

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان

Université Abou Bekr Belkaid-Tlemcen



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en
Hydraulique

Option : Technologie de Traitement des eaux

Thème

*Alimentation en eau potable des centres de Ouled Mimoun, Sidi
Abdelli et Sidi Senouci à partir du brise charge BC3 conduite Béni
Bahdel - Oran*

Présenté le : 24/06/2014 par :

M^{elle}. BENSAADA Wafae

M^{elle}. BENOUNA Ismahan.

Devant le jury composé de :

Mr. M. HABI
Mr. M. ADJIM
Mme. C. BOUKLI
Mr. B. ROUISSAT
Mr. A. BOUCHELKIA

Président
Examinateur
Examinatrice
Encadreur
Co Encadreur

Promotion : 2013/2014.

DEDICACES

A cœur vaillant rien d'impossible

Je dédie ce modeste travail à ...

A la mémoire de mon Père l'être le plus cher au monde en témoignage de mon respect, à mon amour et mon plus grand rattachement, à l'âme de mon très cher père.

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma très chère maman : aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour Exprimer ce qu'ils méritent pour tout son sacrifice qu'elle n'a cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

A mes très chers frères et sœurs qu'ils veuillent trouver dans ce modeste travail, résultat des encouragements incessants et des sacrifices qu'ils ont consentis pour mes études.

A tous les membres de ma famille Petits et grands veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

** mes chères amies*

Nessrine, Fati, Nawal, Amina et Ismahan.

A tous les étudiants de la faculté des sciences et de technologie de Tlemcen.

A mes chers collègues de la promo ESA et TTE.

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des frères, sœurs et des amis sur qui je peux compter.

B. Wafae.....



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à ...

*****Mes chers parents*****

Affables, honorables, aimables : vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Vos prières et vos bénédictions moi ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Je vous dédie ce travail en témoignage de ma profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous réserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.

A mes chères sœurs Amina et Faiza.

A mon cher frère Ibrahim.

A mes très cher Yassine, Wafae, Rachida et Khadidja pour ses encouragements et ses aides considérable.

A ma chère amies et copines de travail, merci pour votre compréhension.

A toute ma famille du petit au grand, A tous mes amis et amies et A tous ceux qui m'ont connu de près ou de loin.

*****mes chers collègues*****

En témoignage de l'amitié qui m'a uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédié ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Je vous aime tous

B. Ismahan.....





Remerciements

Le présent travail a été élaboré au sein de l'université d'Abou Bakr Belkaid de Tlemcen, faculté de technologie département d'Hydraulique.

Nous tenons à remercier sincèrement M^r ROUISSAT Tayeb, qui, en tant que notre encadreur de mémoire, pour sa générosité et la grande patience dont il a su faire preuve malgré ses charges académiques et professionnelle.

Nous remercions également à M^r BOUCHELKIA Abdelhamid notre Co-encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer.

Nous voudrions également remercier et exprimer notre profond respect à l'ensemble du personnel de la direction d'hydraulique de la wilaya de Tlemcen à leur tête M^r Abourra et M^r Boucif lhbib.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



B. Wafa.....

B. Ismahan

Résumé

La zone Nord – Est de la wilaya de Tlemcen enregistre un important déséquilibre entre les besoins en eau et les dotations fournies, notamment les communes de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et l'agglomération de Sidi Senouci. Les productions en eau actuelles sont largement en deçà des besoins réels. Le raccordement de la ressource en eau provenant de la station de dessalement de Souk Telata sur la conduite Béni Bahdel – Oran au niveau du brise charge BC1 (situé à Beni Master) permet un important appoint du transfert d'eau vers Oran qui transite par le brise charge BC3 près de Sidi Abdelli.

Le présent travail consiste donc à étudier les transferts des eaux prélevés du BC3 vers Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci qui seront projetés et dimensionnés pour satisfaire les besoins à l'horizon 2040.

Mots-clés: Transfert d'eau, BC3, Ouled Mimoun, Sidi Abdelli, Sidi Senouci, Diamètre économique, Station de pompage, Coup de bélier.

Abstract

Northern Region - East of Tlemcen province recorded a significant imbalance between water requirements and allocations provided, including the areas of Ouled Mimoun, Sidi Abdelli and agglomeration of Sidi Senouci. The Current water production is to a large extent the actual needs for decades. The connection of the water resources from the desalination plant of Souk Telata on the pipeline connecting Béni Bahdel – Oran at the breeze load BC1 (located in Beni Master) makes an important contribution of water transfer to Oran through the breeze load BC3 near Sidi Abdelli.

The present work is therefore to study the transfer of water taken from BC3 to Ouled Mimoun, Sidi Abdelli and Sidi Senouci which will be designed and sized to satisfy the needs by 2040 horizon.

Keywords: water transfer, BC3, Ouled Mimoun, Sidi Abdelli, Sidi Senouci economic diameter, Pumping Station, Water hammer.

ملخص

المنطقة الشمالية - الشرقية من ولاية تلمسان سجلت اختلال كبير بين متطلبات المياه والمخصصات المقدمة، بما في ذلك مشتركة أولاد ميمون سيدي العبدلي والتكتل سيدي سنوسي. إنتاج المياه الحالية هي أقل بكثير من الاحتياجات الفعلية. اتصال من موارد المياه من محطة تحلية سوق الثلاثاء على القيادة المباركة بني بهدل - وهران في BC1 الحمل انقطاع (تقع في بني ماستر) يسمح مساهمة هامة لنقل المياه التي تمر عبر وهران كسر تحميل BC3 بالقرب من سيدي العبدلي.

وبالتالي فإن العمل الحالي هو دراسة نقل المياه المأخوذة من BC3 إلى أولاد ميمون سيدي العبدلي سيدي سنوسي وسيتم تصميم والحجم لتلبية الاحتياجات بحلول عام 2040.

الكلمات المفتاحية: نقل المياه، أولاد ميمون سيدي العبدلي سيدي سنوسي القطر الاقتصادية محطة الضخ، مكسر الضغط، نطحة الكبش.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Variation des vitesses en fonction des diamètres.....	13
Tableau II.1 : Evolution des précipitations moyennes mensuelles (2012-2013).....	38
Tableau II.2: Températures mensuelles moyennes (2012-2013).....	39
Tableau II.3: Evolution de la Population de Ouled Mimoun l'an 2008 et 2013.....	40
Tableau II.4: Evolution de la Population de Sidi Abdelli l'an 2008 et 2013.....	43
Tableau II.5: Evolution de la Population de Sidi Senouci l'an 2008 et 2013.....	45
Tableau II.6: Production journalière des différentes localité.....	46
Tableau II.7 : Inventaire des ouvrages de stockage des centres.....	47
Tableau III.1: Perspective d'évolution de la population des centres.....	53
Tableau III.2 : Dotations unitaires, Taux de branchement et rendement actuel.....	57
Tableau III.3: Besoins nets en eau sans pertes (m^3/j).....	61
Tableau III.4 : Besoins en eau (brutes) avec pertes (m^3/j).....	61
Tableau III.5 : Besoins en eau avec pertes (m^3/j).....	62
Tableau III.6 : le bilan hydraulique pour Sidi Abdelli.....	63
Tableau III.7 : Évolution de la capacité de stockage des centres en m^3	63
Tableau III.8 : Débits supplémentaires à mobiliser des centres en m^3/j	64
Tableau IV.1.: Diamètres pour différents tronçons de l'adduction – $Q=Q_{moy}$	69
Tableau IV.2. : Diamètres pour différents tronçons de l'adduction – $Q=Q_{max}$	69
Tableau IV.3 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon BC3 - Point de ramification ($Q_{transfert} = Q_{moy} - Production$).....	71
Tableau IV.4 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon BC3 - Point de ramification ($Q_{transfert} = Q_{max} - Production$).....	71

Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification - Sidi Abdelli ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	72
Tableau IV.6 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification-Sidi Abdelli ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	73
Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon Point de ramification - SP1 ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	74
Tableau IV.8 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification - SP1 ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	74
Tableau IV.9 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Sidi Senouci – SP2 ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$)	75
Tableau IV.10 : Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon Sidi Senouci – SP2 ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	75
Tableau IV.11 : Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon SP1 – Sidi Senouci ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	76
Tableau IV. 12 : Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres- Tronçon SP1-Sidi Senouci ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	77
Tableau IV.13 : Calcul des frais d’amortissement- Tronçon SP1-Sidi Senouci ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	78
Tableau VI.14: Calcul des frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	79
Tableau VI.15: Calcul du bilan Frais d’amortissement/Frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	79
Tableau VI.16: Calcul des frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=24h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	80
Tableau VI.17: Calcul du bilan Frais d’amortissement/Frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	80
Tableau IV.18 : Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon SP1 – Sidi Senouci ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	81
Tableau IV.19 : Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres- Tronçon SP1-Sidi Senouci ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	82
Tableau VI.20: Calcul des frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t =12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	82
Tableau VI.21 : Calcul du bilan Frais d’amortissement/Frais d’exploitation- Tronçon SP1-Sidi Senouci(t=12h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	83

Tableau VI.22: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	83
Tableau VI.23 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	84
Tableau IV.24: Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon SP2 – Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	85
Tableau IV.25: Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres-tronçon SP2-Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	85
Tableau IV.26 : Calcul des frais d'amortissement - tronçon SP 2 - Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	86
Tableau VI.27: Calcul des frais d'exploitation -Tronçon SP2-Ouled Mimoun (t= 12h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	86
Tableau VI.28 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation- tronçon SP2-Ouled Mimoun (t= 12h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	86
Tableau VI.29: Calcul des frais d'exploitation -tronçon SP2- Ouled Mimoun (t= 24 h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	87
Tableau VI.30 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation -tronçon SP2-Ouled Mimoun (t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	88
Tableau IV.31: Calcul des paramètres hydrauliques- Tronçon SP2 – Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	88
Tableau IV.32: Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres-tronçon SP2-Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	89
Tableau IV.33: Calcul des frais d'amortissement-tronçon SP2- Ouled Mimoun ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	89
Tableau VI.34: Calcul des frais d'exploitation-Tronçon SP2- Ouled Mimoun (t= 12h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	90
Tableau VI.35: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation-Tronçon SP2-Ouled Mimoun (t = 12h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	90
Tableau VI.36: Calcul des frais d'exploitation-tronçon SP2- Ouled Mimoun (t =24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	91
Tableau VI.37 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation-tronçon SP2-Ouled Mimoun(t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	91

Tableau IV.38: Détermination des paramètres piézométriques ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	92
Tableau IV.39 : Détermination des paramètres piézométriques ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	93
Tableau IV.40 : Considération économiques des tronçons de refoulement ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	95
Tableau IV.41 : Considération économiques des tronçons de refoulement ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	95
Tableau IV.42 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SP1- Sidi Senouci.....	98
Tableau IV.43 : Caractéristique d’une pompe – Tronçon SP1 - Sidi Senouci.....	99
Tableau IV.44 : Caractéristique de la conduite- Tronçon SP1-Sidi Senouci.....	99
Tableau IV.45 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SP2 - SP3.....	102
Tableau IV.46 : Caractéristique d’une pompe– Tronçon SP2 - SP3.....	103
Tableau IV.47 : Caractéristique de la conduite SP2- SP3.....	103
Tableau IV.48 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.....	107
Tableau IV.49 : Caractéristique d’une pompe – Tronçon SP3-Ouled Mimoun.....	107
Tableau IV.50 : Caractéristique de la conduite - Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.....	108
Tableau IV.51 : Tableau récapitulatif des différentes stations de pompage.....	109
Tableau IV.52 : Paramètres de synthèse protection contre le coup de bélier.....	116

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : schéma d'une adduction gravitaire.....	06
Figure I.2 : schéma d'une adduction par refoulement.....	08
Figure I.3 : Schéma simplifié de l'adduction mixte.....	14
Figure I.4 : Types de ventouses : a)ventouse pour des petites quantités d'air ;b) ventouse pour grandes quantités d'air ;c)ventouse universelle.....	18
Figure I.5 : Brise charge avec jet débouchant à l'air libre (dupont, 1971).....	18
Figure I.6 : Brise charge avec contre poids liquide (Dupont, 1971).....	19
Figure I.7 : Détermination de l'emplacement d'une brise charge (Dupont, 1971).....	20
Figure I.8 : Passage en crête d'une conduite (Dupont, 1971).....	21
Figure I.9 : Ligne piézométrique recommandée (Dupont, 1971).....	22
Figure I.10: Principe du coup de bélier.....	23
Figure I.11: Exemple de coup de bélier.....	23
Figure I.12 : Variations de pression dans une conduite en acier galvanisé d'une longueur de 3,5 m (diamètre nominale DN ½") à un débit de 14,7 l/min.....	26
Figure I.13 : Corrélation Débit-Hauteur.....	29
Figure I.14 : Corrélation puissance-Débit.....	29
Figure I.15. Corrélation rendement-Débit.....	30
Figure I.16. Corrélation NPSH-Débit.....	30
Figure II.1: Evolution des précipitations moyennes mensuelles (2012-2013).....	38
Figure III.1 : Densité de la population par commune RGPH 2008.....	52
Figure III.2 : Evolution de la population des centres.....	54
Figure III.3 : Taux d'accroissement par commune 1998-2008.....	55
Figure III.4 : Part de l'approvisionnement en eau par catégories d'utilisateur pour l'année 2013.....	58
Figure III.5 : Histogramme d'évolution des besoins et la production d'Ouled Mimoun.....	65

Figure III.6 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Sidi Abdelli.....	65
Figure III.7 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Sidi Senouci.....	66
Figure IV.1 : Schéma global – Tronçon BC3 – point de ramification.....	72
Figure IV.2 : Schéma global – Tronçon point de ramification – Sidi Abdelli.....	73
Figure IV.3 : Schéma global – Tronçon réservoir Sidi Senouci – SP2.....	75
Figure IV.4 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP1- Sidi Senouci (t=12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	80
Figure IV.5: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique- Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	81
Figure IV.6 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP1-Sidi Senouci (t=12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	83
Figure IV.7 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP1-Sidi Senouci (t= 24h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	84
Figure IV.8 : Axe hydraulique – Tronçon BC3 – Sidi Senouci.....	85
Figure IV.9 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique -tronçon SP2- Ouled Mimoun (t=12h)($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).....	87
Figure IV.10 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP2 – Ouled Mimoun(t= 24 h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	88
Figure IV.11: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique-Tronçon SP2- Ouled Mimoun(t=12 h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).....	90
Figure IV.12: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique-Tronçon SP2- Ouled Mimoun.....	91
Figure IV.13 : Axe hydraulique – Tronçon SP2 – Ouled Mimoun.....	92
Figure IV.14 : Axe hydraulique - Transfert des eaux du BC3 vers Sidi Abdelli, Sidi Senouci et Ouled Mimoun.....	94
Figure IV.15 : caractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP1 – Sidi Senouci.....	97
Figure IV.16 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP1 – Sidi Senouci.....	97
Figure IV.17 : Recherche du point de fonctionnement - Tronçon SP1 – Sidi Senouci.....	100

Figure IV.18 : caractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP2 – SP3.....	101
Figure IV.19 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP2 – SP3.....	101
Figure IV.20 : Recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP2 – SP3.....	104
Figure IV.21 : caractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.....	105
Figure IV.22 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.....	106
Figure IV.23 : recherche du point de fonctionnement – tronçon SP3- Ouled Mimoun....	108
Figure IV.24 : fonctionnement de la protection anti –bélier par réservoir d’air.....	115

LISTE DES ABREVIATIONS

ACL : Agglomération Chef-lieu ;

ANBT : Agence Nationale des Barrages et des Transferts ;

ADE : Algérienne Des Eaux ;

AEP : Alimentation en Eau Potable ;

APC : Assemblée Populaire Communale ;

AS : Agglomération Secondaire ;

BC : Brise Charge ;

ONM : Office National de la Météo ;

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme ;

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;

SAU : Secteur à Urbaniser.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Les transferts d'eau

I.1. INTRODUCTION	3
I.2. DEFINITIONS ET TYPES.....	3
I.2.1. ADDUCTION GRAVITAIRE	3
I.2.1.1. Charge hydraulique	4
I.2.1.2. Perte de charge linéaire	5
I.2.1.3. Perte de charge singulière	5
I.2.1.4. Ligne piézométrique et ligne de charge	5
I.2.1.5. Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge	6
I.2.1.6. Réseaux de conduites	7
I.2.1.7. Détermination du diamètre avantageux	8
I.2.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT.....	9
I.2.2.1. détermination du diamètre économique.....	10
I.2.2.2. Calcul des pertes de charge.....	11
I.2.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	12
I.2.2.4. Frais d'exploitation.....	13
I.2.2.5. Frais d'amortissement.....	13
I.2.2.6. Vérification de la vitesse d'écoulement.....	14
I.2.2.7. Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)	14
I.2.2.8. Détermination du débit d'exploitation	15
I.2.3. ADDUCTION MIXTE	15
I.2.4. LA DISTRIBUTION D'EAU	16
I.2.4.1. Conduite de transfère ou feeder	16
I.2.4.2. Conduite de distribution.....	16
I.2.4.3. Conduite de branchement	17
I.2.4.4. Point de livraison	17
I.3. OUVRAGES EN LIGNE	17
I.3.1. VIDANGE	17
I.3.2. VENTOUSE	18
I.3.3. BRISE CHARGE.....	19
I.3.4. LE COUP DE BELIER (surpression).....	23
I.3.4.1. Principe et manifestations	23
I.3.4.2. protection des conduites contre le coup de béliet par réservoir d'air	17

I.4. STATION DE POMPAGE	28
I.4.1. CONCEPTION	28
I.4.1.2. définition du type des pompes	29
I.4.1.3. Choix du nombre de pompes	29
I.2.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	29
I.4.2. Point de fonctionnement de la pompe:.....	31
I.4.2.1. Courbe caractéristique de la conduite	32
I.4.3. Pompe à axe horizontal.....	32
I.4.4. pompe à axe vertical	33
I.4.4.1. Pompes immergées à axe vertical commandée par un moteur placé en surface.....	33
I.4.4.2. Pompes à moteur immergé.....	33
I.4.5. Couplage des pompes	34
I.4.5.1. Couplage en parallèle.....	34
I.4.5.2. Couplage en série	34
I.5. CONCLUSION.....	34

CHAPITRE II : Présentation des zones d'étude

II.1. INTRODUCTION	35
II.2. COMMUNE DE OULED MIMOUN	36
II.2.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	36
II.2.2. LE RELIEF.....	37
II.2.3. CLIMATOLOGIE	38
II.2.3.1. Les précipitations.....	38
II.2.3.2. Les Températures	39
II.2.4. DEMOGRAPHIE	39
II.2.5. RESSOURCES EN EAU	40
II.2.6. RESEAU D' AEP.....	41
II.3. COMMUNE DE SIDI ABDELLI	42
II.3.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	42
II.3.2. RELIEF.....	42
II.3.3. CLIMATOLOGIE	43
II.3.3.1. Les précipitations.....	43
II.3.3.2. Les températures.....	43
II.3.4. DEMOGRAPHIE	43
II.3.5. RESSOURCES EN EAU	44
II.3.6. RESEAU D' AEP.....	44

II.4. AGGLOMERATION DE SIDI SENOUCI.....	44
II.4.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	44
II.4.2. LE RELIEF.....	45
II.4.3. CLIMATOLOGIE.....	45
II.4.4. LES TEMPERATURES.....	45
II.4.5. DEMOGRAPHIE.....	46
II.4.6. RESSOURCES EN EAU.....	46
II.4.7. RESEAU D’AEP.....	46
II.5. CAPACITE DE PRODUCTION.....	47
II.6. OUVRAGES DE STOCKAGE.....	47
II.7. CONCLUSION.....	48

CHAPITRE III : Justificatif des transferts à l’horizon 2025 – 2040

III.1. OBJECTIFS.....	49
III.2. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE.....	50
III.3. BESOINS EN EAU.....	55
III.3.1. DOTATIONS UNITAIRES, TAUX DE BRANCHEMENT ET RENDEMENTS ACTUELS.....	55
III.3.1.1. Dotation domestique.....	55
III.3.1.2. Dotation des équipements.....	55
III.3.1.3. Consommation industrielle.....	55
III.3.1.4. Taux de branchement.....	56
III.3.1.5. Rendement du réseau.....	56
III.3.2. DOTATIONS UNITAIRES, TAUX DE BRANCHEMENT ET RENDEMENTS FUTURS.....	57
III.3.2.1. Dotations unitaires domestique, collectives et industrielles.....	57
III.3.2.2. Taux de branchement futur de la population.....	58
III.3.2.3. Rendement futures des réseaux.....	58
III.3.2.4. Coefficient de pointe journalier.....	58
III.3.3. BESOINS EN EAU FUTURS.....	59
III.4. BESOINS EN STOCKAGE ACTUELS ET FUTURS.....	62
III.5. BALANCE DEMANDE-BESOIN.....	63
III.5.1. RESSOURCES EN EAU.....	63
III.5.2. BESOINS EN EAU.....	63
III.5.3. BILAN HYDRAULIQUE.....	63
III.6. CONCLUSION.....	65

CHAPITRE IV : Etude des transferts d'eau potable

IV.1. SCHEMA DES ADDUCTIONS	66
IV.2. CALCULS HYDRAULIQUES	66
IV.3. PERTES DE CHARGE DANS LES CONDUITES	67
IV.4. VITESSE D'ECOULEMENT DANS LES CONDUITES	67
IV.5. CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE	68
IV.6. CALCUL DES PERTES DE CHARGE	70
IV.6.1. PERTES DE CHARGES LINEAIRES	70
IV.6.2. PERTES DE CHARGE SINGULIERES	70
IV.7. DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS GRAVITAIRES	71
IV.7.1. TRONÇON BC3 –POINT DE RAMIFICATION	71
IV.7.2. TRONÇON POINT DE RAMIFICATION – SIDI ABDELLI	72
IV.7.3. TRONÇON POINT DE RAMIFICATION – SP1	74
IV.7.4. TRONÇON RESERVOIR SIDI SENOUCI – SP2	75
IV.8. DIMENSIONNEMENT DES TRONÇONS REFOULEMENT	76
IV.8.1. TRONÇON SP 1 – SIDI SENOUCI	76
IV.8.1.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$	76
IV.8.1.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$	81
IV.8.2. TRONÇON SP2 – OULED MIMOUN	85
IV.8.2.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$	85
IV.8.2.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$	88
IV.9. CALCUL DES PARAMETRES PIEZOMETRIQUES	92
IV.10. CONSIDERATIONS LIEES AUX ETAGES DE POMPAGE	95
IV.10.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$	95
IV.10.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$	95
IV.10.3. CRITERES DE CHOIX DES DIAMETRES DE REFOULEMENT	96
IV.11. DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE	96
IV.11.1. STATION DE POMPAGE SP 1	96
IV.11.1.1. Courbes caractéristiques des pompes	96
IV.11.1.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel	98
IV.11.2. STATION DE POMPAGE SP2	100
IV.11.2.1. Courbes caractéristiques des pompes	100
IV.11.2.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel	102
IV.11.3. STATION DE POMPAGE SP3	104
IV.11.3.1. Courbes caractéristiques des pompes	105

IV.11.3.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel ...	106
IV.12. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	109
VI.12.1. TRONÇON SP1- SIDI SENOUCI	109
VI.12.1.1. Calcul de la célérité de l'onde	110
4VI.12.1.2. Valeur du coup de bélier	110
VI.12.1.3. Pression maximale dans la conduite	110
VI.12.1.4. Détermination du volume d'air	110
IV.12.1.5. Calcul du volume maximal de l'air.....	111
IV.12.1.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air	111
IV.12.1.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation ..	111
VI.12.2. TRONÇON SP2- SP3	111
VI.12.2.1. Calcul de la célérité de l'onde	111
VI.12.2.2. Valeur du coup de bélier	112
VI.12.2.3. Pression maximale dans la conduite	112
VI.12.2.4. Détermination du volume d'air	112
IV.12.2.5. Calcul du volume maximal de l'air.....	113
IV.12.2.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air	113
IV.12.2.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation ..	113
VI.12.3. TRONÇON SP3- Ouled Mimoun	113
VI.12.3.1. Calcul de la célérité de l'onde	113
VI.12.3.2. Valeur du coup de bélier	114
VI.12.3.3. Valeur maximale dans la conduite	114
VI.12.3.4. Détermination du volume d'air	114
IV.12.3.5. Calcul du volume maximal de l'air.....	114
IV.12.3.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air	115
IV.12.3.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation ..	115
IV.13. CONCLUSION	116
CONCLUSION GENERALE.....	117

Introduction générale

Les ressources en eau possèdent souvent un caractère épars géographiquement et temporellement. Les zones démunies en potentialités hydriques locales ont souvent besoin d'un apport d'autres zones.

Les schémas d'affectation doivent être réfléchis dans le cadre de systèmes globaux et non d'une manière intrinsèque et fragmentée. Ainsi, les transferts d'eau ont souvent constituées des solutions efficaces pour solutionner le déséquilibre de la balance offre – demande. Ils permettent également une souplesse en termes d'affectation et utilisation.

La zone Nord – Est de la wilaya de Tlemcen enregistre un important déficit en eau en terme de dotations, notamment les communes de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et l'agglomération de Sidi Senouci.

La mise en service de la station de dessalement de Souk Telata a permis de raccorder cette ressource sur la conduite Béni Bahdel – Oran au niveau du Brise Charge BC1 situé à Beni Mester. Cette adduction comporte neuf Brise charges dont le BC3 localisé à Sidi Abdelli.

L'idée de transféré les eaux à partir du BC3 vers Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et sidi Senouci constitue la motivation du présent travail.

L'élaboration de l'étude des transferts ne pouvait se faire sans une revue bibliographique liée à l'ensemble des paramètres, critères et installations des transferts d'eau. Cette partie était d'un grand intérêt pour la compréhension et la maîtrise des aspects de dimensionnement et de conception des transferts d'eau.

Une deuxième partie du travail a été consacrée à la présentation et étude des caractéristiques des régions à desservir, notamment l'aspect évolution démographique, élément principal définissant, les besoins futurs et le dimensionnement des installations des transferts d'eau.

Cette partie du travail a été suivie après par l'élaboration de la balance offre – demande à l'horizon 2040 avec évaluation des déficits en terme de mobilisation et de stockage des ressources en eau. Il a été cependant évalué les débits à transférer à l'échéance sus - indiquée.

La dernière partie du travail, constituant le noyau du mémoire s'est intéressée à la conception et au dimensionnement des infrastructures.

L'ensemble des calculs hydrauliques nécessaires ont été élaborés en l'occurrence.

- Définition de l'ossature globale des transferts ;
- Identification des tronçons gravitaires et ceux par refoulement ;
- Evaluation de toutes les pertes de charge de chaque tronçon ;
- Détermination des diamètres économiques des adductions et vérification des critères qualitatifs des écoulements ;
- Considérations liées aux étapes de refoulement ;
- Dimensionnement des divers stations de pompage avec choix des pompes en assemblage et en caractéristiques ;
- Définition des paramètres piézométriques des adductions ;
- Etude de la protection des installations contre le phénomène du coup de bélier.

Pour réaliser tout ce travail, fort intéressant pour la clôture de notre formation, le mémoire a été structuré en quatre chapitres à savoir :

- Les transferts d'eau ;
- Présentation des zones d'étude ;
- Justificatif des transferts à l'horizon projet 2025 – 2040 ;
- Etude des transferts d'eau potable.

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'analyse des transferts d'eau et leur utilité dans le cadre de la liaison des zones à ressources disponibles et celles nécessitant un renforcement pour un équilibre hydrique. Il décrit l'ensemble des installations et systèmes constituant les transferts d'eau, soit en mode gravitaire ou forcé ainsi que le rôle de chacun de ces éléments.

I.2. DEFINITIONS ET TYPES

Littéralement, les transferts d'eau représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre, souvent d'un lieu de captage vers un lieu de distribution et d'utilisation. Ces ouvrages sont composés d'un moyen de transport (canalisation ou canal), d'un moyen de propulsion (gravité ou pompage) et d'éventuels ouvrages intermédiaires de prise d'eau, de stockage ou/et de régulation/sécurisation.

Ils peuvent se caractériser sous différentes échelles (débits, distance...) et remplir des objectifs qualitatifs et/ou quantitatifs [01].

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

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

I.2.1. ADDUCTION GRAVITAIRE

C'est un écoulement à surface libre ou en charge lorsque la cote source est supérieure à la cote du réservoir.

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge.

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (conditionné par la pente, pesanteur) dans le cas d'une canalisation

gravitaire ; la source d'eau doit se situer à une côte supérieure à celle du réservoir d'accueil [02].

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge.

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante ;
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge ;
- longueurs des aqueducs généralement grandes ;
- faible vitesse donc grande section transversale ;
- systèmes particuliers selon topographie naturelle: sur arcades, en siphon, en tunnel ;
- des pertes possibles d'eau: évaporation, infiltration possible ;
- qualité des eaux: possibilité de drainage de la pollution.

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression. Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs ;
- l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution ;
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite.

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs [03].

Ce sujet étant largement développé en hydraulique, nous nous contenterons de quelques rappels et quelques applications aux réseaux d'eau.

I.2.1.1. Charge hydraulique

Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par:

$$H = \alpha \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \dots \dots \dots (\mathbf{I.1})$$

Où

U : est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (débit / section), en m/s ;

P : est la pression moyenne dans la conduite, en Pa ;

g : est l'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

z : est la cote moyenne de la conduite, en m ;

ρ : est la masse volumique de l'eau ($\approx 1000 \text{ Kg/m}^3$) ;

α : est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section ($\approx 1,05$), il est souvent égal à 1 [04].

I.2.1.2. Perte de charge linéaire

On définit la perte de charge linéaire J (en m) par l'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(I.2)}$$

Où

L est la longueur totale de la conduite (en m) ;

λ est le coefficient de perte de charge. Ce Coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds ($Re = U.D / \nu$) et de la rugosité relative k_s/D ;

k_s étant la rugosité de la conduite ;

ν est la viscosité cinématique de l'eau (Pour l'eau, $\nu \approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

I.2.1.3. Perte de charge singulière

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes, ...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des " ouvrages courts " et provoquent des pertes de charges locales [05].

La perte de charge locale provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K \frac{U^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(I.3)}$$

Où

K est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

I.2.1.4. Ligne piézométrique et ligne de charge

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs: $H = H^* + H_d$

Avec :

$$H^* = \frac{P}{\rho g} + Z \dots\dots\dots (I.4)$$

et

$$H_d = \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (I.5)$$

Où

H^* est la "charge statique" et H_d est appelée "charge dynamique".

a) Ligne piézométrique

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique H^* en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

b) Ligne de charge

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie).

La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $\left(\frac{U^2}{2g}\right)$.

La perte de charge J (ou ΔH) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante.

En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (De charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse $\left(\frac{U^2}{2g}\right)$ reste généralement faible par rapport à la charge statique [04].

I.2.1.5. Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds: $\lambda = f(k_s/D)$.

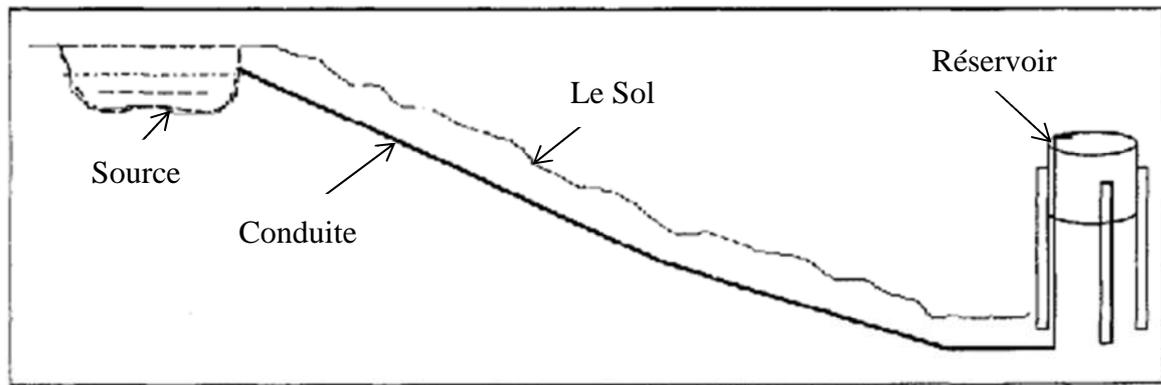


Figure I.1 : schéma d'une adduction gravitaire [04].

I.2.1.7. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' L_e Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(\mathbf{I.8})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(\mathbf{I.9})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 L_g \dots\dots\dots(\mathbf{I.10})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

On suppose par hypothèse que la charge disponible entre le réservoir et la bache d'aspiration ($H_d = C_{pR} - C_{pB}$), égale à la perte de charge totale [07].

Avec

H_d : la charge disponible ;

C_{pR} : la cote piézométrique du réservoir ;

C_{pB} : la cote piézométrique de la bêche d'aspiration.

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' L_{eq} Q^\beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots(I.11)$$

Avec :

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

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

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

ΔH : la perte de charge (charge disponible) (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

1.2.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement [04].

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire) qui comporte principalement :

- la salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration) ;
- la salle des commandes ;
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires [03].

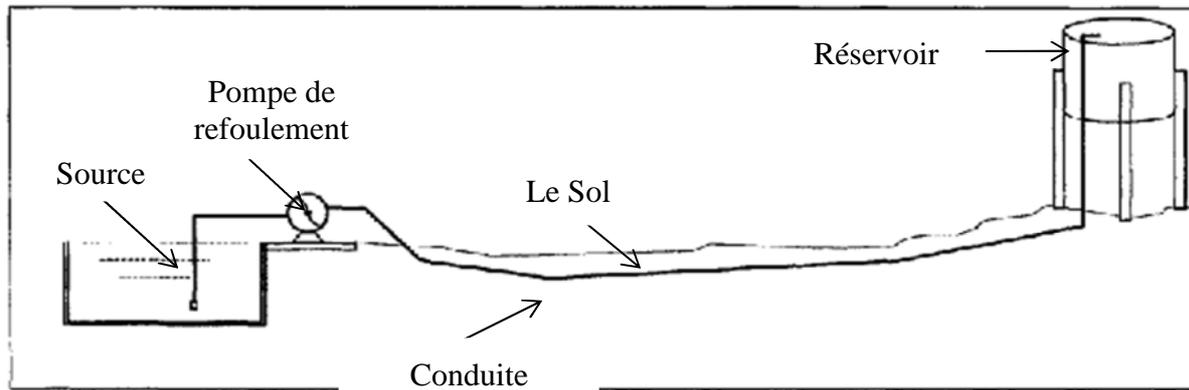


Figure I.2 : schéma d'une adduction par refoulement.

I.2.2.1. Détermination du diamètre économique

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée, on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible. On économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D [05].

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont approchés par une des relations suivantes :

- **Formule de BRESSE**

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots (\text{I.12})$$

- **Formule de BONNIN**

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (\text{I.13})$$

- **Formule de MUNIER**

$$D_{\text{éco}} = (1+0,02n) \cdot \sqrt{Q} \dots\dots\dots (\text{I.14})$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m³/s.

I.2.2.2. Calcul des pertes de charge

On distingue deux types de perte de charge : linéaire et singulière

a) Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de [07]:

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{\text{lin}} = L j = \lambda \frac{LV^2}{D2g} \dots \dots \dots \text{(I.15)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite de refoulement en (m) ;

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m) ;

j : gradient hydraulique en (m/m) ;

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m) ;

λ : coefficient de frottement.

La détermination de ' λ ' a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,52}{\text{Re}\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots \text{(I. 16)}$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds = $\frac{V \times D}{\nu}$;

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi en (m) ;

v : viscosité cinématique de l'eau en (m²/s) ;

D : diamètre de la conduite en m.

Et aussi, le coefficient ' λ ' est obtenu par la formule **Nikuradzé** :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K_s}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots \text{(I.17)}$$

Avec :

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots \text{(I.18)}$$

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs ;

α : vieillissement ;

T: temps de service.

b) Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires [04].

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l \dots\dots\dots \text{(I.19)}$$

c) Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l = 0,15 \times \Delta H_l + \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_l \dots\dots\dots \text{(I.20)}$$

I.2.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow HMT = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots \text{(I.21)}$$

H_g : la hauteur géométrique en (m) ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement en (m) ;

ΔH_t : la perte de charge totale en (m).

I.2.2.4. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \dots\dots\dots (I.22)$$

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

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ.

a) Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \dots\dots\dots (I.23)$$

E : c'est l'énergie consommée en KWh ;

t : c'est le nombre d'heures de pompage par jour ;

P : puissance de la pompe en (KW).

b) Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe en (KW), définie comme suit:

$$P_{abs} = \frac{\rho \ g \ HMT \ Q}{\eta \ 1000} \dots\dots\dots (I.24)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($n=82\%$) ;

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

g : la force de la pesanteur ($9.81 \ m/s^2$) ;

HMT : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce) ;

ρ : la masse volumique de l'eau ($1000 \ kg/m^3$).

I.2.2.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{amor} = P_c \times A \dots\dots\dots (I.25)$$

P_c : le prix de la conduite en (DA) ;

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots \dots \dots \text{(I. 26)}$$

Avec :

i : le taux d'anuité annuel.

n : nombre d'années d'amortissement [08].

I.2.2.6. Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations. D'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères [09] :

Tableau I.1 : Variation des vitesses en fonction des diamètres

Plages des vitesses (m/s)	Diamètres (mm)
$0.5 \leq V \leq 1.5$	< 250
$0.5 \leq V \leq 2.0$	$300 \leq D \leq 800$
$0.5 \leq V \leq 3$	> 800

La vitesse est calculée comme suite : $V = \frac{Q}{S}$;

Avec :

Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m³/s) ;

S : La section de la conduite en (m²).

La section est déterminée par la formule suivante en (m²) :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots \dots \dots \text{(I. 27)} ;$$

D : le diamètre de la conduite en (m).

I.2.2.7. Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante [04]:

$$Re \text{ (nombre de Reynolds)} = \frac{V \times D}{\nu} \dots \dots \dots \text{(I. 28)}$$

Avec

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=1,03 \times 10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C ;

D : diamètre de la conduite en m.

Le régime est en général turbulent rugueux c'est-à-dire : $Re > 10^6$.

I.2.2.8. Détermination du débit d'exploitation

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t \times 3600} \dots \dots \dots (I. 29)$$

Avec

Q_{exp} : le débit d'exploitation en (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j) ;

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures).

I.2.3. ADDUCTION MIXTE

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

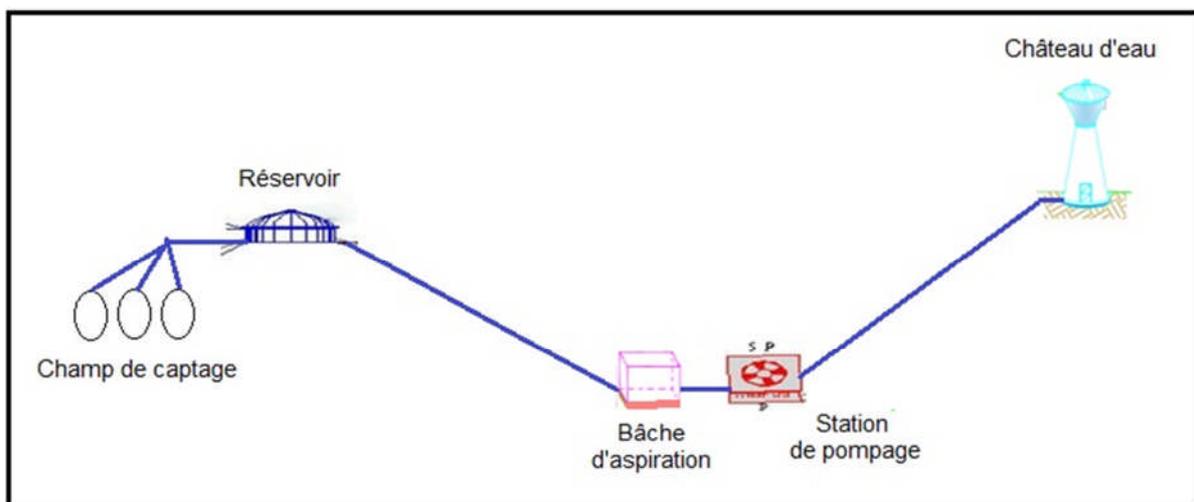


Figure I.3 : Schéma simplifié de l'adduction mixte

I.2.4. LA DISTRIBUTION D'EAU

La distribution est utilisée pour satisfaire les besoins quotidiens des ménages et des édifices publics. Elle intervient dans les processus de production industrielle et agricole, mais aussi comme bien de consommation courant dans la vie de tout un chacun. L'utilisation de l'eau de distribution représente avant tout un enjeu de santé publique, puisque l'eau potable est un élément essentiel de l'hygiène globale [05].

L'eau distribuée doit remplir trois conditions :

- elles ne doivent pas contenir un nombre ou une concentration de micro-organismes, de parasites ou de toutes autres substances constituant un danger potentiel pour la santé des personnes ;
- elles doivent être conformes aux limites de qualité (valeurs obligatoires).
- celles doivent satisfaire à des références de qualité (valeurs indicatives d'une bonne qualité mais dont le non-respect ponctuel n'engendre pas de risque pour la santé) [10].

La distribution consiste à utiliser un ensemble de conduite qui sont :

I.2.4.1. Conduite de transfère ou feeder

La réalisation d'une conduite de transfert nécessite un soin particulier car cette dernière est souvent en charge (sous pression).

Son rôle étant essentiellement de transporter de l'eau potable, en général elle ne comporte pas de branchement de distribution à l'exception parfois de l'alimentation de quelques abonnés isolés situés en dehors des zones urbanisées. Par contre, elle peut comporter une ou plusieurs dérivations permettant d'alimenter d'autres ouvrages ou secteurs. La limite aval de cette conduite et de ses dérivations est constituée par un ouvrage ou un organe de comptage lorsqu'il s'agit d'un secteur de distribution [11].

I.2.4.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution alimente les zones à desservir. Implantée majoritairement dans les zones construites, c'est sur cette conduite que sont effectués les branchements d'abonnés.

Son origine est définie par le réservoir de distribution, par l'organe de comptage ou de fermeture situé sur la dérivation de la conduite de transfert ou sur l'ouvrage de mise en pression en cas de refoulement-distribution.

I.2.4.3. Conduite de branchement

Cette conduite établit la liaison entre la conduite de distribution et les installations de l'utilisateur. Le plus souvent, à un utilisateur correspond une conduite de branchement. C'est le cas pour les abonnés domestiques individuels et de la plupart des immeubles collectifs (qui sont donc desservis par un branchement unique avec un compteur de première prise, collectif ou général)

Son origine est la prise sur la conduite de distribution, son extrémité est le raccord avec le point de livraison [11].

I.2.4.4. Point de livraison

Le point de livraison est l'emplacement où est délivrée l'eau potable à l'abonné. Plus précisément, le point de livraison est situé au raccord aval du compteur. Cependant cette notion désigne en même temps l'ensemble des appareils qui y sont regroupés et qui comprennent au moins un robinet avant compteur et un compteur, et éventuellement, un clapet de non-retour, un robinet après compteur, un té de purge, un réducteur de pression.

S'il n'y a pas de compteur (cas de certains usages publics), le point de livraison est au raccord (ou à la bride) aval de l'organe de fermeture, vanne ou robinet, situé en extrémité aval de la conduite de branchement. Il ne peut exister de point de livraison sans conduite de branchement, par contre il peut y avoir plusieurs points de livraison pour une seule conduite de branchement [11].

I.3. OUVRAGES EN LIGNE

I.3.1. VIDANGE

Il est facile d'imaginer que l'eau qui émerge de terre, parfois avec une certaine vitesse, entraîne dans ses turbulences des corps inertes (poussière, sable ou petits cailloux) qui vont, à

l'occasion d'un écoulement plus régulier et moins agité, venir se déposer dans les points bas des adductions. On comprend donc aisément l'intérêt qu'il y a de disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble des dépôts qui Obstrue les tuyaux [06].

I.3.2. VENTOUSE

On installe les ventouses (figure I.4.a), ou événements, aux points élevés du réseau dans le but d'évacuer de petites quantités d'air qui s'y accumulent à la suite, par exemple, du dégazage de l'oxygène dissous. On n'installe toutefois pas d'évent sur les conduites de 300mm ou moins de diamètre, car ces conduites évacuent l'air directement dans les entrées de service et les équipements domestiques. Les ventouses permettent également de faire pénétrer l'air dans les conduites lorsqu'un vide se crée. Elles agissent alors comme reniflards et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement des conduites ou l'aspiration d'eau impropre à la consommation.

On utilise aussi un autre type de ventouses (figure I.4.b) qui permettent à de grandes quantités d'air de s'échapper des conduites ou d'y pénétrer. Elles sont utiles lorsque, par exemple, on vide ou remplit une conduite lors de réparation.

Enfin, on peut combiner ces deux types de ventouses universelles (figure I.4.c) qui permet l'entrée ou l'évacuation de petites et de grandes quantités d'air [07].

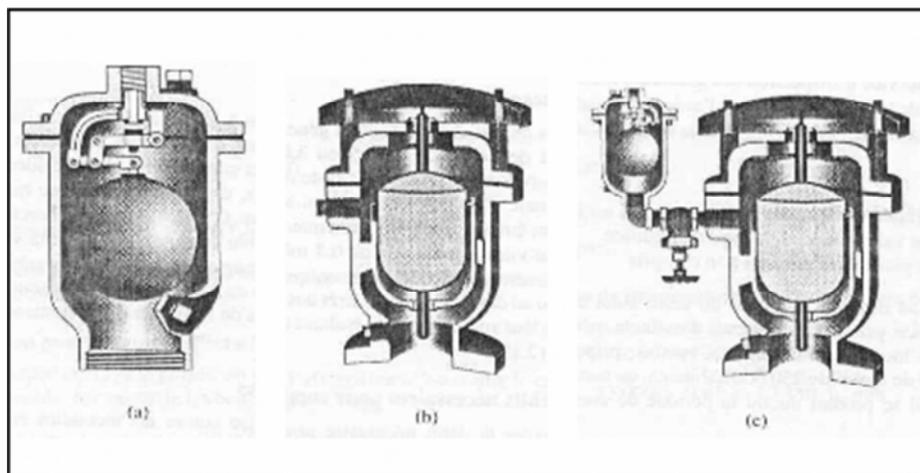


Figure I.4 : Types de ventouses : a)ventouse pour des petites quantités d'air ;b) ventouse pour grandes quantités d'air ;c)ventouse universelle.

I.3.3. BRISE CHARGE

Un brise charge n'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie du jet d'eau, à son entrée, est brisée par une vanne pointeau V (Figure I.5) donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière. La partie restante étant transformée en énergie potentielle avec un niveau en aval N.

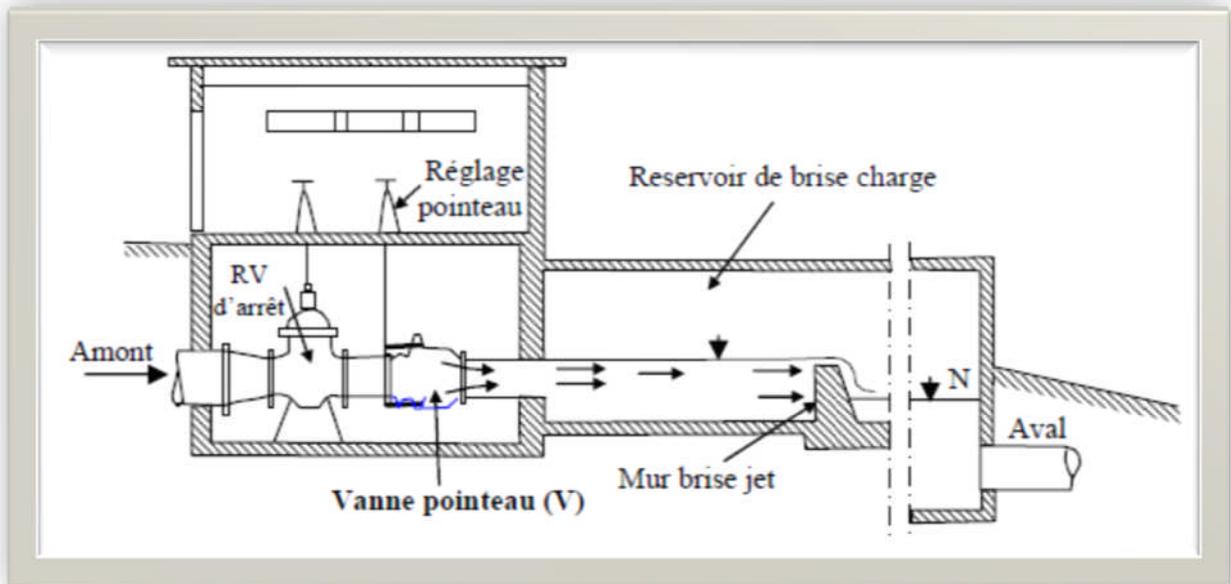


Figure I.5 : Brise charge avec jet débouchant à l'air libre [12].

Le jet à la sortie de la vanne V peut déboucher à l'air libre (Figure I.5) ou dans l'eau. Dans ce dernier cas le jet d'eau se trouve amorti par la masse d'eau. Dans ce cas l'obturateur de la vanne pointeau (V) est solidaire à un levier OAB, articulé en O, et portant en B un contre-poids en tôle. Celui-ci peut être rempli d'eau par une conduite souple qui relie le fond du contre-poids à la chambre. Ainsi, il y a toujours correspondance des niveaux d'eau dans le contre-poids et dans la chambre [12].

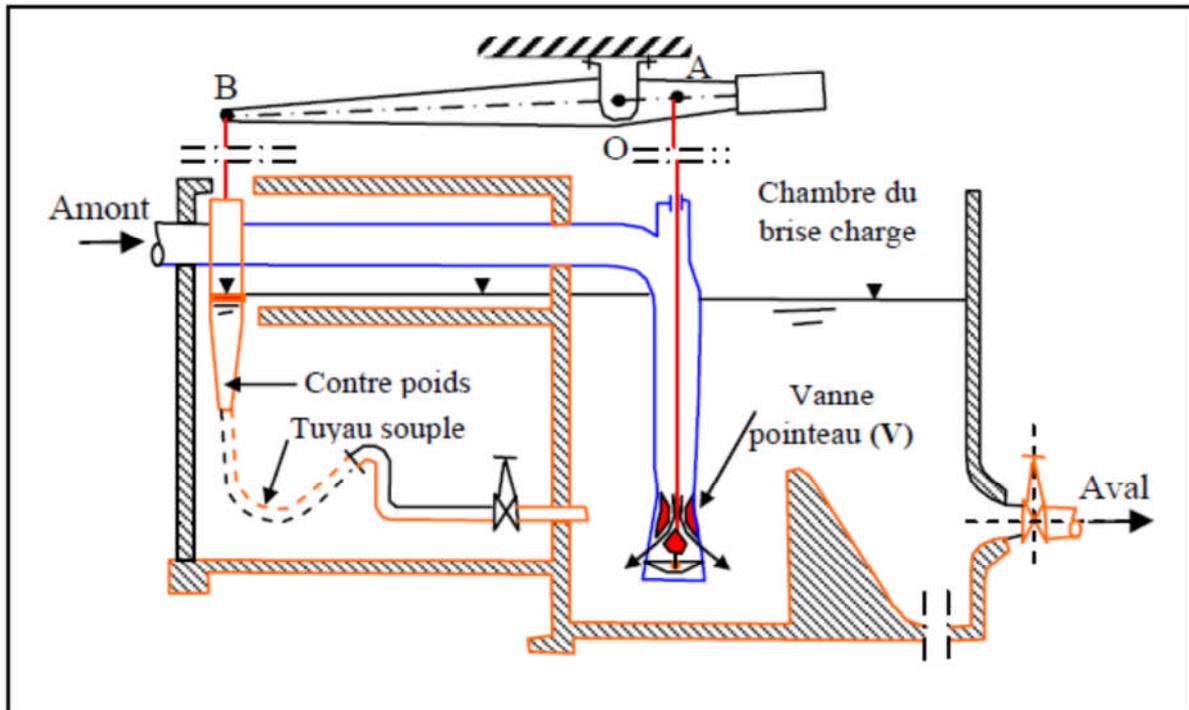


Figure I.6 : Brise charge avec contre poids liquide [12].

Si le débit en aval diminue par suite d'une manœuvre de la vanne aval, le niveau d'eau dans le réservoir du brise-charge tend à augmenter. Ce qui correspond à une augmentation du niveau et du poids d'eau dans le contre-poids qui fait abaisser le levier qui tend à fermer la vanne V.

I.3.3.1. Emplacement

Supposons que la ligne piézométrique SR donne, au fond de la vallée, F, une pression au sol FP trop importante et qu'il faut réduire à la pression FP' (Figure I.7).

La position du brise-charge B est déterminée en menant par P'' une horizontale qui coupera la surface topographique au point cherché. Ce qui revient à considérer le cas d'arrêt de débit par fermeture en R ; à ce moment, la pression maximale dans la conduite est rapportée à l'horizontale passant par le niveau de l'eau dans le brise-charge.

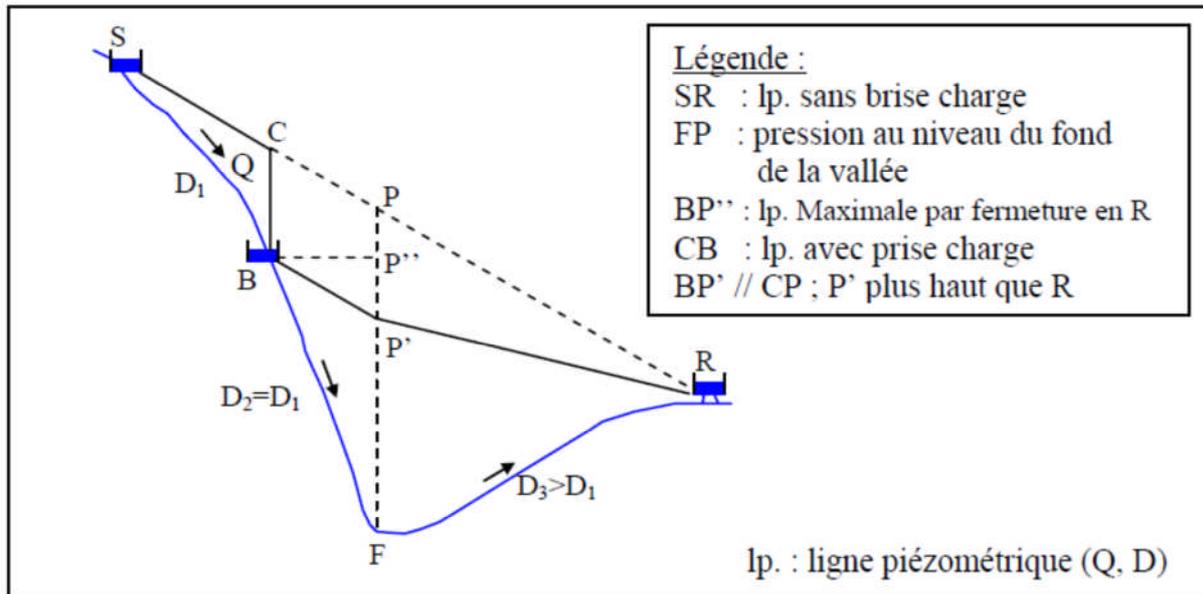


Figure I.7 : Détermination de l'emplacement d'une brise charge [12].

Le diamètre de la conduite, est calculé en considérant la ligne piézométrique SCBP'R. De F à R, le diamètre sera plus grand que celui sans brise charge ; en effet, la pente de la ligne P'R est plus faible que celle de PR. Le profil piézométrique BR peut être adoptée au lieu BP'R pour le calcul du diamètre. Cependant, le dernier profil piézométrique donne un diamètre plus faible et donc plus économique [12].

I.3.3.2. Cas d'un point haut écrêté par la ligne piézométrique

Si le tracé de la conduite comporte un point haut en H tel que la ligne piézométrique SR est au-dessous de la surface topographique en AHB. Tout tronçons de conduite situés au-dessous de la ligne SR se trouve en charge (tronçons SA et BR), alors que les tronçons situés au-dessus de SR devraient être le siège de pressions négatives (tronçon AHB).

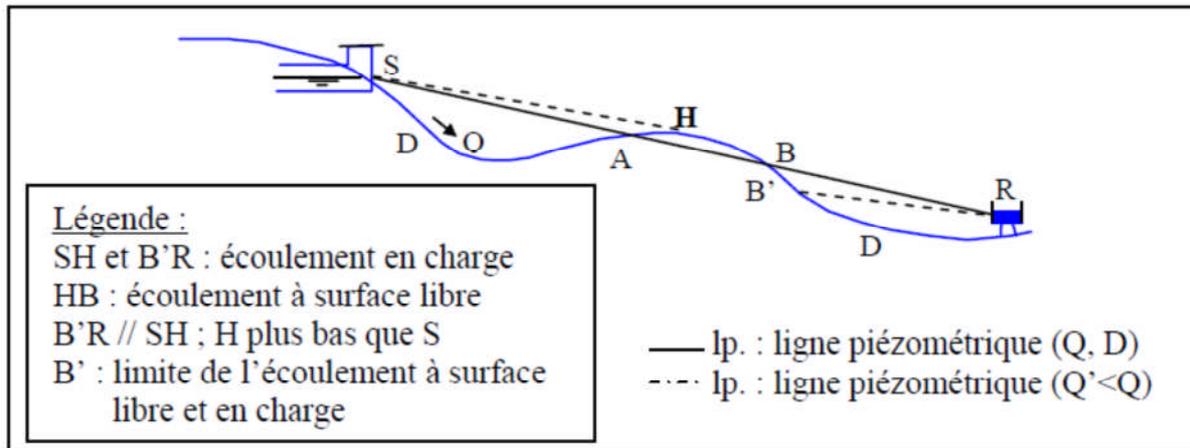


Figure I.8 : Passage en crête d'une conduite [12].

Si la distance entre la conduite et la ligne piézométrique reste inférieure à 10 m, ces tronçons SA et BR sont en dépression par rapport à la pression atmosphérique et le tronçon AHB pourrait fonctionner un certain temps en siphon. Cette dépression entraîne une libération des gaz dissous dans l'eau et il vient donc nécessaire d'aérer ce tronçon. Par suite de sa mise à l'atmosphère, l'écoulement s'effectuera à surface libre du point H au point B' tel que la ligne RB', menée de R, soit parallèle à SH [12].

Pour que maintenir un écoulement en charge sur toute la conduite, une certaine pression HP est imposée en H en disposons un brise charge en B (5 à 10 m environ). Le diamètre de la conduite, calculé suivant la ligne piézométrique SP (plus faible que SR), est donc est plus grand que dans le cas sans brise charge (Figure n°I.9). De P à R, le diamètre de la conduite peut être calculé suivant la ligne piézométrique PR ou PCBR.

Suivant la première ligne, le diamètre de la conduite est plus faible que dans le tronçon SP.

En prenant la ligne piézométrique BR parallèle à SC, un diamètre uniforme est conserver sur toute la longueur de la conduite.

Une autre solution consiste à envisager une sur-profondeur de pose au point haut H.

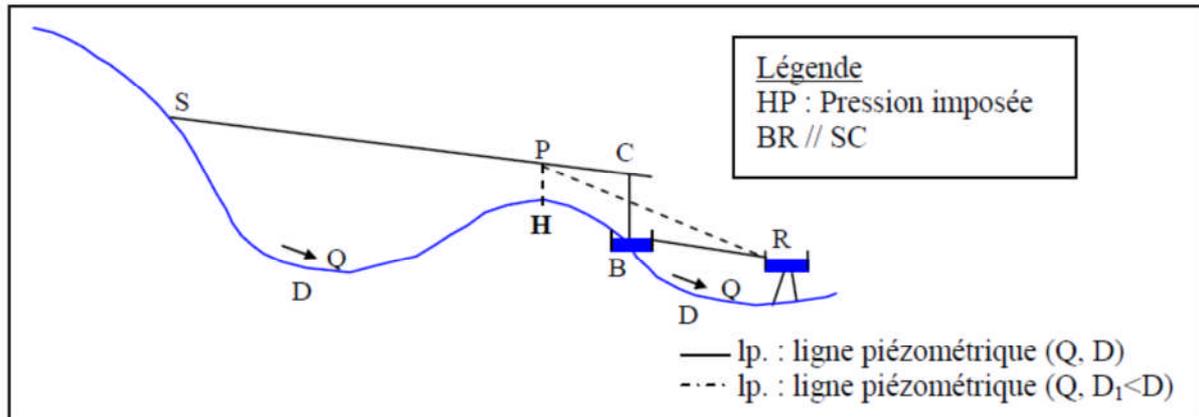


Figure 1.9 : Ligne piézométrique recommandée [12].

Cette solution sera comparer à celle qui consiste à prévoir des diamètres différents et la solution choisie est plus économique [12].

I.3.4. LE COUP DE BELIER (surpression)

I.3.4.1. Principe et manifestations

Un coup de bélier est une brusque variation de pression et a pour cause une brutale variation de débit.

Dans une tuyauterie où circule du liquide, une fermeture brusque de vanne ne bloque pas immédiatement toute la masse de liquide se trouvant dans la tuyauterie.

Ce liquide encore en mouvement vient "s'écraser" sur la face amont de l'opercule de la vanne en produisant une augmentation de pression et de la même façon, la pression en aval de la vanne chute brutalement.

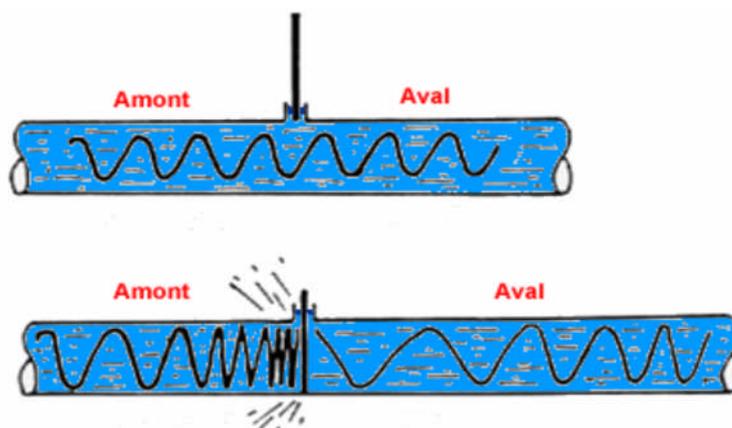


Figure 1.10: Principe du coup de bélier

Cette surpression (ou dépression) localisée sur une petite longueur va se déplacer sous forme d'une onde le long de la conduite (à la vitesse du son dans le liquide - 7 km/s) jusqu'à ce qu'elle rencontre un obstacle qui la fait repartir dans l'autre sens.

On crée ainsi un mouvement de va et vient de surpression et de dépression qui diminue avec le temps grâce aux frottements qui amortissent le mouvement.

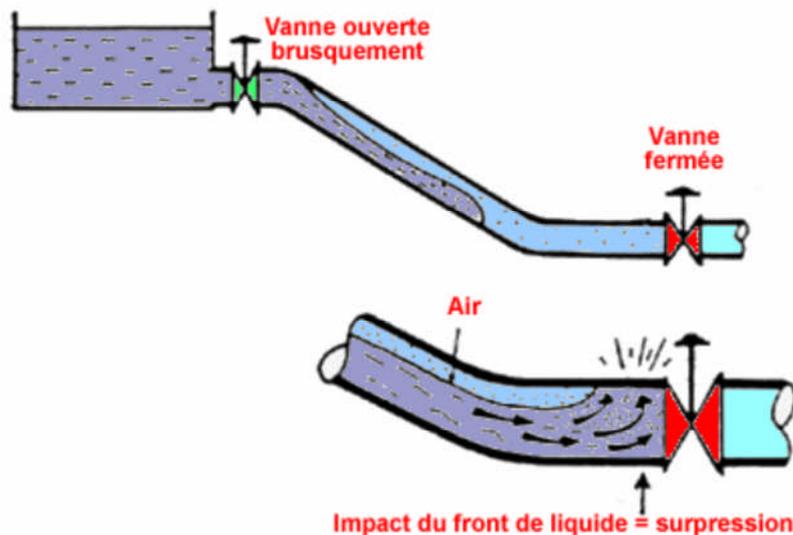


Figure I.11: Exemple de coup de bélier

L'amplitude de la surpression dépend essentiellement de la vitesse de variations du débit. Il suffit donc de s'attacher à ne produire que des variations lentes du débit.

On peut ainsi dire qu'il est préférable de :

- Démarrer une pompe vanne de refoulement fermé
- D'arrêter une pompe après avoir fermé la vanne de refoulement
- D'ouvrir ou fermer les vannes progressivement (attention aux vannes ¼ tours)
- D'avoir de la robinetterie sans jeu
- De remplir lentement une canalisation vide [07].

À la fermeture d'une vanne préalablement traversée par un débit volumique Q , une surpression δP apparaît au droit de la vanne, dont la valeur est donnée par la formule de Joukovski :

$$\delta P = Z_h Q \dots \dots \dots (I.30)$$

Dans cette expression :

- la surpression δP est exprimée en Pa ;
- le débit volumique est en m^3/s ;
- Z_h est l'impédance hydraulique, exprimée en $\text{kg}/\text{m}^4/\text{s}$.

L'impédance hydraulique Z_h de la conduite hydraulique détermine l'importance du coup de bélier. Elle est elle-même définie par :

$$Z_h = \frac{\sqrt{\rho B_{eff}}}{A}$$

Avec :

- ρ la masse volumique du liquide, exprimée en kg/m^3 ;
- A la section de la conduite, en m^2 ;
- B_{eff} le module de compressibilité *effectif* du liquide dans la conduite, exprimé en Pa.

Ce dernier résulte de la mise en série de plusieurs raideurs hydrauliques :

- la compressibilité propre du liquide, définie par son module de compressibilité adiabatique B_l , résultant de l'équation d'état du liquide généralement disponible sous forme de *tables thermodynamiques* ;
- l'élasticité des parois de la conduite, qui définit un module de compressibilité équivalent B_{eq} . Dans le cas d'une conduite de section circulaire dont l'épaisseur des parois e est petite devant le diamètre D , le module de compressibilité équivalent est

donné par $B_{eq} = \frac{e E}{D}$, E étant le module d'Young (exprimé en Pa) du matériau constitutif de la conduite ;

- éventuellement la compressibilité B_g du gaz non dissous dans le liquide, définie par

$B_g = \frac{\gamma P}{\alpha}$, γ étant le rapport des chaleurs spécifiques du gaz, α le taux d'aération (la fraction volumique de gaz non dissous), et P la pression (en Pa).

Ainsi, le module de compressibilité effectif vérifie :

$$\frac{1}{B_{eff}} = \frac{1}{B_l} + \frac{1}{B_{eq}} + \frac{1}{B_g}$$

Par suite, on voit que l'on peut atténuer le coup de bélier en :

- augmentant le diamètre de la conduite à débit constant, ce qui diminue l'inertie de la colonne de liquide à arrêter ;
- choisissant pour la conduite un matériau ayant un module d'Young plus faible ;
- introduisant un dispositif qui augmente la souplesse d'ensemble du circuit hydraulique, par exemple un accumulateur hydraulique
- éventuellement, lorsque cela est possible, en augmentant le pourcentage d'air non dissous dans le liquide [08].
- La figure I.10 donne une idée des variations de pression susceptibles de se produire dans une conduite en acier galvanisé de 3,5 m de longueur (diamètre nominal DN ½") dans laquelle circule un débit de 14,7 l/min brusquement interrompu par la fermeture d'un robinet à tournant sphérique. On constate que la pression du réseau, initialement à 2 bars, s'élève soudain à 13,5 bars pour retomber ensuite à une valeur inférieure à la pression atmosphérique. Ce phénomène se répète un certain nombre de fois (avec une amplitude décroissante) durant un laps de temps total de 0,2 seconde. De telles variations de pression sont à l'origine d'une importante gêne acoustique et peuvent, dans certains cas extrêmes, provoquer la rupture de la conduite. Les vibrations qui les accompagnent sont en outre susceptibles de détruire la couche d'oxydation qui protège la face intérieure de la tuyauterie, et donc d'accroître le risque de corrosion. Il est dès lors vivement recommandé de limiter autant que possible le risque de coup de bélier [06].

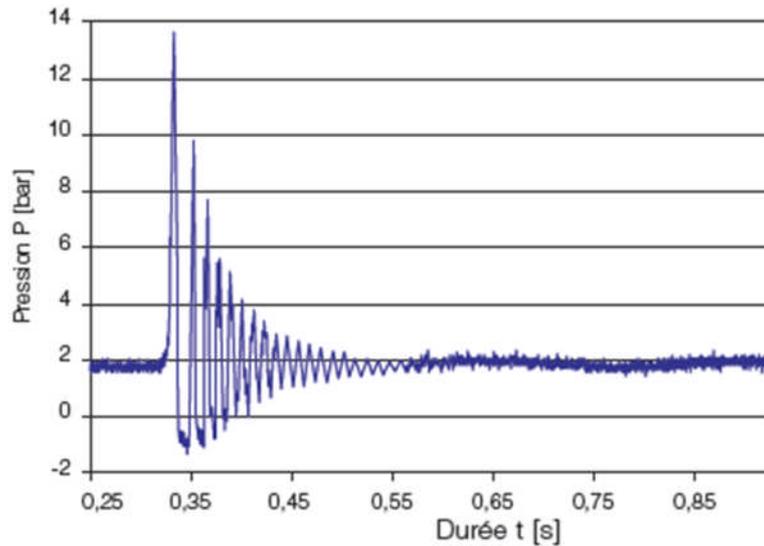


Figure I.12 : Variations de pression dans une conduite en acier galvanisé d'une longueur de 3,5 m (diamètre nominale DN 1/2") à un débit de 14,7 l/min.

I.3.4.2. protection des conduites contre le coup de bélier par réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air (protection anti-bélier) suit les étapes suivantes :

- Calcul de la célérité de l'onde

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + \frac{KD}{e})}} \dots \dots \dots (I. 32)$$

D : Diamètre de la conduite ;

e : épaisseur du tuyau ;

K : 0.59 pour la fonte ductile.

- Evaluation de la vitesse moyenne de l'écoulement

En exploitation normal, $V_0 = Q / S$.

- Valeur maximale du coup de bélier

Le coup de bélier peut atteindre la valeur Maximal telle que : aV_0/g .

- Calcul de la pression de l'onde

$$P_{\text{onde}} = H_g + \text{pression du coup de bélier}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser une certaine pression pour la conduite, le calcul du réservoir d'air s'effectue comme suite :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;

Z_0 : pression absolue de l'air à l'intérieure de la conduite [13].

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (I.33)$$

Après on calcule : H_g / Z_0 .

- Calcul de Z_{\max}

Z_{\max} = Hauteur maximale de refoulement + 10

Par alignement sur l'abaque de VIBERT : $U_0 / L.S.$

Afin qu'il reste l'eau dans le réservoir même quand U atteint la valeur Maximale [08].

- *en cas de surpression*

$$H_0 + \frac{aV_0}{g} \dots \dots \dots (I.34)$$

- *en cas de dépression*

$$H_0 - \frac{aV_0}{g} \dots \dots \dots (I.35)$$

I.4. STATION DE POMPAGE

I.4.1. CONCEPTION

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation de réservoir à partir de cette dernière se fait par refoulement, et parfois nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

I.4.1.1. Critères de l'emplacement de la station de pompage

Les critères liés à l'emplacement des stations de pompage peuvent être résumés en [06] :

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables)
- Respecter les normes de distances (distance minimale entre aéroport et une station de pompage de 30km)
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
 - Prévoir une plate forme avec un revêtement routier (bitume)
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage)
 - Prévoir une cote de planché de rez-de-chaussée qui dépasse celle de plate forme de 0,15m à 0,5m

- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

I.4.1.2. définition du type des pompes

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

I.4.1.3. Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale [07].

I.2.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés sont [06]:

- La courbe débit-hauteur [H-Q] qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- La des puissances absorbées pour les différentes débits [P_{abs} - Q]
- La courbe du rendement pour les différentes débits [η_p - Q]
- La courbe des (NPSH)_r pour les différentes débits [(NPSH)_r - Q]

Ces courbes sont données par le constructeur

Le model des courbes de corrélation des différents paramètres est donné au niveau des figures allant de I.13 a I.16.

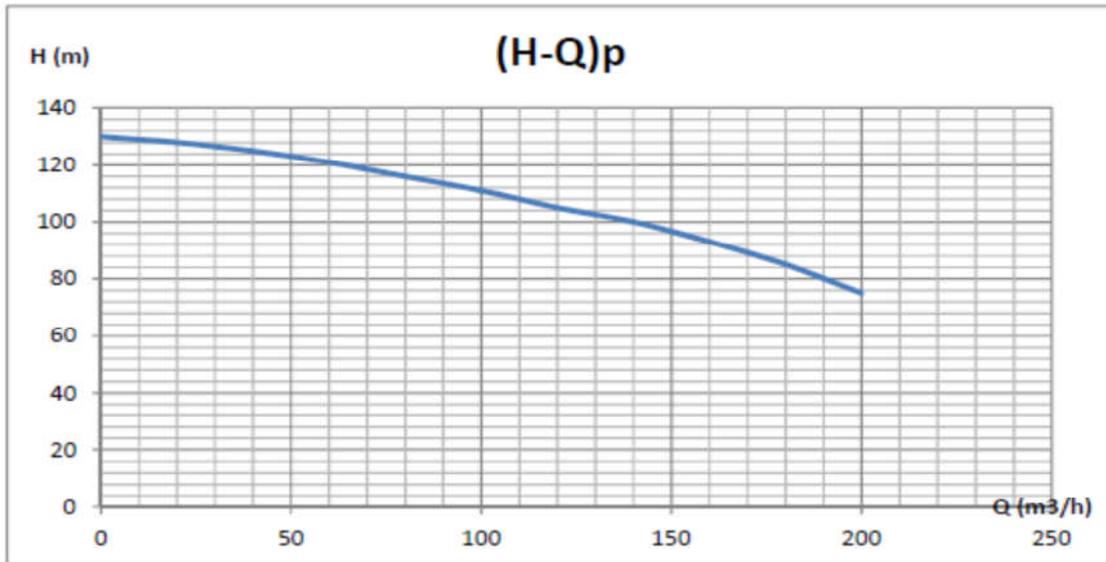


Figure I.13 : Corrélation Débit-Header

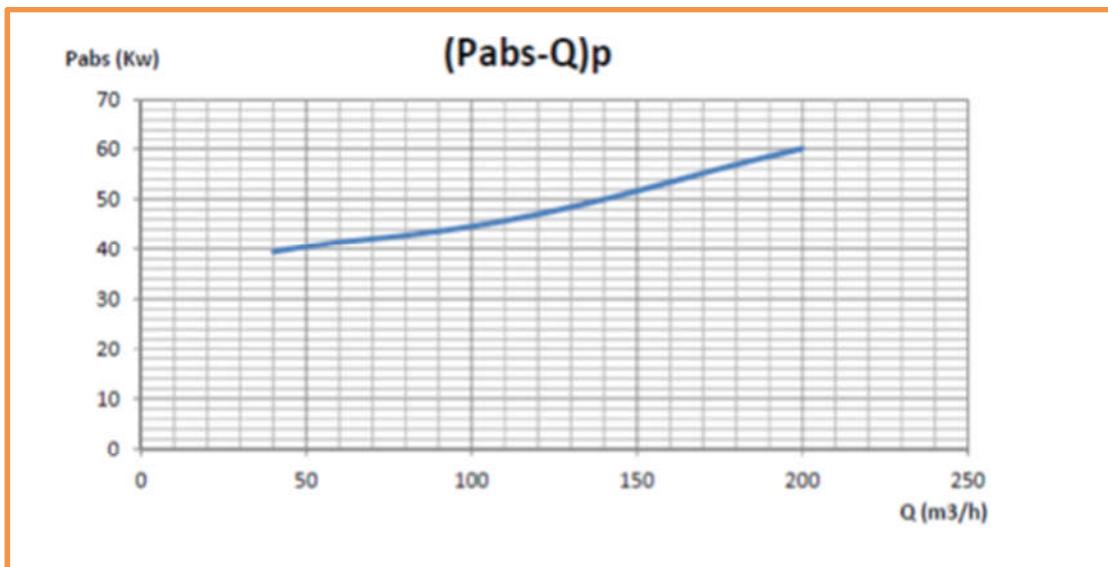


Figure I.14 : Corrélation puissance-Débit

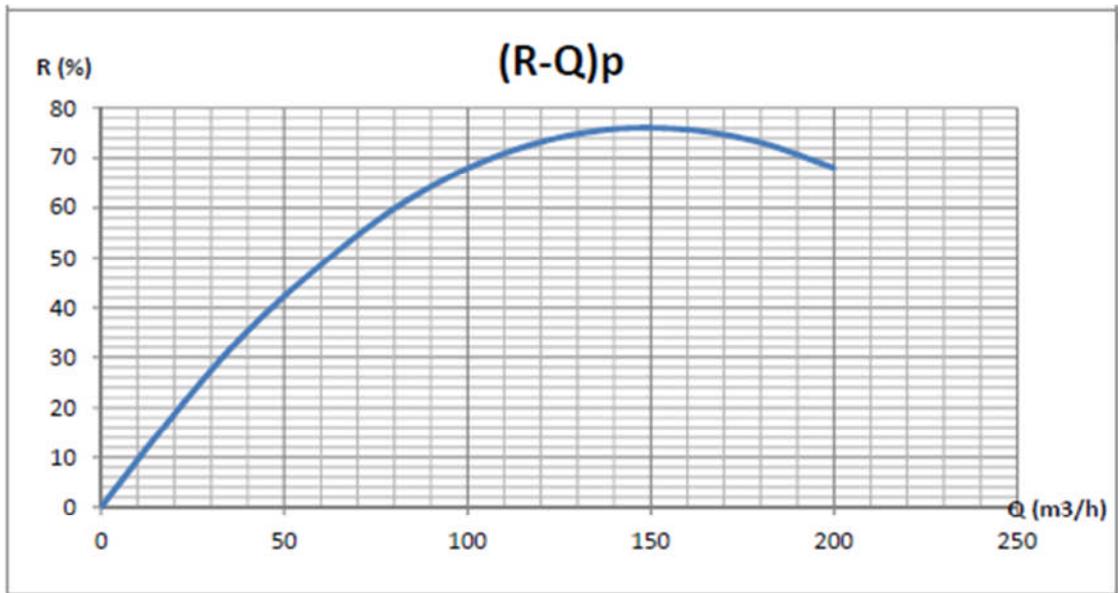


Figure I.15 : Corrélation Rendement-Débit

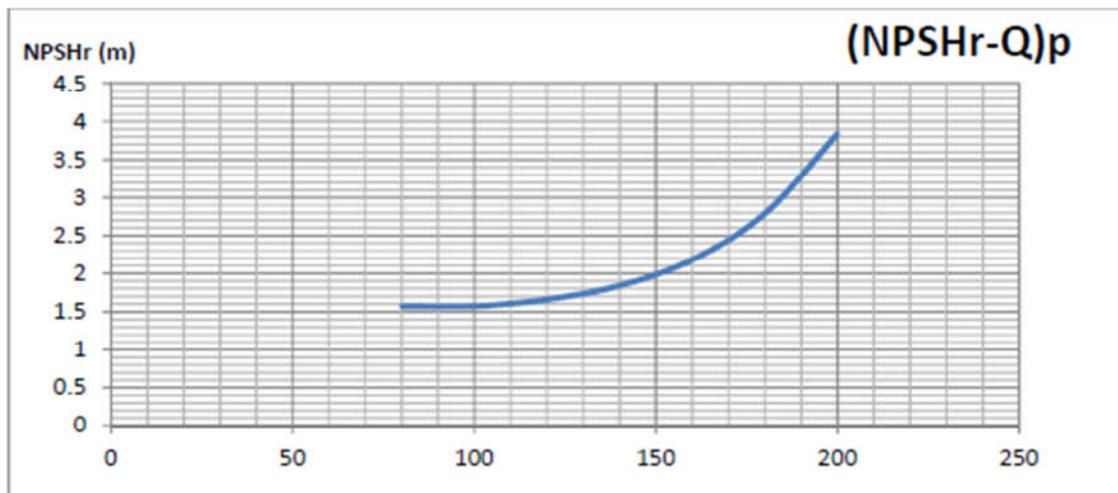


Figure I.16. Corrélation NPSH-Débit

I.4.2. Point de fonctionnement de la pompe:

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $[H-Q]_P$ 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 [04].

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 [04].

I.4.2.1. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante [04]:

$$H_c = Hg + \Delta h_t$$

Avec:

Hg : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1.1 \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (I.37)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{\pi^2 g D_{ec}^{5.3}} \dots \dots \dots (I.38)$$

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

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

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

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

I.4.3. Pompe à axe horizontal

Cette disposition est la plus classique, elle est adoptée généralement pour les pompes de surface. L'entretien et le démontage de la pompe sont simplifiés. Il faut évidemment tenir compte des sujétions relatives à la hauteur d'aspiration et à l'amorçage. Pour éviter ces sujétions, chaque fois qu'on le peut, on placera la pompe en charge sur l'aspiration sans toutefois être conduit à des dispositions trop compliquées ou trop coûteuses. Notamment si la hauteur d'aspiration est un peu grande, il vaut mieux recourir aux pompes spéciales pour puits profonds, plutôt que de chercher à diminuer la hauteur d'aspiration en plaçant la pompe dans

une niche ou sur une plate-forme disposée dans le puits, ce qui complique la visite et l'entretien de la pompe qui est placée dans une atmosphère humide peu favorable à son bon entretien [14].

I.4.4. pompe à axe vertical

Ces pompes sont de construction plus récente que les précédentes ; elles sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants :

I.4.4.1. Pompes immergées à axe vertical commandée par un moteur placé en surface

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Parfois l'arbre est contenu dans un fourreau étanche contenant de l'huile ou de l'eau filtrée. Le plus souvent l'arbre tourne à l'intérieur de la canalisation de refoulement ; il est guidé par des paliers en gaïac ou en caoutchouc qui sont lubrifiés par l'eau du refoulement ; la ligne d'arbre est constituée d'éléments de longueur réduite (1.50m à 2m) pour faciliter le démontage.

Ce type de pompe présente plusieurs avantages : hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour les stations de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles.

I.4.4.2. Pompes à moteur immergé

La pompe est accouplée à un moteur électrique et l'ensemble est immergé dans le puits ou forage. Le rotor du moteur, du type à cage d'écureuil, tourne dans l'eau ; le stator est placé dans une carcasse étanche dont la partie intérieure placée dans l'entrefer est, soit un tube mince peu sensible aux courants de Foucault.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche car le refroidissement du stator est difficile [15].

I.4.5. Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet 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 \Rightarrow couplage en parallèle ;
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série.

I.4.5.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé 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.

I.4.5.2. Couplage en série

Pour ce type de couplage, 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 [15].

I.5. CONCLUSION

A travers les recherches bibliographiques qu'on a fait dans ce chapitre nous avons présentée tous les types d'adduction les formules d'application, les accessoires de réseau ainsi que les pompes et les stations de pompage.

II.1. INTRODUCTION

La mise en service de la station de dessalement de Souk Telata a permis le raccordement de cette ressource sur la conduite Beni Behdel-Oran au niveau du BC1 situé à Beni Mester. Cette dotation supplémentaire, en transitant par le système aboutit au niveau du BC3 situé près de la localité de Sidi Abdelli. Cet appoint peut donc servir à alimenter les centres avoisinants à savoir :

- Sidi Abdelli
- Ouled Mimoun
- Sidi Senouci, par transfert.

Ce schéma, trop complexe (Mixte : gravitaire-refoulement) avec des ouvrages interactifs sur le plan piézométrique nécessite une étude générale et approfondie et constitue en finalité un cas d'étude fort intéressant sur le plan de la formation.

Les centres à alimenter par le transfert à partir du brise charge BC3 de la conduite Beni Behdel –Oran sont Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci. La description des paramètres et environnement de chaque centre permet une meilleure prise en charge des problèmes à résoudre et des objectifs à atteindre.

Toutes les informations recueillies ont été obtenues suite à de nombreuses visites au niveau de :

- La direction des ressources en eau de la wilaya de Tlemcen;
- Les subdivisions des ressources en eau;
- Les assemblées populaires communales;
- Algérienne des eaux ADE.

II.2. COMMUNE DE OULED MIMOUN

II.2.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Située sur l'axe des piémonts Nord de Tlemcen, la commune de Ouled Mimoun est délimitée :

- A l'ouest par la commune de oued lakhdar,
- A l'est par la commune de Aine Tellout,
- Au sud par la commune de Beni Smiel
- Au nord par les communes de Amieur et Sidi Abdelli.

La superficie totale de la commune est de 155 km² répartie comme suit :

- SAU = 5 934 Ha
- Forêt et maquis = 2 964 Ha
- Parcours et pacage = 320 Ha
- Terres improductives = 6 314 Ha

La commune de Ouled Mimoun jouit d'une position géostratégique forte intéressante pour de multiples raisons, notamment :

- La fertilité de son terroir agricole où le sol de la vallée de AIN ISSER et les eaux qui y déversent ont fait de cette commune un important pôle de production céréalière, fourrager et maraîcher, dont les produits sont d'une qualité saine très sollicitée. La vallée s'étend sur une longueur de 10 km et une largeur de 1 à 2,5 km, située entre les côtes 893 et 703 m.
- La configuration topographique, géologique et structurale offrant une alternance des formes de reliefs entre anticlinaux et synclinaux font de commune un endroit parfaitement protégé contre les vents dominant particulièrement ceux du Grand Sud à effets néfastes sur l'activité agricole.
- La présence des couloirs de transhumance entre le Sud à vocation pastorale et le Nord à production céréalière, constituant ainsi une complémentarité nécessaire pour la survie des populations nomades et leurs troupeaux d'ovin à forte valeur marchande ;

- Un axe de communication horizontale mettant en relation les grandes plaines du Tell (Sidi bel Abbés, la Mina, Mascara, Sig,..) avec la zone frontalière par l'intermédiaire de la RN7 et la voie de chemin de fer.

Ainsi, l'espace communal de Ouled Mimoun, occupe une place privilégiée dans la partie occidentale de la wilaya de Tlemcen. Elle rassemble les éléments vitaux (eau et sol) et des infrastructures techniques (routes, rail et hydraulique) lui permettant s'ajoutant au savoir-faire de l'homme depuis les anciens temps. A ces atouts naturels et infrastructurels s'ajoute une bonne accessibilité offerte par les des axes de liaison dans les quatre directions.

C'est sans aucun doute cet ensemble d'éléments qui explique la présence de l'Homme depuis l'âge de la préhistoire à nos jours sans rupture et sans réduire ses capacités de régénération naturelle. Cette affluence des populations vers l'agglomération chef-lieu s'est accrue davantage, particulièrement celle en provenance des hautes plaines steppiques, en raison des vagues de sécheresses qui sévissent dans ces régions voisines [16].

II.2.2. LE RELIEF

Deux ensembles physiques distincts, l'une de l'autre caractérisent l'espace communal de Ouled Mimoun : une zone de montagne faisant partie de Monts de Tlemcen dépeuplée et à faible couverture forestière et une zone de plaine et de plateaux céréaliers s'étendant vers le Nord.

L'élément commun à ces deux domaines physique est la présence d'Oued ISSER, traversant la commune du Sud au Nord, en scindant l'agglomération chef-lieu en deux entités distinctes: le noyau colonial en superposition avec les vestiges de l'ancienne ville d'Altava à l'Est et le quartier populaire de Sidi Zouaoui à l'Ouest [16].

II.2.3. CLIMATOLOGIE

La situation de la station météorologique de Ouled Mimoun, prise comme référence est [10] :

Altitude : 705 m

Longitude : 1°28

Latitude : 34°55

II.2.3.1. Les précipitations

La moyenne pluviométrique annuelle est de 642.7 mm/an.

L'évolution des précipitations moyennes mensuelles de l'année 2012-2013 sont représenté dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 : Evolution des précipitations moyennes mensuelles (2012-2013) (source DHW Tlemcen).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	TOTAL
Pluie (mm)	8,7	54,4	144,6	19,9	148,2	50,6	77,4	82,8	39,1	0	1	16	642,7

La figure II.1 illustre l'évolution temporelle des précipitations :

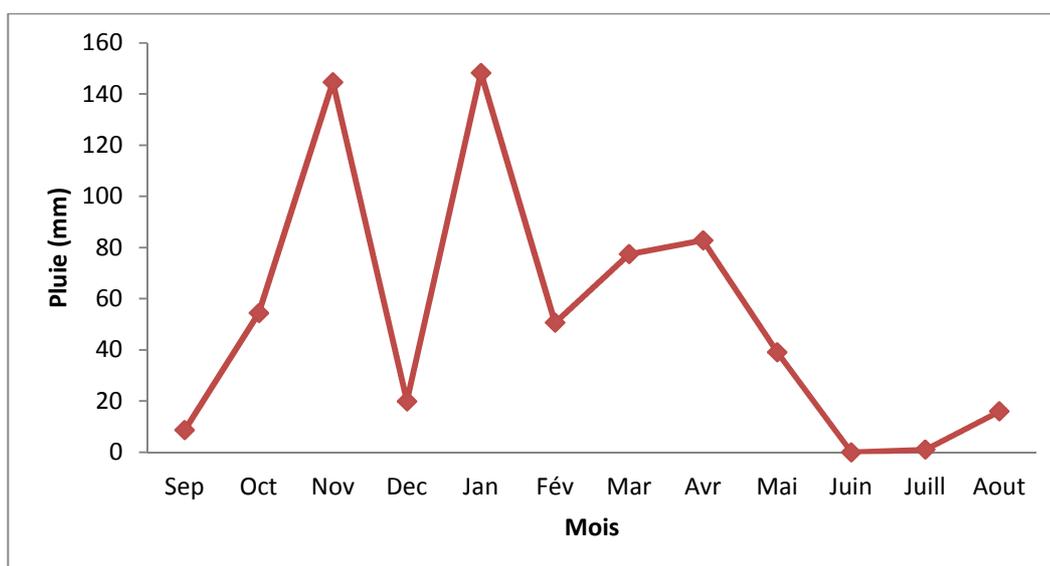


Figure II.1: Evolution des précipitations moyennes mensuelles (2012-2013).

L'évolution des moyennes des précipitations mensuelles montre que le mois de Janvier est le mois le plus humide. Le mois le plus sec est Juin.

Le climat de la commune de Ouled Mimoun est identique à celui qui règne sur les Monts de Tlemcen en général. Il est caractérisé par deux (2) saisons contrastées. La première s'étendant d'Octobre à Mai, elle est humide fraîche et concentre la majorité des précipitations de l'année.

La seconde s'étend de Mai à Septembre ; elle est sèche et chaude.

Les précipitations moyennes sont évaluées à 642.7 mm/an avec deux régimes différents.

La neige est fréquente sur les hauteurs (**source DHW Tlemcen**).

II.2.3.2. Les Températures

Les données des températures mensuelles moyennes de l'année 2012-2013 sont représentées dans le tableau II.2 :

Tableau II.2: Températures mensuelles moyennes (2012-2013) [16].

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Max	29,7	24,1	22,7	14,8	14,3	14,7	17,5	19,8	22,8	28,2	32,8	32,4	22,8
Min	13,5	9,8	10,7	3,8	2,9	3,3	4,9	6,6	9,0	12,4	15,2	16,0	9,0
Moy	21,6	16,9	16,7	9,3	8,6	9,0	11,2	13,2	15,9	20,3	24	24,2	15,9

La température annuelle moyenne enregistrée au niveau de la région est de 22,8 °C ; avec un minima de 2,9 °C en mois de Janvier et un maxima de 32,8 °C en mois de juillet [16].

II.2.4. DEMOGRAPHIE

D'après les données fournis par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya de Tlemcen, conformément à l'année de recensement 2008, le taux

d'accroissement de Ouled Mimoun est pris 1,5%, Selon le RGPH effectué en 2008, la commune de Ouled Mimoun est constituée des domaines suivants :

- ❖ L'ACL : 25 414 habitants.
- ❖ A.S. : 557 habitants.
- ❖ Zone éparses : 428 habitants.
- ❖ Total commune : 26 389 habitants [16].

En considérant ce taux d'accroissement, le tableau II.4 donne la population pour l'an 2013.

Tableau II.3: Evolution de la Population de Ouled Mimoun l'an 2008 et 2013 [16].

Nombre d'habitant 2008 (référence)	Taux d'accroissement %	Nombre d'habitant 2013 (actuel)
26 389	1,5%	28 428,45

II.2.5. RESSOURCES EN EAU

L'alimentation en eau potable de Ouled Mimoune se fait par trois réservoirs. Chacun de ces derniers est implantés dans des côtes considérablement élevés et au milieu de l'agglomération bénéficière.

Le premier réservoir est de 1 000 m³ alimenté par deux forages Ouallout I et Ouallout II. Le deuxième de 2 000 m³ alimenté par le forage Belmaddah , le troisième réservoir de 3 000 m³ alimenté par la station de pompage du forage Tahmoumin et une source de Ain Bent Soltane (**Source ADE**).

II.2.6. RESEAU D'AEP

Un réseau de 3 200 ml de conduites, tout diamètre confondu, assurant la desserte de l'eau potable à l'ensemble de la commune. Notons que, le centre rural de Tahmoumine est alimenté à partir du réservoir R₁ de Sidi Zouaoui, alors que le centre de Sidi Soufi est raccordé directement à partir d'un piquage sur le réseau de la ville [16] (Source ADE).

- Le taux de branchement au réseau d'AEP est de 95 % ;
- Le volume consommé est évalué à 1 300 m³/j ;
- Les besoins en eau théorique de 3 400 m³/j ;
- Taux de satisfaction : 40 %.

Ainsi, le problème d'alimentation en eau potable se pose essentiellement pour le quartier de Sidi Zouaoui, où l'on enregistre une mauvaise conception du réseau, et sous dimensionnement des conduites en raison de la nature de l'urbanisation spontanée et précaire.

Le réseau d'alimentation en eau potable de la ville est subdivisé en plusieurs étages en raison des différentes contraintes topographiques.

Les réseaux se caractérisent par :

- La défektivité.
- Les piquages et les branchements illicites.
- L'insuffisance du débit.
- La ramification non réfléchie des réseaux notamment au niveau du quartier de Sidi Zouaoui.

II.3. COMMUNE DE SIDI ABDELLI

II.3.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de Sidi Abdelli est située au Nord –Est de la wilaya de Tlemcen, entre les monts de Tlemcen et les monts de Traras. Elle est rattachée à la Daïra de Bensekrane.

Le chef-lieu de la commune est situé à 33Km du chef-lieu de la wilaya de Tlemcen, à une altitude de 467m. Elle est limitée au Nord, Par la commune d'Aghlal (wilaya d'Ain Témouchent), à l'Ouest par les communes de Bensekrane et Amieur, au Sud par les communes d'Ain fezza et Ouled Mimoun et à l'Est : par les communes d'Ain Nehala, Ain Tellout et Aoubellil.

La commune s'étend sur une superficie de 227,01 km², soit 2,51% de la superficie de la wilaya, elle totalise un volume de population de 18 222 habitants selon le (RGPH 2008), soit une densité humaine de 80 hab / km² [17].

II.3.2. RELIEF

La commune de Sidi Abdelli est caractérisée par un relief peu chahuté, et d'une altitude moyenne de 436 mètres. Elle présente, dans sa partie occidentale, une chaîne montagneuse composée de djebel Rocher, djebel Zeroual, djebel Errmaili, djebel Ouakrif, et au Sud, djebel el Matmor, el Abiod dont l'altitude varie entre 684 et 940 mètres.

La plus grande partie du périmètre est constitué par les plateaux de Sidi Abdelli, et le massif montagneux jurassique de Djebel Ramlya au Sud. Ce périmètre est limité par les DjBELS Daha Mendjel et le portement triasique d'AinTellout, et à l'Est par l'Oued Isser et les bombements mixémiques qui affleurent de part et d'autre de cet Oued.

Ces terrains qui s'étirent régulièrement vers le Nord, en pente douce, profondément découpés par des Oueds à la morphologie variée, dégagent de nombreuses échappées visuelles. Les sillons d'érosion empruntés par les Oueds, découpent la région en espaces différenciés [17].

II.3.3. CLIMATOLOGIE

Le climat de la région est de type méditerranéen. Il est caractérisé par des étages bioclimatiques semi-arides, avec un hiver rude et un été sec et chaud [17].

II.3.3.1. Les précipitations

Les précipitations de Sidi Abdelli sont les même que de Ouled Mimoun car ils sont dans la même région.

II.3.3.2. Les températures

Les données de température fournies par le site de l'ONM pour l'Algérie, expriment une moyenne annuelle de 17,3 °C. La température maximale atteint 24,6°C au mois de Juillet, puis commence à baisser à partir du mois de Septembre pour atteindre la température de 9,7°C en Janvier [17].

II.3.4. DEMOGRAPHIE

Le tableau II.4 donne l'évolution de la population pour la période 2008-2013 :

Tableau II.4: Evolution de la Population de Sidi Abdelli l'an 2008 et 2013 [16].

Nombre d'habitant 2008 (référence)	Taux d'accroissement %	Nombre d'habitant 2013 (actuel)
9 495	1,4%	10 178,52

II.3.5. RESSOURCES EN EAU

L'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Abdelli se fait par deux réservoirs. Le premier réservoir est de 2 000 m³ et le deuxième de 1 000 m³ qui sont alimentés par un forage situé au Sud de la commune et d'un débit d'exploitation de 9 l/s [Source ADE].

II.3.6. RESEAU D'AEP

- Une conduite d'adduction par refoulement de diamètre Ø110 en PVC assure l'alimentation des ouvrages de stockage.
- Le réseau de distribution est alimenté à partir d'une conduite de distribution Ø160 PEHD et Ø110 en acier enrobée. Le réseau est de type ramifié.
- Linéaire de réseau d'AEP est de 6 200 ml.
- Le raccordement au réseau d'AEP pour l'ensemble de la commune a voisine un taux de 80% [17].

II.4. AGGLOMERATION DE SIDI SENOUCI

II.4.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Sidi Senouci est un village rattaché à la commune de Sidi Abdelli et située au Sud-Ouest de la commune de Sidi Abdelli qui se trouve sur le chemin de Willaya CW19.

Elle est limitée à l'Ouest par la commune de Amieur, à l'Est par Tasslit et allouia, au Nord par Sidi Abdelli et au Sud par la commune de Ouled Mimoun et Ain Fezza [Source APC de Sidi Abdelli].

II.4.2. LE RELIEF

Le centre de Sidi Senouci est caractérisée par un relief peu chahuté, et d'une altitude moyenne de 436 mètres. Elle présente, dans sa partie occidentale, une chaîne montagneuse composée de djebel Rocher, djebel Zeroual, djebel Errmaili, djebel Ouakrif, et au Sud, djebel el Matmor, el Abiod dont l'altitude varie entre 684 et 940 mètres.

La plus grande partie du périmètre est constituée par les plateaux de Sidi Abdelli, et le massif montagneux jurassique de Djebel Ramlya au Sud. Ce périmètre est limité par les Djebels Daha Mendjel et le portement triasique d'AinTellout, et à l'Est par l'Oued Isser et les bombements mixémiques qui affleurent de part et d'autre de cet Oued.

Ces terrains qui s'étirent régulièrement vers le Nord, en pente douce, profondément découpés par des Oueds à la morphologie variée, dégagent de nombreuses échappées visuelles. Les sillons d'érosion empruntés par les Oueds, découpent la région en espaces différenciés [17].

II.4.3. CLIMATOLOGIE

Le climat de la région est de type méditerranéen. Il est caractérisé par des étages bioclimatiques semi-arides, avec un hiver rude et un été sec et chaud [17].

II.4.3.1. Les précipitations

On a les mêmes précipitations que Ouled Mimoun et Sidi Abdelli.

II.4.4. LES TEMPERATURES

Les données de température fournies par le site de l'ONM pour l'Algérie, expriment une moyenne annuelle de 17,3 °C. La température maximale atteint 24,6°C au mois de Juillet, puis commence à baisser à partir du mois de Septembre pour atteindre la température de 9,7°C en Janvier [17].

II.4.5. DEMOGRAPHIE

En considérant ce taux d'accroissement, le tableau II.8 donne la population pour l'an 2013.

Tableau II.5: Evolution de la Population de Sidi Senouci l'an 2008 et 2013[16].

Nombre d'habitant 2008 (référence)	Taux d'accroissement %	Nombre d'habitant 2013 (actuel)
5 250	3 %	6 086,19

II.4.6. RESSOURCES EN EAU

L'alimentation en eau potable de Sidi Senouci se fait par un réservoir d'une capacité de 500 m³ qui est alimenté par deux forages F1 et F2 de débits respectifs de 4 l/s et 8 l/s [Source ADE].

II.4.7. RESEAU D'AEP

L'agglomération est dotée d'un réservoir de 500 m³, d'une conduite d'adduction par refoulement de diamètre Ø80 en fonte. Le réseau est de type ramifié [Subdivision de Oued Mimoun].

II.5. CAPACITE DE PRODUCTION

L'inventaire des ressources en eau des trois centres a été établie suite aux enquêtes menées auprès du service de production et d'exploitation de la localité (ADE , données achevées 2013). Le tableau II.6 résume le volume d'eau produit durant l'année 2013 par les différentes ressources disponibles.

Tableau II.6: Production journalière des différentes localités [Source ADE].

Localités	Ouled Mimoun	Sidi Abdelli	Sid Senouci
Productions (m ³ /j)	4 593	778	1 037

II.6. OUVRAGES DE STOCKAGE

L'inventaire des capacités de stockage existantes est issu des données de l'ADE de Tlemcen. Le tableau suivant présente ses capacités disponibles. Il faut savoir que nous avons regroupé à la fois les réservoirs qui sont en exploitation et ceux qui sont en construction ou en attente d'être réceptionnés.

Tableau II.7: Inventaire des ouvrages de stockage des centres [Source ADE].

N°	Désignation de l'ouvrage	Nombre	Capacité (m3)	Total (m3)
1	Ouled Mimoun	5	3 000	7 200
			1 000	
			2 000	
			2*600	
2	Sidi Abdelli	2	2 000	3 000
			1 000	
3	Sidi Senouci	1	500	500

II.7. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée de point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. D'améliorer le fonctionnement du système de distribution existant ainsi que sa sécurisation. Et de proposer un échéancier de programme de travaux pour les infrastructures de notre région d'étude jusqu'à l'horizon 2040.

Après la description des systèmes d'alimentation en eau des centres de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senoussi, on peut déterminer l'approvisionnement des principaux abonnés (domestique, collectif et industriel), ainsi on détaillera les principaux paramètres de consommation (dotation, taux de branchement et rendement). En plus de l'estimation des besoins futurs en eau, ceci nous permettra de quantifier le déficit existant actuel et futur, enfin nous pouvons estimer les débits correspondant pour combler ces déficits.

III.1. OBJECTIFS

Les ressources en eau des centres éparses sont souvent limitées de point de vue capacités de production. Les besoins en eau, sans cesse croissants des différents secteurs, la croissance démographique importante induisent un déséquilibre flagrant entre les besoins et la ressource disponible. Les mobilisations supplémentaires locales ne résolvent souvent pas cette situation. Dans ces cas de figures, le recours aux transferts d'eau constitue une alternative incontournable.

Dans ce contexte, ce projet de fin d'études s'inscrit. Il s'agit du transfert des eaux vers les centres de Sidi Abdelli, Sidi Senouci et Ouled Mimoun nécessitant la mobilisation et l'affectation de ressources en eau supplémentaires pour faire face aux besoins actuels et futurs.

La mise en service de la station de dessalement de Souk Telata a permis le raccordement de cette ressource sur la conduite Beni Behdel_ Oran au niveau du BC1 situé à Beni Mester. Cette dotation supplémentaire, en transitant par le système aboutit au niveau du BC3 situé près de la localité de Sidi Abdelli. Cet appoint peut donc servir à alimenter les centres avoisinants à savoir :

- Sidi Abdelli
- Ouled Mimoun
- Sidi Senouci, par transfert.

Ce schéma, trop complexe (Mixte : gravitaire-refoulement) avec des ouvrages interactifs sur le plan piézométrique nécessite une étude générale et approfondie et constitue en finalité un cas d'étude fort intéressant sur le plan de la formation.

III.2. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE

La commune de Ouled Mimoun représente 2,75% de la population totale de la wilaya, Sidi Abdelli représente 1,9% et Sidi Senouci représente 0,53% de la population totale de la wilaya.

L'une des principales caractéristiques de l'évolution des centres à travers le recensement est son rythme d'accroissement démographique. En effet Ouled Mimoun comptait une population de l'ordre de 20 498 habitants en 1987 et de 24 284 habitants en 1998 (soit un taux d'accroissement de 1,5%), Sidi Abdelli comptait une population de 7 213 habitants en 1987 et 8 464 habitants en 1988 avec un taux d'accroissement de 1,4% et Sidi Senouci comptait une population de 3 422 habitants en 1987 et 4 786 habitants en 1998 avec un taux d'accroissement de 3% [16] [08].

Ceci correspond à un rythme d'accroissement démographique moyen de 1,96 %.

La figure III.1 donne pour les centres, objets de l'étude les densités des populations par commune :

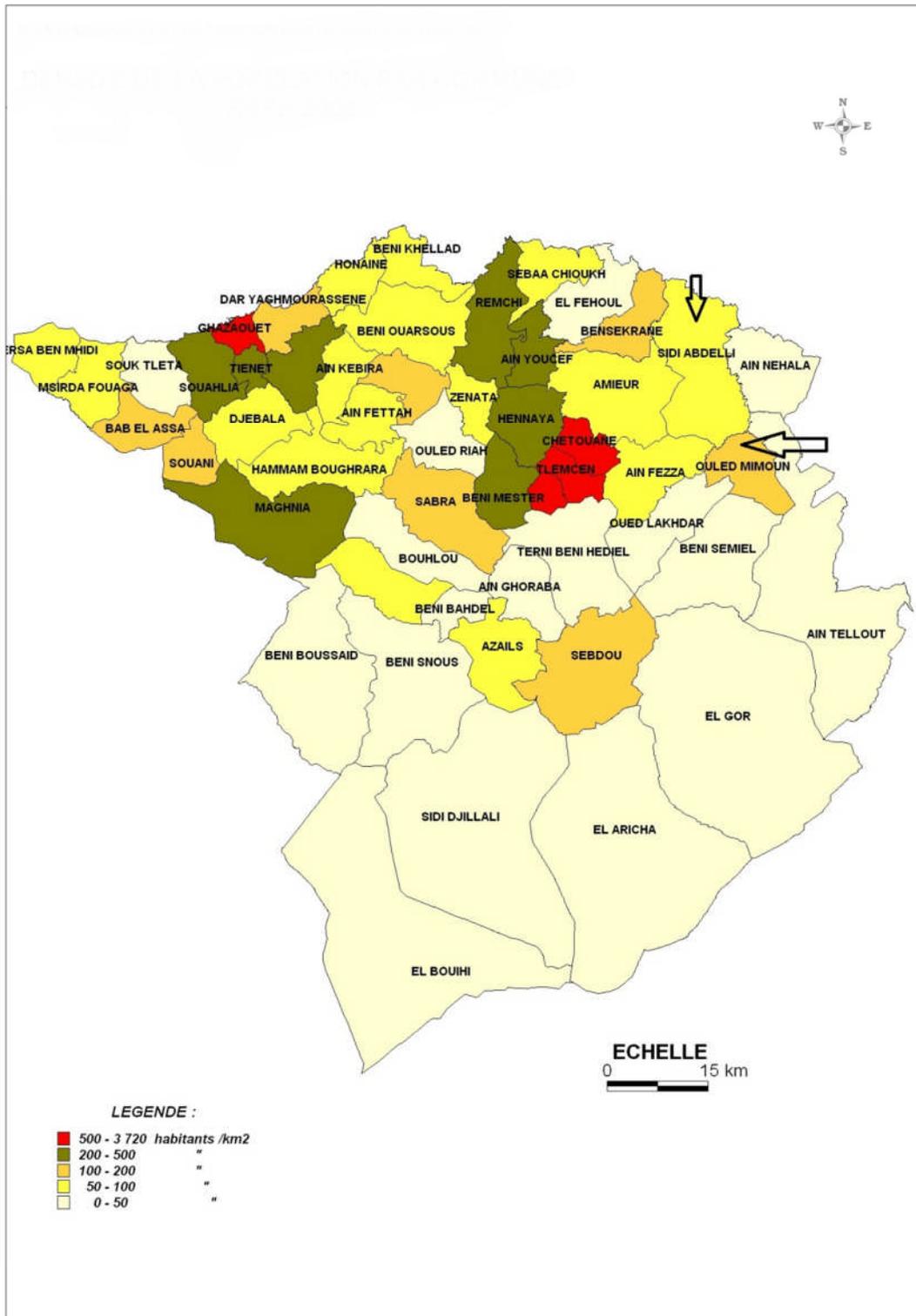


Figure III.1 : Densité de la population par commune RGPH 2008 (Source CTH)

La prolongation des tendances démographiques observées durant la dernière décennie, signifie que la population du groupement va croître avec le même rythme sans qu'il y ait de phénomène démographique majeur ni d'actions visant à maîtriser son accroissement [08].

Lors de notre présence sur les lieux, nous avons remarqué que chaque agglomération suit une extension. Pour l'estimation de la population future nous avons appliqué la relation des accroissements finis :

$$P_F = P_0 (1 + \alpha)^N \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Avec :

P_F = Population future

P_0 = Population initiale

α = Taux d'accroissement

N = Nombres d'années d'évaluation.

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation de la population des agglomérations concernés pour les horizons 2014, 2015, 2025, 2030 et 2040.

Tableau III.1: Perspectives d'évolution de la population des centres [16].

Communes	TA(%)	Echéances							
		2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	1,5	26 389	28 428	28 855	29 288	31 551	33 990	36 616	42 495
Sidi Abdelli	1,4	9 495	10 179	10 321	10 466	11 219	12 027	12 892	14 815
Sidi Senouci	3	5 250	6 086	6 269	6 457	7 485	8 677	10 060	13 519
Total commune	/	41 134	44 693	45 445	46 210	50 255	54 694	59 568	70 829

La figure III.2 illustre l'évolution de la population des centres :

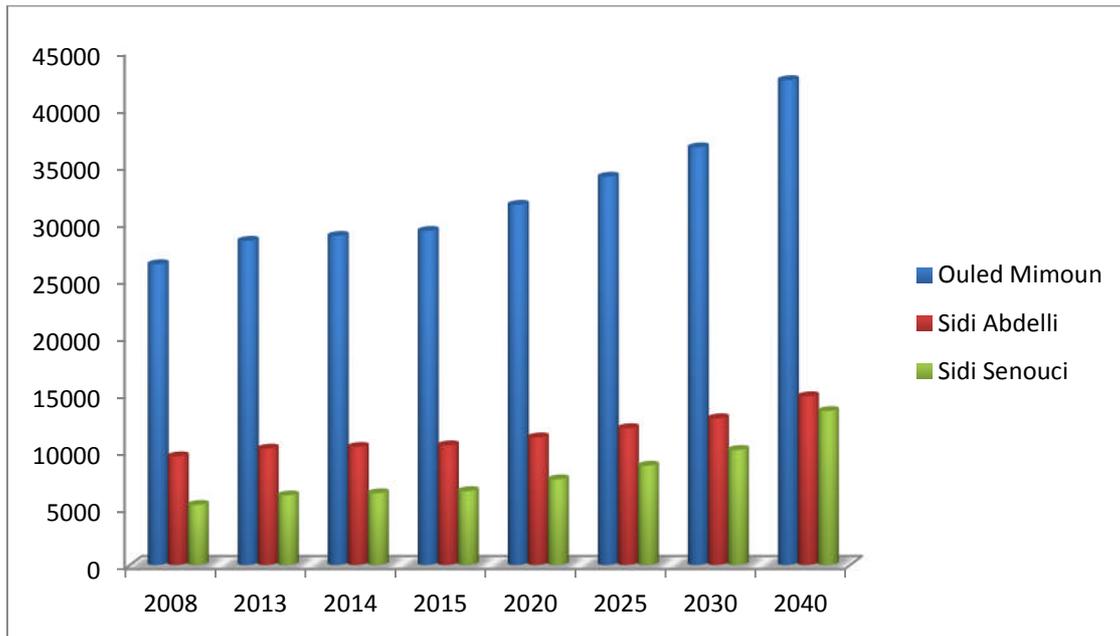


Figure III.2 : Evolution de la population des centres.

La figure III.3 schématise les taux d'accroissement des zones de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci (**Source CTH**) :

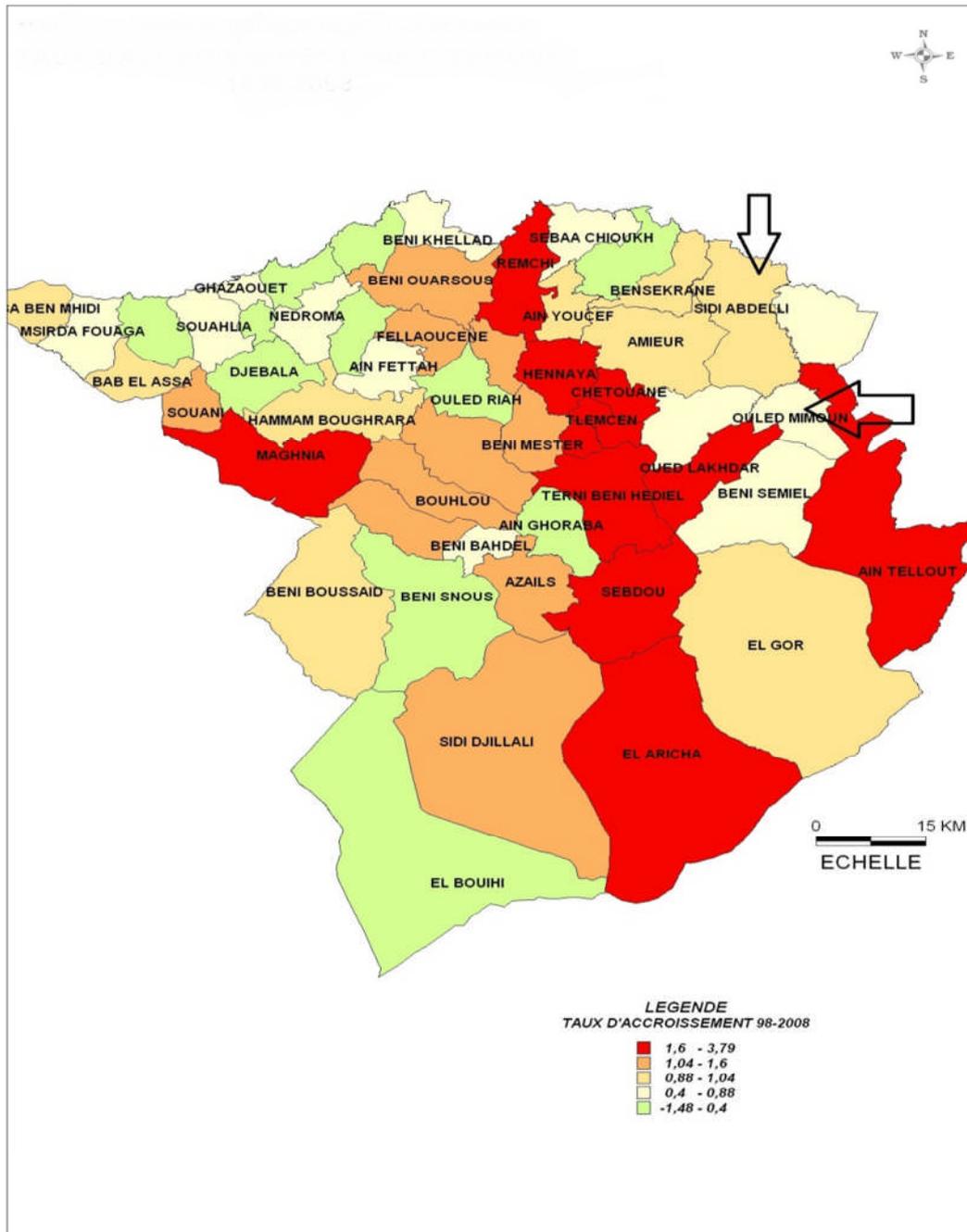


Figure III.3 : Taux d'accroissement par commune 1998-2008 (Source CTH).

III.3. BESOINS EN EAU

III.3.1. DOTATIONS UNITAIRES, TAUX DE BRANCHEMENT ET RENDEMENTS ACTUELS

L'évolution des dotations unitaires est basée sur l'exploitation des données de la production et de consommation par usage (ou par catégorie) enregistrées dans les différents centres.

Les principaux usages identifiés sont ; le domestique, l'équipement (commerçant et administrations) et l'industriel **[08]**.

III.3.1.1. Dotation domestique

La dotation domestique concerne la consommation des abonnés domestiques (ménages) disposant de compteur ou évaluée au forfait. La dotation domestique ; enregistrée en 2013, est de 122 L/J/hab pour les centres (**Source ADE**).

III.3.1.2. Dotation des équipements

La dotation collective concerne la consommation des installations administratives et publiques (Ecoles, hôpitaux, casernes, municipalités...) et des logements non branchés et alimentés par bornes fontaines ou autres. La consommation collective, enregistrée en 2013 est de 151 758 m³/an pour l'administratif et 11 179 m³/an pour le commercial (**Source ADE**).

III.3.1.3. Consommation industrielle

La consommation industrielle enregistrée en 2013, est de 8 866 m³/an, c'est un volume faible car la majorité des industries disposent de leurs propres moyens d'alimentation en eau (forages, puits, etc...) (**Source ADE**).

III.3.1.4. Taux de branchement

Le taux de branchement est le rapport entre la population branchée au réseau d'alimentation en eau potable et la population totale. Le taux enregistré est de 95% au niveau des centres [16].

III.3.1.5. Rendement du réseau

Le rendement primaire du réseau est calculé sur la base du volume produit et du volume consommé. Le rendement enregistré au niveau des centres est de 40%, c'est un rendement faible, ceci s'explique par l'état vétuste du réseau et probablement à des anomalies de comptages et de gestion (**Source ADE**).

Tableau III.2 : Dotations unitaires, Taux de branchement et rendement actuel (**Source ADE**).

	Dotation domestique	Dotation des équipements	Consommation industriel	Taux de branchement	Rendement de réseau
Ouled Mimoun	122 l / j / hab	151 758 m ³ /an pour le collectif.	24,29 m ³ /j	95 %	40 %
		11 179 m ³ /an pour les administrations.			

Remarque : Pour les centres de Sidi Abdelli et Sidi Senouci , les déplacements effectués au niveau de l'APC de Sidi Abdelli n'ont pas permis d'avoir ces informations puisque la gestion des installations hydrauliques assurée par l'APC est exclusivement quantitative.

III.3.2. DOTATIONS UNITAIRES, TAUX DE BRANCHEMENT ET RENDEMENTS FUTURS

III.3.2.1. Dotations unitaires domestique, collectives et industrielles

La figure III.4 donne les pourcentages d'approvisionnement par catégorie d'utilisateur :

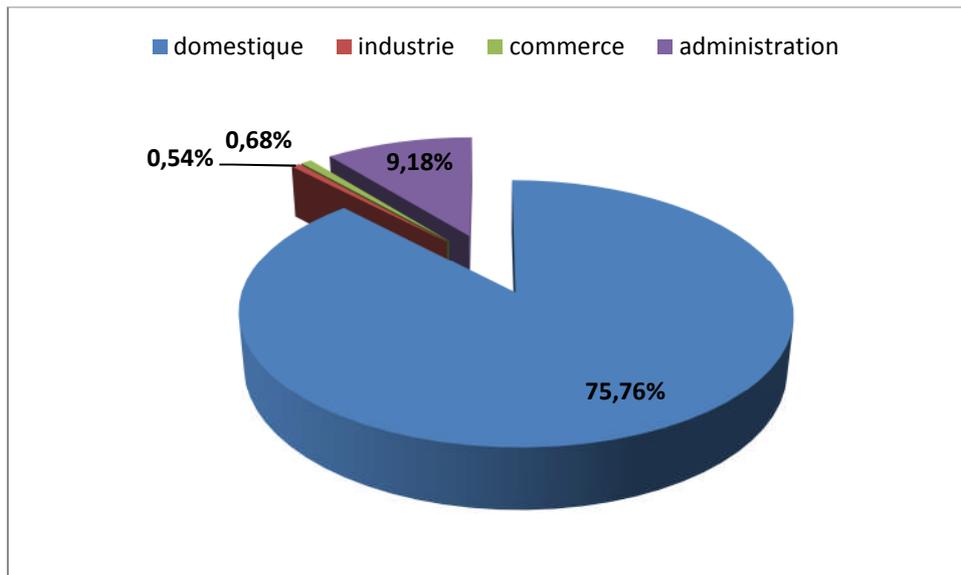


Figure III.4 : Part de l'approvisionnement en eau par catégories d'utilisateur pour l'année 2013 (Source ADE).

L'examen des dotations en eau antérieures montre que celle-ci sont largement inférieures aux normes internationales et aux valeurs couramment enregistrés dans des régions similaires d'Afrique du Nord. Cette situation s'explique par le déficit hydrique et le rationnement qui génère une restriction de la consommation en eau et une modification du comportement de l'abonné. Par conséquent les dotations unitaires calculées ci-dessus ne sont pas significatives et ne peuvent pas servir de base pour le calcul des besoins en eau futurs.

Rappelons que le Plan National de l'Eau (PNE 1997) prévoit des dotations unitaires moyennes allant de 150 à 250 l/j/hab. Ces dotations nous semblent surestimées par rapport aux réalités socio-économiques des centres ; et aux dotations enregistrées dans les autres pays d'Afrique du Nord (Maroc et Tunisie) [18].

Il est à noter que l'étude de la tarification de l'eau à usage domestique et industriel en Algérie réalisée par SOGREAH en 2002, pour le compte du Ministère des ressources en eau, dégage une dotation unitaire moyenne pour l'ensemble du pays de 100 L/j/hab.

Par ailleurs, l'analyse comparative des dotations en eau dans les pays du Maghreb mentionnée dans l'étude de réhabilitation du système d'AEP d'Alger, aboutit à des valeurs comprises entre 80 et 150 L/j/hab; pour un habitat de standing moyen [19].

Et comme on ne dispose pas de données fiables pour pouvoir établir des estimations crédibles des besoins et des consommations réelles au niveau des usages des centres, il a donc été judicieux de fixer une dotation domestique raisonnable à l'horizon 2040, qui est de l'ordre de 150 L/j/hab, et pour déterminer les besoins du collectif et de l'industrie, on se réfère au système de quotas mentionné plus haut.

III.3.2.2. Taux de branchement futur de la population

Le taux de branchement projeté est estimé en se référant aux taux enregistrés en 2008, avec un objectif d'atteindre 100% à l'horizon 2040 [08].

III.3.2.3. Rendement futures des réseaux

Le rendement projeté est déterminé en considérant les taux enregistrés en 2008, et en espérant atteindre l'objectif de 80 % à l'horizon 2040.

Cet objectif peut être atteint moyennant le développement d'une stratégie de rénovation des infrastructures et des programmes de recherche systématique des fuites dans les réseaux de distribution d'eau et l'encouragement de l'emploi de tuyaux fabriqués en matériaux permettant de limiter les fuites et les pertes (PEHD...) [08].

III.3.2.4. Coefficient de pointe journalier

Le débit de pointe journalier correspond aux besoins de la population pendant la journée la plus chargée de l'année, celui-ci est généralement enregistré durant les mois les plus chauds de l'année (Juin et Juillet pour Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci) [08].

En absence de mesures antérieures des volumes journaliers distribués au cours de ces mois, le coefficient de pointe journalière est évalué en se basant sur l'application de la formule suivante :

$$k_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

III.3.3. BESOINS EN EAU FUTURS

Les besoins futurs en eau sont évalués sur la base de l'évolution de la population future (tableau III.1) et des paramètres présentés ci-dessus. Il s'agit donc de déterminer en premier lieu les besoins futurs sans pertes (tableau III.3), et en second lieu ceux avec pertes (tableau III.4).

Les résultats du calcul des besoins en eau net (sans pertes) (tableau III.3), ont été obtenus en se basant sur [07] :

- ✓ Population 2008,
- ✓ Quotas de distribution,
- ✓ Coefficient de pointe,

Nous avons estimé les besoins en eau de la population en appliquant la dotation de 150 l/j/hab avec la formule suivante :

$$Q_{\text{moy}} = P. \text{ dotation} \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

Pour calculer les besoins max (Q_{max}) on doit calculer le coefficient de point K_p .

D'où

$$Q_{\text{max}} = K_p. Q_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

Tableau III.3: Besoins nets en eau (sans pertes) (m^3/j).

Horizons		2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	Besoins moy	3 958,3	4 264,27	4 328,23	4 393,15	4 732,68	5 098,44	5 492,46	6 374,2
	K _p	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,53	1,53
	Besoins MAX	6 094,8	6 559,65	6 656,82	6 755,43	7 271,00	7 826,16	8 423,97	9 760,9
Sidi Abdelli	Besoins moy	1 424,2	1 526,78	1 548,15	1 569,83	1 682,84	1 803,98	1 933,84	2 222,2
	K _p	1,57	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,55
	Besoins MAX	2 230,7	2 387,85	2 420,60	2 453,79	2 626,81	2 812,15	3 010,70	3 451,2
Sidi Senouci	Besoins moy	787,50	912,93	940,32	968,53	1 122,79	1 301,62	1 508,93	2 027,8
	K _p	1,59	1,58	1,58	1,58	1,57	1,57	1,56	1,56
	Besoins MAX	1 251,4	1 444,93	1 487,14	1 530,59	1 767,95	2 042,62	2 360,51	3 154,4
TOTAL	Besoins moy	6170,1	6 703,97	6 816,70	6 931,51	7 538,30	8 204,03	8 935,24	10 624,4
	Besoins MAX	9576,9	10 392,44	10 564,55	10 739,82	11 665,76	12 680,93	13 795,18	16 366,6

Tableau III.4 : Besoins en eau (brutes) avec pertes (m^3/j).

Horizons		2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	Besoins moy	4 750,02	5 117,12	5 193,88	5 271,79	5 679,21	6 118,12	6 590,96	7 649,07
	K _p	1,54	1,53	1,53	1,53	1,53	1,53	1,53	1,53
	Besoins Max	7 297,33	7 854,52	7 970,99	8 089,20	8 707,22	9 372,73	10 089,39	11 692,26
Sidi Abdelli	Besoins moy	1 709,10	1 832,13	1 857,78	1 883,79	2 019,40	2 164,77	2 320,61	2 666,75
	K _p	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,55	1,55	1,55
	Besoins Max	2 667,00	2 855,21	2 894,43	2 934,20	3 141,45	3 363,48	3 601,35	4 129,22
Sidi Senouci	Besoins moy	945,00	1 095,51	1 128,38	1 162,23	1 347,34	1 561,94	1 810,72	2 433,45
	K _p	1,58	1,58	1,57	1,57	1,57	1,56	1,56	1,55
	Besoins Max	1 494,35	1 726,02	1 776,55	1 828,57	2 112,78	2 441,72	2 822,46	3 773,50
TOTAL	Besoins moy	7 404,12	8 044,77	8 180,04	8 317,81	9 045,96	9 844,84	10 722,28	12 749,27
	Besoins Max	11 458,69	12 435,74	12 641,97	12 851,97	13 961,45	15 177,92	16 513,20	19 594,99

Nous avons considéré un taux de fuite de 20% pour les centres.

Le tableau III.5 récapitule pour les 03 centres, les besoins en eau, les productions disponibles actuellement ainsi que les taux de satisfaction correspondants.

Tableau III.5 : Besoins en eau avec pertes comparés aux productions (m^3/j).

Horizons		2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	Besoins moy	4 750,02	5 117,12	5 193,88	5 271,79	5 679,21	6 118,12	6 590,96	7 649,07
	Besoins Max	7 297,33	7 854,52	7 970,99	8 089,20	8 707,22	9 372,73	10 089,39	11 692,26
	Production	4 593							
	T.S(%)	63	58,48	57,62	56,78	52,75	49	45,52	39,28
Sidi Abdelli	Besoin moy	1 709,10	1 832,13	1 857,78	1 883,79	2 019,40	2 164,77	2 320,61	2 666,75
	Besoin Max	2 667	2 855,21	2 894,43	2 934,20	3 141,45	3 363,48	3 601,35	4 129,22
	Production	778							
	T.S (%)	29,17	27,25	26,88	26,51	24,77	23,13	21,60	18,84
Sidi Senouci	Besoins moy	945,00	1 095,51	1 128,38	1 162,23	1 347,34	1 561,94	1 810,72	2 433,45
	Besoins Max	1 494,35	1 726,02	1 776,55	1 828,57	2 112,78	2 441,72	2 822,46	3 773,50
	Production	1 037							
	T.S (%)	69,39	60,08	58,37	56,71	49,08	42,47	36,74	27,48
TOTAL	Besoins moy	7 404,12	8 044,77	8 180,04	8 317,81	9 045,96	9 844,84	10 722,28	12 749,27
	Besoins MAX	11 458,69	12 435,74	12 641,97	12 851,97	13 961,45	15 177,92	16 513,20	19 594,99

Remarque : Sidi Abdelli est alimenté avec un seul forage d'un débit de 9 l/s. Ce débit est insuffisant. Pour satisfaire les besoins de ce centre, une alimentation provisoire est assurée par la vidange du BC3 avec un débit de 25 l/s.

Tenant compte de cette alimentation ($Q=25$ l/s), la production journalière pour ce centre devient $2\,938\ m^3/j$.

Le bilan hydrique pour le centre de Sidi Abdelli est illustré sur le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Bilan hydrique pour Sidi Abdelli.

Horizons	2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Besoins moy	3 280	3 516	3 565	3 615	3 875	4 154	4 454	5 118
Besoins Max	5 063	5 422	5 497	5 573	5 969	6 393	6847	7 856
Production	2 938							
T.S (%)	58	54	53	53	49	46	43	37
Déficit moy	342	578	627	677	937	1 216	1 516	2 180
Déficit max	2 125	2 484	2 559	2 635	3 031	3 455	3 909	4 918

III.4. BESOINS EN STOCKAGE ACTUELS ET FUTURS

Pour calculer les besoins en stockage, il est considéré des capacités de l'ordre de 50 % de la consommation maximale journalière.

Tableau III.7: Évolution de la capacité de stockage des centres en m³.

Communes	2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	3 000 1 000 2 000 2×600	4 000	4 000	4 100	4 500	4 700	5 100	5 900
Sidi Abdelli	1 000 2 000	1 500	1 500	1 500	1 600	1 700	1 800	2 100
Sidi Senouci	500	900	900	950	1 100	1 300	1 500	1 900
Total	/	6 400	6 400	6 550	7 200	7 700	8 400	9 900

III.5. BALANCE DEMANDE-BESOIN

III.5.1. RESSOURCES EN EAU

Le bilan hydraulique a été établi pour Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci ; en tenant compte de la production totale en eau actuelle et future de ces centres. Cette dernière regroupe tous les forages en exploitation.

III.5.2. BESOINS EN EAU

Les besoins en eau de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci par le projet ont été définis dans le chapitre précédent. Ces besoins ont été calculés à différentes échéances afin de connaître le déficit engendré par l'évolution de la consommation. Ainsi, nous pourrions déterminer le volume à mobiliser de ces centres, afin de combler ces déficits et d'atteindre l'adéquation Offre /Demande.

III.5.3. BILAN HYDRAULIQUE

Le bilan hydraulique est le déficit qui est la différence entre les besoins et la production, il est résumé dans le tableau III.8.

Tableau III.8 : Débits supplémentaires à mobiliser des centres en m³/j.

Horizons		2008	2013	2014	2015	2020	2025	2030	2040
Ouled Mimoun	Débit moyen	157,02	524,12	600,88	678,79	1 086,21	1 525,12	1 997,96	3 056,07
	Débit Max	2 704,33	3 261,52	3 377,99	3 496,2	4 114,22	4 779,73	5 496,39	7 099,26
Sidi Abdelli	Débit moyen	931,10	1 054,13	1 079,78	1 105,7	1 241,40	1 386,77	1 542,61	1 888,75
	Débit Max	1 889,00	2 077,21	2 116,43	2 156,2	2 363,45	2 585,48	2 823,35	3 351,22
Sidi Senouci	Débit moyen	-92,00	58,51	91,38	125,23	310,34	524,94	773,72	1 396,45
	Débit Max	457,35	689,02	739,55	791,57	1 075,78	1 404,72	1 785,46	2 736,50

La figure III.5, III.6 et III.7 récapitulent la balance Production-Besoin à différentes échéances ainsi que les déficits à combler.

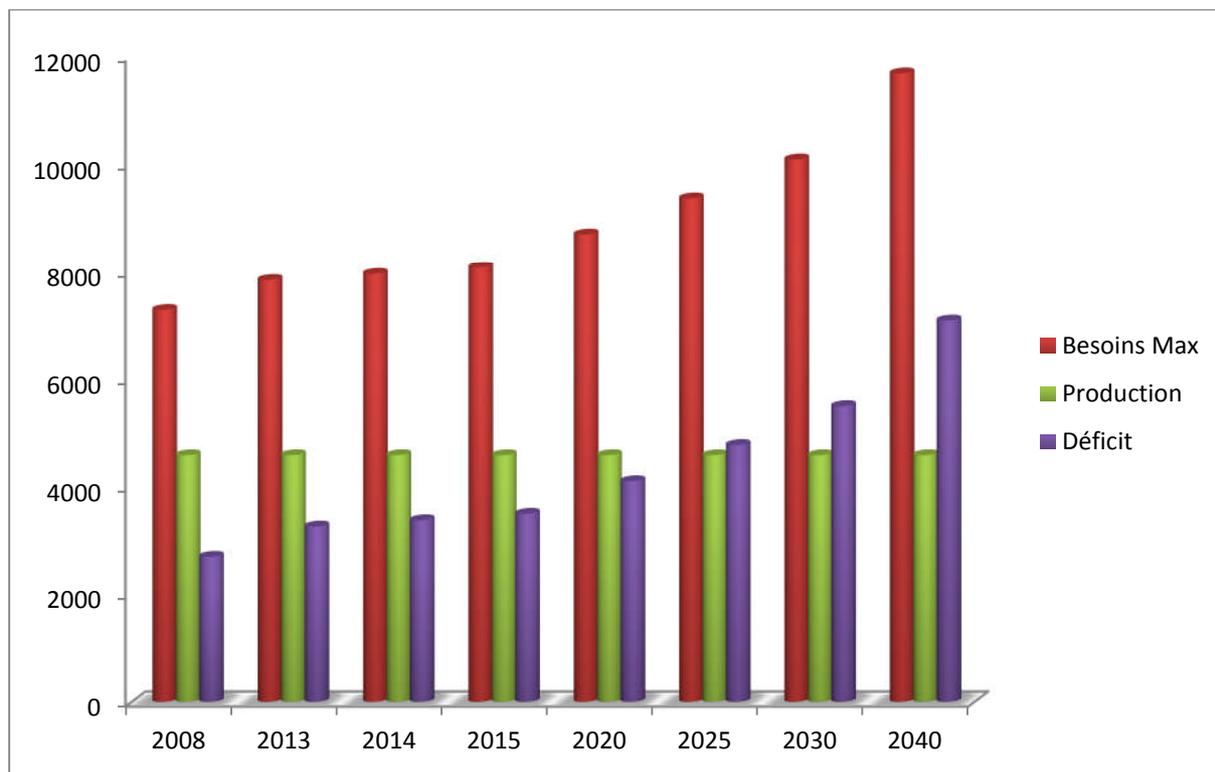


Figure III.5 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Ouled Mimoun.

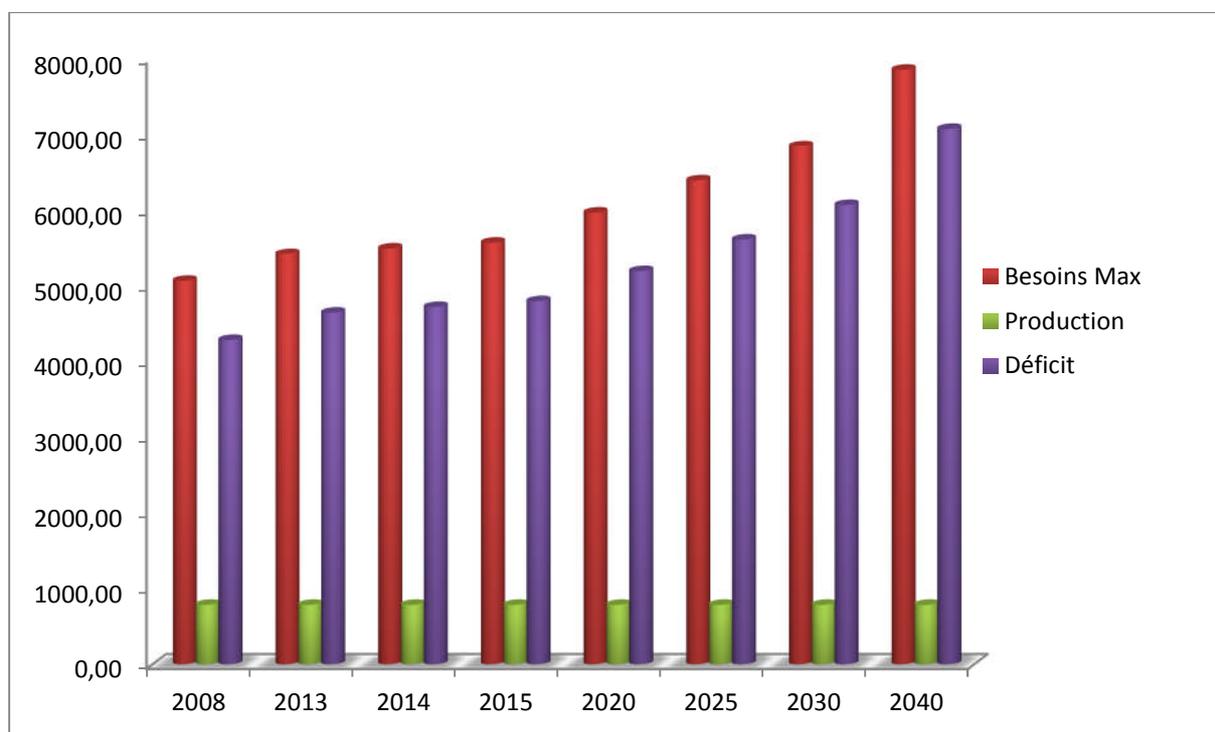


Figure III.6 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Sidi Abdelli.

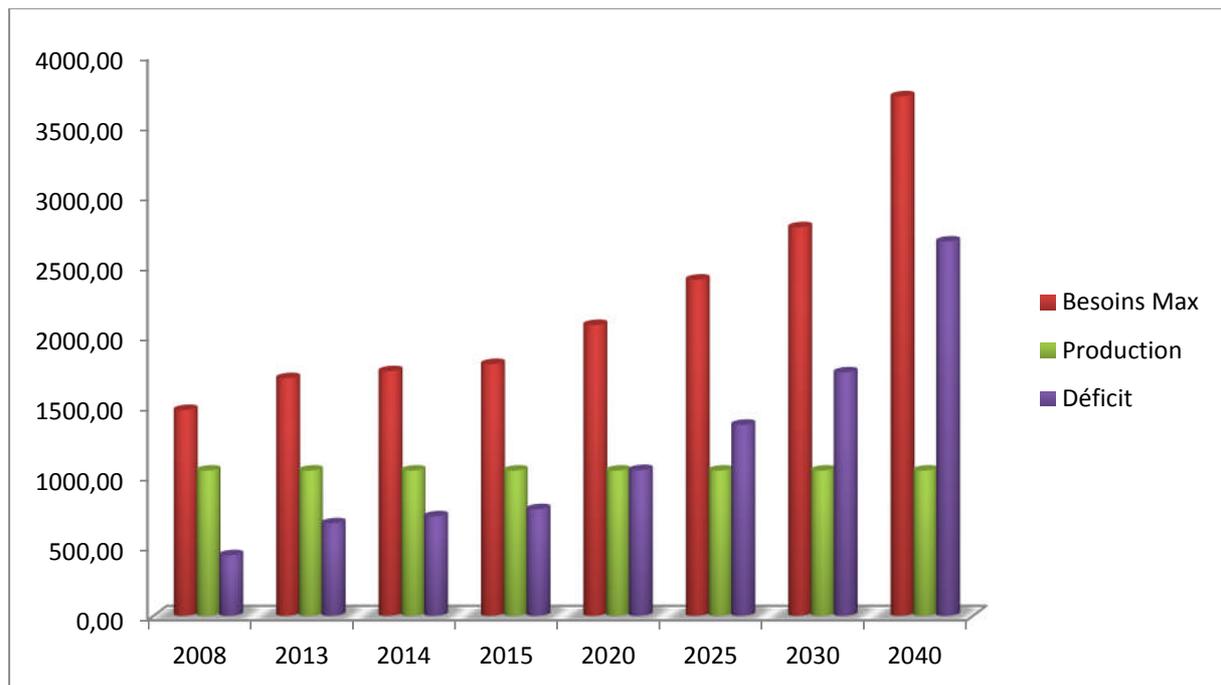


Figure III.7 : Histogramme d'évolution des besoins et la production de Sidi Senouci.

III.6. CONCLUSION

D'après la balance établie, on remarque qu'il y a un grand écart entre l'offre et la demande pour les centres, et le moindre que l'on puisse dire ; c'est que ces régions souffrent déjà et souffriront énormément du manque d'eau (même en atteignant un rendement de 80%), d'où la nécessité de rechercher et de mobiliser de nouvelles ressources pour atteindre l'adéquation Demande/Besoin.

La mobilisation des ressources locales ne constitue forcément pas, la solution idéale et ce vu les grands écarts qui seront enregistrés. Le transfert des eaux du brise charge BC3 peut constituer une solution adaptée pour combler ce déficit.

IV.1. SCHEMA DES ADDUCTIONS

Selon les données fournies par la direction des ressources en eau et le CTH Tlemcen, le transfert des eaux du BC3 vers Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci présente le schéma ci-dessous :

- Un tronçon commun gravitaire partant du BC3 vers un point de ramification d'un linéaire de 50 m.
- Une adduction gravitaire à partir du point de ramification vers Sidi Abdelli de longueur 1 860 m.
- A partir du même point de ramification, une conduite gravitaire véhicule les eaux de transfert jusqu'à la station de pompage SP1.
- De cette station les eaux sont refoulées vers Sidi Senouci sur une longueur de 6 600 m.
- A partir du réservoir Sidi Senouci, une adduction gravitaire fait aboutir les eaux vers la station SP2 sur une longueur de 2 731 m.
- Partant de la station SP2, les eaux sont refoulées vers Ouled Mimoun sur une longueur de 11 172 m.

IV.2. CALCULS HYDRAULIQUES

Pour les conduites à écoulement gravitaires ; le diamètre est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulières, doit être supérieure à la côte topographique de l'extrémité avale.

Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit ; plus les pertes de charge et l'énergie dépensée sont importantes. Le diamètre optimal du refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissement et d'exploitation des conduites et des stations de pompes.

Le dimensionnement (à priori) des diamètres des conduites est effectué par l'application des formules de Bress et Bonin.

IV.5. CALCUL DES DIAMETRES DES CONDUITES

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes [05]:

- **Formule de BRESS**

$$D = 1.5\sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

- **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots \dots \dots (IV.4)$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

S : Section de la conduite en m².

D : Diamètre de la conduite en m.

Le calcul de diamètre est consigné sur les tableaux IV.1 et IV.2. Ce calcul est effectué simultanément pour le débit moyen et le débit maximal de transfert.

Pour les conduites gravitaires, on utilise l'équation de continuité

$$Q = V .S$$

$S = Q / V$ On pose $V = 1 \text{ m/s}$; Valeur de la vitesse souvent recommandée

$$Q = \pi.D^2/4$$

$$D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi}}$$

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.1. Diamètres pour différents tronçons de l'adduction – $Q=Q_{\text{moy}}$

Tronçons gravitaires						
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (m)		D _{normalisé} (mm)	
BC3-point de ramification	0,072	1	0,302		350	
Point de ramification - Sidi Abdelli	0,021	1	0,163		200	
Point ramification – SP 1	0,052	1	0,257		300	
Sidi Senouci – SP 2	0,035	1	0,210		250	
Tronçons refoulement						
Tronçons	Q (m ³ /s)	D _{Bonin} (m)	D _{Bress} (m)	D _{moyens} (m)	D _{normalisé} (mm)	V (m/s)
SP 1 – Sidi Senouci	0,052	0,288	0,342	0,285	300	0,72
SP 2 – Ouled Mimoun	0,035	0,187	0,280	0,233	250	0,71

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.2. Diamètres pour différents tronçons de l'adduction – $Q=Q_{\text{max}}$

Tronçons gravitaires						
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (m)		D _{normalisé} (mm)	
BC3-point de ramification	0,1526	1	0,440		450	
Point de ramification - Sidi Abdelli	0,0389	1	0,222		250	
Point ramification – SP 1	0,1138	1	0,380		400	
Sidi Senouci – SP 2	0,082	1	0,323		350	
Tronçons refoulement						
Tronçons	Q (m ³ /s)	D _{Bonin} (m)	D _{Bress} (m)	D _{moyens} (m)	D _{normalisé} (mm)	V(m/s)
SP 1 – Sidi Senouci	0,1138	0,337	0,506	0,421	450	0,71
SP 2 – Ouled Mimoun	0,082	0,286	0,429	0,357	400	0,65

IV.6. CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires;
- Les pertes de charge singulières.

IV.6.1. PERTES DE CHARGES LINEAIRES

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

$$\Delta HL = J \cdot L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(IV. 5)}$$

Avec V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

g : la pesanteur $g=9.81 \text{ m}^2/\text{s}$

J : perte de charge unitaire.

L : longueur totale de la conduite (m).

λ : Coefficient de perte de charge donné par la formule de Karman Nikuradse (pour un régime turbulent rugueux).

$$\lambda = \left[\frac{1}{1,74 + 2 \log \left(\frac{D}{2K} \right)} \right]^2 \dots \dots \dots \text{(IV. 6)}$$

Avec D : diamètre de la canalisation en m.

K : coefficient de rugosité : on prend : $K= 1,5 \cdot 10^{-4}$

IV.6.2. PERTES DE CHARGE SINGULIERES

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires [07].

$$\Delta HS = 0,15 \cdot \Delta HL \dots \dots \dots \text{(IV. 7)}$$

IV.7. DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS GRAVITAIRES

Le dimensionnement des conduites du transfert sera effectué pour un débit de transfert $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$; les pics de consommation seront assurés par les ouvrages de stockage et de régulation à prévoir en tête des réseaux.

Toutefois les conduites dimensionnées seront vérifiées pour $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$, au cas où dans le future d'autres sources d'eau seront injectées dans le transfert.

IV.7.1. TRONÇON BC3 –POINT DE RAMIFICATION

Le calcul hydraulique de ce tronçon est consigné sur les tableaux IV.3 et IV.4 et ce pour les deux cas de débit ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$) pour que le diamètre à retenir sera le premier ($Q_{\text{moy}} - \text{Production}$) avec vérification des conditions hydrauliques pour le second débit ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.3 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon BC3-Point de ramification

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
BC3-PR	0,072	350	1	50	0,016	0,117	0,0176	0,135	298,785	297,89	0,895

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.4 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon BC3-Point de ramification

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
BC3-PR	0,1526	450	1	50	0,015	0,086	0,0129	0,099	298,821	297,89	0,931
Vérification	0,1526	350	1	50	0,016	0,117	0,0176	0,135	298,785	297,89	0,895

La figure IV.1 récapitule le schéma global du tronçon BC3 – point de ramification.

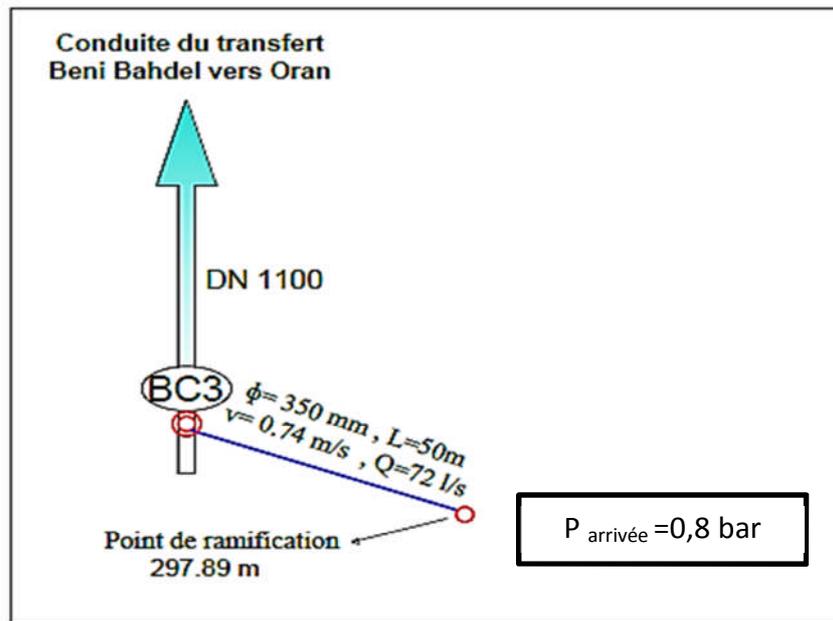


Figure IV.1 : Schéma global – Tronçon BC3 – point de ramification.

IV.7.2. TRONÇON POINT DE RAMIFICATION – SIDI ABDELLI

De la même manière, les calculs hydrauliques du tronçon point de ramification – Sidi Abdelli sont récapitulés sur les tableaux IV.5 et IV.6.

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.5 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification - Sidi Abdelli

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivée (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
PR-Sidi Abdelli	0,021	200	1	1 860	0,018	8,68	1,30	9,98	288,805	262,71	26,095

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.6 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification - Sidi Abdelli

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH _L (m)	ΔH _S (m)	ΔH _T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
PR-Sidi Abdelli	0,0389	250	1	1 860	0,017	6,59	0,98	7,58	291,205	262,71	28,495
Vérification	0,0389	200	1	1 860	0,018	8,68	1,30	9,98	288,805	262,71	26,095

La figure IV.2 schématise le tronçon de continuation du transfert depuis le point de ramification jusqu'à Sidi Abdelli.

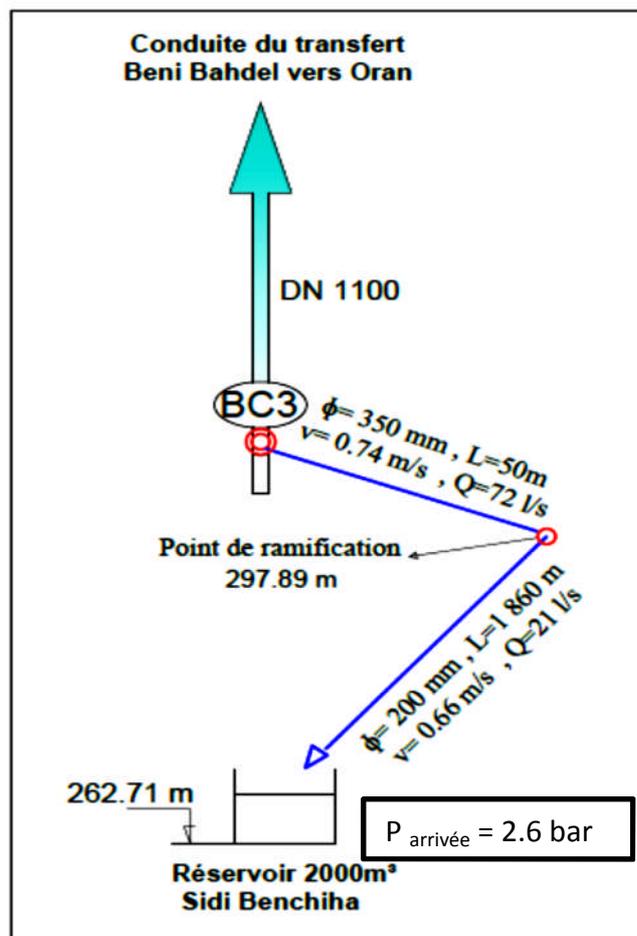


Figure IV.2 : Schéma global – Tronçon point de ramification – Sidi Abdelli.

IV.7.3. TRONÇON POINT DE RAMIFICATION – SP1

Pour ce tronçon, les tableaux IV.7 et IV.8 donnent l'ensemble des calculs hydrauliques pour les deux cas de débit de transfert.

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification - SP1

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Point de ramification - SP1	0,052	300	1	750	0,0166	2,126	0,319	2,446	296,339	282	14,339

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.8 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Point de ramification – SP 1

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Point de ramification - SP1	0,1138	400	1	750	0,0156	1,497	0,22	1,72	297,101	282	15,101
Vérification	0,1138	300	1	750	0,0166	2,126	0,319	2,446	296,339	282	14,339

IV.7.4. TRONÇON RESERVOIR SIDI SENOUCI – SP2

D'une manière similaire, les calculs pour ce tronçon sont résumé sur les tableaux IV.9 et IV.10.

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.9 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Sidi Senouci – SP 2

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH _L (m)	ΔH _S (m)	ΔH _T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Réservoir SS –SP2	0,035	250	1	2 731,2	0,017	9,68	1,45	11,14	377,86	364	13,86

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.10 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon Sidi Senouci – SP 2

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH _L (m)	ΔH _S (m)	ΔH _T (m)	Pression de départ (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Réservoir SS – SP2	0,082	350	1	2 731,2	0,0161	6,41	0,96	7,37	389	364	17,63
Vérification1	0,082	250	1	2 731,2	0,017	9,68	1,45	11,14	389	364	13,86

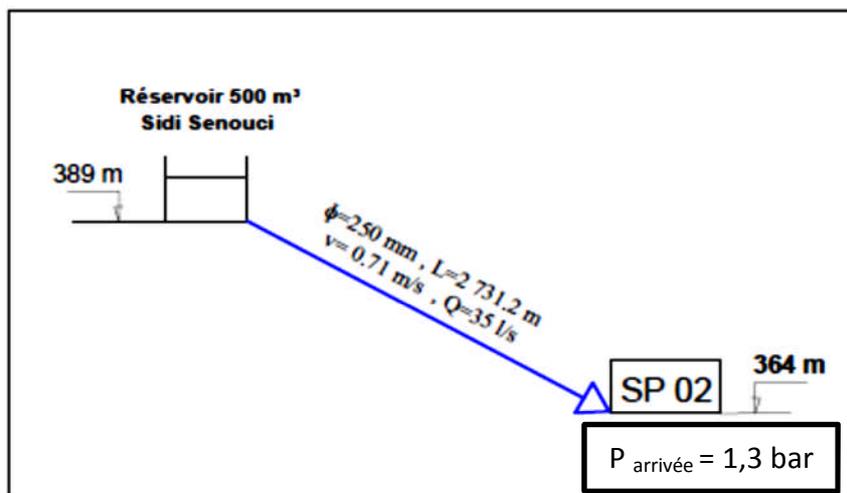


Figure IV.3 : Schéma global – Tronçon réservoir Sidi Senouci – SP 2.

IV.8. DIMENSIONNEMENT DES TRONÇONS REFOULEMENT

IV.8.1. TRONÇON SP 1 – SIDI SENOUCI

Les calculs hydrauliques sont engagés dans une 1^{ère} phase pour le cas de considération des besoins moyens.

IV.8.1.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.11 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon SP1 – Sidi Senouci

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
SP1 - Sidi Senouci	0,052	300	0,74	6 600	0,016	10,12	1,51	11,64	284,699	389	-104,301

a) Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

H_g : la hauteur géométrique en (m) ;

ΔH_t : la perte de charge totale en (m).

Tableau IV. 12 : Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres - Tronçon SPI - Sidi Senouci

$$(Q_{transfert} = Q_{moy} - Production).$$

diamètres (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	Re.10 ⁵	λ	j (m/m)	L (m)	J (m)	ΔHt =1,15.J (m)	Hg (m)	HMT (m)
150	0,052	2,94	4,416135881	0,0196	0,0578	6 600	381,51	438,74	107	545,74
200	0,052	1,65	3,312101911	0,0183	0,0128	6 600	84,51	97,19	107	204,19
250	0,052	1,05	2,649681529	0,0173	0,0039	6 600	26,29	30,24	107	137,24
300	0,052	0,73	2,208067941	0,0166	0,0015	6 600	10,13	11,66	107	118,66
400	0,052	0,41	1,656050955	0,0156	0,0003	6 600	2,25	2,59	107	109,59
500	0,052	0,26	1,324840764	0,0149	0,0001	6 600	0,70	0,81	107	107,81
600	0,052	0,18	1,10403397	0,0143	4,133E-05	6 600	0,27	0,31	107	107,31

b) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante [07]:

$$F_{amor} = P_c . A \dots \dots \dots (IV. 9)$$

P_c : le prix de la conduite en (DA) ;

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \right) . 100 \dots \dots \dots (IV. 10)$$

Avec :

i : le taux d'annuité annuel, i = 10 % ;

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

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left(\frac{0,1}{(0,1 + 1)^{30} - 1} + 0,1 \right) . 100 = 10,60 \%$$

ii. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe en (KW), définie comme suit:

$$P_{\text{abs}} = \frac{g \cdot \text{HMT} \cdot Q}{\eta} \dots \dots \dots \text{(IV. 13)} ;$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=80\%$) ;

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

g : la force de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;

HMT : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce) ;

Tableau VI.14: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SP 1 - Sidi Senouci ($t = 12h$)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/ kwh)	F _{ex} (DA)
150	347,9916478	1 524 203,417	4,5	6 858 915,38
200	130,2026484	570 287,5999	4,5	2 566 294,2
250	87,51118741	383 299,0009	4,5	1724 845,504
300	75,66394963	331 408,0994	4,5	1 491 336,447
400	69,88436692	306 093,5271	4,5	1 377 420,872
500	68,74573194	301 106,3059	4,5	1 354 978,377
600	68,42857747	299 717,1693	4,5	1 348 727,262

Tableau VI.15: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SP1- Sidi Senouci ($t=12h$)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
150	2 517 090,84	6 858 915,38	9 376 006,22
200	3 369 329,57	2 566 294,2	5 935 623,77
250	4 608 265,2	1 724 845,504	6 333 110,70
300	6 634 322,541	1 491 336,447	8 125 658,988
400	9 951 586,13	1 377 420,872	11 329 007
500	14 200 438,8	1 354 978,377	15 555 417,18
600	21 721 194,8	1 348 727,262	23 069 922,06

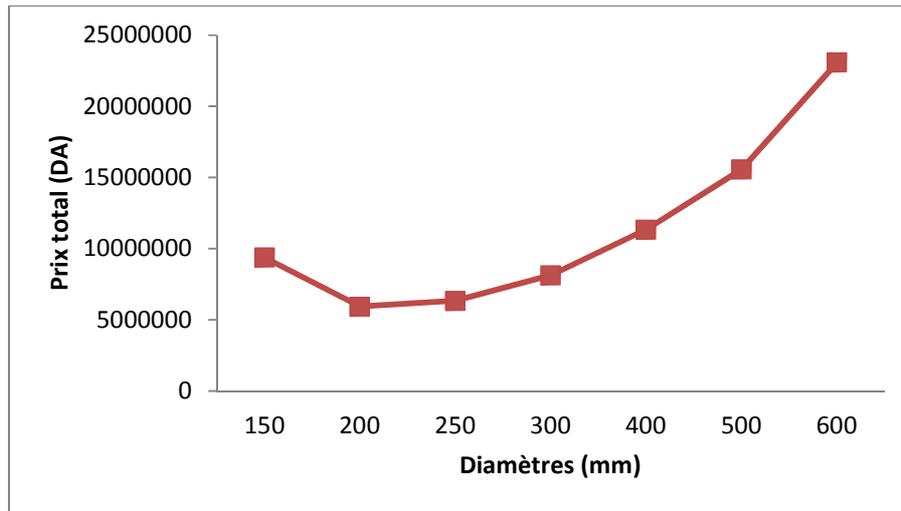


Figure IV.4 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP1- Sidi Senouci (t=12h)

$$(Q_{transfert} = Q_{moy} - Production).$$

• 2^{ème} cas : t= 24 h

Tableau VI.16: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SP1 - Sidi Senouci (t=24h)

$$(Q_{transfert} = Q_{moy} - Production).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F _{ex} (DA)
150	347,9916478	3048406,835	4,50	13 717 830,76
200	130,2026484	1140575,2	4,5	5 132 588,399
250	87,51118741	766598,0017	4,5	3 449 691,008
300	75,66394963	662816,1988	4,5	2 982 672,895
400	69,88436692	612187,0542	4,5	2 754 841,744
500	68,74573194	602212,6118	4,5	2 709 956,753
600	68,42857747	599434,3386	4,5	2 697 454,524

Tableau VI.17: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SP1- Sidi Senouci (t=24h)

$$(Q_{transfert} = Q_{moy} - Production).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
150	2 517 090,84	13 717 830,76	16 234 921,60
200	3 369 329,57	5 132 588,399	8 501 917,97
250	4 608 265,2	3 449 691,008	8 057 956,21
300	6 634 322,541	2 982 672,895	9 616 995,436
400	9 951 586,13	2 754 841,744	12 706 427,87
500	14 200 438,8	2 709 956,753	16 910 395,55
600	21 721 194,8	2 697 454,524	24 418 649,32

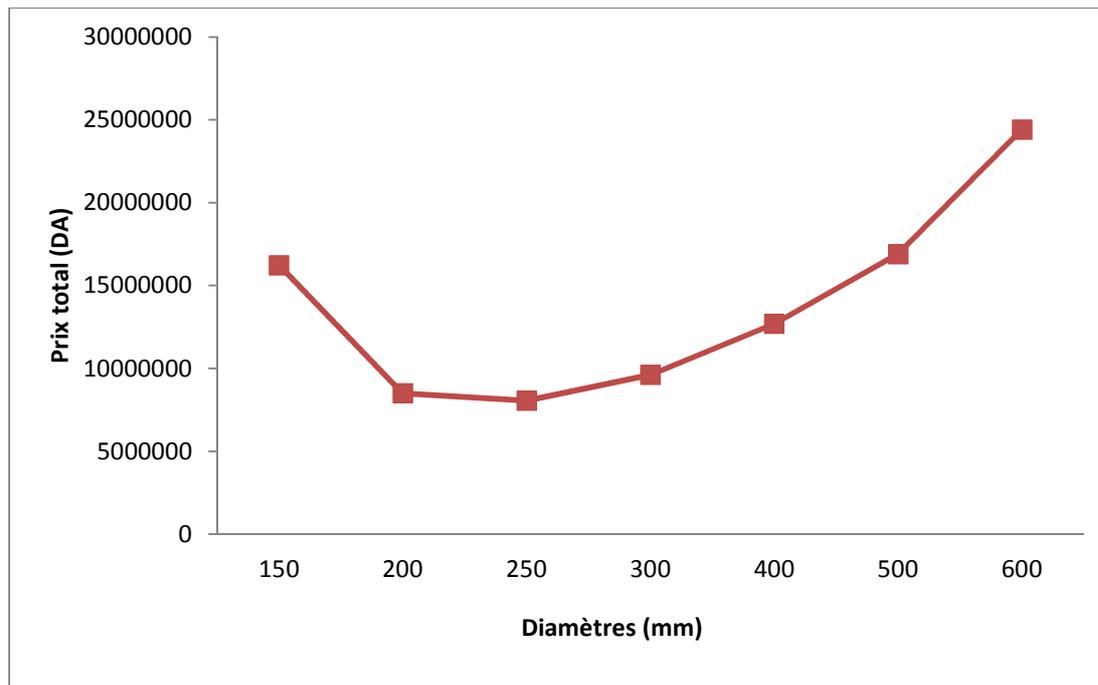


Figure IV.5: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SPI-Sidi Senouci (t =24h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

IV.8.1.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

De la même manière, que le cas précédent, les calculs sont engagés dans le cas de considération du besoin maximal.

Tableau IV.18 : Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon SPI – Sidi Senouci

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
SP1 - Sidi Senouci	0,1138	400	0,905	6 600	0,0156	10,80	1,62	12,42	284,681	389	-104,319

a) Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau IV.19 : Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres - Tronçon SPI - Sidi Senouci

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production})$$

diamètres (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re.10 ⁵	λ	j (m/m)	L (m)	J (m)	$\Delta H_t=1,15.J$	Hg (m)	HMT (m)
200	0,1138	3,624	7,248407643	0,0183	0,06132	6 600	404,769	465,484	107	572,484
250	0,1138	2,319	5,798726115	0,0173	0,01908	6 600	125,940	144,831	107	251,831
300	0,1138	1,610	4,832271762	0,0166	0,00735	6 600	48,562	55,846	107	162,846
400	0,1138	0,906	3,624203822	0,0156	0,00163	6 600	10,814	12,436	107	119,436
500	0,1138	0,579	2,899363057	0,0149	0,00051	6 600	3,377	3,884	107	110,884
600	0,1138	0,402	2,416135881	0,0143	0,00019	6 600	1,306	1,502	107	108,502

b) Frais d'exploitation

- 1^{er} cas : t = 12 h

Tableau VI.20: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SPI - Sidi Senouci (t=12h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F _{ex} (DA)
200	798,887	3 499 125,381	4,5	15 746 064,22
250	351,423	1 539 234,541	4,5	6 926 555,436
300	227,248	995 348,427	4,5	4 479 067,924
400	166,670	730 017,821	4,5	3 285 080,195
500	154,736	677 745,066	4,5	3 049 852,8
600	151,412	663 185,055	4,5	2 984 332,75

Tableau VI.21 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SPI- Sidi Senouci(t=12h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
200	3 369 329,57	15 746 064,22	19 115 393,8
250	4 608 265,2	6 926 555,436	11 534 820,6
300	6 634 322,541	4 479 067,924	11 113 390,47
400	9 951 586,13	3 285 080,195	13 236 666,3
500	14 200 438,8	3 049 852,8	17 250 291,6
600	21 721 194,8	2 984 332,75	24 705 527,5

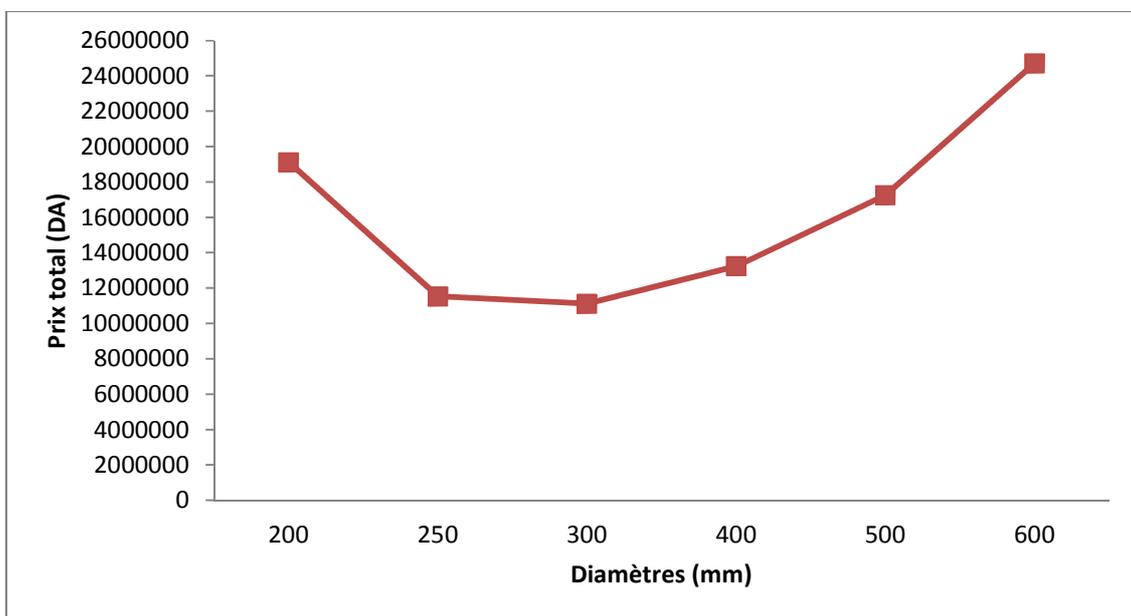


Figure IV.6 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SPI- Sidi Senouci (t =12h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

- 2^{ème} cas : t = 24 h

Tableau VI.22: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SPI- Sidi Senouci (t=24h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F _{ex} (DA)
200	798,887	6 998 250,762	4,5	31 492 128,43
250	351,423	3 078 469,083	4,5	13 853 110,87
300	227,248	1 990 696,855	4,5	8 958 135,848
400	166,670	1 460 035,642	4,5	6 570 160,391
500	154,736	1 355 490,134	4,5	6 099 705,601
600	151,412	1 326 370,111	4,5	5 968 665,501

Tableau VI.23 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SPI - Sidi Senouci
 ($t=24h$) ($Q_{transfert} = Q_{max} - Production$).

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
200	3 369 329,57	31 492 128,43	34 861 458
250	4 608 265,2	13 853 110,87	18 461 376,07
300	6 634 322,541	8 958 135,848	15 592 458,39
400	9 951 586,13	6 570 160,391	16 521 746,52
500	14 200 438,8	6 099 705,601	20 300 144,40
600	21 721 194,8	5 968 665,501	27 689 860,30

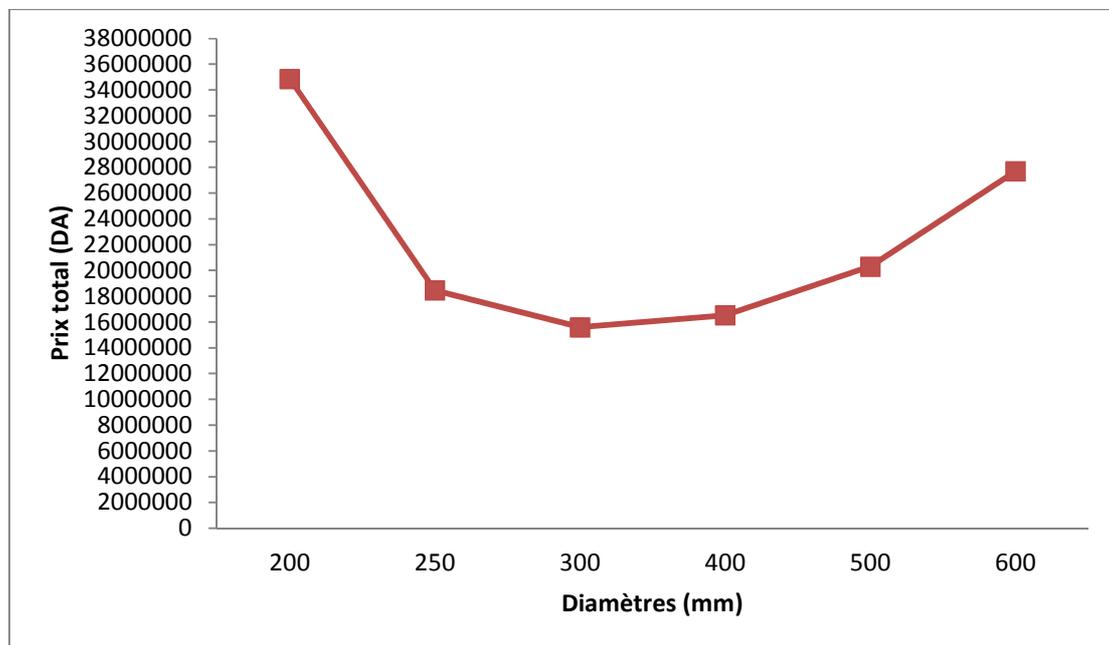


Figure IV.7 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SPI- Sidi Senouci ($t= 24h$)
 ($Q_{transfert} = Q_{max} - Production$).

La figure IV.8 résume l'axe hydraulique du transfert depuis le BC3 jusqu'au réservoir 500 m³ Sidi Senouci.

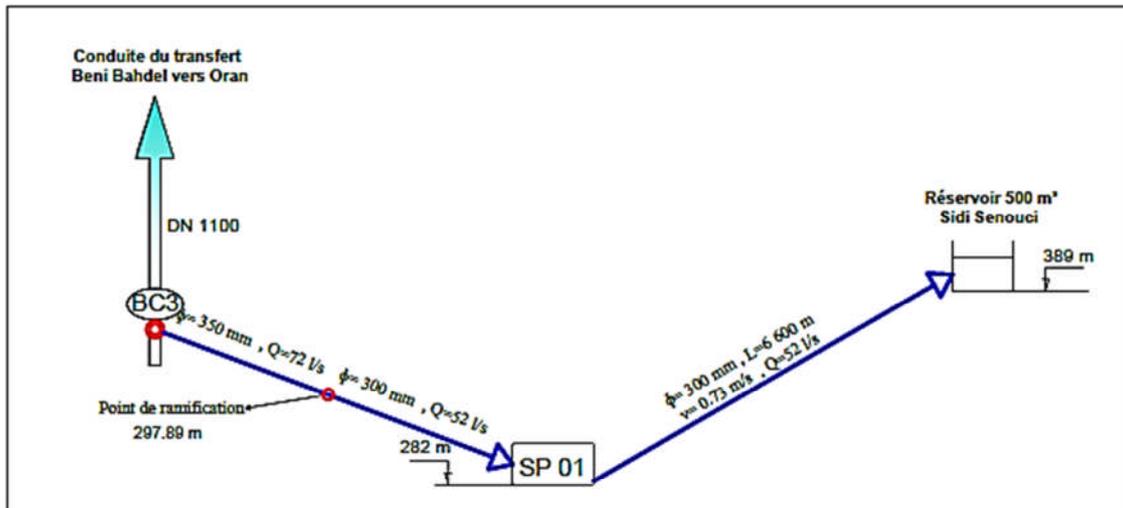


Figure IV.8 : Axe hydraulique – Tronçon BC3 – Sidi Senouci.

IV.8.2. TRONÇON SP2 – OULED MIMOUN

IV.8.2.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.24: Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon SP2 – Ouled Mimoun
($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
SP2 - OM	0,035	250	0,71	11 172,73	0,017	20,14	3,02	23,16	360,18	546,93	-186,75

a) Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau IV.25: Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres - tronçon SP2 - Ouled Mimoun
($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

diamètres (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re.10 ⁵	λ	j (m/m)	L (m)	J (m)	$\Delta H_t=1,15.J$	Hg (m)	HMT (m)
150	0.035	1,98	2,972399151	0,019	0,026187	11 172,73	292,58	336,47	183	519,47
200	0,035	1,11	2,229299363	0,018	0,0058011	11 172,73	64,81	74,53	183	257,53
250	0,035	0,71	1,78343949	0,017	0,0018049	11 172,73	20,16	23,19	183	206,19
300	0,035	0,49	1,486199575	0,016	0,000696	11 172,73	7,77	8,94	183	191,94
400	0,035	0,27	1,114649682	0,015	0,000154	11 172,73	1,73	1,99	183	184,99
500	0,035	0,17	0,891719745	0,014	4,84115E-05	11 172,73	0,54	0,62	183	183,62

b) Frais d'amortissement

Tableau IV.26: Calcul des frais d'amortissement - tronçon SP 2 - Ouled Mimoun

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Prix fourniture de pose conduite du m.l (DA)	Prix du ml de la conduite	Prix total (DA)	L (m)	Prix de la Conduite (D.A)	Annuité (D.A) Payement annuel
150	1 686,7	1 911,20	3 597,9	11 172,73	40 198 365,27	4 261 026,718
200	1 814,8	3 001,28	4 816,08	11 172,73	53 808 761,5	5 703 728,72
250	1 943,5	4 643,50	6 587	11 172,73	73 594 772,51	7 801 045,89
300	2 121,3825	7 361,64	9 483,0225	11 172,73	105 951 250	11 230 832,5
400	2 332,8	11 891,88	14 224,68	11 172,73	158 928 509	16 846 422
500	2 595,25	17 702,69	20 297,94	11 172,73	226 783 403,2	24 039 040,74

c) Frais d'exploitation

- 1^{er} cas : t = 12 h

Tableau VI.27: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SP2 - Ouled Mimoun (t= 12h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/ (kwh))	F _{ex} (DA)
150	222,9521872	976 530,58	4,5	4 394 387,61
200	110,5317138	484 128,9063	4,5	2 178 580,078
250	88,49481444	387 607,2872	4,5	1 744 232,793
300	82,37939041	360 821,73	4,5	1 623 697,785
400	79,39602841	347 754,6044	4,5	1 564 895,72
500	78,80827658	345 180,2514	4,5	1 553 311,131

Tableau VI.28 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - tronçon SP2 - Ouled Mimoun

$$(t= 12h) (Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
150	4 261 026,23	4 394 387,61	8 655 414,32
200	5 703 728,72	2 178 580,078	7 882 308,80
250	7 801 045,89	1 744 232,793	9 545 278,68
300	11 230 832,50	1 623 697,785	12 854 530,28
400	16 846 422	1 564 895,72	18 411 317,72
500	24 039 040,70	1 553 311,131	25 592 351,83

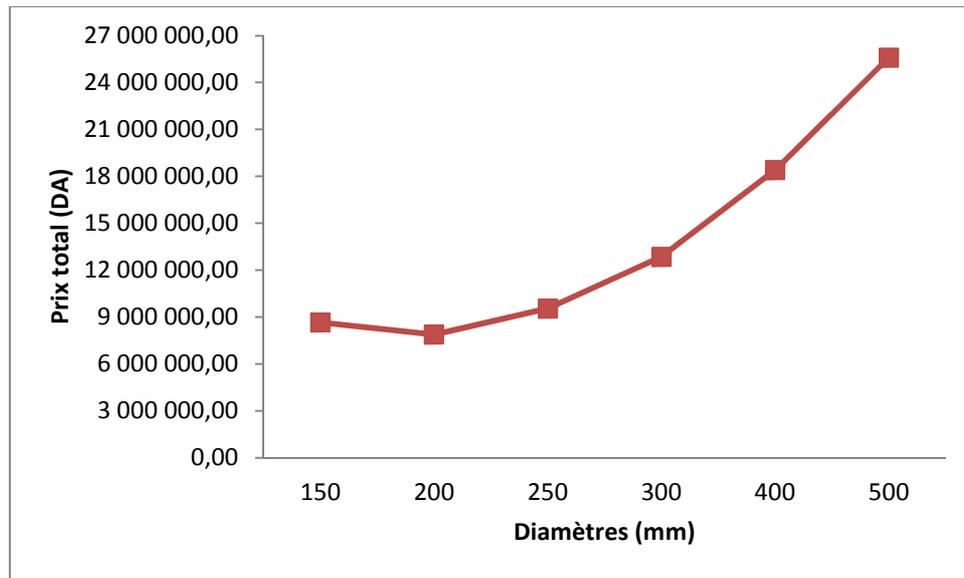


Figure IV.9 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - tronçon SP2 - Ouled Mimoun (t=12h)
 ($Q_{transfert} = Q_{moy} - Production$).

• 2^{ème} cas : t = 24 h

Tableau VI.29 : Calcul des frais d'exploitation – tronçon SP2- Ouled Mimoun (t = 24 h)
 ($Q_{transfert} = Q_{moy} - Production$).

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/ kwh)	F _{ex} (DA)
150	222,9521872	1 953 061,16	4,5	8 788 775,22
200	110,5317138	968 257,8126	4,5	4 357 160,157
250	88,49481444	775 214,5745	4,5	3 488 465,585
300	82,37939041	721 643,46	4,5	3 247 395,57
400	79,39602841	695 509,2088	4,5	3 129 791,44
500	78,80827658	690 360,5028	4,5	3 106 622,263

Tableau VI.30: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation – tronçon SP2 – Ouled Mimoun
 (t = 24h) ($Q_{transfert} = Q_{moy} - Production$).

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
150	3 773 170,23	8 788 775,22	12 561 945,45
200	5 703 728,72	4 357 160,157	10 060 888,88
250	7 801 045,89	3 488 465,585	11 289 511,48
300	11 230 832,5	3 247 395,57	14 478 228,07
400	16 846 422	3 129 791,44	19 976 213,44
500	24 039 040,7	3 106 622,263	27 145 662,96

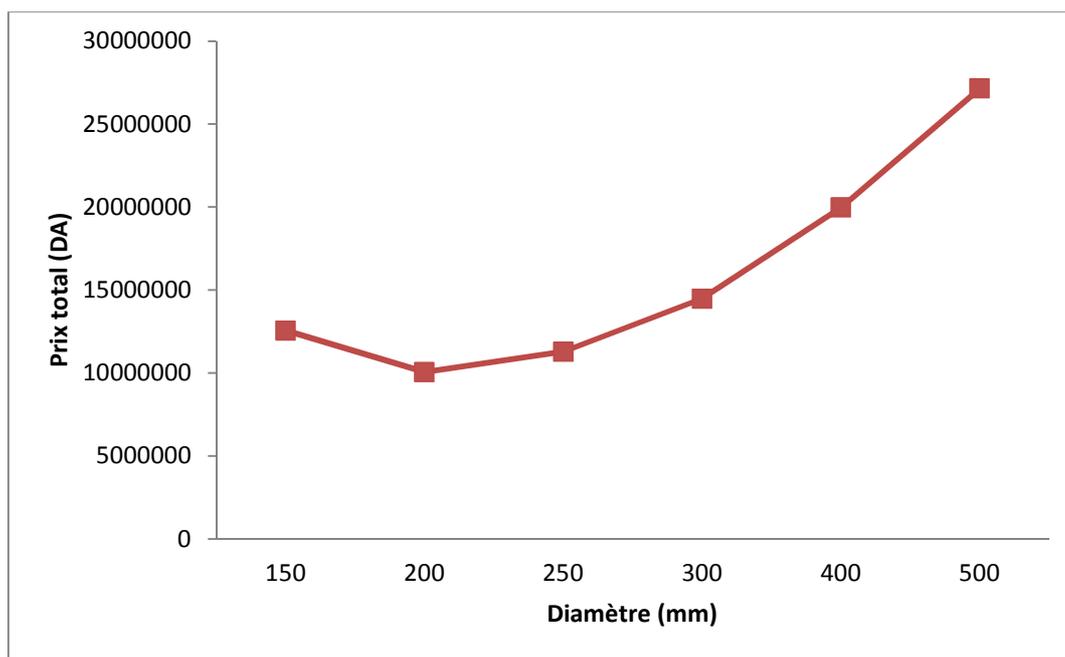


Figure IV.10 : Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique – Tronçon SP2 – Ouled Mimoun
($t = 24 \text{ h}$) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

IV.8.2.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.31: Calcul des paramètres hydrauliques - Tronçon SP2 – Ouled Mimoun
($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)	Pression d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
SP2 - OM	0,082	350	0,85	11 172,73	0,016	19,06	2,859	21,92	359,71	546,93	-187,22

a) Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau IV.32: Calcul des pertes de charge totales pour différents diamètres - tronçon SP2 - Ouled Mimoun

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

diamètres (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	Re.10 ⁵	λ	j (m/m)	L (m)	J (m)	$\Delta H_t=1,15*J$	Hg (m)	HMT (m)
150	0,082	4,642	6,963906582	0,0196	0,143743199	11 172,73	1606,003	1846,904	183	2 029,904
200	0,082	2,611	5,222929936	0,0183	0,031842495	11 172,73	355,767	409,132	183	592,132
250	0,082	1,671	4,178343949	0,0173	0,009907482	11 172,73	110,693	127,297	183	310,297
300	0,082	1,160	3,481953291	0,0166	0,003820333	11 172,73	42,683	49,086	183	232,086
400	0,082	0,652	2,611464968	0,0156	0,000850764	11 172,73	9,505	10,931	183	193,931
500	0,082	0,417	2,089171975	0,0149	0,00026573	11 172,73	2,968	3,414	183	186,414

b) Frais d'amortissement

Tableau IV.33: Calcul des frais d'amortissement - tronçon SP2 - Ouled Mimoun

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Prix fourniture de pose conduite du m.l (DA)	Prix du ml de la conduite	Prix total (DA)	L (m)	Prix de la Conduite (D.A)	Annuité (D.A) Payement annuel
200	1 814.8	3 001.28	4 816.08	11 172.73	53 808 761,5	5 703 728,72
250	1 943.5	4 643.50	6 587	11 172.73	73 594 772,51	7 801 045,89
300	2 121.3825	7 361.64	9 483.0225	11 172.73	105 951 250	11 230 832.5
400	2 332.8	11 891.88	14 224.68	11 172.73	158 928 509	16 846 422
500	2 595.25	17 702.69	20 297.94	11 172.73	226 783 403,2	24 039 040,7

c) Frais d'exploitation

- 1^{er} cas : t = 12 h

Tableau VI.34: Calcul des frais d'exploitation - Tronçon SP2 - Ouled Mimoun (t = 12h)

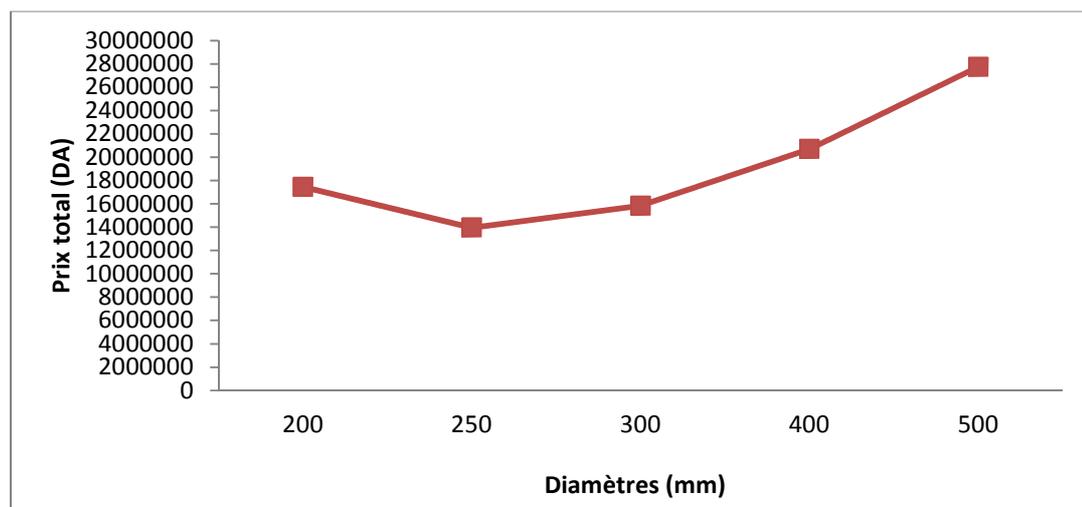
$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/ (kwh))	F _{ex} (DA)
200	595,4042777	2607870,736	4,5	11 735 418,31
250	312,0120652	1366612,846	4,5	6 149 757,806
300	233,3683541	1022153,391	4,5	4 599 690,258
400	195,0026318	854111,5274	4,5	3 843 501,873
500	187,444205	821005,6179	4,5	3 694 525,28

Tableau VI.35: Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - Tronçon SP2 - Ouled Mimoun

$$(t = 12h) ((Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
200	5 703 728,72	11 735 418,31	17 439 147,03
250	7 801 045,89	6 149 757,806	13 950 803,70
300	11 230 832,5	4 599 690,258	15 830 522,76
400	16 846 422	3 843 501,873	20 689 923,87
500	24 039 040,7	3 694 525,28	27 733 565,98

Figure IV.11: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP2 - Ouled Mimoun (t = 12 h) ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

- 2^{ème} cas : t = 24 h

Tableau VI.36: Calcul des frais d'exploitation- tronçon SP2- Ouled Mimoun (t = 24h)

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/ (kwh))	F _{ex} (DA)
200	595,4042777	5 215 741,473	4,5	23 470 836,63
250	312,0120652	2 733 225,691	4,5	12 299 515,61
300	233,3683541	2 044 306,782	4,5	9 199 380,517
400	195,0026318	1 708 223,055	4,5	7 687 003,747
500	187,444205	1 642 011,236	4,5	7 389 050,561

Tableau VI.37 : Calcul du bilan Frais d'amortissement/Frais d'exploitation - tronçon SP2 - Ouled Mimoun

$$(t = 24h) (Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}).$$

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	TOTAL (DA)
200	5 703 728,72	23 470 836,63	29 174 565,35
250	7 801 045,89	12 299 515,61	20 100 561,50
300	11 230 832,5	9 199 380,517	20 430 213,02
400	16 846 422	7 687 003,747	24 533 425,75
500	24 039 040,7	7 389 050,561	31 428 091,26

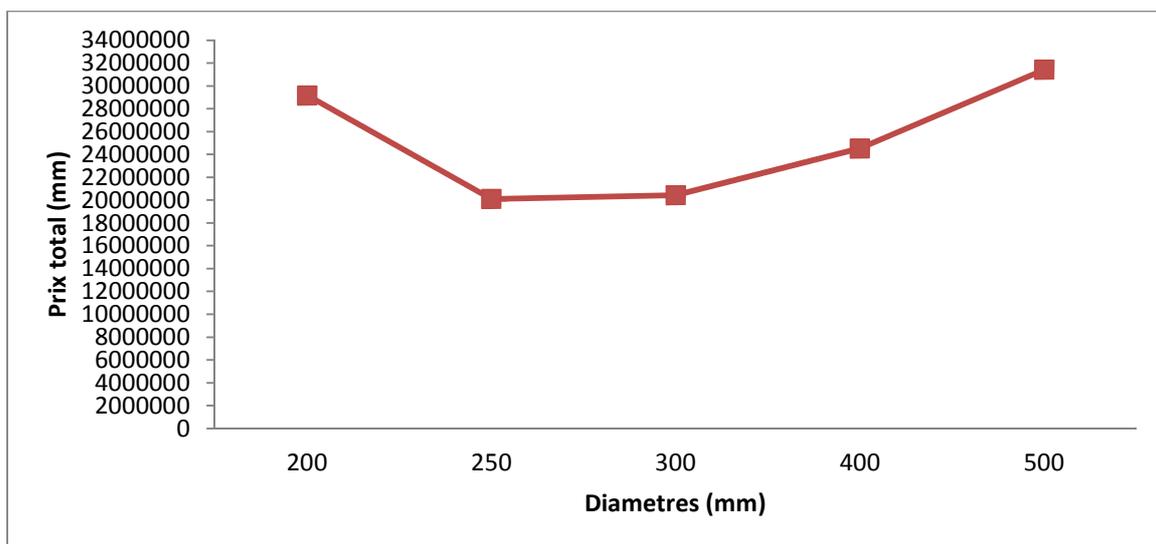


Figure IV.12: Courbe des bilans pour le choix du diamètre économique - Tronçon SP2 - Ouled Mimoun.

La figure IV.13 schématise l'axe hydraulique du tronçon réservoir Sidi Senouci – Ouled Mimoun.

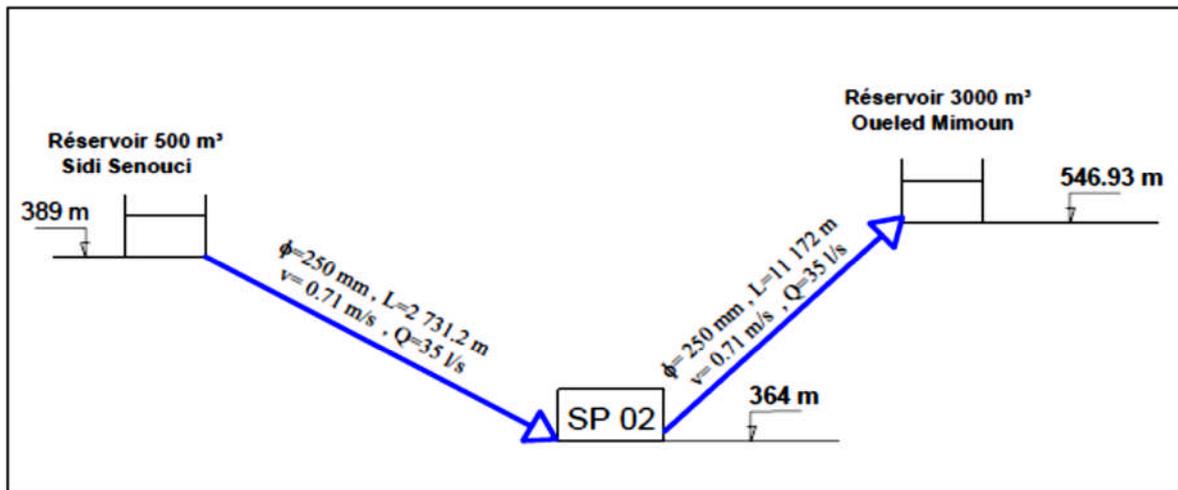


Figure IV.13 : Axe hydraulique – Tronçon SP2 – Ouled Mimoun

IV.9. CALCUL DES PARAMETRES PIEZOMETRIQUES

Les tableaux IV.37 et IV.38 donnent tous les paramètres permettant de dresser les profils piézométriques pour chaque tronçon.

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$

Tableau IV.38 : Détermination des paramètres piézométriques

($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçons	Cote piézométrique de départ (mec)	Perte de charge (m)	Cote piézométrique d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Tronçons gravitaires					
BC3 - PR	298,92	0,135	298,785	297,89	0,895
PR – Sidi Abdelli	297,89	9,98	288,805	262,71	26,095
PR – SP1	297,89	2,446	296,339	282	14,339
Réservoir S S – SP2	389	11,14	377,86	364	13,86
Tronçons refoulements					
SP1 – Sidi Senouci	296,339	11,64	284,699	389	-104,301
SP2 – Ouled Mimoun	377,86	23,16	354,7	546,93	-192,23

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$

Tableau IV.39: Détermination des paramètres piézométriques ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçons	Cote piézométrique de départ (mec)	Perte de charge (m)	Cote piézométrique d'arrivé (mce)	Cote du sol (m)	Pression au sol (mce)
Tronçons gravitaires					
BC3 - PR	298,92	0,099	298,821	297,89	0,931
PR – Sidi Abdelli	298,821	7,58	291,205	262,71	28,49
PR – SP1	298,821	1,72	297,101	282	15,101
Réservoir S S – SP2	389	7,37	381,63	364	17,63
Tronçons refoulements					
SP1 – Sidi Senouci	297,101	12,42	284,681	294,387	-9,706*
SP2 – Ouled Mimoun	381,63	21,92	359,71	546,93	-187,22*

*Nécessité de pompage

En guise de synthèse, la figure IV.14 récapitule le schéma global du transfert du BC3 vers Sidi Abdelli, Sidi Senouci et Ouled Mimoun.

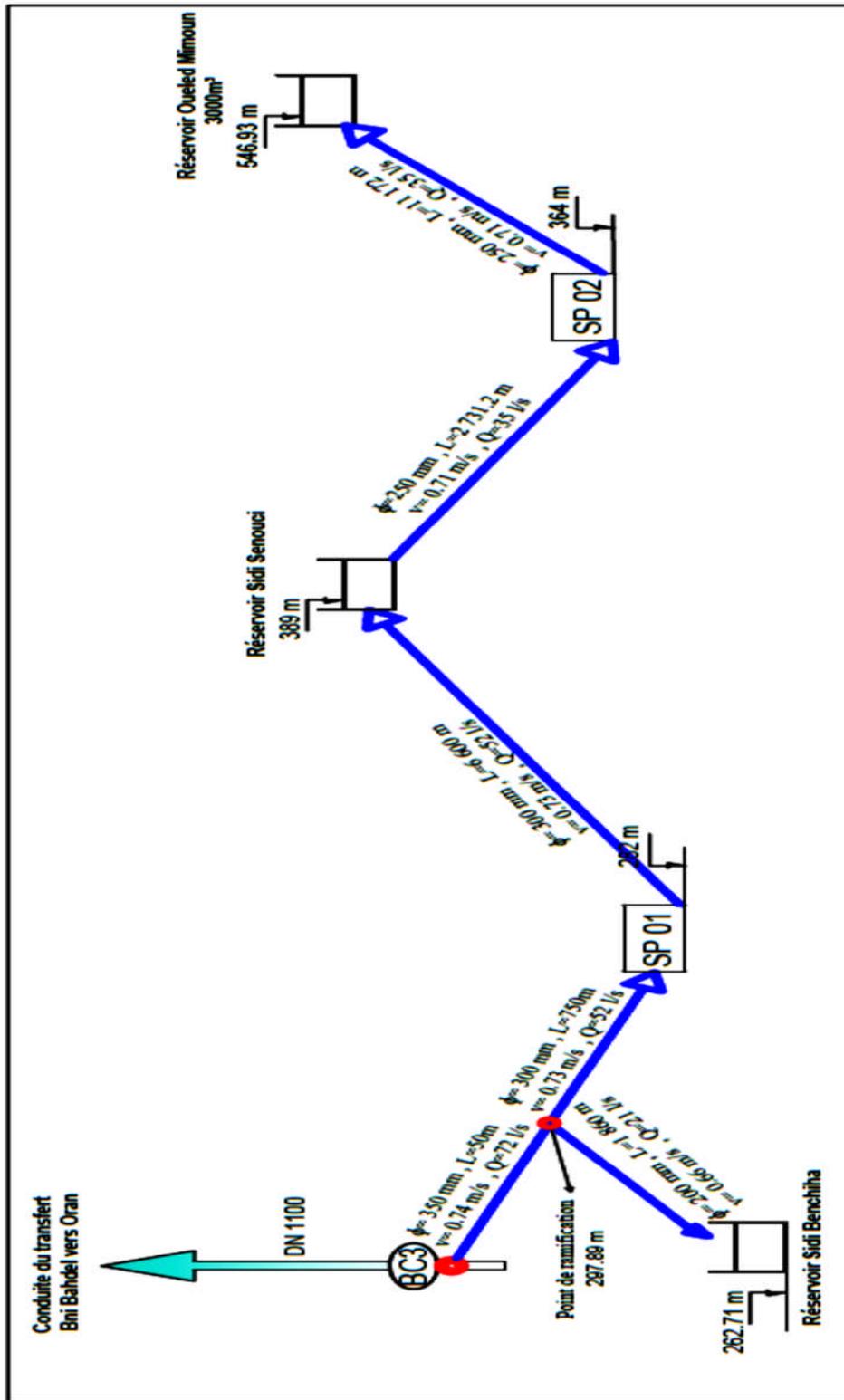


Figure IV.14 : Axe hydraulique - Transfert des eaux du BC3 vers Sidi Abdelli, Sidi Senouci et Ouled Mimoun.

IV.10. CONSIDERATIONS LIEES AUX ETAGES DE POMPAGE

IV.10.1. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$ Tableau IV.40: Considération économiques des tronçons de refoulement ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$).

Tronçons	Diamètres (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	H piézométrique de départ (m)	ΔH_T (m)	H piézométrique d'arrivée (m)	HMT (m)	PN de la conduite (bars)	Nombre de station de pompage
SP1 – Sidi Senouci	200	0,052	1,65	297,575	97,19	200,385	204,19	16	2
	250	0,052	1,059	297,575	30,24	267,335	137,24	16	1
	300	0,052	0,73	297,575	11,66	285,915	118,60	16	1
	400	0,052	0,41	297,575	2,59	294,985	109,59	16	1
SP2 – Ouled Mimoun	200	0,035	1,11	383,34	74,53	308,81	257,53	16	2
	250	0,035	0,71	383,34	23,19	360,15	206,19	16	2
	300	0,035	0,49	383,34	8,94	374,4	191,94	16	2
	400	0,035	0,27	383,34	1,99	381,35	184,99	16	2

IV.10.2. $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$ Tableau IV.41 : Considération économiques des tronçons de refoulement ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

Tronçons	Diamètres (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	H piézométrique de départ (m)	ΔH_T (m)	H piézométrique d'arrivée (m)	HMT (m)	PN de la conduite (bars)	Nombre de station de pompage
SP1 – Sidi Senouci	250	0,1138	2,31	298,10	144,83	153,27	251,83	16	2
	300	0,1138	1,61	298,10	55,846	242,254	162,846	16	1
	400	0,1138	0,90	298,10	12,43	285,67	119,436	16	1
SP2 – Ouled Mimoun	200	0,082	2,61	386,331	409,13	-22,79	592,13	16	4
	250	0,082	1,67	386,331	127,29	259,034	310,297	16	3
	300	0,082	1,16	386,331	49,086	337,245	232,086	16	3
	400	0,082	0,65	386,331	10,93	375,401	193,931	16	2

Remarque : Idem comme la partie gravitaire le dimensionnement des conduites et des stations de pompage seront entrepris pour ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$) avec vérification pour ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{Production}$).

IV.10.3. CRITERES DE CHOIX DES DIAMETRES DE REFOULEMENT

Pour la station de refoulement SP1, les vitesses relatives aux deux cas de débits de transfert ($Q = Q_{\text{moy}} - \text{Production}$ et $Q = Q_{\text{max}} - \text{Production}$) sont comprises, pour un diamètre de 250 mm respectivement entre 1,059 et 2,31 m/s.

Cette considération oriente le choix du diamètre à 300 mm.

Pour la station de refoulement SP2, et pour les mêmes raisons citées précédemment le diamètre de la conduite de refoulement sera porté à 250 mm.

IV.11. DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE

IV.11.1. STATION DE POMPAGE SP 1

La station de pompage SP1 est tenue de refouler un débit de $0,052 \text{ m}^3/\text{s}$ vers le réservoir Sidi Senouci. La conduite assurant cette adduction est de diamètre 300 mm.

La hauteur manométrique totale est de $HMT = 118,60 \text{ m}$.

En termes de fabrication en série, il n'est pas aisé de trouver la pompe avec les caractéristiques désirées. Pour la station SP1, le choix est porté sur deux pompes, couplées en parallèle avec une pompe secours.

IV.11.1.1. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe $H(Q)$, $P_{\text{abs}}(Q)$, $\eta_p(Q)$ sont déterminées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées sur les figures pour la station de pompage SP1.

Le tracé des caractéristiques aussi bien de la conduite que celles des pompes nécessite l'introduction au niveau du logiciel CAPRARI des données ci-dessous :

- Hauteur géométrique (m) ;
- Débit de transfert (l/s) ;

- Pertes de charges totales (m) ;
- Pression d'arrivée à la station (m).

Les figures IV.15 et IV.16 donnent les caractéristiques de la station de pompage ainsi que les diagrammes relatifs à la puissance absorbée par la pompe et le rendement. Obtenu par le logiciel CAPRARI.

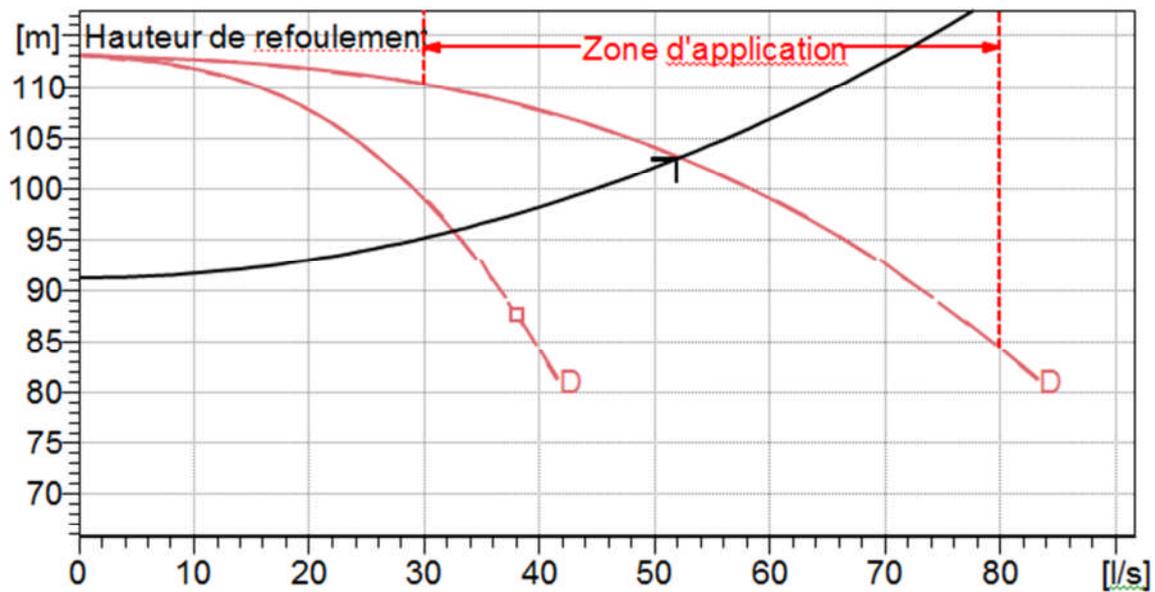


Figure IV.15 : Caractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP1 – Sidi Senouci.

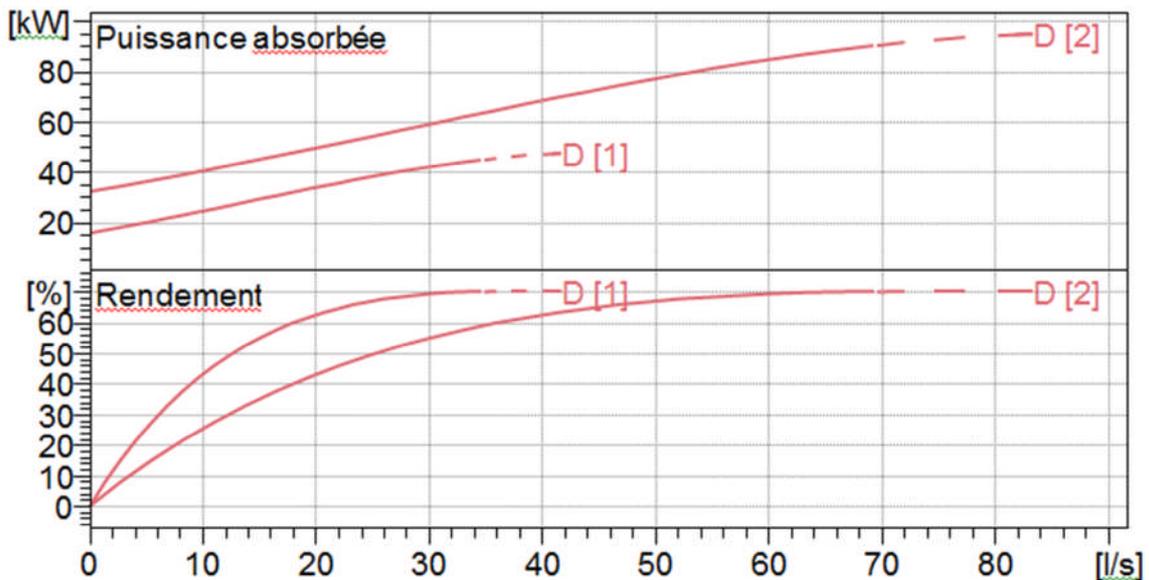


Figure IV.16 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP1 – Sidi Senouci.

a) Point de fonctionnement de l'installation

- Débit de transfert = 52,2 l/s ;
- $H_g = 118$ m
- Pression résiduelle à l'entrée de la station = 1,55 bar.

b) Caractéristiques de la pompe

Deux pompes assemblées en parallèle caractérisées par :

- Débit : 26,1 l/s
- Hauteur de refoulement : 103 m
- Puissance absorbée : 39,3 kW
- Rendement : 67,4%
- Hauteur manométrique $H(Q=0)$: 113 m

IV.11.1.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $H(Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), $H(Q)_c$.

Avec :

$H(Q)_p$: Caractéristique de la pompe donnée par le constructeur de la pompe .

$H(Q)_c$: Caractéristique de la conduite de refoulement.

Selon le fichier fournit par le logiciel CAPRARI, on tire, pour différents débits, les valeurs de la hauteur manométrique totale, du rendement et de la puissance qui sont résumés sur les tableaux IV.42 et IV.43.

Tableau IV.42 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SPI - Sidi Senouci.

Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P (KW)
0	113	/	/
20	112	42,9	51
40	108	62,3	67,8
60	99	69,1	84,3
80	84,2	70,2	94,2

Tableau IV.43 : Caractéristique d'une pompe – Tronçon SP1 - Sidi Senouci.

Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P (KW)
0	113	11,1	19,9
20	108	62,3	33,9
40	84,2	70,2	47,1
41.7	81,1	70	47,4

Le tracé de la courbe caractéristique de la conduite suit les étapes suivantes :

$$H_c = H_g - \frac{P}{\rho g} + \Delta H_T \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : La perte de charge totale (m).

$P/\rho g$: Pression en mce (Pression résiduelle à l'entrée de la station)

Tableau IV.44 : Caractéristique de la conduite - Tronçon SP1 - Sidi Senouci.

Q (l/s)	2.Q (l/s)	Hg (m)	L (m)	D (mm)	λ	ΔH _L (m)	ΔH _T (m)	P/ρg (m)	H _C (m)
0	0	107	6 600	300	0,0166	0	0	15,80020387	91,19979613
10	20	107	6 600	300	0,0166	0,040274596	0,046315785	15,80020387	92,91519557
20	40	107	6 600	300	0,0166	0,161098383	0,18526314	15,80020387	98,0613939
30	60	107	6 600	300	0,0166	0,362471361	0,416842065	15,80020387	106,6383911
40	80	107	6 600	300	0,0166	0,64439353	0,74105256	15,80020387	118,6461872
50	100	107	6 600	300	0,0166	1,006864891	1,157894625	15,80020387	134,0847822
60	120	107	6 600	300	0,0166	1,449885444	1,66736826	15,80020387	152,9541761

La figure IV.17 donne simultanément :

- La caractéristique de la conduite $H = f(Q)$;
- La caractéristique d'une pompe ;
- La caractéristique de 2 pompes assemblées en parallèle.

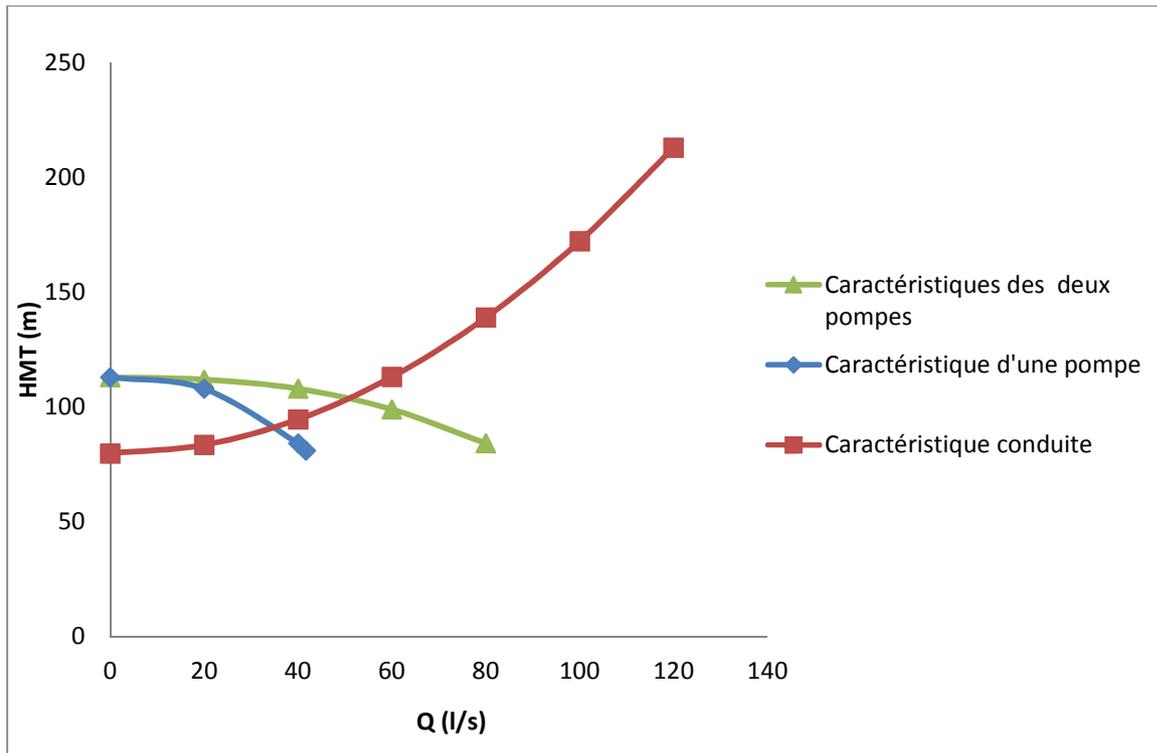


Figure IV.17 : Recherche du point de fonctionnement - Tronçon SP1 – Sidi Senouci.

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 51.6l / s < Q_{app} = 52l / s \\ H_{Pf} \approx H_{app} = 103m \end{cases}$$

IV.11.2. STATION DE POMPAGE SP2

La station de pompage SP2 est tenue de refouler un débit de $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$ vers la station de pompage SP 3. La conduite assurant cette adduction est de diamètre 250 mm.

La hauteur manométrique totale est de $HMT = 114,58 \text{ m}$.

IV.11.2.1. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe $H(Q)$, $P_{abs}(Q)$, $\eta_p(Q)$ sont déterminées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées sur les figures pour la station de pompage SP 2.

Le tracé des caractéristiques aussi bien de la conduite que celles des pompes nécessite l'introduction au niveau du logiciel CAPRARI des données ci-dessous :

- Hauteur géométrique (m) ;

- Débit de transfert (l/s) ;
- Pertes de charges totales (m) ;
- Pression d'arrivée à la station (m).

Les figures IV.18 et IV.19 donnent les caractéristiques de la station de pompage ainsi que les diagrammes relatifs à la puissance absorbée par la pompe et le rendement. Obtenu par le logiciel CAPRARI.

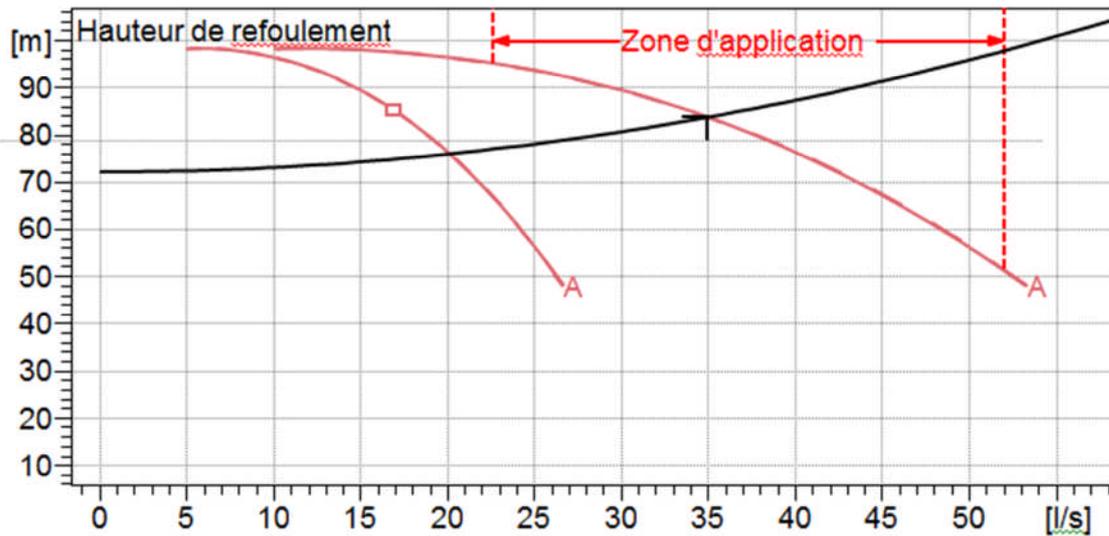


Figure IV.18 : Cractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP2 – SP3.

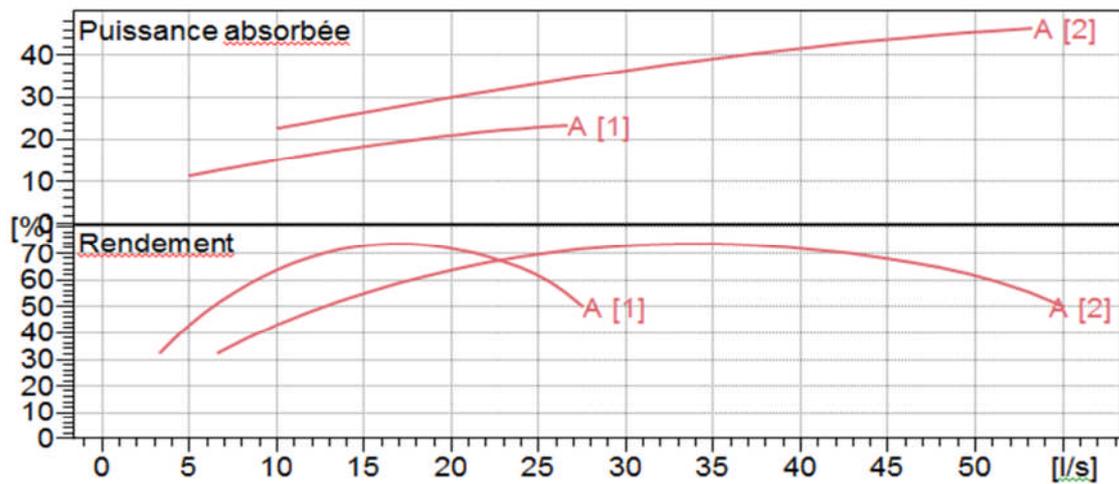


Figure IV.19 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP2 – SP3.

a) Point de fonctionnement de l'installation

- Débit de transfert = 35 l/s ;
- Hg = 103 m ;
- Pression résiduelle à l'entrée de la station : 1,9 bar.

b) Caractéristiques de la pompe

Deux pompes assemblées en parallèle caractérisées par :

- Débit : 17,5 l/s ;
- Hauteur de refoulement : 83,7 m ;
- Puissance absorbée : 19,5 kW ;
- Rendement : 37,5% ;
- Hauteur manométrique H (Q=0) : 95,7 m.

IV.11.2.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $H(Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), $H(Q)_c$.

Avec :

$H(Q)_p$: Caractéristique de la pompe donnée par le constructeur de la pompe.

$H(Q)_c$: Caractéristique de la conduite de refoulement .

Selon le fichier fournit par le logiciel CAPRARI, on tire, pour différents débits, les valeurs de la hauteur manométrique totale, du rendement et de la puissance qui sont résumés sur les tableaux IV.45 et IV.46.

Tableau IV.45 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SP2 - SP3.

Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P (KW)
0	95,1	/	/
20	96,5	29,8	63,5
40	76,4	41,7	71,8
53.3	48,1	45,8	54,9

La figure IV.20 donne simultanément :

- La caractéristique de la conduite $H = f(Q)$;
- La caractéristique d'une pompe ;
- Les caractéristiques des deux pompes assemblées en parallèle.

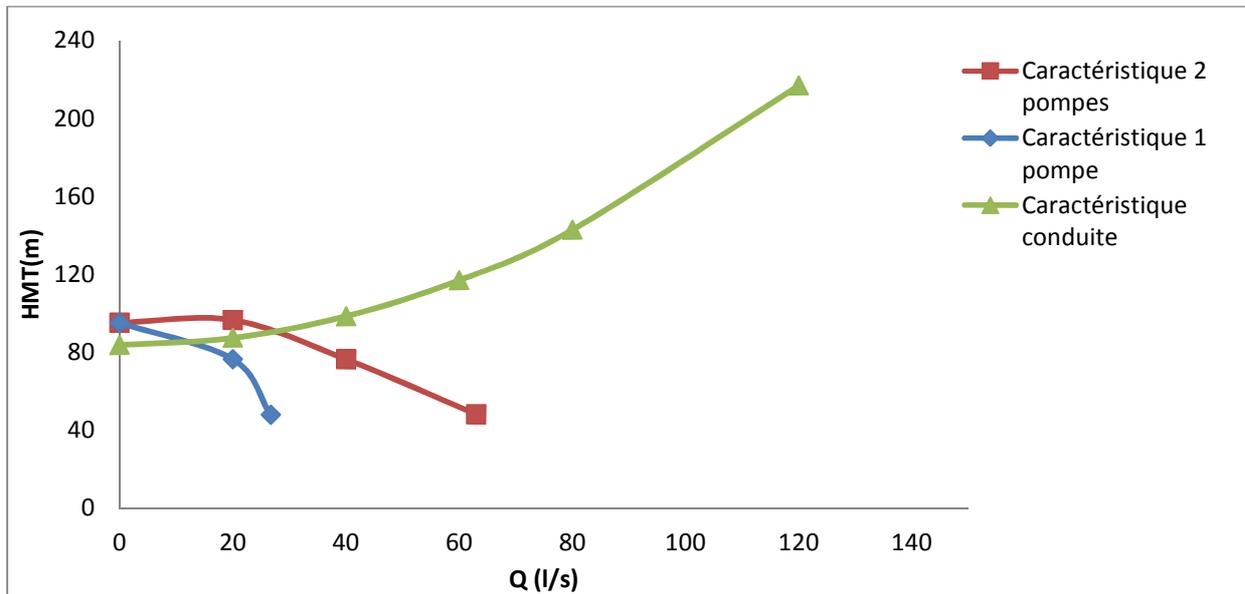


Figure IV.20 : Recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP2 – SP3.

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 33.3l / s < Q_{app} = 35l / s \\ H_{Pf} \approx H_{app} = 83.7m \end{cases}$$

IV.11.3. STATION DE POMPAGE SP3

La station de pompage SP 3 est tenue de refouler un débit de $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$ vers le réservoir de Ouled Mimoun. La conduite assurant cette adduction est de diamètre 250 mm.

La hauteur manométrique totale est de $HMT = 91,41 \text{ m}$. Contrairement aux stations précédents SP2 et SP2 qui ne seront pas dotée de bêche d'aspiration celle-ci sera équipé d'une bêche d'aspiration pour arrêter les chocs et les fluctuations de pression et de débit qui risque d'être engendrés par SP2 (étage intérieur).

IV.11.3.1. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe $H(Q)$, $P_{abs}(Q)$, $\eta_p(Q)$ sont déterminées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées sur les figures pour la station de pompage SP3.

Le tracé des caractéristiques aussi bien de la conduite que celles des pompes nécessite l'introduction au niveau du logiciel CAPRARI des données ci-dessous :

- Hauteur géométrique (m) ;
- Débit de transfert (l/s) ;
- Pertes de charges totales (m) ;
- Pression d'arrivée à la station (m).

Les figures IV.21 et IV.22 donnent les caractéristiques de la station de pompage SP3 ainsi que les diagrammes relatifs à la puissance absorbée par la pompe et le rendement. Obtenu par le logiciel CAPRARI.

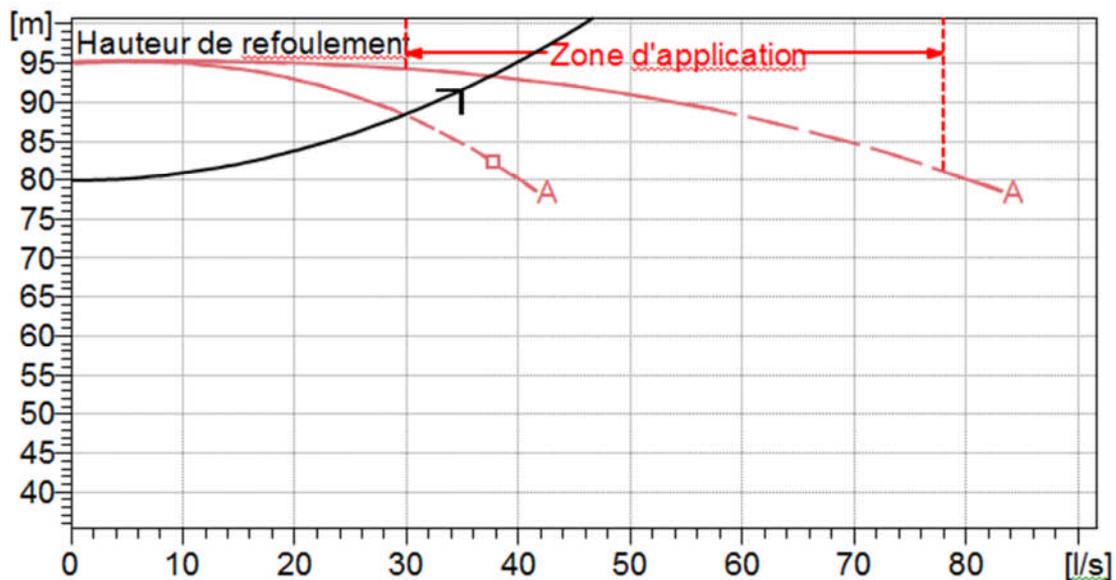


Figure IV.21 : Caractéristique de conjugaison et recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.

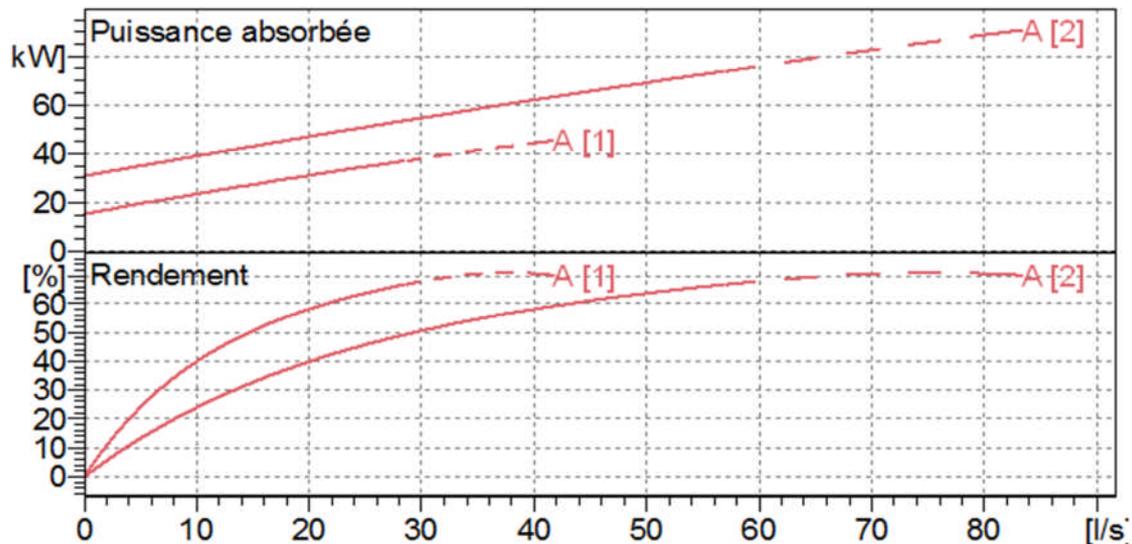


Figure IV.22 : Diagrammes de puissance et de rendement des pompes – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.

a) Point de fonctionnement de l'installation :

- Débit de transfert = 35 l/s ;
- $H_g = 79,83$ m ;
- Pression résiduelle à l'entrée de la station : 0 bar.

b) Caractéristiques de la pompe

Deux pompes assemblées en parallèle caractérisées par:

- Débit : 18,8 l/s ;
- Hauteur de refoulement : 93,2 m ;
- Puissance absorbée : 30,2 kW ;
- Rendement : 56,6 % ;
- Hauteur manométrique $H(Q=0)$: 95 m.

IV.11.3.2. Recherche du point de fonctionnement par calcul graphique manuel

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $H(Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), $H(Q)_c$.

Avec :

$H(Q)_p$: Caractéristique de la pompe donnée par le constructeur de la pompe.

$H(Q)_C$: Caractéristique de la conduite de refoulement.

Selon le fichier fournit par le logiciel CAPRARI, on tire, pour différents débits, les valeurs de la hauteur manométrique totale, du rendement et de la puissance qui sont résumés sur les tableaux IV.48 et IV.49.

Tableau IV.48 : Caractéristiques des deux pompes – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.

Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P (KW)
0	95	/	/
20	94,9	40	46,6
40	92,8	58,2	62,6
60	88,2	68	76,3
80	80,1	70,8	88,8

Tableau IV.49 : Caractéristique d'une pompe – Tronçon SP3 - Ouled Mimoun.

Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P (KW)
0	95	/	/
20	92,9	58,2	31,3
40	80,1	70,8	44,4

Le tracé de la courbe caractéristique de la conduite suit les étapes suivantes :

$$H_c = H_g - \frac{P}{\rho g} + \Delta H_T \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : La perte de charge totale (m).

$P/\rho g$: Pression en mce (Pression résiduelle à l'entrée de la station).

Tableau IV.50 : Caractéristique de la conduite - Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.

Q (l/s)	2.Q (l/s)	Hg (m)	L (m)	D (mm)	λ	H _L (m)	ΔH_T (m)	H _C (m)
0	0	79,83	5 586,365	250	0,017	0	0	79,835
10	20	79,83	5 586,365	250	0,017	3,217361502	3,699965727	83,53496573
20	40	79,83	5 586,365	250	0,017	12,86944601	14,79986291	94,63486291
30	60	79,83	5 586,365	250	0,017	28,95625352	33,29969155	113,1346915
40	80	79,83	5 586,365	250	0,017	51,47778403	59,19945164	139,0344516
50	100	79,83	5 586,365	250	0,017	80,43403755	92,49914319	172,3341432
60	120	79,83	5 586,365	250	0,017	115,8250141	133,1987662	213,0337662

La figure IV.23 donne simultanément :

- La caractéristique de la conduite $H = f(Q)$;
- La caractéristique d'une pompe ;
- La caractéristique de 2 pompes assemblées en parallèle.

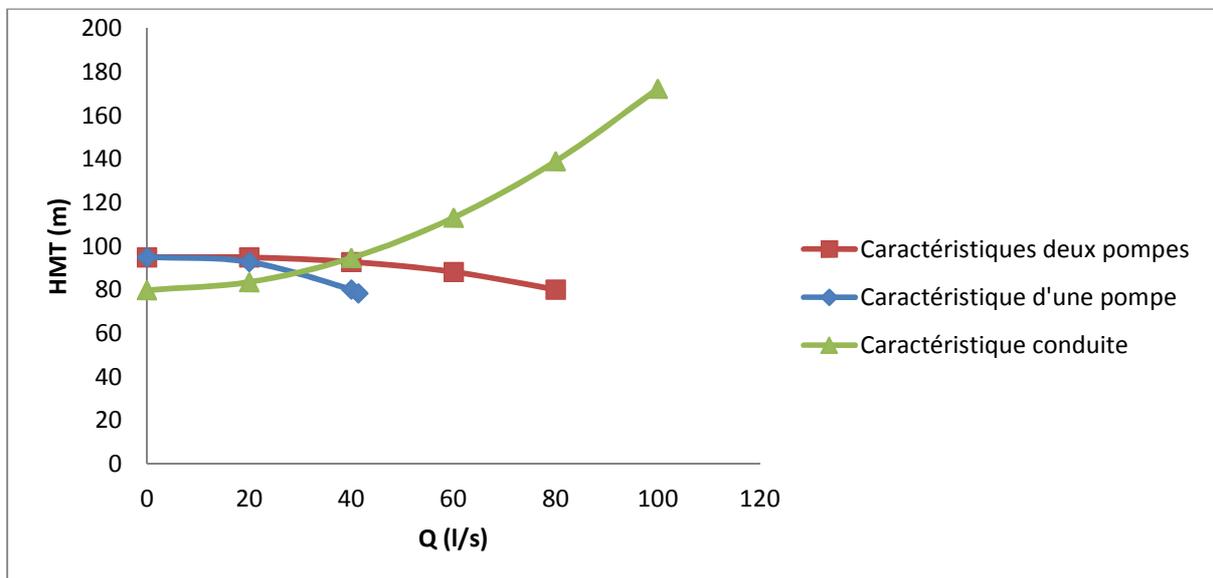


Figure IV.23 : Recherche du point de fonctionnement – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} \geq Q_{app} = 40 \text{ l / s} \\ H_{Pf} \geq H_{app} = 94,6 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.51 : Tableau récapitulatif des différentes stations de pompage

Tronçons	Q (l/s)	Hg (m)	P (KW)	η (%)	HMT (m)	Nombres des pompes	Type de la pompe	aspiration
SP1 – Sidi Senouci	26,1	103	39,3	67,4	113	2+1	MEC-MR100-1/3D	Sans bache d'eau
SP2 – SP3	17,5	83,7	19,5	37,5	95,7	2+1	MEC-MR65-3/3A	Sans bache d'eau
SP3 – Ouled Mimoun	18,8	93,2	30,2	56,6	95	2+1	MEC-MR100-1/2A	Avec bache d'eau

Remarque : +1 une pompe de secours.

IV.12. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Pour les tronçons refoulement, et après la phase du choix des étages de pompage et des pompes, nous proposons dans ce qui suit le calcul de la protection contre le coup de bélier.

Pour notre cas, on utilise une protection par réservoir d'air en utilisant l'abaque de VIBERT et les paramètres ci – dessous :

- U_0 : vitesse moyenne dans la conduite en m/s,
- L : longueur de la conduite en m ;
- S : section de la conduite en m^2 ;
- V_0 : volume d'air en m^3 ;
- $h_0 = U_0^2 / 2.g$ en m ;
- H_0 : Hauteur géométrique en m.

VI.12.1. TRONÇON SP1- SIDI SENOUCI

$L = 6\ 600$ m ; $D = 0,3$ m ; $Q = 0,052$ m^3/s ;

$U_0 = 0,735$ m/s ; $e = 0,0286$ m ; $H_0 = 107$ m.

La section de la conduite est $S = 0,0706$ m^2 et son volume est $L.S = 465,96$ m^3 .

VI.12.1.1. Calcul de la célérité de l'onde

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,8 + \frac{KD}{e}}} \dots \dots \dots (IV.15)$$

Ce qui donne : $a = 1\,424,474$ m/s.

4VI.12.1.2. Valeur du coup de bélier

En cas d'arrêt accidentel ou fermeture brusque, le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$B = a \cdot U_0 / g = 106,726 \text{ m d'eau.}$$

VI.12.1.3. Pression maximale dans la conduite

En considérant la valeur atteinte par le coup de bélier et la valeur de la hauteur géométrique de refoulement, la pression maximale dans la conduite est calculée par :

$$P_{\max} = H_0 + B = 213,726 \text{ m.}$$

En prenant en compte, la pression nominale de la conduite de refoulement $PN = 16$ bars à ne pas dépasser, la protection est donc nécessaire.

VI.12.1.4. Détermination du volume d'air

Le calcul du volume d'air V_0 suit les étapes ci – dessous :

- $Z_0 = H_0 + 10 = 107 + 10 = 117 \text{ m}$
- $Z_{\max} = PN + 10 = 160 + 10 = 170 \text{ m}$
- $Z_{\max} / Z_0 = 170 / 117 = 1,45$
- $H_0 = U_0^2 / 2 \cdot g = 0,0275$
- $H_0 / Z_0 = 0,027 / 117 = 2,35 \cdot 10^{-4}$

Les alignements 1,45 lu sur l'échelle de Z_{\max} / Z_0 et $2,35 \cdot 10^{-4}$ lu sur l'échelle H_0 / Z_0 donnent sur l'abaque de VIBERT (Annexe 1).

$$U_0 / L \cdot S = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ et } Z_{\min} / Z_0 = 0,72$$

Le volume d'air sera donc égal à :

$$V_0 = 3,9 \cdot 10^{-3} \cdot L.S = 1,80 \text{ m}^3$$

IV.12.1.5. Calcul du volume maximal de l'air

En supposant $V_0 \cdot Z_0 = V_{\max} \cdot Z_{\min}$

$$\text{On tire } V_{\max} = V_0 \cdot Z_0 / Z_{\min} = 2,50 \text{ m}^3$$

IV.12.1.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, la capacité du réservoir d'air est donnée par :

$$V_{\text{rés}} = 1,3 \cdot V_{\max} = 3,25 \text{ m}^3.$$

IV.12.1.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation

On calcul : $Z_{\min} = 0,72$. $Z_0 = 84,24 \text{ m}$ d'eau

La valeur de la pression minimale sera alors :

$$H_{\min} = Z_0 - Z_{\min} = 32,76 \text{ m d'eau}$$

Cette pression ne risque pas, en principe de créer une cavitation dans la conduite.

VI.12.2. TRONÇON SP2- SP3

$L = 5\,586,365 \text{ m}$; $D = 0,25 \text{ m}$; $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$;

$U_0 = 0,71 \text{ m/s}$; $e = 0,0227 \text{ m}$; $H_0 = 103 \text{ m}$.

La section de la conduite est $S = 0,049 \text{ m}^2$ et son volume est $L.S = 274,22 \text{ m}^3$.

VI.12.2.1. Calcul de la célérité de l'onde

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48,8 + \frac{KD}{e}}} \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

Ce qui donne : $a = 1\,424,472 \text{ m/s}$.

VI.12.2.2. Valeur du coup de bélier

En cas d'arrêt accidentel ou fermeture brusque, le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$B = a.U_0 / g = 103,096 \text{ m d'eau.}$$

VI.12.2.3. Pression maximale dans la conduite

En considérant la valeur atteinte par le coup de bélier et la valeur de la hauteur géométrique de refoulement, la pression maximale dans la conduite est calculée par :

$$P_{\max} = H_0 + B = 206,096 \text{ m.}$$

En prenant en compte, la pression nominale de la conduite de refoulement $PN = 16$ bars à ne pas dépasser, la protection est donc nécessaire.

VI.12.2.4. Détermination du volume d'air

Le calcul du volume d'air V_0 suit les étapes ci – dessous :

- $Z_0 = H_0 + 10 = 103 + 10 = 113 \text{ m ;}$
- $Z_{\max} = PN + 10 = 160 + 10 = 170 \text{ m ;}$
- $Z_{\max} / Z_0 = 170 / 113 = 1,50 ;$
- $H_0 = U_0^2 / 2.g = 0,0256 ;$
- $H_0 / Z_0 = 0,027 / 117 = 2,27. 10^{-4}.$

Les alignements 1,50 lu sur l'échelle de Z_{\max} / Z_0 et $2,27. 10^{-4}$ lu sur l'échelle H_0 / Z_0 donnent sur l'abaque de VIBERT (Annexe 3).

$$U_0 / L.S = 3,2.10^3 \quad \text{et} \quad Z_{\min} / Z_0 = 0,70$$

Le volume d'air sera donc égal à :

$$V_0 = 3,2. 10^{-3} . L.S = 0,87 \text{ m}^3$$

IV.12.2.5. Calcul du volume maximal de l'air

En supposant $V_0 \cdot Z_0 = V_{\max} \cdot Z_{\min}$

On tire $V_{\max} = V_0 \cdot Z_0 / Z_{\min} = 0,87 / 0,70 = 1,25 \text{ m}^3$

IV.12.2.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, la capacité du réservoir d'air est donnée par :

$$V_{\text{rés}} = 1,3 \cdot V_{\max} = 1,62 \text{ m}^3.$$

IV.12.2.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation

On calcul : $Z_{\min} = 0,70 \cdot Z_0 = 79,1 \text{ m d'eau}$

La valeur de la pression minimale sera alors :

$$H_{\min} = Z_0 - Z_{\min} = 33,9 \text{ m d'eau}$$

Cette pression ne risque pas, en principe de créer une cavitation dans la conduite.

VI.12.3. TRONÇON SP3- Ouled Mimoun

$L = 5\,586,365 \text{ m}$; $D = 0,25 \text{ m}$; $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$;

$U_0 = 0,71 \text{ m/s}$; $e = 0,0227 \text{ m}$; $H_0 = 79,93 \text{ m}$.

La section de la conduite est $S = 0,049 \text{ m}^2$ et son volume est $L \cdot S = 274,22 \text{ m}^3$.

VI.12.3.1. Calcul de la célérité de l'onde

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48,8 + \frac{KD}{e}}} \dots \dots \dots \text{(IV. 15)}$$

Ce qui donne : $a = 1\,424,474 \text{ m/s}$.

VI.12.3.2. Valeur du coup de bélier

En cas d'arrêt accidentel ou fermeture brusque, le coup de bélier peut atteindre la valeur :

$$B = a \cdot U_0 / g = 103,096 \text{ m d'eau.}$$

VI.12.3.3. Valeur maximale dans la conduite

En considérant la valeur atteinte par le coup de bélier et la valeur de la hauteur géométrique de refoulement, la pression maximale dans la conduite est calculée par :

$$P_{\max} = H_0 + B = 183,026 \text{ m.}$$

En prenant en compte, la pression nominale de la conduite de refoulement PN = 16 bars à ne pas dépasser, la protection est donc nécessaire.

VI.12.3.4. Détermination du volume d'air

Le calcul du volume d'air V_0 suit les étapes ci – dessous :

- $Z_0 = H_0 + 10 = 79,93 + 10 = 89,93 \text{ m ;}$
- $Z_{\max} = PN + 10 = 160 + 10 = 170 \text{ m ;}$
- $Z_{\max} / Z_0 = 170 / 89,93 = 1,89 ;$
- $H_0 = U_0^2 / 2 \cdot g = 0,0256$
- $H_0 / Z_0 = 0,027 / 89,93 = 2,85 \cdot 10^{-4}$

Les alignements 1.45 lu sur l'échelle de Z_{\max} / Z_0 et $2.35 \cdot 10^{-3}$ lu sur l'échelle H_0 / Z_0 donnent sur l'abaque de VIBERT (Annexe 4).

$$U_0 / L.S = 1,7 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad Z_{\min} / Z_0 = 0,59$$

Le volume d'air sera donc égal à :

$$V_0 = 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot L.S = 0,466 \text{ m}^3$$

IV.12.3.5. Calcul du volume maximal de l'air

En supposent $V_0 \cdot Z_0 = V_{\max} \cdot Z_{\min}$

$$\text{On tire } V_{\max} = V_0 \cdot Z_0 / Z_{\min} = 1,80 / 0,72 = 0,79 \text{ m}^3$$

IV.12.3.6. Détermination de la capacité totale du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, la capacité du réservoir d'air est donnée par :

$$V_{\text{rés}} = 1,3 \cdot V_{\text{max}} = 1,027 \text{ m}^3.$$

IV.12.3.7. Calcul de la pression minimale et vérification du critère de cavitation

On calcul : $Z_{\text{min}} = 0,72$. $Z_0 = 53,058$ m d'eau

La valeur de la pression minimale sera alors :

$$H_{\text{min}} = Z_0 - Z_{\text{min}} = 36,87 \text{ m d'eau}$$

Cette pression ne risque pas, en principe de créer une cavitation dans la conduite.

La figure IV.24 illustre les cas de fonctionnement de la protection anti- bélier par réservoir d'air.

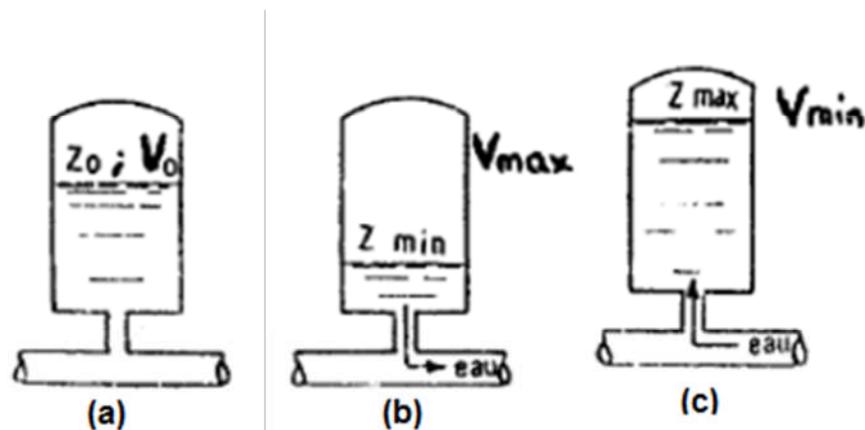


Figure IV.24 : Fonctionnement de la protection anti- bélier par réservoir d'air.

a) Marche normale

b) Dépression

c) Surpression

Le tableau IV.52 résume tous les détails de calcul des protections contre le coup de bélier pour l'ensemble des tronçons refoulement.

Tableau IV.52 : Paramètres de synthèse protection contre le coup de bélier.

Tronçons	Paramètres						
	Célérité de l'onde (a) (m/s)	Valeurs coup de bélier (B) (m)	Pression maximale (m)	Volume d'air V_0 (m ³)	Volume d'air max (v_{max}) (m ³)	Volume réservoir (V_{res}) (m ³)	Pression (H_{min}) (m)
Sp1- Sidi Senouci	1 424,4740	106,72	213,726	1,77	2,46	3,19	32,76
SP 2 – SP 3	1 424,4729	103,096	206 ,096	0,82	1,17	1,52	33,9
SP3 – Ouled Mimoun	1 424,4729	103,096	183,026	0,466	0,79	1,027	36,87

IV.13. CONCLUSION

Ce chapitre a permis la conception et le dimensionnement de toutes les installations du transfert.

Il a englobé en outre l'ensemble des calculs hydrauliques relatifs aussi bien aux tronçons gravitaires que ceux en refoulement. Le choix des diamètres définitifs s'est articulé sur deux aspects principaux : critères économiques et critères qualitatifs liés aux vitesses atteintes des écoulements. Une part importante a été réservée à la conception des étages de pompage, aux choix des pompes ainsi qu'aux installations de protection contre le coup de bélier.

Conclusion générale

Les ressources en eau des communes de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et l'agglomération de Sidi Senouci sont très limitées. Ces centres ne disposent, respectivement, que de 4 593, 778, et 1 037 m³/s de capacités de production.

Les ouvrages de stockage enregistrent également des déficits en termes de capacités. Tenant compte de l'évolution démographique et des besoins publics futurs, les déficits seront respectivement de 3 056 m³/j pour Ouled Mimoun, 1 889 m³/j pour Sidi Abdelli et

1 379 m³/j pour Sidi Senouci. Le transfert des eaux du brise charge BC3 constitue, sans aucun doute une solution pour satisfaire l'ensemble des besoins des 03 centres.

Ce transfert, en termes de capacités d'adductions a été dimensionné pour un débit représentant le déficit global à l'horizon 2040, soit 72 l/s en besoins moyens et 153 l/s en besoins maximum.

L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés ont débouchés sur les résultats fondamentaux ci-dessous :

- Centre de Sidi Abdelli

Ce centre sera alimenté par une conduite PEHD gravitaire de longueur 1 860 m et de diamètre 200 mm. Un tronçon commun à toutes les adductions fait aboutir l'eau du BC3 vers un point de ramification. Ce tronçon commun fait véhiculer un débit de 72 l/s par l'intermédiaire d'une conduite PEHD de longueur 50 m et de diamètre 350 mm.

- Centre de Sidi Senouci

A partir du point de ramification, une conduite de refoulement assure l'adduction vers le centre de Sidi Senouci pour un débit de 52 l/s. Cette valeur représente les débits à transférer pour Sidi Senouci et Ouled Mimoun. Le diamètre définitif de ce tronçon de refoulement est de 300 mm.

La station SP1 est la station qui assure cette adduction. Elle comporte deux pompes couplées en parallèle et une de secours. Après étude du choix des pompes, par logiciel CAPRARI et

par calcul analytique le choix est porté sur des pompes de débits et HMT unitaires respectivement de 26 l/s et 103 m.

- Centre de Ouled Mimoun

En ce qui concerne le tronçon de refoulement vers Ouled Mimoun, une conduite de diamètre 250 mm assure ce transfert pour un débit de 35 l/s.

Le choix définitif de ce diamètre a tenu compte aussi bien des calculs de diamètres économiques que de l'aspect qualitatif des écoulements liés particulièrement aux valeurs des vitesses enregistrées. Tenant compte des pressions nominales des conduites fixées à PN 16 bars et des hauteurs de refoulement, Deux étages de pompage ont été projetés. Le premier relie la station de pompage SP2 à la station SP3. Le choix est porté sur deux pompes couplées en parallèle et une pompe de secours de caractéristiques unitaires $Q = 17 \text{ l/s}$ et $HMT = 84 \text{ m}$.

Le 2^{ème} étage de pompage relie la station SP2 à la station SP3. Une conduite de diamètre 250 mm assure cette adduction.

Après étude des stations de pompage, le choix est porté sur deux pompes couplées en parallèles et une pompe de secours de caractéristiques unitaires $Q = 18 \text{ l/s}$ et $HMT = 94 \text{ m}$.

Il est à signaler que tous les calculs hydrauliques ont été effectués pour deux débits de transfert (Q_{moy} et Q_{max}) et que les paramètres hydrauliques de fonctionnement qualitatifs et quantitatifs ont été vérifiés et validés.

Aussi, le dimensionnement des installations a été opéré pour deux durées de pompages $t = 12\text{h}$ et $t = 24\text{h}$.

Enfin, la conception des différentes adductions a été clôturée par l'étude de la protection contre le coup de bélier. Le type d'installation a été orienté vers la protection par réservoirs d'air de capacités respectives $3,2 \text{ m}^3$ pour la station SP1, $1,52 \text{ m}^3$ pour la station SP2 et 1 m^3 pour la station SP3.

Finalement, il est important de souligner que le travail élaboré dans le cadre de ce mémoire été d'un intérêt capital pour un complément de formation.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[01] SOGREA, 2010, détermination du couts des opérations de transfert d'eau, étude technico-économique, mémoire restititif.

[02] Valiron F, 1989, Gestion des eaux, alimentation en eau .assainissement, 2^{ème} édition .revue et corrigée, p399.

[03] MOUSSA M, 2002, Alimentation en eau potable, mémoire d'ingénieur, Ecole nationale d'ingénieur de Tunis.

[04] Dupont A, 1979, Hydraulique urbaine, Tome2 : ouvrage de transport – Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, p477

[05] FRANCOIS G. BRIERE, 2000, Distribution et collecte des eaux, 2^{ième} édition, Eyrolles, Canada, P365.

[06] Yazid A, 2012, alimentation en eau potable de la ville d'ouled BESSEM, Mémoire d'ingénieur d'état, département de génie de l'eau , école nationale supérieure d'hydraulique-arbaoui abdellah, Algérie

[07] ABDI I, 2011, Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, département génie de l'eau, école nationale supérieure de l'hydraulique, Algérie

[08] Sahouli M, 2004, Etude du transfert des eaux souterraines du chott el gharbi vers le GUT, Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique , université de Tlemcen.

[09] FAISANDIER J, 1999, Mécanismes hydrauliques et pneumatiques, 9^{ème} éditions.

[10] <http://www.hellopro.fr/pompes-centrifuges-horizontales-1001169-fr-1-feuille.html>

[11] Commission locale de l'eau, 2004, Rendement des réseaux d'eau potable.

[12] Dupont A, 1971, hydraulique urbaine tome1, hydrologie, captage et traitement des eaux, Edition, Eyrolles.

[13] CTH, 1995, Expertise et diagnostic sur 30 Kms d'adduction dans la wilaya de Naama, Direction de l'hydraulique de la wilaya de Naama.

[14] Schulhof P, 1998, les stations de pompage d'eau, 5^{ème} édition TEC &DOC, Paris.

[15] BOVIN J, 2005, Hydraulique urbaine I, Edition HES.SO.

[16] PDAU de Ouled Mimoun, 2006, URSA.

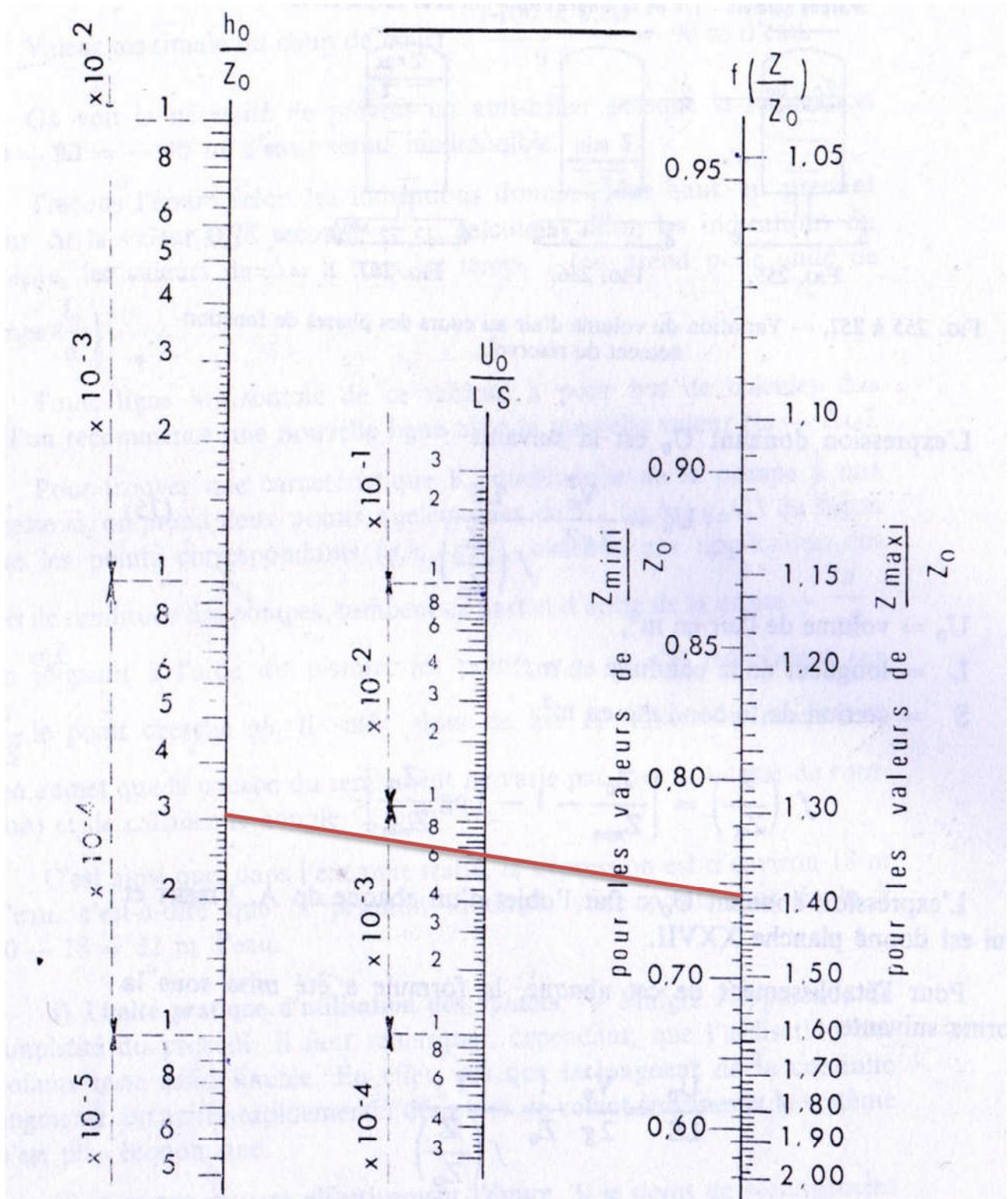
[17] PDAU Sidi Abdelli, 2006, URSA.

[18] ANB, 1997, Plan National de l'eau – Direction général – Département des études Technicoéconomiques.

[19] SOGREA, 2002, Etude de tarification de l'eau à usage domestique et industriel en Algérie.

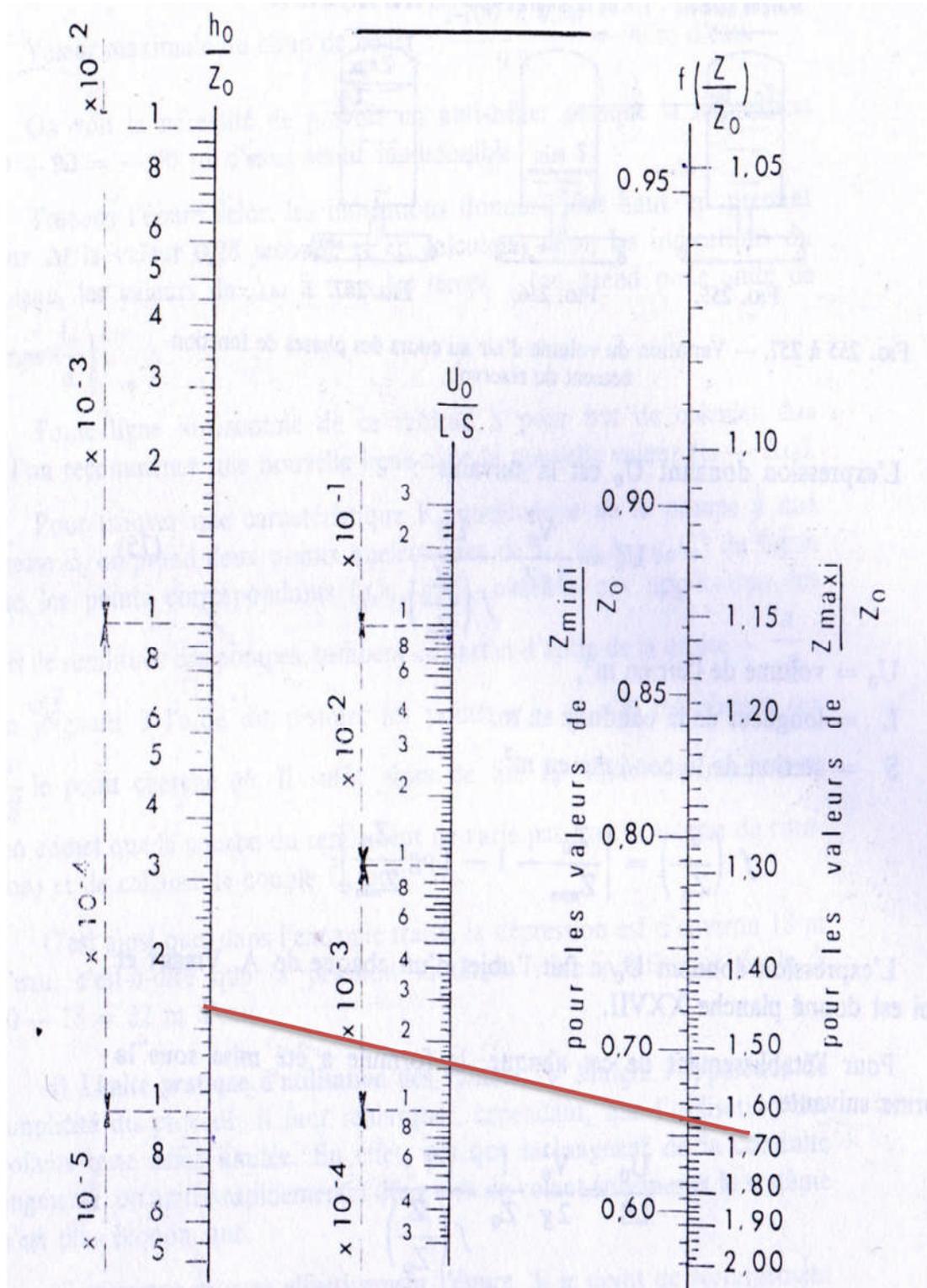
LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1



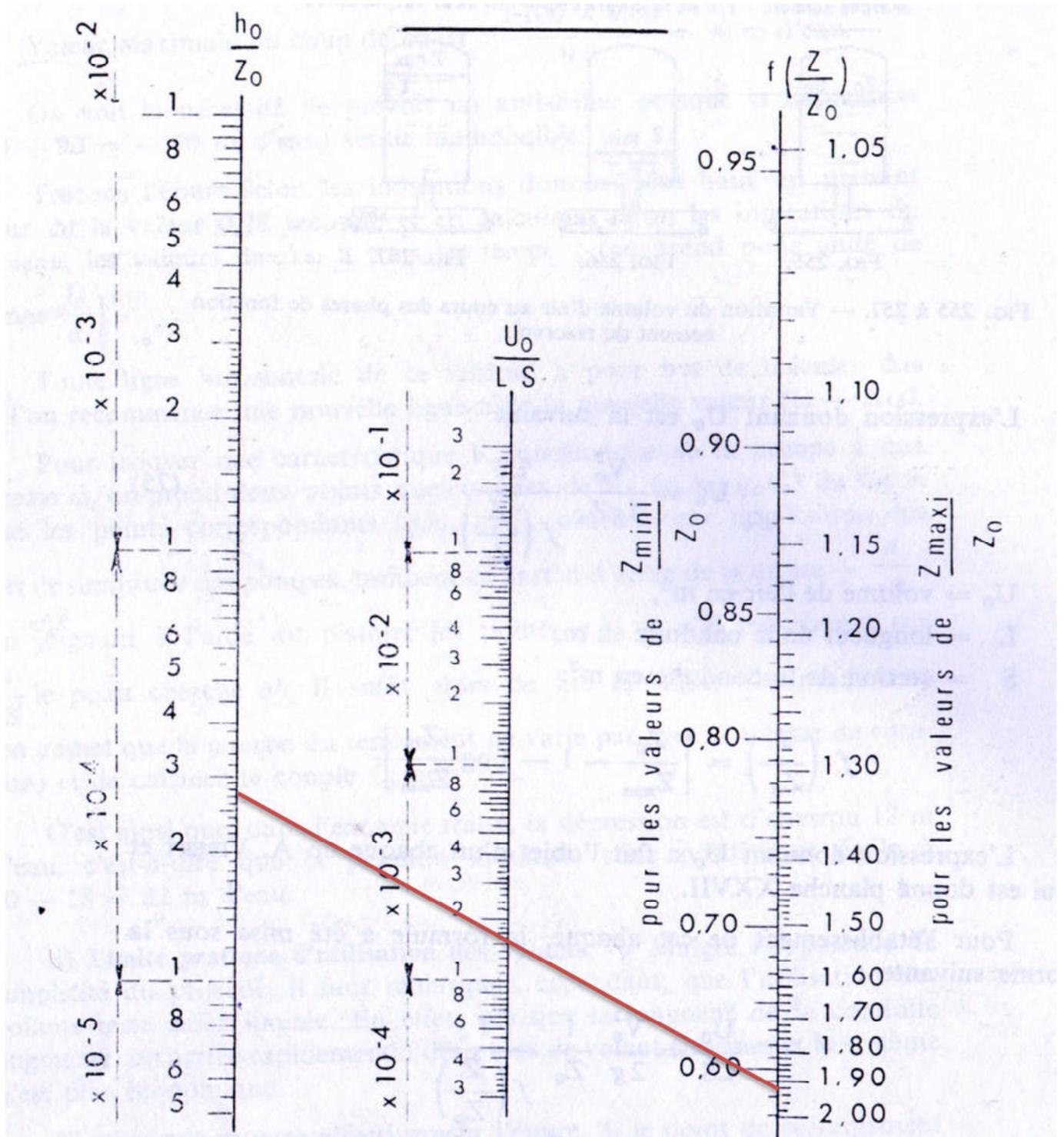
Détermination des paramètres relatifs à la protection anti béliér par réservoir d'air – Tronçon SPI – Sidi Senouci.

ANNEXE 2



Détermination des paramètres relatifs à la protection anti béliér par réservoir d'air – Tronçon SP2– SP3.

ANNEXE 3



Détermination des paramètres relatifs à la protection anti bélien par réservoir d'air – Tronçon SP3 – Ouled Mimoun.