur les parois ;
 - Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
 - Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
 - Remise en service ;

A noter que le réservoir est le maillon le plus faible de toute la chaîne de distribution parce qu'il met l'eau en contact avec l'atmosphère.

IV.4 Recommandation diverses

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre
- les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.

CONCLUSION

Le réservoir constitue un maillon sensible et important en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

INTRODUCTION

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

V.1 Pose de canalisation

En général, toutes les canalisations seront enterrées. À cet effet, on a adopté différents types de tranchées, en fonction du terrain traversé, en tenant compte dans tous les cas que la génératrice supérieure de la conduite soit toujours à plus d'un mètre de profondeur.

Pour le cas d'un changement d'alignement où est nécessaire la mise en place d'un coude, nous avons conçu différents types de massifs en béton pour reprendre les efforts de poussée hydraulique.

V.1.1 Tranchées

V.1.1.1 Tranchée Générale [2]

Sur la base que les terrains de la majeure partie du tracé est une zone des terrains meubles de facile excavation, on a adoptée toutes les conduites en tranchée ouverte, dans lesquels le talus d'excavation variera en fonction des caractéristiques du terrain traversé, afin de tenir le terrain stable sans la nécessité des blindages de protection contre le risque d'éboulement.

Le pose des tuyaux sera sur un lit de sable de 0,15 m d'épaisseur, et on procédera au remblaiement de la tranchée en deux étapes, une première avec des matériaux sélectionnés provenant de l'excavation jusqu'à 0,60 m au-dessus de la conduite puis le restant avec des matériaux provenant de l'excavation.

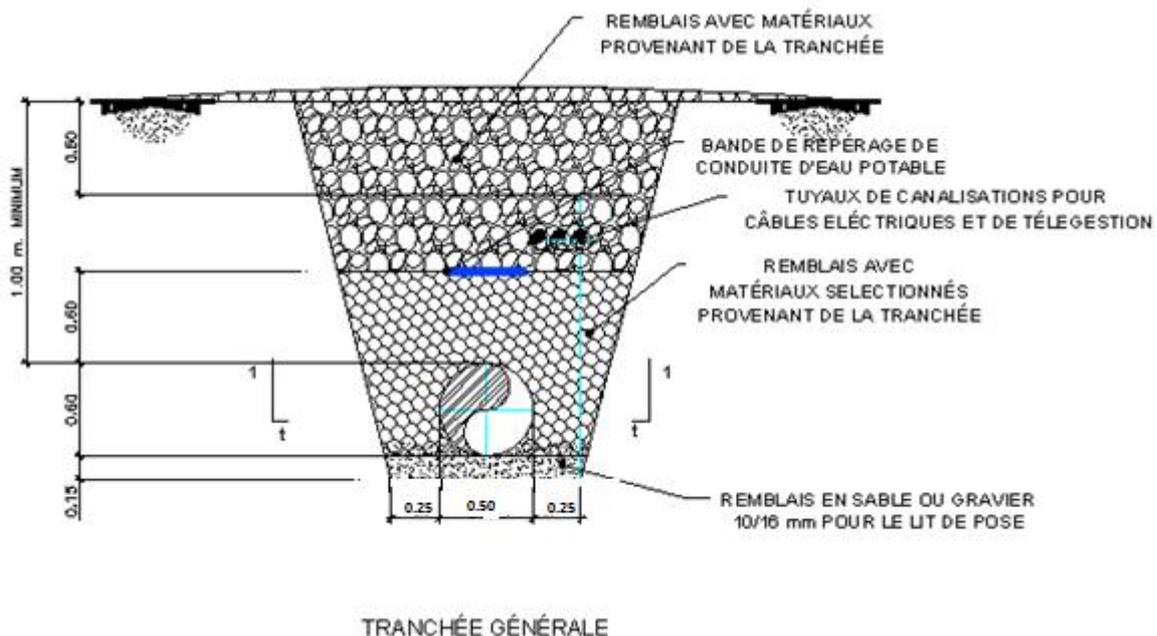


Figure V.1 : Tranches générale

V.1.1.2 Tranchée avec blindage [2]

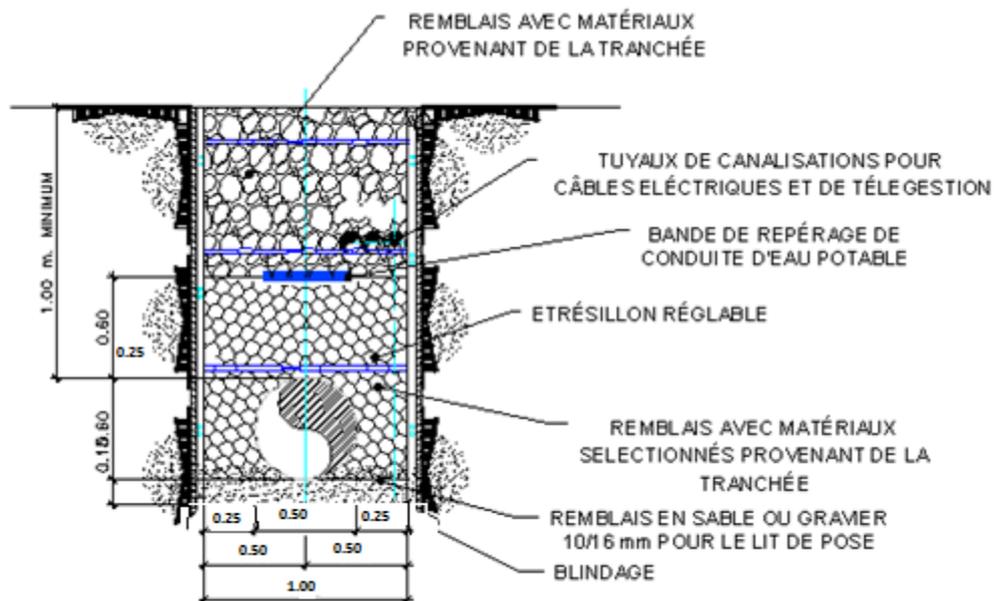
Tous les travaux dans des terrains meubles dépourvus de cohésion suffisante qui leur permet de se tenir stables, doivent être protégés en blindant les parois de la fouille.

Les zones établis par l'utilisation des blindages au long des conduites sont :

- Terrains bouillants dépourvus de toute cohésion, tels que sable sec, vases, ou remblais fraîchement déposés.
- Tranchées de hauteur supérieure à 3 m.
- La réalisation des tranchées verticales dans les zones d'habitations existantes

La définition de la tranchée est similaire à celle décrite auparavant, avec un lit de sable de 0,15 m d'épaisseur puis le remblaiement de la tranchée en deux étapes, une première avec des matériaux provenant de l'excavation jusqu'à 0,60 m au-dessus de la conduite puis le restant avec des matériaux provenant de l'excavation.

Le blindage des parois de la fouille sera réalisé au moyen des panneaux continus de facile manipulation et joints simples.



TRANCHÉE GÉNÉRALE AVEC BLINDAGE

Figure V.2. Tranches générale avec blindage

V.1.1.3 Tranchée avec enrobage en béton

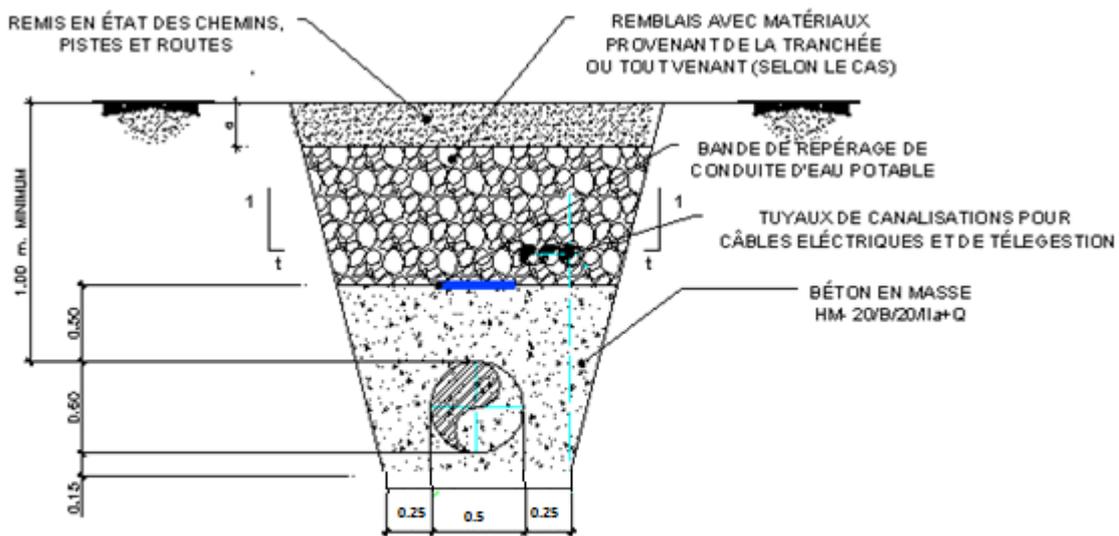
Lorsqu'il existe des grands charges qui doivent être supporté par les tuyaux, tels que traversées de routes, cours d'eau ou zones de présence de nappe phréatique, il est nécessaire de réaliser un enrobage de la canalisation en béton afin de protéger les tuyaux tant des contraintes comme des possibles glissements du terrain.

Les zones d'enrobage des canalisations établies dans le projet sont :

- Traversées de routes.
- Traversées de cours d'eau.
- Zones du tracé qui présentent pentes supérieures à 20%.

Généralement, la tranchée sera comblée de béton en masse jusqu'à 0,50 m au-dessus de la conduite avec un remblai supérieur avec tout-venant ou grave-ciment. Sur cette dernière couche on disposera d'un revêtement bitumineux d'épaisseur suffisant selon les caractéristiques de la route traversée ou des matériaux provenant du lit de la rivière en cas de traversées de cours d'eau.

Dans les figures suivantes, on a un aperçu des différentes sections de tranchée adoptées :



TRANCHÉE POUR TRAVERSER CHEMINS, PISTES ET ROUTES

Figure V.3. Tranchée avec enrobage en béton pour traverser chemins

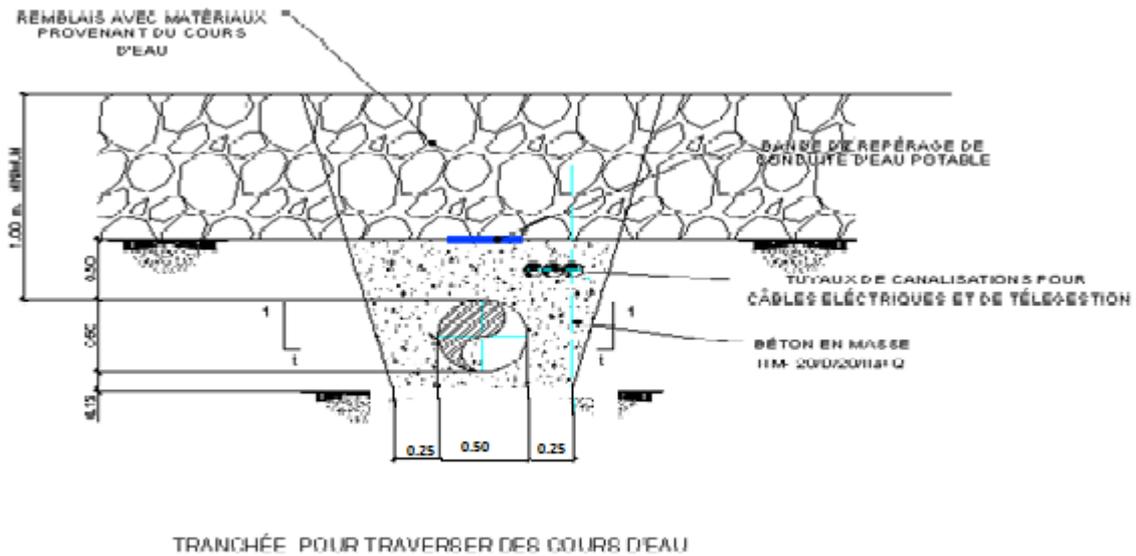


Figure V.4. Tranchée avec enrobage en béton pour traverser des cours d'eau.

V.1.2 Butées

L'utilisation de massifs de butée en béton est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement comme conséquence d'une variation d'alignement.

Différents types de massifs en béton ont été conçus selon la configuration, le diamètre de la canalisation et la résistance et la nature du sol.

On considère pour la réalisation des calculs des butées, trois types différents de massifs :

- Butées pour coudes horizontaux enterrés.
- Butées pour coudes verticaux enterrés.
- Butées des chambres de vannes de sectionnement.

Chaque type de butée a été calculé en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Dans les figures suivantes, on a un aperçu des différentes butées adoptées :

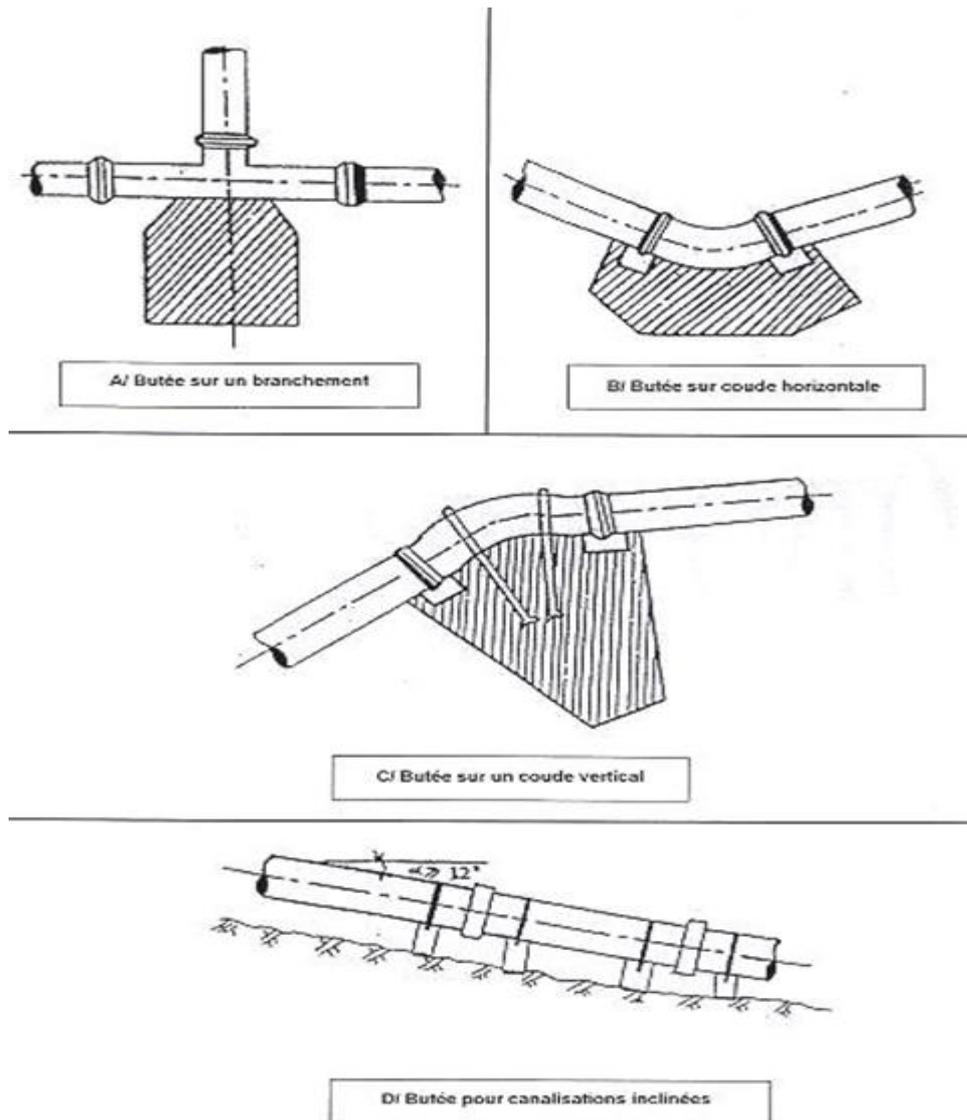


Figure V.5. Les Butées

V.1.3 Conduites aériennes

Au long du tracé ils existent des zones des talwegs modelés par l'érosion fluviale fréquemment occupés par un cours d'eau ou des zones des reliefs abruptes et escarpés à franchir.

Les canalisations en fonte ductile à emboîtement offrent une réponse simple à la réalisation d'aqueducs de surface. Pour cela, deux types de passage ont été conçus au fin de résoudre ces situations de franchissement :

- Conduite aérienne au moyen d'une dalle en béton armé.
- Conduite aérienne au moyen des poutres métalliques.

V.1.3.1 Conduite aérienne au moyen d'une dalle en béton armé

La structure conçue est composée d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur et 1,0m de largeur.

Cette dalle appui sur piliers en béton armé de dimensions 0,40 x 0,40 m avec une portée maximale entre piliers de 6 m. La fondation de ces piliers est réalisée au moyen de semelles carrées de 60 cm d'épaisseur.

Le tuyau repose sur berceaux en béton ($\alpha = 120^\circ$) encastrés sur la dalle chaque 6m. L'utilisation des colliers de fixation métalliques permettent la liaison entre la conduite et le berceau.

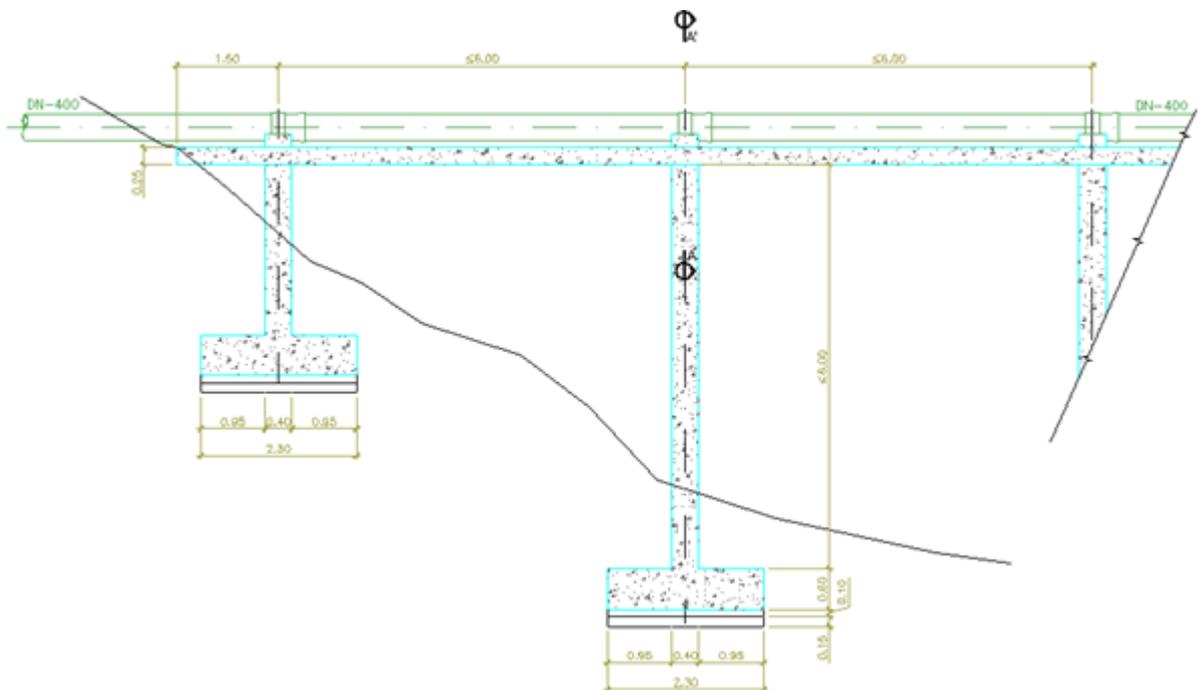


Figure V.6. Conduite aérienne au moyen d'une dalle en béton armé

V.1.3.2 Conduite aérienne au moyen des poutres métalliques

La structure conçue est composée de deux poutres métalliques HEB liées entre elles par un cordon de soudure continu.

Les tuyaux appuient sur les poutres au moyen des supports type prévus chaque 6m, un pour tuyau.

Ce type de passage a été dimensionné pour une portée maximale de 17m

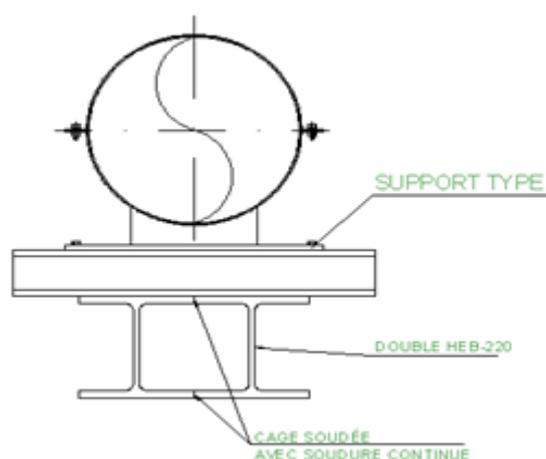


Figure V.7. Conduite aérienne au moyen des poutres métalliques

V.1.4 Regards des équipements hydromécaniques

Au long des conduites les équipements prévus sur le réseau sont :

- ventouses à trois (3) fonctions et une seule fonction sur les points hauts
- vidanges sur les points bas
- vannes de sectionnement
- dérivations
- débitmètres

La structure des regards est conçu en béton armé, soit préfabriqué soit coulé sur place. Ils comportent d'un radier, des murs extérieurs et une dalle de couverture indépendante.

V.1.4.1 Ventouses

Les ventouses seront placées aux points hauts du tracé. Ils sont été définis sur le profil en long de chaque couloir du projet.

Les soupapes d'aération sont destinées aux trois fonctions basiques suivantes:

- a) Dégazage en régime permanent d'air (sortie des petits débits d'air à la pression de service).
- b) Entrée de grands débits d'air, par occasion de la vidange ou rupture franche d'un tuyau (protection contre les sous-pressions).
- c) Sortie de grands débits d'air à la pression atmosphérique (ex. remplissage de la conduite).

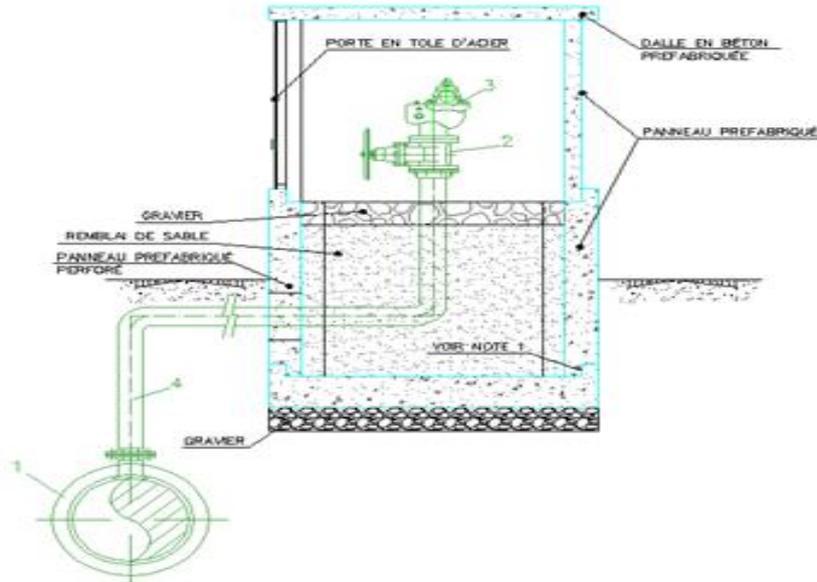


Figure V.8. Regard d'une ventouse à 3 fonctions sur les points hauts

V.1.4.2 Vidanges

Les vidanges permettent de vidanger les conduits en cas de nécessité et elles seront installées aux points bas des conduites. Ils sont constitués d'une dérivation en PEAD assortie d'une vanne.

En fonction de sa localisation, elle est composée par une seule chambre, lorsque la pente du terrain favorise la vidange, ou par deux chambres, lorsque le terrain plat fait nécessaire d'une chambre de stockage de l'eau et sa vidange trop-plein. Ci-après, on montre une vue du regard composé d'une seule chambre :

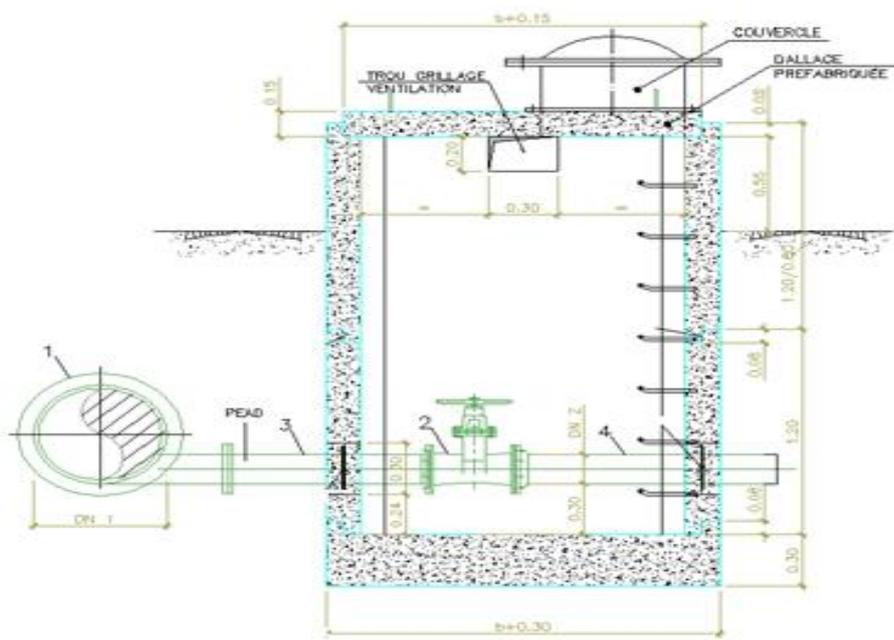


Figure V.9. Regard des vidanges sur les points bas

V.1.4.3 Sectionnement

Les vannes de sectionnement sont disposées aux endroits stratégiques du réseau. Elles doivent notamment permettre d'isoler certains tronçons de sorte à pouvoir effectuer des interventions de maintenance ou de réparation. Pour les tronçons de longueur supérieure à 200 m nous avons prévu l'installation de vannes de sectionnement intermédiaires.

La typologie des vannes de sectionnement seront des vannes à papillon manuelles.

Les regards seront équipés également d'une soupape de vidange dont la disposition est fonction de la topographie du terrain :

- En aval des vannes de sectionnement, pour des tronçons ascendants;
- En amont des vannes de sectionnement, pour des tronçons descendants;

La structure en béton armé coulée en place (radier, murs et dalle supérieure) a été dimensionnée en fonction des efforts à supporter à la fermeture des vannes.

La figure ci-contre montre un regard de sectionnement équipé de deux vidanges situé sur un point bas du profil de la conduite :

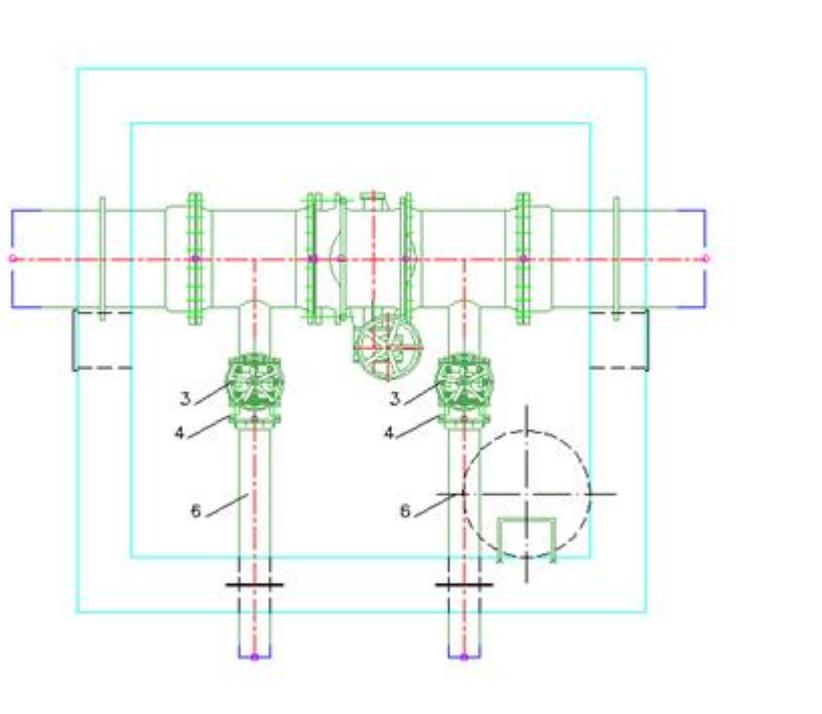


Figure V.10. Regard de sectionnement équipé de deux vidanges

V.1.4.4 Dérivations

Les regards de dérivation permettent l'acheminement de l'eau vers les réservoirs de régulation à partir de la canalisation principal. Elles doivent aussi permettre d'isoler les différents tronçons de sorte à pouvoir effectuer des interventions de maintenance ou de réparation.

Les vannes prévues pour l'isolement des tronçons seront des vannes papillons manuelles.

V.1.4.5 Débitmètres [2]

Les débitmètres installés à l'intérieur des regards sont notamment à ultrasons.

Les regards des débitmètres se situent à la sortie des stations de pompage et du nouveau réservoir projeté.

Les débitmètres serviront à contrôler l'adduction d'eau selon les critères de dimensionnement du projet en servant aussi à détecter des possibles fuites sur les conduites ou dans les réservoirs.

V.1.5 By-pass [2]

Le by pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

V.1.6 Crépines [6]

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

V.1.7 Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

V.1.8 Organes de mesure [2]

➤ Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- **manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

V.2 Organes de raccordement [2]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

V.2.1 Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les

deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$),

$\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

V.2.2 Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

V.2.3 Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

Conclusion :

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

INTRODUCTION

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

VI.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau ;
- Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage ;
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue ;
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

VI.2 Situation des ouvrages

- La première station de pompage se trouve dans le Douar AOULIA, à une côte de 194,82 mNGA.
- La deuxième station de pompage se trouve dans le Douar Khouatmia, à une côte de 323,97 mNGA.

VI.3 Choix du type de pompe

- Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :
- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec des vitesses de rotation.

VI.4 Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

VI.4.1 Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

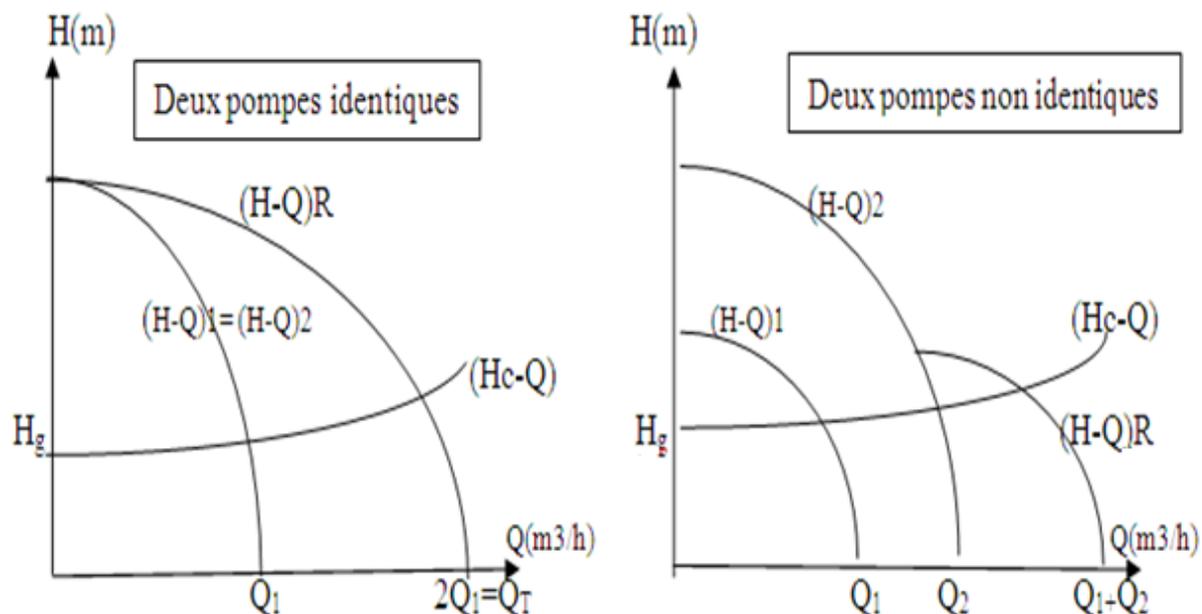


Figure VI.1: Couplage de deux pompes en parallèle

VI.4.2 Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l’aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d’élévation produites par chaque groupe s’ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

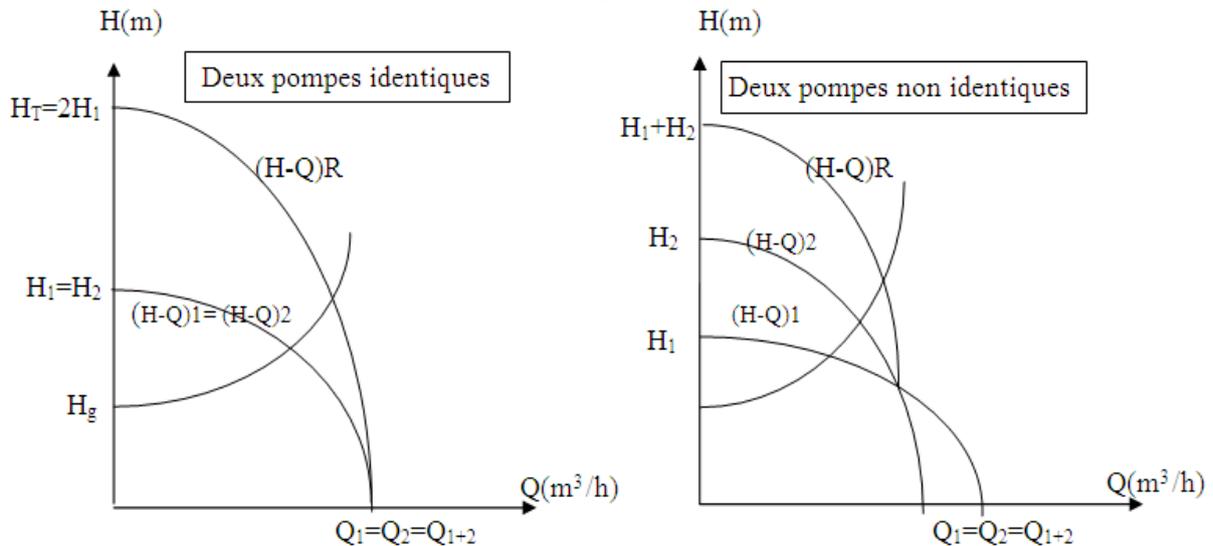


Figure VI.2: Couplage de deux pompes en série.

VI.5 Choix du nombre de pompes

Les critères de notre choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d’aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d’étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VI.5.1 Refoulement station de pompage SP1–Bâche de la station de pompage SP2

1 /Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP 1-RT)

- $Q_{ap} = 216,03 \text{ l/s}$ (Débit d’une seule conduite)
- $L = 5914 \text{ m}$
- $H_{mt} = 199,43 \text{ m}$
- $D_{cal} = 0,500 \text{ m}$

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

Nombre Pompe	Q disp (l/s)	Type	Indice	η (%)	HMT ap (m)	Vitesse (tr/mn)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ør (mm)
2	106,1	Horizontal	PM125/3B	68,2	197	2900	5	315	16,9	125
3	73,51	Horizontal	PM150/8C	79,2	202	1450	6	200	2,6	150
4	56,01	Horizontal	PM125/4F	75	204	2900	5	150	6,26	150

A partir du tableau VI.1 on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/8C.CAPRARI**.

VI.5.1.1 Caractéristiques générales de la pompe

➤ **Pompe à axe horizontal.**

Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte

Roues : en fonte

Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc résistant à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire

Peinture : homologuée pour eau potable

➤ **Caractéristiques du moteur :**

Moteur Electrique

Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.

Forme de construction : V1

Degré de protection : IP55

Classe d'isolation : F

➤ **Courbes caractéristiques de pompe**

Pour la pompe choisit et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q] [P_{abs} - Q] [- Q] [(NPSH)_r - Q]

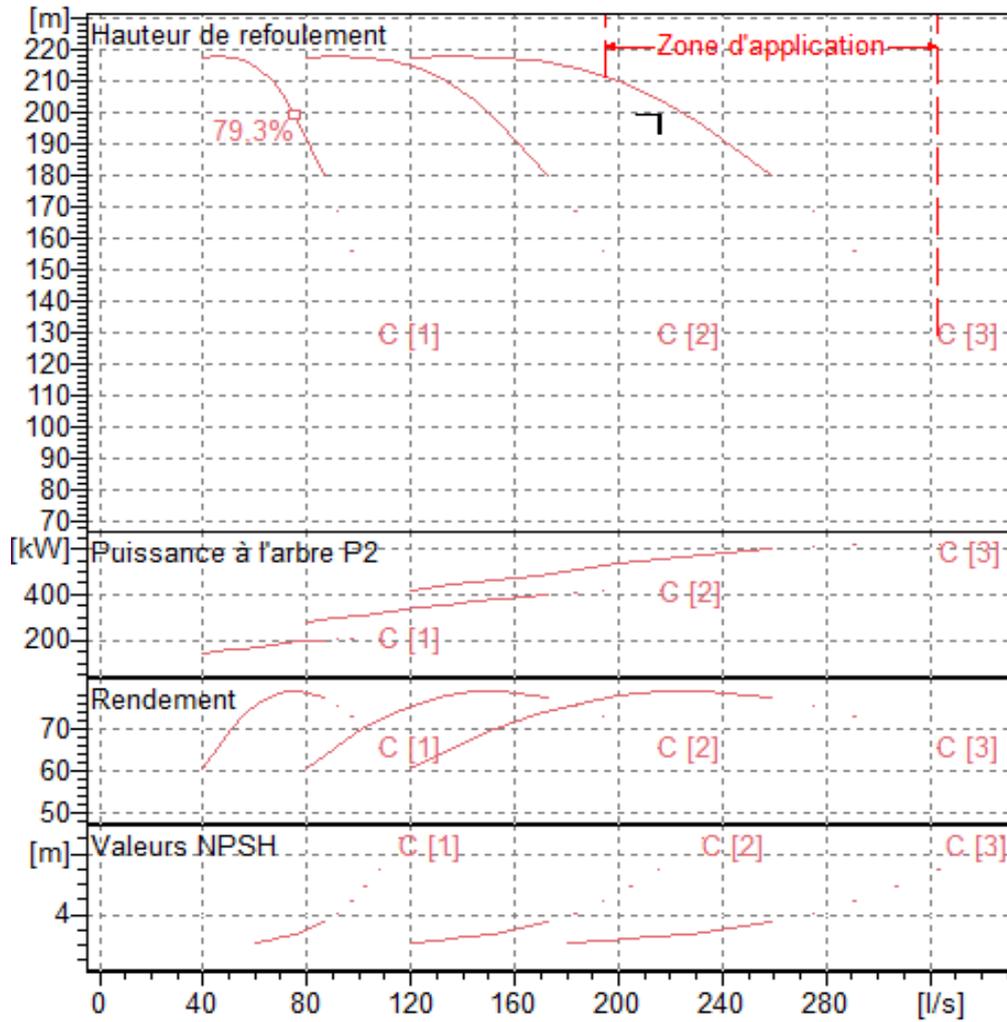


Figure VI.3: Courbe caractéristiques de la pompe PM150/8C (CAPRARI,2008)

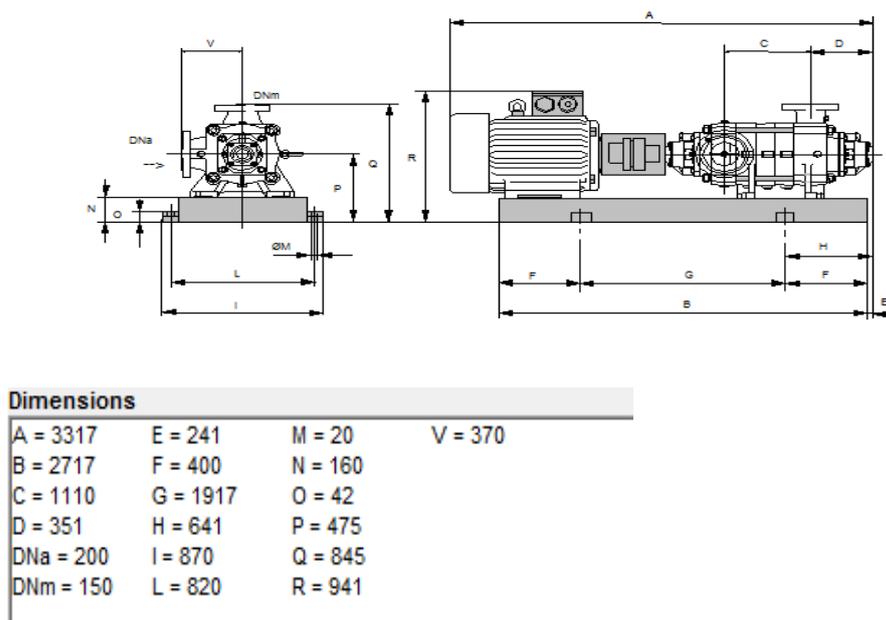


Figure VI.4: Dimension de la pompe choisie (CAPRARI, 2008)

VI.5.2 Refoulement station de pompage SP2 – Réservoir de Moualdia

1 /Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP 1-Reservoir Moualdia)

- $Q_{ap} = 216,03$ l/s (Débit d'une seule conduite)
- $L = 3365$ m
- $H_{mt} = 175,04$ m
- $D_{cal} = 0,500$ m

Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nombre Pompe	Q disp (l/s)	Type	Indice	η (%)	HMT ap (m)	Vitesse (tr/mn)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ør (mm)
2	101,03	Horizontal	PM125 /2A	73,2	171	2900	1	250	14,7	125
3	73,64	Horizontal	PM150 /7C	79,2	177	1450	5	200	2,6	150
4	56,01	Horizontal	PM125 /3F	73,8	174	2900	3	200	4,3	125

A partir du tableau VI.2 on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/7C.CAPRARI**.

VI.5.2.1 Caractéristiques générales de la pompe

➤ Pompe à axe horizontal.

Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte

Roues : en fonte

Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc résistant à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire

Peinture : homologuée pour eau potable

➤ Caractéristiques du moteur :

Moteur Electrique

Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.

Forme de construction : V1

Degré de protection : IP55

Classe d'isolation : F

➤ **Courbes caractéristiques de pompe**

Pour la pompe choisit et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

- * [H-Q] * [Pabs - Q] * [- Q] * [(NPSH)r - Q]

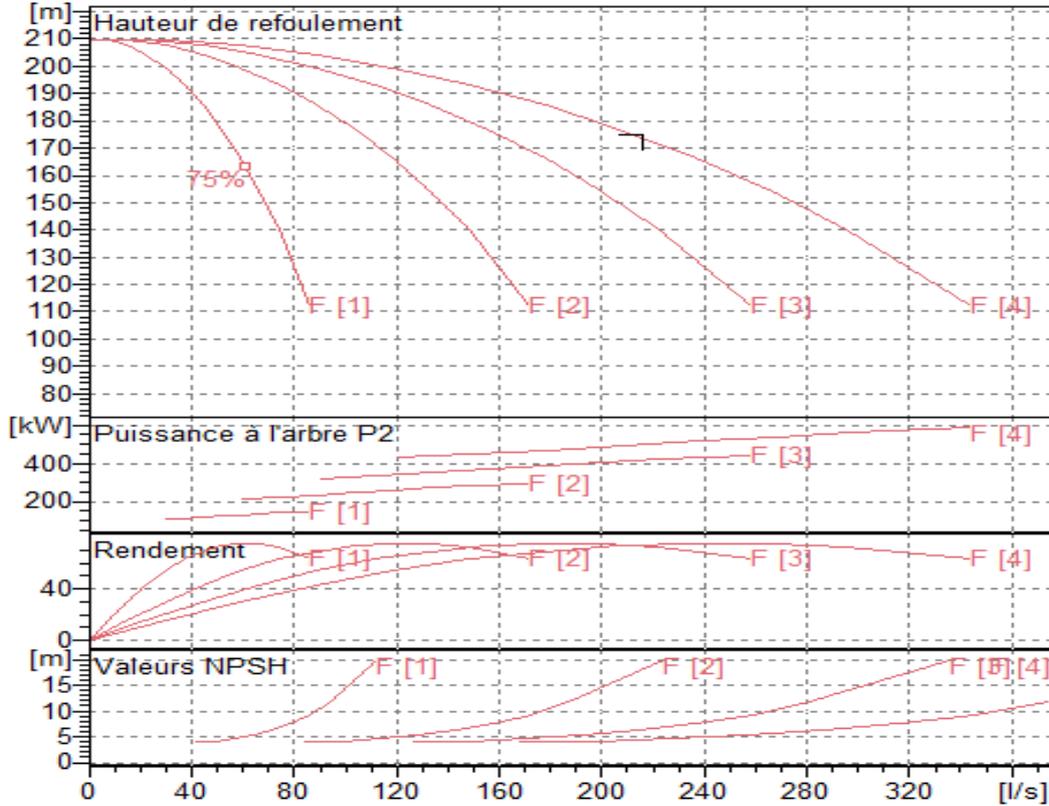


Figure VI.5: Courbe caractéristiques de la pompe PM150/8C (CAPRARI,2008)

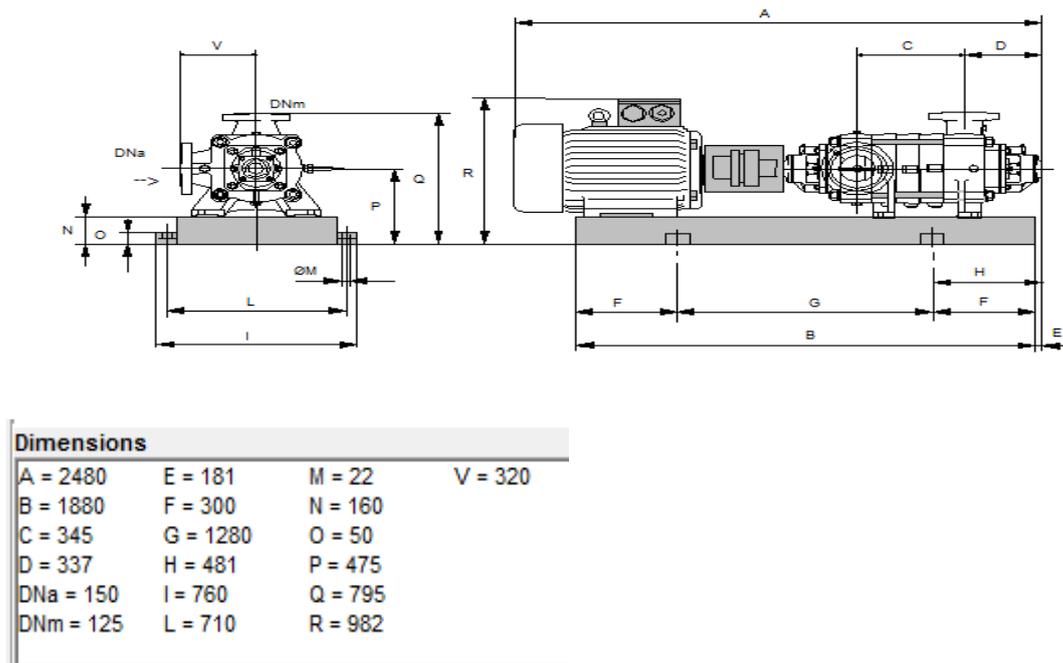


Figure VI.6: Dimension de la pompe choisie (CAPRARI,2008)

VI.6 Point de fonctionnement

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (\text{VI.3})$$

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

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s)

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

VI.6.1 Refoulement SP1–Bâche de la SP2

Tableau VI.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bâche de la SP2)

N	Q(l/s)	3Q(l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ⁱⁿ (m)	Δh _t (m)	Hc (m)
1	40	120	133,15	5914	500	0,0789	17,79	20,46	153,61
2	50	150	133,15	5914	500	0,0789	27,80	31,97	165,12
3	60	180	133,15	5914	500	0,0789	40,03	46,03	179,18
4	70	210	133,15	5914	500	0,0789	54,48	62,65	195,80
5	80	240	133,15	5914	500	0,0789	71,16	81,83	214,98
6	90	270	133,15	5914	500	0,0789	90,06	103,57	236,72
7	100	300	133,15	5914	500	0,0789	111,19	127,86	261,01

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure VI.7.

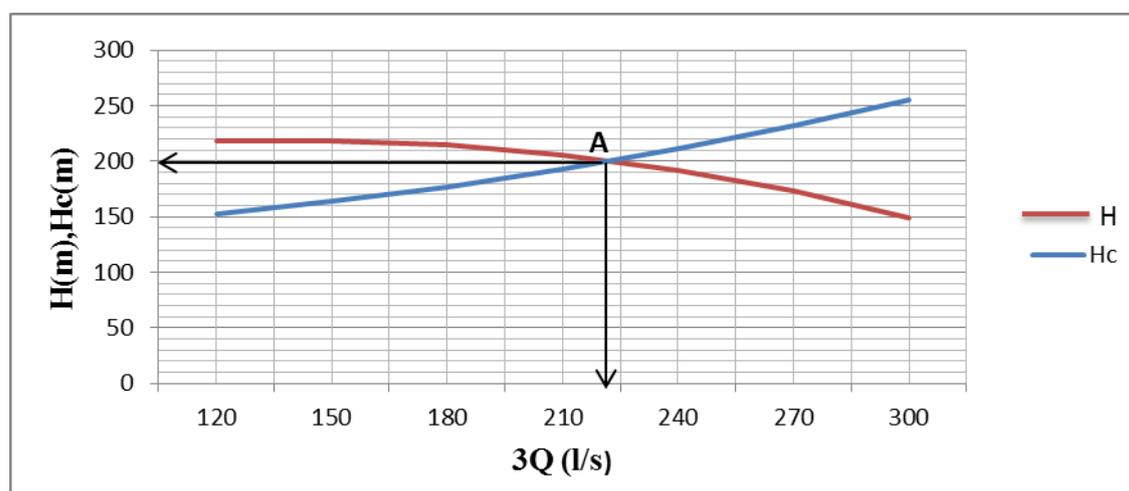


Figure VI.7: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

VI.6.2 Refoulement SP2–Réservoir de Moualdia

Tableau VI.4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- Rés.Moualdia)

N°	Q (l/s)	3Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	λ	Δh _p ⁱⁿ (m)	Δh _t (m)	Hc(m)
1	40	120	137,32	3365	500	0,0789	10,12	11,64	148,96
2	50	150	137,32	3365	500	0,0789	15,82	18,19	155,51
3	60	180	137,32	3365	500	0,0789	22,77	26,19	163,51
4	70	210	137,32	3365	500	0,0789	31,00	35,65	172,97
5	80	240	137,32	3365	500	0,0789	40,49	46,56	183,88
6	90	270	137,32	3365	500	0,0789	51,24	58,93	196,25
7	100	300	137,32	3365	500	0,0789	63,26	72,75	210,07

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure VI.8.

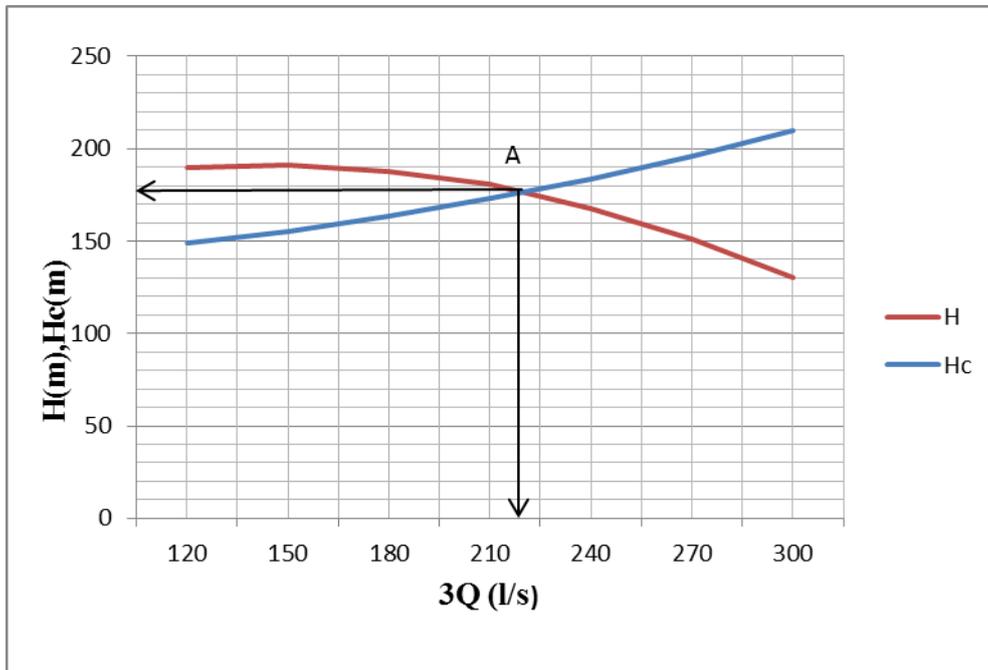


Figure VI.8 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

VI.7 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Débit disponible > Débit appelé

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst\ ap,van} = \eta_{inst\ av,van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (VI-4)$$

$\eta_{inst\ ap,van}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst\ av, van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (VI-5)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI-6)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Débit disponible < Débit appelé

➤ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe.**

Remarque : les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et la vitesse de rotation.

Le point de fonctionnement est obtenu par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal. (M.CARLIER,1998)

Remarque

Dans notre cas on n'a aucun mode de réglage vue le débit disponible égal au débit appelé dans les deux stations de pompages.

VI.8 Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte;
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue;
- vibrations anormales;
- bruit anormal (pompage de caillou);
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.



Figure VI.9 : Roues soumises à la cavitation

- Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée : [5]
 $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VI.7)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (VI.8)$$

Avec :

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (VI.9)$$

H : altitude de la station ;

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI.10)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{4 * L_{asp}}{1000} \quad (VI.11)$$

Avec :

L_a : longueur de la conduite d'aspiration, $L_{asp} = 10$ m ;

➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (VI.12)$$

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (VI.13)$$

Avec :

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

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.

VI.8.1 Refoulement SP 1 - Bâche de la (SP2)

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,6$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 194,82 \Rightarrow P_{at} = 10,05$ mce

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24\text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125\text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150\text{mm}$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,073}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 4,07\text{ m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{4 * 10}{1000} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,04\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046\text{m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 10,05 - 2,6 - 0,5 - 0,24 - \frac{4,07^2}{2 * 9,81} - 0,046 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,82\text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} - h_{asp}^{adm}$$

$$(NPSH)_d = 10,05 - 0,24 - 0,84 - 0,046 - 5,82 = 3,10$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 3,10 > 2,6 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 194,82 - 4 \Rightarrow \nabla_{min} = 190,82\text{mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 190,82 + 5,82 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 196,74\text{mNGA}$$

VI.8.2 Refoulement SP2– Réservoir de Moualdia

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,6\text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 323,97 \Rightarrow P_{at} = 9,87\text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24\text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125\text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150\text{mm}$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,073}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 4,07\text{ m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{4 \times 10}{1000} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,04m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,87 - 2,6 - 0,5 - 0,24 - \frac{4,07^2}{2 * 9.81} - 0.046 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,64 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} - h_{asp}^{adm}$$

$$(NPSH)_d = 9,87 - 0,24 - 0,84 - 0.046 - 5,64 = 3,28$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 3,28 > 2,6 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 323,97 - 4 \Rightarrow \nabla_{min} = 319,97mNGA$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 319,97 + 5,64 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 325,71mNGA$$

Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

- la SP1 sera équipée de trois pompes de type CAPRARI PM150/8C et une autre identique de secours ;
- la SP2 sera équipée de deux pompes de type CAPRARI PM150/7C et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque.

INTRODUCTION

Lors du fonctionnement d'une adduction, l'écoulement ne se fait pas d'une manière permanente mais passe par des phases de transition qui provoquent un phénomène transitoire sous le nom de coup de bélier. Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier est une onde de surpression - dépression dont la brutalité peut entraîner la rupture de la conduite d'adduction, des valeurs très élevées de pression peuvent être atteintes jusqu'à plusieurs fois la pression de service dans les réseaux.

VII.1 Les Risques dus aux coups de bélier [7]

➤ **Risque de forte pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent engendrées, additionnées à la pression de service, une fissuration de la conduite, dislocation des joints et même un éclatement du tuyau.

➤ **Pression négative :**

Cette pression peut apparaître soit après une forte dépression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à la pression de vapeur de l'eau, il se crée une cavitation ; l'implosion de la conduite devient inévitable, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

➤ **Fatigues des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VII.2 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [1]

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais on peut au moins les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

➤ **Le volant d'inertie**

Le volant d'inertie restitue, au moment de la disjonction du groupe électropompe, l'énergie accumulée pendant la marche normale. Il allonge le temps d'arrêt de l'ensemble, ainsi il permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

➤ **Les soupapes de décharge**

Cet appareil fait intervenir un organe mécanique, un ressort, qui obture un orifice au point à protéger et libère ainsi le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Cette soupape s'ouvre à une pression légèrement supérieure à 5 % à la pression maximale de fonctionnement normale. Les inconvénients de cette soupape sont la perte d'eau due à l'ouverture de la soupape et la perte d'efficacité lors du vieillissement.

➤ **Cheminée d'équilibre**

La cheminée d'équilibre est un réservoir susceptible, de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. La cheminée d'équilibre, peut être débouchée à l'air libre ou contenir de l'air sous pression.

➤ **Les réservoirs anti-bélier**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut-être effectué à l'aide d'un réservoir d'eau accumulé sous pression dans une capacité métallique raccordée immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air, la pression de cet air équilibre dans la conduite au point considéré en marche normale.

A la disjonction, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore est supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite. Après diminution de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Tableau VII.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VII.2.1 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

➤ **Phase 01**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

➤ **Phase 02**

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

➤ **Phase 03**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

➤ **Phase 04**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

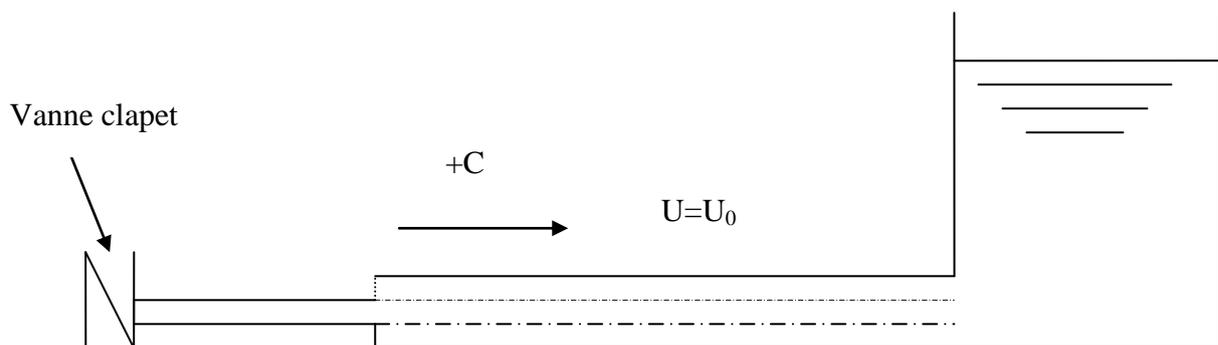


Figure VII.1 : coup de Béliier Phase 1, $t = \frac{L}{C}$

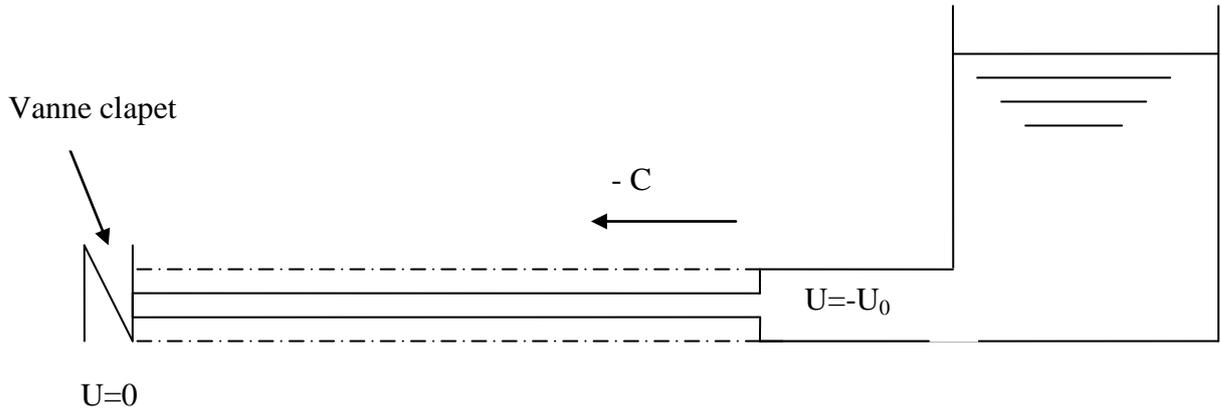


Figure VII.2 : coup de Bélier Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$

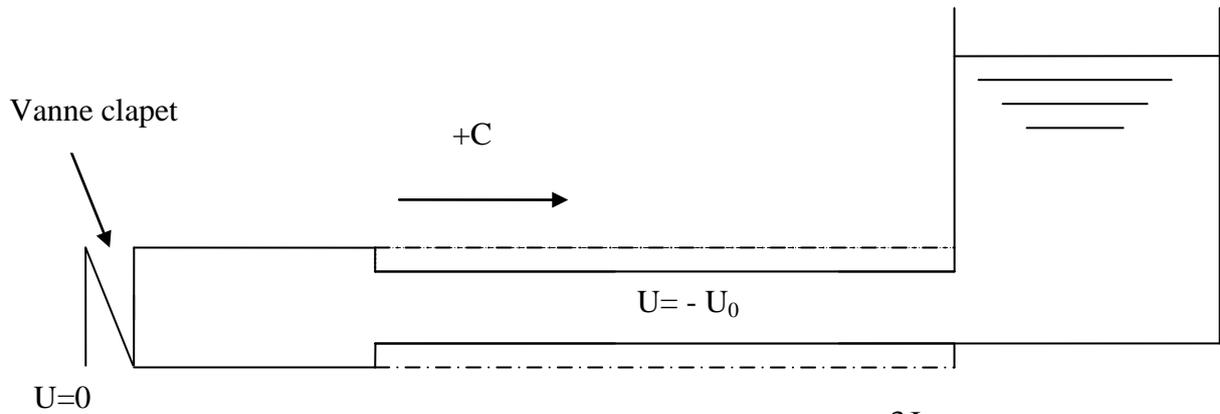


Figure VII.3 : coup de Bélier Phase 3, $t = \frac{3L}{C}$

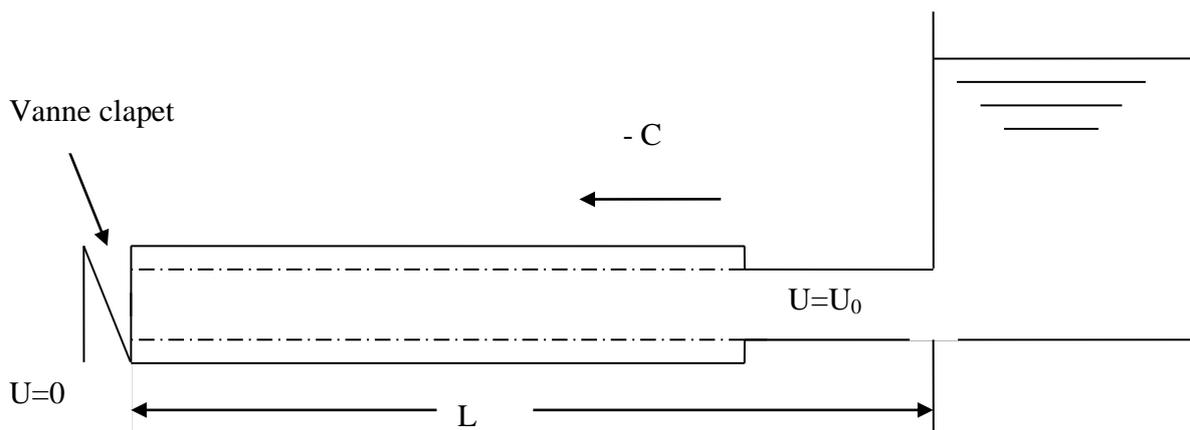


Figure VII.4 : coup de Bélier Phase 4, $t = \frac{4L}{C}$

VII.2.2 Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

▪ **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

▪ **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

▪ **Méthode de PUECH et MEUNIER**

La méthode de PUECH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PUECH et MEUNIER vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour ses fiables résultats.

➤ **Cas dépression :**

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station. Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER ce volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Tableau VII.2 : Les données de base

N° de station	Type de Matériau	D	S	V	L	HMT
		(mm)	(m ²)	(m/s)	(m)	(m)
SP 1	Fonte	500	0,196	1,10	5914	199,43
SP 2	Fonte	500	0,196	1,10	3365	175,04

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivei (A. Morel,1994)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+k \frac{D}{E}}} \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le tableau VII-3:

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m=0,0056 \text{ m}$ pour la fonte (DN500) classe C30

D : diamètre de la conduite.

Tableau VII.3 : Coefficient dépend de la nature de conduite

Matériau	K	Matériau	K
Fer	0,5	Béton	5
Acier	0,5	Amiante ciment	4
Fonte grise	1	PEHD	83
Fonte ductile	0,59	PEBD	500
PVC	33		

(A. Morel,1994)

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$ (VII-2)

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement $A = \frac{aV}{gH_0}$ (VII-3)

B : coefficient qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_{abs} = HMT + 10$$

Ayant calculé K et A nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure IV.5) de la conduite, nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

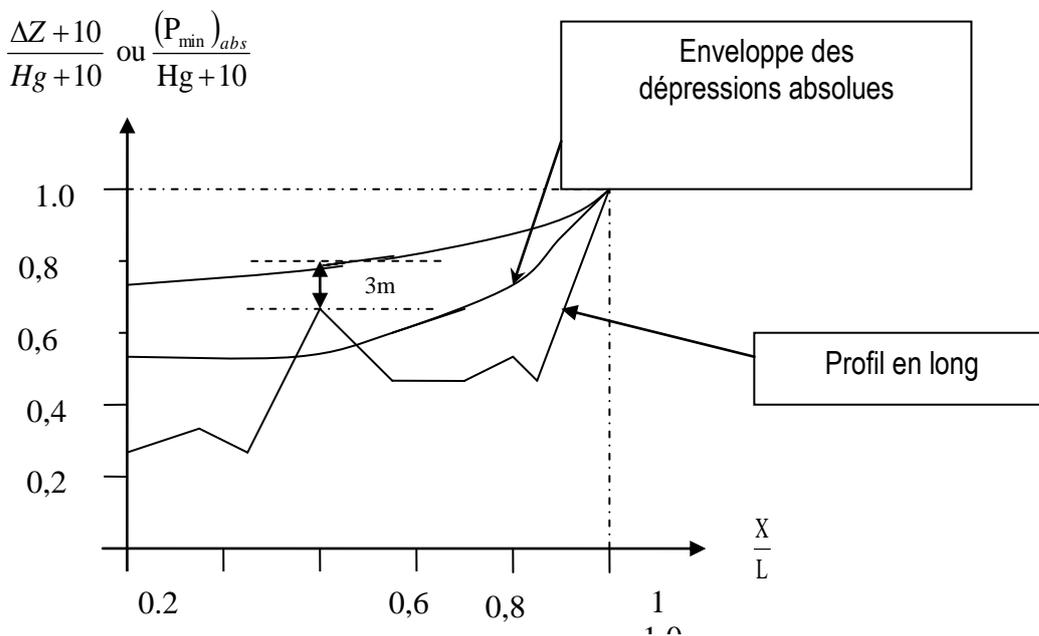


Figure IV.6 : profil en long absolu d'une conduite.

Application :

➤ **Station De Pompage N°01**

Tableau VII.4 : Les caractéristiques du premier tronçon de l'adduction de refoulement

K	e (mm)	D(mm)	V ₀	H _g	H ₀ =H _g +10	H _{MT}	H _{abs} =HMT+10
0,59	5,6	500	1,10	133,15	143,15	199,43	209,43

A.N:

$\alpha = 985,19$

K= 0, 46

A= 0,77

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=0,77 et K=0,46 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,6 A=1) et (K=0,4 A=1).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau VII.5 : Tableau du profil en long absolu

Cote Z(m)	190,8	221,1	233,0	249,13	259,2	266,1	276,1	294,2	290,9	314,7	323,9
Longueur L (m)	0	872	1612	2362	3062	3762	4462	5074	5274	5529	5914
ΔZ	0	30,33	42,21	58,31	68,4	75,36	85,33	103,45	100,08	123,97	133,15
Z+10/H ₀	0,07	0,28	0,36	0,48	0,55	0,60	0,67	0,79	0,77	0,94	1,00
X/L	0	0,15	0,27	0,40	0,52	0,64	0,75	0,86	0,89	0,93	1

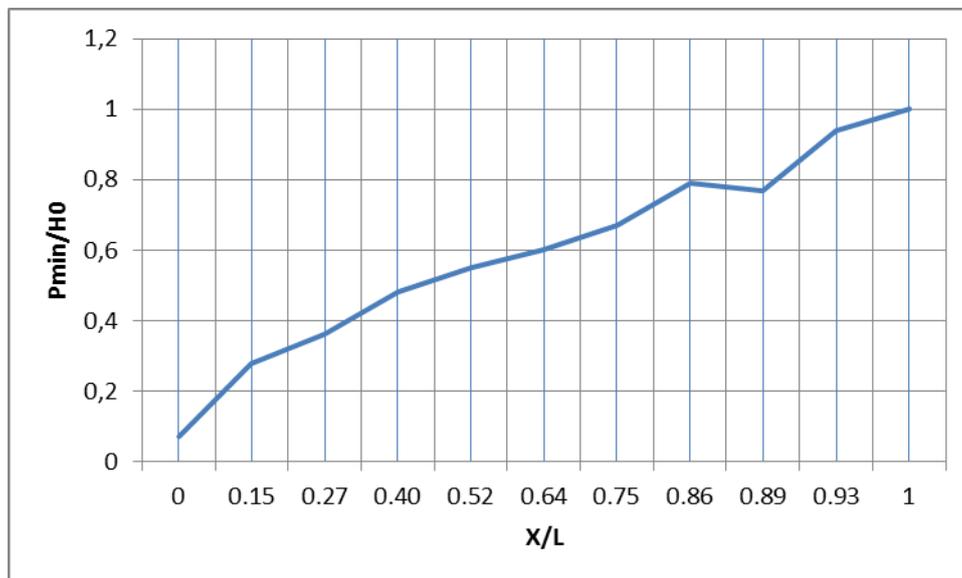


Figure VII.7 : profile en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe III.1 et annexe III.2 nous optons valeur de B =0,7.

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U₀ en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (\text{VII-4})$$

A.N :

$$U_0 = 0,97 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,64 \quad \longrightarrow \quad P_{min} = 91,61 \text{ m d'eau}$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \quad (\text{VII-5})$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 1,95 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé $V = 2,33 \text{ m}^3$.

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de 3 m^3 .

➤ Cas surpression

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV)

$$\begin{cases} A = 0,77 \\ B = 0,7 \end{cases} \quad \text{Nous lisons} \quad \begin{cases} \alpha \frac{V_0}{H_0} = 2,4 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1,16 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 0,0742 \text{ m}$$

$$d = 75 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la surpression : } \frac{P_{max}}{H_0} = 1,16 \Rightarrow P_{max} = H_0 \times 1,16$$

$$P_{max} = 166,34 \text{ m.}$$

Donc la conduite de refoulement peut résister cette surpression.

➤ Station de Pompage N°02

Tableau VII.6 : Les caractéristiques du deuxième tronçon de l'adduction de refoulement

K	e (mm)	D(mm)	V ₀	H _g	H ₀ =H _g +10	H _{MT}	H _{abs} =HMT+10
0,59	5,6	500	1,10	137,32	147,32	175	185

A.N:

$$\alpha = 985,19$$

$$K = 0,256$$

$$A = 0,75$$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour $A=0,84$ et $K=0,256$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K=0,4$ $A=1$) et ($K=0,2$ $A=1$).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau VII.7 : Tableau du profil en long absolu

Cote Z(m)	319,97	356,52	356,99	377,34	381,76	409,75	401,06	457,29
Longueur L (m)	0	785	985	1385	1815	2385	2605	3365
ΔZ	0	36,55	37,02	57,37	61,79	89,78	81,09	137,32
Z+10/H	0,07	0,32	0,32	0,46	0,49	0,68	0,62	1,00
X/L	0	0,23	0,29	0,41	0,54	0,71	0,77	1,00

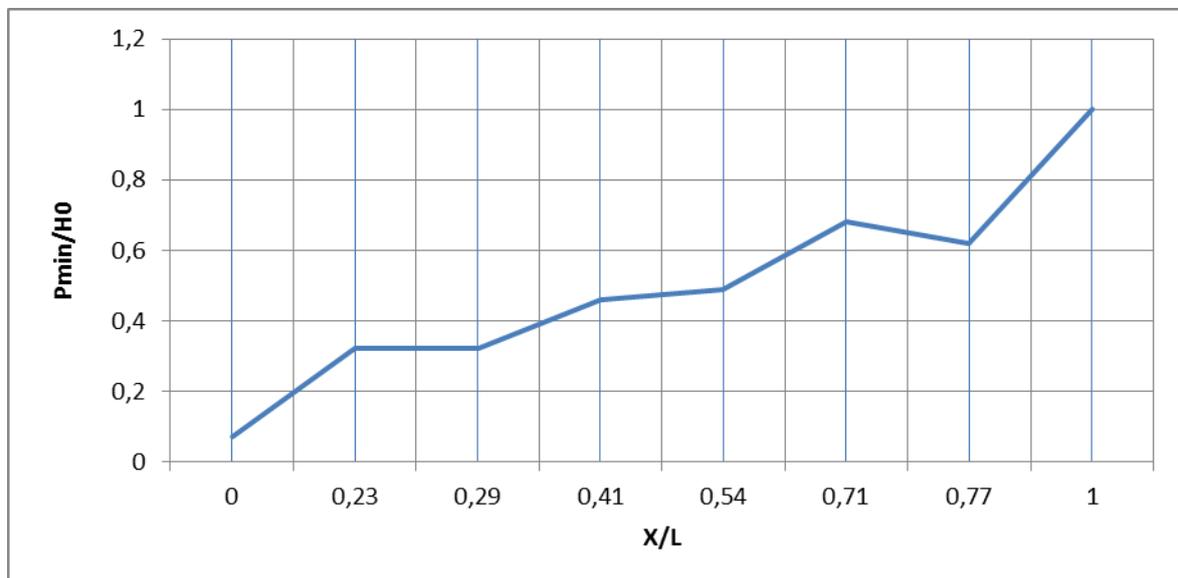


Figure IV.7 : profile en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe III.1 et annexe III.3 nous optons valeur de $B = 0,8$.

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent par la formule (VII.4) :

A.N :

$$U_0 = 0,55 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,56 \quad \longrightarrow \quad P_{\min} = 82,50 \text{ m d'eau}$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{\min} U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} U_0^{1,2} \quad (\text{VII-5})$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 1,09 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé $V = 1,31 \text{ m}^3$.

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de $1,5 \text{ m}^3$.

➤ **Cas surpression**

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV)

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,75 \\ B = 0,8 \end{array} \right. \text{ Nous lisons } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2,5 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1,19 \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 0,0729 \text{ m}$$

$$d = 73 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la surpression : } \frac{P_{max}}{H_0} = 1,19 \Rightarrow P_{max} = H_0 \times 1,19$$

$$P_{max} = 175,31 \text{ m.}$$

Donc la conduite de refoulement peut résister cette surpression

➤ **Détails du réservoir d'air**

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure suivante.

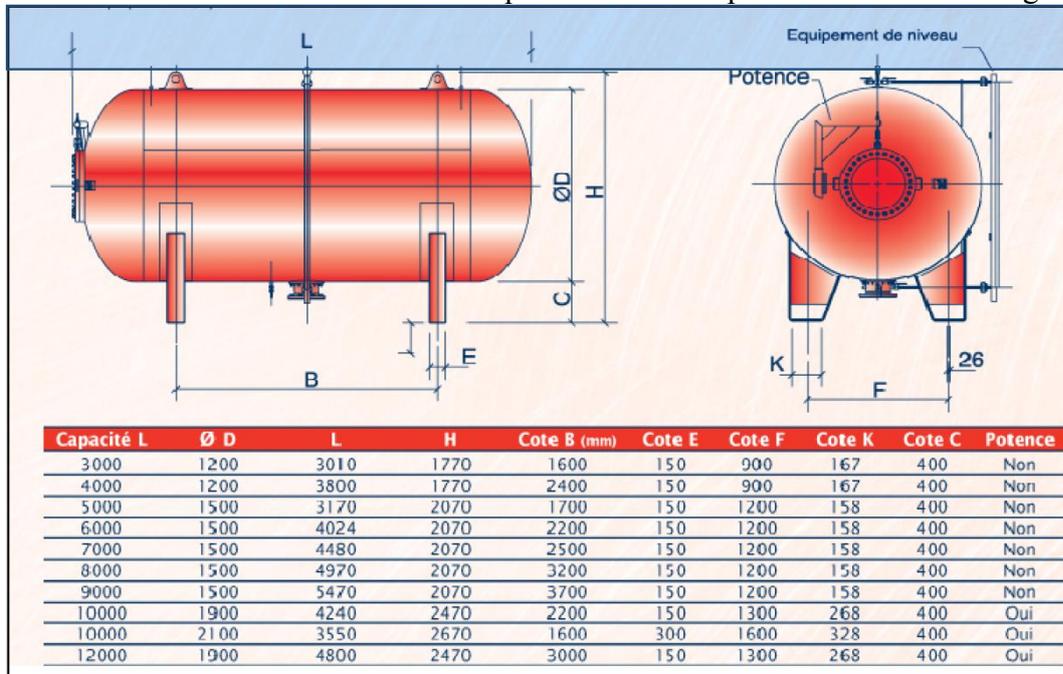


Figure IV.8: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

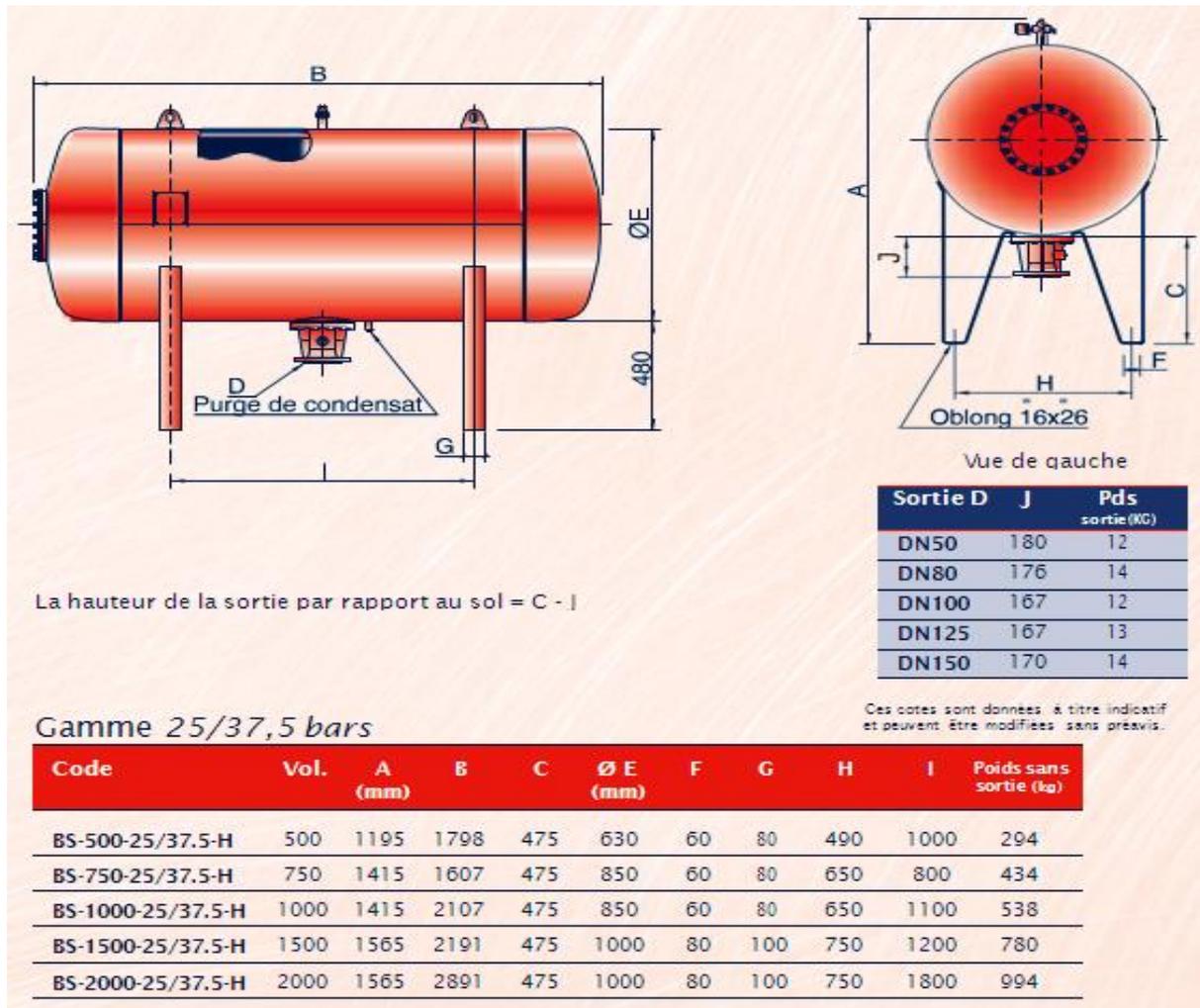


Figure IV.9: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

➤ **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

D'après les figures (VII.8, VII.9) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.8: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	Ø E (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)	Poids sans sortie (kg)
SP1	3000	1200	1770	3010	400	167	150	900	1600	1560
SP2	1500	1000	1565	2191	475	80	100	750	1200	780

IV.3 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite

et le coup de bélier est né .La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l’amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l’étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

VI.3.1 Détermination du temps de fermeture

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d’aller-retour de l’onde de surpression « t »

Où :
$$t = \frac{2 \times L}{c} \tag{VII-6}$$

t_r : temps de retour de l’onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Tableau VII.9 : Caractéristiques de la conduite gravitaire:

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L (m)	e (mm)
0.180	450	10874,64	5,1

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d’Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}} \tag{VII-7}$$

a : célérité d’onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : dépend du constituant de la canalisation Pour la fonte : K = 1.

Tableau VII.10 : Calcul de temps de fermeture des vannes.

conduite	D(mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	Tr(s)	Temps de fermeture
R Mouazia-SP N°01	450	5,1	10874,64	1,10	960,92	22,63	>22,63

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu la définition du phénomène du coup de bélier, la description physique, les causes, les conséquences. Ainsi que les différents moyens de protection dans une adduction mixte (cas conduite en refoulement, conduite gravitaire). En fin nous avons vu comment calculer la dépression et la surpression pour protéger l'adduction.

Dans le cas d'une conduite en refoulement le réservoir d'air est déterminé par la méthode de « PUECH et MEUNIER ». On prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air d'une capacité respective. 3000 litres d'air et 1500 litres d'air.

La méthode de la loi de fermeture de la vanne utilise pour le cas gravitaire la protection se fait par l'étude du temps de fermeture de la vanne.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude d'adduction inscrit dans le Projet MAO-Dessalement lancé par le ministre de la ressource en eau, pour lequel nous sommes appliqués à définir et analyser le dimensionnement de l'adduction, qui nous a permis de dégager les résultats suivants :

L'approvisionnement en eau potable est fait pour l'horizon 2041, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 102 472 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 15554,39m³/j des eaux provenant du système MAO et Station dessalement de Sonaghter.

Pour les choix des pompes, nous avons deux stations de pompage, dont nous avons opté pour des pompes de marque Caprari, type centrifuge multicellulairePM et de classe A.

L'emplacement du réservoir tampon de Moualdia (élevé) est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique. Vu l'agressivité du sol de la région d'étude, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en fonte ductile classe C30 pour les conduites vu les avantages qu'elle présente.

Afin de protéger les conduites de la partie refoulement contre les coups de béliers importantes, nous avons placé deux réservoirs d'air de 3000L et de 1500 L.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;
- [2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [4] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [6] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101

Mémoires de fin d'étude

- [7] **M.B. Abdelmalek**, « Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage IghilEmda vers la commune Draa El Gaid, wilaya de Bejaia», (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2009-2010)
- [8] **B.ABDRAZAK**, «Etude des transferts d'eau par raccordement MAO pour l'alimentation en eau potable des sept agglomérations de la Wilaya de Mostaganem», (Mémoire de fin d'étude, ENSH,2013-2014)

Site internet :

- [9] <http://www.goodfellow.com/f/polyethylene-haute-densite.html>
- [10] <http://www.pamline.fr/pages/add/11b.asp>

Catalogues

- [11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

Annexe I :

L'ensemble des centres et douars de zones d'étude :

Commune de Bouguirat	Commune de Souafia	Commune de Safsaf
Bouaichia	Aouillia	Ain yagboub
Djerrairia	Bekkakcha	Braikia
Hmaimia	Biodh	Chaibia
Hellailia	Chehairia	Bouazid
Hessassna	Chouarfia	Zehahfa
Kheddaidia	Draia	Guehahma
Khobiza	Feghaillia	Mekhallia
Mekhatria	Fouatmia	Moualid
Moualdia	Hmaidia	Moualdia
O/Youcef	Kouadria	O/Belaid
O/Dani 1	Lehouadj	O/Miloud
O/Dani 2	Mehaidia	O/Meddah
O/Senouci	Menabda	O/Mokhtar
O/Benyoucef	O/Cherif	Tramlia
Scarnia	O/Mokhtar	Bragua
Terfes	O/Beladjel	Chelagua
Zaouia	Sid Ahmed	Bouaichia
Zouaria	Sidi Adda hadj	O/Benaicha
Zouatine	Torch	-
Messaid	Benzemou	-
Kitchoua	Araba	-
O/Ben Tekkouk	Mekhatria	-
Torche	Abadnia	-
O/Madani	-	-
Arraba	-	-
Kherariba	-	-
Gharaba	-	-

AnnexeII:

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

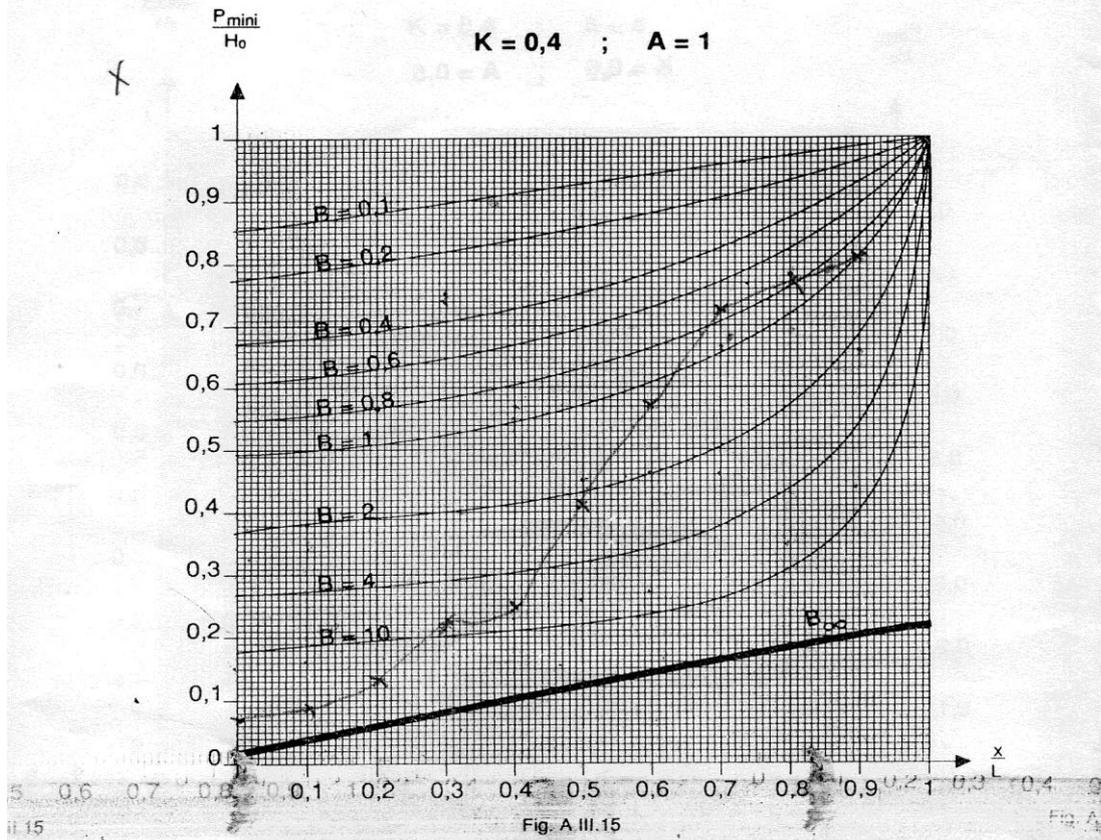
Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

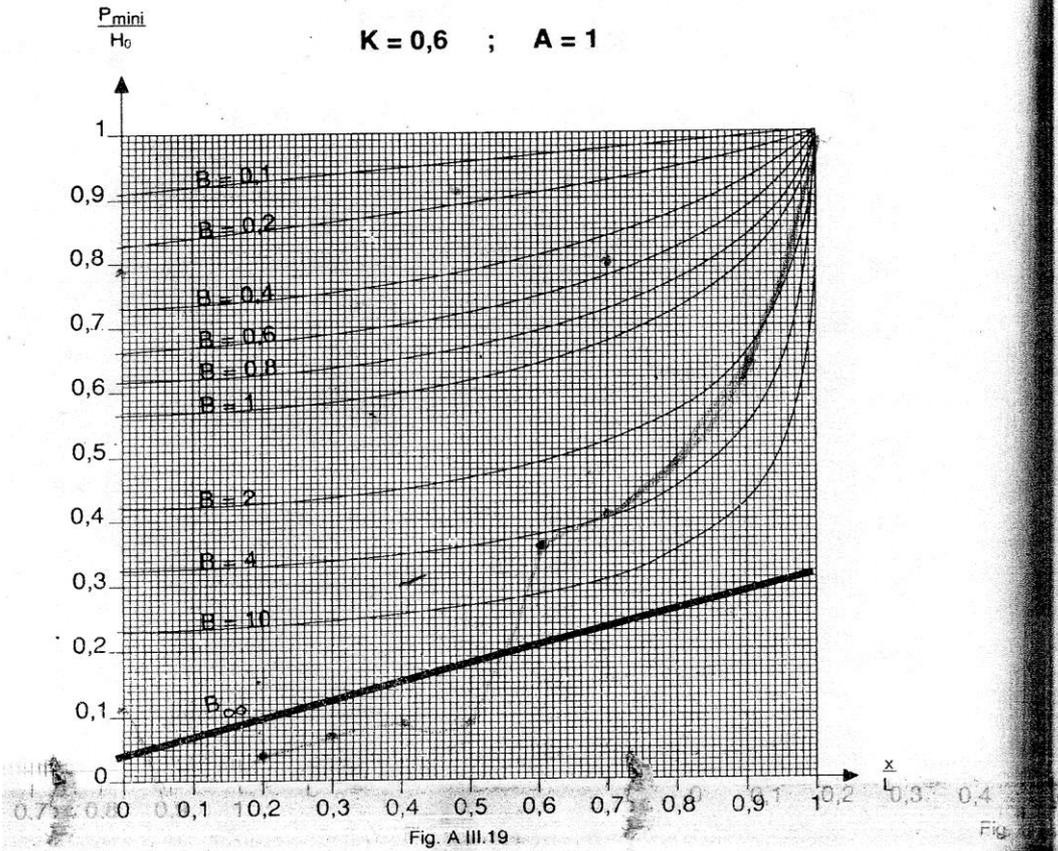
ANNEXE III

340

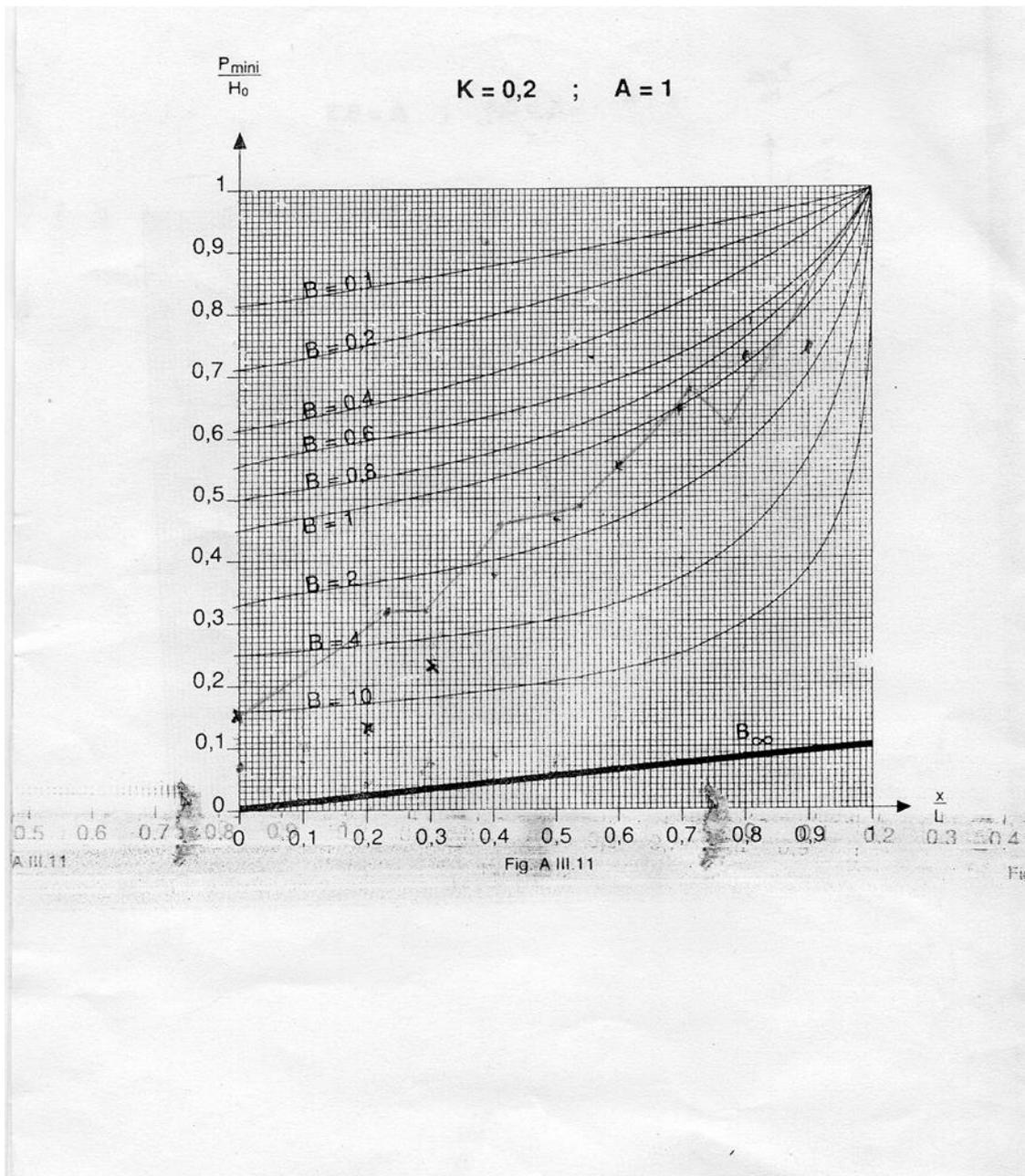
Annexes III



Annexe III.1 : Abaque de PUECH et MEUNIER

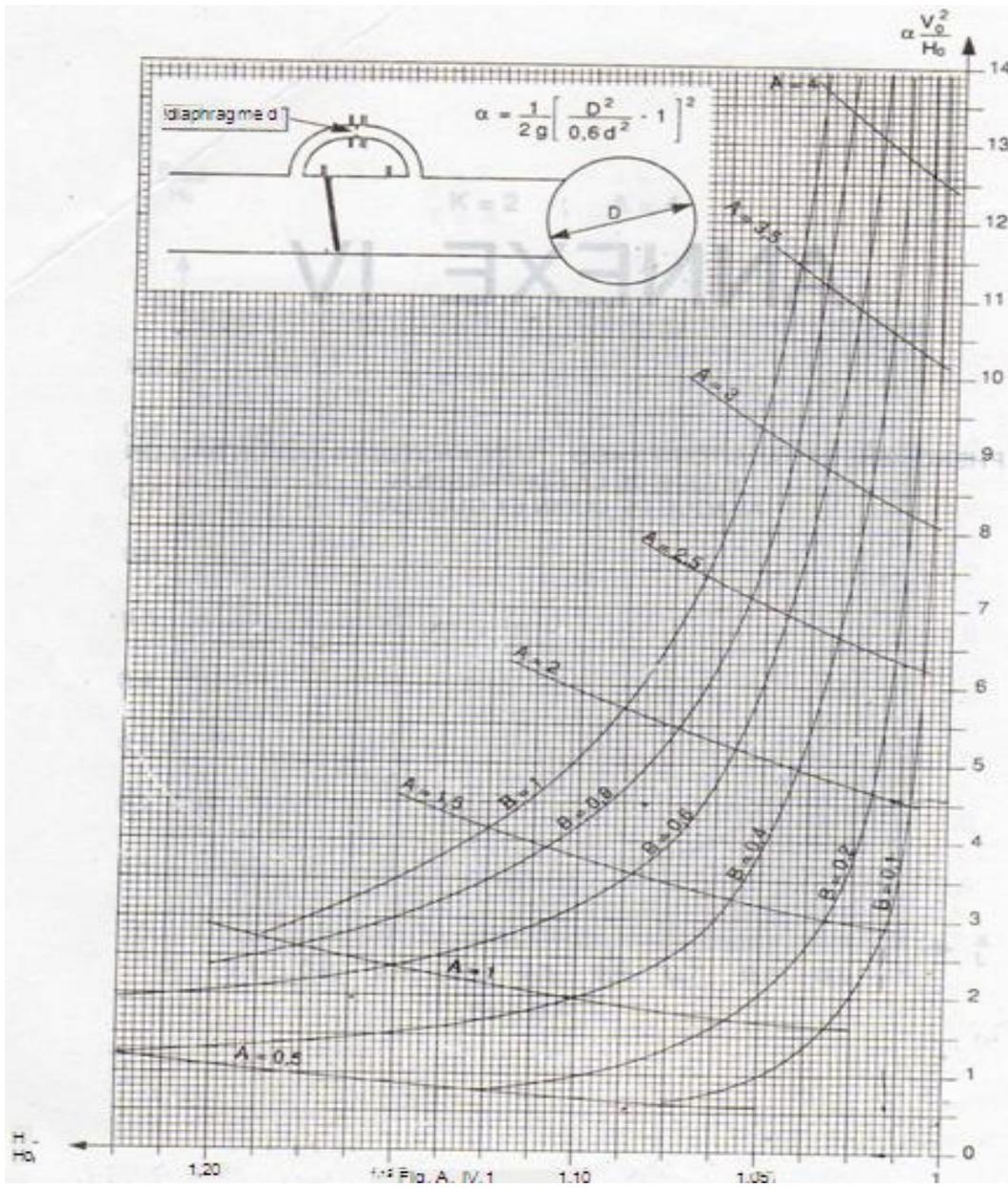


Annexe III.2 : Abaque de PUECH et MEUNIER

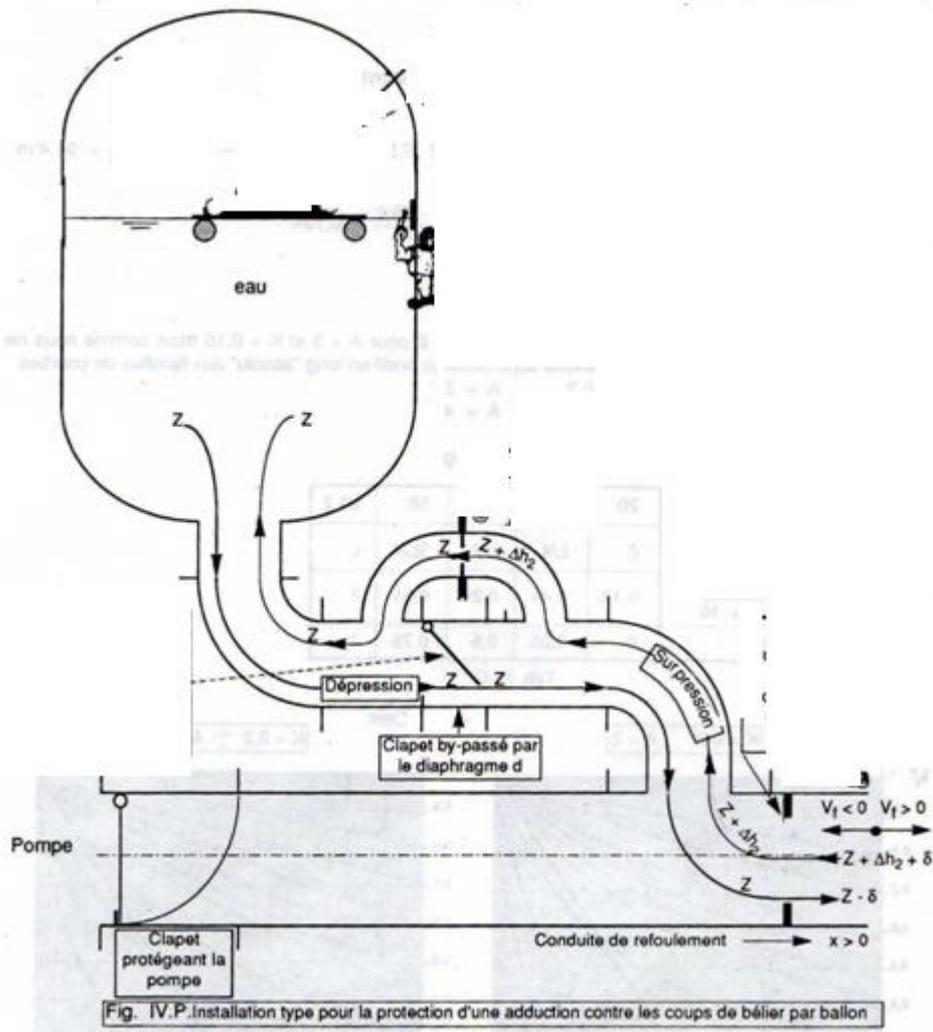


Annexe III.3 : Abaque de PUECH et MEUNIER

Annexe IV



Annexe IV.1 : Abaque de DUBIN et GUENEAU



Annexe IV.2:

Installation pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier