

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du transfert des eaux du barrage d'oued El Atmania vers
le réservoir d'Ouled El Hamla (w. Mila - Oum el Bouaghi) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0038-13

APA Citation (APA توثيق):

Mestour, Khadidja Fatiha (2013). Etude du transfert des eaux du barrage d'oued El
Atmania vers le réservoir d'Ouled El Hamla (w. Mila - Oum el Bouaghi)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، دوريات، 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 D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'alimentation en eau potable

THEME :

**ETUDE DU TRANSFERT DES EAUX DU BARRAGE D'OUED
EL ATHMANIA VERS LE RESERVOIR D'OULED EL
HAMLA (W.MILA-OUM EL BOUAGHI)**

Présenté par :

M^{elle} MESTOUR Khadidja Fatiha

DEVANT LES MEMBRES DE JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M ^r Y.DERNOUNI	MA.A	Examineur
M ^{me} L. TAFAT	MA.A	Examinatrice
M ^r R. KERID	MA.B	Examineur
M ^r M. BELALI	MA.B	Examineur
M ^r A.AMMAARI	M.A.A	Promoteur

SEPTEMBRE 2013

Dédicace

À l'occasion de cette journée mémorable qui clôture le cycle de mes études je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

Ma très chère mère SOURIA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

Mon père, mes frères et très cher sœur.

A ma grand-mère que DIEU puisse l'accorder une longue vie.

A mes chers tantes et oncles : HADJA, ROKIA, MOHAMED.

Ma meilleure amie SELMA et sa famille à qui je dois beaucoup.

Tous mes collègues et mes amis.

A tous les étudiants de l'ENSH.

En un mot, à tous ceux qui me sont chers.

MESTOUR Khadidja

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^r AMMARI, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de l'ANBT pour leurs conseils et orientations.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2013, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : HUSSEIN, NACEUR, B.ABD EL REZAK, SAYF, ISHAK, SARAH, SELMA, KARIMA, KHEIRA et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

MESTOUR Khadidja

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة لشبكة الربط هو التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمنطقة الشرقية من الجزائر ، انطلاقا من قناة تحويل مياه سد واد العثمانية ولاية ميلّة .
بعد تقديم المنطقة و تقدير حاجياتها من الماء ، نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه ، من الناحية التقنية و الاقتصادية. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.
ترفع المياه بواسطة محطات الضخ في أنابيب الضخ، لذا ندرس محطات الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه.
بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية ونختتمها بتنظيم الأشغال.

Résumé :

L'objectif de la présente étude d'adduction est l'approvisionnement en eau potable de la zone nord-orientale de l'Algérie à partir du barrage d'Oued el Athmania

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dont lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement-gravitaire) du point de vue technico-économique. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Dans les conduites de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons alors les conditions d'établissement des stations de pompage de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite sur un moyen de protection des conduites de refoulement contre le phénomène transitoire dit : coup de bélier et on termine par l'organisation de chantier

Abstract:

The aim of this dissertation of adduction is to supply drinking water to the North- East zone of Algeria from the dam of oued el athmania. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to establish our mixed adduction (repression-gravitary) from a technical and economic point of view. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores. In the repression pipes, waters are raised by pumping plants, and their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. we will tackle thereafter, a protection means of the repression pipe against the transitory phenomencolled: the water hammer. And we finish by the organization of the site.

Sommaire

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES PHOTOS

LISTE DES PLANCHES

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction2

I.1) Description générale du nouveau système d'approvisionnement2

I.2) Description du projet 3

I.3) Situation géographique4

I.3.1) Oued el Athmania4

I.3.2) Oued Seguin4

I.3.3) Ouled el Hamla5

I.4) Situation topographique5

I.5) Situation géologique et sismique5

I.6) Situation climatique9

I.6.1) Climat9

I.6.2) Température9

I.6.3) Humidité9

I.6.4) Les vents9

I.6.5) Pluviométrie	10
I.7) Infrastructures	10
I.7.1) Routes	10
I.7.2) Voies de chemin de fer	10
I.7.3) Conduite de gaz	10
I.7.4) Autoroute Est-Ouest	11
I.8) Ressources en eau	11
I.8.1) Qualité de l'eau	11
I.8.1.1) Matières en suspension	11
I.8.1.2) Données qualitatives de l'eau	11
Conclusion	13

CHAPITRE II: Etude de l'adduction

Introduction	14
II.1) Les conduites d'adduction	14
II.1.1) Généralité	14
II.1.2) Types d'adduction	14
II.1.3) Type d'écoulement	15
II.1.3.1) Ecoulement à surface libre	15
II.1.3.2) Ecoulement en charge	15
II.2) Etude de l'adduction principale	15
II.2.1) Choix du tracé	15
II.2.2) Tracé de la conduite d'adduction	16
II.3) Analyse et choix de la variante	17
II.3.1) Description du tracé optimisé	18
II.3.1.1) Traversée de l'Autoroute Est-Ouest	18
II.3.1.2) Emplacement de la Station de Pompes Oued Seguin	19
II.3.1.3) Evitement de Telerghma	20
II.3.1.4) Evitement de la ville d'Ouled El Hamla	20
II.3.1.5) Bassin d'équilibre d'Ouled El Hamla	21
II.4) Choix du matériau des conduites	22
II.4.1) Les principaux matériaux utilisables	22
II.5) Synthèse	24
II.6) Calcul hydraulique	24
II.6.1) Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaire	24
II.6.1.1) Calcul des longueurs équivalentes	26

II.6.1.2) Les altitudes des différents points	26
II.6.1.3) Dimensionnement de la partie gravitaire	27
II.6.2) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	29
II.6.2.1) Calcul des pertes de charge	30
II.6.2.1.1) pertes de charge linéaires	30
II.6.2.1.2) pertes de charge singulières	31
II.6.2.1.3) pertes de charge totales	31
II.6.2.2) Calcul de la hauteur manométrique totale	31
II.6.2.3) Puissance hydraulique	31
II.6.2.4) Puissance absorbée par la pompe	32
II.6.2.5) Energie consommée par la pompe	32
II.6.2.6) Frais d'exploitation	32
II.6.2.7) Frais d'amortissement	33
II.6.2.8) Dimensionnement des différent tronçons	33
II.6.2.8.1) Tronçon SP Oued Seguin –Piquage N 1	33
II.6.2.8.2) Tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla	35
II.6.2.8.3) Calcul de pression au niveau du piquage	37
II.6.2.8.4) Calcul de la puissance équivalente	38
Conclusion	38
II.6.2.8.5) Tronçon SP D Oued Seguin–Piquage N2	38
II.6.2.8.6)Tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla	40
II.6.2.8.7) Calcul de pression au niveau du piquage	42
II.6.2.8.8) Calcul de la puissance équivalente	43
Conclusion	44
Conclusion	44

CHAPITRE III: Etude du pompage

Introduction	45
III.1) Choix des variantes pour les stations de pompage	45
III.2) Choix du type de Pompe	46
III.3) Couplage des pompes	46
III.3.1) Couplage en parallèle	46
III.3.2) Couplage en série	46
III.4) Choix du nombre de pompes	47
III.4.1) Variantes de pompes	47
III.4.2) Courbes caractéristiques des pompes	47
III.5) Point de fonctionnement des pompes	50
III.6) Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	52
III.6.1) Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé	53
III.6.2) Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé	54
III.6.3) Débit pompé = Débit demandé	54
III.7) Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	55
III.7.1) Équipements en amont de la pompe	55

III.7.1.1) Définition d'une aspiration en bêche	55
III.7.1.2) Définition d'une aspiration sur conduite	56
III.7.2) Équipements en aval de la pompe	57
III.8) Equipements auxiliaires d'une pompe	57
III.9) Bâches de reprise pour la station de pompage	58
III.10) Etude du phénomène de cavitation	60
III.10.1) Calage de la pompe	61
Conclusion	63
III.11) Bâtiment de la station de pompage et son génie civil	63
III.11.1) choix du bâtiment	64
III.11.2) Partie souterraine	64
III.11.3) Partie supérieure du bâtiment	65
III.11.4) Description du Génie Civil	65
III.11.5) Dimensionnement du bâtiment	68
III.11.5.1) La hauteur du bâtiment	68
III.11.5.2) La largeur du bâtiment	69
III.11.5.4) Dimensions des portes	70
III.11.5.5) Dimensionnement des marches d'escaliers	70
Conclusion	71

CHAPITRE IV : Protection des canalisations

Introduction	72
IV.1) Protection des conduites contre la corrosion	72
IV.1.1) Définition	72
IV.1.2) Les facteurs de la corrosion	72
IV.1.3) Corrosion externe	73
IV.1.4) Corrosion interne	74
IV.1.5) Protection contre la corrosion	75
IV.1.6) Revêtements de protection de la conduite	77
IV.1.7) Protection cathodique	78
IV.1.8) Poste d'injection de courant	80
IV.1.9) Protection au droit des chambres de vannes	80
IV.1.10) La protection des conduites de courtes longueurs	80
IV.1.11) Anodes sacrificielles	81
Conclusion	81
IV.1.12) Traversées	82
IV.1.12.1) Traversée d'Oued	82
IV.1.12.2) Traversée de l'autoroute	82
IV.1.12.3) Traversée des voies de chemin de fer	82
IV.1.12.4) Traversée type route	83
Conclusion	83

IV.2) Protection des conduites contre le phénomène transitoire	83
IV.2.1) Causes et effets du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques	84
IV.2.1.1) Causes du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques	84
IV.2.1.2) Effets du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques en charge	85
IV.2.2) Analyse physique du phénomène transitoire	86
IV.2.3) Effet de l'entraînement d'air	91
IV.2.3.1) Origine de l'air dans les systèmes hydrauliques en charge	91
IV.2.3.2) Dérangements provoqués par l'air dans les conduites	92
IV.2.4) Protection des conduites contre le coup de bélier	92
IV.2.4.1) Méthode d'analyse du coup de bélier	92
IV.2.4.2) Calculs hydrauliques en régime transitoire	93
IV.2.4.2.1) Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	93
IV.2.4.2.1.1) Formule d'ALLIEVI	93
IV.2.4.2.1.2) Formule de Michaud	95
IV.2.4.2.2) Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	97
IV.2.5) Calcul des réservoirs d'air	100
IV.2.5.1) Méthode de VIBERT	100
IV.2.5.2) Méthode de BERGERON	100
IV.2.5.3) Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier en utilisant la méthode de PEUTCH et MEUNIER	100
Conclusion.....	113

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Introduction	114
V.1) Différents travaux à entreprendre	114
V.1.1) Travaux concernant la station de pompage	114
V.1.2) Travaux concernant l'adduction	115
V.2) Calcul des volumes des travaux	116
V.2.1) Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	116
Conclusion	117
V.2.2) Calcul du volume de terrassements	120
V.2.2.1) Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron	120
V.2.2.2) Calcul du volume de déblai	121
V.2.2.3) Calcul du volume de lit de sable	121
V.2.2.4) Calcul du volume de remblai	122
V.2.2.5) Volume excédentaire	122
V.3) Planification des travaux	123
V.3.1) Définitions des tâches et leurs durées	124
V.3.2) Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	125
Conclusion.....	128
Conclusion.....	128

Conclusion générale	129
----------------------------------	------------

ANNEXES

ANNEXE N° II-1

ANNEXE N° II-2

ANNEXE N° II-3

ANNEXE N° IV-1

ANNEXE N° IV-2

ANNEXE N° IV-3

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles (année 2010).....	9
Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles (année 2010).....	9
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (année 2010).....	10
Tableau I .4 : Données qualitatives de l'eau.....	11

CHAPITRE II: Etude de l'adduction

Tableau II .1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	26
Tableau II.2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	26
Tableau II.3: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	26
Tableau II.4 : variation journalière des tarifs de l'énergie.....	3
Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II.5: Calcul de la HMT du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1.....	33
Tableau II.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1.....	34
Tableau II.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1.....	34
Tableau II.8: Bilan du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1	34
Tableau II.9: Calcul de la HMT du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla	35
Tableau II.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla.....	36
Tableau II.11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla.....	36
Tableau II.12: Bilan du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla.....	36
Tableau II.13: La pression au niveau du 1 ^{er} piquage	37
Tableau II.14: La puissance équivalente.....	38
Tableau II.15: Calcul de la HMT du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2.....	39
Tableau II.16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2.....	39
Tableau II.17: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2.....	39
Tableau II.18: Bilan du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2.....	40
Tableau II.19: Calcul de la HMT du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla.....	41
Tableau II.20: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla.....	41

Tableau II.21: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla.....	41
Tableau II.22: Bilan du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla.....	42
Tableau II.23: Pression au niveau du 2 ^{ème} piquage	43
Tableau II-24: La puissance équivalente.....	4
	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III: Etude du pompage

Tableau III.1: Courbe caractéristique de la 1 ^{ère} conduite de refoulement.....	51
Tableau III.2: Courbe caractéristique de la 1 ^{ère} conduite de refoulement.....	5
	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	60
Tableau III.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	61
Tableau III.5 : Choix du type de bâtiment.....	64
Tableau III.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	70

CHAPITRE IV : Protection des canalisations

Tableau IV.1 : Principales normes Européennes.....	76
Tableau IV.2 : Profil en long général de la conduite.....	101
Tableau IV.3: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:.	104
Tableau IV.4: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	105
Tableau IV.5 : Profil en long général de la conduite.....	106

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Tableau V.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.....	118
---	-----

Tableau V.2 : Volumes de travaux de la station de pompage.....	119
Tableau V.3 : Calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions.....	120
Tableau V.4 : Calcul du volume de déblai pour les adductions.....	121
Tableau V.5 : Calcul du volume de sable pour les adductions.....	121
Tableau V.6: Calcul du volume de remblai pour les adductions.....	122
Tableau V.7: calcul du volume excédentaire pour les adductions.....	123
Tableau V.8: Le volume Total des travaux pour les adductions.....	123
Tableau V.9 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage	124
Tableau V.10 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	125
Tableau V.11 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....	Erreur ! Signet non défini. 6
Tableau V.12 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	126

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athamania	2
Figure I.2 : Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athamania	3
Figure I.3 : Rapport structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides ...	5
Figure I.4 : Coupe générale synthétique des Maghrébides de l'Est algérien (région du Constantinois).....	6
Figure I.5 : Carte structurale de la région concernée par le projet de transfert	8

CHAPITRE II: Etude de l'adduction

Figure II.1: Tracé de la variante retenue	18
Figure II.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	35
Figure II.3 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	37
Figure II.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	40
Figure II.5 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	42

CHAPITRE III: Etude du pompage

Figure III.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée	48
Figure III.2 : La courbe caractéristique de la pompe commandée	49
Figure III.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l'accouplement en parallèle	49
Figure III.4 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle	51
Figure III.5 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle	52
Figure III.6 : Schéma représentatif de la partie souterraine	64

CHAPITRE IV : Protection des canalisations

Figure IV.1 : conduite écoulant un débit « Q » à une pression théorique	87
Figure IV.2 : Conduite dilatée	88
Figure IV.3 : Conduite non dilatée.	89
Figure IV.4 : Conduite comprimée	90
Figure IV.5 : Conduite non dilatée (état initial).....	91
Figure IV.6 : Réservoir d' Air	98
Figure IV.7 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	99
Figure IV.8 : les différents types d'étranglement	102
Figure IV.9 : Etranglement au moyen d'une tuyère	103
Figure IV.10 : Etranglement au moyen d'un clapet à battant percé.	103

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Figure V.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire	120
Figure V.2 : Réseau à nœud	127

LISTE DES PHOTOS

CHAPITRE II: Etude de l'adduction

Photo II.1 : Traversée de l'autoroute.....	Erreur ! Signet non défini.9
Photo II.2 : Site d'implantation de la station de pompage d'Oued Seguin.....	Erreur ! Signet non défini.9
Photo II.3 : Nouvel évitement de Telerghma.....	20
Photo II.4 : Divers constructions au niveau de la ville d'Ouled Hamla.....	20
Photo II.5 : Situation du Bassin d'équilibre d'Ouled Hamla.....	2Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE IV : Protection des canalisations

I.4) Situation topographique :	118
I.8.1) Qualité de l'eau :	124
III.1) Choix de variantes pour les stations de pompage	160
III.3.1) Couplage en parallèle.....	161
III.3.2) Couplage en série.....	161
III.8) Equipements auxiliaires d'une pompe	172
III.9) Bâches de reprise pour la station de pompage	173
III.10) Etude du phénomène de cavitation	175
III.11.5.2) La largeur du bâtiment.....	184
III.11.5.4) Dimensions des portes.....	185
III.11.5.5) Dimensionnement des marches d'escaliers.....	185
Conclusion :	186
IV.2.5) Calcul des réservoirs d'air	212
IV.2.5.3) Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier en utilisant la méthode de PEUTCH et MEUNIER :	212
Introduction	226

<i>V.2.2.1) Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....</i>	232
<i>V.2.2.2) Calcul du volume de déblai</i>	233
<i>V.2.2.3) Calcul du volume de lit de sable.....</i>	233
<i>V.2.2.4) Calcul du volume de remblai.....</i>	234
<i>V.2.2.5) Volume excédentaire.....</i>	234

Liste des planches

Planche N°1 : Tracé de l'adduction gravitaire.

Planche N°2 : Tracé de l'adduction de refoulement (SP Oued Seguin- point de piquage 1)

Planche N°3 : profil en long de l'adduction gravitaire.

Planche N°4 : profil en long de l'adduction de refoulement (SP Oued Seguin- point de piquage 1)

Planche N°5 : Plan du bâtiment de la station de pompage d'Oued Seguin.

Planche N°6 : les accessoires dans une adduction.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

À l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie irrégulière et mal répartie, et d'autre part par la croissance démographique et ces aléas sur l'accroissement des besoins et la pollution de la ressource.

Devant une telle situation, pour lutter contre cette mal répartition des eaux et la surexploitation des nappes, notre pays à adopter une stratégie de transferts des eaux, et s'engageant dans un vaste programme de transfert des eaux entre différents barrages.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude du transfert des eaux du barrage d'Oued El Athmania vers le réservoir d'équilibre d'Ouled El Hamla; c'est une adduction mixte qui comporte des tronçons gravitaire et en refoulement. Le projet comporte une station de pompage à l'aval du barrage d'Oued El Athmania et un réservoir d'équilibre afin de pouvoir acheminer les eaux vers le barrage d'Ourkiss et le barrage de Koudiat Medaouar.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique et la situation hydraulique actuelle.

I.1) Description générale du nouveau système d'approvisionnement :

Le barrage de Béni Haroun, construit en aval de la confluence Rhumel - Oued Endja, à 12,5 km au nord de la ville de Mila et à 45 km au nord-ouest de la ville de Constantine, avec une capacité de 795 hm³, est la source principale d'approvisionnement en eau de la zone Nord-orientale de l'Algérie, qui englobe les wilayas de Jijel, Mila, Constantine, Batna, Oum El Bouaghi et Khenchela. Une partie des débits régulés par le barrage de Béni-Haroun, devront être refoulés vers le barrage d'Oued Athmania, pour répondre aux demandes croissantes en eau des zones situées au sud du barrage à des cotes plus élevées.

La figure suivante présente l'emplacement du système du Transfert d'Athmania.



Figure I.1 : Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athmania

I.2) Description du projet :

Le barrage d'Oued Athmania, alimenté par le Système de Transfert de Béni Haroun, est le point de départ (l'amont) du nouveau système d'approvisionnement en eau de notre projet . Il va alimenter le barrage Ourkiss et le barrage Koudiat Medaouar par l'intermédiaire de deux stations de pompages (SP D'Oued Seguin et SP D'Ain Kercha). L'eau sera acheminée à partir du barrage d'Oued El Athmania jusqu'au réservoir d'Ouled El Hamla par l'intermédiaire d'une station de pompage en ligne qui sera située à Oued Seguin. Les prises d'irrigation vers la zone de Telerghma seront situées le long de la section de conduite entre le barrage d'Oued Athmania et le réservoir d'Ouled Hamla. L'eau sera fournie par gravité à partir du réservoir d'Ouled Hamla à la station de pompage dédoublée d'Ain Kercha, c'est-à-dire : une ligne de pompage alimentant le barrage d'Ourkiss et l'autre alimentera le barrage de Koudiat Medaouar et une prise d'irrigation pour l'alimentation de 2 secteurs de Chemora à partir d'une station de pompage qui sera inscrite dans une opération ultérieure.

La figure suivante présente le schéma hydraulique du projet.

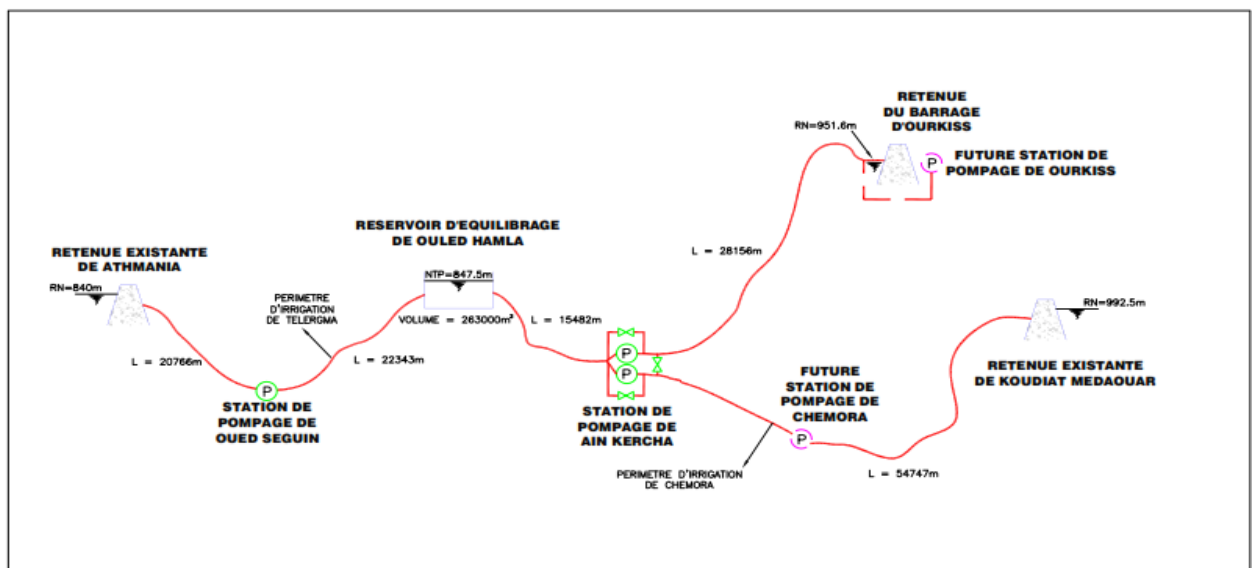


Figure I.2 : Emplacement du Système de Transfert d'Eau d'Athmania

I.3) Situation géographique:

Les trois communes sont délimitées comme suit :

I.3.1) Oued el Athmania :

La zone d'étude, objet de notre projet de mémoire de fin d'études, se situe dans la wilaya de Mila, plus précisément dans la commune Oued el Athmania.

Cette dernière se situe à l'Est de la wilaya de Mila à 13km au Nord-Est de Chelghoum Laid (Daïra de la wilaya de Mila), elle est limitée par :

- La Commune de Sidi Khelifa au Nord ;
- La Commune de Ibn Ziad (w. Constantine) au Nord-Est ;
- La Commune d'Ain Mellouk au Nord-Ouest et à l'Ouest ;
- La Commune de Ain Smara (w. Constantine) à l'Est ;
- La Commune d'Oued Seguin au Sud-Est ;
- La Daïra de Chelghoum Laid au Sud-Ouest ;
- La Commune de Telerghma au Sud.

1.3.2) Oued Seguin :

La commune de Oued Seguin est située au Sud-Est de la wilaya de Mila, à 55 km de Mila et 25 Km de Constantine, elle est limitée par :

- La Commune d'Ain Smara (w. Constantine) au Nord et au Nord-Est ;
- La Commune d'Oued El Athmania au Nord-Ouest ;
- La Commune El Khroub (w. Constantine) à l'Est ;
- La Daïra de Chelghoum Laid à l'Ouest ;
- La Commune de Telerghma et Ouled El Hamla (w. Oum El Bouaghi) au Sud et Sud-Ouest ;
- La Commune d'Ouled Rahmoune (w. Constantine) au Sud-Est.

1.3.3) Ouled el Hamla :

Ouled el Hamla est une commune de la Daïra of Ain M'lila - Wilaya d'Oum El Bouaghi, elle est limitée par :

- La Commune de Telerghma (w. Mila) au Nord ;
- La Commune El Khroub (w. Constantine) à l'Est ;
- La Commune de Souk Naaman (w. Constantine) à l'Ouest ;
- La Commune d'Ain Mlila (w. Constantine) au Sud-Est.

1.4) Situation topographique :

La région concernée par notre projet d'AEP est située dans le grand ensemble morphologique des hauts plateaux Tellien, elle se caractérise par un relief montagneux, à l'altitude de 36° 14' 59" Nord et la longitude 6° 17' 10" Est.

I.5) Situation géologique et sismique :

La géologie du site nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées et aussi pour le choix des engins de terrassement.

La géologie de l'axe Oued Athmania – Ain Kercha, se situe dans la zone du Nord de l'Algérie, qui est composée principalement de reliefs du tertiaire formés durant l'orogénie Alpine. Du Nord au Sud, celle-ci est composée de plusieurs unités paléogéographiques.

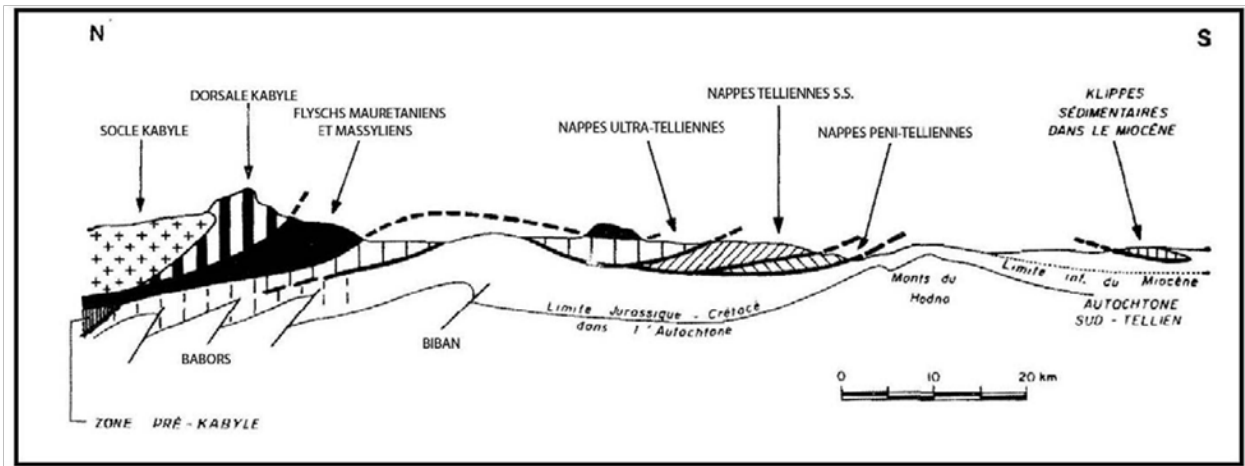
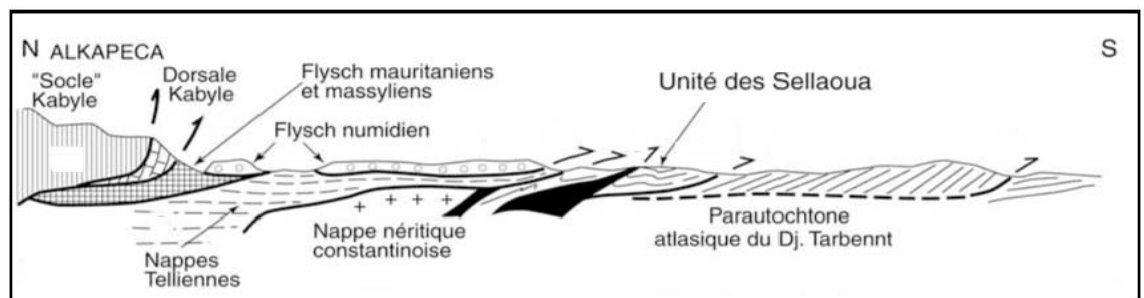


Figure I.3 : Rapport structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides

Domaine interne: Il comprend le socle Kabyle cristallin et sa couverture sédimentaire paléozoïque peu ou pas métamorphisée, caractérisant surtout la grande et la petite Kabylie.

Domaine des flyschs: C'est un domaine paléogéographique qui a reçu une sédimentation essentiellement argilo-gréseuse depuis le Crétacé jusqu'au Paléocène. En Algérie, ce domaine occupe une position allochtone. Il est classiquement subdivisé en deux types.

Domaine externe: Le domaine externe est situé plus au Sud, il comporte les séries telliennes et les séries de l'avant pays. Les séries telliennes reposent partiellement sur l'autochtone Saharien.



(ANBT)

Figure I.4 : Coupe générale synthétique des Maghrébides de l'Est algérien (région du Constantinois)

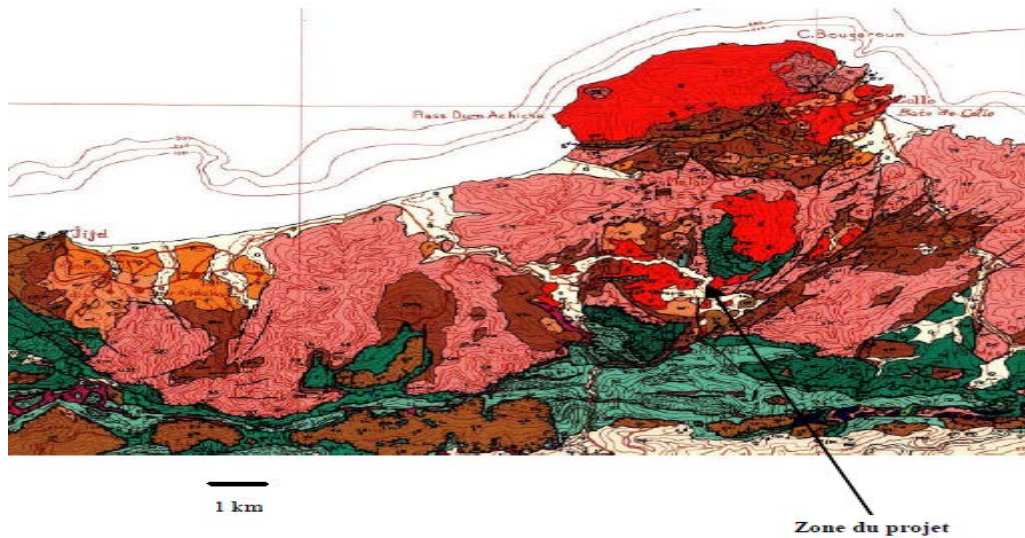
Cependant notre zone d'étude est très étendue donc ces données sur le site du barrage d'Oued El Athmania est insuffisante pour compléter la campagne géologique, et l'étude de la zone séparant les deux retenues est indispensable, et vue que cette région est quasi-montagneuse donc on va étudier le terrain suivant et les routes.

La possibilité de faire une traversée de l'adduction d'Oued El Athmania nous oblige à étudier le lit de ce dernier, dans le lit de l'oued pour définir la profondeur des alluvions, un sondage a été implanté dans une zone à l'aval du barrage et à une distance modérée du site de l'implantation de la station de pompage, ce sondage rencontre des alluvions grossières (sables graviers et galets) jusqu'à 10 m de profondeur.

Ceci confirme que l'adduction traversera uniquement des terrains meubles faciles à excaver.

Concernant l'hydrogéologie du site ;On constate que la conduite sera inscrite totalement dans des terrains meubles, Le substratum rocheux n'est traversé nulle part et quant à la nappe elle est toujours présente dans ces formations mais elle est sous forme de nappe captive donc on n'a pas de problème de remonté de cette dernière d'où aucune nécessité de prévoir des protections et une pose de canalisation simple dépourvue de caniveaux et de drainage des eaux.

Pour mieux expliciter ces différentes informations issues d'une campagne géologique très méticuleuse on va illustrer ces résultats sous forme d'une carte structurale (extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens – 1976).



Légende de la carte structurale au 1/500 000 :

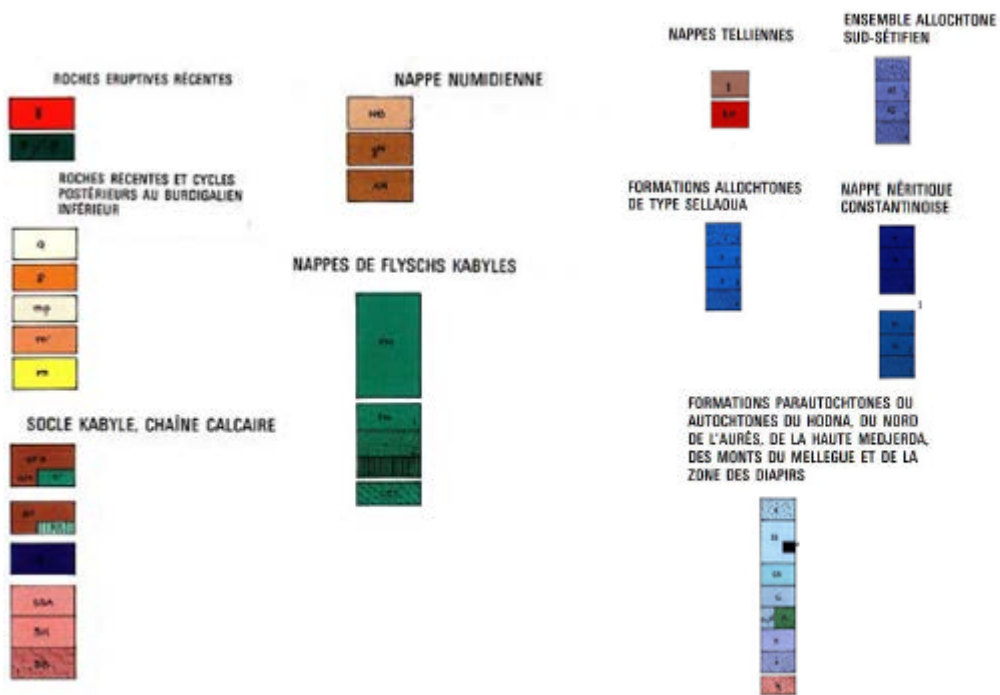


Figure I.5 : Carte structurale de la région concernée par le projet de transfert

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques, faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

1.6) Situation climatique:

1.6.1) Climat :

Le climat de la zone d'étude peut être défini comme semi-aride avec des étés chauds et des hivers frais. L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

1.6.2) Température :

La température moyenne varie de 5°C en janvier à 25°C au mois d'Août, cette variation apparaît dans le tableau I.1

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles (année 2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
T°C (moy)	5,3	6,9	9,2	11,7	16,1	21,9	25,1	24,3	20,4	14,6	9,6	6,5

[ONM]

1.6.3) Humidité :

L'humidité relative de l'air est exprimée en pourcentage, elle est donnée dans le tableau I.2

Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles (année 2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité (%)	71,8	69,1	64,6	62,5	58,1	50,9	41,9	45,0	56,8	61,3	69,3	71,4

[ONM]

1.6.4) Les vents :

Les vents qui soufflent dans la région sont faibles à modérés, avec comme vents dominants ceux du Nord-Est pendant la saison estivale et ceux du Sud-Ouest pendant le reste de l'année. Les vitesses moyennes mensuelles des vents sont données dans le tableau I.3

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (année 2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
V (km/h)	12,9 6	12,9 6	13,6 8	14,4 0	13,6 8	13,3 2	13,3 2	12,2 4	11,1 6	11,1 6	11,8 8	14,4 0

[ONM]

1.6.5) Pluviométrie :

Les chutes de pluies interviennent généralement durant les mois de novembre à mai avec une saison sèche de juin à octobre. Approximativement 40% des chutes de pluie interviennent en mars, avril et mai. La pluviométrie moyenne annuelle pour le barrage d'El Athmania est de 600 mm. En moyenne, il y a de 60 à 65 jours de pluie par an.

1.7) Infrastructures :

1.7.1) Routes :

Le tracé de la conduite suit généralement les routes RN5A, CW17 et CW4.

1.7.2) Voies de chemin de fer :

Une ligne ferroviaire opérationnelle existe. La conduite croise la voie de chemin de fer à proximité de Telergma donc une traversée est à prévoir.

1.7.3) Conduite de gaz :

Le tracé de la conduite de transfert croise celui de la conduite de gaz en de nombreux endroits, par exemple à proximité de la station de pompage d'Oued Seguin, avant et après Telergma, ...etc.

Une attention particulière devra être apportée aux travaux lorsqu'ils seront à proximité des conduites de gaz qui nécessitera la notification aux autorités compétentes en vue d'obtenir l'autorisation de croiser la conduite de gaz.

1.7.4) Autoroute Est-Ouest :

L'autoroute Est-Ouest croise le tracé des conduites plus ou moins à la moitié du tronçon de notre projet.

1.8) Ressources en eau :

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau potable, agricole et industrielle des hautes plaines Constantinoises, elle sera assurée par :

- Le barrage D'Oued El Athmania 30 Hm³ ;
- Le réservoir d'équilibrage de 260.000 m³ à Ouled Hamla;

1.8.1) Qualité de l'eau :

1.8.1.1) Matières en suspension :

L'eau est soutirée vers les prises et les retenues depuis le barrage d'Athmania et de ce fait une teneur de l'eau en grosses particules en suspension n'est pas anticipé. Un certain degré de turbidité, sédiment et grain de sable est envisageable, en particulier après des crues importantes ou un mauvais fonctionnement du dessableur. L'eau sera considérée comme abrasive.

1.8.1.2) Données qualitatives de l'eau :

Les informations sur la qualité de l'eau stockée au barrage de Béni Haroun sont données ci-dessous :

Tableau I.4 : Données qualitatives de l'eau

Paramètres	Unité	Station 100315	Station 100403	Station 100624	Station 100601
Température	°C	17,1	17,2	17,3	17,6
PH		8,3	7,9	8,1	8,1
Conductivité	µS/cm	1183	1923	1795	1748
Turbidité	NTU	6,7	7,2	10,0	7,0

(ANRH)

Tableau I.4 (suite) : Données qualitatives de l'eau

Paramètres	Unité	Station 100315	Station 100403	Station 100624	Station 100601
O ₂ % saturation	mg/l	78,6	45,1	47,0	71,8
M.E.S	mg/l	66	110	134	191
RS	mg/l	793	1405	1270	1237
Ca	mg/l	82	183	156	156
Mg	mg/l	36	44	44	43
Na	mg/l	126	165	162	160
K	mg/l	11	16	22	21
Cl	mg/l	196	232	232	232
SO ₄	mg/l	170	362	276	277
CO ₃	mg/l	13	6	11	11
HCO ₃	mg/l	209	354	395	371
Fe	mg/l	1,3	0,4	0,6	0,7
Mn	mg/l	0,3	0,2	0,6	0,1
NO ₃	mg/l	7,1	13,2	10,6	25,4
NO ₂	mg/l	0,1	0,5	0,5	0,8
NH ₄	mg/l	1,5	10,0	15,2	2,6
PO ₄	mg/l	1,1	5,0	7,1	3,8
P-total	mg/l	0,3	1,7	2,0	1,0
Mo	mg/l	13,5	18,9	18,1	13,3
DCO	mg/l	78	112	117	81
DBO ₅	mg/l	3	13	12	10

(ANRH)

L'installation des ouvrages conviendra à une opération sous toutes conditions relatives à la qualité de l'eau brute et tiendra compte des effets de toute action bactérienne qui pourrait se produire. Une attention particulière sera portée à la protection anticorrosion de toutes les parties immergées en permanence lorsque l'entretien des peintures et autres protections ne sera plus possible après les Essais de Mise en Service.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter les communes, connaître la topographie, le climat ainsi que la situation hydraulique actuelle

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier ; Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du barrage D'Oued El Athmania vers le réservoir D'Oued El Hamla afin de satisfaire les besoins en eau potable des différentes Wilayas, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico- économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

II.1) Les conduites d'adduction

II.1.1) Généralité

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisation (réservoirs de distribution, bâches,...). Toutefois, dans la plupart des cas, lorsque les distances à parcourir sont assez longues, ces conduites sont construites en amiante ciment, béton précontraint, en acier, en fonte ou en polyéthylène, elles sont soit enterrées soit posées sur le sol. Ce mode d'adduction présente les avantages suivants :

- Permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs.
- L'eau est isolée du milieu extérieur, donc moins de pertes et pas de risque de contamination.

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible.

II.1.2) Types d'adduction

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

- ✓ Adduction gravitaire;
- ✓ Adduction par refoulement;
- ✓ Adduction mixte.

➤ 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

➤ **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.

➤ **Adduction mixte**

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

II.1.3) Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

II.1.3.1) Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

II.1.3.2) Ecoulement en charge

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement

II.2) Etude de l'adduction principale

II.2.1) Choix du tracé

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- ✓ Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- ✓ Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- ✓ Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- ✓ Éviter les forêts, bois et zones marécageuses ;
- ✓ Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...

II.2.2) Tracé de la conduite d'adduction

Pour notre cas, la zone d'étude s'étale depuis la source qui est le barrage D'Oued El Athmania située à une côte de 803,11mNGA (ANBT).

Avant de lancer notre étude, on propose les deux variantes suivantes :

- **Variante N°1**

Le tracé débute à partir d'un raccordement sur la conduite principale du transfert de barrage d Oued El Athmania vers le réservoir d'équilibre d'Ouled El Hamla. Le tracé de la conduite prend une direction sud et longe toute la route RN 5A jusqu'à pratiquement le croisement avec la route CW 115, au niveau de Bled Youcef où le tracé suit la conduite de gaz existante, en traversant un relief accidenté et montagneux.

Environ à 1 km avant d'arriver à Oued Athmania, la conduite traverse la RN 5A et prend une direction Sud-Est pour longer l'Oued Athmania et traverser ainsi de nouveau la RN 5A, l'autoroute EST-OUEST et la route RN 5. A partir de ce point-là, la conduite longe la route CW 17, toujours en direction Sud-Est, en direction d'Oued Seguin en traversant certaines constructions existantes. A environ 1 km d'Oued Seguin, il est prévu l'implantation de la Station de Pompage de Oued Seguin.

A partir de cette station, l'eau est refoulée vers le réservoir d Ouled El Hamla. Depuis la Station de Pompage d'Oued Seguin, la conduite prend cette fois-ci une direction Sud (tout en réalisant une déviation pour l'évitement d'Oued Seguin), pour longer de nouveau la route CW 17 en direction de Telerghma. A environ 2,5 km avant l'entrée de Telerghma, le tracé traverse la route CW 17 et suit une direction Sud-Est, qui traverse la ville de Telerghma, jusqu'à la traversée des voies de chemin de fer, et ainsi, arriver à la hauteur d'Ouled Semail. À partir de ce point, le tracé se dirige vers l'Est, parallèlement à la route RN 100 le long de quelques 10 km en passant proche d'Ouled El Hamla en traversant de diverses constructions existantes. A environ 5 km d'Ouled Hamla, il existe une petite colline, où il est prévu de réaliser l'implantation du bassin d'équilibrage.

La longueur totale de la conduite d'adduction dans ce cas est de 35 km. Cette variante comporte plusieurs traverses d'oueds en plus elle traverse beaucoup de domaines privés à proximité des villages.

- **Variante 2**

Le tracé de la conduite prend une direction Sud et longe toute la route RN 5A jusqu'à pratiquement le croisement avec la route CW 115, sauf au niveau de Bled Youcef où le tracé subit une légère déviation pour éviter les habitations existantes. Environ à 1 km avant d'arriver à Oued Athmania, la conduite traverse la RN 5A et prend une direction Sud-Est

pour longer l'Oued Athmania et traverser ainsi de nouveau la RN 5A, l'autoroute EST-OUEST et la route RN 5. A partir de ce point-là, la conduite longe la route CW 17, toujours en direction Sud-Est, en direction d'Oued Seguin. Le tracé doit se dévier certaines fois de la route pour éviter certaines constructions existantes. A environ 1 km d'Oued Seguin, il est prévu l'implantation de la Station de Pompage de Oued Seguin.

Depuis la Station de Pompage d'Oued Seguin, la conduite prend cette fois-ci une direction Sud (tout en réalisant une déviation pour l'évitement d'Oued Seguin), pour longer de nouveau la route CW 17 en direction de Telerghma. A environ 2,5 km avant l'entrée de Telerghma, le tracé traverse la route CW 17 et suit une direction Sud-Est, le long d'une route communal qui évite la ville de Telerghma, jusqu'à la traversée des voies de chemin de fer, et ainsi, arriver à la hauteur d'Ouled Semail. À partir de ce point, le tracé se dirige vers l'Est, parallèlement à la route RN5A le long de quelques 10 km en passant proche d'Ouled El Hamla. Le tracé de la conduite s'éloigne légèrement de la route pour éviter de diverses constructions existantes. A environ 5 km d'Ouled Hamla, il existe une petite colline, où il est prévu de réaliser l'implantation du bassin d'équilibrage.

La longueur totale de la conduite d'adduction est environ de 44 Km. Cette variante comporte quelques traversées d'oueds et des constructions existantes.

II.3) Analyse et choix de la variante

Pour la première variante, elle contient un nombre important de traversées d'oueds ce qui engendre plus d'ouvrages à réaliser. L'avantage de cette variante est que la longueur totale de l'adduction qui est de 35 km est moins importante par rapport à la variante N°2. Pour la deuxième variante évite toutes les villes et les oueds, l'inconvénient majeur de cette variante est la longueur totale importante de l'adduction qui est de 43 km.

On opte pour la variante N°02, dans le but d'éviter les villes et les pistes malgré la longueur totale de l'adduction qui paraît plus importante par rapport à la variante N°1.

Dans ce cas, le tracé présente un linéaire total d'environ 43 km:

Tronçon 1 : Entre le barrage D'Oued El Athmania et la station de pompage D'Oued Seguin présente un linéaire de 20766 m (Gravitaire);

Tronçon 2 : Entre La station de pompage D'Oued Seguin et le réservoir d'équilibre D'Ouled El Hamla présente un linéaire de 22343 m (Refoulement).

Le tracé de la variante retenue est représenté par la figure III.1

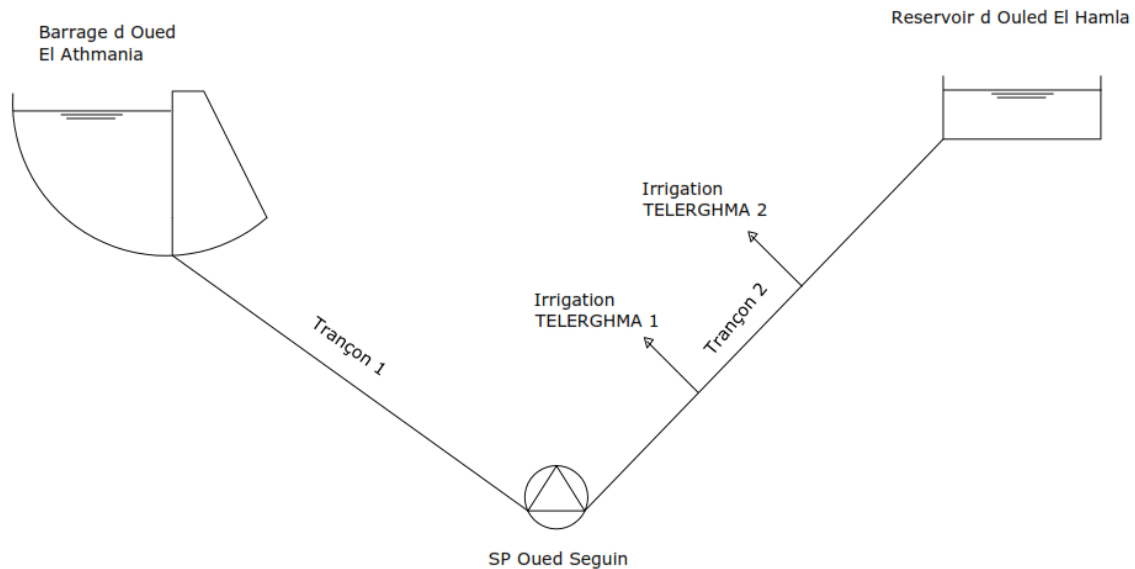


Figure II.1: Tracé de la variante retenue

II.3.1) Description du tracé optimisé

Le tracé optimisé est décrit tout en justifiant les actualisations qui doivent se produire. Ces actualisations concernent principalement les zones suivantes :

- La traversée de l'autoroute Est-Ouest,
- L'emplacement de la Station de Pompage d'Oued Seguin,
- L'évitement de Telerghma,
- L'évitement de la ville d'Ouled Hamla,
- Bassin d'équilibre d'Ouled El Hamla.

Par conséquent, l'optimisation du tracé doit tenir en compte ces six actualisations. De plus, lors de l'élaboration de l'optimisation du tracé, il est mis l'accent sur l'importance que le linéaire de la conduite et le nombre de coudes horizontaux soient optimisés de la meilleure manière, pour ainsi diminuer au maximum les pertes de charge de la conduite.

II.3.1.1) Traversée de l'Autoroute Est-Ouest

Il existe diverses contraintes d'expropriation qui oblige à actualiser le tracé du couloir au niveau de la traversée de l'Autoroute Est-Ouest. L'actualisation du tracé n'affecte pas ces nouvelles contraintes et optimise le linéaire de la conduite et le quantitatif des pièces spéciales.

La photo II .1 montre l'endroit où la conduite traverse l'AutoRoute.



Photo II.1 : Traversée de l'autoroute

II.3.1.2) Emplacement de la Station de Pompage Oued Seguin

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé, elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction. On a posé une pression minimale de 1 bar au niveau de l'emplacement de la station de pompage et on a tracé la ligne piézométrique, il y avait aucun écrêtement, donc on a proposé de projeter notre station sur cet endroit, à 7 km de la route CW17.

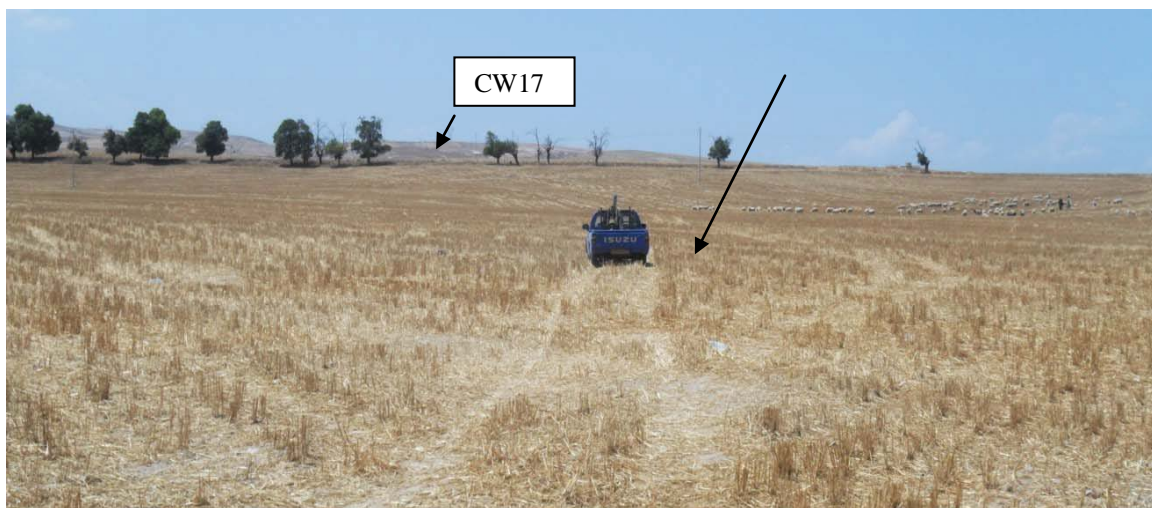


Photo II.2 : Site d'implantation de la station de pompage d'Oued Seguin

II.3.1.3) Evitement de Telerghma

Au niveau de la ville de Telerghma, le tracé de la conduite était prévu le plus proche de la ville. Avec la construction d'une nouvelle route communale d'environ 400 m au Nord-Est, il est proposé de situer le couloir de la conduite en parallèle de cette nouvelle route (CW17), (Photo II.4).

Ceci permet de diminuer le linéaire de la conduite.



Photo II.3 : Nouvel évitement de Telerghma

II.3.1.4) Evitement de la ville d'Ouled El Hamla

Au niveau de la ville d'Ouled El Hamla, diverses constructions se sont réalisées, ceci oblige à actualiser le tracé du couloir pour éviter ces nouvelles constructions.

L'emplacement est d'environ 100 m au Nord-Est de la ville d'Ouled El Hamla.



Photo II.4 : Divers constructions au niveau de la ville d'Ouled Hamla

II.3.1.5) Bassin d'équilibre d'Ouled El Hamla

Ce bassin est intercalé entre les stations de pompage d'Oued Seguin et d'Aïn Kercha. Ce bassin doit remplir une double fonction :

- Servir comme bassin d'équilibrage entre les stations de pompes d'Oued Seguin et d'Aïn Kercha, pour réguler le fonctionnement et pour établir en même temps les lignes piézométriques respectives.
- Disposer d'une réserve d'eau supplémentaire pour irrigation.

D'après une étude préliminaire, une capacité utile de 260.000 m³ est à prévoir pour le bassin à un niveau d'eau correspondant à la cote 847,50 m (ANBT).

D'autre part, on a vérifié qu'il est impossible d'avoir cette capacité par la construction d'un réservoir en dure, étant donné que, d'une part, à l'emplacement choisi la cote d'eau envisagée ne peut pas être atteinte, et que d'autre part, une partie importante de la superficie devra être occupée par ce bassin

Mais moyennant l'excavation du terrain naturel et réalisant une digue avec une hauteur réduite, on peut satisfaire le volume et la cote exigée.

Pour la présente étude, un bassin est à prévoir à un emplacement alternatif indiqué ci-dessus, ayant une capacité utile de 260000 m³,

L'ouvrage du bassin est composé de la cuvette, un évacuateur de crues, la conduite d'entrée et de sortie, et la vidange de fond.

Les caractéristiques principales de la cuvette sont les suivantes :

- Profondeur : 9,50 m
- Talus pente amont : 4,5H/1V
- Cote de couronnement : +852,00
- Largeur du couronnement : 7,70 m
- Etanchéité : moyennant une membrane géo-synthétique imperméable.

Une étude s'est effectuée pour implanter le réservoir sur ce site qui respecte les critères hydrauliques et géotechniques nécessaires pour le bon fonctionnement du système.

En plus, le bassin se situera plus éloigné de la RN5A pour des raisons de sécurité.



Photo II.5 : Emplacement du Bassin d'équilibre d'Ouled Hamla

II.4) Choix du matériau des conduites

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le PEHD, l'amiante de ciment...etc

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

-Sur le plan technique

- ✓ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- ✓ Adaptation aux terrains de pose ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ 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.

II.4.1) Les principaux matériaux utilisables

➤ Fonte ductile

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.

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celle de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs.

Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ($D > 2000\text{mm}$) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions. La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25...)

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 a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur des longues distances, il est aussi posée en gros diamètre ($D > 2000\text{mm}$).

Par contre, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs et aux risques de corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25 ...).

➤ **PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en PEHD sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Ils sont livrés en couronne jusqu'au diamètre de 630mm. En contrepartie ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite. Pour des diamètres supérieurs à 630 mm le prix devient plus important que les autres matériaux.

➤ **BPAT (béton précontraint à âme tôle):**

Les conduites en béton dites « à âme tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraints. La tôle de l'acier joue le rôle en même temps d'étanchéité et d'armature, mais se sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux ...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des délais importants de fabrication et transport.

Les conduites en béton avec âme acier sont en général manufacturées dans les diamètres allant de DN 500 mm jusqu'à DN 3'000 mm. Selon les fabricants, ce type de conduites est de manière générale adapté pour des pressions ne dépassant pas PN 16. Au-delà, les conduites deviennent extrêmement lourdes et les longueurs limitées (environ 6 m) multiplient le nombre de joints et donc le potentiel de fuites.

II.5) Synthèse:

Les conduites en acier, malgré leur prix de fabrication élevé, restent une très bonne solution pour les grands transferts en refoulement, surtout lorsqu'il existe des linéaires droits importants mais la fonte est absolument concurrentielle.

Dans le cadre du projet le PEHD n'est pas adaptés.

Enfin, le BPAT présente des prix attractifs qui peuvent être compétitifs par rapport aux autres matériaux.

Pour les conduites d'adduction en refoulement, on propose l'acier puisque de part leur absence de joint et donc de butées, et d'autre part ils résistent bien aux régimes transitoires intervenants plusieurs fois par jour lors des manœuvres des pompes.

Pour les conduites gravitaires, on propose les conduites en acier parce que ils sont disponibles dans les diamètres allant de DN 200 mm à DN 3000 mm et au-dessus, capables de supporter des pressions de service au-delà de 40 bars, selon la qualité d'acier choisie et l'épaisseur de parois.

II.6) Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique comporte des tronçons gravitaire et des tronçons par refoulement

II.6.1) Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \quad \text{Sachant que } Q=V*S$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \dots\dots\dots \text{(II-1)}$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la

formule de perte de charge:
$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots \text{(II-2)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots \text{(II-3)}$$

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 **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire:

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots \text{(II-4)}$$

Avec:

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire équivalente à la charge d'écoulement disponible (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau II-2

Tableau II.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

Polycopie d'AEP de SALAH.B

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

II.6.1.1) Calcul des longueurs équivalentes

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

Tableau II.2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du Tronçon	Point de depart	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
01	Barrage D'Oued el	SP D'Oued Seguin	20766	23880,9
Total			20766	23880,9

II.6.1.2) Les altitudes des différents points

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

Tableau II.3: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Points	Cote de terrain naturel(m)
1	Barrage D Oued el Athmania	803,11 Nmin=821 Nmax=840
2	SP D Oued Seguin	705,5
3	Piquage 1	735,61
4	Piquage 2	769,77
5	Réservoir d equilibre D Ouled El Hamla	793,05 Nmin=840,5 Nmax=847,75

II.6.1.3) Dimensionnement de l'adduction gravitaire

❖ Tronçon Barrage D Oued El Athmania - SP Oued Seguin

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{\text{Oued El Athmania}} - C_{\text{SP Oued Seguin}} \dots \dots \dots (\text{II-5})$$

$$C_{\text{Oued Seguin}} = C_{T \text{ oued seguin}} + P_{Ex} \dots \dots \dots (\text{II-6})$$

P_{Ex} : Pression d'échore (m.c.e) $P_{Exmin} = 10 \text{ m.c.e}$

$$\Delta H_d = 821 - 715,5 = 105,5 \text{ m}$$

- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

On transporte l'eau à l'aide de deux conduites jumelées donc chaque conduite doit véhiculer un débit de $8,1 \text{ m}^3/\text{s}$

On a une charge disponible, donc on suppose que la perte de charge est égale à la charge disponible et on calcule le diamètre :

$$\Delta H_d = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \Rightarrow D_{calculé} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}}$$

AN :

$$D_{cal} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 23880,9 * (8,1)^2}{105,5}} = 1,846 \text{ m} = 1846 \text{ mm}$$

$$1800 < D_{cal} < 1900 \text{ mm}$$

On suppose que: $\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 1900 \text{ mm}$ et $D_2 = 1800 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (8,1)^2 \left(\frac{L_1}{1,9^{5,3}} + \frac{L_2}{1,8^{5,3}} \right) = 105,5 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 23880,9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 12403,72 \text{ m}; L_2 = 11477,18 \text{ m}$$

D'autre part on détermine la longueur réelle :

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{12403,72}{1,15} = 10785,84m \\ L_{r2} = \frac{11477,18}{1,15} = 9980,16m \end{cases}$$

Donc : le tronçon (Barrage D Oued El Athmania-Piquage 1) est composé de deux conduites de diamètre 1900 mm et 1800 sur des longueurs respectives égales à 10785,84m et 9980,16m

- **Vitesse d'écoulement**

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

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V_1 = \frac{4 * 8,1}{\pi * 1,9^2} = 2,86 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 8,1}{\pi * 1,8^2} = 3,18 \text{ m/s}$$

Remarque

Dans le cas gravitaire la vitesse ne doit pas dépasser 2 à 2,5 m/s, puisque les eaux sont brutes et chargées en matières en suspension, dans notre cas elle a dépassé cette valeur donc on doit augmenter la valeur du diamètre pour obtenir cette vitesse admissible.

On a :

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

On va poser que la vitesse V = 2 m/s, donc:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 8,1}{\pi * 2}} = 2271mm$$

On a $2200 < D_{av} < 2300$ mm

On une charge disponible de 105,5 m, on prend un diamètre $D=2300$ mm et on recalcule le débit équivalent :

$$\Delta H_d = \frac{K^*L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow Q_{\acute{e}q} = \sqrt[\beta]{\frac{D^m * \Delta H_d}{K^*L}}$$
$$\Rightarrow Q_{\acute{e}q} = \sqrt[5]{\frac{2,3^{5,3} * 105,5}{0,001735 * 23880,9}}$$
$$\Rightarrow Q_{\acute{e}q} = 14,505 m^3 / s$$

On doit calculer la nouvelle vitesse :

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

AN:

$$V = \frac{4 * 8,1}{\pi * 2,3^2} \Rightarrow V = 1,95 m/s$$

On a un débit $Q = 8,1 m^3/s$, et notre adduction transporte un débit de $14,505 m^3/s$, on doit calculer la différence de débit :

$$\Delta Q = Q_2 - Q_1 = 14,505 - 8,1 = 6,405 m^3/s$$

On doit utiliser une vanne de réduction pour atteindre le débit demandé.

II.6.2) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

-Formule de BRESSE

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (II-7)$$

-Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (II-8)$$

Q: débit à élever en m^3/s .

Remarque :

La formule de Bress n'est valable que pour les petits linéaire (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

II.6.2.1) Calcul des pertes de charge

II.6.2.1.1) pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue ε exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II-9)$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (II-10) \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \dots\dots\dots (II-11) \text{ (Formule Colebrook)}$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (II.10)

R_e : nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (II-12)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots (II-13)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

❖ **La rugosité**

La rugosité ε , d'une canalisation dépend non seulement de l'état de surface de la paroi intérieure, mais également, d'une façon plus importante, du nombre des accessoires (coudes, té...), des irrégularités du profil de la conduite...etc.

L'expérience a montré qu'une valeur raisonnable est de $\varepsilon = 0,1\text{mm}$ (quelque soit le revêtement intérieur) pour les conduites de distribution, et environ 0,4 mm pour les conduites de grande taille avec un petit nombre d'accessoire par kilomètre.

(HYDROPAM solution complète pour centrales par kilomètre).

II.6.2.1.2) pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coude, vannes, clapets,.....). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots (II-14)$$

II.6.2.1.3) pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots (II-15) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned}$$

II.6.2.2) Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r + P_{ex} = Hg + \Delta H_t + P_{ex} \dots\dots\dots (II-16)$$

- Hg: la hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m);
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m);
- P_{ex} : pression d'exhore (pression de sortie).

II.6.2.3) Puissance hydraulique

$$P = \rho * g * Q * Hmt \dots\dots\dots (II-17)$$

- P : puissance hydraulique en (watt);
- ρ : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³ ;
- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;

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

Hmt : la hauteur manométrique en (m).

II.6.2.4) Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta * 1000} \text{ [kw]} \dots\dots\dots (II-18)$$

η: rendement de la station de pompage en (%), on propose une valeur préliminaire de η =82%

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

g: accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;

ρ : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³ .

II.6.2.5) Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots (II-19)$$

E : énergie consommée pendant une année (kwh) ;

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =18h ;

P: puissance de la pompe en (kW).

II.6.2.6) Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * \delta \text{ [DA]} \dots\dots\dots (II-20)$$

E: énergie consommée par la station de pompage dans une année en (Kw H) ;

δ: Prix unitaire du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau II.5)

Tableau II.4 : variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

(SONELGAZ)

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403*7,5 + 0,933*9 + 4,514*1,5}{18} \Rightarrow \delta = \mathbf{1,01 \text{ DA}}$$

II.6.2.7) Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (II-21)$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA), (voir annexe II-3) ;

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (II-22)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 8,88 \%$$

II.6.2.8) Dimensionnement des différent tronçons

II.6.2.8.1) Tronçon SP Oued Seguin –Piquage N 1

$$Q = 16,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 5600 \text{ m}$$

$$H_g = 30,11 \text{ m}$$

On a un très grand débit, on propose 2 conduites jumelées, donc on dimensionne chaque conduite par un débit de $Q = 8,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux II-5, II-6, II-7 et II-8.

Tableau II.5: Calcul de la HMT du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1

Diamètre en	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta HL(m)$	I(m/m)	ΔHT (m)	HMT (m)	Puissance
1600	4,0286	0,0146	5600	42,3024	0,0075	48,6478	78,7578	6258,17
1800	3,1830	0,0142	5600	22,9104	0,00409	26,3469	56,4569	4486,12
2000	2,5783	0,0140	5600	13,2402	0,00236	15,2263	45,3363	3602,46
2200	2,1308	0,0137	5600	8,06424	0,00144	9,2738	39,3838	3129,48
2400	1,7904	0,0135	5600	5,1292	0,00095	5,8986	36,0086	2861,27
2600	1,5256	0,0132	5600	3,3832	0,00064	3,8907	34,0007	2701,73

2800	1,3154	0,0130	5600	2,3017	0,00041	2,64702	32,7570	2602,90
3000	1,1459	0,0129	5600	1,6083	0,00028	1,8496	31,9595	2539,54

Tableau II.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1

Diamètre en (mm)	L(m)	Prix de ml (DA)	F _{amort} (DA)
1600	5600	67278,5	33456252,5
1800	5600	75168	37379543
2000	5600	79133	39351258,2
2200	5600	83743	41643719
2400	5600	85003	42270291,8
2600	5600	88948,5	44232310,1
2800	5600	96893,5	48183199,7
3000	5600	100838	50144720,6

Tableau II.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
1600	7631,92209	50141728,2	50643145,4
1800	5470,88552	35943717,9	36303155
2000	4393,25604	28863692,2	29152329,1
2200	3816,44199	25074023,9	25324764,1
2400	3489,36243	22925111,2	23154362,3
2600	3294,79325	21646791,6	21863259,6
2800	3174,27601	20854993,4	21063543,3
3000	3097,00117	20347297,7	20550770,7

Tableau II.8: Bilan du tronçon SP Oued Seguin- Piquage1

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan (DA)
1600	33456252,5	50643145,4	84099397,9
1800	37379543	36303155	73682698
2000	39351258,2	29152329,1	68503587,3
2200	41643719	25324764,1	66968483,1
2400	42270291,8	23154362,3	65424654,1
2600	44232310,1	21863259,6	66095569,7
2800	48183199,7	21063543,3	69246743
3000	50144720,6	20550770,7	70695491,3

Le diamètre économique est de 2400mm avec une vitesse de 1,79m/s

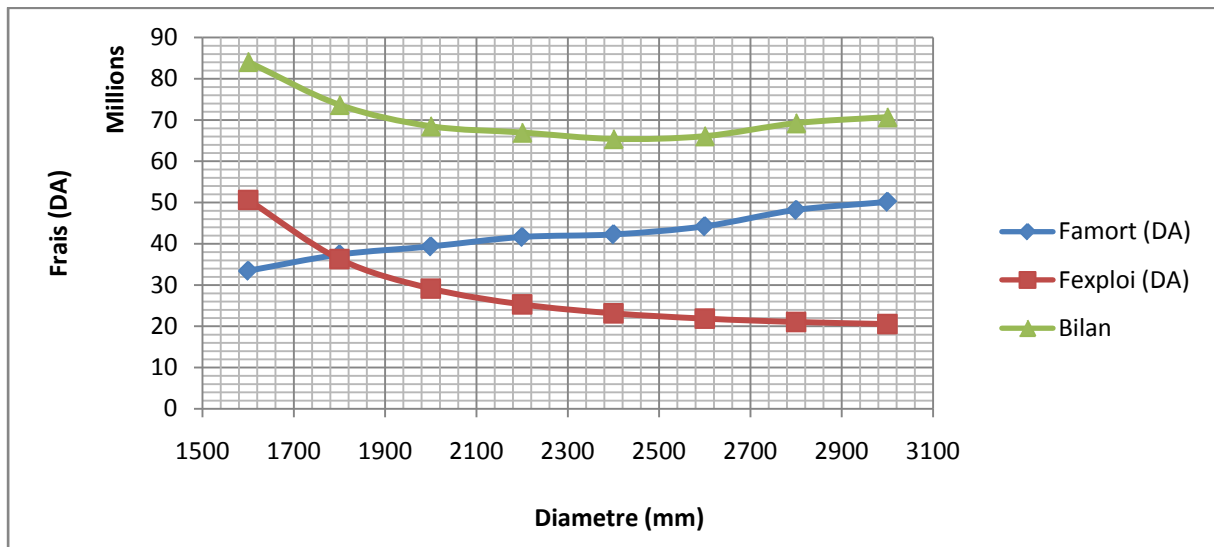


Figure II.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

II.6.2.8.2) Tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla

- $Q = 6,27 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 16743 \text{ m}$
- $H_{g_{\max}} = 112,14\text{m}$
- $H_{g_{\min}} = 104,89$
- $H_g = 108,515$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux II-9, II-10, II-11 et II-12:

Tableau II.9: Calcul de la HMT du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L(m)	ΔHL (m)	I(m/m)	ΔHT	HMT(m)	Puissance (Kw)
1600	3,1184	0,01461	16743	75,7837	0,0045	87,1512	196,6662	12096,6875
1800	2,4639	0,01425	16743	41,04335	0,0025	47,1998	156,7148	9639,32743
2000	1,9958	0,01395	16743	23,7196	0,0014	27,2775	136,7925	8413,93235
2200	1,6494	0,01369	16743	14,4469	0,0008	16,6139	126,1289	7758,02498
2400	1,3859	0,01345	16743	9,1888	0,0005	10,5671	120,0821	7386,09596
2600	1,1809	0,01324	16743	6,0609	0,0003	6,9701	116,4851	7164,84725
2800	1,0182	0,01305	16743	4,1235	0,0002	4,7421	114,2571	7027,80458
3000	0,8870	0,01287	16743	2,8813	0,0001	3,3135	112,8285	6939,93374

Tableau II.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla

Diamètre en (mm)	L (m)	Prix de ml (DA)	F _{amort} (DA)
1600	16743	67278,5	100028221
1800	16743	75168	111758159
2000	16743	79133	118653235
2200	16743	83743	124507284
2400	16743	85003	126380624
2600	16743	88948,5	132246709
2800	16743	96893,5	144059163
3000	16743	100838	149923760

Tableau II.11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
1600	14752,0579	96921020,1	97890230,3
1800	11755,2774	77232172,2	78004494
2000	10260,8931	67414067,8	68088208,5
2200	9461,0061	62158810,1	62780398,2
2400	9007,43412	59178842,2	59770630,6
2600	8737,61863	57406154,4	57980216
2800	8570,49341	56308141,7	56871223,1
3000	8463,33386	55604103,4	56160144,5

Tableau II.12: Bilan du tronçon Piquage N1 – Réservoir D Ouled El Hamla

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan(DA)
1600	100028221	97890230,3	197918450,9
1800	111758159	78004494	189762652,7
2000	118653235	69088208,5	187741443,6
2200	124507284	61780398,2	186287681,7
2400	126380624	59770630,6	186151254,9
2600	132246709	57980216	190226924,5
2800	144059163	56871223,1	200930386
3000	149923760	56160144,5	206083904,8

Le diamètre économique est de 2400mm avec une vitesse de 1,39m/s

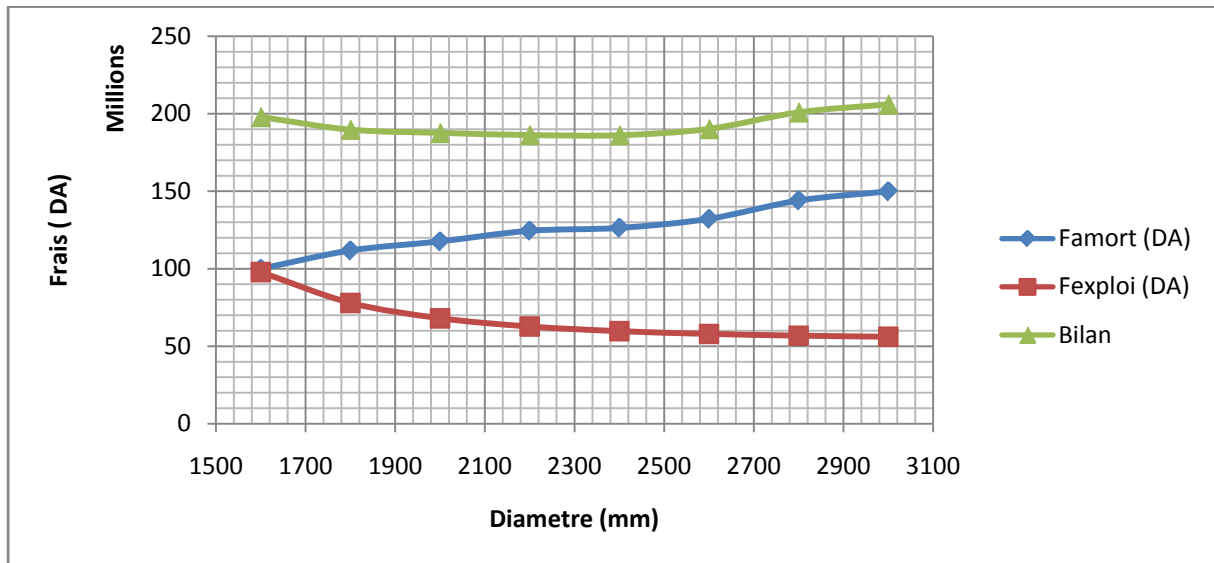


Figure II.3 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

II.6.2.8.3) Calcul de pression au niveau du piquage

On a :

$$HMT = Hg + \Delta H_t + P_{ex} \Rightarrow P_{ex} = HMT - Hg - \Delta H_t$$

Tableau II.13: La pression au niveau du 1^{er} piquage

D (mm)	P.d.c 1 (m.c.e)	P.d.c 2 (m.c.e)	Hg (m)	HMT(m)	P (m.c.e)
1,6	42,3024629	75,7837249	138,625	275,424116	202,011653
1,8	22,9103959	41,0433583	138,625	213,171817	159,151421
2	13,2402852	23,7196149	138,625	182,128885	137,7786
2,2	8,06424287	14,4468743	138,625	165,512785	126,338542
2,4	5,12919364	9,18881249	138,625	156,090707	119,851513
2,6	3,38322659	6,06095947	138,625	150,485814	115,992587
2,8	2,30176483	4,1235498	138,625	147,014112	113,602347
3	1,60833893	2,88129594	138,625	144,78808	112,069741

La pression au niveau du piquage est de 120 m.c.e.

II.6.2.8.4) Calcul de la puissance équivalente

On a trouvé la même valeur du diamètre pour les deux tronçons donc on doit calculer le débit équivalent et on recalcule la puissance en utilisant ce débit parce qu'on a une seule station de pompage et elle doit assurer la Hmt :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi * D^5}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 \Rightarrow \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi * D^5} = \frac{8 * \lambda_1 * L_1 * Q_1^2}{g * \pi * D_1^5} + \frac{8 * \lambda * L_2 * Q_2^2}{g * \pi * D_2^5}$$

On a le même diamètre donc :

$$L * Q_{\text{éq}}^2 = L_1 * Q_1^2 + L_2 * Q_2^2$$

AN :

$$22343 * Q_{\text{éq}}^2 = 5600 * 8,1^2 + 16743 * 6,27^2$$

$$Q_{\text{éq}} = 6,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau II.14: La puissance équivalente

Diamètre en (mm)	Q	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta H T$ (m)	HMT(m)	Puissance (Kw)	P1+P2 (Kw)
1600	6,77	3,3671	0,01461	22343	135,5889	275,2139	18211,5603	18354,8636
1800	6,77	2,6604	0,01425	22343	73,4330	213,05799	14083,5561	14125,4536
2000	6,77	2,1549	0,01395	22343	42,4381	182,0631	12025,0711	12016,4023
2200	6,77	1,7809	0,01369	22343	25,8477	165,47272	10923,2418	10887,5074
2400	6,77	1,4965	0,01345	22343	16,4402	156,06522	10298,455	10247,3731
2600	6,77	1,2751	0,01324	22343	10,8440	150,46900	9926,78955	9866,57771
2800	6,77	1,0995	0,01305	22343	7,3777	147,00268	9696,578	9630,71091
3000	6,77	0,9577	0,01287	22343	5,1551	144,78008	9548,96758	9479,4747

Conclusion

La loi de conservation de la puissance hydraulique est assurée par la station de pompage.

II.6.2.8.5) Tronçon SP D'Oued Seguin-Piquage N 2

- Q = 8,1 m³/s
- L = 11716 m
- Hg = 64,27 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux II-15, II-16, II-17 et II-18:

Tableau II.15: Calcul de la HMT du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL (m)	I(m/m)	ΔHT (m)	HMT(m)	Puissance (Kw)
1600	4,0286	0,01461	11716	88,5028	0,0075	101,7782	166,0482	13194,3572
1800	3,1831	0,01425	11716	47,9318	0,0041	55,12159	119,3915	9486,97545
2000	2,5783	0,01395	11716	27,7005	0,0023	31,8556	96,1256	7638,24051
2200	2,1308	0,01369	11716	16,8715	0,0014	19,40228	83,6722	6648,68304
2400	1,7905	0,01345	11716	10,7310	0,0009	12,34065	76,6106	6087,55942
2600	1,5256	0,01324	11716	7,0782	0,0006	8,13992	72,4099	5753,76481
2800	1,3155	0,01305	11716	4,8156	0,0004	5,53796	69,8079	5547,01063
3000	1,1459	0,01287	11716	3,3648	0,0003	3,86960	68,1396	5414,44123

Tableau II.16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
1600	67278,5	11716	69995259,7
1800	75168	11716	78203344
2000	79133	11716	82328453,8
2200	83743	11716	87124609,3
2400	85003	11716	88435489,1
2600	88948,5	11716	92540311,6
2800	96893,5	11716	100806137
3000	100838	11716	104909919

Tableau II.17: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
1600	16090,6795	105715764	106772922
1800	11569,4823	76011498,4	76771613,4
2000	9314,92745	61199073,4	61811064,1
2200	8108,15005	53270545,8	53803251,3
2400	7423,85295	48774713,9	49262461
2600	7016,78636	46100286,4	46561289,2
2800	6764,64711	44443731,5	44888168,8
3000	6602,97711	43381559,6	43815375,2

Tableau II.18: Bilan du tronçon SP Oued Seguin- Piquage2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL (m)	I(m/m)	ΔHT (m)	HMT(m)	Puissance (Kw)
1600	3,4019	0,01461	10627	57,2440	0,0053	65,8306	141,1856	9473,61533
1800	2,6879	0,01425	10627	31,0025	0,0029	35,6529	111,0079	7448,67664
2000	2,1772	0,01395	10627	17,9168	0,0016	20,6044	95,9594	6438,91421
2200	1,7994	0,01369	10627	10,9126	0,0010	12,5495	87,9044	5898,42679
2400	1,5120	0,01345	10627	6,9409	0,0006	7,98200	83,3370	5591,94608
2600	1,2883	0,01324	10627	4,5782	0,0004	5,26494	80,6199	5409,63048
2800	1,1108	0,01305	10627	3,1148	0,0002	3,58198	78,9369	5296,70318
3000	0,9676	0,01287	10627	2,1764	0,0002	2,50288	77,8579	5224,29497

Tableau II.20: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla

Diamètre en (mm)	L(m)	Prix de ml (DA)	F _{amort} (DA)
1600	10627	67278,5	63489213,4
1800	10627	75168	70934357,8
2000	10627	79133	74676039,5
2200	10627	83743	79026393,3
2400	10627	85003	80215427
2600	10627	88948,5	83938707
2800	10627	96893,5	91436225,5
3000	10627	100838	95158561,8

Tableau II.21: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
1600	11553,1894	75904454,42	76663499
1800	9083,75202	59680250,78	60277053,3
2000	7852,3344	51589837,02	52105735,4
2200	7193,20341	47259346,38	47731939,8
2400	6819,44643	44803763,05	45251800,7
2600	6597,11034	43343014,96	43776445,1
2800	6459,39413	42438219,41	42862601,6
3000	6371,09143	41858070,68	42276651,4

Tableau II.22: Bilan du tronçon Piquage N 2 –Réservoir Ouled El Hamla

Diamètre (DA)	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan (DA)
1600	63489213,4	76663499	140152712,4
1800	70934357,8	60277053,3	131211411,1
2000	74676039,5	52105735,4	126781774,9
2200	79026393,3	47731939,8	126758333,1
2400	80215427	45251800,7	125467227,7
2600	83938707	43776445,1	127715152,1
2800	91436225,5	42862601,6	134298827,1
3000	95158561,8	42276651,4	137435213,2

Le diamètre économique est de 2400mm avec une vitesse de 1,51m/s

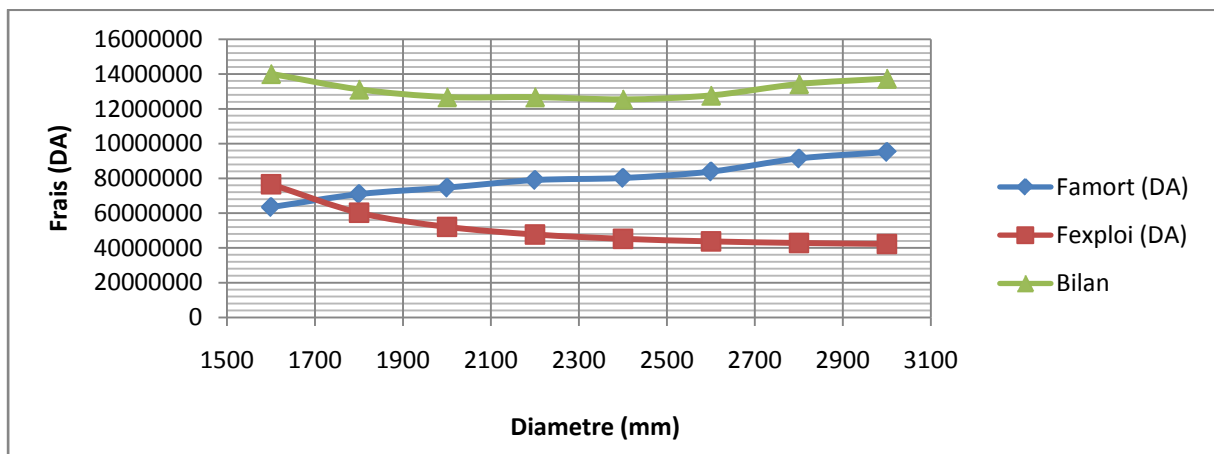


Figure II.5 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

II.6.2.8.7) Calcul de pression au niveau du piquage

On a :

$$HMT = Hg + \Delta H_t + P_{ex} \Rightarrow P_{ex} = HMT - Hg - \Delta H_t$$

Tableau II.23: Pression au niveau du 2^{ème} piquage

D (mm)	P.d.c 1 (m.c.e)	P.d.c 2 (m.c.e)	Hg (m)	HMT(m)	P (m.c.e)
--------	-----------------	-----------------	--------	--------	-----------

1,6	101,778215	65,8306757	138,625	307,233891	141,185676
1,8	55,1215944	35,6529323	138,625	230,399526	111,007932
2	31,8556533	20,6044013	138,625	192,085054	95,959401
2,2	19,4022803	12,5494952	138,625	171,576775	87,9044949
2,4	12,3406567	7,98200058	138,625	159,947658	83,3370009
2,6	8,13992235	5,26494387	138,625	153,029866	80,6199436
2,8	5,53796397	3,58198373	138,625	148,744948	78,9369837
3	3,86960602	2,50288118	138,625	145,997487	77,8578812

La pression au niveau du piquage est de 84 m.c.e.

II.6.2.8.8) Calcul de la puissance équivalente

On a trouvé la même valeur du diamètre pour les deux tronçons donc on doit calculer le débit équivalent et on recalcule la puissance en utilisant ce débit, pour savoir si la pompe assure la somme des deux puissances :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi * D^5}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 \Rightarrow \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi * D^5} = \frac{8 * \lambda_1 * L_1 * Q_1^2}{g * \pi * D_1^5} + \frac{8 * \lambda * L_2 * Q_2^2}{g * \pi * D_2^5}$$

On a le même diamètre donc :

$$L * Q_{\text{éq}}^2 = L_1 * Q_1^2 + L_2 * Q_2^2$$

AN :

$$2343 * Q_{\text{éq}}^2 = 11716 * 8,1^2 + 10627 * 6,84^2$$

$$Q_{\text{éq}} = 7,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau II.24: La puissance équivalente

Diamètre en (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHT (m)	HMT(m)	Puissance (Kw)	P1+P2 (Kw)
1600	7,53	3,7451	0,01461	22343	167,7401	306,36505	22630,9722	22667,9725
1800	7,53	2,9591	0,01425	22343	90,8456	229,4706	16950,832	16935,6521
2000	7,53	2,3969	0,01395	22343	52,5011	191,1261	14118,3534	14077,1547
2200	7,53	1,9809	0,01369	22343	31,9768	170,6018	12602,2347	12547,1098
2400	7,53	1,6645	0,01345	22343	20,3386	158,9636	11742,527	11679,5055
2600	7,53	1,4182	0,01324	22343	13,4154	152,0404	11231,1148	11163,3953
2800	7,53	1,2229	0,01305	22343	9,1271	147,7521	10914,3434	10843,7138
3000	7,53	1,0653	0,01287	22343	6,3775	145,0025	10711,2312	10638,7362

Conclusion

La loi de conservation de la puissance hydraulique est assurée par cette station de pompage.

Conclusion

L'étude techno-économique de l'adduction nous a permis de récapituler comme suit :
L'adduction sera composée d'une partie gravitaire environ de 20,77Km de longueur et un diamètre de 2300mm et d'une partie de refoulement environ de 22,35 Km de longueur composée de deux conduites ont un diamètre de 2400 mm sachant que la pression au niveau des piquages est bien satisfaisante.

CHAPITRE III

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe pour relever l'eau à une altitude supérieure.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

Le présent chapitre contient l'exposé des bases de la conception des stations de pompage du système, en optimisant les projets antérieurs. Cette optimisation répond à l'évolution des critères au fil du temps, c'est pourquoi, pour en rendre plus facile la compréhension, les conceptions précédentes sont récapitulées et analysées.

III.1) Choix de variantes pour les stations de pompage

Les critères de choix de variantes pour la station de pompage sont tels :

- 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.

III.2) Choix du type de Pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

III.3) Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

III.3.1) COUPLAGE EN PARALLELE

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 abscisses de chaque groupe.

III.3.2) COUPLAGE EN SERIE

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.

III.4) Choix du nombre de pompes

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.

III.4.1) Variantes de pompes

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 16,2 m³/s et la Hauteur manométrique totale nécessaire est de 160m.c.e.

Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus.

C'est pour cela qu'on a fait appel à un constructeur pour concevoir une pompe ou des pompes pouvant satisfaire le débit appelé et la Hmt requise.

III.4.2) Courbes caractéristiques des pompes

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

[H-Q], [P_{abs} - Q], [η - Q] et [(NPSH)_r - Q] .

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur KSB.

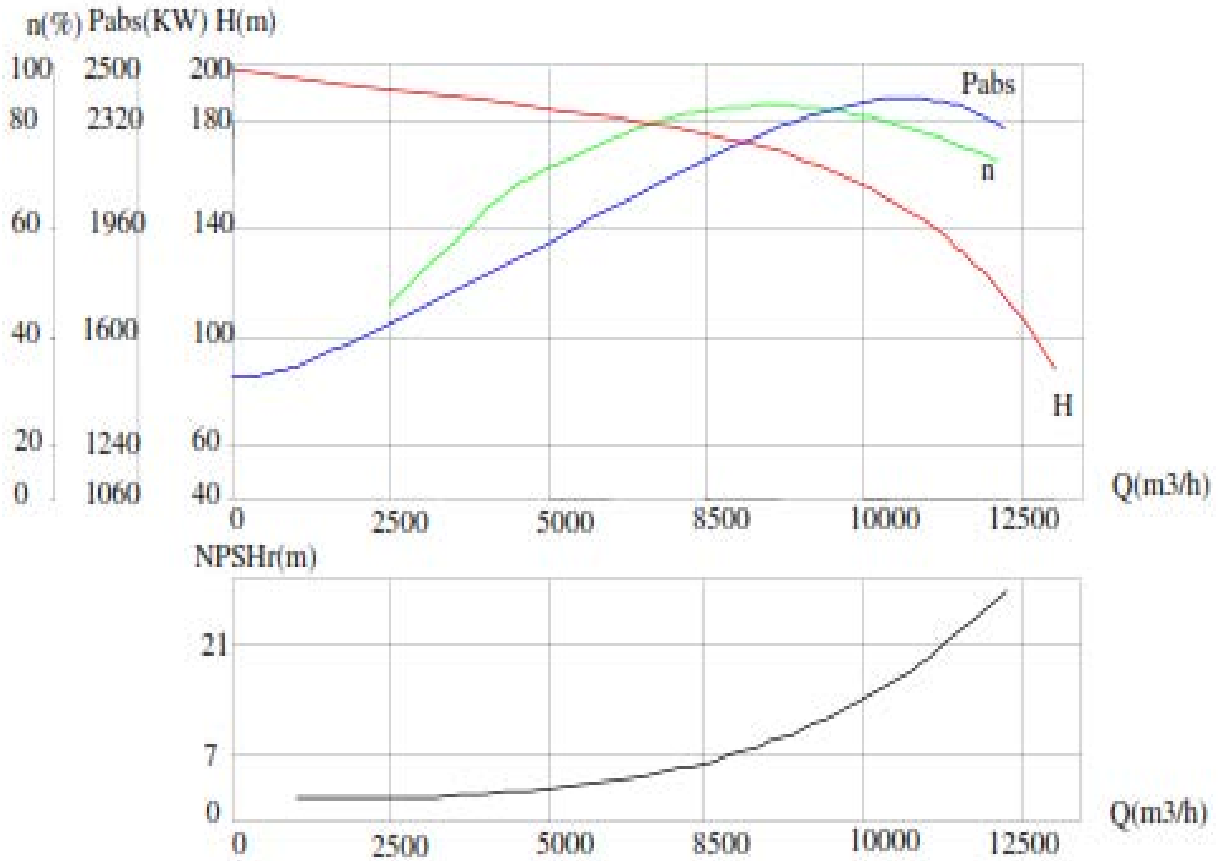


Figure III.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée

Les caractéristiques de cette pompe sont :

- Pompe vertical.
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Roues : en fonte
- Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc
- Résistance à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire
- Diamètre d'aspiration $D_a = 900$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 800$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 1200$ mm
- La vitesse de rotation $n = 3800$ tr/min

Dans notre transfert on va préconiser un système de six pompes en parallèle pour satisfaire le débit demandé avec deux pompes de secours, car la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite.

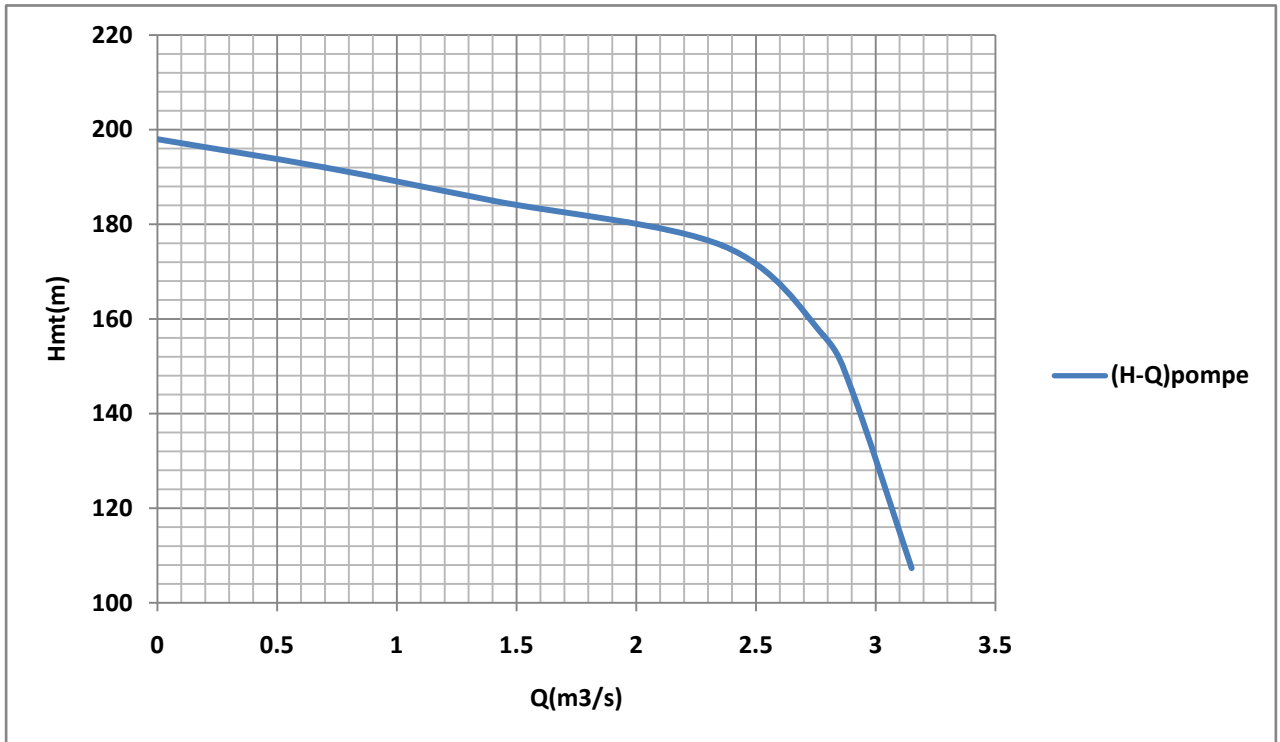


Figure III.2 : La courbe caractéristique de la pompe commandée

Alors on va illustrer graphiquement les courbes des pompes accouplées parallèlement :

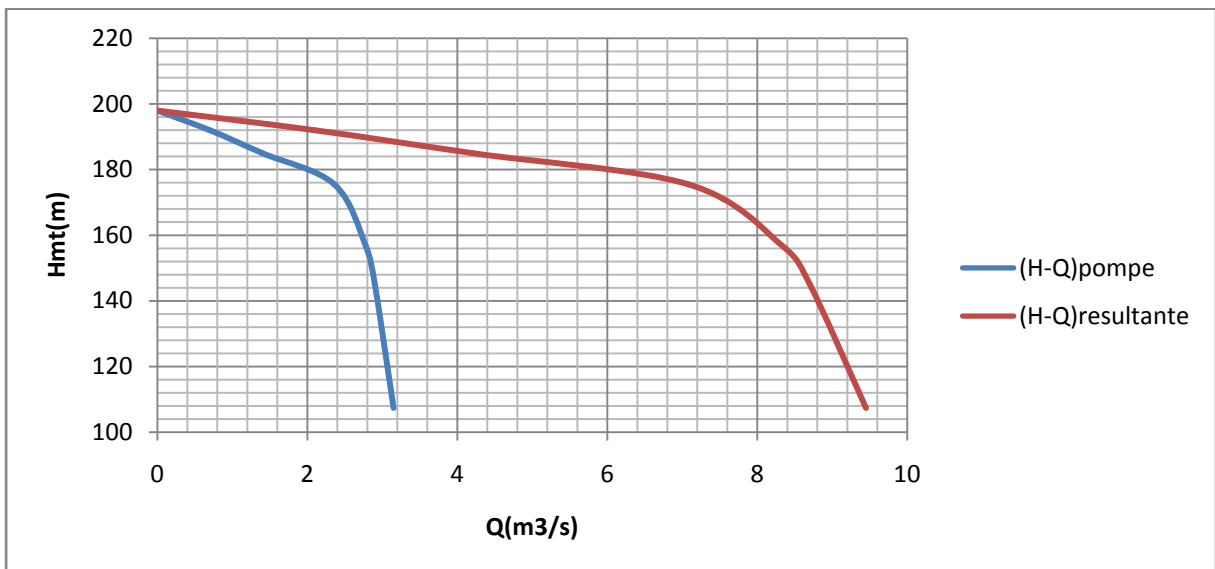


Figure III.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l'accouplement en parallèle.

III.5) Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

➤ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots (III.1)$$

$$\text{Avec : } \sum \Delta H = 1,15 \times \sum h_p^{\text{Linéaire}} \dots\dots\dots (III.2)$$

$$\text{Et : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$\text{Ou bien : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (III.4)$$

Puisqu' on a deux tronçons avec deux débits différents, le même diamètre, donc on a deux pertes de charges différentes :

$$\begin{aligned} \sum h_p^{\text{Linéaire}} &= h_p^{\text{Linéaire}} + h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{8 \times \lambda_1 \times L_1 \times Q_1^2}{g \times \pi^2 \times D_1^{5,3}} + \frac{8 \times \lambda_2 \times L_2 \times Q_2^2}{g \times \pi^2 \times D_2^{5,3}} \\ &= \frac{8 \times \lambda}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} * [(L_1 * Q_1^2) + (L_2 * Q_2^2)] \end{aligned}$$

Avec :

Q₁ : Débit du premier tronçon est égale à 3 fois le débit d'une pompe (m³/s) ;

Q₂ : Débit du deuxième tronçon est égale à Q₁-Q_p (m³/s) ;

Q_p : Débit du piquage (m³/s).

Conduite n° 1

Tableau III.1: Courbe caractéristique de la 1^{ère} conduite de refoulement :

N°	Q (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _g (m)	H _c (m)
1	0	0	0	5600	16743	0	0	138,625	138,625
2	0,7	2,1	0,27	5600	16743	0,278231	0,319965	138,625	138,94497
3	1,4	4,2	2,37	5600	16743	2,070128	2,38065	138,625	141,00565
4	2,36	7,08	5,25	5600	16743	7,967843	9,16302	138,625	147,78802
5	2,78	8,34	6,51	5600	16743	11,79933	13,56923	138,625	152,194232
6	2,95	8,85	7,02	5600	16743	13,5667	15,60171	138,625	154,226705
7	3	9	7,17	5600	16743	14,11026	16,2268	138,625	154,8518

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure III.4 :

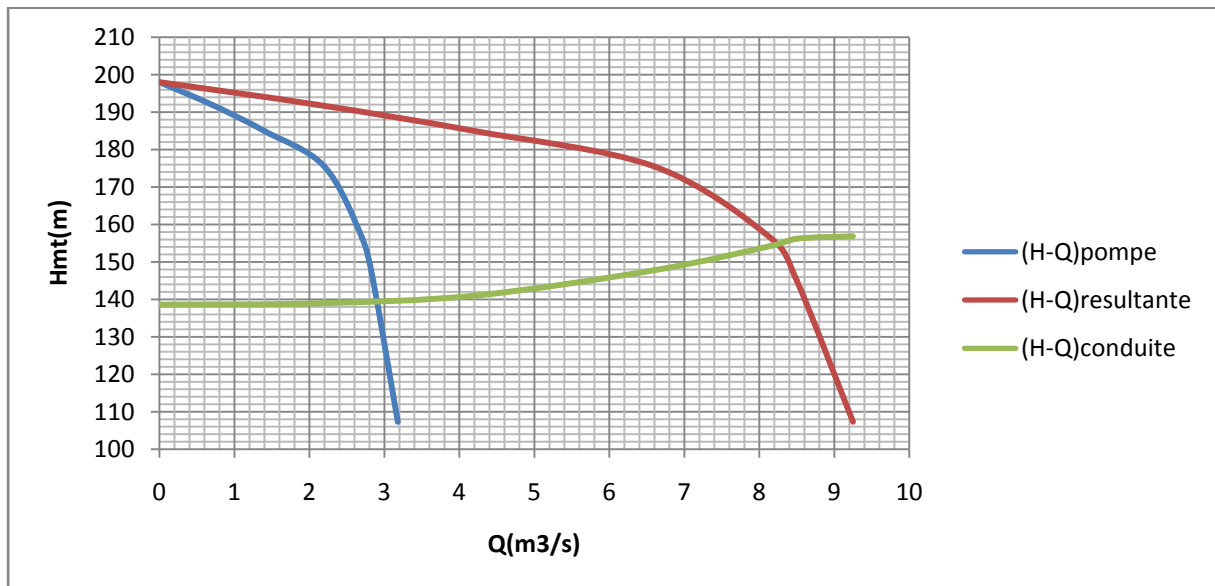


Figure III.4 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_c = 8,2 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 154 \text{ m}$.
-

Conduite n° 2

Tableau III.2: Courbe caractéristique de la 1^{ère} conduite de refoulement :

N°	Q (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _g (m)	H _c (m)
1	0	0	0	11716	10627	0	0	138,625	138,626
2	0,7	2,1	0,84	11716	10627	0,635184	0,730462	138,625	139,35546
3	1,4	4,2	2,94	11716	10627	3,204863	3,685592	138,625	142,31059
4	2,36	7,08	5,82	11716	10627	10,16925	11,69464	138,625	150,31964
5	2,78	8,34	7,08	11716	10627	14,46741	16,63752	138,625	155,26252
6	2,95	8,85	7,59	11716	10627	16,42367	18,88722	138,625	157,51222
7	3	9	7,74	11716	10627	17,02278	19,5762	138,625	158,2012

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure III.5 :

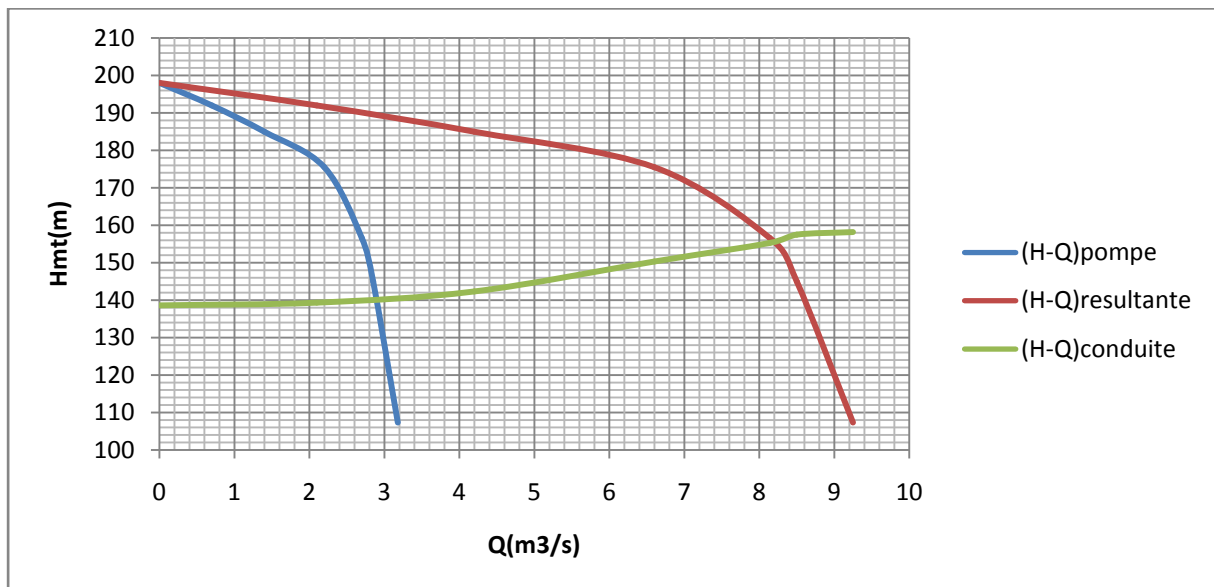


Figure III.5 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_c = 8,15 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 155 \text{ m}$.

III.6) Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles on doit procéder par deux modes de réglage.

III.6.1) 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 :

$$\eta_{\substack{inst \\ ap,van}} = \eta_{\substack{inst \\ av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (III.5)$$

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

$\eta_{\substack{inst \\ av,van}}$: 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

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots (III.6)$$

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

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots (III.7)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots (III.8)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (III.9)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots (III.10)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

➤ **Diminution de 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (III.11)$$

t : temps de fonctionnement prévu 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.

III.6.2) 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.**

III.6.3) Débit pompé = Débit demandé

Si on tombe dans un cas où Q_p ≈ Q_d ce n'est pas la peine de faire un réglage.

Conduite n° 1 :

Dans notre cas Q_p ≈ Q_d donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

- Q_c = 8,2m³/s
- H_c = 154 m.
- η = 80,2%.
- P_{abs} = 2320KW
- N = 3800 tr/min.
- (NPSH)_r = 12 m

Conduite n° 2

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

- $Q_c = 8,15 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 155 \text{ m}$.
- $\eta = 80,2\%$.
- $P_{\text{abs}} = 2320 \text{ KW}$. B
- $N = 3800 \text{ tr/min}$.
- (NPSH) $r = 12 \text{ m}$

III.7) Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

III.7.1) Équipements en amont de la pompe

Selon le type d'aspiration, en bêche ou sur conduite, les équipements en amont d'une pompe changent.

III.7.1.1) Définition d'une aspiration en bêche

L'aspiration dans ce cas se fait directement dans la bêche, soit par une courte conduite plongeante dans la bêche amenant l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit que la pompe elle-même immergée dans la bêche, les équipements en amont d'une pompe dans ce cas sont :

- Une grille :

Son rôle est de retenir les corps en suspension ;

- Tulipe d'aspiration :

Elle est prévue lorsque la vitesse d'entrée d'eau dans la conduite d'aspiration atteint 0.5 m/s , on l'utilise aussi pour diminuer les pertes de charge ;

- Crépine :

Sorte de cylindre perforé, utilisé pour empêcher le passage des corps dont la grille n'a pas pu les bloquer ;

III.7.1.2) Définition d'une aspiration sur conduite

Dans ce cas, l'eau arrive à la station par une conduite qui est relié directement à un collecteur d'où partent les conduites d'aspiration des pompes, donc il n'existe aucune bache.

Dans notre projet, chaque station de pompage est équipée d'une bache d'eau, donc l'aspiration se fait en bache, les équipements en amont d'une pompe dans ce cas sont :

- conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air.

- Clapet :

Il a pour rôle d'éviter le retour d'eau en cas d'arrêt de la pompe, il est recommandé de combiner le clapet et la crépine.

- Coude ;

- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

III.7.2) Équipements en aval de la pompe

- divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$).

- Collecteur de refoulement :

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

- Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

- Soupape de décharge :

Cet équipement est destine à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

III.8) EQUIPEMENTS AUXILIAIRES D'UNE POMPE

- Système de drainage;
- Système d'amorçage ;

- Conduite by passe : Elle a trois rôles principaux : réglage du débit, amorçage de la pompe et protection contre les effets néfastes du régime transitoire (coup de bélier) ;
- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon : Sorte de robinet muni d'un tube en cuivre qui est placé au dessus de la conduite de refoulement, pour prendre des échantillons d'eau de refoulement, en vue de contrôler sa qualité ;
- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant) Il est dimensionné en fonction du poids le plus lourd dans la station de pompage, majoré de 20 %.
- Si le poids est inférieur à 1 tonne, le système de levage peut être à commande manuelle ou électrique ;
- Si le poids est supérieur à 1 tonne, le système de levage est à commande électrique ;
- Système de ventilation ;
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

III.9) BACHES DE REPRISE POUR LA STATION DE POMPAGE

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. Le dimensionnement de cette dernière est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

Donc :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{T} \dots\dots\dots (III.12)$$

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total, dans notre cas $Q_{\text{max.j}}$ est constant, il représente le débit totale véhiculé vers chaque bache de reprise, qui est égale à $14 * 10^5 \text{ m}^3/\text{j}$;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25 \text{ h}$) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas $T = 18\text{h}$.

$$V_{\text{bache}} = \frac{14 * 10^5 * 0,25}{18} \Rightarrow V_{\text{bache}} = 19440\text{m}^3$$

On prend un diamètre normalisé de 20000 m^3 .

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

On prend: h = 8 m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 20000}{3,14 \times 8}} = 56,43m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 57 m}$$

- Révaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 19440}{3,14 \times (56)^2} = 7,9m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h = 7,9 m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{19440}{7,9} = 2460,76m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S = 2460,76 m^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : H = h + R

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 7,9 + 0,5 = 8,4 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{H = 8,4 m}$$

On va prendre une bache semi-enterrée, avec une hauteur de 3m sous le sol, donc :

$$C_p = C_T + h - 3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C_p = 710,4m}$$

III.10) Etude du phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (III.13)$$

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge c'est-à-dire en guise de compresseur on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (III.14)$$

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d'après la figure III.1

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. III.3)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. III.4)

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

On prend : $r = 0,3\text{m}$.

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

Tableau III.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau III.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

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

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots (III.15)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.4.

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots\dots\dots (III.16)$$

L_r : longueur du conduite d'aspiration, $L_r = 50$ m ;

l_r : longueur de la collecteur d'aspiration, $l_r = 10$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

III.10.1) Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de 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 charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (III.20)$$

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

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

$$\nabla_{\min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (III.21)$$

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).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

➤ **Refolement SP - Réservoir d'équilibre d'Ouled El Hamla**

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 12 \text{ m (figure III.1)}$$

- La pression atmosphérique :

La cote de la station de pompage est de 705,5m, donc $\frac{P_{at}}{\varpi} = 9,35 \text{ m.c.e}$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=20^\circ\text{C}$:

La température ambiante est considérée égale à 20°C , donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24 \text{ m}$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$DN_a = 1200 \text{ mm (figure V.4)}$

Donc : $D_a = 1,25 * 1200 \Rightarrow D_a = 1500 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * Q_a}{3,14 * D_a^2} = \frac{4 * 2,7}{3,14 * 1,5^2} \Rightarrow V_a = 1.53 \text{ m / s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 2,7}{\pi * 1,5}} = 1600 \text{ mm}$$

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * 8,1^2}{1,6^{5,3}} + \frac{10 * 2,7^2}{1,5^{5,3}} \right) = 0,486 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,486 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,559 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 12 + 0,3 - 9,35 + 0,24 + \frac{1,53^2}{2 * 9,81} + 0,559 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3,87 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 711,4 - 7,9 + 0,05 \Rightarrow \nabla_{\min} = 703,55mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 703,55 - 3,87 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 699,98mNGA \Rightarrow \nabla_{axe} = 700mNGA$$

Conclusion

La pompe dans notre cas de figure fonctionne en guise de supprimeur, donc la station de pompage possède une pression positive de part et d'autre c'est-à-dire que ce soit du côté refoulement ou le côté aspiration, cette pression positive du côté d'aspiration va jouer un rôle crucial dans la protection de la conduite et de la station contre le coup de bélier et la sous pression, car en effet dès que la sous pression survient cette pression est disponible pour éviter l'aspiration des joints

III.11) Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.
-

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

III.11.1) choix du bâtiment

Tableau III.5 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type Bloc

III.11.2) Partie souterraine

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

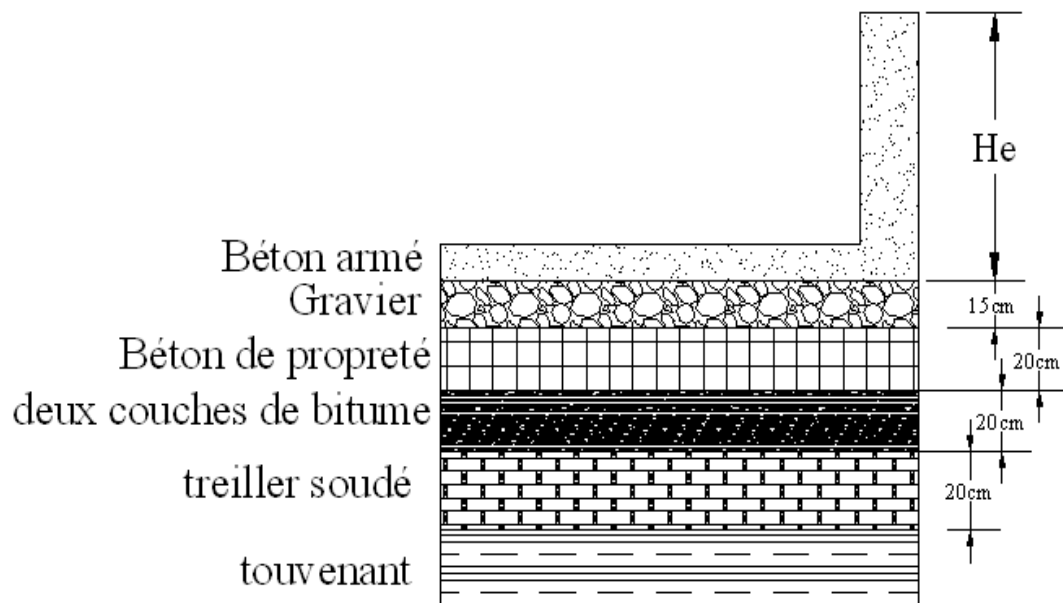


Figure III.7 : Schéma représentatif de la partie souterraine

III.11.3) Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on va préconiser une station en deux étages, en effet la surface disponible pour la réalisation de la station de pompage étant assez restreinte, donc c'est la solution la plus évidente.

III.11.4) Description du Génie Civil

La station de pompage a une emprise totale d'environ 1550 m². La station principale se divisé en deux parties principales mitoyennes et désolidarisée par un joint de dilatation :

- la salle des pompes et le regard technique sur le refoulement général (1290 m²) ;
- les locaux techniques et d'exploitation (260 m²).

a) La salle des pompes : Elle se décompose en deux niveaux :

➤ **Le premier niveau :**

Le premier niveau d'une surface de dimensions intérieures 13.70 m x 76,5 m est une fosse

Sèche réalisée entièrement en béton armé étanche dans la masse. Cette partie enterrée recevra à l'extérieur un enduit bitumineux et sera ceinturée par un drain.

Le premier niveau se décompose en deux zones :

- la salle des machines reçoit les groupes de pompage et elle est accessible par le pont roulant de 50 tonnes,
- les collecteurs d'aspiration et de refoulement entièrement enrobés dans le béton.

Sur toute cette surface sera réalisé un radier général de 1.00 m d'épaisseur, étanche dans la masse. Dans un des angles du radier sera aménagé un puisard de 2,00 x 1,50 x 1,00 m qui recevra les eaux de drainage et sera équipé de deux pompes 70 m³/h. Sur le radier brut sera réalisé un béton deuxième phase avec forme de pente à 2 %, caniveaux d'évacuation des eaux de fuite et de vidange et caniveaux électriques.

Le radier comportera quatre fosses garnies d'une matière isolante où seront mis en place les massifs des pompes. Ceci afin de ne pas transmettre les vibrations à la structure.

Les massifs des pompes seront réalisés en béton armé – dimensions : 8,15 x 2,15 x 1,45 m.

Les voiles de la fosse sèche sont réalisés en béton armé de 0,40 m de large au-dessus du radier et du béton de blocage des collecteurs. Le voile longitudinal coté refoulement sera renforcé par des contreforts de 1,00 x 0,40 m. Ils recevront les corbeaux supportant les poutrelles du pont roulant de 50 tonnes.

Sous la dalle béton armé du local de commande sera réalisé un plancher technique destiné au passage des câbles électriques et de commande.

➤ **Le deuxième niveau :**

Le deuxième niveau se décompose en deux zones :

- la salle des machines,
- le local de commande.

Le deuxième niveau de la salle des machines ne comporte qu'un quai de déchargement accessible par camion. L'accès se fera par un rideau métallique motorisé. Un escalier en béton armé permettra au personnel de descendre dans la salle des machines.

Les voiles de la salle des machines au dessus du 2^{ème} niveau seront réalisés par une structure poteaux et poutres avec remplissage en agglomérés creux. La toiture de la salle des machines sera assurée par une charpente métallique recouverte d'un bardage acier double peau.

Le local de commande repose sur une dalle d'une surface de 22.70 x 2.65 m. Ses murs extérieurs sont réalisés en béton armé, les murs de distribution intérieurs sont en agglomérés pleins de 0,20 m.

Un garde corps séparera la salle des machines du local de commande. Des échelles à crinoline permettront au personnel de descendre dans la salle des machines.

Le local de commande sera couvert par une toiture terrasse.

En sortie de station, sera réalisé un regard technique étanche où seront implantés la vanne de sectionnement, les piquages pour vidange, ballon anti-bélier, soupape anti-bélier etc.

b) Les locaux techniques et d'exploitation : Ils se décomposent en deux niveaux :

➤ **Le premier niveau :**

Le premier niveau en forme de L d'une surface de 260 m² est fondé sur des semelles filantes surmontées de longrines.

Un dallage sur terre plein réalisée entièrement en béton armé recevra à l'intérieur après ragréage une peinture.

Dans le local technique sont distribués les locaux suivants :

- un local cellule,
- un local batteries de condensateur,
- un bureau,
- un local sanitaire,
- un local groupe électrogène,
- un hall d'accès,
- un magasin et atelier.

Ses murs extérieurs et intérieurs sont réalisés en agglomérés creux de 0,20 m, à l'exception des murs du local cellule, du local batteries de condensateur et du local groupe électrogène. Ceux-ci sont réalisés en agglomérés pleins de 0,20 m.

Le local technique sera couvert par une toiture terrasse en béton armé qui sera équipés de quatre puits de lumière.

➤ **Le deuxième niveau :**

Le deuxième niveau du local technique comporte les locaux d'exploitation.

Ces dimensions intérieures sont 11.35x10.00 m. Une dalle en béton armé recevra après ragréage une peinture. L'accès se fera par un escalier en béton armé.

Dans le local d'exploitation sont distribués les locaux suivants :

- un local commande et supervision,
- un hall d'accès,
- un bureau,
- un local sanitaire.

Ses murs extérieurs et intérieurs sont réalisés en agglomérés creux de 0,20 m

Le local d'exploitation sera couvert par une toiture terrasse en béton armé.

III.11.5) Dimensionnement du bâtiment

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque :

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

III.11.5.1) La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$\mathbf{Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9.....(III.22)}$$

h5 : Distance verticale $h5 = hp + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

hp : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à $hp = 9,74 \text{ m}$

h6 : Hauteur réservée à l'homme, on prend $h6 = 2,75 \text{ m}$

h7 : Hauteur de chariot t, on prend $h7 = 0.3 \text{ m}$

h8 : Hauteur profilée, on prend $h8 = 0.8\text{m}$

h9 : Hauteur de sécurité , on prend $h9 = 0.5 \text{ m}$

Donc :

$$h_5 = 9,74 + 0.6 + 0.5 = 10.84 \text{ m}$$

$$\mathbf{Hb = 10.84+2.75+0.3+0.8+0.5 = 15.19\text{m}}$$

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend

$$H_b = 18 \text{ m}$$

III.11.5.2) LA LARGEUR DU BÂTIMENT

a) Salle des Pompes :

Largeur :

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + 2s \dots\dots\dots (III.23)$$

s=épaisseur du mur s =50cm

l_1 : Distance entre les deux murs et les premiers organes

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (15-20)$ cm.

l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement

$$l = 0.42 + 6.25 + 2.6 + 4.62 + 2 * 0.5$$

On prend
$$l_b \text{ salle des pompes} = 14.9 \text{ m}$$

Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} \dots\dots\dots (III.24)$$

n: nombre de pompes, n = 8 (tenant compte de la pompe de secours)

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 7,12 \text{ m}$;

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$; $L = 8,12 \text{ m}$;

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 1,2 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3 \text{ m}$.

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

$$A.N : L_b = 8 * 8.12 + 7 * 1,2 + 3 \quad L_b = 76,36 \text{ m.}$$

On prend
$$L_b \text{ salle des pompes} = 76,5 \text{ m}$$

b) Les locaux techniques et d'exploitation :

• Largeur :

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur serai de :

$$l = l_{\text{armoire}} + l_{\text{groupe}} + 2s \dots\dots\dots (III.25)$$

$$l = 2.98 + 2.47 + 2 \times 0.5$$

On prend $l_1 = 6.45\text{m}$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de 15.50 m afin d'espacer les pièces.

On prend $l_2 = 15.50\text{m}$

• **Longueur :**

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène on préconise une longueur de 23,3m.

On prend $L_1 = 23.3\text{m}$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 11,86 m.

On prend $L_2 = 11.86\text{m}$

Les détails du plan de la station de pompage seront livrés dans les Plans N°6.

III.11.5.4) DIMENSIONS DES PORTES

Porte principale : $3,2 \times 3,2 \text{ m}^2$;

Porte secondaire : $2,2 \times 2.2 \text{ m}^2$;

III.11.5.5) DIMENSIONNEMENT DES MARCHES D'ESCALIERS

Hauteur : 17 cm.

Largeur : 30 cm.

Pente : 1/1,75.

Tableau III.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage SPen (m)					
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	portes	
				secondaire	principale
76,5	14,9	18	0,5	2,2×2.2	3.2×3,2

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate a cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de 16,2 m³/s sur une hauteur de 193,85 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas ou il y'aura une ou des pannes des pompes.

CHAPITRE IV

PROTECTION DES CANALISATIONS

Introduction

Dans le cadre de la gestion et de l'exploitation des systèmes hydrauliques en charge (alimentation en eau potable ou autres) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Le problème du coup de bélier peut être dû soit à un mauvais dimensionnement des équipements de protection, soit à l'utilisation des systèmes de protection inappropriés ou alors du fait d'erreurs de manipulation (fermeture de vanne brusque, arrêt brutal des pompes, mise en eau trop rapide des réseaux et adductions...). Dans l'optique d'une meilleure compréhension du phénomène et des paramètres intrinsèques le caractérisant, on se propose, dans le cadre de ce chapitre de faire une étude de coup de bélier afin d'obtenir un moyen de protection contre le coup de bélier provoqué par la manœuvre de l'organe de régulation.

IV.1) Protection des conduites contre la corrosion

IV.1.1) Définition

C'est l'attaque destructive d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement. Les propriétés mécaniques des matériaux sont altérées.

La corrosion est due à une attaque physico-chimique du métal exposé, dépendant de la nature de l'eau et de celle du métal. La vitesse de dissolution du métal est inversement proportionnelle à l'alcalinité, à la dureté (teneur en calcium) et au PH de l'eau ; elle est directement proportionnelle au contraire à sa teneur en oxygène et en gaz carbonique dissous, à sa température et à sa vitesse de circulation. Nombreux sont toute fois les autres facteurs, plus ou moins bien connus, qui interviennent et compliquent le problème. Il est fréquent que les eaux naturelles soient moins corrosives que les eaux traitées de qualité apparemment semblable.

IV.1.2) Les facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour

diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- 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 être influencée sur 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 va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, 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.

IV.1.3) Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.



Photo IV.1 : Corrosion externe dans une conduite

IV.1.4) Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.



Photo IV.2 : Corrosion interne dans une conduite

IV.1.5) Protection contre la corrosion

Il faut examiner les données disponibles et exécutera toutes les inspections, recherches et mesures additionnelles nécessaires pour définir les quantités des diverses parties des conduites qui auront besoin de PC. Les informations devront inclure, sans y être limitées :

- ✓ Le pH des sols le long du profil des conduites, jusqu'au niveau bas des conduites
- ✓ La concentration en ions sulfates le long du profil des conduites, jusqu'au niveau bas des conduites
- ✓ La résistivité du sol, idem ci avant
- ✓ L'humidité du sol, idem
- ✓ Le niveau de la nappe phréatique le long du tracé des conduites
- ✓ La résistivité du sol en profondeur aux endroits proposés pour les lits enterrés profonds
- ✓ Les lieux et étendues de :
 - Franchissements d'oueds et rivières
 - Franchissements de routes et autoroute
 - Franchissements ou parallèle proches de voies ferrées
 - Franchissements de gazoducs, oléoducs, câbles électriques, télécommunications,
 - Franchissements de conduites hydrauliques
 - Zones pouvant souffrir d'états nocifs du sol dus à des émissions par les décharges industrielles, agricoles ou eaux usées
 - Toutes autres caractéristiques pouvant causer ou subir des problèmes de corrosion en raison de la proximité des nouvelles conduites de ce lot

Tableau IV.1 : Principales normes Européennes

Les normes suivantes seront applicables :

<i>Normes</i>	<i>Identification</i>
NF EN 12068	Revêtements organiques extérieurs pour la protection contre la corrosion de tubes en acier enterrés ou immergés en rapport avec la protection cathodique - Bandes et matériaux rétractables.
NF EN 12473	Principes généraux de la protection cathodique en eau de mer.
NF EN 12474	Protection cathodique des canalisations sous marines.
NF EN 12495	Protection cathodique des structures en acier fixes en mer.
NF EN 12499	Protection cathodique interne des appareils, réservoirs et tubes.
NF EN 12696	Protection cathodique de l'acier dans le béton.
NF EN 12954	Protection cathodique des structures métalliques enterrées ou immergées – Principes généraux.
NF EN 13173	Protection cathodique des structures flottantes.
NF EN 13174	Protection cathodique des installations portuaires.
NF EN 13509	Techniques de mesures applicables en protection cathodique.
NF EN 13636	Protection cathodique des réservoirs métalliques enterrés et des conduites associées.
NF EN 14038	Réalcalnisation électrochimique et traitements d'extraction des chlorures applicables au béton armé.

Tableau IV.1 (suite) : Principales normes Européennes

<i>Normes</i>	<i>Identification</i>
NF EN 14505	Protection cathodique des structures complexes.
NF EN 15112	Protection cathodique des cuvelages de puits.

XP CEN TS 15280	Évaluation du risque de corrosion des canalisations enterrées occasionné par les courants alternatifs – Application pour les canalisations protégées cathodiquement.
NF EN 15257	Protection cathodique – Niveaux de compétence et certification du personnel en protection cathodique.
XP CEN TS 15280	Évaluation du risque de corrosion des canalisations enterrées occasionné par les courants alternatifs – Application aux canalisations protégées cathodiquement

(ANBT)

IV.1.6) Revêtements de protection de la conduite :

Le revêtement extérieur protecteur a pour but d'isoler la conduite acier, aussi parfaitement que possible, du terrain dans lequel elle est enfouie ou de l'atmosphère environnant.

Le revêtement intérieur des conduites et pièces de raccordement tient compte des caractéristiques de l'eau transportée.

La qualité de l'eau pour le barrage de Béni Haroun peut être classée comme dure à cause de sa haute concentration en calcium.

Toutefois et malgré sa concentration en manganèse soit relativement haute, cela n'aura pas d'impact sur la sélection du revêtement interne de la conduite.

Le niveau de chlore est de 196 mg/l et plus, et le niveau en sulfates est de 170 mg/l à 362 mg/l. A ce niveau de concentration, l'eau est corrosive et en conséquence, la conduite devra subir une protection interne.

De toute manière, il est recommandé qu'une autre analyse chimique de l'eau se réalise pour adapter, si cela est nécessaire, la solution proposée.

Les solutions suivantes sont prévues pour les revêtements intérieurs et extérieurs.

Le revêtement intérieur des conduites est un revêtement époxy en trois couches dont un primaire en résine d'époxy de 150 microns. L'épaisseur totale du revêtement intérieur est au minimum de 350 microns.

Le revêtement extérieur des conduites et des pièces de raccord sera constitué d'un système tri-couche qui comprendra les couches suivantes :

- La première couche en époxy poudre 50cm d'épaisseur minimale,
- La deuxième couche en adhésif (copolymère), et
- La troisième couche en polyéthylène appliqué par extrusion de 2,5 à 4 mm d'épaisseur.

IV.1.7) Protection cathodique

a)- Principe:

La protection cathodique consiste en l'abaissement du potentiel de la structure protégée (conduite en acier) à un niveau suffisamment bas pour que la corrosion soit éliminée sous l'effet d'un courant cathodique. Cette méthode peut se faire de deux façons :

- ✚ Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- ✚ Soit à constituer avec un métal plus électro négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

b)- Techniques de protection cathodique :

Il existe deux techniques de protection cathodique contre la corrosion :

➤ ***Protection cathodique par anode réactive (sacrificielle):***

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro négatif que le fer, le zinc ou le magnésium par exemple, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

➤ ***Protection cathodique par soutirage de courant (par courant imposé):***

La deuxième méthode consiste à relier notre conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu et la borne positive à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide situées à une distance assez grande de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

Un système de protection cathodique devra être mis en place pour protéger la conduite en acier. Le système de protection cathodique sera conforme aux normes.

toute conduite ou tronçon de conduite situé dans une zone où la résistivité du sol sera inférieure à 30 ohms – m, sera temporairement protégé par des anodes galvaniques qui devront être mises en place suivant la pose du tronçon de conduite, et cela jusqu'à ce que le système de protection cathodique permanent des conduites concernées fonctionne correctement. Le système permanent devra être installé et en état de marche avant la réception provisoire partielle des conduites.

Les tronçons seront isolés aux arrivées des ouvrages importants tels que stations de pompage, chambres de sectionnement, prise d'eau, ouvrages de restitution et de raccordement, etc... par la mise en place de joints isolants.

Il pourra s'avérer nécessaire de prévoir le montage des pièces spéciales d'isolement à proximité des raccordements sur d'autres conduites et à proximité des traversées d'autres conduites en acier et des réseaux électriques.

En effet, il est important de tenir en compte des études et des travaux qu'il faudra réaliser pour la protection cathodique de la conduite. Il faudra intégrer, après confirmation de l'étude de résistivité du sol, une protection provisoire (en cours de travaux, pose d'anode sacrificielle) et une protection définitive dès l'achèvement.

IV.1.8) Poste d'injection de courant :

Chaque poste d'injection de courant se composera d'un transformateur-redresseur, d'un réseau d'anodes enterrées et des câbles reliant le transformateur-redresseur à la source de courant, à la conduite et aux anodes enterrées.

La capacité de chaque transformateur-redresseur sera déterminée une fois que les essais réalisés sur place auront permis d'évaluer les impératifs en matière de protection cathodique. Chaque transformateur-redresseur devra cependant dans tous les cas être en mesure de fournir un minimum de 200 micros ampères de courant continu pour chaque m² de conduite qu'il desservira, en permettant de maintenir un potentiel négatif de conduite par rapport au sol à une valeur numérique non inférieure à 0,95 volt en prenant pour référence une électrode en cuivre/sulfate de cuivre à courant imposé.

IV.1.9) Protection au droit des chambres de vannes :

Une anode sacrificielle sera prévue à l'intérieur de toutes les chambres de vannes d'isolement, situées sur les conduites protégées par un système de protection cathodique par courant imposé.

IV.1.10) La protection des conduites de courtes longueurs

Dans le cas où il existerait des courtes longueurs de conduites enterrées ou exposées, elles seront protégées cathodiquement par l'intermédiaire d'anodes sacrificielles. Les conduites enterrées et pénétrant dans des ouvrages de retenue d'eau et dont seulement une courte longueur de conduite se trouvera à l'intérieur de l'ouvrage, seront isolés en s'assurant que le métal du conduit est convenablement protégé contre tout contact possible avec l'acier de l'armature de la structure. Toutes les précautions nécessaires seront prises lors de l'utilisation de brides d'étanchéité ou de butée. Les conduites enterrées pénétrant dans des ouvrages tels que les stations de pompage, qui représentent une grosse quantité de conduite et de matériels, seront munies d'une bride isolante au droit de la première bride située à

IV.1.11) Anodes sacrificielles :

Les anodes sacrificielles seront en magnésium et d'un poids non inférieur à 14 kg. Les anodes fournies devront assurer la protection de la conduite pendant un minimum de 5 ans dans les conditions normales d'exploitation.



Photo IV.3: Schéma montre le dispositif de la protection cathodique

Conclusion :

La protection cathodique est un moyen efficace de lutte contre la corrosion des conduites et des pertes qui s'en suivent, et l'efficacité de cette méthode est en fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

la protection cathodique n'est pas utilisé seulement pour les conduites nus mais aussi pour celles revêtus sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides a cause de l'augmentation de la densité de courant sauf que l'intensité de courant nécessaire à la protection sera moins importante.

IV.1.12) Traversées

IV.1.12.1) Traversée d'Oued

Pour les traversés d'oued, la conduite doit être enterré au-dessous du lit d'oued d'au minimum de 2,50m avec un lit de pose pour avoir une bonne assise pour éviter toute éventuelle tassement.

Les deux conduites seront enrobées du béton et remblayer avec un matériau drainant afin de faciliter l'écoulement de l'eau et sera protéger par une couche d'enrochement (RIP RAP) afin d'éviter toute sorte d'érosion sur l'enrobage de la conduite.

IV.1.12.2) Traversée de l'autoroute

La traversé d'autoroute sera réaliser par fonçage des éléments en béton de dimension de largeur 5.80 m x hauteur 3.90 m tout le long de la traversée et sera calculé de façon à supporter toutes les charges fixes et permanentes qu'il subit. La profondeur de fonçage devra être de 2 fois les dimensions de l'élément en béton à foncer.

Les conduites seront poser sur des appuis en béton à l'intérieur de l'ouvrage de fonçage et seront sectionner par des vannes de sectionnement sur les deux côtés de la traversée afin, de permettre l'isolement du tronçon en cas d'éventuelle problème et éviter l'infection de l'autoroute .

IV.1.12.3) Traversée des voies de chemin de fer

Toute les traversée de chemin de fer sera réaliser par fonçage avec des éléments en béton de largeur 5.80 m x hauteur de 3.90 m tout le long de la traversée et sera calculé de façon à supporter toutes les charges fixes et permanentes qu'il subit. La profondeur de fonçage devra être de 2 fois les dimensions de l'élément en béton à foncer.

Les conduites seront poser sur des appuis en béton à l'intérieur de l'ouvrage de fonçage et seront sectionner par des vannes de sectionnement de part et d'autre de la traversé de la

voie ferrée afin de faciliter l'entretien et l'intervention en cas de fuite sans l'endommagement de l'ouvrage de la voie ferrée

IV.1.12.4) Traversée type route

Pour les traversées de route à moindre importance la conduite sera enrobée une couche de goudron et sera remblayer par un matériau sélectionné.

Pour les routes à grande importance il sera réalisé une traversé en galerie avec 2 caissons en parallèles et sera calculer de façon à supporter toutes les charges fixes et permanentes qu'il subit.

Conclusion

Dans notre cas de figure, une couche de goudron assurera la protection des conduites, en acier, traversant des terrains agressifs. On doit également prévoir une protection cathodique le long de la conduite.

IV.2) Protection des conduites contre le phénomène transitoire

Dans les systèmes hydrauliques en charge en mouvement permanent, on appelle phénomène transitoire ou communément « coup de bélier », la création, la propagation et puis l'atténuation d'ondes de surpression et de dépression.

Le déplacement de l'onde de pression dans un système hydraulique en charge (ligne d'adduction gravitaire ou par refoulement, réseau de distribution d'eau potable...) entraîne une variation de pression et de vitesse dans l'ensemble des sections de conduite parcourues par cette onde dans le temps. Ces variations à leurs valeurs extrêmes produisent des contraintes sur le matériel (Robinet-vanne, appareils de mesure, pompe) et la canalisation qui dépassent largement celles en écoulement permanent.

La création de ces ondes de pression est due à la transformation de l'énergie cinétique du mouvement du liquide en une énergie de pression, la propagation de la variation des caractéristiques de l'écoulement (pression, vitesse) se fera à partir du point où la modification du régime d'écoulement est intervenue (passage du régime d'écoulement permanent au régime d'écoulement transitoire).

L'écoulement transitoire est un phénomène oscillatoire, si ce n'était l'effet des frottements qui induiront des pertes de charge le long de la canalisation, le phénomène se produirait indéfiniment (fluide incompressible, conduite rigide).

IV.2.1) Causes et effets du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques :

IV.2.1.1) Causes du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques :

La perturbation du régime d'écoulement dans un système hydraulique en charge survient lorsqu'il y a modification des conditions aux limites. Il y a différentes conditions aux limites qui peuvent induire le phénomène transitoire, celles qui requièrent le plus souvent une analyse sont :

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- Démarrage ou arrêt de pompes.
- Action des pompes à fonctionnement cyclique.
- Action d'une pompe à vitesse variable.
- Disjonction des pompes à la suite d'une coupure d'électricité.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Mise en service (remplissage) ou vidange d'un système d'A.E.P. (réseau de distribution ou ligne adduction)
- Présence de poches d'air dans une conduite.
- Déséquilibre du régulateur de vitesse des turbines.
- Changement de la demande de puissance des turbines.
- Vibration des roues des pompes.
- Vibration des accessoires déformable tels que les vannes.
- Instabilité du courant du au phénomène de vortex.

IV.2.1.2) Effets du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques en charge :

Lorsque il se produit pour une raison ou pour une autre une variation temporelle et spatiale des caractéristiques hydrauliques, par accélération ou par décélération, d'un

écoulement en régime permanent de liquide dans une conduite forcée, cela induirait un transfert d'énergie entre l'énergie cinétique et celle de pression (potentielle) pour chercher à atteindre un nouvel équilibre, en tenant compte des pertes d'énergies et sans enfreindre le principe de conservation de l'énergie, il se produit alors des actions néfastes qui peuvent causer des dégâts conséquents sur le système hydraulique, ces actions se résument en :

a. La surpression :

A l'issue de la fermeture brusque d'une vanne ou à la suite d'une dépression due à l'arrêt d'une pompe, il se produit la formation d'une onde de surpression qui se propage le long de la conduite. Cette surpression peut atteindre plusieurs fois la valeur de la pression en fonctionnement normal et provoquer la rupture de la canalisation (si la contrainte ainsi créée dépasse la contrainte admissible de la conduite), d'importants dégâts au niveau des raccords (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

b. La dépression :

Le coup de bélier provoqué à la suite de l'arrêt d'une pompe ou de l'ouverture rapide d'une vanne, crée une onde de dépression qui se propage le long de la conduite en donnant des pressions nettement inférieures à la pression de la conduite, et si ces pressions venaient à prendre des valeurs inférieures à la pression atmosphérique (<1bar, le vide) en certaines sections (particulièrement les points hauts), il y aurait cavitation aux endroits correspondants. Ces poches d'air ainsi formées ne constituent pas un grave danger en elles mêmes pour les conduites. Généralement les tuyaux utilisés résistent bien au vide sauf cas exceptionnel, il y aurait alors un aplatissement de la conduite voire la rupture. Le vide créé posera problème en agissant sur l'étanchéité de la conduite, et ce en aspirant les joints et en détériorant le revêtement intérieur de cette dernière. Dans ce cas il y aurait risque d'entrée d'eau parasite qu'elle soit polluée ou non.

La succession de surpression et de dépression provoque la fatigue de la conduite (détérioration du matériau la constituant) ce qui donnerait naissance à des fissurations et par la suite tout simplement la rupture de la canalisation.

IV.2.2) Analyse physique du phénomène transitoire :

En régime transitoire il y a variation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le temps et en tout point de la conduite, dans ce paragraphe on essaiera d'expliquer le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression.

Considérons le cas du coup de bélier dû à la fermeture brusque d'une vanne de sectionnement à l'extrémité aval d'une canalisation horizontale AB. Cette conduite est alimentée en A par un réservoir à niveau constant. (Voir figure 1.1)

On négligera les frottements de l'eau avec les parois de la conduite, ainsi que l'énergie cinétique, de manière que la pression soit constante le long de la conduite et soit égale à « H ».

ALLIEVI définit la relation entre la pression « h » et le débit « q » transporté par une onde de pression au voisinage d'une vanne comme :

$$h = \pm \frac{a}{g.S} . q$$

Dans laquelle :

- h : la variation de pression en m.c.e.(mètre colonne d'eau).
- a : la célérité de l'onde de pression (en m/s).
- g : l'accélération de la pesanteur (en m/s²).
- S : la section de la canalisation (en m²).
- q : le débit transporté par l'onde (en m³/s).
- le signe (+) correspond au déplacement de l'onde dans le sens choisi pour les débits positifs.

On prend le sens positif des débits de A vers B.

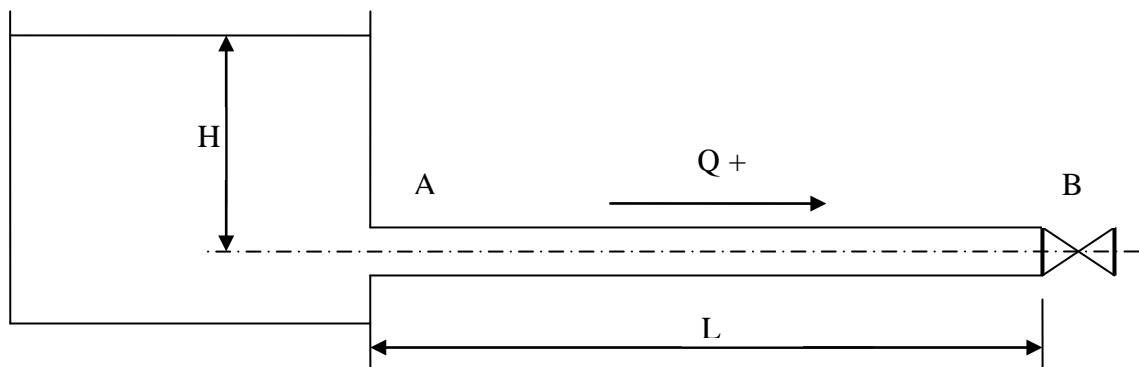


Figure IV.1 : conduite écoulant un débit « Q » à une pression théorique « H »

Phase 1 :

- a) A l'instant « t=0 » on ferme instantanément et complètement la vanne située en B.
- b) A l'instant « t=0+ε » (avec ε temps infiniment petit) naît une onde en B et se propage vers A,

de débit : $q_1 = -Q$ (le débit de l'onde prend un signe (-) car il est en sens opposé au

débit de la canalisation)

De pression : $h_1 = -\frac{a}{g.S} \cdot q_1 = \frac{a}{g.S} \cdot Q$ (signe (-) car l'onde circule en sens contraire

à

celui du débit normal de la canalisation).

c) Cette onde arrive en « A » au bout d'un temps « $t = \frac{L}{a}$ », et y modifie :

Le débit de Q à $(Q+q_1) = Q-Q=0$.

La pression de H à $(H+h_1) = H + \frac{a}{g.S} \cdot Q$

A ce moment la conduite est complètement dilatée avec une eau surpressée ($H + \frac{a}{g.S} \cdot Q$) et immobile ($Q=0$).

Donc cette phase « 1 » correspond à la création et à la propagation d'une onde de surpression. Pour expliquer la création d'une onde de surpression on revient au principe de conservation de l'énergie, et vu que l'écoulement a été interrompu, son énergie cinétique tend à s'annuler au voisinage de la vanne et elle sera compensée par une augmentation positive de l'énergie potentielle (de pression).

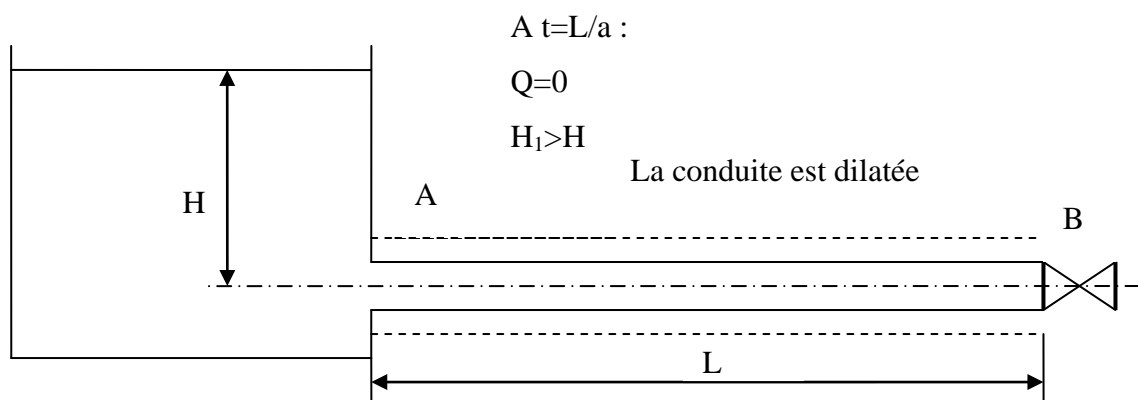


Figure IV.2 : Conduite dilatée

Phase 2 :

a) En « A » se trouve un grand réservoir qui maintient la pression à sa valeur initiale « H ». L'onde de surpression étant dissipée, c'est une nouvelle onde qui va ramener le système à son état d'équilibre initial.

b) A l'instant « $t = \varepsilon + \frac{L}{a}$ », une nouvelle onde dite d'équilibre va se propager de « A » vers « B » :

$$\text{De pression : } h_2 = -h_1 = -\frac{a}{g.S} \cdot Q$$

$$\text{De débit : } q_2 = \frac{g.S}{a} \cdot h_2 = -\frac{g.S}{a} \cdot h_1 = -Q$$

c) Cette onde arrive en « B » au bout d'un laps de temps « $t = \frac{2.L}{a}$ » et y modifie :

Le débit de 0 à $q_2 = -Q$.

La pression de $(H+h_1)$ à $(H+h_1+h_2)=H$.

A ce moment la conduite revient à son état initial (non dilatée).

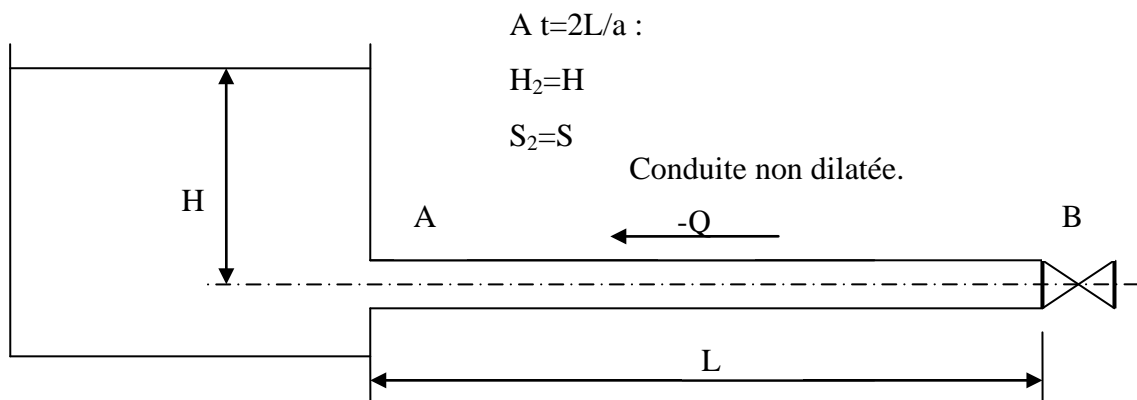


Figure IV.3 : Conduite non dilatée.

Phase 3 :

a) La vanne étant fermée en « B », l'écoulement sera de nouveau interrompu et l'énergie cinétique de l'écoulement sera transformée cette fois en énergie de pression négative.

b) A « $t = \varepsilon + \frac{2.L}{a}$ » l'onde de dépression ainsi créée se déplacera de nouveau de « B » vers « A » avec :

$$\text{Un débit : } q_3 = -q_2 = Q$$

Une pression : $h_3 = -\frac{a}{g.S} \cdot q_3 = -\frac{a}{g.S} \cdot Q$

c) L'onde arrive en « A » à l'instant « $t = \frac{3.L}{a}$ » et y modifie :

Le débit : de Q à $(-Q+q_3) = -Q+Q=0$.

La pression : de H à $(H+h_3) = H - \frac{a}{g.S} \cdot Q$

A ce moment la conduite est comprimée sur toute sa longueur et l'eau est en dépression $(H - \frac{a}{g.S} \cdot Q)$ et immobile ($Q=0$).

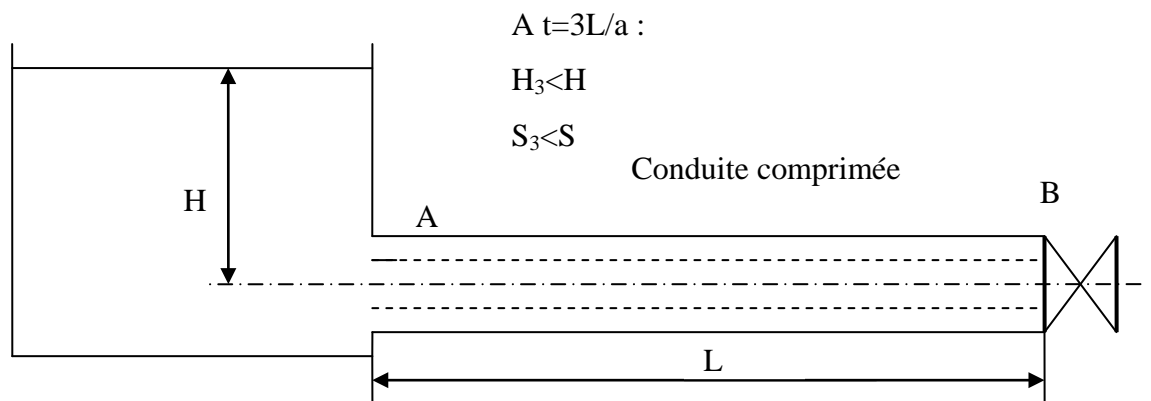


Figure IV.4 : Conduite comprimée

Phase 4 :

a) En « A » le réservoir rétablit encore une fois la pression à sa valeur initiale « H ».

b) A l'instant « $t = \varepsilon + \frac{3.L}{a}$ » une nouvelle onde d'équilibre repart vers « B » avec :

Une pression : $h_4 = \frac{a}{g.S} \cdot Q$.

Un débit : $q_4 = +Q$.

c) L'onde arrive en « B » à l'instant « $t = \frac{4.L}{a}$ » et y modifie :

Le débit de 0 à $q_4 = +Q$

La pression de $(H+h_3)$ à $(H + h_3 + h_4) = H$.

A ce moment on retrouve les mêmes conditions d'écoulement (débit « Q » et pression « H ») qu'à l'instant « $t=0$ ».

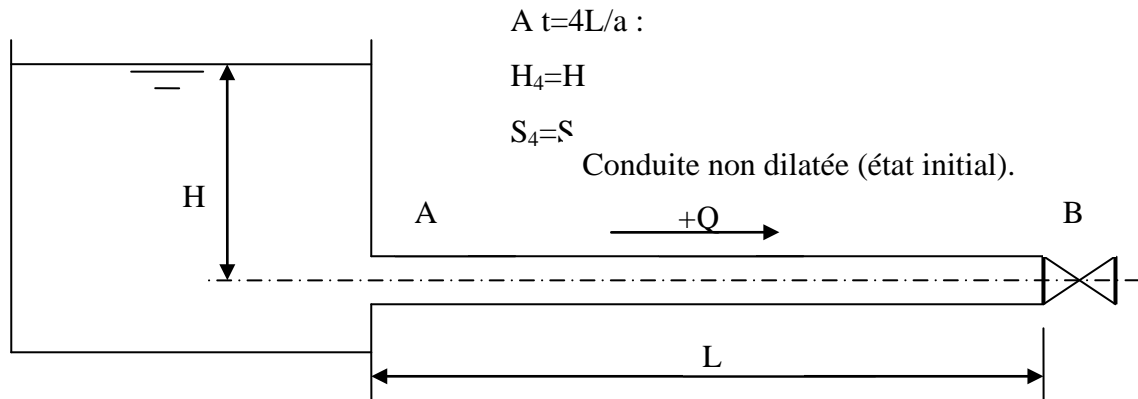


Figure IV.5 : Conduite non dilatée (état initial).

Le phénomène du coup de bélier se reproduirait indéfiniment (répétition de ses 4 phases) avec la même intensité à chaque fois, s'il n'était amorti par les pertes de charge dues aux frottements de l'eau avec les parois internes de la canalisation.

A la suite de cette analyse on arrive au fait que le coup de bélier qui accompagne la

fermeture d'une vanne est un phénomène périodique de période $T = \frac{4.L}{a}$.

IV.2.3) Effet de l'entraînement d'air

IV.2.3.1) Origine de l'air dans les systèmes hydrauliques en charge

La présence ou l'introduction d'air dans un liquide s'écoulant dans une conduite forcée, peut provenir de :

- Dégagement ou dégazage de l'air dissous dans de l'eau sous pression au niveau des points hauts du tracé, là où la pression statique diminue.
- Si l'eau est agitée au voisinage de l'aspiration des pompes (tourbillon pendant l'aspiration) ou s'il y a un phénomène de vortex au départ des conduites gravitaires forcées, il y aura pénétration d'air dans la conduite.
- Si les conduites sont parcourues par un courant électrique, si faible soit il.
- Lors du remplissage de la canalisation, si celui-ci est effectué trop rapidement et si les dispositifs d'évacuation d'air (ventouses à fonctionnement automatique, vannes de purges) sont fermés trop tôt.

IV.2.3.2) Dérangements provoqués par l'air dans les conduites

Une quantité élevée d'air non uniformément dispersé peut provoquer la perturbation de l'écoulement. En effet parfois des bulles d'air cheminent sur de longues distances dans

les conduites, et si l'écoulement se fait à vitesse modéré il peut se former au niveau des points haut du tracé de grandes poches d'air qui réduisent la section d'écoulement voir l'annulent, dès qu'elles deviennent importantes ces poches d'air risquent d'être entraînée par le courant au-delà des points hauts, leur déplacement compensé par l'appel brusque d'un volume de liquide équivalent provoque un coup de bélier.

En résumé l'entraînement d'air devient dangereux pour les systèmes hydrauliques en charge, quand l'écoulement se fait à faible vitesse et quand il y a présence de nombreux points hauts sur le profil de la ligne de conduite.

IV.2.4) Protection des conduites contre le coup de bélier

IV.2.4.1) Méthode d'analyse du coup de bélier

Il existe différentes méthodes d'analyse du régime transitoire dans les systèmes hydrauliques sous pression, elles sont toutes basées sur les équations de Saint Venant, qui sont un système d'équations différentielles partielles du 1^{er} ordre de type hyperbolique. Ces méthodes qu'elles soient graphique, analytique ou numérique, permettent toutes de quantifier (variations de pression et de débit dans le temps et dans l'espace) le phénomène transitoire avec plus ou moins d'exactitude selon leurs hypothèses. Parmi ces méthodes on peut citer :

- Méthode arithmétique.
- Méthode graphique.
- Méthode algébrique.
- Méthode d'analyse linéaire.
- Méthode des différences finies
- Méthode des éléments finis
- Méthode des caractéristiques.

Dans ce qui suit nous allons choisir celles que nous adopterons pour notre analyse de coup de bélier dans une adduction gravitaire en charge et l'adduction de refoulement.

IV.2.4.2) Calculs hydrauliques en régime transitoire

IV.2.4.2.1) Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Lorsqu'un liquide circule dans une conduite dans un régime permanent, et, à un moment donné, il existe une manœuvre sur un des éléments de l'installation (une vanne qui se ferme ou qui s'ouvre, variation du régime du groupe de pompe, arrêt des pompes, etc....), que ce soit d'une manière instantanée ou en prenant un certain temps, des variations

de débits et de pressions sont produites au point où se produit la perturbation, créant ainsi un déséquilibre qui fait varier les débits successivement dans tous les points de la conduite, ces déséquilibres provoquent des variations de l'énergie cinétique de l'eau, qui se traduisent en des altérations de sa pression, ce qui forme le coup de bélier.

Le débit n'est plus identique dans tous les points de la conduite car des variations de la section de la conduite se produisent, comme des contractions ou des dilatations du liquide, qui dépendent du module d'élasticité des deux.

Lorsqu'un régime transitoire s'établit dans une conduite, des variations de débits et de pressions apparaissent et se propage à travers de la masse liquide avec un mouvement ondulatoire.

IV.2.4.2.1.1) Formule d'ALLIEVI

ALLIEVI a démontré que pour une manœuvre brusque, c'est-à-dire, quand le temps de manœuvre est plus petit que le temps nécessaire pour que l'onde de pression parcourt la conduite,

La vitesse de propagation de l'onde se nomme célérité. Elle est déterminée selon la formule d'ALLIEVI.

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho} * \frac{1}{\frac{D}{e * E_t} + \frac{1}{E_e}}}$$

Avec :

a : [m/s] La célérité de l'onde

ρ : [kg/m³] La densité de l'eau (1.000 kg/m³)

E_e [N/m²] Le module d'élasticité de l'eau (2 10⁹ N/m²)

E_t [N/m²] Le module d'élasticité de la conduite

e [m] L'épaisseur de la conduite

D [m] Le diamètre de la conduite

La formule simplifiée d'ALLIEVI est :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(IV.1)$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour l'acier : K = 0,5.

La valeur du coup de bélier dépend du temps de fermeture qui correspond à l'action qui a provoqué l'onde de pression.

Il faut faire la différence entre les manœuvres lentes et rapides. Pour le faire, il faut comparer le temps de fermeture ou de manœuvre avec le temps que l'onde de pression a besoin pour parcourir la longueur L de la conduite pendant son parcours aller et retour. Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule (Temps critique) :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \dots\dots\dots(IV.2)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

IV.2.4.2.1.2) Formule de Michaud

Michaud exprime dans sa formule le coup de bélier provoquée par une manœuvre lente.

Celui-ci résulte directement proportionnel à la longueur de la conduite, et inversement proportionnel au temps de la manœuvre.

$$b = \pm \frac{2 * L * V}{g * t}$$

Dans laquelle :

b [m] : Augmentation de pression, ou hauteur, ou coup de bélier

L [m] : Longueur de la conduite

V [m/s] : Vitesse du fluide avant la fermeture

t [s] : Temps d'ouverture ou de fermeture d'une vanne

En fonction si le temps de fermeture est plus grand ou plus petit que le temps critique de la conduite, le coup de bélier provoqué se calcul avec des formulations obtenues par différents auteurs.

Manœuvre lente $t_{fermeture} > \frac{2 * L}{a}$ Formule de Michaud

Manœuvre rapide $t_{fermeture} < \frac{2 * L}{a}$ Formule de Allievi

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH. B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}} \dots\dots\dots(IV.3)$$

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ Pascal pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ Pascal pour le PVC.

E_m = 1*10¹¹ Pascal pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier), ν_m=0,46 (PVC), ν_m=0,3 (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m) , e_m = 25,2mm ;

a : rayon intérieur de la conduite (m), a = 1,1739m.

AN :

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de SALAH. B on a avait obtenu Que C =1072.85m/s.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

On a V₀= 1,95 m/s

Et donc :

$$b = \frac{CV_0}{g} = 213,26 m$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = Hg + b = 105,5 + 163,04 = 268,54m$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

t_r: le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 20766}{1072.85} = 38,71 \text{ s}$$

On remarque que l'ode prend un temps important pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

$$b = \frac{2 \times 20766 \times 1,95}{9,81 \times 0,25 \times 3600}$$

On trouve : **b= 9,17 m**

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

IV.2.4.2.2) Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier, il existe plusieurs méthodes.

a) Réservoir d'Air

Les réservoirs d'Air sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé (fig. VI-1). Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

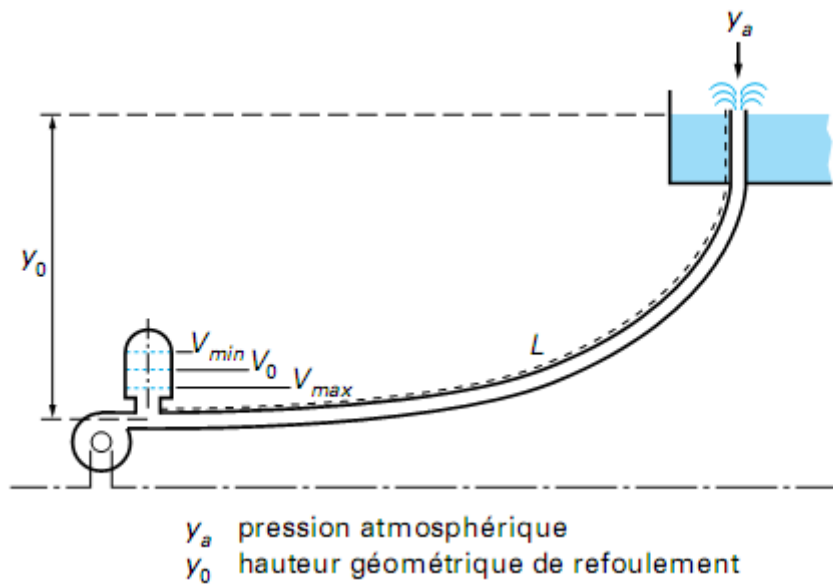


Figure IV.6 : Réservoir d'Air

b) Cheminée d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

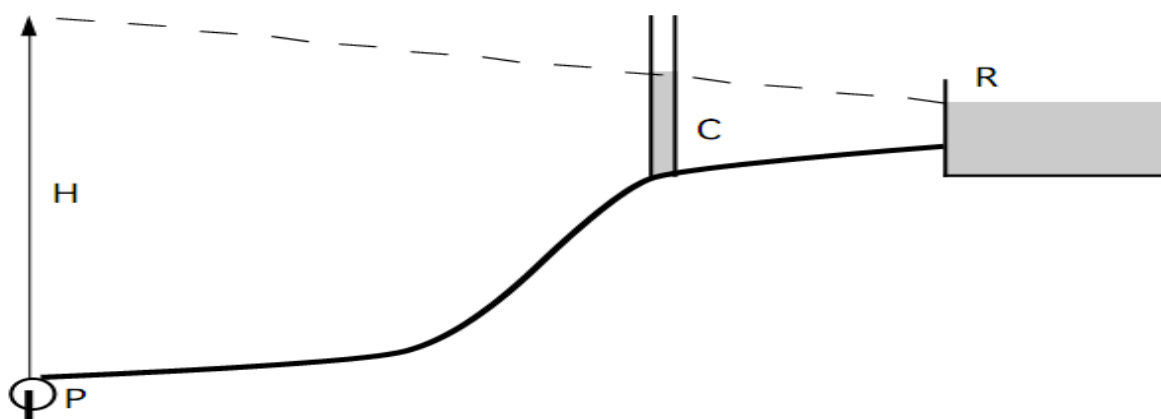


Figure IV.7 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge

Les soupapes de décharges sont des équipement mécanique qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

d) Volant d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de 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.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

IV.2.5) CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR

Comme méthode de calcul, on distingue :

IV.2.5.1) 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.

IV.2.5.2) Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, c'est une méthode d'estimation de pression, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

IV.2.5.3) CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR D'AIR ANTI-BELIER EN UTILISANT LA METHODE DE PEUTCH ET MEUNIER :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule (IV.3) pour les conduites enterrées :

1. Dépression

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air U_0 , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} : \text{qui caractérise les pertes de charge,}$$

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} \quad : \text{ qui caractérise la conduite de refoulement,}$$

$$B = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{U_0} \quad : \text{ qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-}$$

bélier.

Avec :

C : La célérité d'onde de coup de bélier,

V_0 : La vitesse de l'écoulement en régime permanent,

H_0 : La pression statique absolue, $H_0 = H_g + 10$

H_{abs} : La pression de service absolue, $H_{abs} = H_g + 10 + \Delta h$

Δh : Les pertes de charge,

L : La longueur de la conduite,

S : La section de la conduite.

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- 1- On calcule la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V_0 .
- 2- On calcule les paramètres A et K,
- 3- On trace le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Tableau IV.3 : Profil en long général de la conduite.

Z (m)	Z_0	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
X	0	X_1	X_2	X_3	X_4
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

Z : La cote ;

$\frac{X}{L}$: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale ;

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/H_0 et X/L .

4- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. 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 permet de calculer U_0 .

5- On calcule U_0 ,
$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B}$$

6- On détermine le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 ,

$$U_{amx} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$U_{réel} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{max}$$

2. Surpression :

Comme étranglement, on distingue :

- Un diaphragme,
- Une tuyère,
- Un clapet à battant percé.

Le but de l'étranglement, est l'augmentation des pertes de charge.

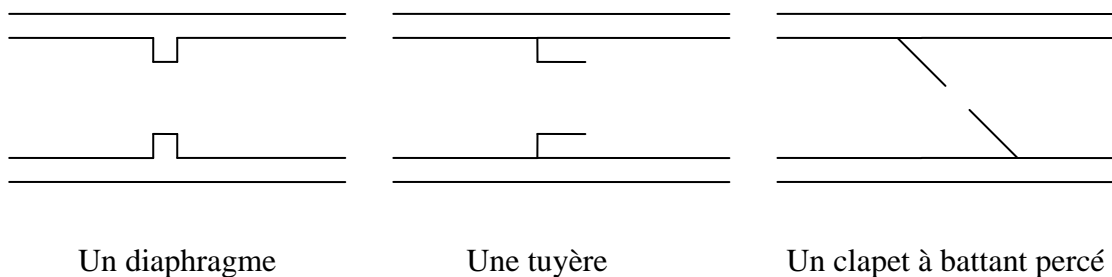


Figure IV.8 : Les différents types d'étranglement.

L'expérience montre qu'il a intérêt à avoir une plus grande de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller.

- **La tuyère**, fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA, permet, théoriquement, d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller (figure II).

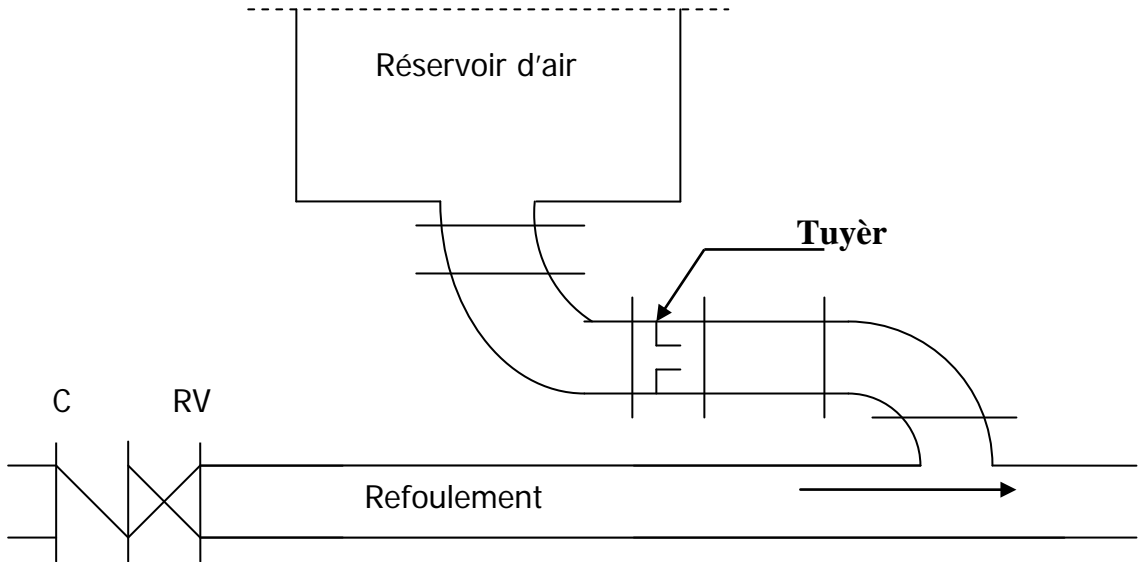


Figure IV.9 : Etranglement au moyen d'une tuyère.

- **Le clapet à battant percé**, permet une plus grande latitude encore, puisque, à l'aller, le battant laisse passage à travers toute la section de la tubulure, tandis qu'au retour, le battant se ferme, l'eau ne peut passer que le petit orifice de diamètre voulu qu'on y aura ménagé (Figure III).

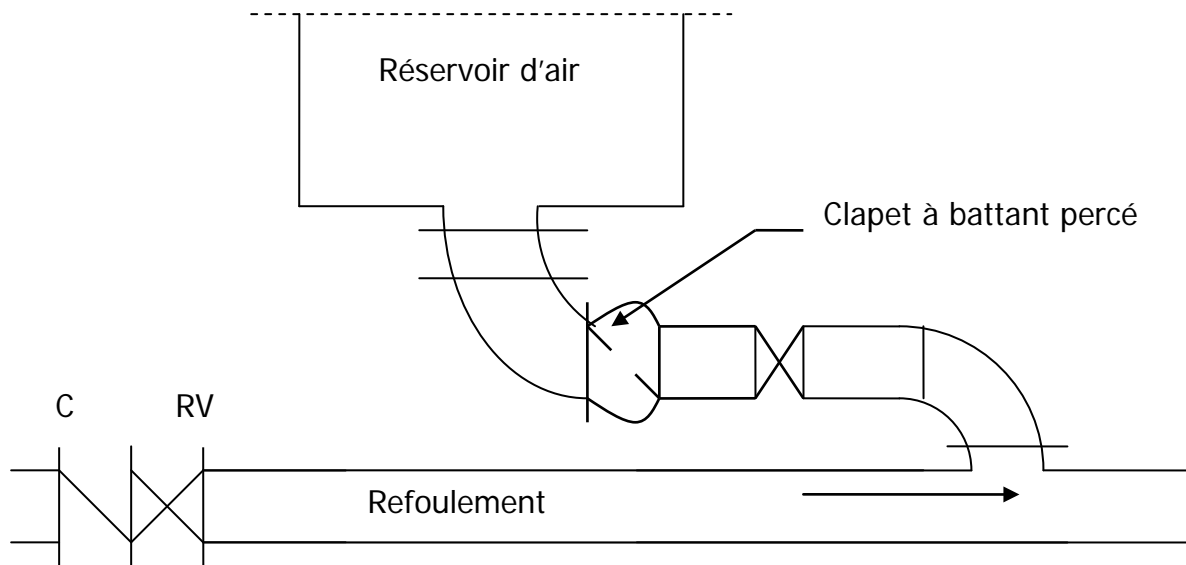


Figure IV.10 : Etranglement au moyen d'un clapet à battant percé.

Les organes d'étranglement sont disposés sur une tubulure reliant le réservoir à air à la conduite. Ils sont montés avec des brides, ce qui permet de les rectifier au besoin si les résultats obtenus ne sont pas corrects.

Un robinet vanne permet d'isoler le réservoir d'air de la conduite, en cas de besoin.

Remarque :

Dans ce projet on a choisit le diaphragme.

3. Dimensionnement de diaphragme :

Pour déterminer le diamètre du diaphragme, on utilise la méthode de DUBIN et GUENEAU.

Cette méthode repose sur l'utilisation d'un abaque, composée d'un ensemble des

courbes A et B en fonction des paramètres $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$ et $\frac{P_{MAX}}{H_0}$.

$$\text{Où : } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite,
- d : Diamètre de diaphragme,
- α : coefficient de perte de charge.

Application:

- ✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.1

Tableau IV.4: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

Tronçon	matériau	D (mm)	S (m ²)	L (m)	Hg (m)
Conduite n°1	acier	2400	4,524	22343	138,625
Conduite n°2	acier	2400	4,524	22343	138,625

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.2

Tableau IV.5: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° SP	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	□ _m	□ _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
Conduite n°1	2.07	1000	1,1739	0.3	0.33	2	2	0.0261	1072.85
Conduite n°2	2.07	1000	1,1739	0.3	0.33	2	2	0.0261	1072.85

La 1^{ière} conduite :

Cette conduite est composée de deux tronçons

1^{er} tronçon : Q = 8,1 m³/s, L = 5600 m, ΔH = 5,129 m, D= 2400mm ;

2^{er} tronçon : Q = 6,27 m³/s, L = 16743 m, ΔH = 9,189 m, D = 2400mm.

On doit calculer le débit équivalent

$$\text{On a } \Delta H_1 = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 8\lambda \frac{L}{D^5} \frac{Q^2}{\pi^2 g}$$

On a le même diamètre, on prend la perte de charge totale des deux tronçons, et on tire la valeur du débit équivalent

$$D \text{ ou } Q_{eq} = \sqrt{\frac{\Delta H_1 \pi^2 g D^5}{8 \lambda L}} \text{ avec } \lambda = 0,01345$$

On trouve $Q_{eq} = 6,77 \text{ m}^3/\text{s}$

D ou la vitesse est égale $V = 1,5 \text{ m/s}$

• **Dépression :**

Nous avons affaire à une conduite en acier, on prend $C = 1072,85 \text{ m/s}$

Caractéristique de la conduite A :

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} \quad \text{avec: } H_0 = H_g + 10 = 138,625 + 10 = 148,625 \text{ m}$$

$$A = \frac{1072,85 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 148,625} = 1,1$$

Caractéristique des pertes de charge K :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \text{avec: } H_{abs} = H_{MT} + 10 = 156,09 + 10 = 166,09 \text{ m}$$

$$K = \frac{166,09 - 148,625}{148,625} = 0,12$$

Caractéristique du réservoir :

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour $A=1,1$ et $K=0,12$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long absolu aux familles de courbes

$$K=0,1 \quad A=1$$

$$K=0,1 \quad A=2$$

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau IV.6 : Profil en long général de la conduite.

Cote Z en (m)	Longueur x en (m)	$(\Delta Z + 10)/(h_g + 10)$	x/L
700	0	0,067283431	0
703,58	614	0,0913709	0,02748064
702,042	894	0,081022708	0,04001253
705,72	1006	0,105769554	0,04502529
701,924	1064	0,080228764	0,04762118
704,54	1266	0,097830109	0,05666204
702,133	1414	0,081634987	0,06328604
704,745	1474	0,09920942	0,06597145
703,6	1634	0,091505467	0,07313252
704,95	1714	0,10058873	0,07671306
708,8	1845	0,126492851	0,0825762
710,967	2066	0,141073171	0,09246744

702,3	2207	0,082758621	0,09877814
701,21	2524	0,075424727	0,11296603
703,73	2588	0,092380151	0,11583046
702,82	2664	0,086257359	0,11923197
701,3	2874	0,076030278	0,12863089
704,5	3100	0,097560976	0,13874592
706,3	3166	0,109671993	0,14169986
705,47	3362	0,104087468	0,15047218
705,9	3862	0,106980656	0,17285056
706,63	4062	0,111892347	0,18180191
708,778	4374	0,126344828	0,19576601
710	4494	0,134566863	0,20113682
715,07	4596	0,168679563	0,20570201
708	4776	0,121110177	0,21375822
714,24	4870	0,163095038	0,21796536
710,445	5003	0,137560976	0,22391801
706,44	5082	0,110613961	0,22745379
705,82	5134	0,106442389	0,22978114
710,7	5454	0,139276703	0,2441033
710,15	5564	0,135576114	0,24902654
711,3	5794	0,143313709	0,25932059
708,2	5994	0,122455845	0,26827194
710	6174	0,134566863	0,27632816
714,1	6334	0,16215307	0,28348924
712,39	6388	0,150647603	0,2859061
716,9	6514	0,180992431	0,29154545
714,03	6634	0,161682086	0,29691626
721,58	6994	0,212481077	0,31302869
717,84	7056	0,187317073	0,31580361
730,767	7338	0,274294365	0,32842501

732,26	7534	0,284339781	0,33719733
726,787	7974	0,247515559	0,3568903
728,615	8114	0,259814971	0,36315625
728,56	8520	0,259444912	0,38132749
726,77	8594	0,247401177	0,38463948
727,715	8674	0,253759462	0,38822002
731,685	9121,9	0,280470984	0,40826657
726,636	9263	0,246499579	0,41458175
720,08	9295	0,202388562	0,41601396
735,11	9484	0,303515559	0,42447299
732,71	9576	0,287367536	0,42859061
730,966	9754	0,275633305	0,43655731
736,9	9934	0,315559294	0,44461353
733,348	10126	0,291660219	0,45320682
741,88	10954	0,349066442	0,49026541
739,35	11154	0,332043734	0,49921676
750,646	11894	0,408047098	0,53233675
758,57	12839	0,461362489	0,57463188
756,48	12914	0,447300252	0,57798863
763,48	13684	0,494398654	0,61245133
768,75	14472	0,529857023	0,64771964
772,213	14548	0,553157275	0,65112116
774,913	14792	0,571323802	0,6620418
774,313	15116	0,567286796	0,67654299
775,506	16054	0,575313709	0,71852482
776,05	16414	0,578973928	0,73463725
775,145	16794	0,572884777	0,75164481
777,956	16866	0,59179815	0,7548673
778,5	16994	0,595458368	0,76059616
780,976	17134	0,612117746	0,7668621

779,763	17954	0,603956266	0,80356264
781,25	18494	0,613961312	0,82773128
780,64	18614	0,609857023	0,83310209
788,64	18852,7	0,663683768	0,84378553
796,47	19335,35	0,716366695	0,86538737
808,55	19474	0,79764508	0,87159289
806,3	19714	0,782506308	0,88233451
810,84	19794	0,813052986	0,88591505
815,25	20134	0,842724979	0,90113235
812,44	20202	0,823818335	0,9041758
820,57	20670	0,878519765	0,92512196
828,75	20696	0,933557611	0,92628564
824,04	20774	0,901867115	0,92977666
822,2	20814	0,889486964	0,93156693
828,6	20934	0,93254836	0,93693774
835,43	21014	0,978502944	0,94051828
830,63	21374	0,946206897	0,95663071
838,06	21434	0,996198486	0,95931612
840,45	22234	1,012279226	0,99512151
844,5	22343	1,039529016	1

Pour $B = 0,6$ et en faisant une interpolation entre $A = 1$ et $A = 2$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de 3 m d'eau, cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} = \frac{1,5^2 * 22343 * 4,524}{9,81 * 166,09 * 0,6} = 232,64 m^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,49 \Rightarrow P_{min} = 72,83 \text{ m.c.e}$$

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 232,64 \left(\frac{166,09}{72,83} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 462,43 m^3$$

Le plus grand volume d air est de $462,43 m^3$; si nous voulons qu il reste encore 20% d eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume U égale à :

$$U = 555 m^3$$

- **Surpression :**

Pour déterminer le diamètre du diaphragme, on utilise la méthode de DUBIN et GUENEAU.

Nous servons de l abaque de Dubin et Guéneau (Annexe)

$$A = 1,5 \quad B = 0,6 \quad \text{nous lisons}$$

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 3,6$$

$$\frac{P_{MAX}}{H_0} = 1,085$$

$$D \text{ ou } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \quad \text{avec } \alpha = 237,8$$

On peut tirer la valeur de **d = 380 mm**

La 2^{ième} conduite :

Cette conduite est composée de deux tronçons

1^{er} tronçon : $Q = 8,1 m^3/s$, $L = 11716 m$, $\Delta H = 10,731 m$, $D = 2400 mm$;

2^{er} tronçon : $Q = 6,84 m^3/s$, $L = 10627 m$, $\Delta H = 6,941 m$, $D = 2400 mm$.

On doit calculer le débit équivalent

$$\text{On a } \Delta H_1 = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D} = 8\lambda \frac{L Q^2}{D^5 \pi^2 g}$$

On a le même diamètre, on prend la perte de charge totale des deux tronçons, et on tire la valeur du débit équivalent

$$D \text{ ou } Q_{eq} = \sqrt{\frac{\Delta H_1 \pi^2 g D^5}{8 \lambda L}} \quad \text{avec } \lambda = 0,01345$$

On trouve $Q_{eq} = 7,53 m^3/s$

D ou la vitesse est égale $V = 1,66 m/s$

- **Dépression :**

Nous avons affaire à une conduite en acier, on prend $C = 1072,85 \text{ m/s}$

Caractéristique de la conduite A :

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} \quad \text{avec: } H_0 = H_g + 10 = 138,625 + 10 = 148,625 \text{ m}$$

$$A = \frac{1072,85 * 1,66}{9,81 * 148,625} = 1,22$$

Caractéristique des pertes de charge K :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \text{avec : } H_{abs} = H_{MT} + 10 = 159,95 + 10 = 169,95 \text{ m}$$

$$K = \frac{169,95 - 148,625}{148,625} = 0,14$$

Caractéristique du réservoir :

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour $A=1,22$ et $K=0,14$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long absolu aux familles de courbes

$$K = 0,1 \quad A = 1$$

$$K = 0,1 \quad A = 2$$

On a le même profil en long parce que se sont deux conduites jumelées ; donc on utilise les mêmes valeurs du tableau précédant (tableau VI-3).

Pour $B = 0,6$ et en faisant une interpolation entre $A = 1$ et $A = 2$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de 3 m d'eau, cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} = \frac{1,66^2 * 22343 * 4,524}{9,81 * 169,95 * 0,6} = 278,44 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,49 \Rightarrow P_{min} = 72,83 \text{ m.c.e}$$

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 278,44 \left(\frac{169,95}{72,83} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 564,17 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de $564,17\text{m}^3$; si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume U égale à :

$$U = 677 \text{ m}^3$$

- **Surpression :**

Pour déterminer le diamètre du diaphragme, on utilise la méthode de DUBIN et GUENEAU.

Nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (Annexe)

$$A = 1,5 \quad B = 0,8 \quad \text{nous lisons}$$

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 3,6$$

$$\frac{P_{MAX}}{H_0} = 1,085$$

$$D \text{ ou } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \quad \text{avec } \alpha = 194,17$$

On peut tirer la valeur de **d = 400mm**

Conclusion :

Pour que les conduites seront protégées sur toute sa longueur, il faut les équiper d'un réservoir d'air comprimé d'un volume total $U = 555 \text{ m}^3$ et $U = 677 \text{ m}^3$ respectivement (conduite N°1 et conduite N°2). La canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de 380mm et 400 mm respectivement (conduite N°1 et conduite N°2).

CHAPITRE V

ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

V.1) Différents travaux à entreprendre

V.1.1) Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- ***Décapage :***

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

- ***Exécution des fouilles :***

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

- ***Coulage du béton de propreté :***

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- ***Remblayage :***

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- ***Coulage du béton :***

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- ***Maçonnerie :***

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

V.1.2) Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- ***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 sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- ***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.

- ***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 10cm dans notre cas.

- ***Pose des conduites***

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- ***Remblayage des tranchées***

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- ***Nivellement et compactage***

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

V.2) Calcul des volumes des travaux

V.2.1) Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de forme qui diffère des stations de pompage classiques, en effet elle est constituée de deux niveaux et plusieurs compartiments, l'emprise totale de station de pompage est de 1550 m² (voir plans de la station de pompage)
- La profondeur des fouilles h=1,5m.
- Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5m et de hauteur h=0,50m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de côté 0,30m et de hauteur h=0,7m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté b=0,25m et de hauteur totale h=4m pour le premier niveau et de h =2,7m pour le second et de dimensions 0,5*0,4 et de h= 6,5m pour la salle des pompes (voir plan).
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de e=7cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,45 m et une largeur de b=0,4 m.

Le nombre total des poteaux est de :

- 42 poteaux au niveau inférieur avec des dimensions de 0,25*0,25.
- 28 poteaux au niveau supérieur des dimensions de 0,25*0,25.
- 24 poteaux au niveau des salles des machines : dont 8 de dimensions 0,5* 0,4 et 16 de dimensions 0,7*0,4

- ***Calcul du volume de décapage***

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$D'où V = S \cdot h = 1550 \cdot 0,1 = 155 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **155 m³**

Conclusion

La station de pompage ayant une forme assez compliquée et le volume et la forme des poteaux diffèrent en fonction de la fonction des pièces et le volume total de décapage est de 155 m³.

- ***Calcul du volume des déblais***

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La forme du bâtiment nous montre que seul la salle des pompes qui sera enterrée ;

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 6,5 m du niveau du terrain naturel ;

Le volume total à excaver est de :

$$77,5 \times 15,5 \times 6,5 = \mathbf{7808,125 \text{ m}^3}.$$

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 42, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de $\mathbf{141,75 \text{ m}^3}$.

Le volume total des déblais s'élèverait à : $7808,125 + 141,75$ soit environ: $\mathbf{7949,875 \text{ m}^3}$

- ***Calcul du volume de béton armé***

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau V.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Éléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	42	37,8
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	42	2,646
Poteaux (salles des pompes)	0,7	0,4	6,5	16	39,52
	0,5			8	
Poteaux (Niveau inférieur)	0,25	0,25	4	42	10,5
Poteaux (Niveau supérieur)	0,25	0,25	2,5	28	4,375
Longrines (salles des pompes)	102,8	0,25	0,5	/	12,85
Longrines (niveau inférieur)	83,11	0,25	0,2	/	4,16
Poutres	269,02	0,25	0,2	/	13,451
Éléments	Surface		Hauteur	N	V=S*H (m ³)
dalle supérieure	1165,807		0,07	/	81,606
chape inférieure	854,83		0,07	/	59,84
TOTAL : 266,448					

Le volume total du béton armé sera donc de 266,448 m³ arrondi à : **267m³**

- *Calcul du volume du remblai compacté*

Le volume du remblai compacté des fouilles est de 1,5x1,5x1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de 2,25m³.

Le nombre de fouilles étant de 42 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **94,5 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de :

$$1550 * 0,4 - 42 * 0,3 * 0,4 = \mathbf{614,96m^3}$$

Le volume total du remblai compacté est de 709,46 m³, qu'on majorera à : **710m³**

- **Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30x20 cm x cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles :
 1. Salle des pompes : $S = ((76,5 - 0,4 \times 6) \times 13,7) \times 2 + ((14,9 - 1,6) \times 13,7) \times 2 - (76,5 + 14,9) \times 0,2 \times 2 = 2358,2 \text{ m}^2$
 2. Niveau inférieur : $S = (88,56 - (28 * 0,25)) \times 4 = 326,24 \text{ m}^2$
 3. Niveau supérieur : $S = (88,56 - (28 * 0,25)) \times 2,5 = 203,9 \text{ m}^2$

Donc la surface totale à couvrir est de : $S_t = 2888,34 \text{ m}^2$

D'où le nombre de briques nécessaire est de : $N = \frac{S_t}{S_{brique}} = \frac{2888,34}{0,3 \times 0,2}$

Nombre des briques est : 48139 briques.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Volumes de travaux de la station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m3)
1	Décapage	155
2	Excavation	7949,875
3	Béton de propreté	9,45
Béton armé		
4	Semelle	37,8
5	Demi-poteaux	2,646
6	Les Ceintures	17,01
7	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	59,84
8	Poteaux	54,395
9	Dalle	81,606
10	Poutres	13,451
Remblai		
11	Remblais compacté	710
Maçonnerie		
12	Maçonnerie (briquetage)	48139

V.2.2) Calcul du volume de terrassements

V.2.2.1) DECAPAGE DE LA COUCHE VEGETALE OU LA COUCHE DU GOUDRON

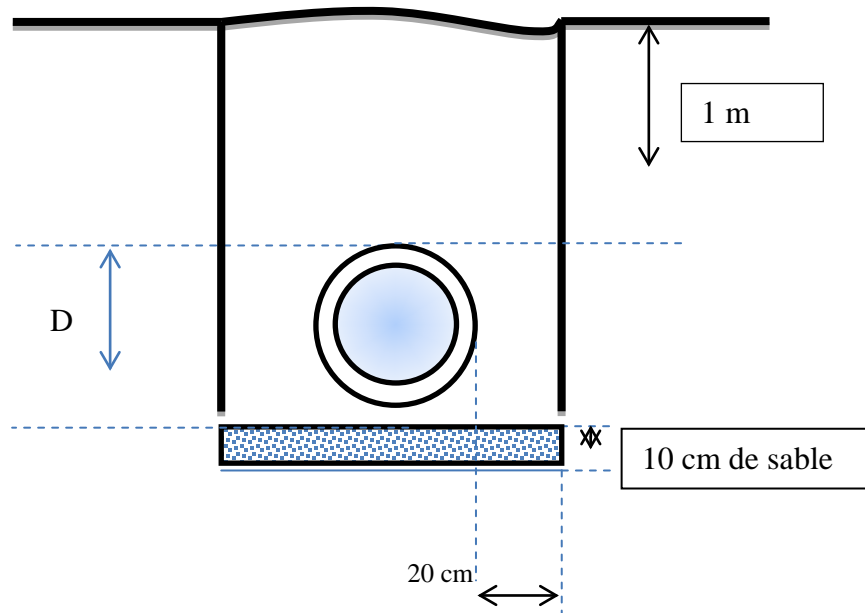


Figure V.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.

➤ *Le volume de la couche à décaper*

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h = 0.1 m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau V.3 : Calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
2300	20766	2,7	5606,82
2400	22343	2,8	6256,04
Total			11862,86

Donc le volume total de la couche végétale : **Vs = 11863 m³**

V.2.2.2) CALCUL DU VOLUME DE DEBLAI

La surface à calculer est une surface rectangulaire

$$S = b \times H$$

$$b = 0,4 + \emptyset$$

$$H = 1,7 + \emptyset + 0,10$$

Donc Le volume de déblai est : $V = b \times H \times h \text{ (m}^3\text{)}$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau V.4

Tableau V.4 : Calcul du volume de déblai pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Profondeur de la tranchée H : (m)	Volume de déblai (m ³)
2300	20766	2,7	3,4	190631,88
2400	22343	2,8	3,5	218961,4
Total				409593,28

Donc le volume total de déblai est : $V_d = 409593,28 \text{ m}^3$.

V.2.2.3) CALCUL DU VOLUME DE LIT DE SABLE

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranchée, c'est donc une surface constante le long de la tranchée. On calcul cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e \times b \times L$$

Tableau V.5 : Calcul du volume de sable pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
2300	20766	2,7	5606,82
2400	22343	2,8	6256,04
Total			11862,86

Donc le volume total du lit de sable est : $V_s = 11862,86 \text{ m}^3$

V.2.2.4) CALCUL DU VOLUME DE REMBLAI

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai. C'est le volume qu'occupe la conduite avec le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable (m^3) ;

V : Volume occupé par la conduite (m^3) ; $V = L \times \frac{\pi \times \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite (m).

θ : Diamètre de la conduite (m).

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau V.6.

Tableau V.6: Calcul du volume de remblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b (m)	Volume de déblai (m^3)	Volume de sable (m^3)	Volume occupé par la conduite (m^3)	Volume du remblai (m^3)
2300	20766	2,7	190631,88	5606,82	86277,67	98747,39
2400	22343	2,8	218961,4	6256,04	101077,74	111627,62
Total						210375,01

Donc le volume total du remblai est : $V_r = 210375 \text{ m}^3$

V.2.2.5) VOLUME EXCEDENTAIRE

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_r : Volume du remblai compacté en (m^3)

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépendant de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,44.$$

Tableau V.7: calcul du volume excédentaire pour les adductions

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m^3)	Volume du sol foisonné (m^3)	Volume du remblai (m^3)	Volume excédentaire (m^3)
2300	190631,88	274509,91	98747,39	175762,52
2400	218961,4	315304,416	111627,62	203676,796
Total	409593,28	589814,326	210375,01	379439,316

Donc le volume total excédentaire est : $V_r = 8514,17m^3$

Tableau V.8: Le volume Total des travaux pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m^3)	Volume de déblai (m^3)	Volume de sable (m^3)	Volume du remblai (m^3)	Volume excédentaire (m^3)
2300	20766	5606,82	190631,88	5606,82	98747,39	175762,52
2400	22343	6256,04	218961,4	6256,04	111627,62	203676,796
Total		11862,86	409593,28	11862,86	210375,01	379439,316

V.3) Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (Program Evaluation Review Technic) est une méthode ou les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

V.3.1) Définitions des tâches et leurs durées

La construction des réservoirs de l'adduction qui sont le réservoir tampon et le réservoir d'équilibre se feront en parallèle

- ***Station de pompage***

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau V.9

Tableau V.9 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

- ***Adduction***

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau V.10

Tableau V.10 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	100
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	100
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	100
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	100
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	30
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	30
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	30
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	30
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	80
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	80
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	80
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	80
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	22
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	22
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	22
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	22

V.3.2) Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

- *Stations de pompage*

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau V.11

Tableau V.11 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI, BJ
L	M	K	BL	---	BK

- *Adduction*

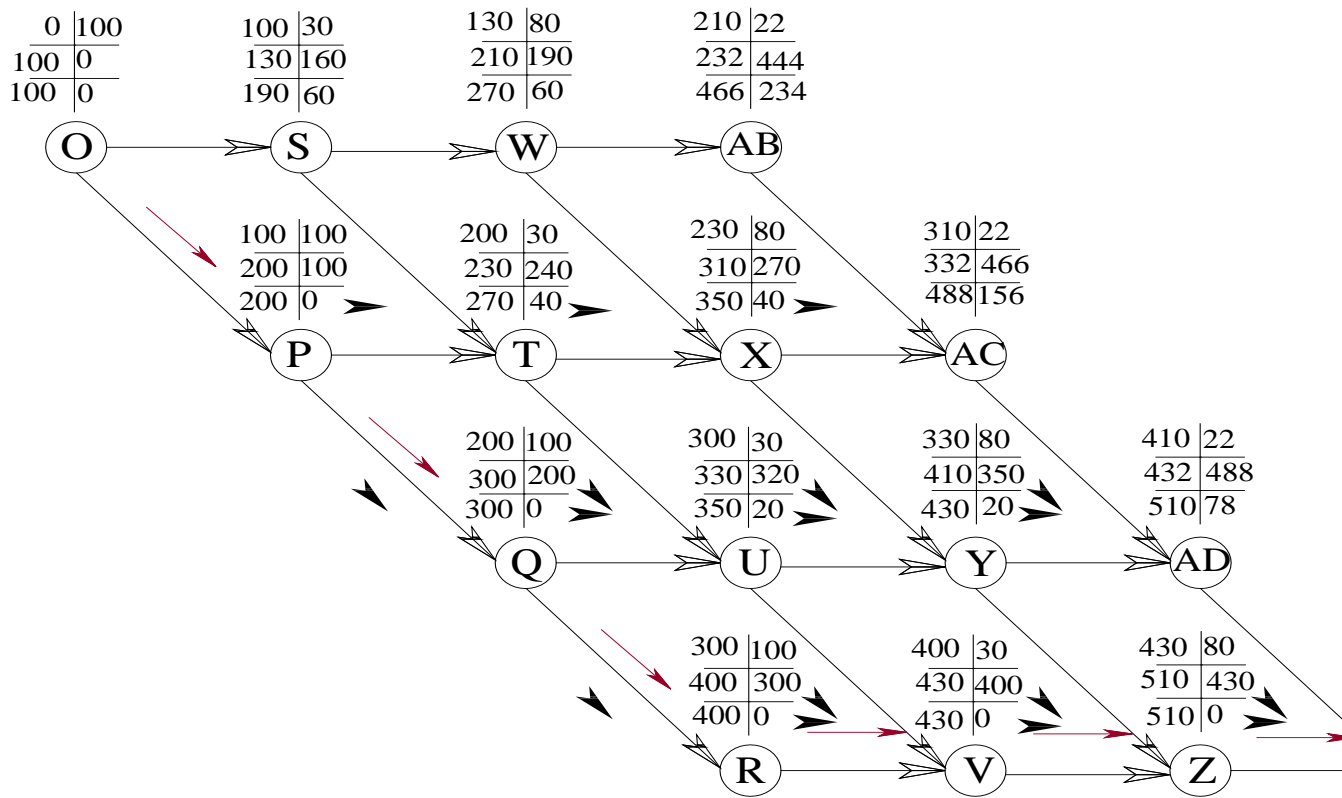
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau V.12.

Tableau V.12 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

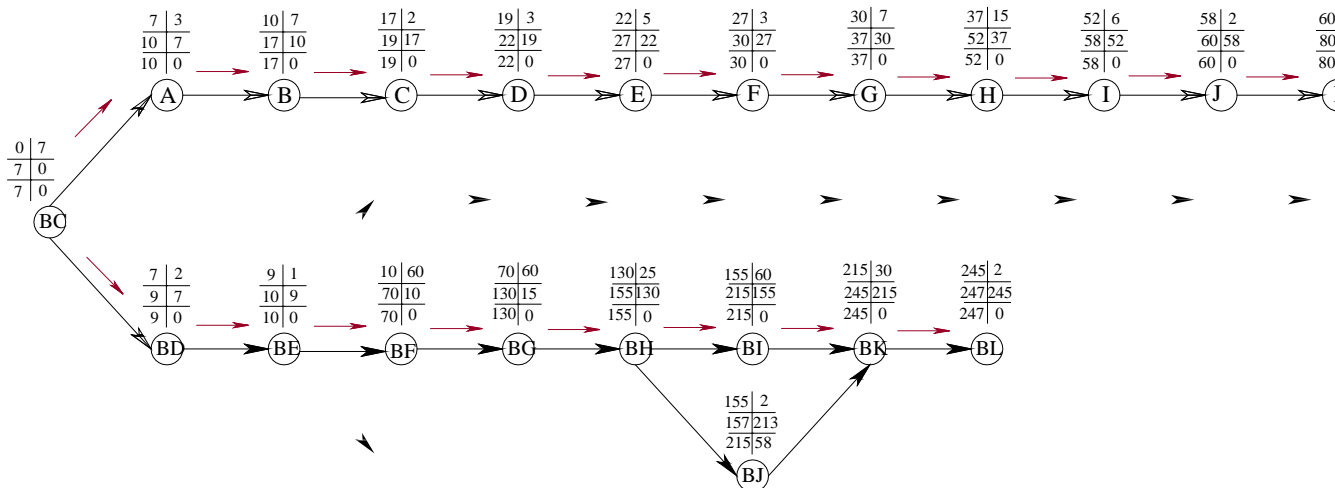
opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure V.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure V.2 représentent le chemin critique du réseau.



le reseau à Noeuds de l'ad



le reseau à Noeuds de la station de pompage et réservoirs

→ *chemin critique*

DCP	TR	<i>DCP : date de commencement au plus tot</i>
DFP	DCPP	<i>DFP : date de finition au plus tot</i>
DFPP	MT	<i>DCPP : date de commencement au plus tard</i>
		<i>DFPP : date de finition au plus tard</i>
		<i>MT : la marge totale</i>
		<i>TR : temps de réalisation</i>

⊙ (AF) *opération (tache)*

Figure V.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **510 jours**, soit **environ 1ans et 4 mois et 25 jours**.

Conclusion

Dans notre travail, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux pour la station de pompage et l'adduction.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude à été consacré à l'étude du transfert du barrage d'Oued El Athmania vers le réservoir d'équilibre d'Ouled El Hamla, soit l'étude de la station de pompage, traitant au passage tout les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet.

L'adduction gravitaire a une longueur totale de 20.766 Km et de diamètre de 2300mm.

L'adduction de refoulement a une longueur totale de 22.343Km et de diamètre de 2400mm.

La nature terrain, est accidenté entre le barrage d'Oued El Athmania et le réservoir d'équilibre d'Ouled El Hamla, a exigé l'implantation d'une station de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons installé un robinet vanne pour une durée de fermeture de 0.25h.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyen de protection.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude q' un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- [2] **B.SALAH**« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [4] **MICHEL A. MOREL** : Exercices de mécanique des fluides (Tome 02).
- [5] **Rapport : MISSION 1 : DONNEES DE BASE « ANBT ».**

REFERENCES WEBOGRAPHIQUES

- [6] **HYDROPAM** : Solution complète pour centrales hydroélectriques « www.pamline.com »

ANNEXES

ANNEXE II

N°II

Annexe (II.1) : Caractéristiques principales des matériaux

Principales caractéristiques	Fonte	Acier	PEHD	Béton Précontraint à Ame Tôle
1-Protection extérieure	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc ...)	protection à prévoir dans les terrains agressifs (argiles, marnes, etc ...)	aucune	aucune, sauf conditions particulières de terrain ou/et de nappe phréatique
2- Caractéristiques mécaniques	Limite élastique 270 M Pa ; résistance à la traction 480 MPa ; Allongement 8 à 10%	Limite élastique 235 M Pa ; Allongement 23%	Allongement à la rupture 350%	Résistance minimale du béton à 28 jours : 35 M Pa
3- Longueurs	De 6 à 8 mètres suivant diamètre	Longueurs standards 12m	Couronne 50 m ou barre de 6 à 12 ml	De 5 à 7 mètres suivant diamètre
4- Principales caractéristiques	Fonte	Acier	PEHD	Béton Précontraint à Ame Tôle
5- Joint	Emboitement ou verrouillé	Soudé	Mécanique ou thermo-soudé	Emboitement ou soudé
6- Mise en œuvre	Rapide	Rapide	Rapide	Lourd donc peu aisé à poser

Annexe N°II

Annexe (II.2) : Avantages et inconvénients

	Fonte	Acier	PEHD	Béton Précontraint à Ame Tôle
Avantages	Simplicité de montage	Pas de butée d'ancrage	Léger donc manutention aisée	Peu sensible au remblai
	Rapidité de raccordement	Délai de livraison rapide	Faible cout	Possibilité de fabrication locale
	Equipe de pose non spécialisée	Très bonne résistance aux séismes	Insensibles aux eaux agressives, saumâtres, ou marines	Adapté à tous les cas de figure
	Resistance mécanique, étanche	Flexibilité de l'acier	Resistance à la corrosion, étanche	Economique
	Faible recouvrement possible			Resistance mécanique, etc...
Inconvénients	Pas de possibilité de fabrication sur place	Soudeurs expérimentés sur place	Respect des profondeurs minimales de pose	Les interventions après pose sur le réseau sont à réaliser avec soin selon le respect de la procédure (aciers de précontrainte)
	Protection spéciales si eaux agressive ou milieu de pose agressif	Protection cathodique	Respect du lit de pose et enrobage	Selon projet, peut nécessiter une protection cathodique
			Fragile	Pas de modification possible sur chantier
			Gamme de diamètre pas adapté au débit important	Lourd donc pose peu aisée, impossible à la main

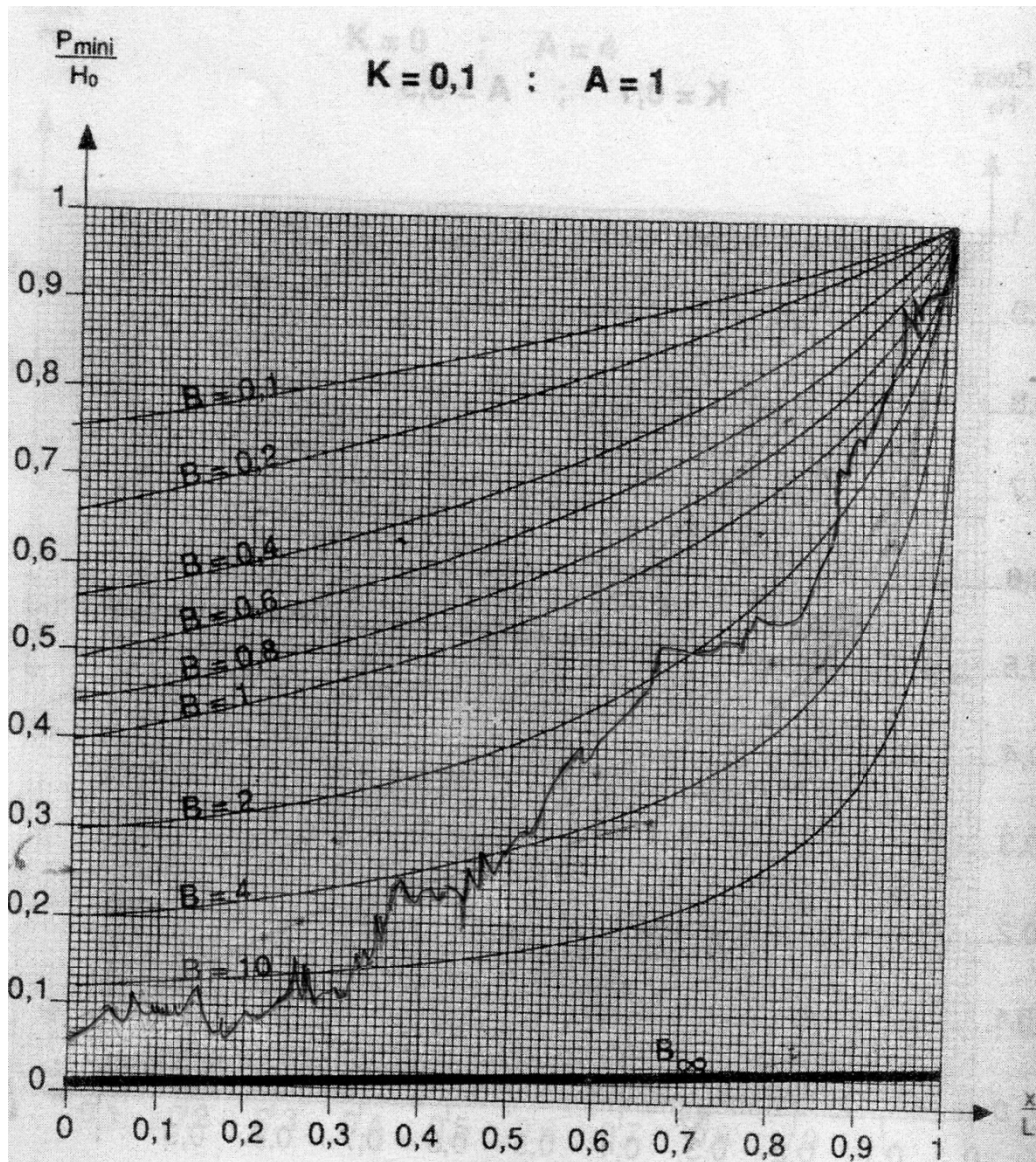
Annexe N°II

Annexe (II.3) : Les prix de mètre linéaire de l acier

Diamètres en (mm)	Prix unitaire des conduits/ml (DA)	Transport/ml (DA)	Pose de canalisation/ml (DA)	Terrassement/ml (DA)	Prix totale/ml (DA)
1600	31661	7541,5	20421	7655	67278,5
1800	34471	8994	23539	8164	75168
2000	36755	9539	24351	8488	79133
2200	39219	9792	25806	8926	83743
2400	40015	9878	26005	9105	85003
2600	41751	10132,5	27219	9846	88948,5
2800	44411	11865,5	29290	11327	96893,5
3000	45784	12047	30175	12823	100838

Annexe N° IV

Annexe (IV.1) : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (IV.2) : Abaque de PUECH et MEUNIER

