

Higher National School of Hydraulic

The Library

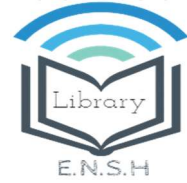
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement du systeme d'adduction du barrage Ghrif-Medea
(w.Medea) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0032-17

APA Citation (توثيق APA):

Zaouidi, Sihem (2017). Renforcement du systeme d'adduction du barrage Ghrif-Medea (w.Medea)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية 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 DE L'HYDRAULIQUE

« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ADDUCTION GHRIB-
MEDEA(W.MEDEA)**

Présenté par :

Mlle ZAOUIDI Sihem

Devant les membres de jury :

Nom et prénoms	Grade	Qualité
A.AMMARI	M.C.B	Président
F.Dernouni	M.A.A	examinatrice
S.Bellabes	M.A.A	examinatrice
A.Boufekene	M.A.A	Examinateur
L.Kadi	M.A.A	Promotrice

Décembre 2017
(ENSH-BLIDA)

REMERCIEMENTS

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promotrice : Mme KADI 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 corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH
- Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

DEDICACES

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

Mes parents pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but.

- Mes frères et mes sœurs.
- Toute ma famille.
- Toute la famille de l'ENSH
- Tous mes amis.
- Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation

ملخص

حناشة, وامري , حربيل, ذراع السمار: نظرا للعجز الذي تعاني منه مدينة المدية والبلديات المجاورة لها من المياه الصالحة للشرب خاصة في فصل الصيف ، خططت الإدارات المعنية لمشروع تقوية الخط الرابط بين من محطة الضخ غريب الموجودة بولاية عين الدفلى الى غاية مختلف خزانات البلديات المعنية بالمشروع لتلبية احتياجاتها من المياه الصالحة للشرب. من خلال هذه المذكرة سندرس كل النقاط الضرورية لنقل المياه من محطة الضخ غريب إلى مخازن مياه المنطقة المعنية بالدراسة.

Résumé

Vu le déficit que subit la ville de Médéa et ses communes environnantes : Draa smar, Harbil, Ouamri, Hanncha, en eau potable surtout en période estivale, les services concernés ont prévu un projet de renforcement de l'adduction existante à partir de la station de pompage Ghrib situé à Ain Defla, jusqu'aux réservoirs d'arrivées des communes concernées par l'étude, afin de subvenir à leurs besoins en eau potable.

A travers ce mémoire, nous allons étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau de la station de pompage Ghrib vers les réservoirs d'alimentation de la zone d'étude.

Abstract

Given the deficit suffered by the town of Medea and its neighbor municipalities: Draa smar, Harbil, Ouamri, Hannacha in drinking water especially in summer, the departments concerned have planned a project to supply the current line from a pumping station called Ghrib located in Ain Defla to meet the drinking water needs of these regions. Accordingly, this project considers all the necessary points to supply tanks of the studied zone in water.

from the pumping station

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation géographique.....	2
I.2.1 Dans le cadre régional	2
I.2.2 Dans le cadre local.....	3
I.2.3 Présentation des localités à alimenter.....	3
I.3 Situation topographique	3
I.4 La sismicité.....	3
I.5 Situation Climatique	4
I.5.1 Climat	4
I.5.2 La Température	4
I.5.3 Les vents	4
I.5.4 La pluviométrie	4
I.4.6 Humidité	4
I.5.7 Enneigement, gelée et siroco	5
I.6 Situation hydrogéologique.....	5
I.7 Situation hydrographique	5
I.8 Situation hydraulique.....	5
I.8.1 Réseau d'adduction.....	6
I.8.2 Réseau de distribution.....	6
I.8.3 Présentation du système d'AEP de la zone d'étude de Médéa.....	7
I.9 Conclusion.....	7
Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau	
II.1 Introduction.....	9
II.2 Catégorie des besoins en eau	9
II.3 Estimation de la population	9
II.4 Evaluation des besoins en eau potable.....	10
II.4.1 Consommation moyenne journalière	10
II.4.2 Variation de la consommation journalière	13
II.4.2.1 Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{max, J}$)	13
II.4.2.2 Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{min, J}$).....	14
II.4.2.3 Débit Maximum Journalier	14
II.4.3 Variation de la consommation horaire	14
II.4.3.1 Débit Moyen Horaire	14
II.4.3.2 Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{max,h}$).....	15
II.4.3.3 Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{min,h}$).....	15
II.5 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2017	16
II.5.1 Calcul des besoins moyens journaliers	16
II.5.2 Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant	17
II.6 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2047.....	19
II.6.1 Calcul des besoins moyens journaliers	19
II.6.2 Détermination des débits de consommation	19
II.6.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	20

II.7	Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau.....	22
II.8	Calcul de déficit de consommation	23
II.9	Calcul des débits projetés pour chaque commune de la zone d'étude.....	24
II.10	Conclusion.....	24

Chapitre 3 : Etude de l'adduction

III.1	Introduction.....	26
III.2	Quelques notions simples sur l'adduction.....	26
III.2.1	Principe du choix du tracé	26
III.2.2	Type d'écoulement.....	26
III.2.2.1	Écoulement à surface libre.....	26
III.2.2.2	Écoulement en charge.....	26
III.2.3	Type d'adduction.....	27
III.2.3.1	Adduction gravitaire.....	27
III.2.3.2	Adduction par refoulement.....	27
III.2.3.3	Adduction mixte.....	27
III.2.3. 4.	Profil de l'adduction	27
III.2.3. 5.	Ligne piézométrique	27
III.2.3. 6.	Pertes de charges	28
III.2.3. 7.	Comportement d'une adduction:	28
III.2.4	Système d'adduction existant.....	30
III.2.4.1	Ressources.....	30
III.2.4.2	Équipement dans le barrage.....	30
III.2.4.3	Ouvrages de stockage existants.....	31
III.2.4.4	Station de pompage.....	33
III.2.4.5	Réservoir tampon	33
III.2.4.6	Adductions.....	34
III.2.5	Problématique	34
III.2.5.1	Étude de l'adduction.....	35
III.2.5.2	Description générale de l'adduction à projeter.....	35
III.2.5.3	Étude de l'adduction à projeter	36
III.2.6	Choix du matériau des conduites.....	39
III.7	Étude technico-économique.....	41
III.7.1	Adduction par refoulement	41
III.7.2	Adduction gravitaire	42
III.8	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements.....	42
III.8.1	Calcul des pertes de charge	43
III.8.1.1	Pertes de charge linéaires.....	43
III.8.1.2	Pertes de charge singulières	44
III.8.2	Hauteur manométrique totale	45
III.8.3	Puissance absorbée par la pompe.....	45
III.8.4	Énergie consommée par la pompe.....	45
III.8.5	Frais d'exploitation.....	45
III.8.6	Frais d'amortissement.....	46
III.9	Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires.....	46
III.10	Calcul des longueurs des différents tronçons.....	48
III.11	Les altitudes des différents points de l'adduction.....	49
III.12	Dimensionnement des conduites d'adduction	49
III.12.1	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	49
III.13	Calcul des diamètres avantageux de l'adduction gravitaire.....	58

III.14	Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquage	67
III.15	Conclusion.....	68

Chapitre 4 : Etude des Réservoirs

IV.1	Introduction.....	70
IV.2	Le rôle des réservoirs.....	70
	IV.2.1 Fonction technique.....	70
	IV.2.2 Fonction économique.....	70
IV.3	Classification des réservoirs.....	71
IV.4	Emplacement du réservoir.....	71
IV.5	Choix du réservoir.....	72
IV.6	Les équipements du réservoir.....	72
	IV.6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	72
	IV.6.2 Conduite de départ ou de distribution.....	73
	IV.6.3 Conduite de trop-plein.....	74
	IV.6.4 Conduite de vidange.....	74
	IV.6.5 Conduite by-pass.....	75
	IV.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	75
	IV.6.7 Système automatisé.....	75
IV.7	Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation.....	76
	IV.7.1 Méthode analytique.....	76
	IV.7.2 Méthode graphique.....	76
IV.8	Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude à l'horizon d'étude 2047.....	77
	IV.8.1 Réservoirs de stockage.....	78
	IV.8.2 Forme des réservoirs de stockage.....	84
	IV.8.2.1 Réservoir de Médéa.....	85
	IV.8.2.2 Réservoir de Harbil.....	86
	IV.8.2.3 Réservoir de Hannacha.....	87
	IV.8.3 Représentation des dimensions des réservoirs projetés de la zone d'étude.....	88
	IV.8.4 Dimensionnement du réservoir tampon.....	88
	IV.8.5 Bâches de reprise pour différentes stations de pompage.....	90
IV.9	Conclusion.....	92

Chapitre 5 : Etude de pompage

V.1	Introduction.....	94
V.2	Définition.....	94
V.3	Choix de variantes pour les stations de pompage.....	94
V.4	Choix du type de pompe.....	95
V.5	Couplage des pompes.....	95
	V.5.1 Couplage en série.....	95
	V.5.2 Couplage en parallèle.....	95
V.6	Choix du nombre de pompes.....	95
	V.6.1 Refoulement : SP_Ghrib-RT_Hannacha.....	95
	V.6.2 Refoulement : SR_Draa smar-R_Tibhirine.....	96
V.7	Courbes caractéristiques des pompes.....	96
V.8	Point de fonctionnement.....	98
	V.8.1 Refoulement : SP_Ghrib-RT_Hannacha.....	99
	V.8.2 Refoulement : SR_Draa smar-R_Tibhirine.....	100
V.9	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	102
	V.9.2 Refoulement : SR_Draa smar – R_Tibhirine.....	103

V.10	Etude de la cavitation	103
	V.10.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	104
	V.10.2 Calage de la pompe.....	105
	V.10.3 Station de pompage SP-Ghrib.....	105
	V.10.4 Station de reprise SR-Draa smar.....	107
V.11	Conclusion.....	108

Chapitre 6 : Protection contre le coup de bélier

VI.1	Introduction.....	110
VI.2	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	110
	VI.2.1 Définition	110
	VI.2.2 Causes du coup de bélier.....	110
	VI.2.3 Amplitude des coups de bélier	110
	VI.2.4 Risques liés aux coups de bélier	111
	VI.2.5 Risques pour un refoulement	112
	VI.2.6 Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	112
	VI.2.7 Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection ...	115
	VI.2.7.1 Observations sur les ballons	115
	VI.2.7.2 Observations sur les clapets d'entrée d'air	115
	VI.2.8 Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier.....	115
	VI.2.8.1 Règles 1 : Pression minimale admissible	115
	VI.2.8.2 Règles 2 : Maintenance	115
	VI.2.8.3 Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection	116
	VI.2.8.4 Règles 4 : Recommandations diverses	116
	VI.2.9 Calcul des réservoirs d'air	116
	VI.2.10 Dimensionnement du réservoir d'air	117
	VI.2.10.1.Calcul des volumes par la méthode de PEUH et MEUNIER	117
	VI.2.10.2.Calculs	118
V.3	Protection des conduites contre la corrosion	121
	VI.3.1 Définition	121
	VI.3.2 Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrante	121
	VI.3.3 Les facteurs de la corrosion	122
	VI.3.4 Protection des conduites en fonte ductile contre la corrosion	122
	VI.3.5 Conclusion	123

Chapitre 7 : Pose de canalisations et devis estimatif

VII.1	Introduction.....	125
VII.2	Différents travaux à entreprendre	125
	VII.2.1 Travaux concernant l'adduction	125
	VII.2.2 Accessoires	127
VII.3	Calcul des volumes des travaux de l'adduction	133
	VII.3.1 Décapage de la couche de terre végétale	133
	VII.3.2 Déblais d'excavation	133
	VII.3.3 Volume de Lit de sable	136
	VII.3.4 Volume de la conduite	137
	VII.3.5 Remblais compacté	139
	VII.3.6 calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	139
VII.4	Evaluation du projet	139

	VII.4.1	Devis estimatif	140
	VII.4.1	Devis global	141
VII.5		Conclusion	141
		Conclusion générale	143

Liste des figures :

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure	I.1 Localisation géographique de la zone d'étude.....	2
Figure	I.2 la carte des reliefs de Médéa.....	3

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Figure	II.1 Evaluation de la population de la zone d'étude 2017-2047.....	10
Figure	II.2 Graphique de consommation actuelle (2017).....	18
Figure	II.3 Courbe intégrale de la consommation pour la zone d'étude à l'horizon actuel.....	19
Figure	II.4 Graphique de consommation à l'horizon futur(2047).....	22
Figure	II.5 courbe intégrale de la consommation pour la zone d'étude à l'horizon futur	22

Chapitre 3 : Etude de l'adduction

Figure	III.1 Ecrêtement de la ligne piézométrique.....	28.
Figure	III.2 Ligne piézométrique avec charge exagérée.	29
Figure	III.3 Ligne piézométrique ordinaire.	29
Figure	III.4 La première partie du système d'adduction.....	37
Figure	III.5 La deuxième partie du système d'adduction	38
Figure	III.6 La troisième partie du système d'adduction.....	39
Figure	III.7 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP1_Ghrib- Piquage Hannacha)	51
Figure	III.8 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Piquage Hannacha- Réservoir tampon)	53
Figure	III.9 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar).	55
Figure	III.10 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine)	57

Chapitre 4 : Etude des Réservoirs

Figure	IV.1 Arrivée par surverse (Chute libre).....	73
Figure	IV.2 Arrivée par sur verse (Noyée).....	73
Figure	IV.3 Arrivée par dessous(Par le fond)	73
Figure	IV.4 Arrivée par dessous (Par le bas)	73
Figure	IV.5 Conduite de départ	74
Figure	IV.6 Conduite de vidange et de trop plein.....	75
Figure	IV.7 Conduite by-pass.....	75
Figure	IV.8 La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	77

Chapitre 5 : Etude de pompage :

Figure	V.1 Les courbes caractéristiques de la pompe (SP-Ghrib)	97
Figure	V.2 Les courbes caractéristiques de la pompe (SR-Draa smar).....	98
Figure	V.3 Point de fonctionnement des pompes de la SP-Ghrib.....	100
Figure	V.4 Point de fonctionnement des pompes de la SR-Draasmar.....	101

Chapitre 6 : Protection contre le coup de bélier

Figure	VI.1 Réservoir hydropneumatique.....	113
Figure	VI.2 Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	114
Figure	VI.3 Soupape de décharge type LEZIER.....	114
Figure	VI.4 Profil en long des pressions	118
Figure	VI.5 Planche d'encombrement des réservoirs d'air.....	120

Chapitre 7 : Pose de canalisations et devis estimatif

Figure	VIII.1 Pose de canalisation en forte pente.....	127
Figure	VIII.2 Clapets de retenue (d'après document Pont-à-Mousson)	129
Figure	VIII.3 Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson)	130
Figure	VIII.4 Emplacement des coudes.....	132
Figure	VIII.5 Emplacement des Tés et des Cônes.....	133
Figure	VIII.6 coupe en travers de tranché de la conduite.....	134

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude :

TAB.I.1	Caractéristique des communes de la zone d'étude	3
TAB.I.2	Températures moyennes mensuelle de la région de Médéa de l'année 2009.....	4
TAB.I.3	Les vitesses moyennes mensuelles des vents.....	4
TAB.I.4	Estimation des pluies moyennes mensuelles.....	4
TAB.I.5	Le pourcentage de l'humidité mensuelle et annuelle	5
TAB.I.6	Le nombre moyen de jours de gelée et de sirocco.....	5
TAB.I.7	Les différents équipements dans la conduite d'adduction	6
TAB.I.8	Récapitulatif du système d'AEP de la zone d'étude de Médéa.....	7

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

TAB.II.1	estimation de la population de la zone d'étude à court moyen et long terme	9
TAB.II.2	Dotation en fonction de la population.....	11
TAB.II.3	Estimation des besoins en eau domestique à moyen et long terme(2047)	11
TAB.II.4	Estimation des besoins en eau des équipements scolaires.....	11
TAB.II.5	Estimation des besoins en eau des équipements sanitaire	12
TAB.II.6	Estimation des besoins en eau des Equipement administratifs	12
TAB.II.7	Estimation des besoins en eau des Equipement commerciaux.....	12
TAB.II. 8	Estimation des besoins en eau des Equipements socioculturels.....	13
TAB.II.9	β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	15
TAB.II.10	β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	16
TAB.II.11	Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon actuel 2017.....	16
TAB.II.12	Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon actuel 2017	17
TAB.II.13	Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2017.....	17
TAB.II.14	Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon futur 2047.....	19
TAB.II.15	Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2047).....	20
TAB.II.16	Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2047.....	20
TAB.II.17	les ressources actuelles qui alimentent la zone d'étude et leurs capacités	23
TAB.II.18	Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau	23
TAB.II.19	projection des débits pour chaque commune de la zone d'étude	24

Chapitre 3 : Etude de l'adduction :

TAB.III.1	Les caractéristiques de la prise d'eau Ghrib.....	30
TAB.III.2	Les caractéristiques du réservoir de la ville de Médéa.....	31
TAB.III.3	Les caractéristiques du réservoir de la commune de Draa smar	31
TAB.III.4	Les caractéristiques du réservoir de la commune de Harbil	32
TAB.III.5	Les caractéristiques du réservoir de la commune de Hannacha	32
TAB.III.6	Les caractéristiques du réservoir de la commune de Ouamri	32
TAB.III.7	Les caractéristiques de la station de pompage Ghrib.....	33
TAB.III.8	Les caractéristiques de la station de reprise Draa smar.....	33
TAB.III.9	Caractéristiques du réservoir Tampon existant de Hannacha	33
TAB.III.10	Caractéristiques de la conduite d'adduction par refoulement	34
TAB.III.11	Caractéristiques de la conduite d'adduction gravitaire.....	34

TAB.III.12	Variation journalière des tarifs de l'énergie	46
TAB.III.13	Coefficients K' , m, β , pour différents types du tuyau.....	473
TAB.III.14	Longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	48
TAB.III.15	Les altitudes des différents points de l'adduction.....	49
TAB.III.16	Calcul de la HMT du tronçon (SP1_Ghrib- Piquage Hannacha)	50
TAB.III.17	Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 Ghrib- Piquage Hannacha) ...	50
TAB.III.18	Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1_Ghrib- Piquage Hannacha.....	50
TAB.III.19	Bilandeu tronçon(SP1_Ghrib-Piquage Hannacha)	51
TAB.III.20	Calcul de la HMT du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon)	52
TAB.III.21	Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon	52
TAB.III.22	Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon)	52
TAB.III.23	Bilan du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon)....	53
TAB.III.24	Calcul de la HMT du tronçon (SR Draa smar- Piquage Draa smar)..	54
TAB.III.25	Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR Draa smar- Piquage Draa smar).	54
TAB.III.26	Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR Draa smar- Piquage Draa smar)	55
TAB.III.27	Bilan du tronçon (SR Draa smar- Piquage Draa smar)	55
TAB.III.28	Calcul de la HMT du tronçon (Piquage Draa smar-Réservoir Tibhirine.....	56
TAB.III.29	Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Piquage Draa smar-Réservoir Tibhirine)	56
TAB.III.30	Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Piquage Draa smar-Réservoir Tibhirine)	57
TAB.III.31	Bilan du tronçon (Piquage Draa smar-Réservoir Tibhirine)	57
TAB.III.32	Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Hannacha Réservoir Hannacha)	59
TAB.III.33	Diamètre normalisé pour le tronçon (Piquage_Hannacha_Réservoir_Hannacha	59
TAB.III.34	Diamètre calculé pour le tronçon (Réservoir Tampon - piquage Ouamri).....	61
TAB.III.35	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Réservoir Tampon - piquage Ouamri)	61
TAB.III.36	Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Ouamri- Réservoir Ouamri) :.....	62
TAB.III.37	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Ouamri _ Réservoir Ouamri) :	63
TAB.III.38	Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Ouamri- Piquage Harbil) :	64
TAB.III.39	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Ouamri- Piquage Harbil) :	64
TAB.III.40	Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Harbil- SR Draa smar)	65
TAB.III.41	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Harbil- SR Draa smar)	65
TAB.III.42	Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Harbil_ Réservoir Harbil)	
TAB.III.43	Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquages	67

Chapitre 4 : Etude des Réservoirs :

TAB.IV.1	Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ville Médéa.....	78
TAB.IV.2	Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune de Draa Smar.....	80
TAB.IV.3	Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune d'Oued Harbil.....	81

TAB.IV.4	Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune de Hannacha	82
TAB.IV.5	Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune d'Oumari.....	83
TAB.IV.6	Récapitulation de calcul des réservoirs pour l'horizon 2047.....	84
TAB.IV.7	Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs projetés.....	88
TAB.IV.8	Représentation des dimensions du réservoir tampon.....	89
TAB.IV.9	Représentation des dimensions des bâches de reprise.....	92
TAB.IV.10	Tableau récapitulatif des caractéristiques des réservoirs de la zone d'étude.....	92

Chapitre 5 : Etude de pompage :

TAB.V.1	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	96
TAB.V.2	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	96
TAB.V.3	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP_Ghrib-RT_Hannacha)	99
TAB.V.4	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR_Draa smar-R_Tibhirine)...	100
TAB.V.5	Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	104

Chapitre 6 : Protection contre le coup de bélier :

TAB.VI.1	Caractéristiques des différents tançons de l'adduction	119
TAB.VI.2	Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP Ghrib – RT Hannacha.....	119
TAB.VI.3	Calcul de volume de réservoir d'air.....	119
TAB.VI.4	Dimensions du réservoir d'air	119

Chapitre 7 : Pose de canalisations et devis estimatif :

TAB.VIII.1	Calcul du volume des déblais de l'adduction.....	135
TAB.VIII.2	Calcul du volume du lit de sable.....	136
TAB.VIII.3	Calcul du volume de la conduite.....	137
TAB.VIII.4	volumes des travaux de l'adduction.....	139
TAB.VIII.7	Devis estimatifs d'établissement de la conduite d'adduction.....	140
TAB.VIII.8	Devis global.....	141

Liste des annexes :

Annexe (II) : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Annexe (III.1): Les Valeurs usuelles indices de rugosité (K) en mm.

Annexe (III.2): Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

Annexe (III.3): Les prix unitaire des conduites en fonte

Annexe (VI) : Abaque PEUCH et MENIER (M.A.MOREL, 1994)

Liste des planches :

Planche N° 1: Schéma synoptique du système d'adduction

Planche N° 2: Profil en long du tronçon (SP-Ghrib_ RT-Hannacha).

Planche N° 3: Plan topographique de la zone d'étude Ghrib-Médéa partie 1

Planche N° 4: Plan topographique de la zone d'étude Ghrib-Médéa partie 2

Planche N° 5: Plan topographique de la zone d'étude Ghrib-Médéa partie 3

Planche N° 6: Plan de situation de la zone d'étude Ghrib-Médéa

Planche N° 7: Coupe du réservoir projeté Tibhirine de la ville de Médéa

Liste des abréviations

ADE : Algérienne Des Eaux

DRE : Direction des ressources en eau

PDAU : Plan D'aménagement et D'Urbanisme

ONM : Office National de Météorologie

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

SP : Station de Pompage

SR: Station de Reprise

NPSHd :Charge nette d'aspiration disponible

NPSHr : Charge nette d'aspiration requise

NGA : Niveau géographique Algérien

PN : Pression nominale

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

La ville de Médéa ainsi que ses communes environnantes (Hanncha, Harbil, Ouamri et Draa smar) se trouvent actuellement face à un manque important d'eau potable, c'est pourquoi nous effectuons cette étude, qui consiste en un renforcement de l'adduction existante Ghrib-Médéa.

Dans le but donc de répondre aux besoins de la population en eau potable, nous avons commencé notre étude par une présentation de la zone d'étude et un recensement de tout ce dont elle dispose comme ressource, qui ont montré que la région est principalement alimentée par la station de pompage située au barrage Ghrib dont la capacité ne dépasse pas **35000 m³/j**.

L'estimation des besoins en eau à l'horizon d'étude **2047**, nous conduira à déterminer le débit manquant qui doit être fourni à partir du barrage vers la zone d'étude.

Afin d'assurer un approvisionnement en eau optimal de la zone d'étude. Nous avons réalisé une étude détaillée qui englobe les trois chapitres suivants:

- L'adduction: dans ce chapitre sont abordés, le choix du tracé, le choix du type de conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).
- Pompes et stations de pompage: un choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.
- La protection anti bélier où on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau, et la protection des conduites contre la corrosion, qui est la conséquence d'un processus chimique ou électrochimique dans les parois des conduites; il est nécessaire d'y apporter une attention particulière. Pour y remédier quelques protections seront proposées dans cette étude.

A la fin une étude de pose de canalisation, d'accessoires et d'organisation de chantier nous avons permis d'estimer les volumes des travaux des conduites d'adduction et le cout du projet.

PRESENTATION
DE
LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction:

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la description générale de la région d'étude en envisageant sa situation géographique, climatique, géologique, sismique et surtout hydraulique en effectuant la collecte et le traitement de ces données ; ce qui nous permet d'élaborer un projet sur de bonnes bases.

I.2. Situation géographique:

I.2.1. Dans le cadre régional :

La wilaya de Médéa est située au Nord intérieur algérien à 90 Km au Sud-ouest de la capitale Alger et à 42 km de Blida, occupant une position géographique centrale assurant une parfaite jonction entre le littoral et la région des hauts plateaux. Située au cœur de l'Atlas Tellien, la wilaya de Médéa d'une superficie de 8740 km² est caractérisée par une altitude élevée et un relief mouvementé enserrant quelques plaines assez fertiles mais de faible extension pour s'estomper ensuite aux confins des hautes plaines steppiques, en une série de collines mollement ondulées.

Médéa surplombe de vastes étendues verdoyantes, elle jouit d'un climat méditerranéen sub continental, froid en hiver, chaud en été.



Figure I.1 : Localisation géographique de la zone d'étude, source (Google Map)

I.2.2. Dans le cadre local :

La commune de **Médéa** est limitée administrativement :

- Au Nord par les communes de Tamezguida et El hamdania
- Au Sud par la commune de Tizi mehdi.
- À l'Est par la commune d'Ouzera.
- À l'Ouest par la commune de Draa Smar.

I.2.3. Présentation des localités à alimenter:

Le tableau I.1 représente les communes de la wilaya de Médéa concernées par notre étude.

Tab I.1 Caractéristiques des communes de la zone d'étude

commune	Surface (km ²)	Altitude(m)	Nhab (2014)	Situation par rapport au chef-lieu de Médéa
Ouzera	101	1005	9533	3 km à l'Est
Médéa	64	981	108021	-
Draa smar	40	806	10615	2km à l'ouest
Harbil	62	461	5158	ouest
Ouamri	123.42	900	13278	27 km a l'ouest
Hannacha	54 km ²	559	4819	Ouest

Source : PDAU de la wilaya de Médéa(2015)

I.3. Situation topographique :

Le plateau de Médéa est accidenté dans son ensemble, il est généralement mouvementé enserrant quelques plaines assez fertiles, 77% du relief se caractérise par une pente supérieure à 12% .Les altitudes du nord vers le sud sont dans un ordre décroissant, avec des pentes allant de 0 à 20%.

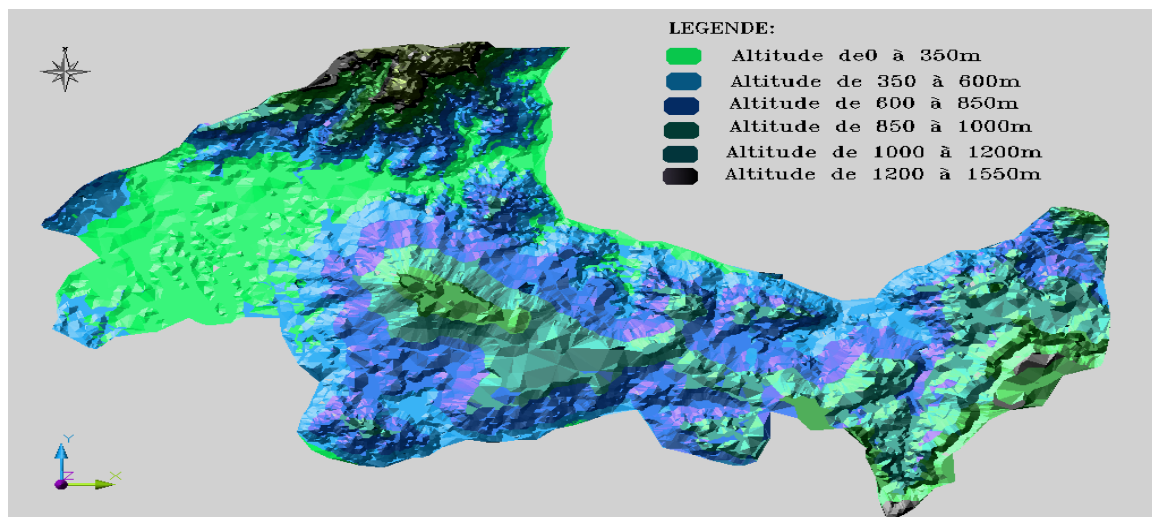


Figure I.3. la carte des reliefs de Médéa , Source : PDAU de la wilaya de Médéa(2015)

I.4. La sismicité :

La région de Médéa est caractérisée par une sismicité moyenne. Elle est classée dans la Zone Ila selon le règlement parasismique Algérien (RPA2003).

I.5 Situation Climatique :

I.5.1 Climat :

L'étude climatique nous renseigne sur les températures, la pluviométrie, les taux d'humidité et les vents.

La région de Médéa appartient à l'étage bioclimatique subhumide avec des hivers froids et des étés chauds. Malgré sa proximité de la mer, l'effet de continentalité de fait ressentir dans la région.

I.5.2 La Température

En ce qui concerne les températures, leur maximum 32° culmine pendant le mois de juillet, tandis qu'elles peuvent descendre jusqu'à 3° pendant les mois de janvier et février.

La moyenne des températures entre les mois les plus froids et les mois les plus chauds varie entre 6,45° et 24,6°.

La moyenne des températures des mois les plus froids sont de 6°C à -9°C (mois de Décembre – Février).

Tab .I.2.Températures moyennes mensuelle de la région de Médéa

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JU	A	Moyenn e
T(°c)	20,8	15.30	11.00	6.4	6.7	6.7	9.8	12.30	15.4	20.40	24.60	24.40	14.5

Source : DRE W.MEDEA

I.5.3 les vents :

Les vents les plus fréquents sont ceux de direction Nord ouest, ils soufflent alternativement durant toute les saisons sauf en été où les vents dominants sont de direction nord-est et nord.

Tab.I.3. Les vitesses moyennes mensuelles des vents:

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avri	ma	jui	juil	aout
V(km/h)	38,8 8	36,8 1	43,2 9	45,6 2	43,0 3	44,4 5	44,3 2	46,5 3	42,2 5	41,6 0	35,6 4	34,6 0

Source :Site officiel de l'ONM

I.5.4 la pluviométrie :

TabI .4.Estimation des pluies moyennes mensuelles :

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avri	ma	jui	juil	aout	moy
P (mm)	27	70	113	143	119	94	85	55	61	26	2	5	667

Source : ANRH BLIDA

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm.

I.4.6 Humidité :

L'humidité moyenne en pourcentage dans différentes heures de la journée de notre zone d'étude est représentée dans le tableau suivant :

Tab I.5. Le pourcentage de l'humidité mensuelle et annuelle

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juil	août	Année
7H	66	75	81	85	85	83	76	76	65	59	51	50	71
13H	39	49	60	69	69	53	57	51	42	11	32	31	46,25
18H	60	67	72	80	88	76	77	64	64	55	45	47	65,16

Source : Site officiel de l'ONM

I.5.7 Enneigement, gelée et siroco :

L'enneigement touche la zone d'étude, avec une persistance sur les zones d'altitude. Les gelées blanches se manifestent surtout au mois de février. Elles apparaissent en hiver et disparaissent au printemps.

La région connaît aussi quelques jours de sirocco, surtout au mois de juillet. Ce dernier est un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutale des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

Le tableau I.6 représente le nombre moyen de jours de gelée et de sirocco

Tab.I.6. le nombre moyen de jours de gelée et de sirocco

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juil	août	moyenn
Gellée	0.0	0.0	0.7	0.0	38	4.5	0.8	0.5	0.6	0.0	0.0	0.1	1.2
Sirocco	0.8	0.7	0.7	0.3	01	0.2	1.1	1.1	1.2	2.9	5.1	2.3	1.4

Source : Site officiel de PNC

I.6. Situation hydrogéologique :

Le plateau de Médéa est constitué par des grès perméables plus ou moins sableux, d'épaisseur moyenne de 50m, reposants sur une formation marneuse imperméable, les grès sont aquifères et alimentent les sources et les puits de la région. Des intercalations d'argile dans la couche perméable donnent naissance à plusieurs petites nappes superposées.

En conclusion on peut distinguer 3 horizons aquifères :

- Nappe des formations sableuses.
- Nappe des grès.
- Nappe des éboulis.

I.7. Situation hydrographique :

Le plateau de Médéa est allongé entre deux grands bassins, un au nord, c'est le bassin de l'oued Chiffa, alimenté par l'oued Sidli et Mouzaia (moins de 500m d'altitude).

Le second bassin se trouve au sud du plateau, c'est le bassin de l'oued Lahrach (moins de 600m d'altitude) ; le contour de ce plateau est raviné par les oueds formant des bassins secondaires, ces derniers débutent par une crête principale à l'extrémité nord du plateau, cette dernière partage les eaux de pluie selon deux directions :

- Une vers le nord, avec une forte pente, où se trouve les bassins suivant:

Oued boualaria, Si abdellah à Béni Atelli, oued Tigazine N'sita, oued Bouhanach qui sont drainés vers l'oued Chiffa.

- La seconde direction plus douce, les bassins des oueds Aboucha, Bacoura, Mztirène, Belzouigui et Madjouna qui se jettent vers le Cheliff.

I.8. Situation hydraulique :

I.8.1. Réseau d'adduction :

L'alimentation en eau potable actuelle est assurée par les ressources suivantes :

- La chaîne GHRIB-MEDEA existante :

Cette chaîne possède deux stations de pompage SP1 Ghrib et SR Draa Smar plus un réservoir tampon à Hannacha sur une conduite d'adduction d'environ 24 KM jusqu'à MÉDÉA, pour une production journalière d'environ de 18500 m³/j (départ GHRIB), en incluant les arrêts pendant les heures de pointe et la maintenance.

Tab I.7. Les différents équipements dans la conduite d'adduction:

Longueur d'adduction	Dénivelé	Diamètres de l'adduction	Station de traitement	Stations de pompage
24 km	650 m	DN 500 : en fonte ductile DN 600 : en fonte ductile	1 station de type classique	SP : Ghrib SR : Draa smar

- La chaîne CHIFFA-MEDEA
- Les ressources locales (12 forages)
- Projet en cours pour le renforcement de la ville de Médéa par déviation du système Ghrib-berrouaguia :

La ville de Berrouaguia, qui est alimentée actuellement par le transfert Ghrib, peut couvrir ses besoins en eau potable par le biais du transfert d'eau à partir du barrage Koudiet Esserdoune. A cet effet, la direction des ressources en eau de la wilaya de Médéa a décidé de balancer toutes les eaux du transfert Ghrib (11 000 m³/J) pour le renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Médéa qui connaît un déficit en eau potable, ceci est l'objet de notre étude.

I.8.2. Réseau de distribution :

Le réseau de distribution est de type mixte (maillé et ramifié) avec des diamètres qui varient entre DN50 et DN400.

La distribution de la zone d'étude est assurée par une capacité de stockage de 30900 m³

I.8.3.Présentation du système d'AEP de la zone d'étude de Médéa :

Le système d'approvisionnement en eau potable de la zone d'étude de la wilaya de Médéa comprend :

Tab I.8.Tableau récapitulatif du système d'AEP de la zone d'étude de Médéa :

Type d'ouvrage	quantitatif	Le total
Réseau d'adduction	-	38,832 km
Réseau de distribution	-	110,3 km
Réservoirs	19	36600 m ³
Station de pompage	03	20550 m ³ /J
forages	16	3754 m ³ /J
stations de traitement	2	66217,67 m ³ /J

Conclusion:

Dans cette partie nous avons pris connaissance des différentes situations de la zone d'étude

des points de vues géographique, hydrographique, climatique. On a insisté beaucoup plus sur la situation hydraulique parce qu'elle a une grande importance dans notre projet.

Ce chapitre nous permet de bien connaître notre zone d'étude afin de bien mener notre projet en tenant compte des différents paramètres qui peuvent intervenir.

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on procède à la détermination des besoins en eau potable de l'agglomération concernée par notre projet de renforcement. Ceci s'effectuera à la suite d'une estimation de la population pour un horizon fixé à 2047.

II.2. Catégorie des besoins en eau : [2]

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 commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

II.3. Estimation de la population : [2]

L'évaluation du nombre d'habitant futur s'effectue à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

P_n : nombre d'habitant à l'horizon d'étude(2047).

P₀ : nombre d'habitant à l'horizon de référence(2017).

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

τ: Taux d'accroissement de la population en %.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en **2008** La population totale de la zone d'étude était de 168368 habitants.

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

Tab II.01. Estimation de la population de la zone d'étude à l'horizon d'étude moyen et long terme

Localité	Nombre d'habitants 2008	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2017	Nombre d'habitants 2037	Nombre d'habitants 2047
Médéa	134498	2,1	162161	245732	302496
Draa smar	10615	2,1	12798	19394	23874
Harbil	5158	2,1	6219	9424	11601
Ouamri	13278	2,1	16009	24259	29863
Hannacha	4819	2,1	5810	8804	10839
Zone d'étude	168368	2,1	202998	307614	378673

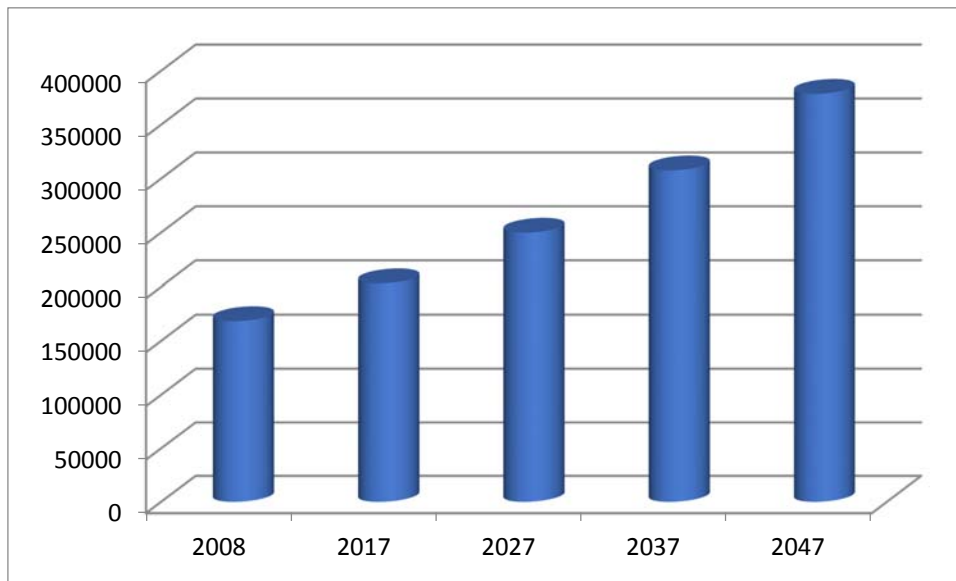


Figure II.1 : Evaluation de la population de la zone d'étude 2017-2047

II.4. Evaluation des besoins en eau potable: [2]

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle, qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée en temps chaud.

II.4.1. Consommation moyenne journalière : [2]

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre de consommateurs, exprimé en mètre cube par jour.

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

Avec :

- $Q_{\text{moy}, j}$: Débit moyen journalier en m^3/j .
- **Dot** : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.
- **N** : nombre de consommateurs (d'habitants).

Il est donc important d'évaluer ces besoins pour les habitants à l'horizon visé pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

a. Besoins domestiques :

C'est la consommation en eau de la population pour boire, préparer 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.

La dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

Tab.II.02. Dotation en fonction de la population :

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville de moins de 2'000 hab	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab	300 à 350

(Source : Livre Mr S.BOUALEM ENSH septembre 2014, p20)

Dans le cadre de cette étude on a opté pour une dotation de 200 litres/jour/habitant ; en se limitant par le volume sortant du barrage Ghrib ; fixé par l'ANBT et destiné pour l'alimentation en eau potable de toute la zone d'étude qui est estimé à : **35000m³/j**.

Tab.II.03. Estimation des besoins en eau domestique à moyen et long terme(2047)

Horizons d'études	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m ³ /j)	Qmoyj (l/s)
Horizon actuel (2017)	202998	150	30449,7	352,42
Moyenne terme (2037)	307614	180	55370,52	640,86
Long terme (2047)	378673	200	75734,6	876,55

Pour les besoins domestiques le débit est de **75734,6 m³/j**.

b. Besoins Des Equipements Publics :

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics...) et le choix de la dotation varie selon la catégorie.

Tab.II.04. Estimation des besoins en eau des équipements scolaires

Type d'équipement	Nombre d'équipements	Nombre d'éléments	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Ecole primaire	57	20000	20	400
CEM	22	15991	20	319,82
Lycée	11	7142	20	142,84
2Centre universitaire+ pole universitaire	3	45000	20	900
CFPA	2	3000	20	60
Cité universitaire	3	7500	200	1500
Total				3322,66

c. Besoins Des Equipements sanitaires :**Tab.II.05.** Estimation des besoins en eau des équipements sanitaire

Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
	(m2)	lits		
1Hopital		600	350	210
5Centre de santé	200		30	30
5Polyclinique	350		20	35
10Salle de soin	200		20	40
Maternité urbaine		30	500	15
Total				330

Source: DRE W. Médéa

d. Besoins Des Equipements administratifs :**Tab.II.06.** Estimation des besoins en eau des Equipement administratifs

Type d'équipement	Nombre d'équipements	Nombre d'employés	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
Protection civile	4	200	50	40
Sureté urbaine	4	268	15	16,08
Gendarmerie	2	173	50	17,3
Agence bancaire	8	72	15	8,64
Agence PTT	1	35	15	0,525
APC	1	48	15	0,72
directions	8	365	15	43,8
Total				127,065

Source: DRE W. Médéa

e. Besoins Des Equipements commerciaux :**Tab.II.07.** Estimation des besoins en eau des Equipement commerciaux :

Type d'équipement	Nombre d'équipements	unité		Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
		(m2)	Nombre d'employés		
Centre commercial	4	558		0,9	2,00
marché de gros	1	20 000		5	100
Bains	33		116 postes	200	765,6

Tab.II.07. Estimation des besoins en eau des Equipement commerciaux (suite)

Douches	32		17 postes	25	13,6
Lavage de voiture automobile	22	26 voit/j		150	85,80
Cafétérias	45	40		10	18
Total					985

Source: DRE W. Médéa

f. Besoins Des Equipements socioculturels :**Tab.II.08.** Estimation des besoins en eau des Equipements socioculturels

Type d'équipement	Nombre d'équipements	unité		Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits		
bibliothèque	3	3800		10	114
hôtel	1	-	150 lits	200	30
Théâtre	1	5000		5	25
Maison de jeune	2	1200		20	48
Mosquée	33	-	160 fidèles	15	79,2
Centre culturel	4	150		20	12
3Salle de sport	3	500		5	7,5
Stade communal	2	5000		5	50
Total					365,7

II.4.2. Variation de la consommation journalière : [1]

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

II. 4.2.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{max, j}$) : [1]

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

$$\text{On note : } \quad K_{max, j} = \frac{Q_{max, j}}{Q_{moy, j}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

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

Dans notre étude on prend : $K_{max, j} = 1,3$

II. 4.2.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{\min, j}$): [1]

Le coefficient d'irrégularité minimum journalier est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

$$\text{On note : } \quad \mathbf{K_{\min, j} = \frac{Q_{\min, j}}{Q_{\text{moy, j}}}} \quad (\text{II.4})$$

$$\mathbf{Q_{\min, j} = K_{\min, j} \times Q_{\text{moy, j}} \text{ [m}^3/\text{j]} \text{ [2]}}$$

Avec :

- $Q_{\min, j}$: Consommation minimale journalière en (m^3/j) .
- $Q_{\text{moy, j}}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) .

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec $K_{\min, j}$ varie entre **0,7** et **0,9**.

Dans notre étude on prend : $K_{\min, j} = 0,8$ D'où : $Q_{\min, j} = 0,8 \times Q_{\text{moy, j}}$

II.4.2.3. Débit Maximum Journalier :

Correspond au débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction.

$$\text{Il est donné par : } \quad \mathbf{Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy, j}} \text{ [m}^3/\text{j]} \text{ [2]}}$$

Avec :

- $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en (m^3/j).
- $Q_{\text{moy, j}}$: débit moyen journalier en (m^3/j).
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

II.4.3. Variation de la consommation horaire : [2]

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. Tandis que la somme de ces volumes d'eau horaires nous donne la consommation maximale journalière.

II.4.3.1. Débit Moyen Horaire : [2]

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{\text{moy, h}} = \frac{Q_{\max, j}}{24} \text{ [m}^3/\text{h]} \quad (\text{II.5})}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en (m^3/h).
- $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en (m^3/j).

II.4.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{\max,h}$): [2]

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad [\text{m}^3/\text{h}] \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$: Débit maximum horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail,

Varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

- β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le Tableau II.10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.09. β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{\max}	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

(Source : Livre Mr

S.BOUALEM)

on a un nombre d'habitants égale à **202998** pour 2017 alors : $\beta_{\max} = 1,06$

on a un nombre d'habitants égale à **378673** pour 2047 alors : $\beta_{\max} = 1,026$

D'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera pour 2017 $\Rightarrow K_{\max,h} = 1,38$

Pour 2047 $\Rightarrow K_{\max,h} = 1,33$

II.4.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{\min,h}$): [2]

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad [\text{m}^3/\text{h}] \quad (\text{II.8})$$

Avec :

- $Q_{\min,h}$: Débit minimum horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail,

Varie de **0,4** à **0,6**.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,3$

- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population,

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.10. β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	100	150	250	400	600	1000	2000	3000	10000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

(Source : Livre Mr S.BOUALEM)

On a un nombre d'habitants égale à **202998** pour 2017 alors : $\beta_{\min} = 0,77$

On a un nombre d'habitants égale à **378673** pour 2047 alors : $\beta_{\min} = 0,85$

D'où la valeur de $K_{\max, h}$ sera pour 2017 $\Rightarrow K_{\min, h} = 0,23$

Pour 2047 $\Rightarrow K_{\min, h} = 0,26$

II.5. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2017 :

II.5.1. Calcul des besoins moyens journaliers :

Tab.II.11. Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon actuel 2017

Catégorie des besoins	Qmoyj (m3/j)
Domestique	30449,7
Scolaires	3322,66
Administratifs	127,06
Sanitaires	330
Commerciaux et industriels	985
socioculturels	365,7
Total	35580,12

Le tableau présenté ci-après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits pour l'horizon 2017

Tab.II.12.Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon actuel 2017

Paramètre	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m^3/h)	$Q_{min,h}$ (l/s)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (l/s)
Horizon 2017	35580,12	1,3	46254,16	1927,26	0,23	443,26	123,13	1,378	2655,76	737,71

II.5.2 Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant : [2]

La consommation horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau (voir **Annexe II**) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans les tableaux suivants :

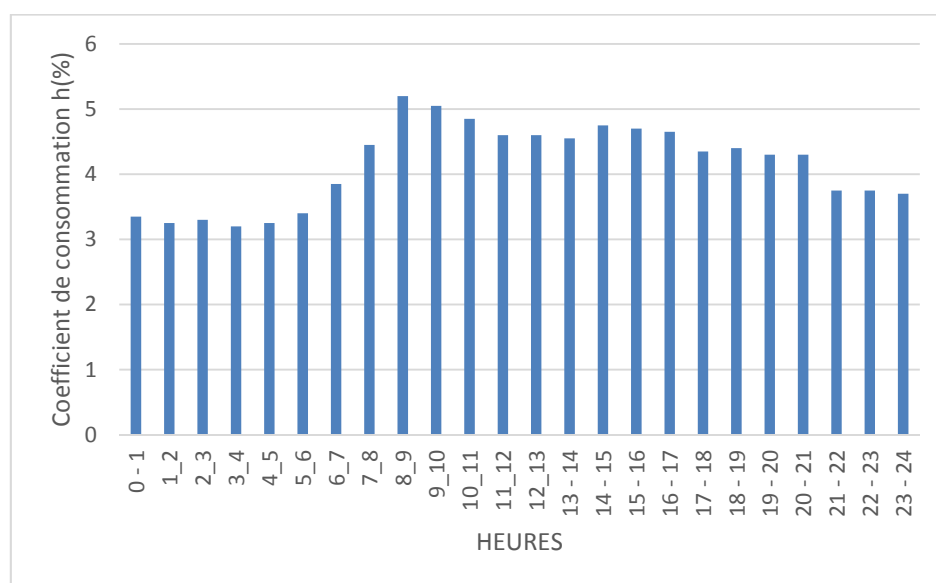
Tab.II.13.Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2017

Heures	Agglomérations $Q_{max,j}= 46254,16 m^3/j$		Cumul	
	Ch (%)	Q (m^3/h)	Ch (%)	Qh (m^3/h)
0 - 1	3,35	1549,51	3,35	1549,51
1 - 2	3,25	1503,26	6,6	3052,77
2 - 3	3,3	1526,39	9,9	4579,16
3 - 4	3,2	1480,13	13,1	6059,29
4 - 5	3,25	1503,26	16,35	7562,56
5 - 6	3,4	1572,64	19,75	9135,20
6 - 7	3,85	1780,79	23,6	10915,98
7 - 8	4,45	2058,31	28,05	12974,29
8 - 9	5,2	2405,22	33,25	15379,51
9 - 10	5,05	2335,84	38,3	17715,34

Tab.II.13.Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2017 (suite) :

10 - 11	4,85	2243,33	43,15	19958,67
11 - 12	4,6	2127,69	47,75	22086,36
12 - 13	4,6	2127,69	52,35	24214,05
13 - 14	4,55	2104,56	56,9	26318,62
14 - 15	4,75	2197,07	61,65	28515,69
15 - 16	4,7	2173,95	66,35	30689,64
16 - 17	4,65	2150,82	71	32840,45
17 - 18	4,35	2012,06	75,35	34852,51
18 - 19	4,4	2035,18	79,75	36887,69
19 - 20	4,3	1988,93	84,05	38876,62
20 - 21	4,3	1988,93	88,35	40865,55
21 - 22	4,2	1942,67	92,55	42808,23
22 - 23	3,75	1734,53	96,3	44542,76
23 - 24	3,7	1711,40	100	46254,16

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Figures II.2 et II.3).

**Figure.II.2 :** Graphique de consommation actuelle (2017)

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **8h** et **9h** ainsi avec un débit horaire de pointe égale à : **2405,22m³/h**

$$Q_{\max,h} = 2405,22 \text{ m}^3/\text{h} = 668,11 \text{ l/s}$$

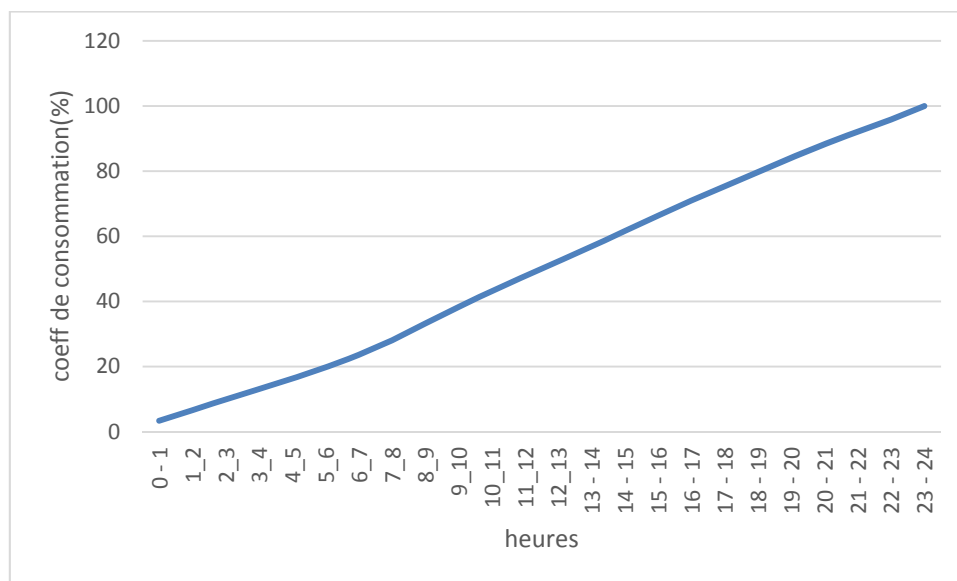


Figure II.3 : courbe intégrale de la consommation
pour la zone d'étude à l'horizon actuel

NB: On trace cette courbe pour pouvoir déterminer le volume de Réservoir.

II.6. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2047 :

II.6.1. Calcul des besoins moyens journaliers :

Le Tableau.II.14 donne une image de projection possible pour l'horizon (2047).

Tab. II.14 Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon futur 2047

Catégorie des besoins	Qmoyj (m3/j)
Domestique	75734,6
Scolaires	3322,66
Administratifs	127,06
Sanitaires	330,00
Commerciaux et industriels	985,00
socioculturels	365,70
Total	80865 ,02

II.6.2. Détermination des débits de consommation : [2]

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci-après avec :

Le débit maximum journalier : $Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)

Le débit moyen horaire : $Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24}$ (m^3/h)

Le débit maximal horaire : $Q_{\max, h} = K_{\max, h} \times Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)

Tab.II.15. Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2047)

Paramètres	$Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ (m^3/h)	$Q_{\min, h}$ (l/s)	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ (m^3/h)	$Q_{\max, h}$ (l/s)
horizon 2047	80865,02	1,3	105124,53	4380,19	0,26	1138,84	316,35	1,33	5825,65	1618,24

II.6.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Pour la partie haute à l'horizon d'étude **2047** on aura un nombre d'habitant égal à **378673hab.**

D'après (**I'Annexe II**) on va choisir pour notre cas la répartition inférieure à 1000000 habitants.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans les tableaux suivants :

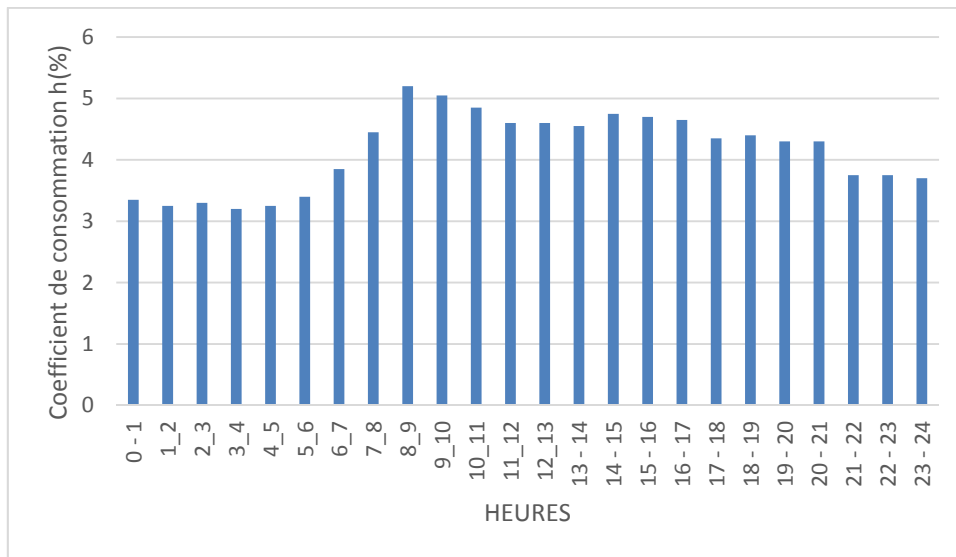
Tab.II.16. Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2047

Heures	Agglomérations $Q_{\max, j} = 105\ 124,53 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumul	
	Ch (%)	Q (m^3/h)	Ch (%)	Qh (m^3/h)
0 - 1	3,35	3521,67	3,35	3521,67
1 - 2	3,25	3416,55	6,6	6938,22
2 - 3	3,3	3469,11	9,9	10407,33
3 - 4	3,2	3363,98	13,1	13771,31
4 - 5	3,25	3416,55	16,35	17187,86
5 - 6	3,4	3574,23	19,75	20762,09
6 - 7	3,85	4047,29	23,6	24809,39
7 - 8	4,45	4678,04	28,05	29487,43

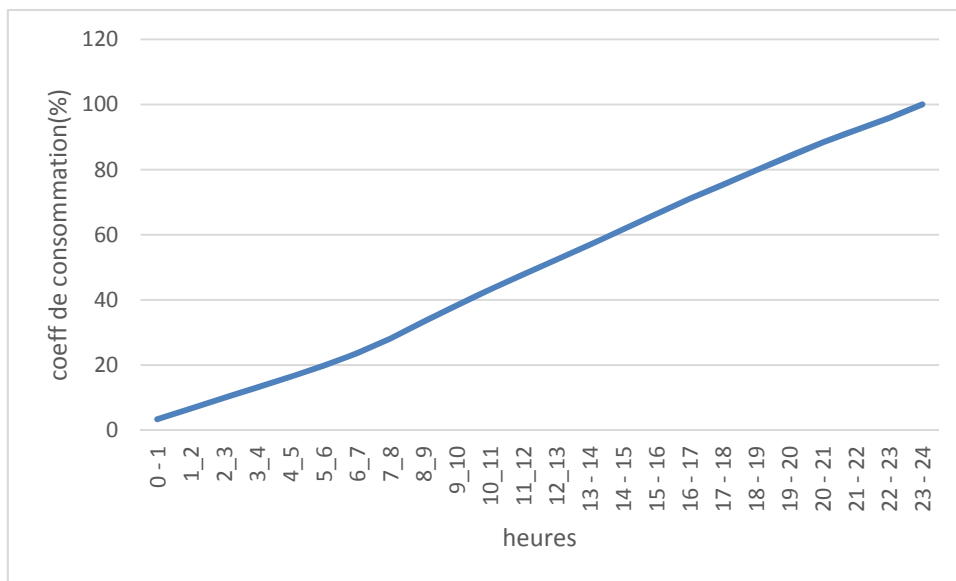
Tab.II.16.Détermination du débit maximum horaire pour l'horizon 2047 (suite) :

8 - 9	5,2	5466,48	33,25	34953,91
9 - 10	5,05	5308,79	38,3	40262,69
10 - 11	4,85	5098,54	43,15	45361,23
11 - 12	4,6	4835,73	47,75	50196,96
12 - 13	4,6	4835,73	52,35	55032,69
13 - 14	4,55	4783,17	56,9	59815,86
14 - 15	4,75	4993,42	61,65	64809,27
15 - 16	4,7	4940,85	66,35	69750,13
16 - 17	4,65	4888,29	71	74638,42
17 - 18	4,35	4572,92	75,35	79211,33
18 - 19	4,4	4625,48	79,75	83836,81
19 - 20	4,3	4520,35	84,05	88357,17
20 - 21	4,3	4520,35	88,35	92877,52
21 - 22	4,2	4415,23	92,55	97292,75
22 - 23	3,75	3942,17	96,3	101234,92
23 - 24	3,7	3889,61	100	105124,53

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir **FigureII.4** et **FigureII.5**).



FigureII.4 : graphique de consommation à l'horizon futur(2047).



FigureII.5 : courbe intégrale de la consommation pour la zone d'étude à l'horizon futur (2047)

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **8h** et **9h** ainsi avec un débit horaire de pointe égale à : **5466,48 m³/h**

$$Q_{\max, h} = 5466,48 \text{ m}^3/\text{h} = 1\,518,47 \text{ l/s}$$

II.7 Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau :

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existantes satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Tab.II.17. Les ressources actuelles qui alimentent la zone d'étude et leurs capacités

Ressources	Capacité (m ³ /j)	Capacité (l/s)
SP1(barrage Ghrib)	35000	405,09
Station chiffa	31217,67	361,32
Forage de Gueguerra	300	3,47
Puits Ain –arais	50	0,58
Sources les trembles	50	0,58
Source Settara	60	0,69
Source Takbou	300	3,47
puits Chelaàlaà	30	0,35
Forage ouamri	604	6,99
Source de ouamri	360	4,17
Total	67971,67	786,71

La zone d'étude dispose de ressources donnant un débit actuel total de **786, 71 l/s** qui est équivalent à **67971,67m³/j**, on fait l'hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon **2047**,

II.8. Calcul de déficit de consommation :

- Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. Le débit total d'exploitation des ressources actuelles est de **67971,67 m³/j**, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon d'étude (**2047**) qui sont de **105 124,53 m³/j**. Par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque par un renforcement de la conduite existante qui est de **37 152,86 m³/j** soit **430,01 l/s**.

Tab.II.18. Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau

Horizons	2017		2047	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Q max j	59 449,03	688,07	105 124,53	1 216,72
Débit des Ressources Actuelles	67971,67	786,71	67971,67	786,71
Surplus	8522,64	98,64	–	–
Déficit	–	–	37 152,86	430,01

Après la comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins on observe un déficit égal à : **37 152,86 m³/j** qui est équivalent à **430,01 l/s**

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par un renforcement de la conduite existante

II.9. Calcul des débits projetés pour chaque commune de la zone d'étude :

Tab. II.19.Projection des débits pour chaque commune de la zone d'étude :

commune	Ancienne adduction (chaîne+ressources) (m3/j)	Demande en eau horizon(2047) (m3/j)	Débit projeté pour chaque commune (m3/j) (arrondi)	Débit projeté pour chaque commune (l/s) (arrondi)
Médéa	62919,07	91982,62	29064,09	336,39
Draasmar	2019,17	4118,87	2099,52	24,3
Harbil	462,24	2001,48	1539,65	17,82
Hannacha	419,90	1869,88	1449,79	16,78
Ouamri	2153,95	5151,68	2999,81	34,72
Total	67971,67	105 124,53	37152,86	430,01

II.9. Conclusion :

Ce chapitre a pour but d'estimer les besoins en eau potable pour toute la zone d'étude à l'horizon **2047**.

On a fait une analyse approfondie qui a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau de la zone du projet et les besoins futurs jusqu'à l'horizon **2047**.

Nous avons pris chaque catégorie de consommateur, et avons étudié leur habitude de consommation. En ce qui concerne les besoins de la population qu'on a estimé d'avoir dans l'horizon d'étude, nous avons considéré une dotation de **200 l/j**/habitant.

**ETUDE
D'ADDITION**

III. 1.Introduction :

Les deux points de production et de consommation d'eau potable sont généralement éloignés l'un de l'autre. C'est pourquoi, des moyens de transport doivent être utilisés, soit par pompage, par gravité ou par une combinaison des deux à l'aide d'une adduction.

Dans notre cas, l'eau doit être transportée à partir du barrage Ghrib vers les localités de consommation de Médéa : Hannacha, Harbil, Ouamri et Draa smar ; en prenant le tracé qui répondra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation, nous prenons en considération la nature du relief très accidenté de la région d'étude.

III.2. Quelques notions simples sur l'adduction :

III.2.1. Principe du choix du tracé : [1]

L'adduction principale suivra un tracé en parallèle avec les routes nationales et les chemins de wilaya selon les localités à traverser.

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

III.2.2.Type d'écoulement : [3]

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.2.1.Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2.2.Écoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

III.2.3.Type d'adduction : [3]

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

III.2.3.1. 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.2.3.2 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.2.3.3. 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.

III.2.3.4. Profil de l'adduction :

C'est une représentation graphique, permettant de visualiser le relief du tracé, ainsi que le cheminement de l'adduction. Il nous permet aussi de détecter les points hauts et bas sur l'adduction, afin de prévoir les accessoires nécessaires.

III.2.3.5.Ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point de la conduite.

III2.3.6. Pertes de charges :

Les pertes de charge (linéaires et singulières) correspondent aux pertes d'énergie dues aux frottements du liquide contre la paroi de la conduite et ou l'existence d'accessoires ou pièces spéciales (coude, vanne, etc) sur le parcours de cette dernière.

III2.3.7. Comportement d'une adduction:

Quand aux deux extrémités d'une adduction les côtes de charge sont imposées, plusieurs cas peuvent se présenter. Les **Figures III.01** , **III.02** , **III.03** permettent de mieux visualiser le fonctionnement de cette dernière.

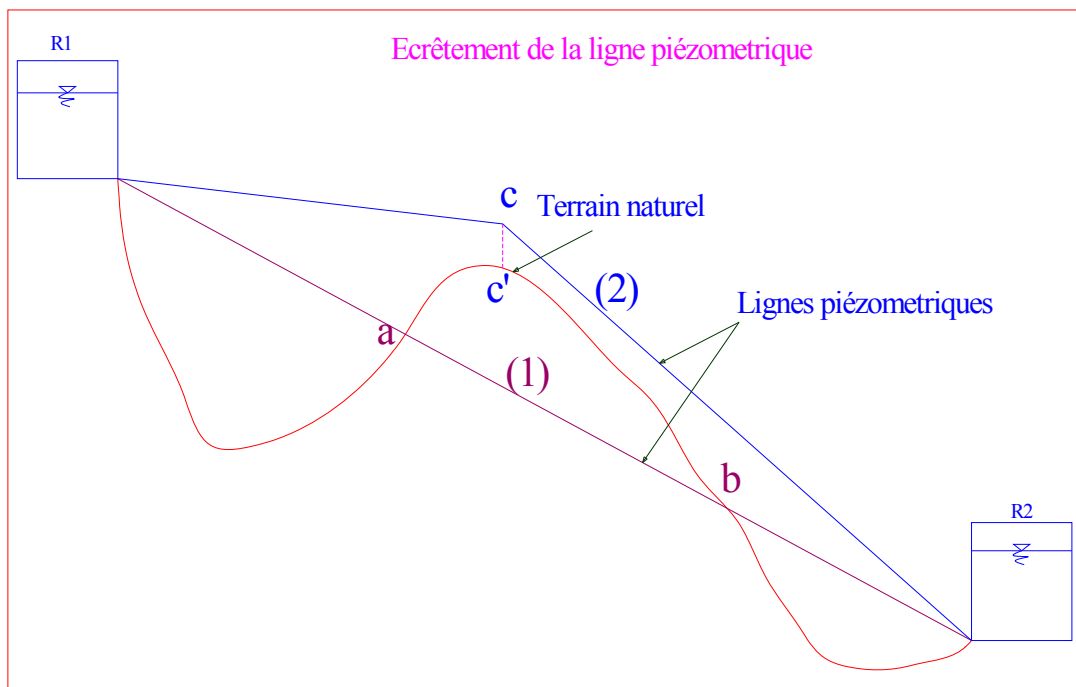


Figure III.01 Ecrêtement de la ligne piézométrique.

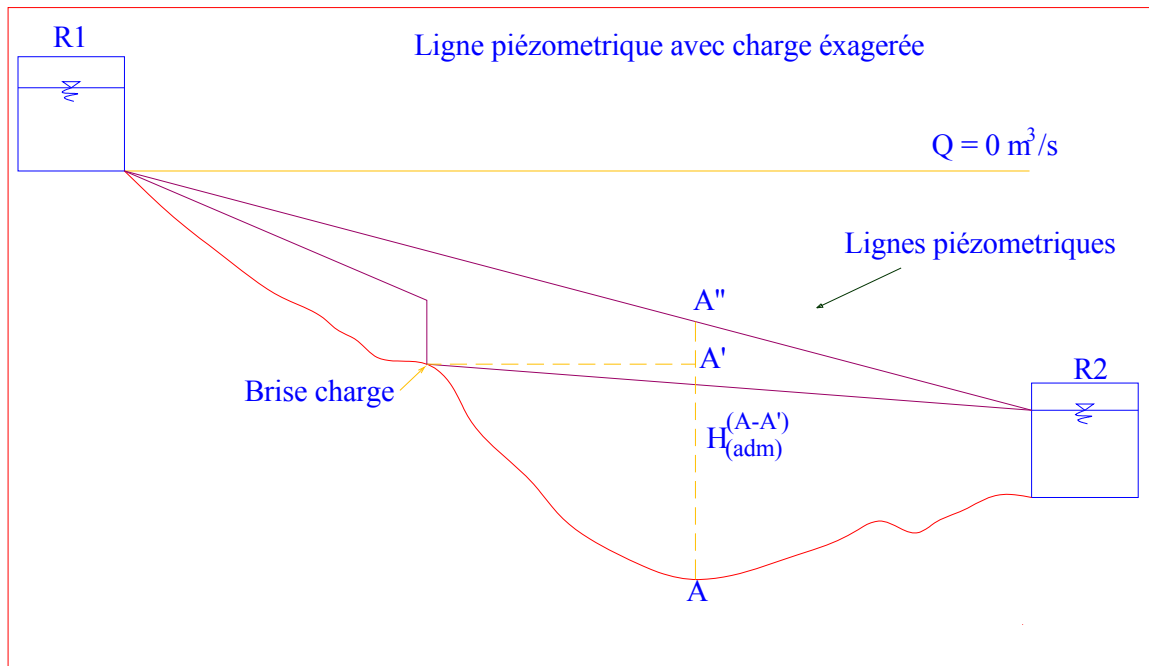


Figure III.02 Ligne piézométrique avec charge exagérée.

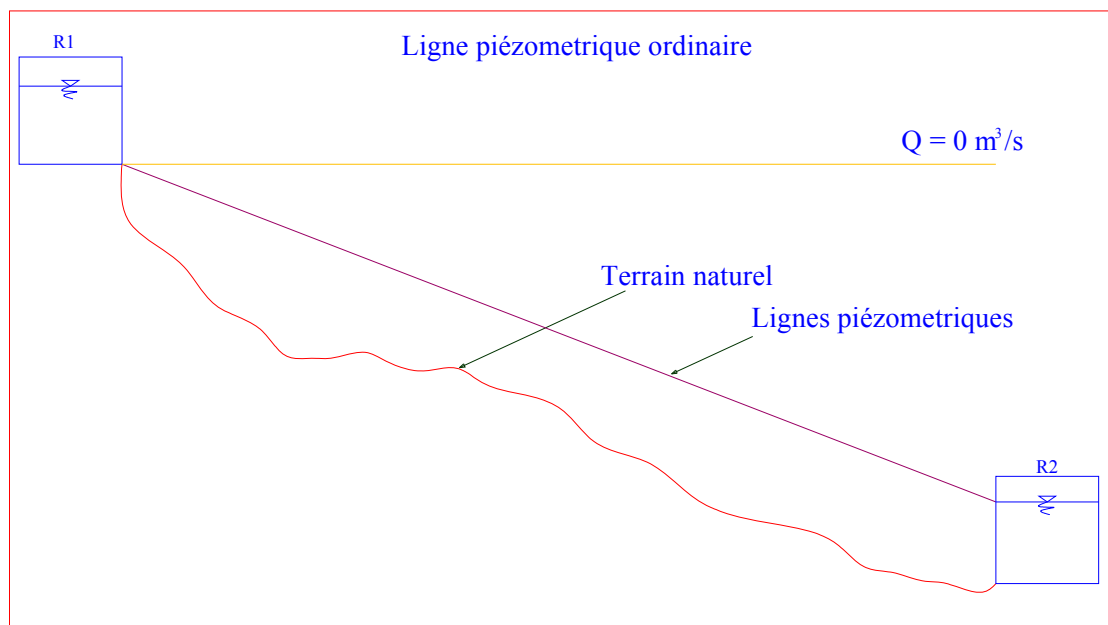


Figure III.03 Ligne piézométrique ordinaire.

III.2.4. Système d'adduction existant :

L'adduction existante comprend une prise d'eau flottante (du système de Bouroumi) au niveau du plan d'eau du barrage Ghrib, assurant l'amenée d'eau brute à la station de traitement, qui envoie l'eau traitée vers la bache d'aspiration, à partir de laquelle l'eau est pompée en direction du réservoir tampon de Hannacha.

L'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage n° 02 sise Draa-Esmar en passant par le brise charge de Harbil.

Cette station refoulera vers le réservoir d'arrivée (Merdjehkir : 10000 m³, côte : 1065 m) de Médéa. [6]

L'alimentation actuelle de la ville de Médéa est basée sur les ouvrages suivants :

- Ressources (Barrage de Ghrib).
- Ouvrages Existants :
 - Ouvrage de stockage.
 - Station de Pompage.
 - Adduction Reliant les différents ouvrages.

III.2.4.1.Ressources :

La ville de Médéa est alimentée à partir du barrage Ghrib qui a une capacité de stockage d'environ 115 Hm³, il est destiné en grande partie à l'alimentation en eau potable des communes (Médéa, Berrouaghia, Hannacha, Harbil, Draa-Smar, Ouzera, Oued Chorfa, Bouaichoune, Si Mahdjoub, Benchicao, Tizi Mahdi, Ouled Dheid et Zoubiria) ainsi que pour l'irrigation des différents périmètres. [6]

III.2.4.2.Equipement dans le barrage :

Le barrage Ghrib est équipé d'une station de traitement classique avec une capacité de traitement de 35 000 m³/j et une prise d'eau dont les caractéristiques sont résumées dans de tableau suivant :

Tab.III.1. Les caractéristiques de la prise d'eau Ghrib

Désignation	Type	Capacité (m ³ /j)	N grp	Nature	Marque	Débit (m ³ /h)	Hmt (m)	Puissance (KW)
Prise d'eau Ghrib	Flottante	39744	4	Submersible	KRTK 150-400	414	40	78

III.2.4.3.Ouvrages de stockage existants :

a. la ville de Médéa :

Le système d'approvisionnement en eau potable de la ville de Médéa est assuré par le réservoir principal Merj chkir dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.2.les caractéristiques du réservoir de la ville de Médéa

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote trop plein(m)	Type de réservoir	Forme	Structure
Merj-chkir	2500*4	1065	1070	Semi-enterré	circulaire	Béton

b. la commune de Draa smar :

c.

La commune de Draa smar est alimentée à partir de trois réservoirs d'une capacité totale de 1200 m³, dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.03.les caractéristiques du réservoir de la commune de Draa smar

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote trop plein(m)	Type de réservoir	Forme	Structure
Draa-smar	1200	1045	1050	Semi-enterré	circulaire	Béton

d. la commune de Harbil :

Le stockage est assuré par un réservoir de capacité 200 m³, dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.04. les caractéristiques du réservoir de la commune de Harbil

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote trop plein(m)	Type de réservoir	Forme	Structure
Oued Harbil	200	512	516	Semi-enterré	circulaire	Béton

e. la commune de Hannacha :

La commune dispose d'un réservoir de stockage d'une capacité de 400 m³ et un réservoir de 400 m³ est en cours de réalisation, dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.05. les caractéristiques du réservoir de la commune de Hannacha

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote trop plein(m)	Type de réservoir	Forme	Structure
Hannacha principale	400*2	700	705	Semi-enterré	circulaire	Béton

f. la commune d'Ouamri :

La commune dispose de trois réservoirs de stockage d'une capacité total de 1500 m³, dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tab.III.06. les caractéristiques du réservoir de la commune de Ouamri

Nom du réservoir	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote trop plein(m)	Type de réservoir	Forme	Structure
Principale pole	500*3	720	725	Semi-enterré	circulaire	Béton

III2.4.4. Station de pompage :

Le tableau suivant présente les caractéristiques des deux stations de pompage existantes dans le système d'adduction Ghrib-Médéa :

Tab.III.07. Les caractéristiques de la stations de pompage Ghrib

Désignation	CTN (m)	Capacité (m ³ /j)	Q (m ³ /h)	HMT (m)	Nombre de pompes	Type de la marque	Puissance (KW)	Dédestination
SP Ghrib	445	35 000	438	350	4/1	KSBWKF 125/4	355	Vers RV Tampon

Tab.III.08. Les caractéristiques de la station de reprise Draa smar

Désignation	CTN (m)	Capacité (m ³ /j)	Q (m ³ /h)	HMT (m)	Nombre de pompes	Type de la marque	Puissance (KW)	Dédestination
SR (Draa-samar)	740	18144	303	350	3/1	KSB WKF 125/4	333	Vers RV Merdjec-hkir

III2.4.5. Réservoir tampon :**Tab.III.09.** Caractéristiques du réservoir Tampon existant de Hannacha

Capacité	Type	Forme	C _R (m)	Structure	Départ	Arrivée
1000 m ³	Semi-enterré	circulaire	755	Béton	SP- Ghrib DN600 fonte	R-Harbil DN600 fonte

III.2.4.6. Adductions :

a. Conduite d'adduction par refoulement :

Les caractéristiques de cette conduite sont exposées dans le tableau suivant :

Tab.III.10.Caractéristiques de la conduite d'adduction par refoulement :

Départ	Arrivée	Type de conduite	Diamètre (mm)	Longueur de conduite(m)
SP Ghrib	Réservoir tampon	fonte	600	7550
SR Draa smar	Réservoir Merj-chkir	fonte	600	5870

b. Conduite d'adduction gravitaire :

Les caractéristiques de l'adduction gravitaire sont résumées dans le tableau suivant :

Tab.III.11.Caractéristiques de la conduite d'adduction gravitaire :

Départ	Arrivée	Type de conduite	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)
Réservoir tampon	Station de reprise Draa smar	fonte	600	11550

III.2.5.Problématique :

La chaîne d'adduction Ghrib-Médéa ne pourra plus répondre à la demande en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2047 vu que les besoins de la population évoluent d'une manière rapide et importante, ce qui nous impose de proposer une étude de dédoublement du système existant afin d'améliorer la qualité de service et satisfaire les besoins en eau pour la ville de Médéa et les communes environnantes : Hannacha-Ouamri-Harbil-Draa smar.

III.2.5.1. Etude de l'adduction :

Le tracé des conduites et les sites d'implantation des ouvrages de génie civil seront choisis en tenant compte de l'accessibilité du site en évitant les obstacles tels que les terrains boisés ; les agglomérations et les réseaux techniques existants.

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

En ce qui concerne le choix des sites d'implantation des ouvrages d'arrivés (réservoirs tampons) il faut respecter les critères suivantes :

- Permettre le maximum de souplesse pour la répartition future des volumes mobilisés sur les différents secteurs de chaque commune
- Eviter les pompages inutiles, quand il s'agit de plusieurs étages de distribution.
- Exploiter au maximum l'infrastructure de distribution existante (réservoirs ; station de pompage ; adduction...etc.).

III.2.5.2. Description générale de l'adduction à projeter :

Le système d'adduction proposé consiste en un dédoublement de l'existant ; allongé à environ 22 km à partir de la station de pompage Ghrib jusqu'à la ville de Médéa, on suit le même tracé de l'ancien système pour bénéficier des avantages suivants :

-L'indemnisation des propriétés du terrain sur une bande de 8 m de largeur ; donc la facilité d'accès à la conduite en cas d'entretien ou de maintenance.

- Eviter les contre-pentes et le passage par les couvertures végétales.
- Exploiter les ouvrages existants comme les stations de pompage Ghrib et Draa smar , et les réservoirs d'arrivées des communes considérées.

III.2.5.3. Etude de l'adduction à projeter :

Le tracé proposé répond au même objectif du système existant à savoir transférer un apport de ressource complémentaire vers la ville de Médéa pour prendre en charge le développement futur de l'agglomération.

Dans notre projet, on envisage une conduite d'adduction parallèle à celle existante ; par contre les cotes de terrain des Piquages, les cotes des ouvrages à implanter, les longueurs des différents tronçons seront différents par rapport à ceux qui existent de manière à respecter l'aspect technico-économique du projet.

Le système va être divisé en trois tronçons principaux :

- Le premier tronçon :

Son départ sera la station de pompage principale Ghrib **SP** de cote radier **445 m** située dans la station de traitement Ghrib; l'adduction se fait par refoulement jusqu'au réservoir tampon de Hannacha de cote de terrain **766,5m**

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable des agglomérations concernées par le projet, un Piquage se fait sur le premier tronçon, à savoir :

- Une desserte vers un réservoir projeté de cote de terrain **695 m** pour alimenter l'agglomération de Hannacha par un piquage dans la conduite d'adduction avec une cote de **679,5 m**.

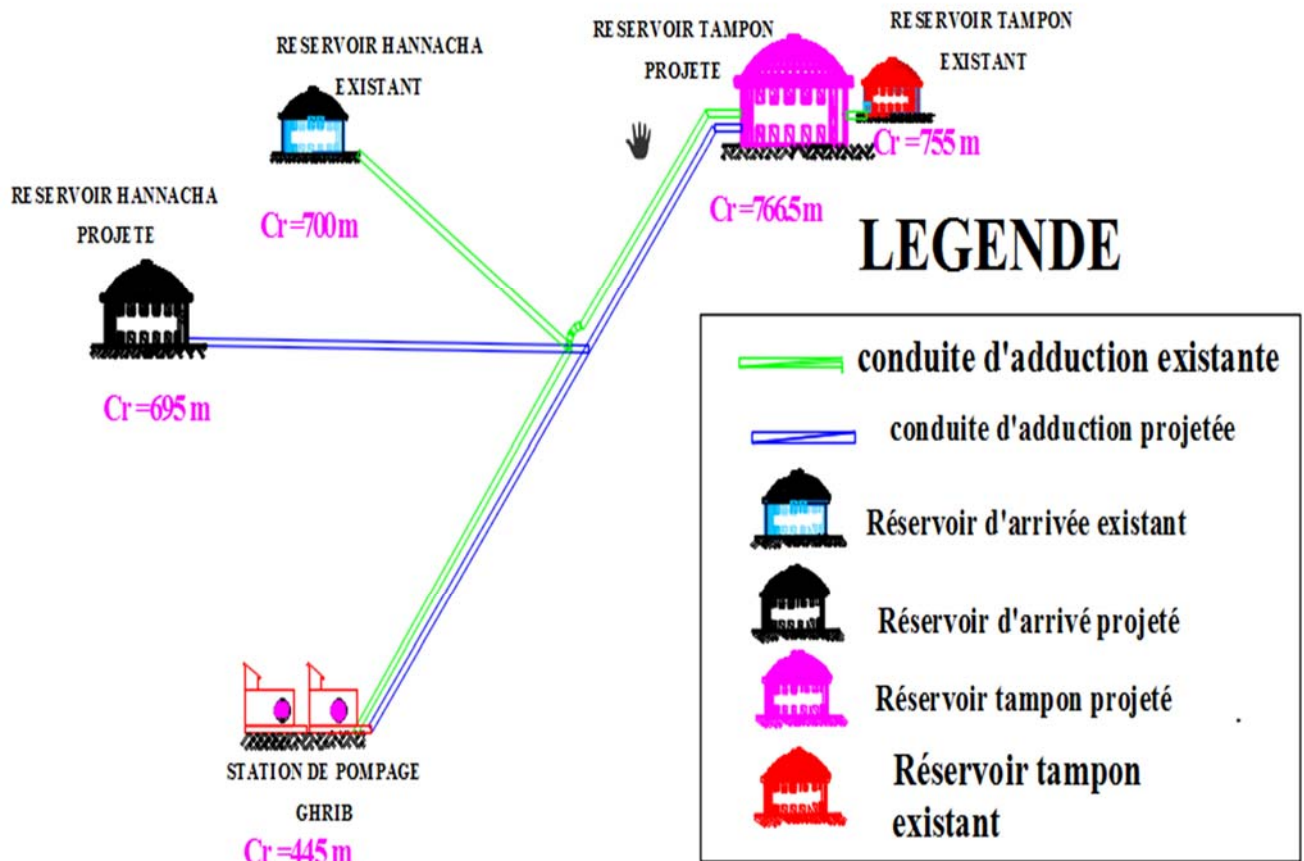


Figure III.04 : la première partie du système d'adduction

- Le deuxième tronçon comprend une partie gravitaire, son départ est le réservoir tampon Harnacha de CTN 766,5 m jusqu'à l'arrivée de la station de pompage située à Draa Essamar de CTN : 742 m. Deux piquages sont à prévoir dans ce tronçon :
 - Un premier piquage de CTN 638,53 m pour alimenter la commune de Ouamri gravitairement vers un réservoir de CTN 720 m
 - Un deuxième piquage se fait au long du second tronçon à CTN 457 m pour alimenter la commune de Harbil par un réservoir projeté de CTN 525 m

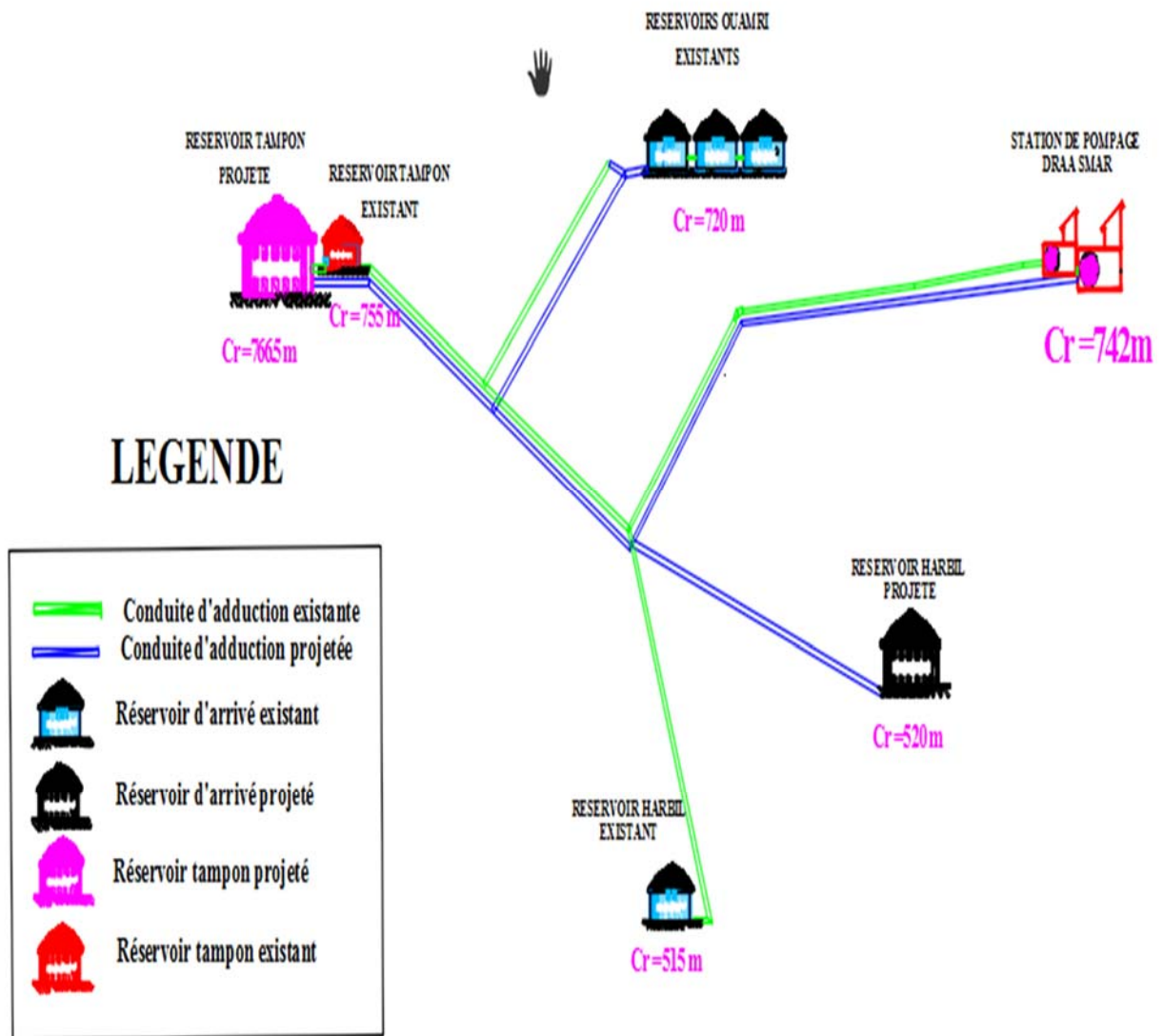


Figure III.05 : la deuxième partie du système d'adduction

- La troisième partie se fait par refoulement, son départ est la station SR de **CTN 742 m** jusqu'à l'ouvrage d'arrivée (Réservoir de tête) projeté à Tibhirine situé dans la ville de Médéa de **CTN 1101m**.
- Un piquage se fait sur ce tronçon à une cote de terrain **950 m** pour alimenter la commune de Draa smar par un réservoir projeté de **CTN 1055m**.

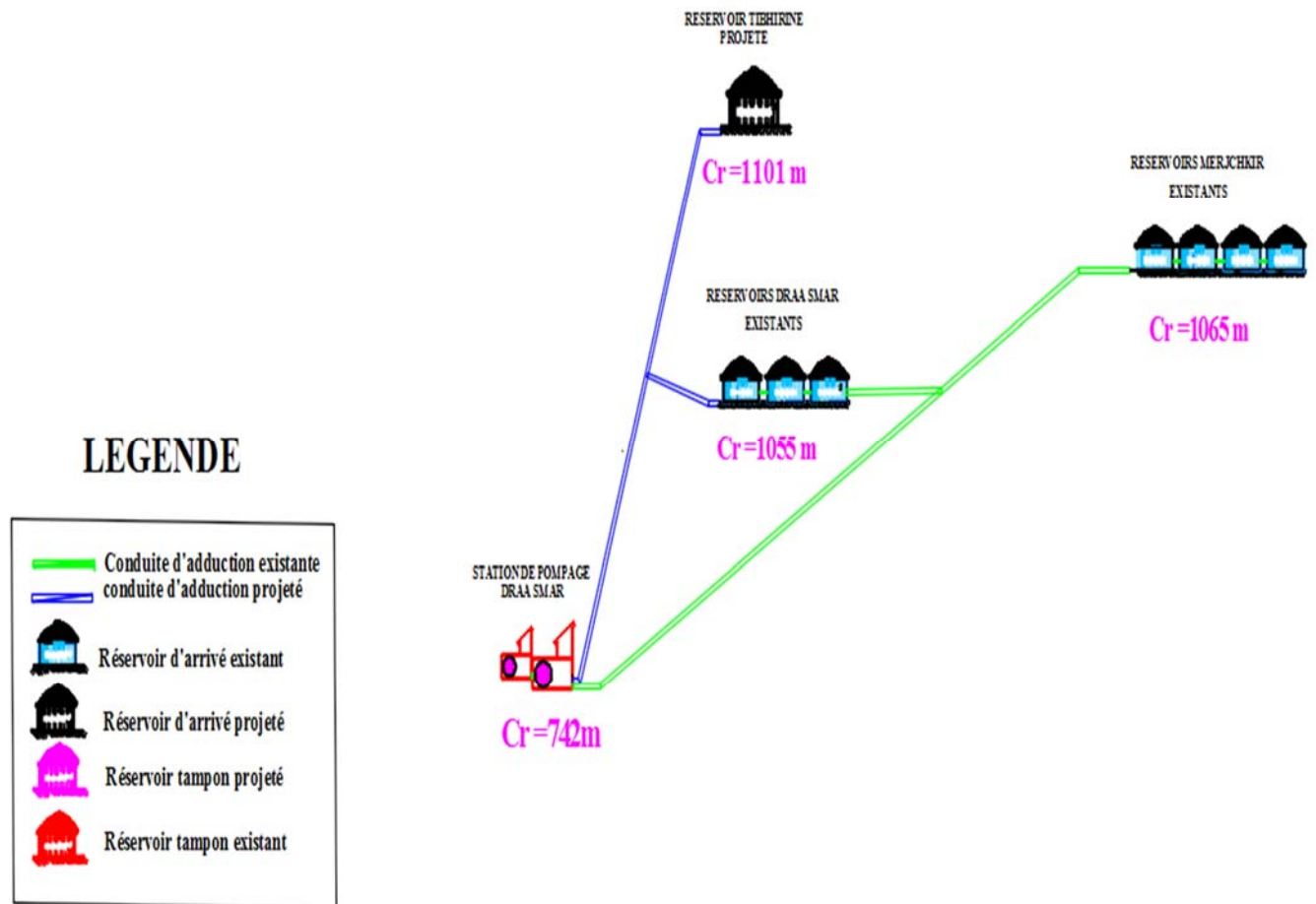


Figure III.06 : la troisième partie du système d'adduction

III2.6.Choix du matériau des conduites : [6]

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le PEHD

- **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

- **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout s'il s'agit d'un sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- **PEHD :**

Il a comme avantages:

La résistance à la corrosion, La légèreté, La souplesse ; Le faible prix.

Ces principaux défauts sont :

- Un raccord nécessitant certaines précautions.
- Une légèrement moins bonne résistance mécanique.

- **Sur le plan technique :**

Le choix d'un matériau se fait selon sa résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles et aussi selon son adaptation aux terrains de pose ; son étanchéité ; la facilité d'entretien et de mise en service.

- **Sur le plan économique :**

Du prix de la fourniture et du transport ; De leur disponibilité sur le marché local.

Le choix du matériau dépend principalement de l'aspect technico-économique de la conception:

- D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service qui peut arriver à 40 bars dans notre cas. Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par des pressions nominales qui varient de 25 bars jusqu'à 50 bars.

Concernant le PEHD; la pression maximale qui peut y supporter est de 25 bars

- D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en fonte ductile plutôt qu'en PEHD.

D'après les propriétés de notre zone d'étude la fonte est un matériau convenable pour nos adductions. Notre choix est motivé par les avantages suivants :

- Une bonne résistivité aux mouvements du sol (auto butée)
- Bonne résistance aux forces internes (elle se déforme au lieu de se rompre).
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur qui donne une paroi de faible rugosité.
- manque de risque de propagation des fissures

III.7.Etude technico-économique :

D'après le levé topographique de la zone d'étude, le terrain est très accidenté, ce qui nous impose une adduction mixte se composant de deux parties :

- Une partie refoulement à partir de SP (Ghrib) jusqu'au réservoir tampon qui se trouve à Hannacha
- Une partie gravitaire à partir du réservoir tampon jusqu'au SR (Draa smar).
- Une partie refoulement à partir de SR (Draa smar) jusqu'au réservoir de tête de la ville de Médéa.

III.7.1. Adduction par refoulement : [6]

Pour la partie de refoulement le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques, qui visent à minimiser :

- Les charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- Les charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

III.7.2. Adduction gravitaire : [6]

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.8. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements : [5]

On utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

■ Petits projets

On applique la formule de VIBERT, valable pour les petits et moyens diamètres, et les longueurs faibles :

$$D = 1,456 \left(\frac{ne}{f} \right)^{0.154} \times Q^{0.46} \quad (\text{III.1})$$

Où

D : diamètre économique

f : prix de la conduite posée en DA/kg

Q : débit en m³/s

$$n = \frac{\text{durée de pompage en h}}{24}$$

e : prix du kWh en DA.

Le coefficient 1,456 tient compte d'un taux d'amortissement de 8% pendant 30 ans.

Le DN choisi doit être identique ou immédiatement supérieur au diamètre D .

■ 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 de pompage). La vitesse et les pertes de charge devant également répondre aux normes, il convient 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, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESSE et de BONIN:

-Formule de BRESSE

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

-Formule de BONIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.3})$$

Q: débit à élevé en m³/s.

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présente les frais les moins élevés, en prenant en considération le matériau qui convient à notre projet.

III.8.1. Calcul des pertes de charge :

III.8.1.1. Pertes de charge linéaires :

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De très nombreuses études ont été menées pour la détermination de la perte de charge en fonction du débit et de la section ; Les pertes de charge sont des pertes d'énergie hydraulique essentiellement dues à la viscosité de l'eau et au frottement de celle-ci contre les parois.

Elles ont pour conséquence :

- une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire,
- une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III.4})$$

Sachant que la formule de la continuité nous donne Q=V*S

$$\text{Alors :} \quad \Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (\text{III.5})$$

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Q : débit m³/s

La détermination de λ a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(III.6) [4]}$$

Avec : Re : nombre de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$

k : paramètre lié à la rugosité de la paroi

ν : viscosité cinématique.

Une autre étude a été faite par **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \text{(III.7) [4]}$$

Avec :

K_s : est La rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad \text{(III.8)}$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm (voir l'annexe III.1).

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,014$ mm/an (voir l'annexe III.2)

T: temps de service, T=30 ans.

Alors, $K_s = 0,4 + 0,014 * 30 = 0,82$ mm.

III.8.1.2. Pertes de charge singulières : [6]

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires.

Pour le notre cas on prendra : $\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$ (III.9)

III.8.2. Hauteur manométrique totale :

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

$$Hmt = H_{géom.tot} + J_{asp} + J_{ref} \quad (III.10)$$

III.8.3. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad [Watt] \quad (III.11)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=88\%$)

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

g: accélération de la pesanteur ($9,81 m/s^2$)

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3)

III.8.4. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [KWh] \quad (III.12)$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=24 h$

P: puissance de la pompe en (kW)

III.8.5. Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (III.13)$$

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

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ ($e= 4.67 DA$).

Tab. III.12. Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,037
Heures de pointes	17h-21h	4	12,889
Heures creuses	21h-06h	9	1,787

$$\text{Donc : } e = \frac{4,037 \times 11 + 12,889 \times 4 + 1,787 \times 9}{24} = 4,67$$

$$\Rightarrow e = 4,67 \text{ DA/kwh}$$

III.8.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{III.14})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.15})$$

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

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

Les prix du mètre linéaire des conduites de la fonte sont donnés à l'annexe (III).

III.9. Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires : [2]

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

$$\Delta H_t = \frac{K * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.16})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{III.17})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad (\text{III.18})$$

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 III.13

Tab.III.13. 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
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Source : (livre Pr SALAH.B ENSH 2014, p32)

Remarque : pour les conduites en PEHD, leur dimensionnement se fait en tenant compte du diamètre intérieur :

$$D_{int} = D_{ex} - 2 * e$$

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm)

D_{ex} : Diamètre extérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = m \sqrt[m]{\frac{K^* L_e^* Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.19})$$

Pour notre étude, on prend : $K^* = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

III.10. Longueurs des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tab. III.14. Longueurs des différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)
SP_Ghrib- Piquage Hannacha	5990	430,01
Piquage _Hannacha-Réservoir_Hannacha	1514	16,78
Piquage _Hannacha-Réservoir_Tampon	1560	413,23
Réservoir_Tampon- Piquage _Ouamri	722	413,23
Piquage _Ouamri-Réservoir _Ouamri	5159	34,72
Piquage _Ouamri- Piquage _Harbil	2228	378,51
Piquage _Harbil-Réservoir_Harbil	1629	17,82
Piquage _Harbil- SR_Draa smar	4950	360,69
SR_Draa smar - Piquage Draa smar	2716	360,69
Piquage _Draa smar -Réservoir Draa smar	1464	24,3
Piquage _Draa smar - Réservoir_Tibhirine	1197	336,39

III.11. Altitudes des différents points de l'adduction :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tab.III.15. Les altitudes des différents points de l'adduction

Points de l'adduction	Cote du terrain naturel (m)
Station de pompage Ghrib	445
Piquage Hannacha	679,5
Reservoir Hannacha projeté	766,5
Reservoir tampon	755
Piquage Ouamri	638,53
Reservoirs Ouamri	720
Piquage Harbil	475
Reservoir Harbil	525
Station de reprise Draa-smar	742
Piquage Draa smar	950
Reservoir Draa smar existant	1055
Réservoir Tibhirine	1101

III.12. Dimensionnement des conduites d'adduction :

III.12.1. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

1/Tronçon: (SP_Ghrib - Piquage Hannacha):

$Q = 430,01$ l/s, $L = 5990$ m, cote de départ = 445 m, cote d'arrivée = 679,5m

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$\text{AN : } D = \sqrt{0,430} = 0,655 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. III.16 .Calcul de la HMT du tronçon (SP_Ghrib- Piquage Hannacha):

D (mm)	Longueur (m)	Débit (m3/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
600	5990	0,43001	1,52	0,02155	25,39	27,93	234,5	261,93
700	5990	0,43001	1,12	0,02074	11,30	12,43	234,5	246,93
800	5990	0,43001	0,90	0,02007	5,61	6,17	234,5	240,67
900	5990	0,43001	0,68	0,01950	3,03	3,33	234,5	237,83
1000	5990	0,43001	0,55	0,01902	1,74	1,92	234,5	236,42

Tab. III.17.Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-Ghrib- Piquage Hannacha):

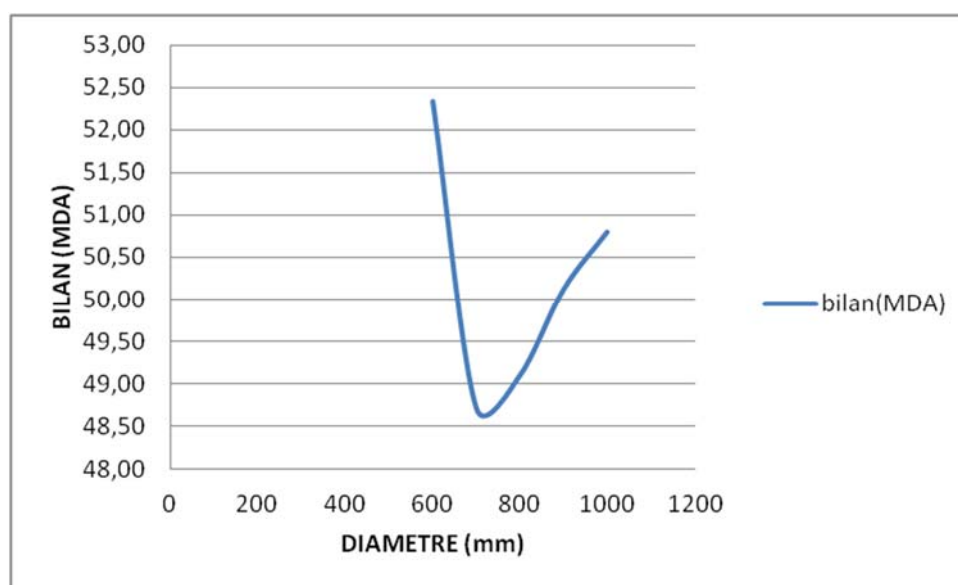
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
600	18 489,80	5990	1642849,55
700	24 348,67	5990	2163419,91
800	29920,92	5990	2658523,61
900	37110,22	5990	3297304,90
1000	43941,19	5990	3904247,97

Tab.III.18.Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP_Ghrib- Piquage Hannacha) :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA)
600	437,74	3834626,65	50691585,7
700	417,17	3654425,96	46549627,6
800	408,89	3581860,25	47236816,9
900	405,14	3549011,74	46668552,6
1000	403,28	3532739,22	46382864,8

Tab.III.19.Bilan du tronçon (SP_Ghrib- Piquage Hannacha) :

D(mm)	Famr(DA)	Fexp(DA)	bilan(DA)
600	1642849,55	50691585,7	52334435,23
700	2163419,91	46549627,6	48713047,48
800	2658523,61	47236816,9	49895340,55
900	3297304,90	46668552,6	49965857,51
1000	3904247,97	46382864,8	50287112,74

**Figure III.07 :** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP_Ghrib- Piquage Hannacha)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **700 mm**, avec une vitesse de **1,12m/s**.

2/Tronçon: (Piquage Hannacha-Réservoir tampon):

Q= 413,23 L/s, L= 1560 m, cote de départ =679,5 m, cote d'arrivée =766,5 m

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$\text{AN : } D = \sqrt{0,413} = 0,643\text{m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. III.20. Calcul de la HMT du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon) :

D (mm)	Longueur (m)	Débit (m3/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
600	1560	0,41323	1,46	0,02155	7,30	8,03	87,08	95,11
700	1560	0,41323	1,07	0,02074	3,30	3,63	87,08	90,71
800	1560	0,41323	0,82	0,02007	1,66	1,83	87,08	88,91
900	1560	0,41323	0,65	0,01950	0,90	0,99	87,08	88,07
1000	1560	0,41323	0,53	0,01902	0,52	0,58	87,08	87,66

Tab.III.21. Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon):

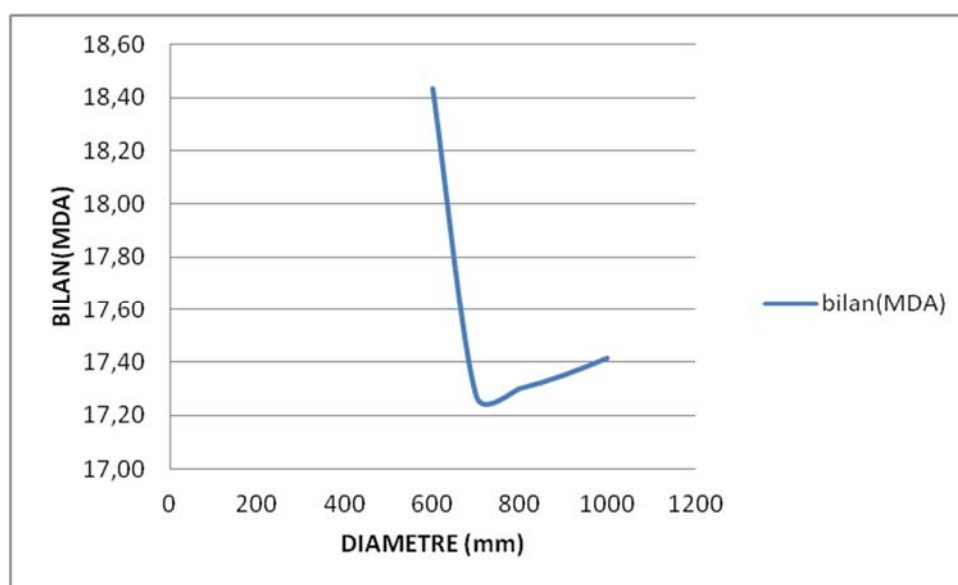
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famr(DA)
600	18 489,80	1560	528327,39
700	24 348,67	1560	642767,18
800	29920,92	1560	734066,98
900	37110,22	1560	825366,78
1000	43941,19	1560	916666,57

Tab.III.22. Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon) :

Diamètre en (mm)	p (kw)	E (kwh)	Fexp(DA)
600	437,74	3834626,65	17907706,44
700	417,17	3654425,96	16627638,12
800	408,89	3581860,25	16727287,38
900	405,14	3549011,74	16573884,82
1000	403,28	3532739,22	16497892,14

Tab.III.23. Bilan du tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon) :

D (mm)	Famr(DA)	Fexp(DA)	Bilan(DA)
600	528327,39	17907706,44	18436033,83
700	642767,18	16627638,12	17270405,31
800	734066,98	16727287,38	17461354,36
900	825366,78	16573884,82	17399251,59
1000	916666,57	16497892,14	17414558,71

**Figure III.08:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Piquage Hannacha-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **700 mm**, avec une vitesse de **1,07m/s**.

3/Tronçon: (SR Draa smar - Piquage Draa smar):

$Q=360,69$ L/s, $L=2716$ m, cote de départ =742 m, cote d'arrivée =950 m

$$D = \sqrt[4]{Q}$$

$$\text{AN : } D = \sqrt[4]{0,360} = 0,600\text{m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. III.24. Calcul de la HMT du tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar)

D (mm)	Longueur (m)	Débit (m³/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
600	2716	0,361	1,28	0,02155	8,10	8,91	208	216,91
700	2716	0,361	0,94	0,02074	3,61	3,97	208	211,97
800	2716	0,361	0,72	0,02007	1,79	1,97	208	209,97
900	2716	0,361	0,57	0,01950	0,97	1,06	208	209,06
1000	2716	0,361	0,46	0,01902	0,56	0,61	208	208,61

Tab. III.25. Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar):

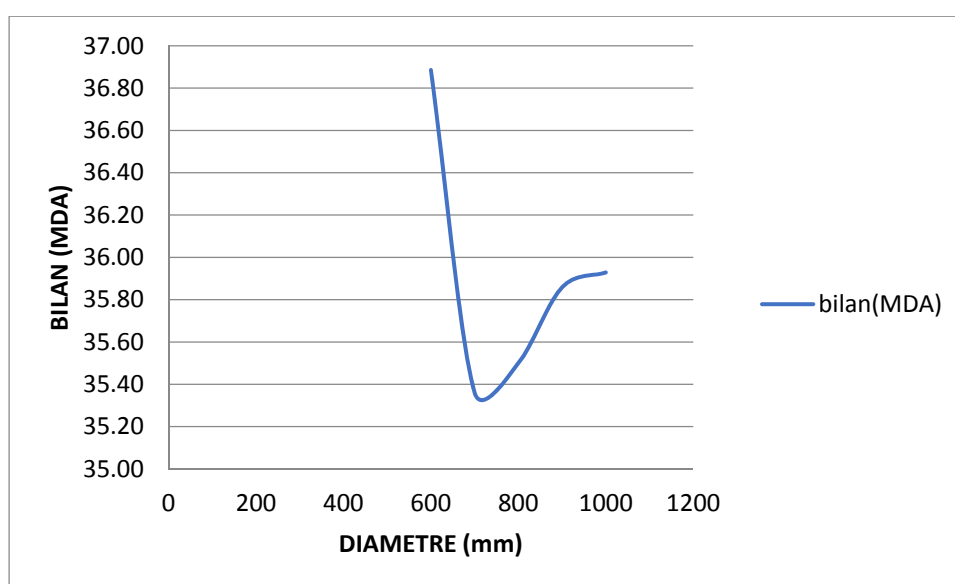
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famr(DA)
600	22831,78	2716	919831,53
700	27777,32	2716	1119074,15
800	31722,86	2716	1278029,44
900	35668,4	2716	1436984,72
1000	39613,94	2716	1595940,01

Tab.III.26. Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar) :

Diamètre en (mm)	p(kw)	E (kwh)	Fexp(DA)
600	879,15	7701321,36	35965170,75
700	855,33	7492685,78	34241573,99
800	845,74	7408669,51	34598486,60
900	841,40	7370637,64	34420877,77
1000	839,25	7351797,38	34332893,77

Tab.III.27. Bilan du tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar)

D (mm)	Famr(DA)	Fexp(DA)	Bilan(DA)
600	919831,53	35965170,75	36885002,28
700	1119074,15	34241573,99	35360648,14
800	1278029,44	34598486,60	35876516,03
900	1436984,72	34420877,77	35857862,49
1000	1595940,01	34332893,77	35928833,77

**Figure III.09:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SR Draa smar - Piquage Draa smar).

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **700 mm**, avec une vitesse de **0,94 m/s**.

4 /Tronçon: (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine):

Q=336,39 L/s, L=1197 m, cote de départ =900 m, cote d'arrivée =1101m

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$\text{AN : } D = \sqrt{0,336} = 0,5800 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. III.28.Calcul de la HMT du tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine):

D (mm)	Longueur (m)	Débit (m3/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	1197	0,336	1,71	0,02258	8,09	8,90	156	164,90
600	1197	0,336	1,19	0,02155	3,10	3,42	156	159,42
700	1197	0,336	0,87	0,02074	1,38	1,52	156	157,52
800	1197	0,336	0,67	0,02007	0,69	0,75	156	156,75
900	1197	0,336	0,53	0,01950	0,37	0,41	156	156,41

Tab.III.29.Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine):

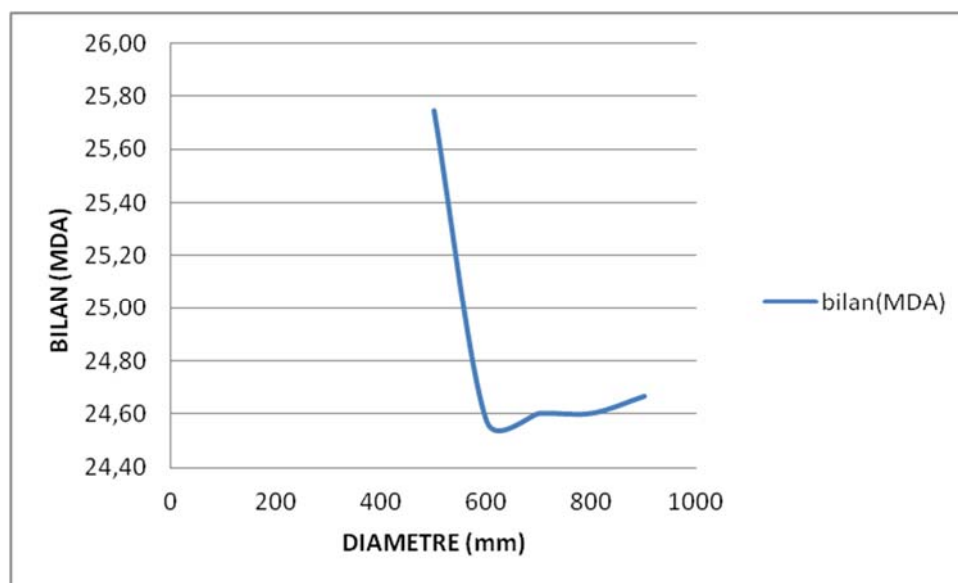
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famr(DA)
500	9 850,87	1600	233793,98
600	18 489,80	1600	438824,59
700	24 348,67	1600	577875,10
800	29 920,92	1600	710123,17
900	37 110,22	1600	880749,22

Tab.III.30.Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine):

Diamètre en (mm)	P (kW)	E(kWh)	Fexp(DA)
500	625,07	5475592,87	25571018,7
600	600,30	5258633,77	24242301,7
700	591,79	5184043,93	24209485,2
800	588,36	5154007,06	24069213,0
900	586,80	5140410,19	24005715,6

Tab.III.31.Bilan du tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine)

D (mm)	Famr(DA)	Fexp(DA)	Bilan(DA)
500	174907,12	25571018,7	25745925,80
600	328295,64	24242301,7	24570597,34
700	432322,81	24209485,2	24641807,97
800	531260,90	24069213	24600473,87
900	658910,51	24005715,6	24664626,09

**Figure III. 10:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Piquage Draa smar -Réservoir Tibhirine)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **600 mm**, avec une vitesse de **1,19 m/s**.

III.13. Calcul des diamètres avantageux de l'adduction gravitaire :

1/Tronçon: (Piquage Hannacha_ Réservoir Hannacha) :

$Q=16,78$ L/s, $L=1514$ m, cote de départ= $679,5$ m, cote d'arrivée= 695 m

Une conduite gravitaire à partir de Piquage Hannacha jusqu'à Réservoir Hannacha

Calcul de la charge disponible entre:

$$\Delta H_d = C_p - C_{TP}$$

Avec:

ΔH_d : La charge disponible entre le Piquage Hannacha et le Réservoir Hannacha

C_{TP} : Cote de trop plein du réservoir Hannacha

$$C_{TP} = 695 + 4 = 699 \text{ m}$$

C_p : Cote piézométrique du point de Piquage Hannacha

$$C_p = C_{TN} + HMT$$

$$C_p = 679,50 + 241,50 = 921 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = 921 - 699 = 222 \text{ m}$$

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$AN : L_g = 1514 \text{ m} \rightarrow L_{eq} = 1665,4 \text{ m}$$

*Détermination du gradient:

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}}$$

$$AN : I = \frac{222}{1665,4} = 0,133$$

*Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{I}}$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

Tab.III.32. Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Hannacha Réservoir Hannacha) :

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	Leq (m)	ΔH_d (m)	I (m/m)	Dcal (mm)	v (m/s)
Piquage Hannacha_ Réservoir Hannacha	16,78	1514	1665,4	222	0.133	94,26	2,47

-Normalisation du diamètre :

Tab.III.33. Diamètre normalisé pour le tronçon (Piquage _Hannacha_ Réservoir _Hannacha) :

Q (m3/s)	DN (mm)	V (m/s)	ΔH (m)
16,78	100	2,14	147,57

Donc la cote piézométrique du point de piquage Hannacha devient :

$$\Delta H = C_p - C_{TP}$$

$$C_p = \Delta H + C_{TP} = 147,57 + 699 = 846,57 \text{ m}$$

$$C_p = \mathbf{846,57 \text{ m}}$$

Alors on va avoir un diamètre de **100 mm** sur une longueur de **1514m** avec une vitesse de **2,14 m/s**

-Détermination du gradient moyen du réservoir tampon jusqu'au piquage de Harbil:

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_d}{L_{\text{eq}}}$$

$$\Delta H_d = C_r - C_p$$

Avec:

ΔH_d : La charge disponible entre réservoir tampon et le trop plein du réservoir projeté de Harbil:

C_r : Cote du radier du réservoir tampon

C_t : Cote du trop plein du réservoir projeté Harbil.

$$AN: \quad \Delta H_d = 766,5 - 529,3$$

$$\Delta H_d = 237,2$$

*** calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :**

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$AN : L_g = 4579 \text{ m} \rightarrow L_{eq} = 5036,9 \text{ m}$$

*Détermination du gradient:

$$I = \Delta H_d / L_{eq}$$

$$AN : I = 237,2 / 5036,9 = 0,0471.$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

2-Tronçon: (Réservoir Tampon - Piquage Ouamri) :

Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et le Piquage Ouamri :

$$\Delta H_d = C_r - C_p$$

Avec:

ΔH_d : La charge disponible entre réservoir tampon et le trop plein du réservoir Ouamri existant

C_r : Cote du radier du réservoir tampon

C_{tp} : cote du trop plein du réservoir Ouamri existant

AN: $\Delta H_d = 766,5 - 724 = 42,5$ m

*Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{I}}$$

Tab.III.34. Diamètre calculé pour le tronçon (Réservoir Tampon - piquage Ouamri)

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	I (m/m)	Dcal (mm)
Réservoir Tampon	413,23	722	0,0471	384,28
Piquage Ouamri				

Tab.III.35. Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Réservoir Tampon - piquage Ouamri)

Dn (mm)	L (m)	Q(l/s)	ΔH (m)	v (m/s)
450	722,00	413,23	14,73	2,5

-Calcul de la cote piézométrique du point de piquage Ouamri:

$$C_p = \Delta H + C_{tp}$$

ΔH : La perte de charge entre trop plein du réservoir Ouamri et le point de piquage Ouamri

C_p : la cote piézométrique du point de piquage Ouamri

C_{tp} : cote du trop plein du réservoir Ouamri

$$\text{AN:} \quad C_p = 27,77 + 724$$

$$C_p = 751,77\text{m}$$

3-Tronçon: (Piquage _Ouamri- Réservoir _Ouamri) :

$Q=34,72$ L/s, $L=5159$ m, $\Delta H=27,77$ m

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

AN : $L_g=5159$ m \rightarrow $L_{eq}=5674,9$ m

*Détermination du gradient:

$$I = \frac{\Delta H}{L_{eq}}$$

AN : $I = \frac{27,77}{5674,9} = 0,0049$

*Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{I}}$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

Tab.III.36.Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Ouamri- Réservoir Ouamri) :

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	Leq (m)	ΔH_d (m)	I (m/m)	Dcal (mm)	v (m/s)
Piquage Ouamri- Réservoir Ouamri	34,72	5159	5674,9	27,77	0,0049	227,2	0,83

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 227,2 mm, il est compris entre les diamètres normalisés **200mm** et **250 mm**, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série, donc on va calculer les longueurs des deux tronçons par la perte de charge engendrée :

Tab.III.37.Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Ouamri _ Réservoir Ouamri) :

Dn (mm)	L g(m)	Q (L/S)	ΔH (m)	V (m/s)
200	1500,50	34,72	54,65	1,11
250	3658,50	34,72	16,75	0,71

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

Tel que: $l_1 + l_2 = l = 5159 \text{ m}$

AN :

$$\Delta H = 0,001735 \times 0,035^2 \times \left(\frac{x}{0,2^{5,3}} + \frac{1-x}{0,25^{5,3}} \right) = 27,77 \text{ m}$$

Après résolution on trouve :

$$l_1 = 1500,50 \text{ m.}$$

$$l_2 = 3658,50 \text{ m}$$

Alors on va avoir un diamètre de **250 mm** sur une longueur de **3658,50 m** suivi de **200 mm** sur une longueur de **1500,50 m**.

4 -Tronçon: (Piquage Ouamri- Piquage Harbil) :

Q=378,51 L/s, L=2228 m, cote de départ=**751,77 m**, cote d'arrivée(trop plein réservoir Harbil) = 524 m

Calcul de la charge disponible entre le Piquage Ouamri et Piquage Harbil

$$\Delta H_d = C_P - C_H$$

Avec:

ΔH_d : La charge disponible entre le Piquage Ouamri et le trop plein du réservoir harbil projeté:

C_p : Cote piézométrique du point de piquage Ouamri

C_H : Cote du trop plein du réservoir Harbil projeté

$$\Delta H_d = 751,77 - 524 = 227,77 \text{ m}$$

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$AN : L_g = 2228 \text{ m} \rightarrow L_{eq} = 2450,8 \text{ m}$$

*Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{I}}$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

Tab.III.38. Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Ouamri- Piquage Harbil) :

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	Leq (m)	I (m/m)	Dcal (mm)	v (m/s)
Piquage Ouamri- Piquage Harbil	378,51	2228	2450,8	0,0471	371,77	3,49

Remarque : la vitesse a dépassé l'intervalle admissible dans ce tronçon ; donc on doit opter pour un diamètre avantageux de telle façon que la marge de vitesse sera respectée

Tab.III.39. Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Ouamri- Piquage Harbil) :

Dn (mm)	L g(m)	Q (L/S)	ΔH (m)	V (m/s)
450	2228	378,51	38,14	2,38

Alors on va avoir un diamètre de **450 mm** sur une longueur de **2228 m**.

5 -Tronçon: (Piquage Harbil- SR_Draa smar) :

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$AN : L_g = 8395 \text{ m} \rightarrow L_{eq} = 9234,5 \text{ m}$$

*Détermination du gradient:

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}}$$

$$AN : I = \frac{24,5}{9234,5} = 0,003$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

Tab.III.40.Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Harbil- SR Draa smar)

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	Leq (m)	I (m/m)	Dcal (mm)	v (m/s)
Piquage Harbil- SR Draa smar	360,69	8395	9234,5	0,003	628,17	1,16

Tab.III.41.Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon (Piquage Harbil- SR Draa smar) :

Dn (mm)	L g(m)	Q (L/S)	ΔH (m)	V (m/s)
600	6327,9	360,69	28,40	1,28
700	2067,1	360,69	12,55	0,94

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

Tel que: $l_1 + l_2 = l = 9234,5 \text{ m}$

AN :

$$\Delta H = 0,001735 \times 0,036^2 \times \left(\frac{x}{0,6^{5,3}} + \frac{1-x}{0,7^{5,3}} \right) = m$$

Après résolution on trouve :

$$l_1 = 6327,9 \text{ m.}$$

$$l_2 = 2067,1 \text{ m}$$

Alors on va avoir un diamètre de **700 mm** sur une longueur de **6327,9 m** suivi de **600mm** sur une longueur de **2067,1 m**.

Donc la cote piézométrique du point de piquage de Harbil sera:

$$C_P = 24,5 + 713,63$$

$$C_P = \mathbf{738,13 \text{ m}}$$

6-Tronçon: (Piquage Harbil_ Réservoir Harbil projeté) :

$$Q = 17,82 \text{ L/s, } L = 1629 \text{ m, cote de départ} = 738,13 \text{ m, cote d'arrivée} = 524 \text{ m}$$

Calcul de la charge disponible entre

$$\Delta H_d = C_P - C_R$$

Avec:

ΔH_d : La charge disponible entre Piquage Harbil et Réservoir Harbil projeté:

C_p : Cote piézométrique du point de piquage Harbil

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir Harbil projeté

$$\Delta H_d = 738,13 - 524 = 214,13 \text{ m}$$

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$AN : L_g = 1629 \text{ m} \rightarrow L_{eq} = 1791,9 \text{ m}$$

Sachant que : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

Tab.III.42.Diamètre calculé pour le tronçon (Piquage Harbil_ Réservoir Harbil)

Tronçon	Q(l/s)	Lg (m)	Leq (m)	ΔH_d (m)	I (m/m)	Dcal (mm)	v(m/s)
Piquage Harbil	17,82	1629	1791,9	214,13	0,106	100	2,34
Réservoir Harbil							

Alors on va avoir un diamètre de **100 mm** sur une longueur de **1629 m**

III.14.Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquage :

$$C_{P(i+1)}=C_{pi}+\Delta H_{(i+1-i)} \quad \text{(III.20)}$$

Avec:

$C_{P(i+1)}$:Cote piézométrique au point (i+1).

C_{pi} : Cote piézométrique au point (i).

$\Delta H_{(i+1-i)}$: La perte de charge du point (i+1) au point (i).

$$P=C_p-C_T \quad \text{(III.21)}$$

Avec:

P : Pression.

C_p : cote piézométrique

C_T : cote du terrain.

Tab.III.43. Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquages :

Point de piquage	CP (m)	CT (m)	P (m)	P (bar)
Piquage Hannacha	921,00	679,5	241,5	24,15
Piquage Ouamri	751,77	638,53	113,24	11,32
Piquage Harbil	738,13	475	263,13	26,31
Piquage Draa smar	1160,34	950	210,34	21,03

Remarque : dans notre étude, nous avons choisi des conduites en fonte caractérisées par une épaisseur leur permettant de résister à des pressions allant de 25 jusqu'à 40 bars.

IV.15. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié une adduction mixte : alternance entre adduction par refoulement et par gravité.

L'adduction contient une station de pompage Ghrib et une de reprise à Draa smar ainsi qu'un réservoir tampon à Hannacha reliant les conduites de refoulement et gravitaire.

Le dimensionnement des conduites de refoulement tient compte des conditions technico-économiques et celui des conduites gravitaires est basé sur la charge disponible.

**ETUDE DES
RESERVOIRS**

IV.1 Introduction :

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour l'acheminement de l'eau recueillie à la sortie de la station de pompage Ghrib vers les consommateurs. Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaire et de les vérifier par rapport aux volumes existants de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.2. Le rôle des réservoirs : [1]

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions multiples et de nature à la fois technique et économique

IV.2.1. Fonction technique

- Régulation du débit: Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- Sécurité d'approvisionnement: Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie).
- Régulation de la pression: Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- Réacteur participant au traitement: les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate avant la distribution.

IV.2.2. Fonction économique :

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution: Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).
- Réduction des dépenses d'énergie: Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.3. Classification des réservoirs : [2]

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques
 - Réservoirs en maçonnerie
 - Réservoirs en béton armé
 - Réservoirs en plastique
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être:
 - Réservoirs enterrés
 - Réservoirs semi enterrés
 - Réservoirs surélevés
 - Même niveau : sur sol
- D'après la forme de la cuve
 - Réservoirs carrés.
 - Réservoirs circulaires.
 - Réservoirs rectangulaires.
- D'après la nature du liquide:
 - Réservoirs d'eau
 - Réservoirs à hydrocarbure (pétrole, essence)
- D'après le mode de couverture:
 - Réservoirs non couverts.
 - Réservoirs couverts.
- D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :
 - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
 - Soit s'intégrer au paysage.

IV.4. Emplacement du réservoir :

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- 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 au réservoir tampon.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- la cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

IV.5. Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question de classification pour chaque cas. Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré.

Le choix du réservoir dépend des :

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

IV.6. Les équipements du réservoir :

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation : [2]

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal : Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

- a- Par surverse :** soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

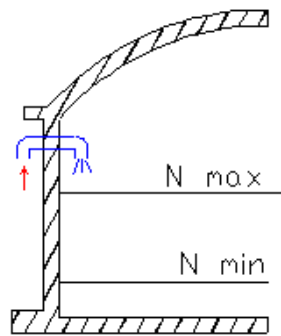


Figure.IV.01:Arrivée par surverse
(Chute libre)

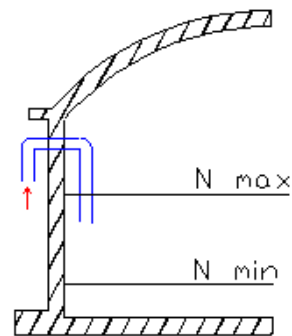


Figure IV.02:Arrivée par surverse
(Noyée)

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

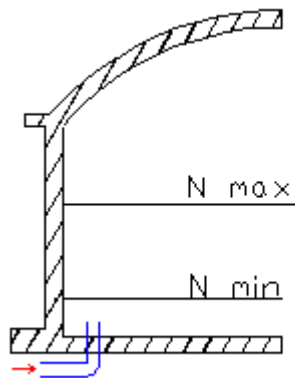


Figure IV.03:Arrivée par dessous
(Par le fond)

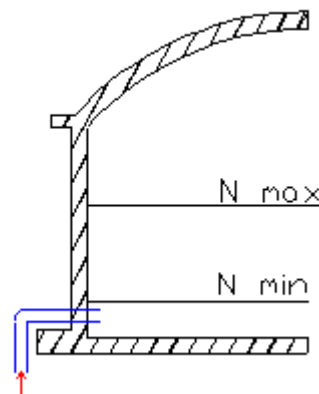


Figure IV.04:Arrivée par dessous
(Par le bas)

IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution : [2]

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

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

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

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifeste dans la conduite.

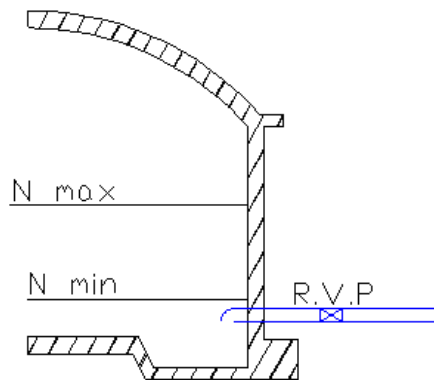


Figure IV.05: Conduite de départ.

IV.6.3. Conduite de trop-plein : [2]

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV.6.4. Conduite de vidange : [2]

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

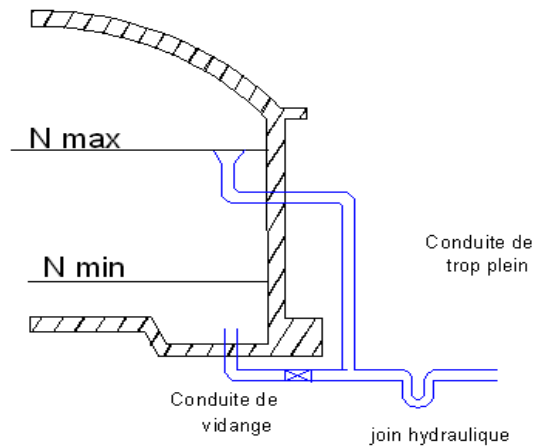


Figure IV.06 Conduite de vidange et de trop plein

IV.6.5. Conduite by-pass : [2]

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

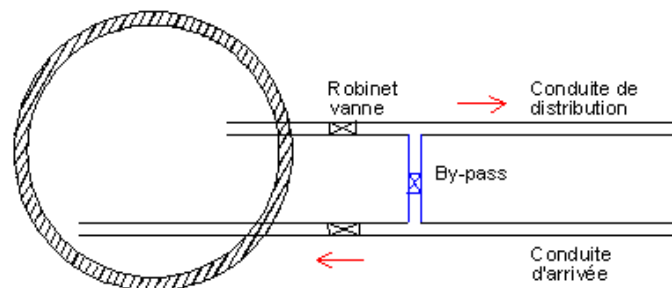


Figure IV.07: Conduite by-pass.

IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut pas être assurée par du personnel à demeure, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne passe dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un événement ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

IV.6.7. Système automatisé:

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

IV.7. Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation : [3]

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

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 du 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. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

IV.7.1. Méthode analytique : [3]

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$V_r = \frac{Q_{\max j} \cdot R_{\max}}{100} \quad (\text{IV.01})$$

Avec:

V_r : volume de régulation de réservoir (m^3).

R_{\max} : résidu maximal.

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier entrant dans le réservoir (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 $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (\text{IV.02})$$

IV.7.2. Méthode graphique : [3]

Cette méthode est basée sur le tracé des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

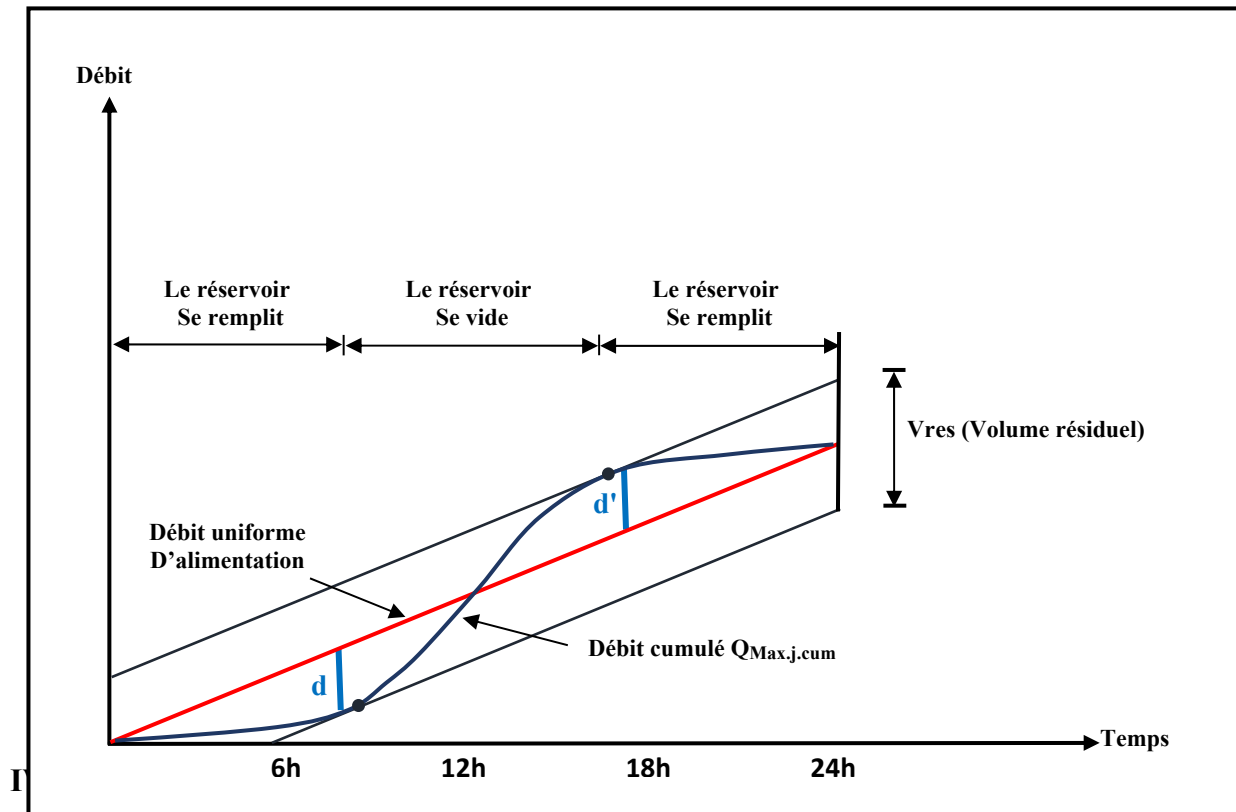
$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \quad (\text{IV.03})$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max j} * R_{\max}}{100}$$

Dont le volume total sera :

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



Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

- **Les bâches de reprises:** Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompes. [3]
- **Les Réservoirs tampons :** Un réservoir tampon est un réservoir de charge qui permet de garantir la pression par un écoulement gravitaire, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval. [3]

- **Réservoirs de stockage :** Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution. [3]
- **Brise charge :** N'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisée, La capacité du brise-charge est déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne, l'objectif étant de maintenir le plein de la conduite aval. [3]

IV.8.1. Réservoirs de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la ville de Médéa et les différentes localités à desservir dont les capacités sont déterminées par la méthode analytique.

Selon une étude de diagnostic des réservoirs de la wilaya de Médéa effectuée en 2015, les réservoirs pris en considération dans notre étude sont en bon état et peuvent être utilisés à l'horizon d'étude.

A. Réservoir de la ville de Médéa :

A.1. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Tab. IV.01. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ville Médéa

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.17	3.35	0.82	-	1.71
1-2	4.17	3.25	0.92	-	2.63
2-3	4.17	3.3	0.87	-	3.50
3-4	4.17	3.2	0.97	-	4.47
4-5	4.17	3.25	0.92	-	5.39
5-6	4.17	3.4	0.77	-	6.16

Tab. IV.01. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ville Médéa (suite) :

6-7	4.17	3.85	0.32	-	6.48
7-8	4.17	4.45	-	0.28	6.20
8-9	4.17	5.2	-	1.03	5.17
9-10	4.17	5.05	-	0.88	4.29
10-11	4.17	4.85	-	0.68	3.61
11-12	4.17	4.6	-	0.43	3.18
12-13	4.17	4.6	-	0.43	2.75
13-14	4.17	4.55	-	0.38	2.37
14-15	4.17	4.75	-	0.59	1.78
15-16	4.17	4.7	-	0.54	1.24
16-17	4.17	4.65	-	0.49	0.75
17-18	4.17	4.35	-	0.19	0.56
18-19	4.17	4.4	-	0.24	0.32
19-20	4.17	4.3	-	0.14	0.18
20-21	4.17	4.3	-	0.14	0.04
21-22	4.17	4.20	-	0.04	0,00
22-23	4.17	3.75	0.42	-	0.42
23-24	4.17	3.7	0.47	-	0.89
Total	100%	100%	6.48 %	6.48 %	-

A.2. Calcul de la capacité du réservoir de Médéa:

Le volume résiduel sera : $V_r = 6,48 \times \frac{29064,09}{100} \Rightarrow V_r = 1883,35 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1883,35 + 120 \Rightarrow V_t = 2003,35 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 2100 \text{ m}^3$.

B. Réservoir de Draa Smar :**B.1. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :****Tab. IV.02.** Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune de Draa Smar :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,5
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	3	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	2	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100%	100%	19,16%	19,16%	-

B.2. Calcul de la capacité du réservoir de Draa Smar :

-Le volume résiduel sera : $V_r = 19,16 \times \frac{4118,87}{100} \rightarrow V_r = 789,18 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 789,18 + 120 \rightarrow V_t = 909,18 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 950 \text{ m}^3$

La commune de Draa smar dispose de réservoir principal de capacité totale de 1200 m^3 ; donc on ne va pas implanter un nouveau réservoir vu que la capacité existante suffira largement.

C. Réservoir d'Oued Harbil:

C.1. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Tab. IV.03. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune d'Oued Harbil :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,5
08 - 09	4,17	6,25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6,25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6,25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6,25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	3	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	2	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,15
Total	100%	100%	19,16%	19,16%	-

C.2. Calcul de la capacité du réservoir d'Oued Harbil:

-Le volume résiduel sera : $V_r = [19,16] \times \frac{2001,48}{100} \rightarrow V_r = 383,48 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 383,48 + 120 \rightarrow V_t = 503,48 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 550 \text{ m}^3$.

D. Réservoir de Hannacha:

D.1. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tab. IV.04. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune de Hannacha :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,5
08 - 09	4,17	6,25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6,25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6,25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6,25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0

Tab. IV.4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune de Hannacha (suite) :

20 - 21	4,17	4	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	3	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	2	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,15
Total	100%	100%	19,16%	19,16%	-

D.2.Calcul de la capacité du réservoir de Hannacha:

-Le volume résiduel sera : $V_r = 19,16 \times \frac{1869,88}{100} \rightarrow V_r = 358,27 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 358,27 + 120 \rightarrow V_t = 478,27 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

E. Réservoir de Ouamri :

E.1.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Tab. IV.05. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune d'Oumari :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,5
08 - 09	4,17	6,25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6,25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6,25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6,25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32

Tab. IV.05. Evaluation du volume résiduel du réservoir de la commune d'Oumari (suite) :

16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	3	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	2	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,15
Total	100%	100%	19,16%	19,16%	-

E.2.Calcul de la capacité du réservoir de Ouamri:

-Le volume résiduel sera : $V_r = [19,16] \times \frac{5151,68}{100} \rightarrow V_r = 987,06 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 987,06 + 120 \rightarrow V_t = 1107,06 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 1150 \text{ m}^3$.

Les résultats de calcul par utilisation de la méthode analytique sont représentés dans le tableau suivant :

Tab. IV.06. Récapitulation de calcul des réservoirs pour l'horizon 2047.

Réservoirs	$Q_{\max j}(\text{m}^3/\text{j})$	$V_{\text{calculé}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{normalisé}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{existant}}(\text{m}^3)$	$V_{\text{projeté}}(\text{m}^3)$
Médéa	29064,09	2003,35	2100	-	2100
Draa smar	4118,87	909,18	950	1200	-
Harbil	2001,48	503,48	550	200	350
Hannacha	1869,88	478,27	500	400	220
Ouamri	5151,68	1107,06	1150	1500	-

IV.8.2. Forme des réservoirs de stockage :

En ce qui concerne la forme des réservoirs de stockage, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m^3 . La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{IV.04})$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.05})$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.06})$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \quad (\text{IV.07})$$

R: marge de sécurité

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad (\text{IV.08})$$

IV.8.2.1. Réservoir de Médéa :

La ville de Médéa a besoin d'un volume de **2100 m³**

-Dimensionnement du réservoir de la ville de Médéa :

On pose h=5m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 2100}{\pi \times 5}} = 23,13 \text{ m} \Rightarrow D = \mathbf{23,5 \text{ m}}$$

- **La section de la cuve :**

$$\text{AN: } S = \frac{2100}{5} \Rightarrow S = \mathbf{420 \text{ m}^2}$$

- **La hauteur totale du réservoir :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de **0,25 à 1m**, au-dessus du plan d'eau.

On prend : R = **0,50 m**

$$\text{AN: } H = h + R = 5 + 0,5 = 5,5 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{420} = 0,3 \text{ m}$$

IV.8.2.2. Réservoir de Harbil:

La commune d'Oued Harbil a besoin d'un volume de **550 m³**

Le stockage est assuré par deux réservoirs de capacité **200 m³** pour alimenter le réseau de la ville.

Vu le déficit que connaît la commune Oued Harbil, la projection d'un réservoir de capacité de **350 m³** est indispensable pour satisfaire les besoins en eaux de la commune

-Dimensionnement du réservoir de Harbil :

On pose $h=4\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 350}{\pi \times 4}} = 10,56 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 11 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{350}{4} \Rightarrow \mathbf{S = 87,5 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

- On prend: $R = 0,30 \text{ m}$

➤

$$\text{AN: } H = h + R = 4 + 0,3 = \mathbf{4,3 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{87,5} = \mathbf{1,4 \text{ m}}$$

IV.8.2.3. Réservoir de Hannacha :

La commune de Hannacha a besoin d'un volume de **500 m³** à l'horizon 2047
Le stockage est assuré par un réservoir de capacité de **400 m³** alimente le réseau de la ville de Hannacha

Vu le déficit que connaît la commune de Hannacha, la projection d'un réservoir de capacité de **220 m³** est indispensable pour satisfaire les besoins en eaux de la commune.

-Dimensionnement du réservoir Hannacha:

On pose $h=4$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 220}{\pi \times 4}} = 8,37 \text{ m} \Rightarrow D = 8,5 \text{ m}$$

➤ **La section de la cuve :**

$$\text{AN: } S = \frac{220}{4} = 55 \text{ m}^2$$

➤ **La hauteur totale du réservoir :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de **0,25 à 1m**, au-dessus du plan d'eau.

On prend: $R = 0,50$ m

$$\text{AN: } H = h + R = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m}$$

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

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{55} = 2,2 \text{ m}$$

IV.8.3.Représentation des dimensions des réservoirs projetés de la zone d'étude :

Les dimensions de réservoirs projetés sont représentées dans le tableau

Tab. IV.07. Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs projetés de la zone d'étude:

Réservoir	V (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h inc (m)	R (m)	H (m)
Médéa	2100	23,5	420	5	0,3	0,5	5,5
Harbil	350	11	87,5	4	1,4	0,3	4,3
Hannacha	220	8,5	55	4	2,2	0,2	4,25

IV.8.4. Dimensionnement du réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire, qui sert à transiter le débit refoulé.

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située en aval.

A. Détermination analytique du volume du réservoir tampon :

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{\text{Max},j} \times T}{2} \quad (\text{IV.09})$$

Avec :

$Q_{\text{Max},j}$: Le débit transité dans la conduite est de : **430,01 l/s** ;

T : Le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne : est égale à : (**45min=2700s**).

AN :

$$V = \frac{Q_{\text{Max},j} \times T}{2} = \frac{430,01 \times 2700}{2 \times 1000} = 580,51 \text{ m}^3$$

Remarque : Le volume du réservoir tampons est un volume transitoire, donc on n'ajoute pas le volume d'incendie.

Le volume normalisé de réservoir tampon est de

$$V_N = 600 \text{ m}^3$$

B. Forme des réservoirs tampons: [3]

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire de la section.

Lorsque le réservoir tampon a un volume supérieur à 10000 m^3 , on opte pour la forme rectangulaire et la hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 7 et 10 m en moyenne, car ce sont des réservoirs de grande capacité.

-Le diamètre D de la cuve :

On pose $h=4\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 600}{\pi \times 4}} = 13,82 \text{ m}$$

$$D_N = 14 \text{ m}$$

-La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{600}{4} = 150 \text{ m}^2$$

-La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de **0,25 à 1m**, au-dessus du plan d'eau.

On prend: $R = 0,50 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = h + R = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m}$$

Tab. IV.08.Représentation des dimensions du réservoir tampon.

Volume (m3)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
600	14	150	4	0,50	4,5

IV.8.5. Bâches de reprise pour différentes stations de pompage : [3]

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. La bache de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} \cdot t}{24} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 24h)

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

A. Bache de la station de pompage (SP-Ghrib) :

La station de pompage (SP-Ghrib) sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement de la station de traitement avant d'être refoulée vers le réservoir tampon.

$Q_{\text{max j}} = 37152,86 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors le volume de la bache de reprise (SP-Ghrib) est calculé comme suit:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} \cdot t}{24} = \frac{37152,86}{24} \times \frac{1}{4} = 387,01 \text{ m}^3.$$

On choisit un volume normalisé de 400 m^3 .

-Le diamètre D de la cuve :

On pose $h=4\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 4}} = 11,29 \text{ m}$$

$$D_N = 11,3 \text{ m}$$

-La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{400}{4} = 100 \text{ m}^2$$

-La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de **0,25 à 1m**, au-dessus du plan d'eau.

On prend: $R = 0,40 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = h + R = 4 + 0,4 = 4,4 \text{ m}$$

B. Bâche de la station de reprise (SR-Draa smar) :

La station de pompage N°2 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement du réservoir tampon avant d'être refoulée vers les réservoirs de tête de la ville de Médéa, Draa smar ; donc le débit max journalier sera égale à :

$$Q_{\text{max j}} = 31163,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors le volume de la bâche de reprise (SR-Draa smar) est calculé comme suit:

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max j}} \times t}{24} = \frac{31163,61}{24} \times \frac{1}{4} = 324,62 \text{ m}^3.$$

En choisi un volume normalisé de **325 m³**.

-Le diamètre D de la cuve :

On pose $h=4\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 325}{\pi \times 4}} = 10,17 \text{ m}$$

$$D_N = 10,5 \text{ m}$$

-La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{325}{4} = 81,5 \text{ m}^2$$

-La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variante de **0,25 à 1m**, au-dessus du plan d'eau.

On prend: $R = 0,30 \text{ m}$

AN: $H = h + R = 4 + 0,3 = 4,3 \text{ m}$

Tab. IV.09. Représentation des dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP-Ghrib	400	11,3	100	4	0,4	4,4
SR-Draa smar	325	10,5	81,5	4	0,3	4,3

Tab. IV.10. Tableau récapitulatif des caractéristiques des réservoirs de la zone d'étude:

Réservoir	Capacité (m ³)	Côte de radié (m)	Côte de Tp (m)	D (m)	S (m ²)	H (m)
Médéa (projeté)	2100	1101	1106,5	23,5	420	5,5
Harbil (projeté)	350	525	529,3	11	87,5	4,3
Hannacha (projeté)	220	679,5	683,75	8,5	55	4,25
Ouamri (existant)	3*500	638,50	643,00	22	125	4,5
Draasmar (existant)	3*400	1055	1059,4	20	139	4,4
RT Hannacha (projeté)	600	766,5	771	14	150	4,5
Bâche SP Ghrib (projeté)	400	445	449,4	11,3	100	4,4
Bâche SR Draasmar (projeté)	325	742	746,3	10,5	81,5	4,3

IV.9. Conclusion :

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a lieu de projeter un réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé des volumes insuffisants pour la plupart des communes donc on doit projeter de nouveaux réservoirs pour satisfaire les besoins de la population jusqu'à l'horizon 2047.

ETUDE DE POMPAGE

V.1. Introduction :

Le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, ou plus généralement de la qualité des appareils qui la constituent, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée.

La station de pompage comporte principalement :

- La bêche d'aspiration.
- La salle des commandes.
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe.

V.2. Définition : [6]

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal
- Vertical
- Oblique

V.3. Choix de variantes pour les stations de pompage : [10]

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont telles :

- Qu'il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- Qu'il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage, un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Que le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Que les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

V.4. Choix du type de pompe : [10]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le 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

V.5. Couplage des pompes : [6]

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle

V.5.1. Couplage en série :

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.

V.5.2. Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits en abscisses de chaque groupe.

V.6. Choix du nombre de pompes : [10]

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.6.1. Refoulement : SP_Ghrib-RT_Hannacha :

La SP-Ghrib refoule un débit de **1548,04 m³/h**, pour une HMT de **337,64 m** ; Dans la présente étude on opte pour des pompes qui sont fabriquées en parallèle en vue de la disponibilité du choix.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.01):

Tab.V.01.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	774,02	337,64	84,1	337,65	1492	845,07	4,76
3	516,01	337,64	79,2	337,69	2983	598,14	9,22
4	387,01	337,64	80,2	337,73	2981	443,78	8,64
5	309,61	337,64	81,2	337,71	2980	350,99	6.63

A partir du tableau (V.01), on opte pour que la variante de cinq (05) pompes identiques en parallèle avec deux pompes de secours, car elle est la meilleure du point de vue: rendement et puissance.

V.6.2. Refoulement : SR_Draa smar-R_Tibhirine :

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eaux de **1298,52 m³/h** sur une hauteur de **371,4 m**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.02)

Tab.V.02.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	649,26	371,39	82,1	371,44	2984	798,50	9,66
3	432,84	371,39	79,8	371,36	2987	547,88	7,66
4	324,63	371,39	81,6	371,44	2986	401,47	6,60
5	259,70	371,39	77,8	371,41	2983	336,61	5,36

A partir du tableau (V.02), on retient la variante de quatre (04) pompes identiques en parallèle avec deux pompes de secours, car elle est la meilleure du point de vue: rendement, puissance.

V.7. Courbes caractéristiques des pompes : [6]

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [P_{abs} - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)_r - Q] sont retirées à partir du logiciel du fabricant après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

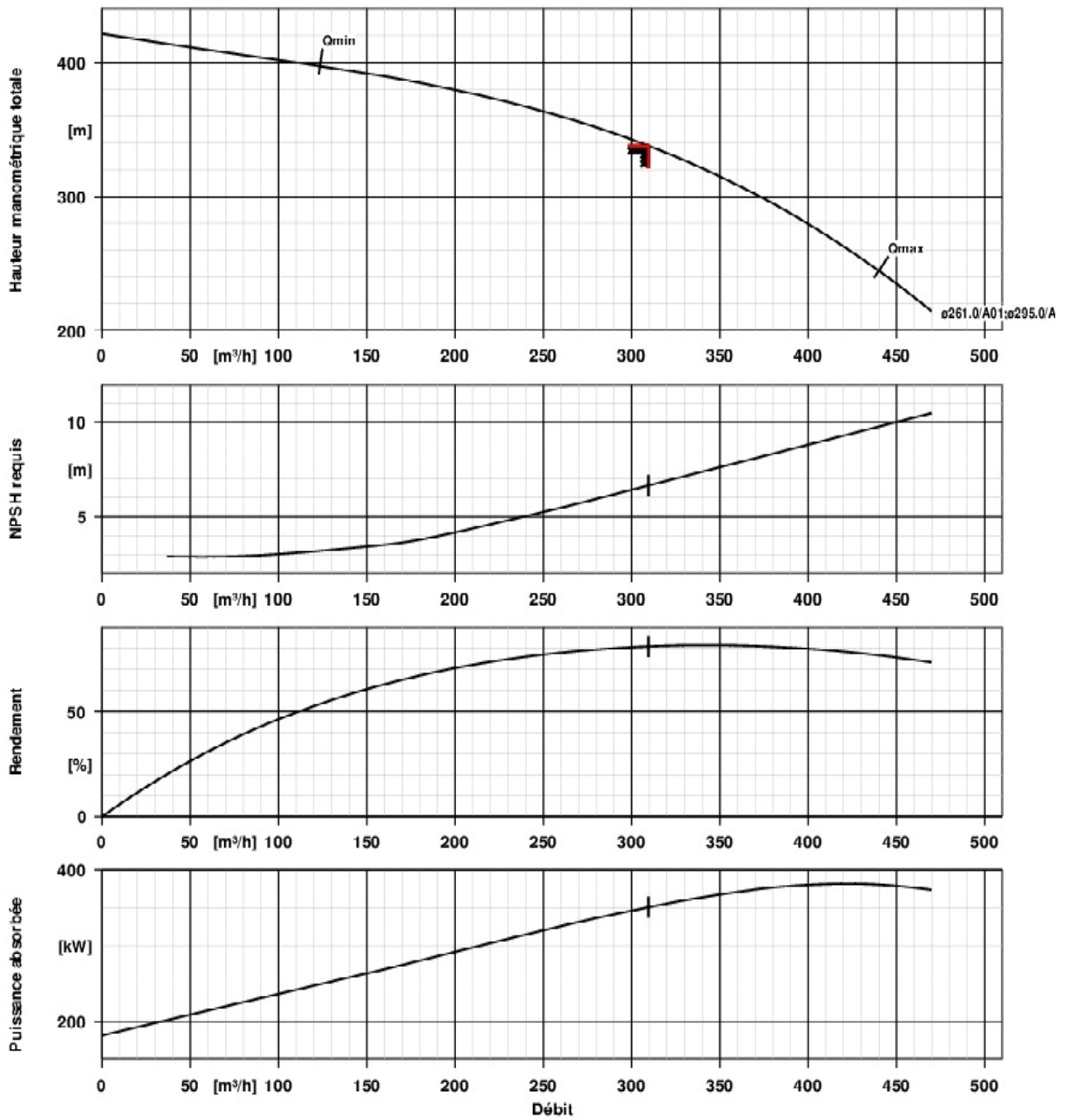


Figure V.1: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP-Ghrib)

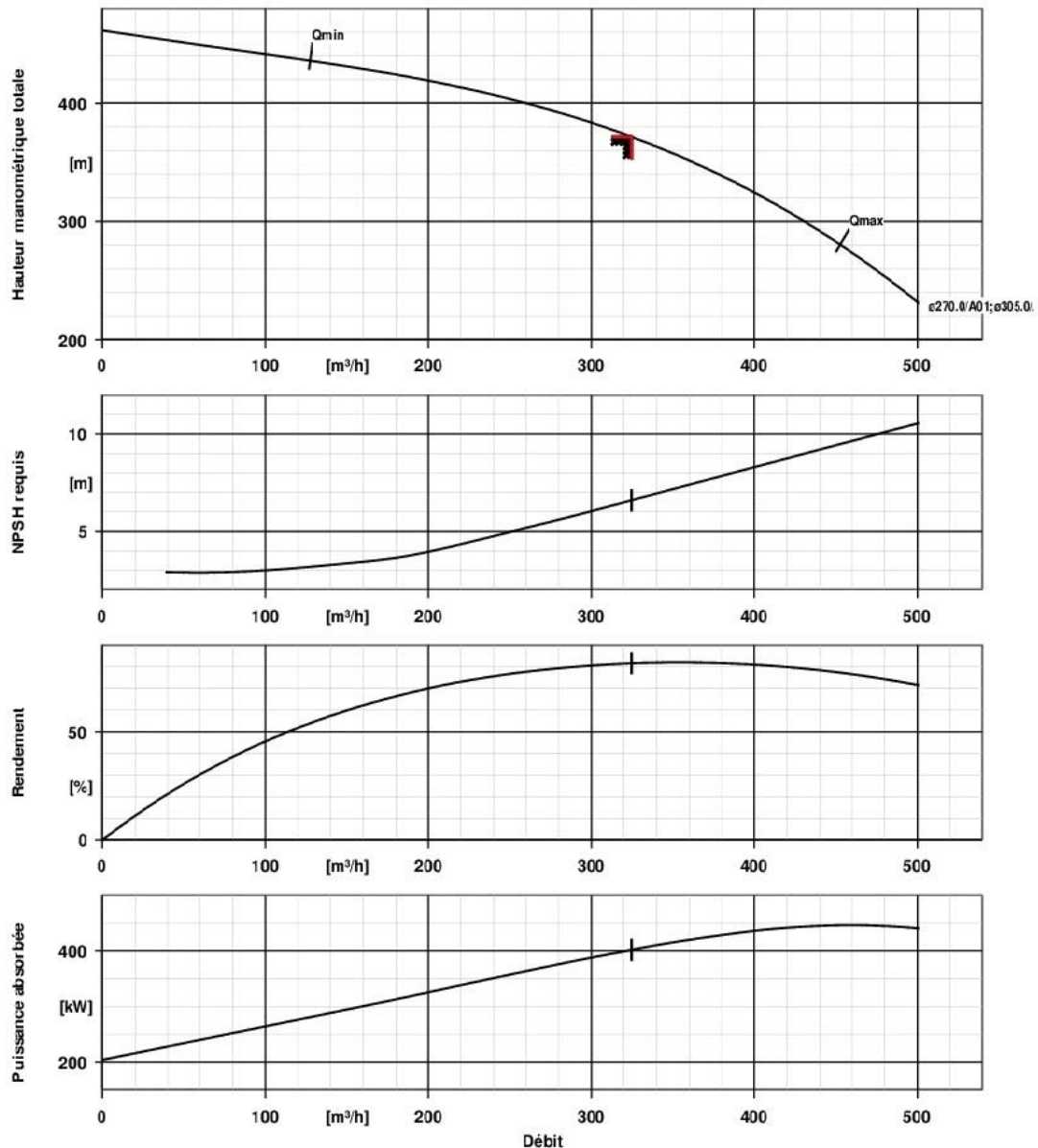


Figure V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe (SR-Draa smar) de type **Multitec A 125/4**

V.8. Point de fonctionnement : [9]

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement $[H-Q]$ et 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 des 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 :** [6]

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

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

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).

V.8.1. Refoulement : SP_Ghrib-RT_Hannacha:

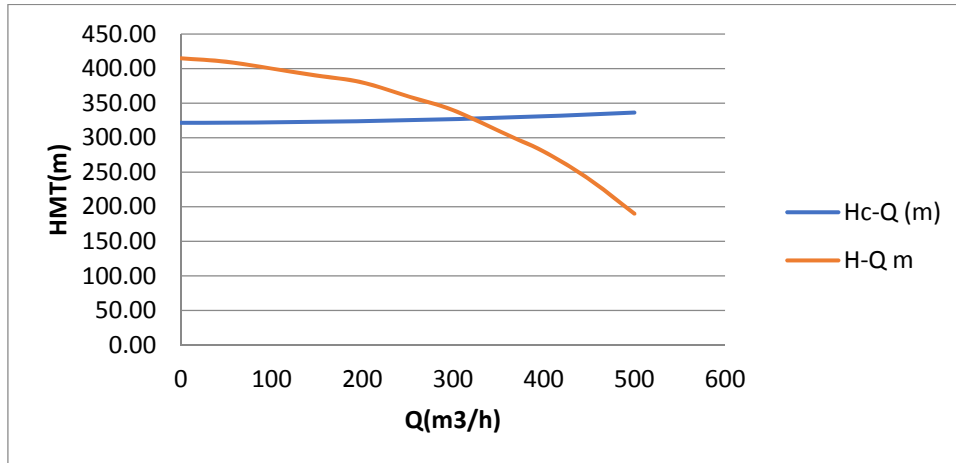
Le tableau V.3 représente les calculs relatifs à la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP_Ghrib-RT_Hannacha :

Tab. V.03. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP_Ghrib-RT_Hannacha) :

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c
0	0	321,58	7550	0,7	0,02074	0,00	0,00	321,58
1	50	321,58	7550	0,7	0,02074	0,13	0,15	321,73
2	100	321,58	7550	0,7	0,02074	0,54	0,59	322,17
3	150	321,58	7550	0,7	0,02074	1,20	1,32	322,90
4	200	321,58	7550	0,7	0,02074	2,14	2,35	323,93
5	250	321,58	7550	0,7	0,02074	3,34	3,68	325,26
6	300	321,58	7550	0,7	0,02074	4,82	5,30	326,88
7	350	321,58	7550	0,7	0,02074	6,56	7,21	328,79

Tab. V.03 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP_Ghrib-RT_Hannacha) :

8	400	321,58	7550	0,7	0,02074	8,56	9,42	331,00
9	450	321,58	7550	0,7	0,02074	10,84	11,92	333,50
10	500	321,58	7550	0,7	0,02074	13,38	14,72	336,30

**Figure V.03:** Point de fonctionnement des pompes de la SP-Ghrib.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.3.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 310 \text{ m}^3 / \text{h} \approx Q_{app} = 309.61 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 338 \text{ m} \approx H_{app} = 337.64 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.8.2. Refoulement : SR_Draa smar-R_Tibhirine:

Le tableau V.4 résume les calculs effectués pour le tracé de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SR_Draa smar-R_Tibhirine:

Tab. V.04 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR_Draa smar-R_Tibhirine)

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	Hc
0	0	364	3913	0,7	0,02155	0,00	0,00	364,00
1	50	364	3913	0,7	0,02155	0,07	0,08	364,08

Tab. V.04 .Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR_Draa smar-R_Tibhirine) (suite)

2	100	364	3913	0,7	0,02155	0,29	0,32	364,32
3	150	364	3913	0,7	0,02155	0,65	0,71	364,71
4	200	364	3913	0,7	0,02155	1,15	1,27	365,27
5	250	364	3913	0,7	0,02155	1,80	1,98	365,98
6	300	364	3913	0,7	0,02155	2,59	2,85	366,85
7	350	364	3913	0,7	0,02155	3,53	3,88	367,88
8	400	364	3913	0,7	0,02155	4,61	5,07	369,07
9	450	364	3913	0,7	0,02155	5,84	6,42	370,42
10	500	364	3913	0,7	0,02155	7,20	7,92	371,92

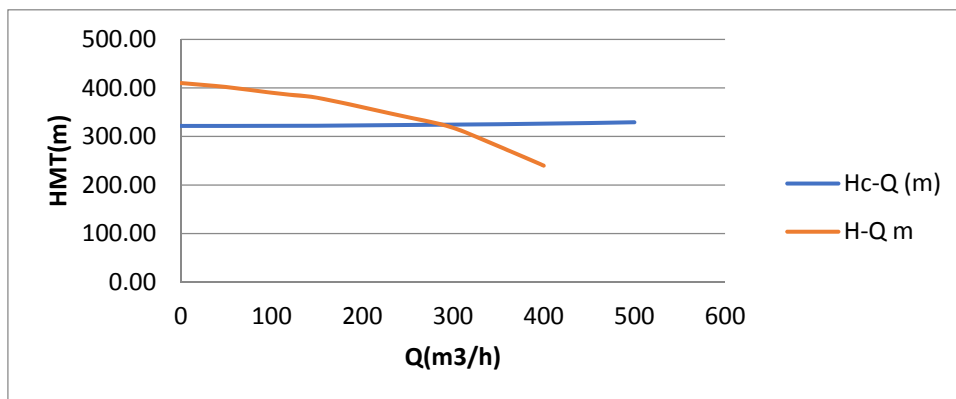


Figure V.04 Point de fonctionnement des pompes de la SR-Draasmar.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.4.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 305 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 324,63 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 321 \text{ m} < H_{app} = 371,39 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement inférieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données : [6]

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

A- Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.04})$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: 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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{V.05})$$

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

- **Réduction du temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.06})$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

B- Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe**.

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement et la puissance absorbée les plus faibles.

Dans notre cas, le mode de réglage à étudier est l'augmentation de la vitesse de rotation

V.9.2. Refoulement : SR_Draa smar – R_Tibhirine

On a: $Q_{app} > Q_{pf}$:

- **Augmentation de la vitesse de rotation :**

Si on fait un réglage qualitatif on réduit la vitesse de rotation de la pompe alors la nouvelle vitesse de la pompe sera :

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}}$$

$$n = 2986 \times \frac{1298.52}{1220} \rightarrow n = 3179 \text{ tr/min.}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \quad (V.07)$$

$$a = 0,00022026$$

Le rendement après la similitude est : **82,4 %**.

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 1000 * 324.63 * 371.39}{0.82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 400,66 \text{ kw}$$

V.10. Etude de la cavitation : [9]

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 roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,

- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,4 \text{ m}$.

V.10.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible : [6]

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 une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = (\text{NPSH})_r + r - \frac{P_{\text{atm}}}{\rho \times g} + \frac{T_v}{\rho \times g} + \frac{V_{\text{asp}}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{\text{asp}} \quad (\text{V.08})$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H \text{ [mce]} \quad (\text{V.09})$$

Avec :

H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tab.V.05. 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 (mce)	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.

$$\Delta h_{\text{asp}} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} \quad (\text{V.10})$$

$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}}$: Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{L_r \times Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad [m] \quad (V.11)$$

Avec :

L_c : longueur du collecteur d'aspiration $L_c = 50$ m ;

l_c : longueur de la conduite d'aspiration $l_c = 3$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad [m^3/s] ;$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m^3/s).

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times Q_{app}}{\pi \times V_c}} \quad (V.12)$$

Avec :

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 \quad [mm] \quad (V.13)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.10.2. Calage de la pompe : [6]

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

Pour les installations en aspiration :

$$V_{axe} = V_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad [m] \quad (V.14)$$

V_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$V_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad [m] \quad (V.15)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m.NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

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

V.10.3. Station de pompage SP-Ghrib :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.63$ m.

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 445 \Rightarrow P_{at} = 9,71$ mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C $\Rightarrow T_v = 0,24$ mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $DN1 = 200$ mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$D_a = 1,5 \times 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm.}$$

-La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 300$ mm, la vitesse sera :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 0,086}{\pi \times 0,3^2} = 1,22 \text{ m/s}$$

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } D_a < 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 < D_a < 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

Dans notre cas $D_a = 300$ mm et $V_{asp} = 1,22$ m/s, donc la vitesse d'aspiration est admissible

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 1548,04}{3,14 \times 3600 \times 1,22}} = 0,67 \text{ m} \Rightarrow D_c = 700 \text{ mm.}$$

Pour $D_c = 700$ mm, la vitesse sera :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 0,310}{\pi \times 0,7^2} = 0,81 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible, alors on prend $D_c = 700$ mm.

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left[\frac{50 \times \left(\frac{1548,04}{3600} \right)^2}{0,7^{5,3}} + \frac{3 \times \left(\frac{309,61}{3600} \right)^2}{0,3^{5,3}} \right] \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,106 \text{ m.}$$

-La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,106 = 0,122 \text{ m.}$$

-La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 6,63 + 0,4 - 9,9 + 0,24 + \frac{1,22^2}{2 \times 9,81} + 0,122 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -2,43 \text{ m ;}$$

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 449,5 - 4,5 + 0,4 = 445,4 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{min} = 445,4 \text{ m. NGA ;}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 445 + 2,43 + 0,4 = 447,83 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{axe} = 447,83 \text{ m. NGA ;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 447,83 m.NGA pour éviter l'apparition de phénomène de cavitation.

Pour éviter tous risques de la cavitation il faut :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 7,03\text{m} > 6,63\text{ m.}$$

Notre pompe ne risque pas la cavitation

V.10.4. Station de reprise SR-Draa smar :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6,60\text{ m.}$

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 742 \Rightarrow P_{at} = 9,30\text{ mce.}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20\text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24\text{ mce.}$

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $DN1 = 200\text{ mm.}$

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$D_a = 1,5 \times 200 \Rightarrow D_a = 300\text{ mm.}$$

-La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 300\text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 0,09}{\pi \times 0,3^2} = 1,27\text{ m/s}$$

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1)\text{ m/s pour } D_a < 250\text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5)\text{ m/s pour } 250 < D_a < 800\text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8)\text{ m/s pour } D_a > 800\text{ mm}$$

Dans notre cas $D_a = 300\text{ mm}$ et $V_{asp} = 1,27\text{ m/s}$, donc la vitesse d'aspiration est admissible

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 1298,48}{3,14 \times 3600 \times 1,3}} = 0,595\text{ m} \Rightarrow D_c = 600\text{ mm.}$$

Pour $D_c = 600\text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} = \frac{4 \times 0,361}{\pi \times 0,6^2} = 1,28\text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible, alors on prend $D_c = 600\text{ mm.}$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left[\frac{50 \times \left(\frac{1298,48}{3600} \right)^2}{0,6^{5,3}} + \frac{3 \times \left(\frac{324,63}{3600} \right)^2}{0,3^{5,3}} \right] \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,194\text{ m.}$$

-La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,194 = 0,223 \text{ m.}$$

-La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 6,60 + 0,4 - 9,48 + 0,24 + \frac{1,3^2}{2 \times 9,81} + 0,223 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -1,93 \text{ m ;}$$

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 746,5 - 4,5 + 0,4 = 742,4 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{min} = 742,4 \text{ m. NGA;}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 742 + 1,93 + 0,4 = 744,33 \text{ m. NGA ;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de **744,33 m.NGA** pour éviter l'apparition de phénomène de cavitation.

Pour éviter tous risques de la cavitation il faut :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 7,005 \text{ m} > 6,60 \text{ m.}$$

Notre pompe ne risque pas la cavitation

V.11. Conclusion :

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, notre choix de pompes des stations de pompage Ghrib et la station de reprise Draasmar se sont portés respectivement sur cinq pompes avec trois de secours et de quatre pompes avec deux de secours de type « Multitec A 125/ 4 ». Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones, transportant un débit de **309,61 m³/h** pour chacune avec une HMT de **337,71 m** pour la station de Ghrib et pour la SR de Draasmar un débit de **324,63 m³/h** avec une HMT de **371,44 m**.

Le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnement et éviter les effets néfastes de la cavitation.

PROTECTION

CONTRE LE

COUP DE BELIER

VI.1.Introduction :

Les conduites en charge qui sont en contact avec le sol doivent être protégées contre le régime transitoire et la corrosion. Les canalisations en acier sont les plus sensibles à la corrosion (comparées aux conduites en fonte). Notre adduction se compose de conduites en fonte, il est donc nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède, nous étudierons également la protection des conduite contre le coup de bélier.

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier: [5] [12]

VI.2.1. Définition :

Le régime transitoire ou plus spécialement le coup de bélier est un phénomène complexe qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement des variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression qui peuvent être positives ou négatives.

VI.2.2. Causes du coup de bélier : [11]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes 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 ;
- 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, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2.3. Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier, H, en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) : $\Delta H = a \times \Delta V_0 / g$

Avec :

a : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et ΔH : surpression en mce.

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

Cette formulation est valable si le temps T de la variation de vitesse est suffisamment court pour une longueur de conduite L ($T < T_0$ avec $T_0 = 2 L/a$ temps d'aller-retour des ondes).

NB : La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/a$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

VI.2.4. Risques liés aux coups de bélier : [13]

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrées par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se manifestant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.2.5. Risques pour un refoulement : [6]

En cas d'arrêt brutal d'une station de pompage, l'alimentation de la conduite n'est plus assurée, alors que l'eau, contenue dans celle-ci, continue à se déplacer par son inertie propre (à titre indicatif il y a 500 tonnes d'eau par km dans une conduite de DN 800).

La masse d'eau en mouvement s'arrêtant beaucoup moins vite que les pompes, la conduite en amont du refoulement est alors soumise à une surpression, tandis que la conduite en aval est soumise à une dépression.

Si la protection anti-bélier est absente ou insuffisante, les risques pour l'installation sont principalement :

- dégradation des conduites (décollement du revêtement intérieur, ...),
- perte d'étanchéité (aspiration des joints, ..),
- ovalisation ou aplatissement des conduites (conduites en inox, plastiques, ..),
- sollicitation des butées (variations des contraintes, ..),
- rupture des conduites (implosion de poche de cavitation, ..),
- aspiration d'eaux polluées par les fuites.

Compte tenu des masses respectives d'eau en mouvement à l'aspiration et au refoulement, la protection concerne principalement la conduite en aval des stations de pompage (sauf pour les surpresseurs en réseaux).

VI.2.6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : [6]

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Une protection combinée avec plusieurs dispositifs peut permettre une optimisation des équipements.

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

a) Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

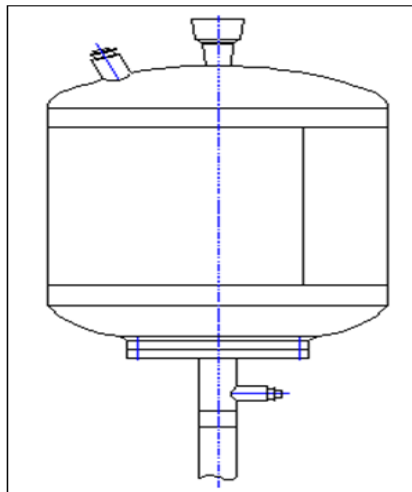


Figure VI.01: Réservoir hydropneumatique

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

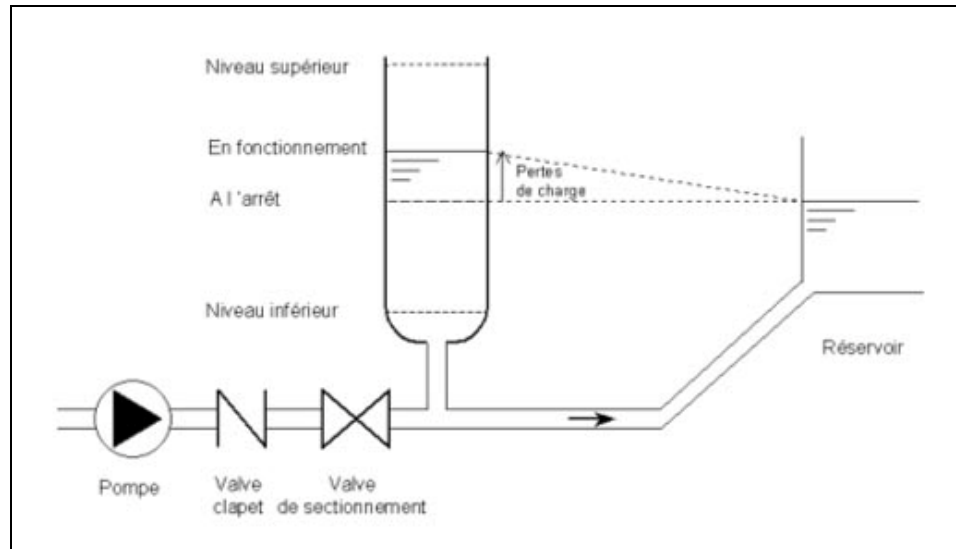


Figure VI.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

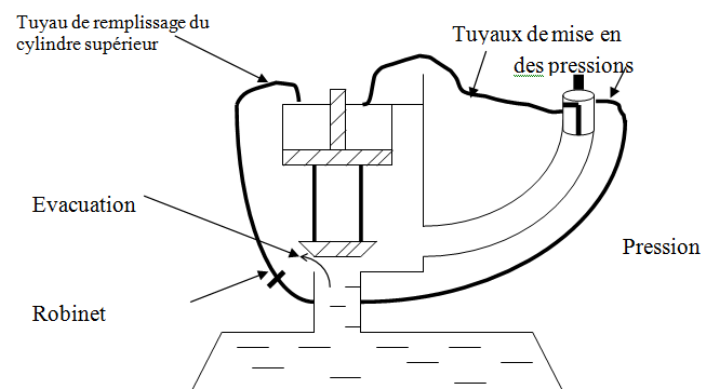


Figure VI.03 : Soupape de décharge type LEZIER

d) Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

VI.2.7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection : [6]

VI.2.7.1. Observations sur les ballons :

Les ballons hydropneumatiques sont très répandus et il existe presque toujours une solution ballon pour une protection de conduite lors d'une disjonction électrique.

Les ballons hydropneumatiques sont de type avec ou sans vessie (ou membrane).

Il est assez fréquent d'équiper les ballons hydropneumatiques d'un organe dissymétrique (tuyère, clapet percé ou échancré en eaux usées) ou d'une soupape anti-bélier pour lutter contre les surpressions consécutives aux retours d'eaux en masse.

Les ballons anti-bélier à vessie seront préférentiellement de type vertical. Lors des régimes transitoires un volume résiduel suffisant d'eau doit être respecté.

VI.2.7.2. Observations sur les clapets d'entrée d'air :

Ce type de protection permet des solutions alternatives dans le cas de certains transferts d'eaux usées ou pluviales. Les clapets d'entrée d'air doivent être spécifiques et de très faible inertie. La protection par entrée d'air est généralement moins performante que celle d'un ballon, en raison de variations de pression plus brutales et de dépressions plus fortes. Il est fréquent de devoir installer un clapet d'entrée d'air supplémentaire en cours de réseau (suivant profil en long de la conduite). Ce type de protection nécessite des sorties d'air adaptées.

Dans le cas de profil en long de conduite comportant un point haut, la combinaison d'un ballon et d'une entrée d'air en réseau permet, dans certains cas de réduire le volume du ballon.

VI.2.8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier :

VI.2.8.1. Règles 1 : Pression minimale admissible :

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maximum de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de **5 mce** (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

VI.2.8.2. Règles 2 : Maintenance

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

VI.2.8.3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection :

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

VI.2.8.4. Règles 4 : Recommandations diverses :

- Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.
- Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.
- Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.
- Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.
- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.
- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2.9. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **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 ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

- **Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel.

VI.2.10. Dimensionnement du réservoir d'air :

VI.2.10.1. Calcul des volumes des réservoirs anti-bélier par la méthode de PEUCH et MEUNIER:

C'est la méthode qu'on va utiliser dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI.1)$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H} \quad (VI.2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (VI.3)$$

C : célérité d'onde de choc (m/s) ;

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H_0 : pression statique absolue

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \quad (VI.4)$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m)

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \quad (VI.5)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : volume d'air initial (m^3)

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permettant de calculer U_0 sera ainsi déterminé (voir Figure VII.).

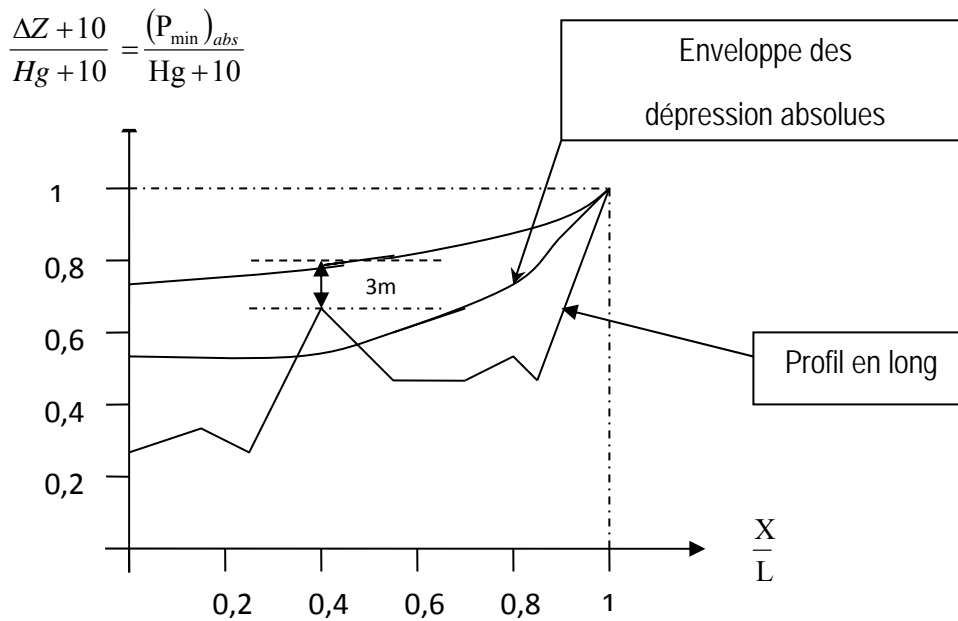


Figure VI.04. Profil en long des pressions

- ✓ Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{v_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \quad (\text{VI.6})$$

- ✓ Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}} \right)^{1/1.2} \quad (\text{VI.7})$$

P_{mini} : pression minimale (m)

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VI.2.10.2. Calculs :

a. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

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

Tab.VI.1 Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)	H0 (m)	H abs (m)	V0 (m/s)	A	K
SP Ghrib RTHannacha	Fonte	700	0,38	1,12	9064	321,58	331,58	347,71	1,12	0,5	0

c. Détermination de la famille de courbe B de chaque tronçon :**Tab.VI.2.** Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP Ghrib – RT Hannacha :

points	Cote z (m)	Longueur (m)	$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	x/L
1	445	0	0,03	0
2	753,64	815,76	0,96	0,09
3	496,44	3534,96	-0,75	0,39
4	670,05	4532,00	0,55	0,5
5	625,04	5619,68	-0,11	0,62
6	670,05	6344,80	0,17	0,7
7	657,19	7251,20	-0,01	0,8
8	682,91	8157,60	0,11	0,9
9	766,5	9064	0,28	1

d. Calcul des volumes d'air :

Le plus grand volume d'air sera calculé pour la faible pression: sur le graphique $\frac{P_{min}}{H_0}$
 $=0,5$ L'évolution de volume d'air est intermédiaire entre les trois isothermes et adiabatiques, nous avons

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \quad (V.16)$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \implies U_{max} = 2436,39$$

Le volume sera majoré de 25% et normalisé $V=3045,5 \text{ m}^3$

Tab.VI .3. Calcul de volume de réservoir d'air

Tronçon	B	P_{mini}/H_0	P_{mini} (m)	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volumes normalisés (m ³)
SP Ghrib – RT Hannacha	1	0,5	165,79	1,34	1,85	2,31

Si nous voulons qu'il reste encore 25% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un réservoir d'un volume τ :

$$\tau = 1,85 \times 1,25 = 2,31$$

$$\tau = 2,31 \text{ m}^3.$$

Alors pour protéger l'installation contre les dépressions, il faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume total égal à 2,130 m³ (soit 2130 L).

Selon la brochure utilisée le volume disponible sera divisé sur deux réservoirs d'air de capacité de 1500L de chacun.

L'encombrement du réservoir d'air pour laquelle nous avons opté est donnée dans la figure suivante.

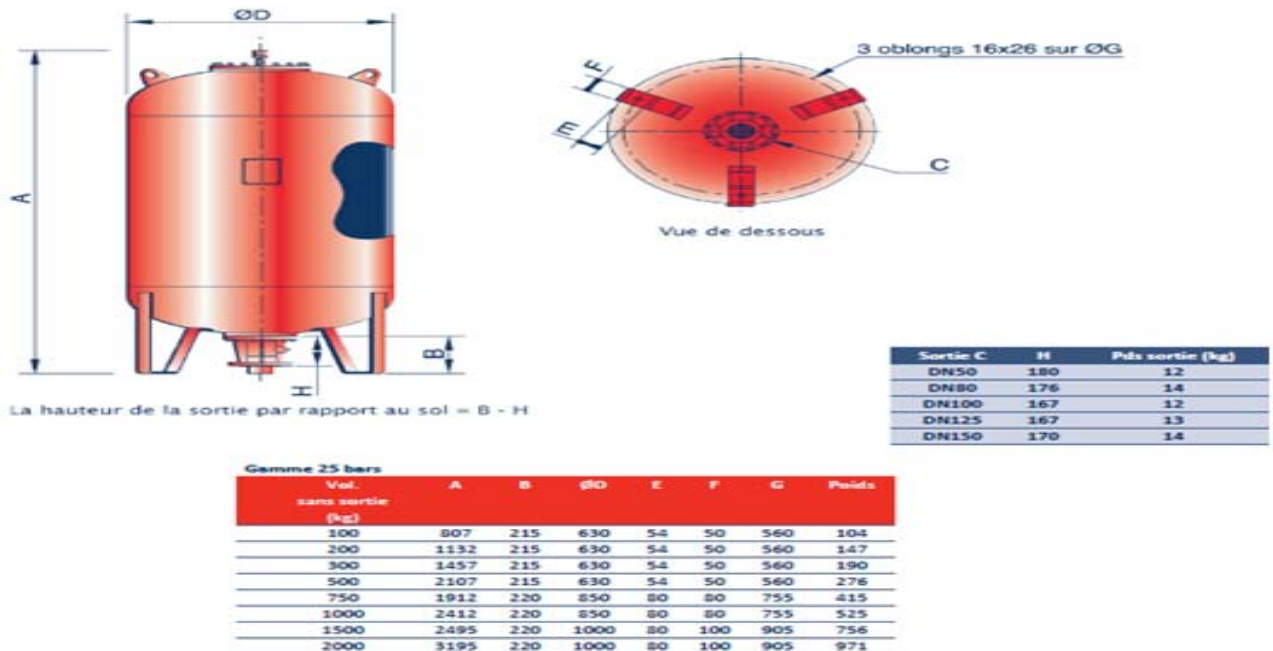


Figure V.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air

Selon la figure V.5, les dimensions des réservoirs d'air seront :

Tab.V.4 : Dimensions du réservoir d'air

Capacité (L)	A	B	D	E	F	G	Poids
2*1500	2495	220	1000	50	100	905	756

VI.3. Protection des conduites contre la corrosion : [6]

VI.3.1. Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.3.2. Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrante :

La corrosion se manifeste par :

- la formation de tubercules sur les parois des conduites.
- l'apparition d'une couche d'oxydes ou de piqûres.
- l'amincissement de la paroi.
- la mise en solution de métaux.

Il en résulte une dégradation de la qualité de l'eau, une diminution des performances hydrauliques ainsi qu'une augmentation des coûts de distribution de l'eau attribuables :

- À l'augmentation du coût de pompage reliée aux dépôts et à la friction hydraulique;
- À l'augmentation des activités biologiques;
- À l'augmentation de la concentration en fer, en cuivre ou en plomb (effet sur la santé);
- Aux plaintes des consommateurs liées à la couleur de l'eau ou à son mauvais goût;
- À la perte d'eau ou de pression d'eau causée par des bris de conduites.
- À l'augmentation de la demande en chlore, ce qui nécessite l'augmentation des dosages aux usines, ces dosages plus élevés de chlore augmentent le risque de formation de sous-produits de la chloration.
- À l'augmentation du coût de traitement des eaux usées : le dégagement de sous-produits de corrosion sur toute la longueur du réseau de distribution et de la tuyauterie privée ainsi que l'ajout d'inhibiteurs de corrosion contenant des phosphates ou des métaux (comme le zinc) constituent parfois des sources de contamination importantes pour les installations d'épuration des eaux usées. Cela peut aller jusqu'à les empêcher de respecter les normes de rejet ou d'élimination des boues;

VI.3.3. Les facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent le lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH : Un faible pH risque de faire augmenter la vitesse de corrosion. Un pH élevé peut protéger la tuyauterie et ralentir la vitesse de corrosion
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- La vitesse de l'eau : l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut influencer la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite qui va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que le potentiel de ces métaux est différent, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.3.4. Protection des conduites en fonte ductile contre la corrosion :

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- 1 - Revêtement en polyéthylène
- Revêtement en polyuréthane

Nous avons adopté un revêtement zingué complété par un vérin bituminé.

Les tuyaux classiques revêtus extérieurement de zinc et d'une couche de peinture bitumineuse ont prouvé leur efficacité pendant de nombreuses années. Ils offrent la solution

pour les grands diamètres. Ces tuyaux sont principalement utilisés pour des applications dans le domaine de l'eau potable.

Le zinc génère une protection active par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

VI.4. Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie de la stations de pompage (SP-Ghrib) de deux réservoirs d'air d'une capacité de chacun de 1500 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté un revêtement zingué complété par un vérin bituminé assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Pose de canalisations et devis estimatif

VIII.1.Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour la pose des canalisations en vue d'une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VIII.2. Différents travaux à entreprendre :

VIII.2.1.Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de **15cm** dans notre cas.

d) Pose des conduites :

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

- Pose en terre:

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. En suite, il sera recouvert d'un lit de pose de **0.1-0,2m** d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

- Par du gravier, dans les terres ordinaires.
- Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain Dans les terrains imperméables.
- Béton maigre, dans les parties rocheuses.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon à assurer une certaine profondeur de remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (1,0m). La profondeur sera calculée en fonction du diamètre :

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

- **Traversées des routes:**

En raison des charges qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route, il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

- **Traversée d'une chaaba : [14]**

La pose de canalisation à la traversée d'une chaaba demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs.

- **Pose de canalisation en forte pente**

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

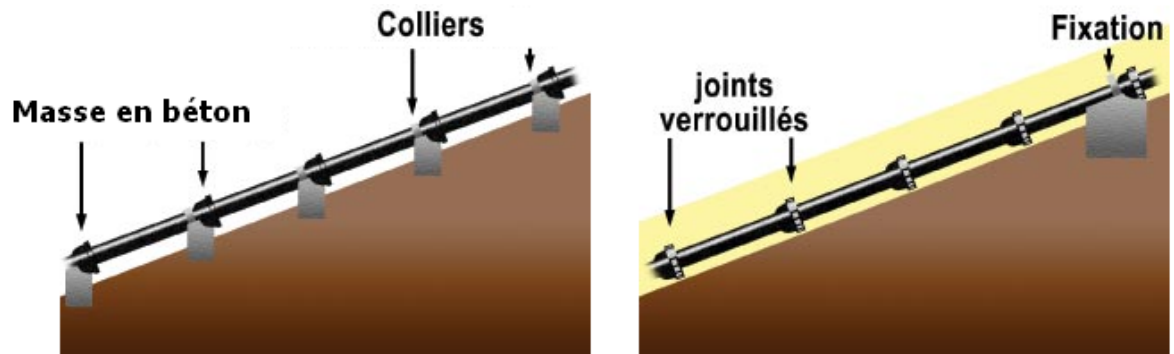


Figure N°VIII.2: Pose de canalisation en forte pente

- **Croisement des conduites existantes :**

La conduite de raccordement croisera des canalisations existantes qui concernent notamment les conduites d'AEP. La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0.3m dans le cas d'une conduite d'AEP.

e)Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.2.2.Accessoires : [2]

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement
- Régulariser les pressions et mesurer les débits

- Protéger les canalisations
- Changer la direction
- Raccorder deux conduites
- Changer le diamètre
- Soutirer les débits

a) Robinets vannes : [16]

On distingue différents types de robinets vannes :

a.1. Robinets-vanne à opercule :

Appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin ; leurs diamètres allant de 40 à 300 mm.

a.2. Vannes papillon:

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum tous les 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillons sur chaque conduite de départ du réservoir d'alimentation.

a. 3. Robinet à flotteur :

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.

Remarque :

Pour notre cas, on prévoit des robinets à flotteur dans :

- La bêche d'aspiration de la station de pompage.
- L'alimentation des réservoirs.

a.6. Vannes de décharge :

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

b). Clapets anti retour : [15]

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

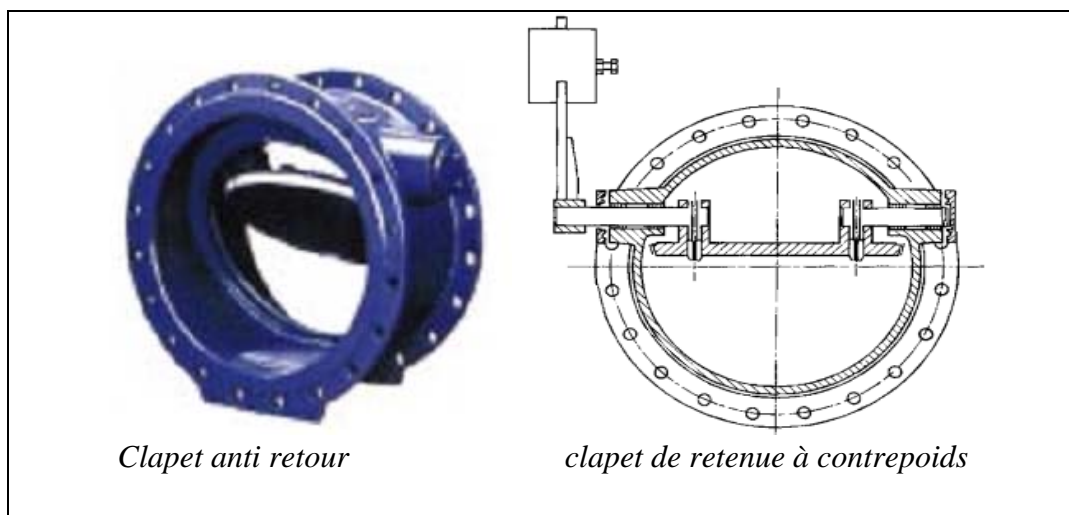


Figure VII.02 : Clapets de retenue (d'après le document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

c). Ventouses :

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

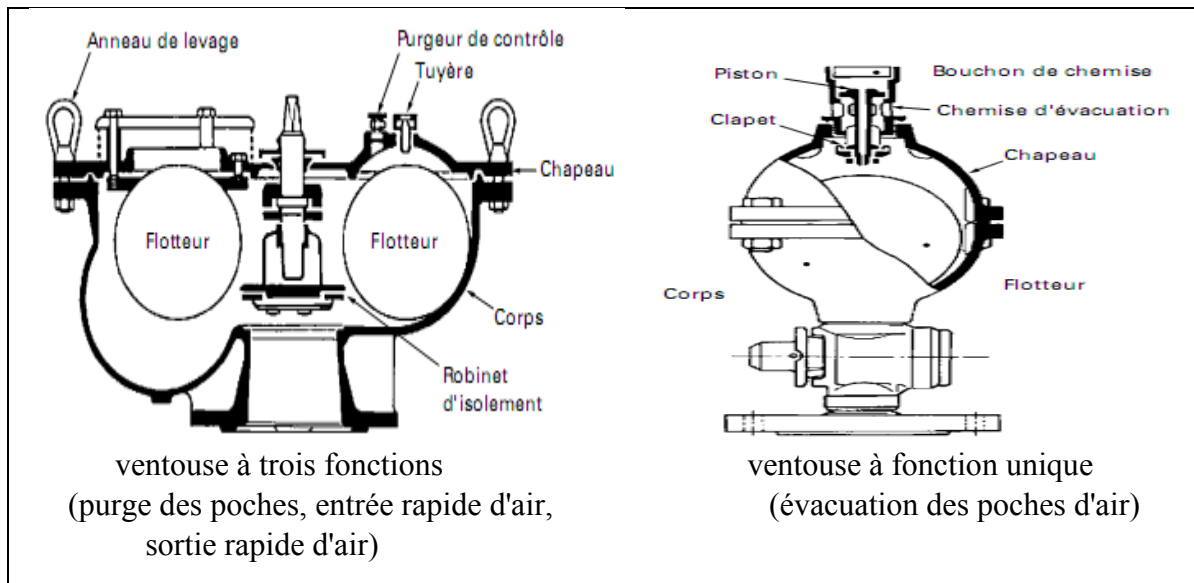


Figure VII.03 : Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions.

d). 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.

e).Crépines : [16]

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

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

f). Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

g). Joints de raccordement : [14]

Les tuyaux sont assemblés 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 couramment utilisés sont:

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

h). 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.

➤ Coudes

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°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

➤ 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.

➤ **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.

➤ **Joints de démontage :**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

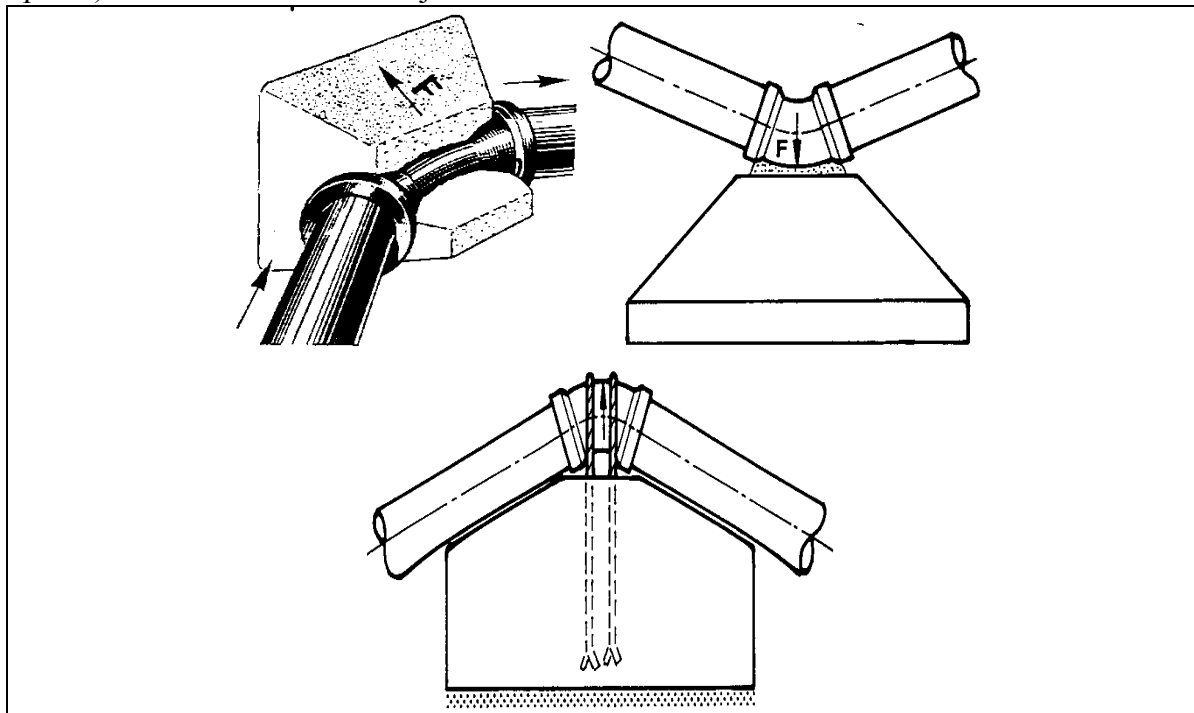


Figure VII.04 : Emplacement des coudes

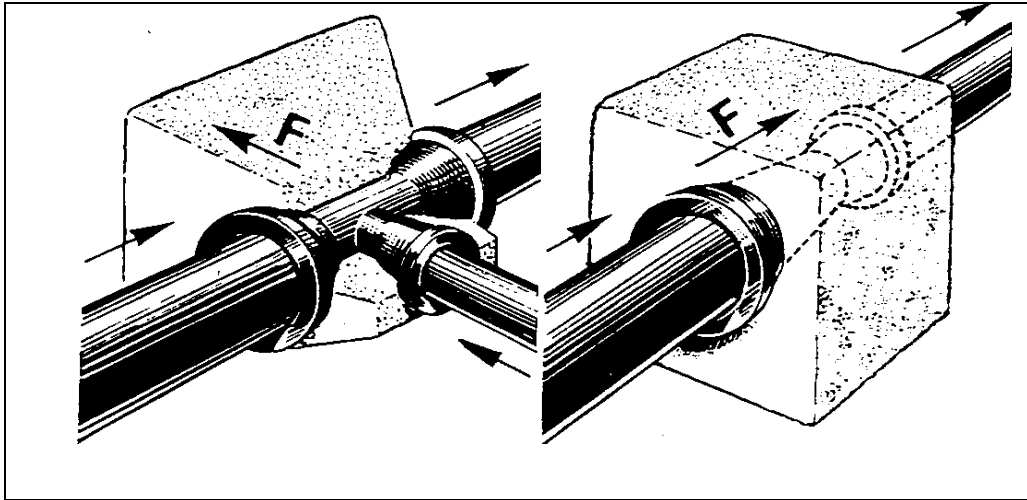


Figure VII.05 : Emplacement des Tés et des Cônes

VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VIII.3.1. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décaper est :

$$V_{\text{dec}} = L \times b \times e \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

V_{dec} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

B : largeur de la couche végétale en (m),

e: épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Pour la réalisation de cette opération, On opte un bulldozer ou un angledozer.

VIII.3.2. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir figure VIII.3)

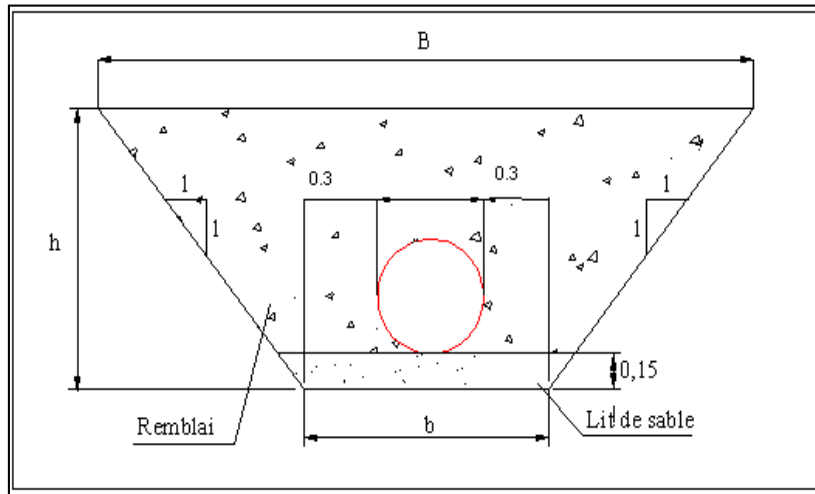


Figure VIII.06: coupe en travers de tranché de la conduite

$$S_{exc} = b \times h \quad \text{(VIII.2)}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 b : largeur de la tranchée;
 h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \quad \text{(VIII.3)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

Pour la réalisation de l'excavation des tranchées, on opte pour une pelle mécanique

a. La profondeur de la tranchée : [6]

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge ; elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{(VIII.4)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm ; on prend $h = 1\text{m}$;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15\text{ m}$.

b. Largeur de la tranchée : [6]

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule :

$$b = D + 2 \times e \quad \text{(VIII.5)}$$

Si $DN \leq 400$: $b = D + (2 \times 0,30)$ (m)

Si $DN > 400$: $b = D + (2 \times 0,50)$ (m)

Avec : **b** : largeur de la tranchée (m).
D : diamètre de la conduite (m).

c. Déblais de l'adduction :

Tab.VIII.01. Calcul du volume des déblais de l'adduction :

Tronçon	D (mm)	b(m)	H _{tr} (m)	S _{ex} (m ²)	L(m)	V _{ex} (m ³)	V _{dec} (m ³)
SP1_Ghrib- Piquage Hannacha	700	1,7	1,85	3,15	5990	18839	1018
Piquage_Hannacha- Réservoir_Hannacha	100	0,7	1,25	0,88	1514	1325	106
Piquage_Hannacha- Réservoir_Tampon	700	1,7	1,85	3,15	1560	4906	265
Réservoir_Tampon- Piquage_Ouamri	500	1,5	1,65	2,48	722	1787	108
Piquage_Ouamri- Réservoir_Ouamri (première partie)	250	0,85	1,4	1,19	4544,2	5408	386
Piquage_Ouamri- Réservoir_Ouamri (deuxième partie)	200	0,8	1,35	1,08	614,9	664	49
Piquage Ouamri- Piquage Harbil	500	1,5	1,65	2,48	2228	5514	334
Piquage_Harbil- Réservoir_Harbil	100	0,7	1,25	0,88	1629	1425	114
Piquage_Harbil- SR_Draa smar	700	1,7	1,85	3,15	3514,1	11052	597
Piquage_Harbil- SR_Draa smar	800	1,8	1,95	3,51	1436	5040	258
SR_Draa smar - Piquage Draa smar	700	1,7	1,85	3,15	2716	11052	353
Piquage_Draa smar - Réservoir Draa smar (première partie)	150	0,75	1,3	0,98	1096,1	1069	353
Piquage_Draa smar - Réservoir Draa smar (deuxième partie)	100	0,7	1,25	0,88	368	322	82
Piquage_Draa smar - Réservoir_Tibhirine	600	1,6	1,75	2,80	1197	3352	192
Total						67234	3890

VIII.3.3. Volume du Lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule :

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.6)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

b : largeur du lit de tranchée,

e : épaisseur du lit de sable,

L : longueur de la tranchée (m),

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.2).

Tab.VIII.02 .Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b(m)	e(m)	L(m)	V(m ³)
SP1_Ghrib- Piquage Hannacha	1,7	0 ,15	5990	2695,50
Piquage _Hannacha-Réservoir _Hannacha	0,7	0 ,15	1514	68,13
Piquage _Hannacha-Réservoir _Tampon	1,7	0 ,15	1560	70,20
Réservoir _Tampon- Piquage _Ouamri	1,5	0 ,15	722	32,49
Piquage _Ouamri-Réservoir _Ouamri (première partie)	0,85	0 ,15	4544,2	204,49
Piquage _Ouamri-Réservoir _Ouamri (deuxième partie)	0,8	0 ,15	614,9	27,67
Piquage _Ouamri- Piquage _Harbil	1,5	0 ,15	2228	100,26
Piquage _Harbil-Réservoir _Harbil	0,7	0 ,15	1629	73,31
Piquage _Harbil- SR_Draa smar(première partie)	1,7	0 ,15	3514,1	158,13
Piquage _Harbil- SR_Draa smar (deuxième partie)	1,8	0 ,15	1436	64,62
SR_Draa smar - Piquage Draa smar	1,7	0 ,15	2716	122,22
Piquage _Draa smar -Réservoir Draa smar(première partie)	0,75	0 ,15	1096,1	49,32

Tab.VIII.02 .Calcul du volume du lit de sable (suite)

Piquage _Draa smar -Réservoir Draa smar(deuxième partie)	0,7	0 ,15	368	16,56
Piquage _Draa smar - Réservoir _Tibhirine	1,6	0 ,15	1197	53,87
TOTAL				3736,77

VIII.3.4.Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{(VIII.7)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L_c \quad \text{(VIII.8)}$$

V_c : volume de la conduite (m³)

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.VIII.03.Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (mm)	S (m2)	L(m)	V(m ³)
SP1_Ghrib- Piquage Hannacha	700	0,385	5990	2304,05
Piquage _Hannacha- Réservoir _Hannacha	100	0,008	1514	11,88
Piquage _Hannacha- Réservoir _Tampon	700	0,385	1560	600,05
Réservoir _Tampon- Piquage _Ouamri	500	0,196	722	141,69

Tab.VIII.03.Calcul du volume de la conduite (suite)

Tronçon	D (mm)	S (m2)	L(m)	V(m³)
Piquage _Ouamri- Réservoir _Ouamri	200	0,031	1500,50	46,52
	250	0,049	3658,50	179,27
Piquage _Ouamri- Piquage Harbil	450	0,160	2228	356,48
Piquage _Harbil- Réservoir Harbil	100	0,008	1629	13,03
Piquage _Harbil- SR_Draa smar	600	0,283	6327,9	1790,80
	700	0,385	2067,1	795,83
SR_Draa smar - Piquage Draa smar	700	0,385	2716	1045,66
Piquage Draasmar – Réservoir Draasmar	150	0,018	1096,1	19,73
	100	0,008	368	2,94
Piquage _Draa smar Réservoir Tibhirine	600	0,283	1197	338,75
TOTAL				7646,68

VIII.3.5. Remblai compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable

AN : $V_r = 67234 - 3736,77 - 7228,35 \Rightarrow V_r = 56268,88 \text{ m}^3$

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

VIII.3.6. calcul des volumes des travaux de l'adduction :

Le tableau suivant résume le volume des travaux à entreprendre pour la réalisation de notre adduction :

Tab. VIII.04 : volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	5923,56
2	Déblais	m ³	69350,82
3	Lit de sable	m ³	3736,77
4	La conduite	m ³	7646,68
5	Remblais	m ³	57967,37

VIII.4. Evaluation du projet :

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de pose des canalisations.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VIII.4.1 Devis estimatif :

Les résultats de calcul pour l'estimation du cout d'achat et de pose sont regroupés dans le tableau (VIII.7)

Tab.VIII.07.Devis estimatifs d'établissement de la conduite d'adduction :

Diamètre	Longueur	unité	Prix (DA)	prix de pose (DA)
700	5990	m	24 348,67	18231066,66
100	1514	m	2644,45	500462,16
700	1560	m	24 348,67	4747990,65
500	722	m	9 850,87	889041,02
250	4544,2	m	5040,54	2863152,73
200	614,9	m	4391,02	337504,77
500	2228	m	9 850,87	2743467,30
100	1629	m	2644,45	538476,13
700	3514,1	m	24 348,67	10695457,66
800	1436	m	29 920,92	5370805,14
700	2716	m	24 348,67	8266373,47
150	1096,1	m	3298,06	451875,45
100	368	m	2644,45	121644,70
600	1197	m	18 489,80	2766536,33
Total			78031805,5	58523854,2

VIII.4.2. Devis global :**Tab.VIII.08.**Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Pose des canalisations HT	167923563
TVA 19%	31905477
TOTAL TTC	199829040

VIII.5. Conclusion :

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction dans les meilleures conditions, et afin d'avoir un rendement satisfaisant avec une bonne durée de vie du système, il est impératif que la pose des conduites soit faite suivant les normes, et que les accessoires soient installés soigneusement par des personnes qualifiées et compétentes ; ce qui a été détaillé dans ce chapitre. Nous avons aussi effectué un devis estimatif du système d'adduction par le calcul des volumes de travaux, et l'estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la de la ville de Médéa et ses communes environnantes.

Dans un premier temps, un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des communes du projet.

Dans un troisième temps, nous avons réalisé un dimensionnement du système d'adduction , ainsi que le choix du nombre et type de pompe utilisées pour les tronçons de refoulement, aussi nous avons étudié l'emplacement idéal du réservoir tampon de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval et le volume des réservoirs de stockage nécessaire pour chaque commune. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude simplifiée et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, à nos élèves ingénieurs comme référence d'étude des projets d'adduction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **J.BONNIN** «Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, Paris 1986, p108
- [2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», troisième année second cycle
- [3] **ANDRE DUPONT** « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles (Paris)
- [4] **CARLIER M** : Hydraulique générale et appliqué.
- [5] **PAM ADDUCTION D'EAU** : «tuyaux et raccords en fonte ductile pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation», Edition 05.2003
- [6] **Mémoire de fin d'études :**
- BENTAHAR Mohammed** « TRANSFERT DES EAUX DE LA STATION DE DESSALEMENT DE SOUK TLETA EN VUE DE L'ALIMENTATION DE LA ZONE NORD-OUEST DE LA WILAYA DE TLEMCEN » .ENSH promotion 2010-2011.
- NECHMI Abd el ouahab** « ADDUCTION DE LA VILLE DE SOUAGUI A PARTIR DU TRANSFERT DU BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNEBOUGHZOUL (W.MEDEA) » .ENSH promotion 2014
- [7] **JEAN PIERE BONNIVILLE** «Hydraulique appliquée aux installations ».
- [8] **ERIC DROUART** et **MICHEL VOUILLAMOZ** «Alimentation en eau des populations menacées», édition Hermann 1999.
- [9] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [10] **Pompe et station de pompage, E.N.S.H. Blida**, (Cours) 2016/2017.
- [11] **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.**- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.
- [12] www.memoireonline.com
- [13] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression », ENGREF, Paris 1980.
- [14] document téléchargé de: www.spgs.be site internet de : SAINT- GOBAIN PAM canalisation.
- [15] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 15, 16,17, 18, 25.
- [16] **DANFOSS SOCLA** ; « 2010 » ; « accessoires hydraulique » ; Edition I
- [17] **MICHEL.A.MOREL** : Exercice de mécanique des fluides

ANNEXES

Annexe (II)

Annexe II. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

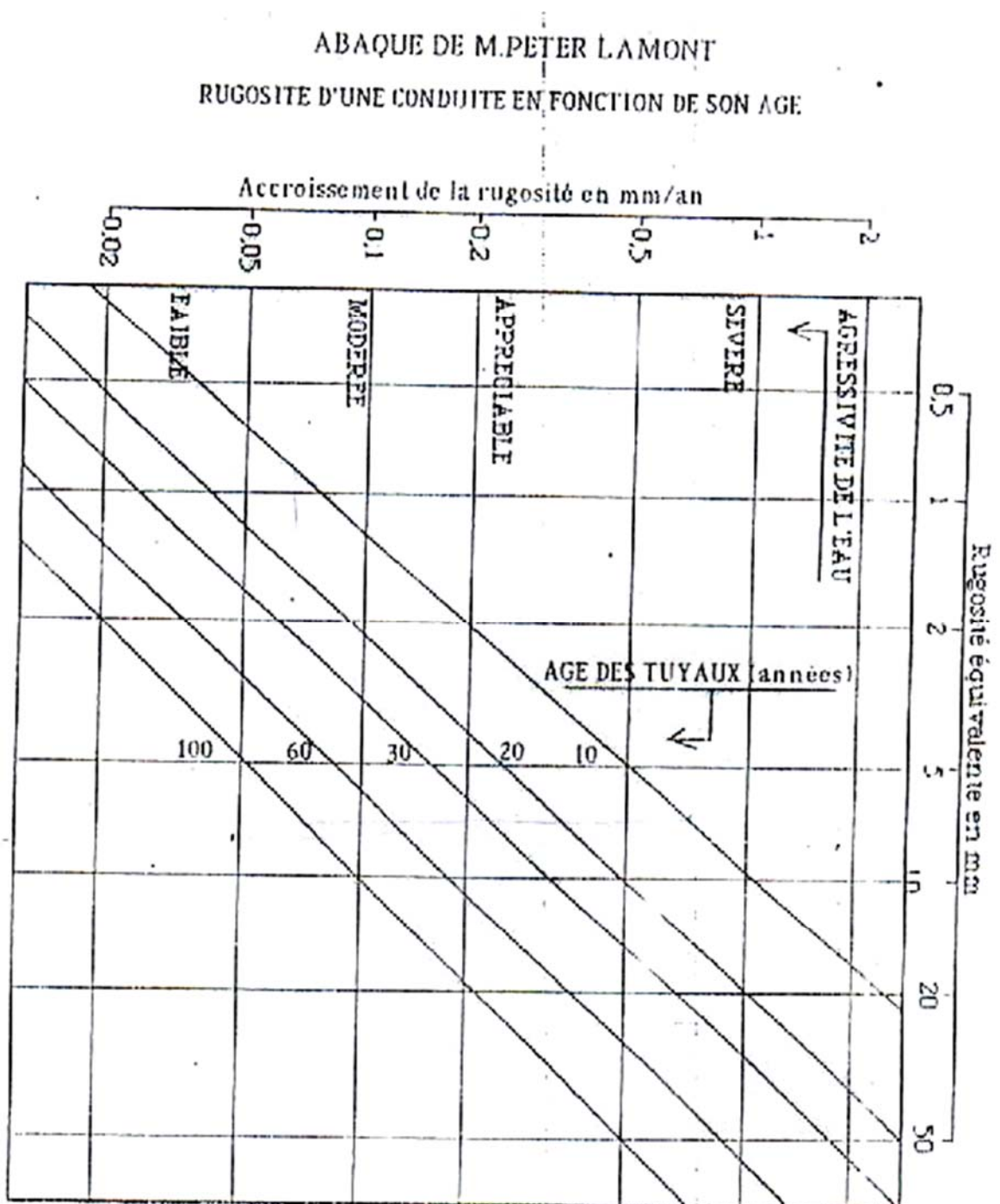
Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)

Annexe (III.1): Les Valeurs usuelles indices de rugosité (K) en mm.

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité k
1	cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	fonte neuve	0,25 à 0,8
10	fonte usagée	0,8 à 1,5
11	fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	béton grossier	5
16	bois bien raboté	5
17	bois ordinaire	1

Annexe (III.2): Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).
de son âge).



Annexe (III.3): Les prix unitaire des conduites en fonte :

Référence SPA	Désignation	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Quantité	Tarif sans joint (DA)
HSB10Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	100	6	1	2644.45
HSB15Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	150	6	1	3298.06
HSB20Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	200	6	1	4391.02
HSB25Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	250	6	1	5040,54
HSB30Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	300	6	1	5280.85
HSB35Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	350	6	1	8872.4
HSB40Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	400	6	1	10 180.34
HSB45Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	450	6	1	12 303.06
HSB50Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	500	6	1	9 850.87
HSB60Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	600	6	1	18 489.80
HSB70Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	700	6	1	24 348.67
HSB80Q60	Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	800	6	1	29 920.92

Annexe (III.3): Les prix unitaire des conduites en fonte :

HSB90Q60	Tuyaux Hydroclass,Classe 25,à joint Standard	900	6	1	37 110.22
HSB10Q60	Tuyaux Hydroclass,Classe 25,à joint Standard	1000	6	1	43 941.19
HSB12Q60	Tuyaux Hydroclass,Classe 25,à joint Standard	1200	8,17	1	68 024.48
HSB14Q60	Tuyaux Hydroclass,Classe 25,à joint Standard	1400	8,17	1	91 257.93

Annexe (VI): Abaque PEUCH et MENIER (M.A.MOREL, 1994)

