

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des agglomerations d'Aomar a partir du Barrage Koudiat Acerdoune (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-13

APA Citation (APA توثيق):

Aissaoui, Fatima (2013). Alimentation en eau potable des agglomerations d'Aomar a partir du Barrage Koudiat Acerdoune (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS
D'AOMAR A PARTIR DU BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE
(W.BOUIRA)**

Présenté par :

M^{elle} AISSAOUI FATIMA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Septembre 2013

REMERCIEMENT

Mes vifs remerciements à monsieur SALAH BOUALEM pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.

Mes remerciements également :

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*
- *A Mr Sobaihi M^{ed}, pour ses conseils et ses directives.*
- *A Mr Maoudj Belkacem pour des conseils éclairés et des précieuses orientations.*

Et tout le personnel de la subdivision d'hydraulique de Kadiria

A. FATIMA

DEDICACE

Aux êtres les plus chères au monde, mon père, ma mère, source intarissable d'amour, de tendresse et de sacrifice, pour leurs conseils et leur précieuse aide morale et financière,

Je leur témoigne mon grand respect, toute mon affection et ma profonde gratitude.

Que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

A mes très chers frères et sœurs .

A tous ceux qui me sont chers.

A .FATIMA

ملخص :

تعرف قرى أولاد عيسى ، ثابورت و قالوس المتواجدة ببلدية عمر(ولايةالبويرة) حاليا مشكلة مثيرة للقلق في المياه الصالحة للشرب. الإمدادات الحالية من المياه في هذه القرى محدودة فقط عن طريق استخدام الابار التي لا تغطي احتياجات المواطنين الحالية والمستقبلية من المياه الصالحة للشرب.

تهدف هذه الدراسة الى تصميم شبكة الربط بمياه الشرب من محطة المعالجة ، مدعوم من سد كدية أسردون (ولاية البويرة) للتزويد بمياه الشرب لأفق 2027. تحليل وتشخيص بعض الهياكل الهيدروليكية الحالية تجد تبريراتها في الدراسة الحالية.

Résumé :

Les villages d'Ouled Aisaa , Thabourt et Kalous , se trouvant dans la commune d'Aomar (w.Bouira) reconnaissent actuellement un problème alarmant en matière d'alimentation en eau potable . L'alimentation en eau actuelle de ces villages, se limite uniquement par l'utilisation des puits, qui ne couvrent pas les besoins en eau actuels et futures des citoyens.

La présente étude a pour objet, le dimensionnement du réseau d'adductions d'eau potable à partir de la station de traitement alimentée par le barrage Koudiat Acerdoune (wilaya de Bouira),pour l'alimentation en eau potable a l'horizon 2027. L'analyse et le diagnostic de certains ouvrages hydrauliques existants,trouvent leurs justifications dans la présente étude.

Abstract

The village of Ouled Aisaa, Thabourt and Kalous, located in the cumune région of Aomar in the wilaya of Bouira currently recognize an alarming problem in drinking water. The current water supply in these villages is limited only by the use of wells that do not cover the needs of current and future citizens of water.

This study concerns the design of the network of drinking water supply from the treatment plant powered by the dam Koudiat Acerdoune (w.Bouira) for drinking water by 2027. Analysis and diagnosis of some existing hydraulics strucures find their justification in the present study.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre -1- : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1 Introduction	3
1.2 Situation géographique	3
1.3 La topographie	4
1.4 La géologie	4
1.5 Le climat	5
1.6 Situation socio-économique.....	9
1.7 Les Ressources en eau.....	9
1.8 Présentation générale du système d'alimentation en eau potable.....	9
1.9 Présentation de l'ancien système d'alimentation en eau potable de la région d'étude	11
1.10 L'état actuel du système	12
1.11 Conclusion	13

Chapitre -2- : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

2.1 Introduction	15
2.2 Evaluation démographique	15
2.3 Estimation des besoins en eau des agglomérations.....	16
2.4 Etude des variations des débits.....	21
2.5 Conclusion.....	24

Chapitre -3- : ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

3.1 Introduction	26
3.2 Description des réservoirs existants	26
3.3 Vérification des capacités des réservoirs existants à l'horizon d'étude	26
3.4 Comparaison entre les volumes calculés avec les volumes des réservoirs existants.....	33
3.5 Projection des réservoirs supplémentaires.....	33
3.6 Conclusion	37

Chapitre - 4 - : ETUDE DE L'ADDUCTION

4.1 Introduction	39
4.2 Le choix du tracé	39

4.3 Choix du type du matériau de la tuyauterie	39
4.4 Le cheminement de l'adduction projeté	40
4.5 Le calcul hydraulique	42
4.6 Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaires	51
4.7 Accessoires d'adduction	53
4.8 Conclusion	55

Chapitre -5- : STATION DE POMPAGE

5.1 Introduction	57
5.2 Dimensionnement des bâches d'aspiration pour les trois stations	57
5.3 Choix du type de pompe	59
5.4 Couplage des pompes	59
5.5 Choix du nombre de pompes	59
5.6 Etude de refoulement	60
5.7 Conclusion	70

Chapitre -6- : PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

6.1 Introduction	72
6.2 Définitions du coup de bélier	72
6.3 Les principales causes du phénomène.....	72
6.4 Les risques dus aux coups de bélier	73
6.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier en refoulement.....	73
6.6 Analyse du phénomène du coup de bélier en gravitaire	74
6.7 Moyens de protection contre le coup de bélier	74
6.8 Principe de fonctionnement	76
6.9 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	77
6.10 Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier	81
6.11 La fermeture lente d'une vanne.....	87
6.12 Conclusion.....	87

Chapitre -7- : POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

7. 1 POSE DE CANALISATION	
7. 1.1 Introduction	89
7.1.2 Les actions reçues par les conduites	89
7.1.3 Exécution des travaux	89
7.1.4 Réalisation des tranchées	90
7.1.5 Pose de canalisation	91
7.1.6 Franchissement des points spéciaux	92
7.1.7 Les butées	93
7.1.8 Epreuve de joint et de la canalisation	94
7.1.9 Remblai des tranchées	94
7.1.10 Désinfection des conduites	95
7.1.11 Conclusion	95
7. 2 ORGANISATION DE CHANTIER	
7.2.1 Introduction	95
7.2.2 Réalisation du réseau d'alimentation en eau potable (AEP)	95
7.2.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	96
7.2.4 Excavation des tranchées	96
7.2.5 Choix de la section transversale de la tranchée	97
7.2.6 Choix des engins.....	98
7.2.7 Calcul du volume de terrassement	99
7.2.8 Conclusion.....	102

Chapitre-8- : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

8.1 Introduction	104
8.2 Les causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	104
8.3 Liste des conditions dangereuses.....	105
8.4 Liste des actions dangereuses.....	105
8.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	106

8.6 Conclusion	107
----------------------	-----

CONCLUSION GENERALE.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE.

LES ANNEXES.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre -1- : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1-1 : Les températures moyennes mensuelles et interannuelles en °C (1995-2012)	6
--	---

Tableau 1-2 : Les précipitations moyennes mensuelles et interannuelles en (mm) de 1995 à 2012 de la région d'étude.....	7
---	---

Tableau 1-3: l'humidité relative mensuelle pour les différentes heures de la journée	8
--	---

Tableau 1-4 : Les coordonnées géographiques de chaque station de pompage	12
--	----

Chapitre -2- : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DES

AGGLOMERATIONS

Tableau 2-1 : Estimation de la population pour différents horizons.....	16
Tableau 2-2 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques	17
Tableau 2-3 : Tableau récapitulatif des besoins en eau scolaires.....	17
Tableau 2-4: Les besoins en eau potable sanitaires	18
Tableau 2-5 : Les besoins en eau potable administratifs	18
Tableau 2-6: Les besoins en eau potable socioculturelles	19
Tableau 2-7 : Les besoins industriels	19
Tableau 2-8 : Les besoins en eau potable du bétail.....	20
Tableau 2-9 : Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières.....	20
Tableau 2-10 : Le débit moyen journalier total majoré par les fuites.....	21
Tableau 2-11 : Les débits maximums et minimums journaliers.....	23
Tableau 2-12 : Tableau récapitulatif des valeurs de β , K_{maxh} et Q_{maxh}	24

Chapitre -3- : ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Tableau 3-1 : Les caractéristiques des réservoirs existants	26
Tableau 3-2 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Ouled Aissa.....	30
Tableau 3-3 : Calcul de la capacité du réservoir de Thabourt R3.....	31
Tableau 3-4 : Calcul de la capacité du réservoir de Kalous.....	32
Tableau 3-5 : Tableau récapitulatif de dimensionnement des réservoirs.....	35

Chapitre - 4 - : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale SP1 d' Ouled Aissa	45
Tableau 4-2 : Calcul des frais d'exploitation de la SP1 d'Ouled Aissa	45
Tableau 4-3: Calcul des frais d'amortissement SP1 d'Ouled Aissa	45
Tableau 4-4 : Calcul du bilan de la station de pompage Sp1d'Ouled Aissa	46
Tableau 4-5 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP1 Ouled Aissa – SP2 Thabourt).....	46
Tableau 4-6 : Calcul des frais d'exploitation (SP1 Ouled Aissa- SP2 Thabourt).....	47
Tableau 4-7 : Calcul des frais d'amortissement (SP1 Ouled Aissa- SP2 Thabourt)	47
Tableau 4-8 : Calcul du bilan (SP1Ouled Aissa-SP2 Thabourt)	47
Tableau 4-9 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP2 Thabourt)	48
Tableau 4-10 : Calcul des frais d'exploitation (SP2 Thabourt)	48
Tableau 4-11 : Calcul des frais d'amortissement (SP2 Thabourt).....	49
Tableau 4-12 : Calcul du bilan (SP2 Thabourt)	49
Tableau 4-13 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP3 Kalous)	50
Tableau 4-14 : Calcul des frais d'exploitation (SP3 Kalous)	50

Tableau 4-15 : Calcul des frais d'amortissement (SP3 Kalous).....	50
Tableau 4-16 : Calcul du bilan (SP3 Kalous).....	51
Tableau 4-17 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus	53

Chapitre -5- : STATION DE POMPAGE

Tableau 5-1 : Les caractéristiques des pompes pour SP1-R2	60
Tableau 5-2 : Les caractéristiques des pompes pour SP1-SP2	64
Tableau 5-3 : Les caractéristiques des pompes pour SP2-R3	66
Tableau 5-4 : Les caractéristiques des pompes pour SP3 - R4.....	68

Chapitre -6- : PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE

ET DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau 6-1 : Les caractéristiques de base des conduites de refoulement	79
Tableau 6-2 : Calcul de la célérité d'onde dans les conduites de refoulement	79
Tableau 6-3 : Calcul de volume de réservoir d'air.....	80
Tableau 6-4 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement	81
Tableau 6-5 : Les caractéristiques des conduites gravitaires	82
Tableau 6-6 : Les valeurs de la surpression et dépression pour R1-SP1 et SP2-SP3.....	83
Tableau 6-7 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne du tronçon R1-SP1	85
Tableau 6-8 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne du tronçon SP2-SP3.....	86

Chapitre -7- : POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

7.1: POSE DE CANALISATION

Tableau 7-1 : Valeur de K en fonction de l'accessoire	93
---	----

7.2 : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7-2 : Choix du coefficient du talus.....	98
Tableau 7-3: Calcul du volume du déblai.....	99
Tableau 7-4: Calcul du volume du lit du sable.....	100
Tableau 7-5: Calcul du volume du remblai	100
Tableau 7-6: Calcul du volume excédentaire.....	101
Tableau 7-7: Le volume total des travaux	101

LISTE DES FIGURES

Chapitre -1- : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure 1.1 : La situation géographique de la zone d'étude4

Figure 1.2 : Diagramme Ombrothémique de Bagnouls et Gausсен.....8

Chapitre -3- : ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Figure 3.1 : Schéma récapitulatif de système de stockage d'eau potable.....36

Chapitre - 4 - : ETUDE DE L'ADDITION

Figure 4.1: Schéma récapitulatif du système d'adduction projeté41

Figure 4.2 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....54

Chapitre -5- : STATION DE POMPAGE

Figure 5.1 : Graphe représentatif du point de fonctionnement pour SP1-R2.....63

Figure 5.2 : Graphe représentatif du point de fonctionnement pour SP1-SP2.....65

Figure 5.3 : Graphe représentatif du point de fonctionnement pour SP2-R3.....67

Figure 5.4 : Graphe représentatif du point de fonctionnement pour SP3-R4.....69

Chapitre -6- : PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE

ET DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure 6.1 : Le réservoir d'air (anti-bélier)76

Figure 6.2 : Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier77

Figure 6.3 : Le choix et les dimensions des réservoirs d'air80

Figure 6.4 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre pour le tronçon R1-SP185

Figure 6.5 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre pour le tronçon SP2-SP387

Chapitre -7- : POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

7. 1: POSE DE CANALISATION

Figure 7.1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....91

Figure 7.2 : Pose de conduite dans un mauvais terrain.....92

Figure 7.3 : Pose de conduite en cas de traversée d'une route.....92

Figure 7.4 : La traversée de l'oued93

Figure 7.5 : Butée sur un coude horizontal et sur un branchement94

7. 2 : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure 7.6: Schéma d'une tranchée avec pose de conduite97

Figure 7.7: Section type de tranchée97

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N°1 : Le cheminement de l'adduction des localités d'Aomar (W.Bouira).

PLANCHE N°2 : Schéma synoptique du système d'adduction des localités d'Aomar (W.Bouira).

PLANCHE N°3 : Coupes du réservoir projeté.

PLANCHE N°4 : Profil en long d'adduction gravitaire (tronçon R1 – SP1) Ouled Aissa (W.Bouira).

PLANCHE N°5 : Les accessoires de l'adduction.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

Le problème du manque d'eau potable se pose avec beaucoup plus d'inquiétude pour les régions exposées, climatiquement à des sécheresses fréquentes et longues. Ce problème s'aggrave d'une part s'il s'associe à une augmentation continue des besoins en eau, et d'autre part si ces eaux se trouvent en quantités limitées ou parfois inaccessibles, notamment pour les régions montagneuses.

Pour y remédier, notre pays s'est engagé dans un vaste programme d'exploitation de l'eau non conventionnelle telle que le dessalement de l'eau de mer et la réalisation de gros projets hydrotechniques (barrages, retenues) pour la mobilisation des eaux pluviales, parmi ces grands projets, nous citons la réalisation du barrage de Koudiat Acerdoune qui est le seul ressource en eau potable dans notre région d'étude qui concerne des villages d' Ouled Aissa ,Thabourt et Kalous commune d'Aomar (w.Bouira).

Cette zone d'étude souffre de manque d'eau malgré le fait qu'elle appartienne à une commune à très fortes potentialités hydriques à savoir l'oued d'Isser. Cette situation oblige les habitants de ces localités à s'alimenter par l'exploitation des puits. Et avec le temps ces ressources ne peuvent plus répondre aux besoins grandissant des habitants.

Pour étudier ce nouveau système d'adduction, nous allons procéder au développement des points suivants :

Commençons par une description générale du site de l'étude suivie d'un aperçu démographique, en suite nous procéderons à l'estimation des besoins en eau à l'horizon de 2027, en se basant sur le nombre d'habitants et sur les équipements existants.

Par la suite, nous passerons au calcul des ouvrages de stockage et le dimensionnement des adductions et ses équipements, assurant le bon fonctionnement de ce système par l'étude convenable de pompage, ainsi la vérification de la protection des conduites contre le coup de bélier. Nous terminons ce travail par la pose des conduites et la détermination des volumes de travaux exécutés dans les bonnes conditions de protection et de sécurité de travail.

Chapitre -1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1 Introduction :

Ce chapitre portera sur la description de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, géologique, climatique et surtout hydraulique.

Les ressources eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels de la région d'étude qui est composée de trois localités à savoir Ouled Aissa , Thabourt et Kalous.

Le projet d'adduction à partir du barrage Koudiat Acerdoune va assurer l'alimentation en eau potable de ces trois localités citées ci-dessus actuellement et à l'horizon 2027.

1.2 Situation géographique :

La commune d'Aomar est située au Nord Ouest de la willaya de Bouira à environ 19 km du chef lieu et ayant pour coordonnées géographiques suivantes :

Latitude : 36°29'31" N et Longitude : 3°46'8" E.

La commune est limitée : (figure 1.1)

- Au Nord par la daïra de Draa El Mizan (W.Tizi Ouzou) .
- À l'Est par les communes Ait Laaziz (W.Bouira) et Frikat (W.Tizi Ouzou) .
- Au Sud par les communes Djebahia (W.Bouira) et Ain Turk (W. Bouira)
- À l'Ouest par la commune Kadiria (W.Bouira).

Notre étude concerne les localités : kalous, Ouled Aissa et Thabourt qui se trouvent au nord de la commune d'Aomar, qui est le chef lieu.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

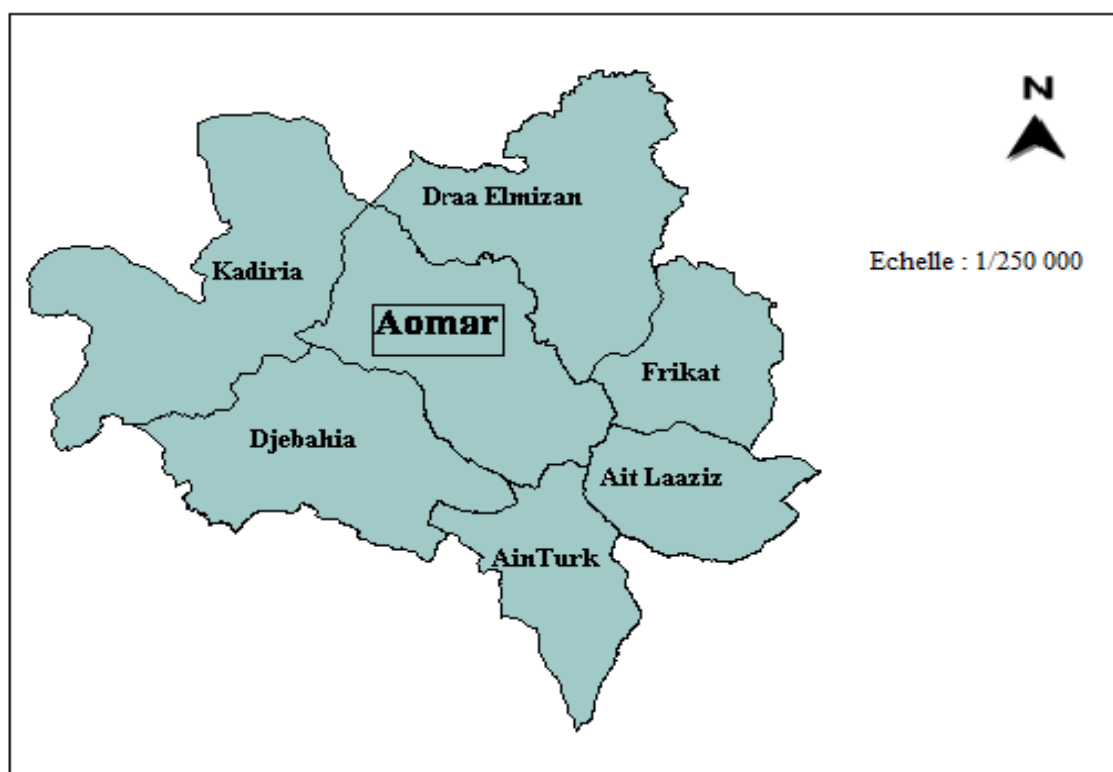


Figure 1.1 : La situation géographique de la zone d'étude

(Source : logiciel informatique Map info)

1.3 La topographie :

Le relief de la région d'étude alterne entre une topographie de moyenne montagne au nord, qui s'étend sur une grande superficie d'une altitude qui varie entre 180 et 675 m avec une pente de 15 %.

1.4 La géologie :

La région appartient au domaine tellien qui est subdivisé en plusieurs chaînons, eux même appartenant à deux principaux sous ensembles : un tell septentrional et un tell méridional.

Le tell septentrional composé de terrains cristallophylliens, de terrains calcaires plissés et fracturés, de sédiments sous forme de conglomérats et de galets, ainsi que des silicio – clastiques.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le tell méridional composé de terrains mésozoïques formé de roches quartzites, schistes gris, des argiles et des dépôts marno-calcaires.

Entre le tell septentrional et le tell méridional, nous distinguons le bassin de Bouira, caractérisé par des dépôts continentaux qui s'étendent d'Ouest en Est parallèlement au flanc Sud de Djurdjura et au Bibans. Ces dépôts reposent sur les nappes de flysch ou bien rentrent en contact avec celle-ci par failles. Au Sud, ils reposent sur le flanc Nord des Bibans.

1.5 Le climat :

Le climat de la commune Aomar est de type méditerranéen humide, généralement il s'étale sur quatre saisons bien distinctes, caractérisées par un hiver pluvieux, froid et rigoureux, par un printemps et un automne doux et par un été chaud.

1.5.1 La température :

D'après les visites que nous avons effectuées au niveau de la station de Ain Bessam, les températures moyennes mensuelles et interannuelles sont les suivantes : selon le tableau 1-1.

Sur les 18 ans , La température moyenne annuelle qui caractérise le climat de la région est de 17,26 °C. Elle représente une alternance de deux saisons distinctes :

-La saison la plus froide s'étale de Décembre à Février avec une température moyenne de 9,4 °C.

- La Saison chaude s'étale de Juin à Août, avec une température moyenne de 27,1 °C.

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1-1 : Les températures moyennes mensuelles et interannuelles en °C (1995-2012)

Mois Années	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Ju.	Juil.	Aou	Sep	Oct.	No v	Dé c.	Moy
1995	7,5	11,6	11,0	13,2	21,1	23,6	28,4	26,9	21,4	19,0	13,7	11,3	17,4
1996	10,4	7,2	11,3	13,7	17,7	22,4	27,1	26,7	20,7	16,5	13,9	10,4	16,5
1997	9,3	10,6	12,0	15,1	21,3	26,3	27,6	27,1	23,0	18,6	12,5	9,6	17,8
1998	8,9	10,7	8,1	15,3	17,0	26,4	29,4	27,6	21,1	16,5	12,5	8,6	16,8
1999	8,8	6,9	11,6	15,4	23,3	25,7	28,0	30,8	24,4	21,3	13,3	8,6	18,0
2000	7,1	11,2	13,8	16,4	22,0	25,6	29,6	29,9	24,4	16,5	13,3	11,2	18,4
2001	8,8	8,9	16,1	15,0	18,4	27,0	29,4	29,5	23,8	21,4	11,3	7,6	18,0
2002	8,2	10,0	12,3	14,0	19,0	25,8	25,7	24,3	21,2	18,9	12,4	10,0	16,8
2003	7,0	6,3	11,4	13,9	17,3	26,5	29,5	28,2	21,6	14,8	12,5	7,7	15,6
2004	8,2	6,8	11,1	12,7	14,1	23,1	27,0	27,8	23,3	27,0	10,3	7,9	16,1
2005	5,1	4,4	11,2	13,7	20,7	24,4	27,9	25,3	21,1	18,0	11,2	7,5	15,9
2006	5,6	6,9	12,0	16,5	17,5	24,6	27,5	24,8	21,6	20,8	13,6	8,6	16,9
2007	9,2	10,0	9,4	12,7	17,5	22,8	27,1	26,3	21,6	16,6	10,1	7,3	15,9
2008	8,2	9,3	10,3	14,1	17,2	21,7	27,4	26,8	22,2	16,8	9,9	7,1	15,9
2009	7,1	6,8	10,4	10,7	19,1	24,4	29,2	26,2	19,8	16,9	13,4	10,0	16,2
2010	9,2	10,2	12,0	15,1	16,6	22,0	27,8	27,0	22,5	17,6	12,3	8,9	16,8
2011	6,3	6,0	13,2	13,1	18,7	20,4	28,5	27,7	24,3	17,5	12,0	8,0	16,3
2012	10,3	7,2	13,4	14,6	19,3	25,3	29,5	30,2	25,6	18,3	12,9	8,5	17,12
Moy	8,9	9,4	12,2	13,9	20,2	24,45	28,95	27,9	21,4	19	13,3	9,9	17,26

Source: Station météorologique d'Ain Bessam

1.5.2 La pluviométrie :

Les stations pluviométriques réparties dans la région nous informent sur les précipitations suivantes : selon le tableau 1-2.

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1-2 : Les précipitations moyennes mensuelles et interannuelles en (mm) de 1995 à 2012 de la région d'étude.

Mois Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Ju.	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
1995	153,5	28,0	90,9	15,9	01,6	29,5	13,6	22,1	7,5	21,9	13,7	20,9	34,93
1996	63,8	122,3	33,6	72,3	46,4	17,5	15,7	9,3	34,3	13,5	22,6	42,4	41,14
1997	40,0	09,0	16,0	80,2	23,6	1,8	1,2	21,9	34,4	73,2	63,4	55,8	35,04
1998	9,4	54,2	28,6	49,5	136,4	4,5	2,7	4,1	46,7	40,1	91,1	35,6	41,91
1999	69,5	36,2	66,7	3,3	24,3	1,8	0,8	5,4	65,2	21,5	33,4	123,3	37,62
2000	5,1	2,0	17,0	27,0	28,3	0,1	0,2	5,7	14,7	79,9	38,4	52,4	22,57
2001	150,3	44,2	2,8	50,5	17,9	2,9	0,1	4,4	37,3	3,1	8,2	19,3	28,42
2002	25,6	29,1	24,0	15,9	17,7	2,7	2,2	55,7	12,2	18,4	124,2	129	38,06
2003	175,9	79,3	8,1	105,9	14,4	8,4	3,7	7,1	59,4	107,2	44,1	116,6	60,84
2004	64,5	14,2	52,5	50,9	90,9	2,1	0,1	15,9	20,3	31,6	54,3	107,3	42,05
2005	59,0	90,2	23,8	22,1	1,9	6,9	0,1	4,8	15,3	67,2	38,8	74,0	33,67
2006	60,6	61,8	23	35,4	46,0	12,6	9,6	3,3	39,6	1,6	45,1	80,9	34,96
2007	5,7	38,5	183,4	84,3	29,8	19,7	6,2	16,5	60,4	63,7	85,9	38,0	52,67
2008	6,5	32,5	57,8	37,9	67,8	24,1	0,1	0,3	41,2	49,7	60,6	51,9	35,70
2009	96,9	22,2	57,9	90,1	34,4	1,2	0,5	8,7	67,4	11,9	73,6	60,7	43,79
2010	47,6	71,4	59,7	15,7	46,9	37,3	0,4	24,2	6,0	80,5	87,2	27,0	41,97
2011	33,1	108,7	55,5	84,8	89,7	45,1	2,9	17,0	7,1	38,3	58,0	42,6	48,55
2012	35,6	112,3	47,3	65,5	20,58	15,3	3,5	36,5	45,8	28,5	45,9	46,6	41,95
Moy	94,55	70,15	59,1	45,7	41,1	22,4	8,55	7.33	21,65	29,2	53,5	62.5	42,97

Source : Station météorologique d'Ain Bessam

La quantité interannuelle des précipitations dans la région est en moyenne de 42,97mm pour la période 1995 – 2012.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- *Diagramme Ombrothermique :*

Le diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausson (1953) nous permet la mise en évidence des périodes sèches au cours d'une année hydrologique.

Le diagramme de Bagnouls et Gausson montre que la période sèche au niveau de la région d'étude s'étale de mi-mai jusqu'à mi-octobre.

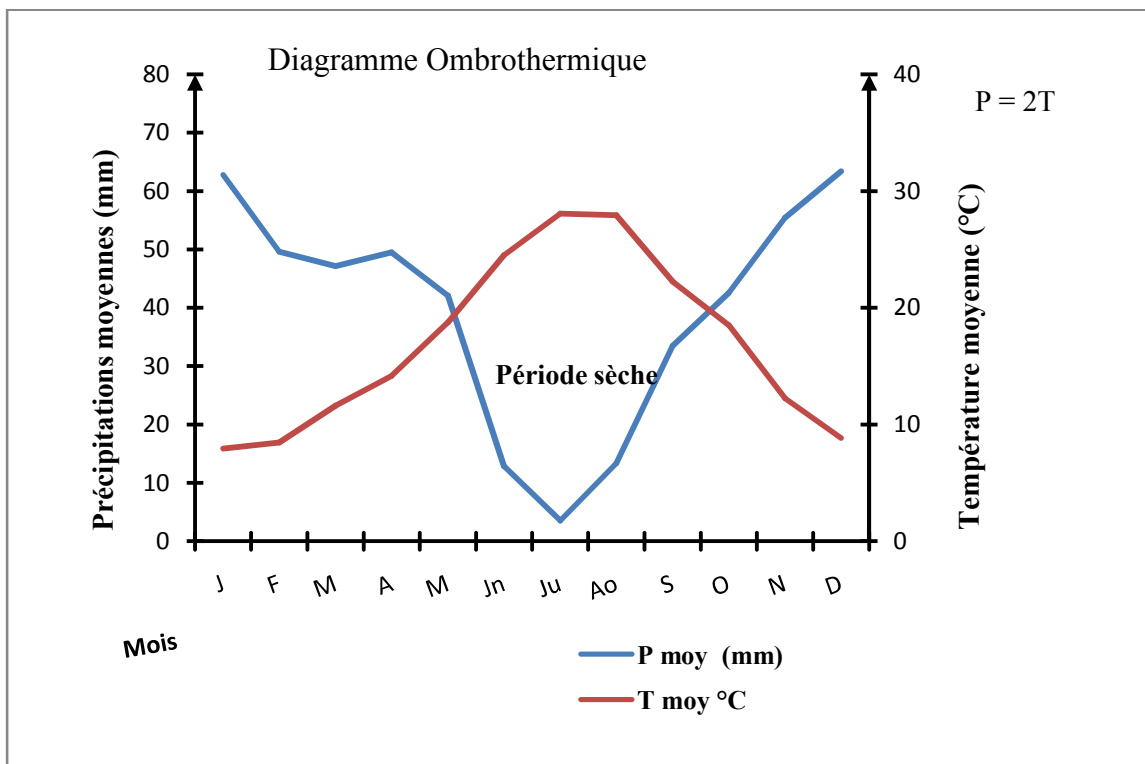


Figure 1.2 : Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausson.

1.5.3 Humidité relative :

L'humidité relative représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Le tableau 1-3 résume la répartition mensuelle relative observée à la station météorologique d'Ain Bessam à 7 heures, 15 heures et à 18 heures.

Tableau 1-3 : L'humidité relative mensuelle pour les différentes heures de la journée

MOIS	J	F	M	A	M	J	JU	A	S	O	N	D
7H	87	89	81	78	70	60	57	62	71	81	84	86
15H	62	58	51	50	44	40	35	37	41	47	63	63
18H	74	70	66	62	65	47	39	45	56	63	64	74

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.5.4 Le vent :

La direction la plus prédominante est celle de Sud –ouest avec une vitesse moyenne de 35 Km/h

1.6 Situation socio-économique :

1.6.1 Données démographiques :

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008), L'ensemble de la population de la zone d'étude se répartie comme suit :

- Ouled Aissa : 1442 ha
- Thabourt : 921 ha.
- Kalous : 2100 ha.

1.6.2 L'activité agricole :

Nous notons la présence des parcelles de céréales, oliviers et figuiers et quelques élevages ovins et bovins.

1.7 Les Ressources en eau

1.7.1 Les ressources souterraines :

Nous notons l'existence d'un puits à Kalous et d'autre à Thabourt, les deux sont caractérisés par un faible débit (2 l/s chacun).

1.7.2 Les ressources superficielles :

-La seule ressource d'eau superficielle destinée à l'alimentation en eau est le barrage Koudiat Acedoune .

1.8 Présentation générale du système d'alimentation en eau potable :

1.8.1 Barrage Koudiat Acerdoune :

Il est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 Km de Bouira. La digue est réalisée en béton compacté à rouleau par la société française GHAZEL. Elle est d'une hauteur de 121 m.

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le barrage devra alimenter les quatre wilayas: Bouira, Tizi-Ouzou, Médéa et M'sila et les villages de la région d'étude, elle-même appartenant à la Wilaya de Bouira, donc une population de quatre (04) millions d'habitants.

Ce barrage est destiné également pour l'irrigation, en effet 19 000 ha seront irrigués.

Les caractéristiques du barrage :

- Une digue en béton compacté au rouleau
- Volume : 640 Hm³ ;
- Hauteur de la digue : 121m ;
- Longueur en crête : 475 m ;
- Surface du bassin versant : 2 790 Km² ;
- Aire inondée : 1 830 Ha ;
- Tour de prise : 05 prises d'eau (03 pour l'AEP et 02 pour l'irrigation).

1.8.2 La station de traitement

✓ Présentation de la station de traitement

Le site de la station de traitement se trouve dans la commune de Djebahia à proximité de la confluence des oueds Isser et Djemaa, en rive gauche de ce dernier. Elle est alimentée en eau par le barrage de Koudiat Acerdoune au moyen d'une conduite en fonte de 1800 mm de diamètre et d'une longueur d'environ 17 km.

✓ Les ouvrages de la station de traitement

❖ Le décanteur

Il existe deux décanteurs de type Densadeg de capacité de traitement de 2916 m³/h chacun, les caractéristiques de ce type sont :

- Capacité d'une seule unité (m³/h) : en béton (157 à 3470), en acier (24 à 2365)
- Vitesses de décantation : 15 à 35 m³/ m²/h.
- Utilisation optimale des produits chimiques
- Hauteur de chaque décanteur est de 4,5 à 6,8 m

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- Volume de boues 10 fois moindre que les systèmes à floccs lestés
- Pas d'équipement d'épaississement additionnel
- Contrôle automatique des fonctions démarrage, arrêt et gestion des boues

❖ *Le filtre*

Il existe six filtres de type Aquazur de largeur de 5m, de longueur de 15,14m.

La capacité de traitement est de 972 m³/h de chacun, les caractéristiques de ce type sont :

- Ils sont à sable de granulométrie homogène, fonctionnant par gravité, lavables simultanément à l'air et à l'eau.
- Ils peuvent fonctionner dans un domaine de vitesse de filtration de 7 à 20 m/h
- hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant égale à 1,20 m.
- hauteur de matériau filtrant homogène comprise entre 0,8 et 1,5 m
- une taille effective du matériau filtrant, en général de 0,95 mm ou 1,35 mm (fourchette extrême 0,7 mm et 2 mm)

❖ *Installation pour la désinfection*

Le désinfectant choisi pour notre cas est le chlore gazeux qui est stocké en conteneurs étanches sous pression, à l'intérieur desquels il est sous forme liquide. Les futs de chlore ont une capacité de 500 kg à 1 tonne avec une installation de dosage appropriée.

D'après les données que nous avons prises au niveau de la station, un débit de traitement de 149968 m³/j à l'horizon 2035 va satisfaire les besoins en eau potable pour toutes les agglomérations de quatre willaya (Bouira, Tizi Ouzou, Médéa et M'sila) .

1.9 Présentation de l'ancien système d'alimentation en eau potable de la région d'étude :

Cet ancien système était fonctionnel pour l'alimentation de ces trois localités à savoir :

La localité d'Ouled Aissa : est alimentée par un réservoir de volume 200m³ qui est alimenté par une conduite de refoulement venant de la station de pompage. Cette dernière est alimentée gravitairement par un réservoir de volume 250 m³ de krarib.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La Localité de Thabourt : est alimentée par un réservoir de volume 200m³ qui est alimenté par une conduite de refoulement à partir de la station de pompage de Thabourt. Cette dernière est alimentée par un puits qui se trouve sur l'oued djemaa.

La Localité de Kalous : est alimentée par un système identique à celle de Thabourt.

Actuellement, la vétusté de ce système s'est accentué en obligeant les habitants de ces trois localités à utiliser les moyens traditionnels en puisant l'eau à partir des puits aux environ. Certains habitants se contentent uniquement de l'alimentation en eau potable à partir des citernes.

1.10 L'état actuel du système

1.10.1 Le réseau de distribution :

D'après la visite effectuée sur le site de la zone d'étude, nous avons remarqué l'état défectueux du réseau de distribution existant : les conduites en acier galvanisé sont corrodées d'autre tronçons sont détériorés. D'après la direction d'hydraulique de la willaya de Bouira, il y avait des endroits avec de faibles pressions et d'autres avec de faibles débits au niveau du réseau d'AEP de village du Kalous au temps de fonctionnement de l'ancien système d'alimentation en potable.

1.10.2 Les stations de pompage :

Nous notons également l'arrêt depuis 1992 de des trois stations de pompage : d'ouled Aissa, de Thabourt et de kalous, mais elles sont en bon état du coté génie civil.

Tableau 1-4 : Les cordonnées géographiques de chaque station de pompage

Les Coordonnées Géographiques	X (m)	Y (m)	Z (m)
Ouled Aissa	570.151	4039,64	362
Thabourt	572,227	4039,896	542
Kalous	574	4036,569	374

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.10.3 Adduction et réservoirs

Nous notons la présence de réservoir de volume 500 m^3 en amont de la zone d'étude (au nord d'Aomar) alimenté par une conduite gravitaire à partir de la station de pompage de Tizi Larabaa .Cette dernière est alimentée par conduite de refoulement à partir de la station de traitement . Ce réservoir est destiné à l'alimentation en eau potable des trois localités de notre zone d'étude.

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence de trois réservoirs hors service :

- Le réservoir d' Ouled Aissa de volume 200 m^3 est implanté à une cote de terrain de 512m.
- Le réservoir de Thabourt de volume 200 m^3 est implanté à une cote de terrain de 542 m.
- Le réservoir de Kalous de volume 200 m^3 est implanté à une cote de terrain de 453 m.

Nous notons que le réservoir de Ouled Aissa et de Thabourt sont en bon état de coté génie civil, par contre le réservoir de Kalous ,il est très fissuré .

1.11 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la région d'étude, au point de vue topographique, démographique et notamment hydraulique. Il est à noter que selon les visites effectuées sur site et les informations récoltées au niveau de la direction de l'hydraulique, le système d'alimentation en eau potable se laisse à désirer et présente certaines anomalies irréparables telles que la corrosion des conduites, et certains tronçons de conduites sont en amiante ciment, ainsi existence du grand déficit en eau potable . Après analyse de ce système, le remède à tous ces problèmes consiste en sa rénovation.

Chapitre -2-

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DES
AGGLOMERATIONS

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

2.1 Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif, l'estimation des différents besoins en eau potable de l'agglomération suivant l'évolution de ses différents types de consommateurs à l'horizon de calcul du projet.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs :

- L'évolution démographique ;
- Normes d'hygiène ;
- Niveau de vie.

Elle nous permettra d'évaluer les débits maximaux et minimaux qui sont nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages d'alimentation en eau potable formant le système à projeter.

2.2 Evaluation démographique :

Le choix de l'horizon se fait conformément à la durée de vie d'un réseau d'alimentation eau potable, qui est fonction des matériaux de construction du réseau et son entretien.

Dans notre étude, nous allons dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable à l'horizon 2027.

L'évaluation du nombre d'habitants aux différents horizons suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul (2027) .

P_0 : la population de l'année de référence (2008) .

T : taux d'accroissement démographique (%).

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

D'après l'Assemblée Populaire Communale d'Aomar, le taux d'accroissement démographique de la région d'étude est estimé à 2,2 %.

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Les résultats sont représentés dans le tableau 2-1

Tableau 2-1 : Estimation de la population pour différents horizons

Village \ Année	2008	2013	2027
Ouled Aissa	1442	1574	2181
Kalous	2100	2291	3176
Thabourt	921	1004	1393
Total	4463	4869	6750

2.3 Estimation des besoins en eau des agglomérations :

C'est l'évaluation de la quantité d'eau nécessaire pour la satisfaction des besoins quotidiens de l'agglomération.

2.3.1 Estimation des besoins en eau potable domestique

2.3.1.1 La dotation

La dotation est définie comme étant la quantité moyenne quotidienne d'eau consommée par l'être humain pour satisfaire ses différents besoins , la boisson, la douche, les ménages,... etc.

D'après la Direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira, la dotation de 150 litres / jour / habitant, est choisie pour satisfaire les besoins de toute la population de notre région d'étude, pour le long terme.

2.3.1.2 La consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'agglomération pendant une journée, elle est exprimée par la relation du débit moyen journalier suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (2.2)$$

Où : $Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier [m^3/j] ;

Dot : Dotation [$\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$] ;

N : Nombre d'habitants.

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Tableau 2-2 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

localité	Nombre d'habitants à l'horizon 2027	Dotation (l/j/hab)	Débit moy. Journ. (m ³ /j) à l'horizon 2027
Kalous	3176	150	476,4
Ouled Aissa	2181		327,15
Thabourt	1393		208,95
Total	6750		1012,5

2.3.2 Estimation des besoins en eau potable scolaires :

Les besoins en eau potable des différents établissements scolaires recensés au niveau des différentes localités (nombre d'élèves et de personnel) sont donnés par la direction de l'éducation de Bouira. Les résultats sont regroupés dans le tableau 2-3

Tableau 2-3: Tableau récapitulatif des besoins en eau scolaires

Localité	Etablissement	Nombre d'élève	Effectif personnel	Effectif total	Régime	Dotation L/j/pers	Cons.moy.j m ³ /j
Kalous	01 primaire	266	19	285	Externat	10	2,85
	01C.E.M	247	21	268			2,68
Thabourt	/	/	/	/			/
Ouled Aissa	01 primaire	152	17	169			2,62
Total		665	57	722			8,15

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

2.3.3 Estimation des besoins en eau sanitaires

Les différents besoins en eau potable sanitaires des différentes localités sont représentés dans le tableau 2-4

Tableau 2-4: Les besoins en eau potable sanitaires

Localité	Etablissement	Nombre de lits	Dotation (l/j/lit)	Cons. moy.j (m ³ /j)
Ouled Aissa	1 unité de soins	3	200	0,600
Kalous	1 unité de soins	4		0,800
Thabourt	/	/		/
Total	2 unités de soins	7		1,400

Source : Recensement économique 2011 APC Aomar

2.3.4 Estimation des besoins en eau potable administratifs :

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits moyens journaliers correspondant sont dans le tableau 2-5

Tableau 2-5 : Les besoins en eau potable administratifs

localité	Désignation	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employé)	Cons.moy.j (m ³ /j)
Ouled Aissa	01 antenne communale	07	15	0,105
Thabourt	/	/	/	/
Kalous	caserne	120	50	6
	01 antenne communale	12	15	0.18
Total				6,285

Source : Recensement économique 2011 APC Aomar

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

2.3.5 Estimation des besoins en eau potable socioculturels

Les différents besoins socioculturels des différentes localités sont représentés dans le tableau 2-6.

Tableau 2-6: Les besoins en eau potable socioculturelles

Localité	Désignation	Dotation (l/j)	Nbr d'usagers	Cons. Moy.j (m ³ /j)
Ouled Aissa	/	/	/	/
Thabourt	01 mosquée	10	200	2
Kalous	01 mosquée	10	400	4
	01 stade	120	13	1,6
Total				7,6

Source : Recensement économique 2011 APC Aomar

2.3.6 Les besoins industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire à la production industrielle de la région d'étude comme montre le tableau 2-6.

Tableau 2-6 : Les besoins industriels

Localité	Type d'équipement	Unité	Production	Dotation (l/j/unité)	Cons. moy.j (m ³ /j)
Ouled Aissa	03 huileries	tonne	30	400	12
	02 usines: grillage	m ²	200	5	1
		papier	tonne	10	1000
Thabourt	Fabrication des matelas	tonne	3	300	0,9
Kalous	/	/		/	/
Total					23,9

Source : Assemblée populaire communal d'Aomar

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

2.3.7 Les besoins du bétail

Nous trouvons principalement l'élevage domestique. D'après les services d'agriculture de la daïra de Kadiria , le nombre de têtes, les dotations et les besoins sont indiqués dans le tableau 2-8.

Tableau 2-8: Les besoins en eau potable du bétail

Type Localité	Bovins		Ovins		Débit moyen journ. (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
Ouled Aissa	8	60	25	10	0,73
Thabourt	3		10		0,28
Kalous	9		35		1,24
Total	20		70		2,25

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau 2-9.

Tableau 2-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières

Besoin Localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administ -ratifs	Besoins sociocult -urels	Besoins industriels	Besoins du bétail	Total Q (m ³ /j)
Ouled Aissa	327,15	2,62	0,6	0,105	/	23	0,73	354,205
Thabourt	208,95	/	/	/	2	0,9	0,28	212,13
Kalous	476,4	5,53	0,8	6,18	5,6	/	1,24	495,75
Total	1012,5	8,15	1,4	6,285	7,6	23,9	2,25	1062,09

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIIONS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Même construit avec soins correctement entretenu, le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche. Les pertes inévitables d'eau sont dues :

- Aux robinets non ou mal fermés ;
- Principalement aux fuites des canalisations d'adduction ou de distribution enterrées, ou des canalisations à l'intérieur des immeubles.

Selon le service technique des ressources en eau de la commune de Kadiria, le taux de fuites à long terme sera pris égal à 20% de la consommation moyenne journalière, la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2027 comme montre le tableau 2-10.

Tableau 2-10 : Le débit moyen journalier total majoré par les fuites

Localité	Le débit moyen journalier total m ³ /j
Ouled Aissa	425,046
Thabourt	254,556
Kaous	594,9
Total	1274,502

2.4 Etude des variations des débits

En raison de l'irrégularité de la consommation, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations:

- *Variations horaires*: Elles représentent la variation la plus importante avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- *Variations journalières* : selon le jour de la semaine (jour de marché par exemple).
- *Variations mensuelles* : variables selon (villes touristiques, grandes villes).
- *Variations annuelles* : elles sont fonction du développement de la population et de l'hygiène. Dans la période actuelle, ce facteur est très important et il importe de faire une étude démographique très attentive pour chaque cas particulier.

ESTIMATION DES BESIIONS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale afin de dimensionner le réseau d'adduction.

2.4.1 Variation de la consommation journalière

2.4.1.1 Consommation maximale journalière « Q_{maxj} »

Elle représente le débit du jour, le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10 à 30 %. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (2.3)$$

Avec : K_{maxj} : Coefficient qui tient compte de l'irrégularité de la consommation journalière. Il est compris entre 1,1 et 1,3 nous optons donc pour $K_{maxj} = 1,3$.

2.4.1.2 Consommation minimale journalière « Q_{minj} »

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année .Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad (2.4)$$

Avec : K_{minj} : Coefficient de l'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9. Dans notre cas, nous avons choisi : $K_{minj} = 0,8$.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2-11.

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Tableau 2-11 : Les débits maximums et minimums journaliers

Localité	Q moy j		K _{max.j}	Q max j		K _{min.j}	Q min j	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
Ouled Aissa	425,046	4,91	1,3	552,56	6,383	0,8	340,04	3,94
Thabourt	254,556	2,95		330,92	3,84		203,65	2,36
Kalous	594,9	6,89		773,37	8,957		475,92	5,512
Total	1274,502	14,75		1656,85	19,18		1019,6	11,8

2.4.2 Variation de la consommation horaire :

Elle est déterminée selon les coefficients d'irrégularité horaire (**K_{max.h}**) et (**K_{min.h}**) et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau, afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\max j} / 24$$

Où :

K_{max.h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec :

α : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,4, dans notre cas nous avons pris : **α_{max}** = 1,3.

β : Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération (manuel technique).

Pour les Valeur de en fonction du nombre d'habitants voir l'annexe N°2.

Chapitre-2-

ESTIMATION DES BESIENS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Pour notre cas, après interpolation pour les valeurs de β , K_{maxh} et calcul de Q_{maxh} de chaque agglomération, nous obtenons le tableau 2-12 récapitulatif.

Tableau 2-12 : Tableau récapitulatif des valeurs de β , K_{maxh} et Q_{maxh}

Localité	Nbre d'habitant	Valeur de β	Valeur de α	K_{maxh}	$Q_{max h} \text{ m}^3/\text{h}$	$Q_{max h} \text{ (l/s)}$
Ouled Aissa	2181	1,664	1,3	2,163	49,8	13,84
Thabourt	1393	1,84	1,3	2,39	32,96	9,15
Kalous	3176	1,44	1,3	1,87	60,26	16,74

2.5 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable pour les localités en question, et nous avons touché à toutes les catégories de consommation. Nous avons remarqué que le nombre de population des agglomérations à augmenter à l'horizon d'étude 2027 ainsi que la consommation maximale journalière, qui nous permis de calculer le déficit en eau potable pour dimensionner les ouvrages de transport, de stockage et de distribution.

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

3.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de localiser d'abord les réservoirs existants dans notre région d'étude, de décrire leurs caractéristiques au point de vue cotes, volumes etc...., ainsi la détermination des capacités de stockage d'eau à l'horizon de calcul pour les comparer avec celles existantes.

3.2 Description des réservoirs existants :

Notre région d'étude est alimentée par quatre réservoirs, ayant les caractéristiques représentées suivantes (le tableau 3-1).

Tableau 3-1: Les caractéristiques des réservoirs existants

	Réservoir nord Aomar	Réservoir d'Ouled Aissa	Réservoir de Thabourt	Réservoir de kalous
Cote de terrain	439 m	512 m	542 m	453 m
volume	500 m ³	200 m ³	200 m ³	200 m ³
forme géométrique	cylindrique			
matériau de construction	en maçonnerie			
Type	Semi enterré			

3.3 Vérification des capacités des réservoirs existants à l'horizon d'étude :

Pour satisfaire aux rôles qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante, qui doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie.

Le calcul de la capacité du réservoir alimenté par une conduite de refoulement peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Pour déterminer la capacité des réservoirs alimentés par refoulement (cas d'Ouled Aissa, Thabourt et Kalous) , nous utilisons la méthode analytique.

3.3.1 Le volume de réservoir de nord d'Aomar R1 :

A partir de la bêche d'eau de station de pompage de Tizi Larabaa de cote 518 m, l'eau est écoulee gravitairement avec un débit constant de 25 l/s vers le réservoir de volume 500 m³ et de cote de terrain de 439 m du nord d'Aomar. Ce dernier est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations de Krarib et d'Aomar centre ainsi que les agglomérations de notre région d'étude.

Il est évident que si $Q_{\text{apport}} \geq K_p Q_{\text{moy h}}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{\text{moyh}} < Q_{\text{apport}} \leq K_p Q_{\text{moyh}} \quad (3.1)$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe de la matinée entre environ 8 heures et 12 heures pour notre cas, où la consommation peut atteindre $K_p Q_{\text{moyh}}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 \times (K_p Q_{\text{moyh}} - Q_a)$$

Dans notre projet le débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 1274,502 / 24 = 53,1 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$K_{\text{maxj}} = 1,3 \text{ et } K_{\text{maxh}} = 1,8$$

$$K_p = K_{\text{maxj}} \times K_{\text{maxh}} = 1,3 \times 1,8 = 2,35.$$

$$Q_{\text{apport}} = 90 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Donc : } K_p Q_{\text{moy h}} = 2,35 \times 53,1 = 124,79 \text{ m}^3/\text{h}$$

Il est évident que :

$$Q_{\text{moyh}} < Q_{\text{apport}} \leq K_p Q_{\text{moyh}} \quad \text{car : } 53,1 < 90 < 124,79$$

Le volume nécessaire pour toutes les agglomérations de notre région d'étude est égal $24 Q_{\text{moy}} + 4 \times (K_p \times Q_{\text{moy}} - Q_a) = (24 \times 53,1) + 4 \times [(2,35 \times 53,1) - 90] = 1433 \text{ m}^3$.

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

En tenant en compte le volume de la réserve d'incendie de 120 m³, nous trouvons :

$$V_t = 1413 + 120 = 1533 \text{ m}^3.$$

Le risque d'incendie est faible dans les régions rurales, donc nous pouvons réduire le volume à $V_t = 1500 \text{ m}^3$.

3.3.2 Le réservoir d'Ouled Aissa R2 :

Ce réservoir est destiné à l'alimentation de localité d'Ouled Aissa. Sachant que la station de pompage fonctionne 20 heures et le débit maximum journalier est de 552,56 m³/j et nous appliquons la méthode analytique pour la détermination de volume de stockage d'eau nécessaire.

Le volume maximal de stockage du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{a\% \times Q_{\max, j}}{100} \quad (3.2)$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage (m³).
- $a\%$: Résidu maximal journalier (%).
- $Q_{\max, j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

La valeur de (a%) est déterminé par :

$$a\% = \left| V^+ \right| + \left| V^- \right| \quad (3.3)$$

V^+ , V^- : extremums des cumuls positifs et négatifs respectivement .

Pour le calcul du volume total (V_t) du réservoir, la réserve d'incendie sera prise en compte, donc ce volume total sera de :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (3.4)$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir (m³)
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$).

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Nous appliquons cette méthode, nous trouvons :

D'après le tableau 3-2, nous avons :

$$a\% = |V^+| + |V^-| = |-9.5| + |1| = 10,5\%$$

Et d'après le tableau 2-11 nous avons : $Q_{\max,j} = 552,56 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc le volume sera :

$$V_{\max} = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{10,5 \times 552,56}{100} = 44,63 \text{ m}^3$$

Nous tenons en compte la réserve d'incendie le volume total sera égal à :

$$V_{\text{Total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 44,63 + 120 = 164,63 \text{ m}^3.$$

3.3.3 Le réservoir de Thabourt R3 :

Le réservoir R3 alimente la localité de Thabourt qui est classé dans le type rural, le remplissage du réservoir R3 se fait par refoulement à partir de la station de pompage de Thabourt qui fonctionne 20 heures et qui assure le débit maximum journalier de $330,92 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau 3-3 montre les répartitions horaires des pourcentages des débits refoulés et distribués dans cette localité.

D'après le tableau 3-3, nous avons :

$$a\% = |V^+| + |V^-| = |1| + |-9,5| = 10,5\%$$

$$\text{et } Q_{\max,j} = 330,92 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le volume de stockage destiné à l'alimentation en eau potable sera égal :

$$V_{\max} = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{10,5 \times 330,92}{100} = 34,75 \text{ m}^3$$

En tenant en compte du volume de la réserve d'incendie, le volume total sera de:

$$V_{\text{Total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 34,75 + 120 = 154,75 \text{ m}^3$$

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Tableau 3-2: Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Ouled Aissa

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	-	1.00	-	1	-1
1-2	-	1.00	-	1	-2
2-3	-	1.00	-	1	-3
3-4	-	1.00	-	1	-4
4-5	5	2.00	3	-	-1
5-6	5	3.00	2	-	1
6-7	5	5.00	0	-	1
7-8	5	6.50	-	1,5	-0.5
8-9	5	6.50	-	1,5	-2
9-10	5	5.50	-	0,5	-2.5
10-11	5	4.00	1	-	-2
11-12	5	5.50	-	0.5	-2,5
12-13	5	7.00	-	2	-4,5
13-14	5	7.00	-	2	- 6,5
14-15	5	5.50	-	0.5	-7
15-16	5	4.50	0,5	-	-6.5
16-17	5	5.00	0	-	-6.5
17-18	5	6.50	-	1,5	-8
18-19	5	6.50	-	1,5	-9.5
19-20	5	5.00	0	-	-9.5
20-21	5	4,50	0,5	-	-9
21-22	5	3.00	2	-	-7
22-23	5	2.00	3	-	-4
23-24	5	1.00	4	-	0
Total	100	100	-	-	-

Tableau 3-3: Calcul de la capacité du réservoir de Thabourt R3

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	-	1.00	-	1	-1
1-2	-	1.00	-	1	-2
2-3	-	1.00	-	1	-3
3-4	-	1.00	-	1	-4
4-5	5	2.00	3	-	-1
5-6	5	3.00	2	-	1
6-7	5	5.00	0	-	1
7-8	5	6.50	-	1,5	-0.5
8-9	5	6.50	-	1,5	-2
9-10	5	5.50	-	0,5	-2.5
10-11	5	4.00	1	-	-2
11-12	5	5.50	-	0.5	-2,5
12-13	5	7.00	-	2	-4,5
13-14	5	7.00	-	2	-6,5
14-15	5	5.50	-	0.5	-7
15-16	5	4.50	0,5	-	-6.5
16-17	5	5.00	0	-	-6.5
17-18	5	6.50	-	1,5	-8
18-19	5	6.50	-	1,5	-9.5
19-20	5	5.00	0	-	-9.5
20-21	5	4,50	0,5	-	-9
21-22	5	3.00	2	-	-7
22-23	5	2.00	3	-	-4
23-24	5	1.00	4	-	0
Total	100	100	-	-	-

3.3.4 Le réservoir de Kalous R4 :

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Le réservoir R4 assure la distribution en eau potable des localités de Kalous avec un fonctionnement de la station de pompage de 20 heures pour assurer le débit maximum journalier de 773,37 m³/j.

Tableau 3-4: Calcul de la capacité du réservoir de Kalous

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	-	1.00	-	-1	-1
1-2	-	1.00	-	-1	-2
2-3	-	1.00	-	-1	-3
3-4	-	1.00	-	-1	-4
4-5	5	2.00	3	-	-1
5-6	5	3.00	2	-	1
6-7	5	5.00	0	-	1
7-8	5	6.50	-	-1,5	-0.5
8-9	5	6.50	-	-1,5	-2
9-10	5	5.50	-	- 0,5	-2.5
10-11	5	4.00	1	-	-2
11-12	5	5.50	-	-0.5	-2,5
12-13	5	7.00	-	-2	-4,5
13-14	5	7.00	-	-2	-6,5
14-15	5	5.50	-	-0.5	-7
15-16	5	4.50	0,5	-	-6.5
16-17	5	5.00	0	-	-6.5
17-18	5	6.50	-	-1,5	-8
18-19	5	6.50	-	-1,5	-9.5
19-20	5	5.00	0	-	-9.5
20-21	5	4,50	0,5	-	-9
21-22	5	3.00	2	-	-7
22-23	5	2.00	3	-	-4
23-24	5	1.00	4	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'après le tableau 3-4, nous avons :

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

$$a\% = |V^+| + |V^-| = |-9,5| + |1| = 10,5\%$$

$$\text{et } Q_{\max,j} = 773,37 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le volume de stockage destiné à l'alimentation en potable de Kalous sera de :

$$V_{\max} = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{10,5 \times 773,37}{100} = 81 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 81 + 120 = 201 \text{ m}^3$$

3.4 Comparaison entre les volumes calculés avec les volumes des réservoirs existants :

Après le calcul de volume de réservoir de chaque agglomération, nous comparons ces volumes avec ceux existants .

- Dans la zone du Nord d'Aomar : la capacité de stockage du réservoir existant est de 500 m³ : il est insuffisant en comparaison avec le volume ainsi déterminé et qui est de 1500 m³, d'où la conception d'un nouveau réservoir de volume de 1000 m³.
- Dans la localité d'Ouled Aissa : il existe un réservoir de volume 200 m³ qui est suffisant pour un stockage de volume calculé de 164,63 m³.
- Dans La localité de Thabourt : cette agglomération nécessite un volume de stockage de 172,97 m³ qui est assuré par l'existence de réservoir de volume de 200 m³.
- La localité de Kalous : nous avons besoins d'une capacité de stockage de 182,46 m³. le réservoir de cette agglomération de volume de 200 m³ est hors service à cause de la fissuration. pour le bon fonctionnement de réservoir, nous devons projeter un nouveau réservoir de volume 200 m³.

3.5 Projection des réservoirs supplémentaires :

- Pour la zone Nord d'Aomar et Kalous, il s'agit d'un terrain accidenté, nous devons projeter deux réservoirs semi-enterrés de 2000 m³ et 200 m³ respectivement sur la même cote de terrain. Son matériau de construction est le béton armé avec une forme cylindrique, ses dimensions sont comme suit :

La hauteur d'eau dans la cuve est de $H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, nous prenons $H = 4.0 \text{ m}$

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H$$

1/ pour le réservoir du volume de 2000 m³ :

Le diamètre de la cuve est de: $D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{(4 \times 1000)}{\pi \times 4}} = 18m .$

- Calcul de la hauteur du volume réservé à l'incendie :

Nous avons un volume d'incendie : $V_{inc}=120 \text{ m}^3$ correspondant à une hauteur :

$$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{(\pi \times D^2)} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 18^2)} = 0,5m$$

Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = H - H_{inc} = 4.00 - 0,5 = 3,5 \text{ m}$$

2/ pour le réservoir du volume de 200 m³ :

Le diamètre de la cuve est de: $D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{(4 \times 200)}{\pi \times 4}} = 7,98m .$

- Calcul de la hauteur du volume réservé à l'incendie :

Nous avons un volume d'incendie : $V_{inc}=120 \text{ m}^3$ correspondant à une hauteur :

$$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{(\pi \times D^2)} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 8^2)} = 2,38m$$

Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = H - H_{inc} = 4.00 - 2,38 = 1,62 \text{ m}$$

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont résumés dans le tableau 3-5

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Tableau 3-5: Tableau récapitulatif de dimensionnement des réservoirs

Ouvrage de stockage	fonction	Capacité (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	observation
Réservoir R1	Relie le débit arrivant de la station de pompage de Tizi Larabaa et qui alimente toute la région d'étude	1000	4	18	Réservoir projeté
Réservoir 01	Alimentation en eau potable de la localité d'Ouled Aissa	500	4.2	12,5	Réservoir existant
Réservoir R1	Alimentation en eau potable de la localité Thabourt	200	4	8	Réservoir existant
Réservoir R2	Alimentation en eau potable de la localité kalous	200	4.20	8	Réservoir existant
Réservoir R3		200	4	8	Réservoir projeté

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

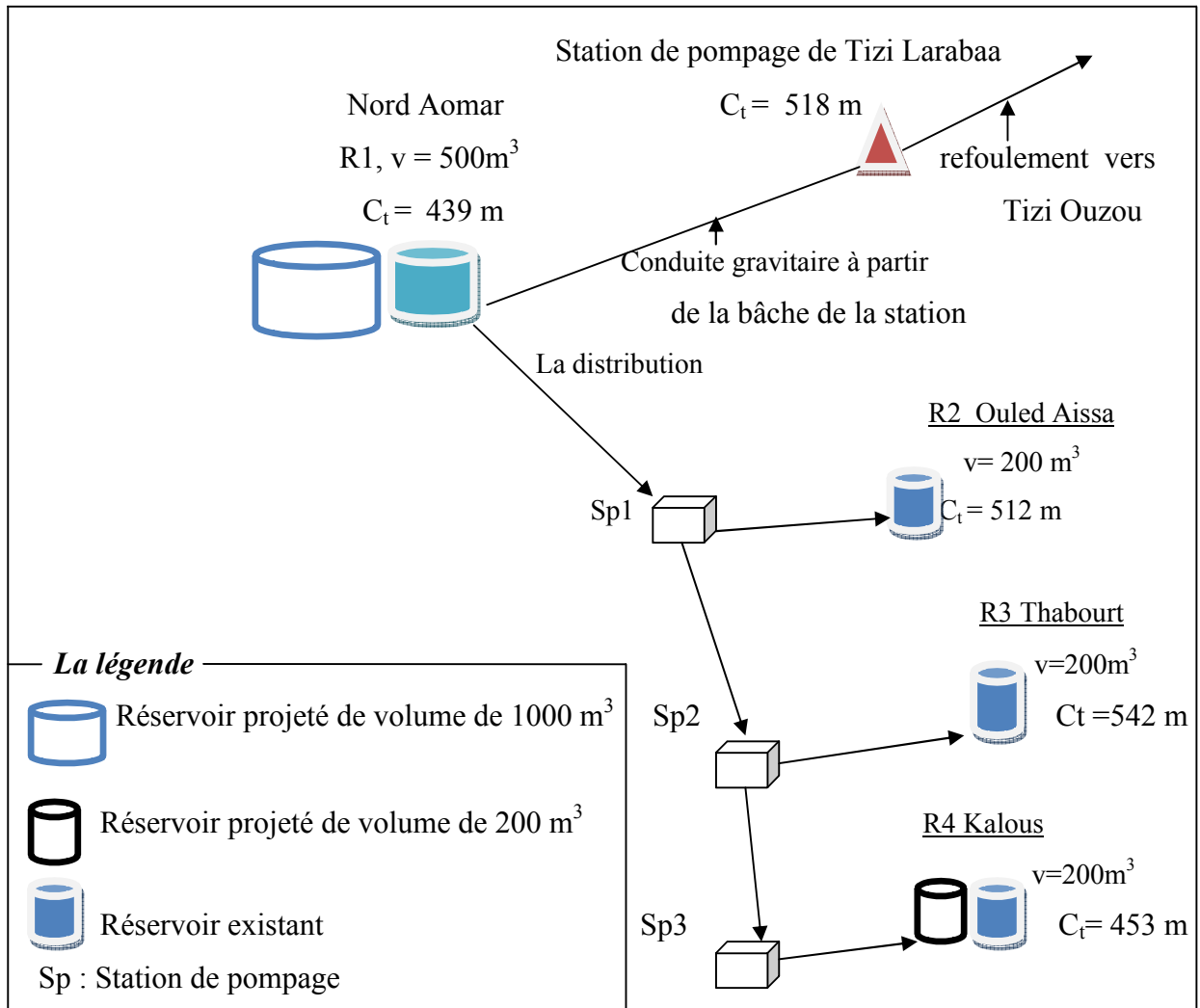


Figure 3.1 : Schéma récapitulatif du système de stockage d'eau potable

ETUDE DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

3.6 Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement des réservoirs, nous avons constaté que la capacité de stockage des réservoirs existants est suffisante à l'horizon d'étude en matière de débit pour les agglomérations d'Ouled Aissa et Thabourt. Par contre pour les zones du nord Aomar et de Kalous , cette capacité s'avère insuffisante. Nous avons projeté un réservoir de capacité de stockage de 200 m³ à Kalous et d'autre réservoir au nord d'Aomar de volume de 1000 m³. Les deux sont de type semi enterré, dans le but de satisfaire l'alimentation en eau des agglomérations sus citées.

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous étudions l'adduction, c'est-à-dire le dimensionnement de réseau des conduites, à partir de la source d'eau (le réservoir de nord Aomar) vers les réservoirs de stockage. Selon le relief de la région à alimenter, nous distinguons une adduction, soit par pompage (refoulement), soit gravitaire.

4.2 Le choix du tracé :

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, du levé topographique et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important. Une attention particulière devra être portée à ces singularités qui sont principalement les routes nationales (RN) les chemins de wilaya (CW), les oueds, mais aussi les voies ferrées et les gazoducs.

Dans ce projet, nous avons abouti :

- longueur des adductions principales 7,26 km reliant le réservoir du nord Aomar et la station de pompage de Kalous
- longueur des adductions secondaires 3,15 km.

4.3 Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites, enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service
- La nature des réseaux déjà existants;
- La disponibilité sur le marché (surtout local).

ETUDE DE L'ADDUCTION

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation du matériau en PEHD (polyéthylène haute densité) vu les avantages qu'elle présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) .
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage. Bonne résistance aux hautes températures (90° C).

4.4 Le cheminement de l'adduction projeté :

L'alimentation en eau potable de la région d'étude, se fera à partir du barrage Koudiat Acerdoune passant par la station de traitement ASNC Lavalin situé à Boularbah. Cette dernière refoule un débit vers la station de pompage située à Tizi Larrabaa .A partir de la bache de cette station et avec un débit de 25 l/s, l'eau est écoulee gravitairement vers le réservoir de volume 500 m³ situé au nord d'Aomar. Ce dernier, livre gravitairement un débit global de 40 l/s sur une longueur de 1960 m vers la station de pompage d'Ouled Aissa de cote de terrain de 362m. A partir de cette station un débit de 14 l/s est refoulé sur une longueur de 1350 m vers le réservoir de cote de terrain de 512m de l'agglomération d'Ouled Aissa.

Le reste de débit (26 l/s) est refoulé vers la station de pompage de Thabourt de cote de terrain de 413 m où un débit de 9 l/s est refoulé sur une longueur de 1100 m vers le réservoir de Thabourt de cote de terrain 542m .En fin le reste de débit (17 l/s) continue le parcours gravitairement sur une longueur de 3100m vers la station de pompage de Kalous ; qui elle même refoule ce débit sur une longueur de 700 m, vers le réservoir de kalous de cote de terrain de 453 m. La figure 4.1 représente le cheminement de l'adduction à projeter.

Remarque

Tous ce qui concerne les valeurs de débit de chaque tronçon voir le tableau 2-12.

Chapitre - 4 -
 ETUDE DE L'ADDUCTION

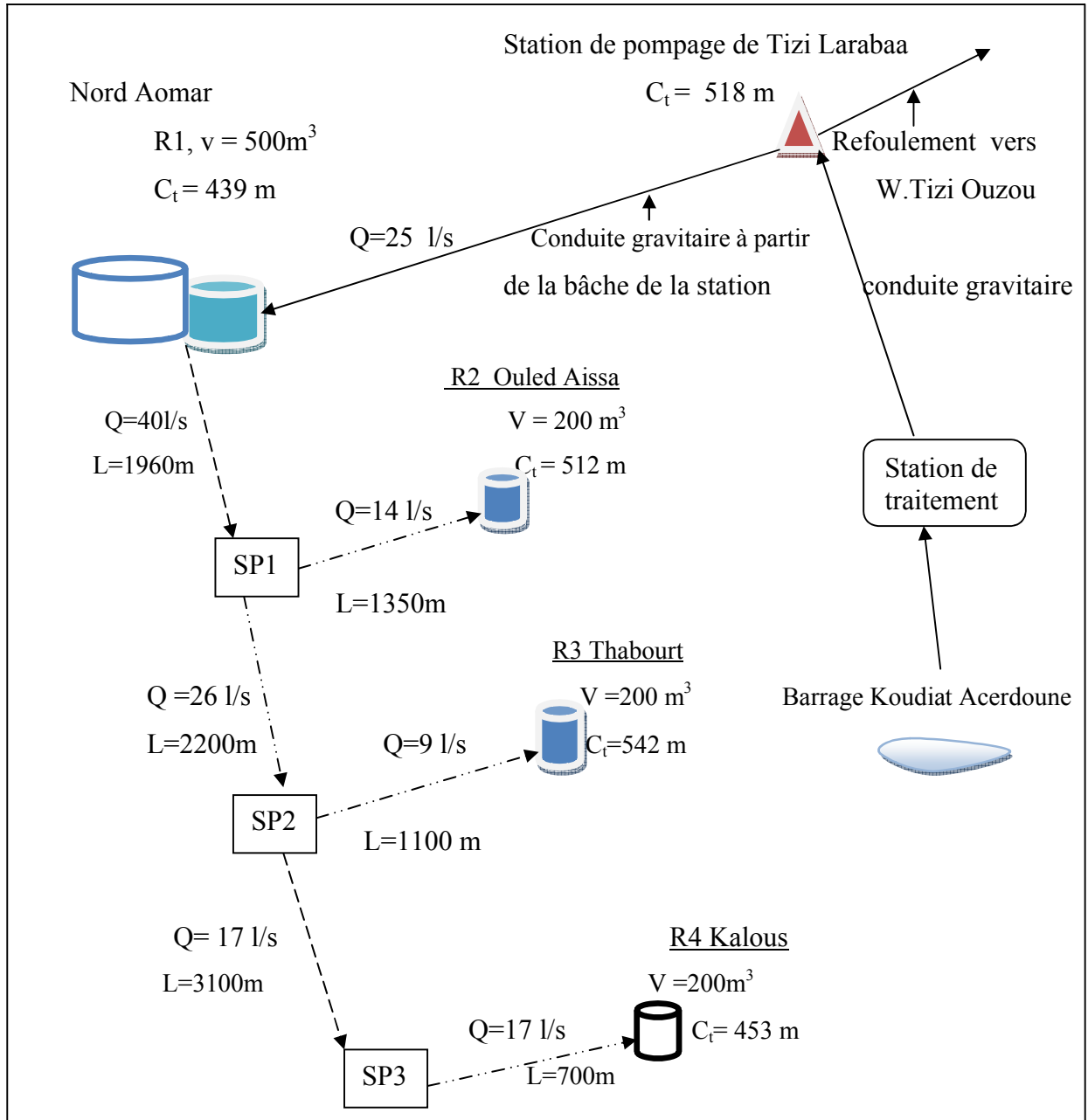








Figure 4.1 : Schéma récapitulatif du système d'adduction projeté

- La légende**
-  Réservoir projeté de volume de 2000 m³.
 -  Réservoir projeté de volume de 200 m³.
 -  Réservoir existant.
 -  Sp : Station de pompage existante.
 -  Adduction gravitaire projeté.
 -  Adduction par refoulement projeté.

4.5 Le calcul hydraulique:

Nous dimensionnons l'adduction par refoulement constituée par les tronçons de SP1, SP2 et SP3 vers les réservoirs R2,R3 et R4 respectivement ,ainsi SP1vers SP2, par gravité pour les tronçons R1 vers SP1 et SP2 vers SP3.(voir la figure (4.1)).

Nous faisons les calculs en se basant sur les formules données ci-après.

4.5.1 Diamètre économique [3]:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec le diamètre, et les frais d'exploitation de la station du pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente.

La formule de Bonin :
$$D = \sqrt[3]{Q} \quad (4.1)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre;
- Q : Débit véhiculé en m³/s.

4.5.2 Calcul des pertes de charge

4.5.2.1 Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, nous calculons les pertes de charge linéaires par la formule suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (4.2)$$

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

I : le gradient hydraulique en (m/m)

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

L : la longueur du tronçon en (m).

λ : Le coefficient de frottement linéaire donné par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (4.3)$$

Telque ε : la rugosité de la paroi, nous prenons une valeur de 0,1mm pour tous les tronçons.

ETUDE DE L'ADDUCTION

4.5.2.2 Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) , dans notre étude nous estimons une valeur de 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (4.5)$$

4.5.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t)

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, nous avons donc :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Rightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (4.6)$$

4.5.3 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (4.7)$$

H_g : la hauteur géométrique entre les cotes de plan d'eau.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge totales au refoulement

4.5.4 La puissance absorbée par la pompe « p »

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (4.8)$$

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

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

P: puissance de la pompe en (KW)

4.5.5 L'énergie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (4.9)$$

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

Chapitre - 4 -
ETUDE DE L'ADDUCTION

4.5.6 *Les frais d'exploitation*

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

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (4.10)$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

4.5.7 *Les frais d'amortissement*

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

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (4.11)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (4.12)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 14$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{14} - 1} + 0,08 = 0,122 = 12,2 \%$$

4.5.8 *Les résultats des calculs des diamètres économiques :*

4.5.8.1 *Le tronçon reliant la SP1 et le réservoir R2 d'Ouled Aissa :*

Les données de départ sont :

- Le débit à refouler est de 14 l/s.
- La longueur est de 1350 m.
- la cote de la bête d'aspiration de la SP1 est de $C_e = 365$ m.
- la cote de trop plein du réservoir R2 est de 516m $C_{tp} = 516$ m

Où : $H_g = C_{tp} - C_e = 516 - 365 = 151$ m

La formule de Bonin donne un diamètre calculé de 118 mm donc le diamètre économique sera entre les diamètres 90,110, 125, 160,200 et 250 mm.

ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-1 : Calcul de la hauteur manométrique totale SPI d' Ouled Aissa

D (mm)	V (m /s)	λ	J (m /m)	L (m)	$\Delta H_L(m)$	$\Delta H_T(m)$	Hg(m)	Hmt (m)
90	2,2	0,0204	0,0561	1350	75,73	87,09	151	274,095
110	1,47	0,0194	0,0195		26,32	30,27		181,274
125	1,14	0,0189	0,0100		13,5	15,52		166,52
160	0,75	0,0178	0,0027		3,66	4,21		155,21
200	0,45	0,0169	0,0008		1,175	1,35		152,35
250	0,28	0,0161	0,0002		0,351	0,41		151,41

Tableau 4-2 : Calcul des frais d'exploitation de la SPI d'Ouled Aissa

D (mm)	P (Kw)	Ea 10 ⁶ (Kwh/an)	e (DA /Kwh)	Fexp 10 ⁶ (DA)
90	45,74	3, 30	4,67	15,39
110	30,20	2, 17		10,16
125	27,73	1, 99		9,33
160	25,83	1, 86		8,69
200	25,33	1, 83		8,53
250	25,19	1, 82		8,48

Tableau 4-3: Calcul des frais d'amortissement SPI d'Ouled Aissa

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total des conduites 10 ⁶ (DA)	Annuité A %	Fam 10 ⁶ (DA)
90	335,47	1350	0,46	0, 12	0,51
110	495,40		0,67		0,75
125	631,13		0, 86		0,96
160	1033,79		1, 40		1, 57
200	1617,42		2 ,19		2, 45
250	2510,95		3,39		3, 8

ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-4 : Calcul du bilan de la station de pompage SP1 d'Ouled Aissa

D (mm)	F _{exp} 10 ⁶ (DA)	F _{am} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
90	15,39	0,51	15, 90
110	10,16	0,75	10, 91
125	9,33	0,96	10, 29
160	8,69	1, 57	10, 26
200	8,53	2, 45	10 ,98
250	8,48	3, 8	12 ,28

Le bilan minimal est de : 10, 26.10⁶ DA

Le diamètre économique correspond au bilan minimal est : D =160 mm avec une vitesse d'écoulement de 0,75 m/s.

4.5.8.2 Le tronçon reliant la SP1 Ouled Aissa et la SP2 Thabourt :

Les données de départ sont :

- Le débit à refouler est de 26 l/s
- La longueur est de 2200 m.
- la cote de la bêche d'aspiration de la SP1 d' Ouled Aissa est de 365 m.
- la cote de la bêche d'aspiration de la SP2 Thabourt est de 415 m.

Où : $H_g = C_e(sp2) - C_e(sp1) = 415 - 365 = 50$ m

Le diamètre optimal tenant compte de la fourchette de vitesses à respecter est approximativement donné par la formule de Bonin. Cette relation nous donne un diamètre calculé de 161 mm. Nous prenons donc une gamme de diamètres avoisinants de : 110, 125, 160,200 et 250 mm.

Tableau 4-5 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP1 Ouled Aissa – SP2 Thabourt)

D (mm)	V (m /s)	λ	J (m /m)	L (m)	$\Delta H_L(m)$	$\Delta H_T(m)$	H _g (m)	H _{mt} (m)
110	2,74	0,0194	0,067	2200	148,87	171,2	50	221,20
125	2,2	0,0189	0,037		82	94,40		144,4
160	1,29	0,0178	0,009		20,81	23,93		73,93
200	0,83	0,0169	0,002		6,56	7,53		57,53
250	0,53	0,0161	0,0009		2,02	2,32		52,32

ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-6 : Calcul des frais d'exploitation (SP1 Ouled Aissa- SP2 Thabourt)

D (mm)	P (Kw)	Ea 10 ⁶ (Kwh/an)	e (DA /Kwh)	Fexp 10 ⁶ (DA)
110	77,08	5, 55	4,67	25 ,92
125	50,30	3, 62		16 ,92
160	25,83	1, 86		8 ,69
200	25,33	1, 83		8 ,52
250	25,19	1, 82		8 ,48

Tableau 4-7 : Calcul des frais d'amortissement (SP1 Ouled Aissa- SP2 Thabourt)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total des conduites 10 ⁶ (DA)	Annuité A %	Fam 10 ⁶ (DA)
110	495,40	2200	1, 09	0,122	1 ,22
125	631,13		1, 39		1 ,56
160	1033,79		2, 28		2 ,55
200	1617,42		3, 56		3 ,99
250	2510,95		5,53		6 ,20

Tableau 4-8 : Calcul du bilan (SP1 Ouled Aissa-SP2 Thabourt)

D (mm)	Fexp 10 ⁶ (DA)	Fam10 ⁶ (DA)	Bilan 10 ⁶ (DA)
110	25 ,92	1 ,22	27, 14
125	16 ,92	1 ,56	18 ,48
160	8 ,69	2 ,55	11, 24
200	8 ,52	3 ,99	12 ,51
250	8 ,48	6 ,20	14 ,68

Le bilan minimal est de : 11,24.10⁶ DA

Le diamètre économique correspond au bilan minimal est : D =160 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,29 m/s.

ETUDE DE L'ADDUCTION

4.5.8.3 Le tronçon par refoulement reliant la SP2 et le réservoir R3 de Thabourt :

Les données de départ sont :

- Le débit à refouler est de 9 l/s
- La longueur est de 1100 m.
- la cote de la bêche d'aspiration de SP2 est de $C_e = 415$ m.
- la cote de trop plein du réservoir R3 est de $C_{tp} = 546$ m.

Où : $H_g = C_{tp} - C_e = 546 - 415 = 131$ m

Le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, est approximativement calculé par la formule de Bonin qui donne un diamètre de 95mm. Donc le diamètre économique sera situé au voisinage des diamètres 75,90, 110, 125 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau 4-9 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP2 Thabourt)

D (mm)	V (m /s)	λ	J (m /m)	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg(m)	Hmt (m)
75	2,03	0,021	0,05997	1100	66	75,9	131	206,9
90	1,41	0,020	0,02304		25,35	29,15		160,15
110	0,94	0,019	0,00798		8,77	10,09		141,09
125	0,73	0,018	0,00409		4,5	5,20		136,20
160	0,45	0,017	0,00151		1,26	1,456		132,456

Tableau 4-10 : Calcul des frais d'exploitation (SP2 Thabourt)

D (mm)	P (kw)	Ea 10 ⁶ (kw.h/an)	e (DA /kwh)	Fexp 10 ⁵ (DA)
75	22,05	1 ,59	4,67	74 ,1
90	17,02	1 ,23		57,2
110	14,97	1 ,08		50,3
125	14,32	1 ,03		48,1
160	14,04	1 ,01		47,2

ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-11 : Calcul des frais d'amortissement (SP2 Thabourt)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total des conduites 10^5 (DA)	Annuité A %	Fam 10^5 (DA)
75	281,31	1100	3,10	0,122	3,75
90	335,47		3,70		4,47
110	495,40		5,45		6,10
125	631,13		6,95		7,79
160	1033,79		11,38		12,75

Tableau 4-12 : Calcul du bilan (SP2 Thabourt)

D (mm)	Fexp 10^5 (DA)	Fam 10^5 (DA)	Bilan 10^5 (DA)
75	74,1	3,75	77,85
90	57,2	4,47	61,67
110	50,3	6,10	56,40
125	48,1	7,79	55,89
160	47,2	12,75	59,95

Le bilan minimal est de : $55,89 \cdot 10^5$ DA

Le diamètre économique correspond au bilan minimal est : **D = 125** mm avec une vitesse d'écoulement de 0,73 m/s.

4.5.8.4 Le tronçon par refoulement reliant SP3 et le réservoir R4 de Kalous :

Les données de départ sont :

- Le débit à refouler est de 17 l/s
- La longueur est de 700 m.
- la cote de la bête de la SP3 est de 377 m.
- la cote de trop plein de réservoir est de 457 m.

Où : $H_g = C_{tp} - C_e = 457 - 377 = 80$ m

Le diamètre optimal est déterminé par la formule de Bonin qui donne un diamètre de 130 mm. Donc le diamètre économique sera situé au voisinage des diamètres 110, 125, 160, 200 et 250 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants

ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 4-13 : Calcul de la hauteur manométrique totale (SP3 Kalous)

D (mm)	V (m /s)	λ	J (m /m)	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg(m)	Hmt (m)
110	1,79	0,0194	0,0289	700	20,25	23,29	80	103,3
125	1,39	0,0189	0,0149		10,43	12		92
160	0,85	0,0178	0,0040		2,87	3,31		83,3
200	0,54	0,0169	0,0013		0,88	1		81
250	0,35	0,0161	0,0004		0,28	0,32		80,32

Tableau 4-14 : Calcul des frais d'exploitation (SP3 Kalous)

D (mm)	P (KW)	Ea (KWh/an)	e (DA /KWh)	Fexp 10 ⁵ (DA)
110	20,79	1, 51	4,67	69,9
125	18,5	1, 34		62,2
160	16,733	1, 21		56,7
200	16,264	1, 17		54,7
250	16,125	1, 16		54,2

Tableau 4-15 : Calcul des frais d'amortissement (SP3 Kalous)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total des conduites 10 ⁵ (DA)	Annuité A %	Fam 10 ⁵ (DA)
110	495,40	700	3,47	0,122	3,89
125	631,13		4,42		4,96
160	1033,79		7,24		8,12
200	1617,42		11,32		12,70
250	2510,95		17,57		19,70

Tableau 4-16 : Calcul du bilan (SP3 Kalous)

D (mm)	F _{exp} 10 ⁵ (DA)	F _{am} 10 ⁵ (DA)	Bilan 10 ⁵ (DA)
110	69,9	3,89	73,79
125	62,2	4,96	67,16
160	56,7	8,12	64,82
200	54,7	12,70	67,4
250	54,2	19,70	73,9

Le bilan minimal est de : 64 ,82.10⁵ DA

Le diamètre économique correspond au bilan minimal est : **D =160 mm** avec une vitesse d'écoulement de 0,85 m/s.

4.6 Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaires :

4.6.1 La détermination du diamètre avantageux (tronçon reliant le réservoir nord Amoar R1 –SP1 d'Ouled Aissa).

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh qui sera par hypothèse égale à la charge disponible :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (4.13)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de perte de charge

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

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

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

Nous avons estimé les pertes de charge totales à 1,15 % des pertes de charge linéaires.

$$\text{Alors } \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \text{ nous obtenons : } L_{eq} = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

ETUDE DE L'ADDUCTION

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Pour le type de matériau en PEHD, les coefficients K' , m et β sont respectivement 0,00179, 5,2 et 2

Nous déduisons alors le diamètre calculé de ce tronçon gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (4.14)$$

Le réservoir de volume $500 m^3$ alimente la bache de reprise de la station de pompage d'Ouled Aissa sous une charge disponible de : $\Delta H_{dis} = C_{tpR1} - C_{bst1} = 443 - 365 = 78 m$

C_{tpR1} : cote de trop plein de réservoir R1

C_{bst1} : cote de plan d'eau de la bache de la station de pompage SP1.

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[5,2]{\frac{0,00179 * 2254 * (0,040)^2}{78}} = 0,163 m = 163 mm$$

Nous pouvons normaliser ce diamètre à 160 mm, avec une vitesse de 2 m/s.

4.6.2 Détermination du diamètre avantageux (tronçon SP2 Thabourt-SP3 Kalous).

Dans ce tronçon l'écoulement se fait par gravité, nous appliquons la même formule précédente pour déterminer le diamètre avantageux de cette conduite sachant que :

$$Q = 17 l/s$$

$$L_{eq} = \text{longueur équivalente} = 3100 * 1,15 = 3565 m, (3100m \text{ est la longueur géométrique})$$

La bache de reprise de la station de pompage d'Ouled Aissa alimente gravitairement la bache d'aspiration de la station de pompage sous une charge disponible de :

$$\Delta H_{dis} = C_{bsp2} - C_{bsp3} = 415 - 377 = 38 m$$

C_{bsp2} : cote de plan d'eau de la bache de la station de pompage SP1.

C_{bsp3} : cote de plan d'eau de la bache de la station de pompage SP2

ETUDE DE L'ADDUCTION

$$L_{\text{éq}} = 3100 \times 1,15 = 3565 \text{ m.}$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K^*L_e * Q^\beta}{\Delta H_{dis}}} = \sqrt[5,2]{\frac{0,00179 * 3565 * (0,017)^2}{38}} = 0,155 \text{ mm}$$

Nous optons pour un diamètre de 160 mm, avec une vitesse de 0,85 m/s.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (4-17).

Tableau 4-17 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Le tronçon	longueur (m)	Débit (l/s)	vitesse m/s	Diamètre DN (mm)	écoulement
R1-SP1	1960	40	2	160	gravitaire
SP1-R2	1350	14	0,75	160	refoulement
SP1-SP2	2200	26	1,29	160	refoulement
SP2-R3	1100	9	0,73	125	refoulement
SP2-SP3	3100	17	0,85	160	gravitaire
SP3-R4	700	17	0,85	160	refoulement

4.7 Accessoires des conduites d'adduction projetées :

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière. Il faut installer les équipements (accessoires)

Les accessoires sont comme suit :

4.7.1 Les robinets vannes :

Nous distinguons différents types de robinets vannes :

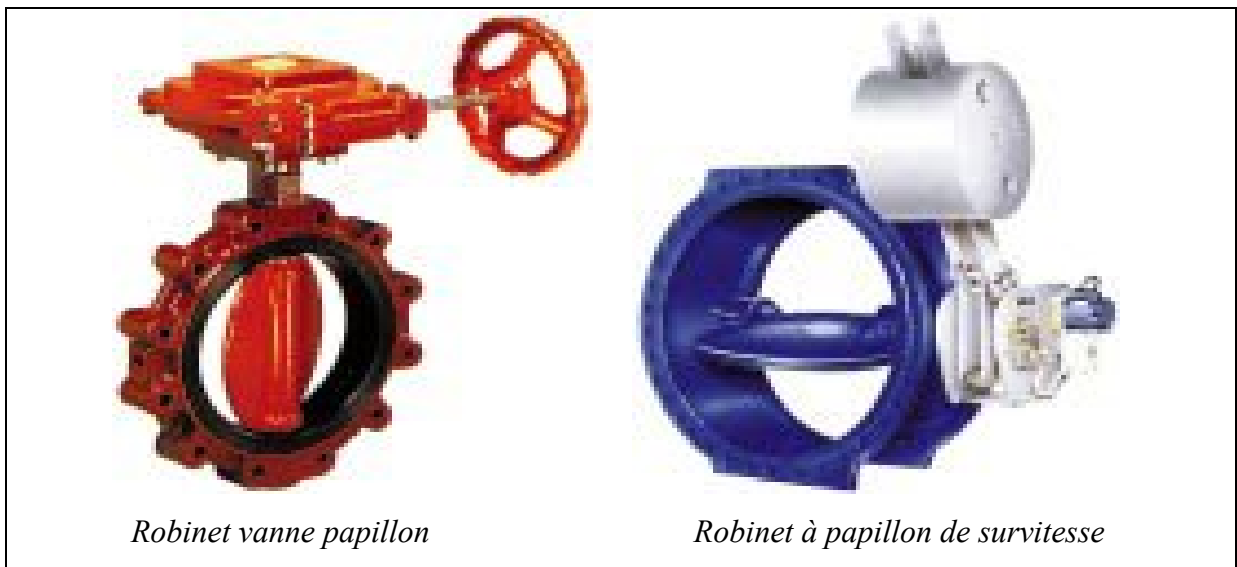
4.7.1.1 Robinets-vannes à opercule :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Cette dernière se présente pour des diamètres variant de 40 à 300 mm. Dans notre cas, nous prévoyons l'installation:

➤ Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

4.7.1.2 *Vannes papillons :*

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Cet élément comporte des diamètres variant de 100 à 2500 mm parfois plus. Dans notre projet, nous prévoyons des robinets papillon sur chaque conduite de départ de tous les réservoirs.



Robinet vanne papillon

Robinet à papillon de survitresse

Figure 4.2 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

4.7.1.3 *Robinets à flotteur :*

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle nous voulons travailler.

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans la bêche d'aspiration de toutes les stations de pompage.

4.7.1.4 *Vanne de régulation (aval):*

Elle fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique). Son but est de fournir une pression aval constante. La vanne à action directe est liée à un ressort : plus la course est grande et plus il faut de force. La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.

4.7.2 Clapets de retenue :

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement.

Dans notre cas, nous prévoyons l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

4.7.3 Les ventouses :

Ce sont des appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si nous ne prévoyons pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses.

Remarque :

Dans notre projet, l'emplacement des ventouses ainsi les robinets de vidange des conduites sont mentionnés dans la planche N°4 du profil en long.

4.7.4 Les crépines :

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

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

4.8 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons dimensionné notre réseau d'adductions composé d'adduction gravitaire et d'autre en refoulement, qui répond au relief de notre zone d'étude. Les vitesses obtenues varient entre 0,73 à 2 m/s assurant ainsi le non dépôts. Tous les tronçons sont avec un diamètre unique pour l'utilisation adéquate de la charge disponible utilisant aussi les accessoires pour donner un meilleur rendement de fonctionnement de ce réseau.

Chapitre -5-

STATION DE POMAGE

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier les stations de pompage qui sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire à chaque où l'on ne dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînants.

Vu le changement des débits et leurs Hmt correspondantes, nous proposons d'autres pompes susceptibles des satisfaire les couples (H,Q) que nous avons calculés précédemment.

5.2 Dimensionnement des bâches d'aspiration pour les trois stations :

La bache de d'aspiration est nécessaire dans notre projet, son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{T} \quad (5.1)$$

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

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

t : temps séparant le niveau maximum et le niveau minimum de telle façon à garder la crépine en charge (t=0,25h).

5.2.1 Bache de la station de pompage d'Ouled Aissa (SP1)

Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 3456 m³/j, soit un débit de 40 l/s.(voir le schéma 4.1)

Donc le volume de la bache d'aspiration est calculé comme suit :

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20}$$

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{3456}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 43,2 \text{ (m}^3\text{)}$$

Nous optons une section carrée de coté 4 m avec une hauteur optimale de 3m.

5.2.2 Bâche de la station de pompage de Thabourt SP2:

La station de pompage (SP2) calée à une cote de terrain de 413 m NGA est alimentée par la station de pompage SP1 d'Ouled Aissa implantée à une cote de terrain de 362m, le débit entrant dans la station de pompage SP2 est de 1872m³/j, soit un débit de 26 l/s. (voir le schéma 4.1)

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{1872}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 23,4 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour une section carrée de coté 3,5m avec une hauteur optimale de 2 m.

5.2.3 Bâche de la station de pompage de Kalous SP3 :

La station de pompage (SP3) calée à une cote de terrain de 374 m NGA est alimentée par la station de pompage SP2 de Thabourt implantée à une cote de terrain de 413mNGA, le débit entrant dans la station de pompage SP3 est de 1468,8m³/j, soit un débit de 17 l/s.(voir le schéma 4.1)

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{1468,8}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 18,36 \text{ m}^3.$$

Nous optons une pour section carrée de coté de 3m avec une hauteur optimale de 2,5 m.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

5.4 Couplage des pompes :

Nous distinguons deux types de couplage des pompes :

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

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

5.5 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- * Nombre de pompes n minimal.
- * Meilleur rendement.
- * Charge nette d'aspiration requise ($NPSH_r$), minimale.
- * Nombre d'étage minimal.
- * Puissance absorbée minimale.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.6 Etude de refoulement :

5.6.1 Etude de refoulement SP1 Ouled Aissa - Réservoir d'Ouled Aissa R2 :

Le pompage se fait à partir de la station de pompage SP1 vers le réservoir d'Ouled Aissa pour une HMT de 155 m et un débit de 14 l/s.

A partir de ces conditions nous choisissons la pompe adéquate en utilisant le logiciel Caprari, le tableau 5-1 donne les types des pompes qui répondent aux conditions de pompage (débit et Hmt).

Tableau 5-1 : Les caractéristiques des pompes pour SP1-R2

N (pompe)	La variante	Q L/s	Hmt (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η %	P (Kw)	NPSH _r
1	1	14	155	PM100	8	2900	73	29,4	1,39
	2	14,4	163	PM80	7	1450	66,2	34,1	2.48
	3	14,3	161	PM65	15	1450	71,3	31,4	2.68

Avec :

N(pompe) : Nombre de pompes.

Q_{cal} : Le débit de la pompe.

H_{mt} : La hauteur manométrique totale de la pompe.

N(étage) : Le nombre d'étages.

n : Vitesse de rotation.

η : Le rendement de la pompe.

P : La puissance absorbée par la pompe.

(NPSH)_r : C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

Analyse:

STATION DE POMPAGE

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est la variante 1, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, $(NPSH)_r$, et la puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces deux pompes sont identiques et de type PM100/8A.

5.6.1.1 Courbes caractéristiques des pompes :

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- ✓ Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- ✓ Le rendement en fonction de débit $\eta = f(Q)$.
- ✓ La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.
- ✓ la courbe de NPSH en fonction de débit : $NPSH = f(Q)$.
- ✓ la courbe de la conduite en fonction de débit : $H_c = f(Q)$.

❖ Les courbes caractéristiques de la pompe choisie :

Les courbes caractéristiques $(H-Q)$, $(P-Q)$, $(\eta-Q)$ et $(NPSH-Q)$ de la pompe choisie ainsi ses dimensions et les caractéristiques du moteur sont présentées dans l'annexe N°3.

5.6.1.2 Courbe caractéristique d'une conduite :

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit-hauteur caractérisant un réseau. Cette courbe, représentative de la hauteur géométrique et des pertes de charge

- ✓ Nous appelons pertes de charge les pertes de pressions dues au frottement du liquide dans les conduites et les éléments du réseau.
- ✓ Les pertes de charge dans une conduite sont proportionnelles au carré de la vitesse, donc au carré du débit.
- ✓ Elles dépendent de la rugosité du tuyau, donc de sa nature et de son état.
- ✓ Une conduite présentant des surfaces rugueuses et corrodées, générera davantage de pertes de charge qu'une conduite neuve et lisse.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

Nous traçons la courbe caractéristique de la conduite de refoulement pour déterminer le point de fonctionnement de la pompe, cette courbe dépend des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$H_c = H_g + \sum h_p \quad (5.2)$$

$$\sum h_p = \sum h_{p_{\text{linéaire}}} + \sum h_{p_{\text{singulaire}}}$$

Dans notre projet nous allons considérer que les pertes de charge singulières

$$\sum h_{p_{\text{singulaire}}} = (15 \%) \sum h_{p_{\text{linéaire}}}$$

Donc nous aurons les pertes de charges totales :

$$\sum h_p = 1.15 \lambda \cdot (L/D) \cdot v^2 / 2g \quad (5.3)$$

En fonction de débit la formule de (5.2) :

$$H_c = H_g + (1,15 \lambda \cdot 8 \cdot L \cdot Q^2 / g \cdot \pi^2 \cdot D^5) \quad (5.4)$$

5.6.1.3 Le point de fonctionnement :

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Ces conditions dans la plupart des cas ne sont pas généralement satisfaites, c'est pourquoi nous serons contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter à des conditions de marche données.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

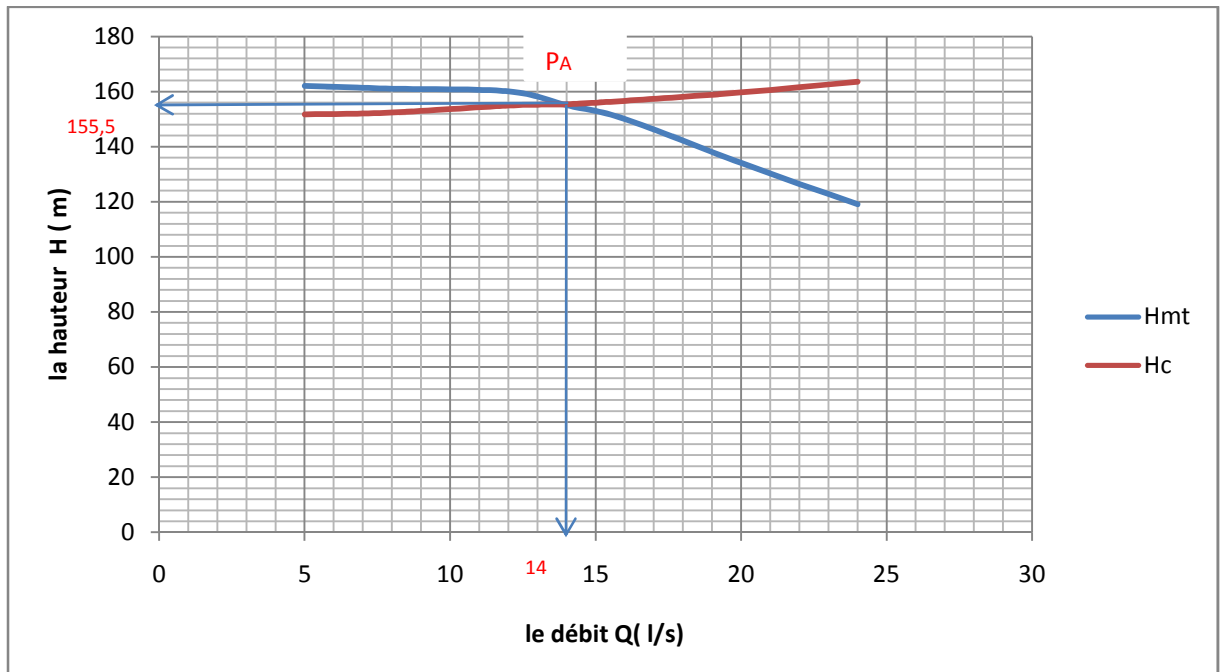


Figure 5.1 : Graphe représentatif du point de fonctionnement pour Sp1-R2

Les coordonnées du point de fonctionnement $P_A = (Q_A, H_A) = (14, 156)$

$$Q_A = 14 \text{ (l/s)} = Q_d$$

$$H_A = 156 \text{ m} = H_d$$

Le point de fonctionnement ayant le débit et Hmt ci dessus egale le couple (H,Q) demandé

Donc nous n'effectuons pas de réglage pour cette pompe.

5.6.2 Etude de refoulement SP1 Ouled Aissa – SP2 Thabourt :

Le pompage se fait à partir de la station de pompage SP1 vers la station de pompage de Thabourt SP2 pour une HMT de 74 m et un débit de 26 l/s.

A partir de ces conditions nous choisissons la pompe adéquate en utilisant le logiciel Caprari, le tableau 5-2 donne les types des pompes qui répondent aux conditions de pompage (débit et Hmt).

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

Tableau 5-2 : Les caractéristiques des pompes pour SP1-SP2

N (pompe)	La variante	Q L/s	Hmt (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η %	P (Kw)	NPSH _r
1	1	26,3	76,6	PM100	6	1450	67,7	29,1	2,24
	2	26,2	76	PM80	2	2900	73,3	26,5	2,19
	3	14,3	161	PM125	4	1450	70,8	38,2	1,51

Analyse:

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est la variante 2, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, et la puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces deux pompes sont identiques et de type PM80/2B.

- Pour les courbes caractéristiques, les dimensions de la pompe et les caractéristiques du moteur sont donnés dans l'annexe N°4.

Nous utilisons la formule (5.4) pour tracer la courbe de conduite et la courbe (Q,H) de l'annexe N°4 pour déterminer le point de fonctionnement :

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

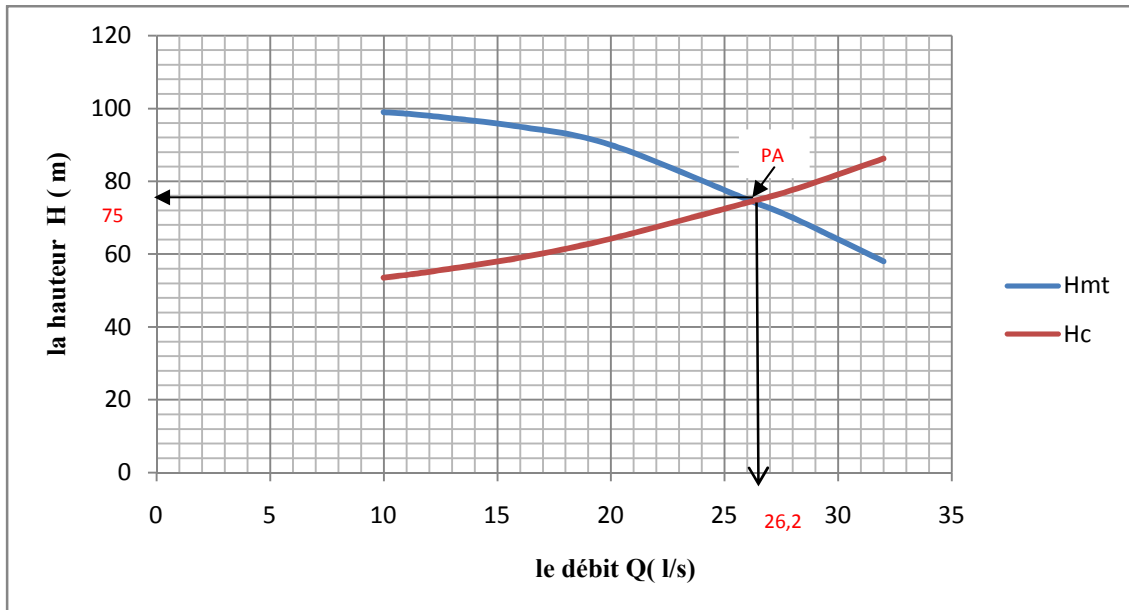


Figure 5.2 : Graphe représentatif du point de fonctionnement de la pompe (SP1-SP2)

Les coordonnées du point de fonctionnement : $P_A = (Q_A, H_A) = (26,2, 75)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_A = 26,2 \text{ (l/s)} > Q_d = 26 \text{ l/s.} \\ H_A = 75 \text{ m} > H_d = 74 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le point de fonctionnement ayant le débit et Hmt ci dessus supérieure à le couple (H,Q) demandé qui de (26,74).sachant que la pompe fonctionne dans un intervalle de $(-10\% Q_A \text{ à } +10\% Q_A)$ c'est-à-dire de débit de $(23,58 \text{ à } 28,8 \text{ l/s})$ et de Hmt de $(67,5 \text{ à } 82,5 \text{ l/s})$ dont le couple (Q ,H) est incluse dans les intervalles ci-dessus.

Donc nous n'effectuons pas de réglage pour cette pompe.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.6.3 Etude de refoulement SP2 Thabourt – réservoir de Thabourt R3 :

Le pompage se fait à partir de la station de pompage SP2 vers le réservoir de Thabourt R3 pour une HMT de 136 m et un débit de 9 l/s.

A partir de ces conditions nous choisissons la pompe adéquate en utilisant le logiciel Caprari, le tableau 5-3 donne les types des pompes qui répondent aux conditions de pompage (débit et Hmt).

Tableau 5-3 : Les caractéristiques des pompes pour SP2-R3

N (pompe)	La variante	Q L/s	Hmt (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η %	P (Kw)	NPSH _r
1	1	9,04	136	PM80	10	1450	68,7	17,6	1,38
	2	9,18	140	PM65	8	2900	59,3	21,3	1,58
	3	9,28	144	PM50	4	1450	66,6	19,5	3,91

Analyse:

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est la variante 1, car elle est meilleure de point de vue rendement, (NPSH)_r, et la puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces deux pompes sont identiques et de type PM80/10A.

Pour les courbes caractéristiques, les dimensions de la pompe et les caractéristiques du moteur sont donnés dans l'annexe N°5.

Nous utilisons la formule (5.4) pour tracer la courbe de conduite et la courbe (Q,H) de l'annexe N°5 pour déterminer le point de fonctionnement :

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

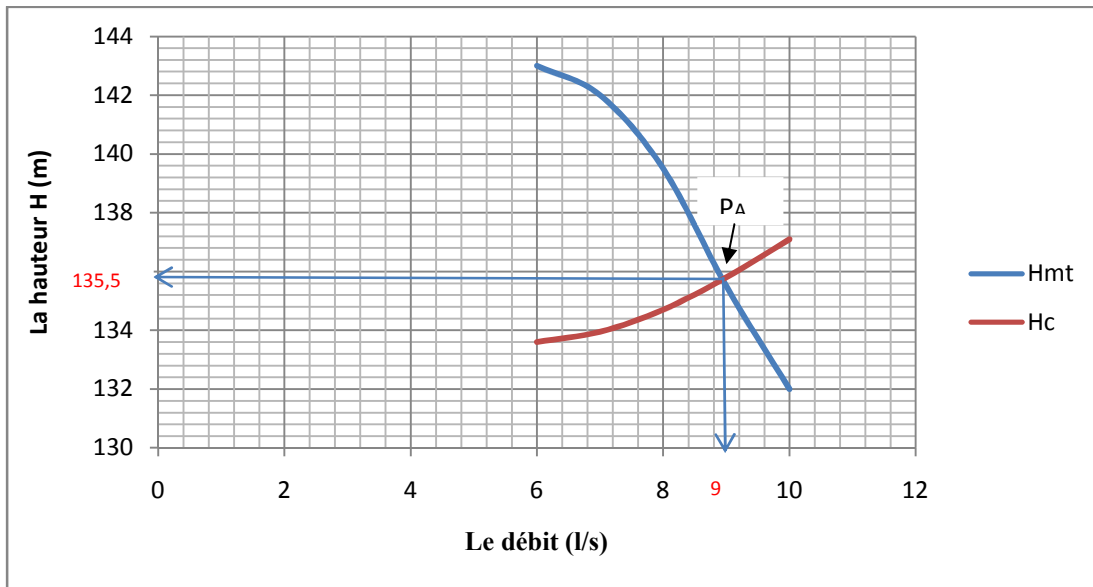


Figure 5.3 : Graphe représentatif du point de fonctionnement de la pompe (SP2-R3)

Les coordonnées du point de fonctionnement $P_A = (Q_A, H_A) = (9, 135,5)$

$$Q_A = 9 \text{ (l/s)}$$

$$H_A = 135,5 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_A = Q_d \\ H_A > H_d \end{array} \right.$$

Le point de fonctionnement ayant une H_{mt} (H_A) supérieure à H_{mt} (H_d) demandé qui de 136 m, sachant que la pompe fonctionne dans un intervalle de $(-10\% H_A \text{ à } +10\% H_A)$ c'est-à-dire de H_{mt} de (121,95 à 149,05 m) dont la valeur de H_d est incluse dans l'intervalle précédent.

Donc nous n'effectuons pas de réglage pour cette pompe.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.6.4 Etude de refoulement SP3 Kalous – R4 Kalous :

Le pompage se fait à partir de la station de pompage SP3 vers le réservoir R4 de Kalous pour une HMT de 84 m et un débit de 17 l/s.

A partir de ces conditions nous choisissons la pompe adéquate en utilisant le logiciel Caprari, le tableau 5-4 donne les types des pompes qui répondent aux conditions de pompage (débit et Hmt).

Tableau 5-4 : Les caractéristiques des pompes pour SP3 - R4.

N (pompe)	La variante	Q L/s	Hmt (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η %	P (Kw)	NPSH _r
1	1	17,6	89,3	PM65	3	2900	67,5	22,8	3,64
	2	17,6	88,5	PM80	3	2900	72,3	21	2,84
	3	17,7	90,5	PM125	4	1450	70	24,6	2.94

Analyse:

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est la variante 2, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, la puissance absorbée et nombre d'étage. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces deux pompes sont identiques et de type PM80/3E.

Pour les courbes caractéristiques, les dimensions de la pompe et les caractéristiques du moteur sont donnés dans l'annexe N°6.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

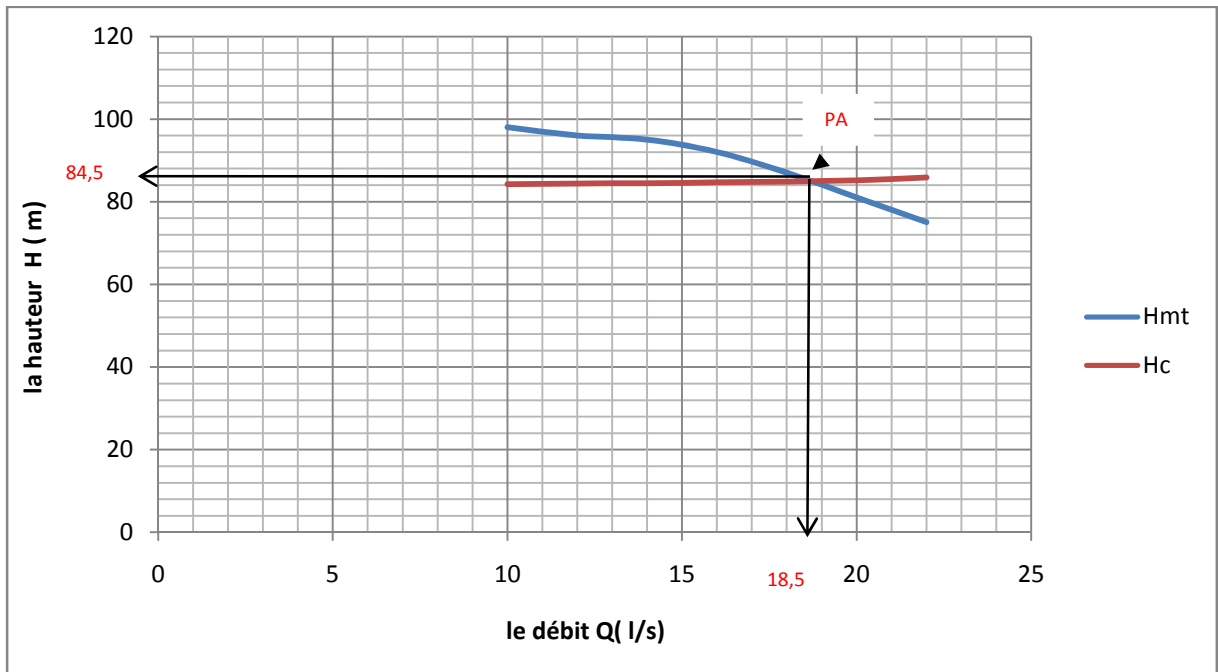


Figure 5.4 : Graphe représentatif du point de fonctionnement de la pompe (SP3-R4)

Les coordonnées du point de fonctionnement $P_A = (Q_A, H_A) = (18,5, 84,5)$

$Q_A = 18,5$ (l/s)

$H_A = 84,5$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_A > Q_d \\ H_A > H_d \end{array} \right.$$

Le point de fonctionnement ayant le débit et Hmt ci dessus supérieure à le couple (H,Q) demandé qui de (17,84). Sachant que la pompe fonctionne dans un intervalle de débit de (-10% Q_A à +10% Q_A) c'est-à-dire de débit de (16,65 à 20,35 l/s) et de Hmt de (-10% H_A à +10% H_A) c'est-à-dire de (76,05 à 92,95 l/s) dont le couple (Q ,H) est incluse dans les intervalles précédents.

Donc nous n'effectuons pas de réglage pour cette pompe.

Chapitre -5-
STATION DE POMPAGE

5.7 Conclusion :

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal type CAPRARI en respectant un nombre de critères du choix des pompes pour les trois stations de pompage. Le meilleur choix des pompes nous aider à donner le bon fonctionnement de système d'adduction de l'eau potable pour notre région d'étude.

Chapitre -6-

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

6.1 Introduction :

Après le dimensionnement du réseau d'adduction, l'objectif de ce chapitre est de le protéger contre le régime transitoire crée soit par arrêt de la pompe soit par manœuvre des robinets vannes installés sur ces conduites. Cette protection a pour rôle essentiel d'assurer la longévité et l'entretien des canalisations. Ce travail intéresse tout le réseau d'adduction gravitaire et de refoulement.

6.2 Définitions du coup de bélier [4]:

- Le coup de bélier, particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites suite à des modifications rapides du régime d'écoulement.

- Toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge engendrent une série d'ondes de pression qui se propage le long de la canalisation et se réfléchit aux extrémités de celle-ci. Ces trains d'ondes entraînent des variations de pressions s'ajoutant algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point. Il peut en résulter donc soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement accessoire, soit des dépressions, qui se traduisent par des cavitations. Ce phénomène transitoire, s'appelle communément « *coup de bélier* ».

- C'est le nom que nous donnons à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

6.3 Les principales causes du phénomène[4] :

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;

- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;

- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;

- Démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

6.4 Les risques dus aux coups de bélier :

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboîtement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet).

6.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier en refoulement [4]:

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu.

Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :
(Nous prenons comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : $2L/c$)

➤ *Première phase :*

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « c ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/c .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

➤ *Deuxième phase :*

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/c (c'est-à-dire $2L/c$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

➤ *Troisième phase :*

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps c (c'est-à-dire $3L/c$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

➤ *Quatrième phase :*

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps c (c'est-à-dire $4L/c$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

6.6 Analyse du phénomène du coup de bélier en gravitaire :

L'analyse du phénomène dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire (manœuvre d'un robinet- vanne) est exactement la même que celle de refoulement sauf toutefois qu'elle commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Il suffit donc de reprendre l'explication en commençant par la 3^{ème} phase, 4^{ème} phase puis 1^{ère} phase et 2^{ème} phase.

6.7 Moyens de protection contre le coup de bélier [3] :

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adoptées à chaque cas.

Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créée par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

6.7.1 Volant d'inertie :

Ce volant d'inertie est une masse liée à l'arbre de la pompe, il permet de prolonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de la disjonction d'énergie accumulée pendant la marche normale.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites contre la dépression, de faible diamètre, et dont la longueur est inférieure ou égale à 100 m.

6.7.2 Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue. Son inconvénient réside dans le gaspillage de l'eau potable à l'extérieur de la conduite.

6.7.3 Les cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts.

Elle sert à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elle est établie pour des hauteurs géométriques plus ou moins faibles et des conditions topographiques favorables.

6.7.4 Les réservoirs d'air :

Un réservoir d'air est une réserve accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiat du clapet.

Le réservoir d'air permet une alimentation en eau continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions. Nous optons le réservoir d'air dans notre étude pour un anti-bélier.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

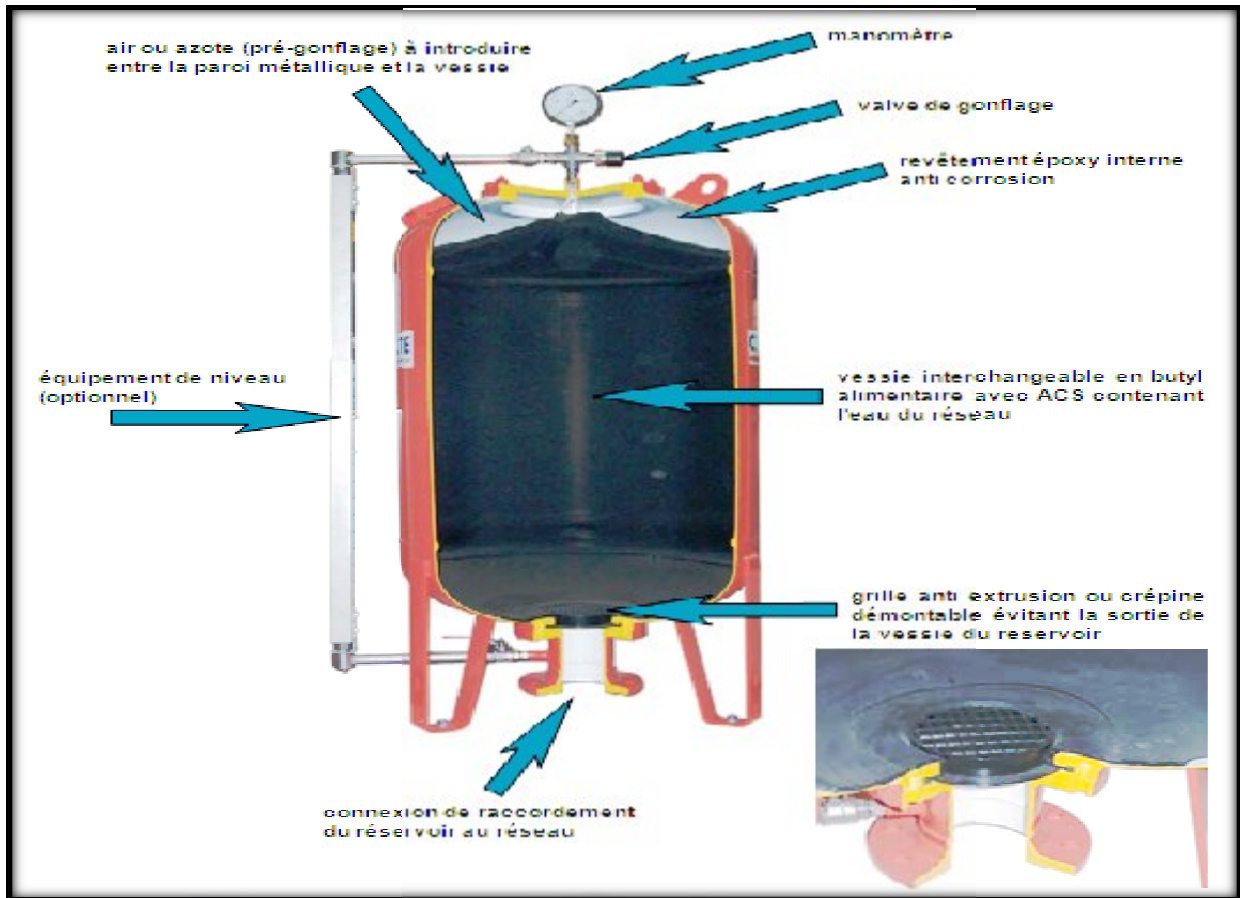


Figure 6.1 : Le réservoir d'air (anti-bélier)

6.8 Principe de fonctionnement :

Le réservoir contient de l'eau et de l'air. En marche normale, la pression de cet air équilibre la pression de la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe, le clapet se ferme car la pompe ne fournit plus de pression et l'air contenu dans la cloche se détend en refoulant de l'eau dans la conduite. L'eau de la conduite revient en arrière après annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement.

Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

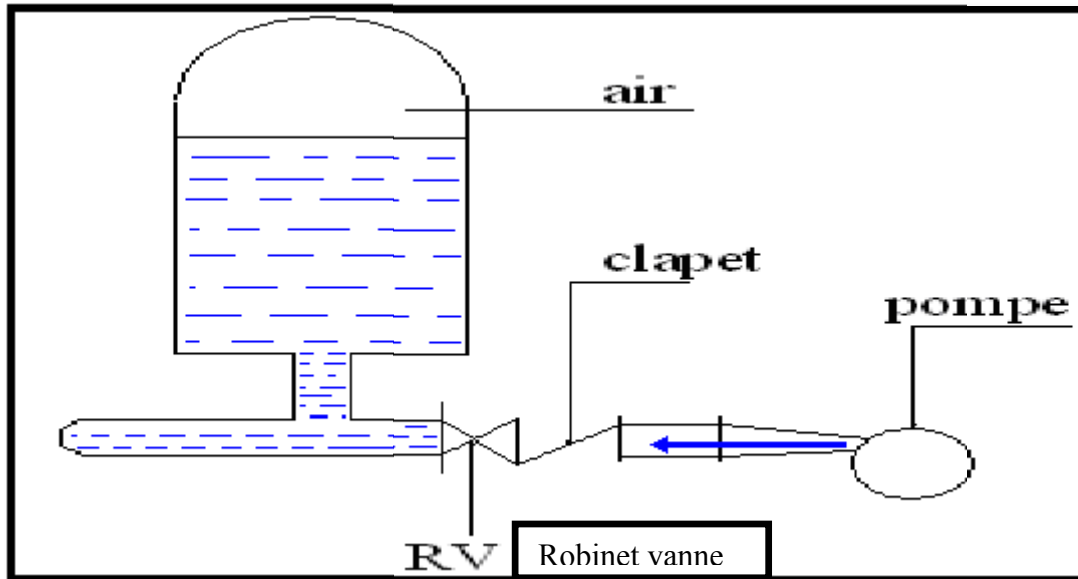


Figure 6.2: Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

6.9 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :

Nous avons choisi le réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier.

6.9.1 Calcul des volumes des réservoirs d'air :

Le calcul du volume du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air en utilisant la méthode de Vibert.

Méthode de Vibert : donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

✓ Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert :

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH.B

$$\text{pour les conduites enterrées : } C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K2a(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)aE_s + E_m e_m(1-v_s)}}} \quad [-] \quad (6.1)$$

Avec : C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal ;

ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1\,000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1,2 \cdot 10^{11}$ pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;

v_m : coefficient de poisson du matériau, $v_m = 0,46$ pour le PEHD.

v_s : coefficient de Poisson du sol entourant la conduite, $v_s = 0,33$;

e_m : épaisseur de la conduite en (m),

a : rayon intérieur de la conduite en(m).

$$Hg + \frac{CV_0}{g} \quad [m] \quad (6.2)$$

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

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

Hg : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad [m] \quad (6.3)$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g} \quad [m] \quad (6.4)$$

Nous avons :

$$h = \text{---} \Rightarrow \text{---} \left. \vphantom{h} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \downarrow \text{---} , Z_{\min} \quad (\text{voir annexe N}^\circ 7)$$

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, nous tirons la valeur de U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}}$$

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

Application :

✓ *Caractéristiques des conduites de refoulement :*

Le tableau 6-1 regroupe les caractéristiques de base pour le calcul de la célérité d'onde en conduite enterrée pour les conduites de refoulement.

Tableau 6-1 : Les caractéristiques de base des conduites de refoulement

Tronçon	Type de matériau	L (m)	D(mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	Hg
SP1-R2	PEHD	1350	160	0,02	0,75	150
SP1-SP2	PEHD	2200	160	0,02	1,29	51
SP2-R3	PEHD	1100	125	0,012	0,73	129
SP3-R4	PEHD	700	160	0,02	0,85	79

Nous calculons la célérité d'onde dans les tronçons de refoulement, les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau 6-2.

Tableau 6-2 : Calcul de la célérité d'onde dans les conduites de refoulement.

Les paramètres Tronçon	K(Pa)	P(kg/m ³)	a(m)	v _m	v _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C (m/s)
SP1-R2	2,07*10 ⁹	1000	0,08	0,46	0,33	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	0,009	723
SP1-SP2									
SP3-R4			0,0065					0,0074	666,7
P2-R3									

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau 6-3

Tableau 6-3 : Calcul du volume de réservoir d'air

Tronçon	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h}{Z}$	$\frac{Z}{Z}$	$\frac{U}{Lxs}$	$\frac{Z}{Z}$	U ₀ (litres)	U _{max} (litres)
SP1-R2	160	215,27	0,75	9,81	0,028	1,75x10 ⁻⁴	1,35	4x10 ⁻³	0,76	108	142,1
SP1-SP2	61	156,07	1,29		0,085	1,39x10 ⁻³	2,55	7x10 ⁻³	0,57	308	540,35
SP2-R3	139	188,6	0,73		0,027	1,94x10 ⁻⁴	1,36	4,1x10 ⁻³	0,75	54,12	72,16
SP3-R4	89	151,64	0,85		0,037	4,16x10 ⁻⁴	1,7	3,9x10 ⁻³	0,64	54,6	85,3

Après le calcul de volume des réservoirs d'air, nous choisissons les réservoirs d'air correspondants à partir du catalogue CHARLATTE Hydrofort

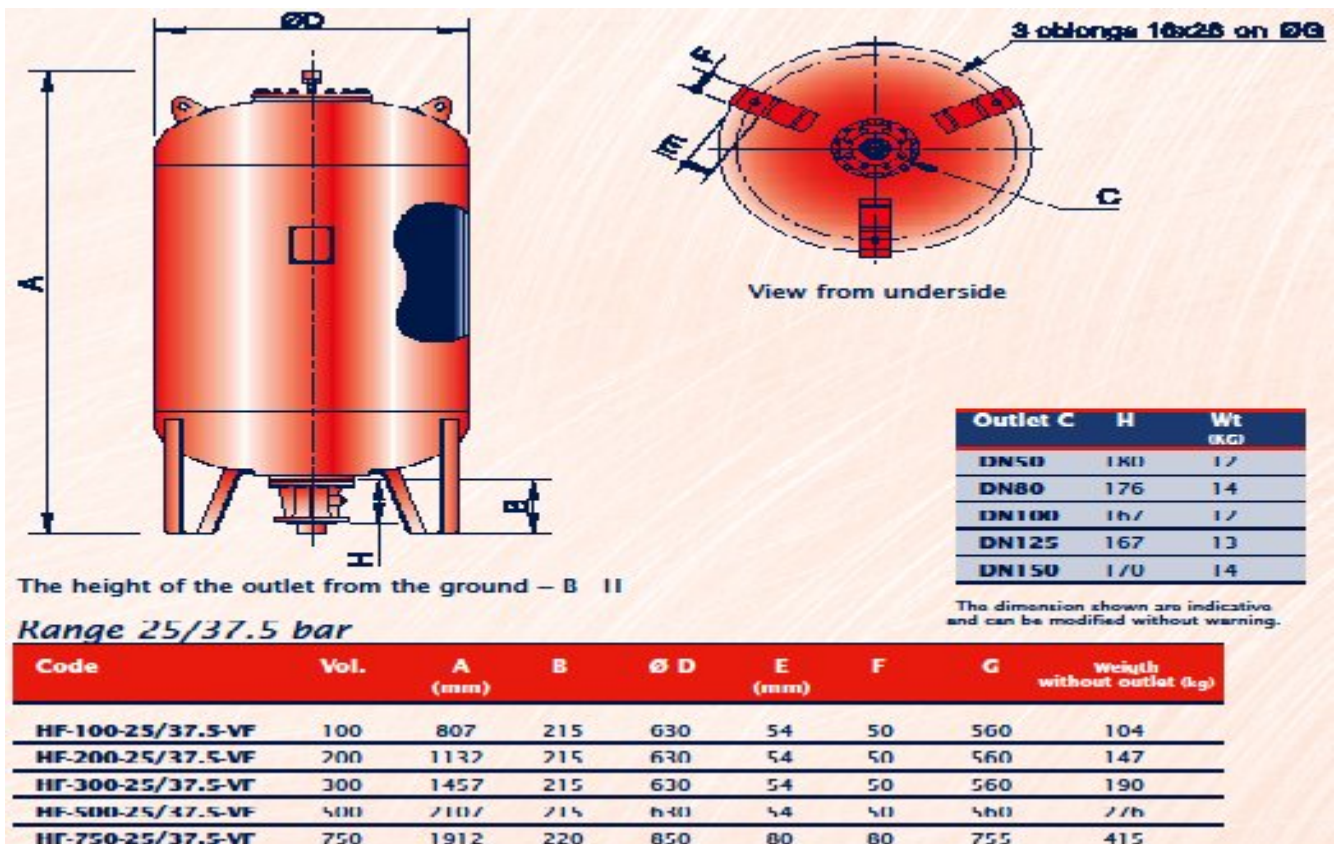


Figure 6.3 : Le choix et les dimensions des réservoirs d'air

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

6.9.1.2 Caractéristiques finales du réservoir d'air :

D'après la figure (6.3) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau 6-4 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement

Le tronçon	Volume normalisé (Litre)	D (mm)	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)
SP 1-R2	750	850	1912	220	80	80	755
SP1-SP2	200	630	1132	215	54	50	560
SP2-R3	100	630	807	215	54	50	560
SP3-R4	100	630	807	215	54	50	560

✓ *Installation du réservoir d'air*

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

6.10 Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier :

Les gravitaires sont aussi menacées par les effets néfastes de coup de bélier, la compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier se produit. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité « c » et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de manœuvre de la vanne sur cette conduite.

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

6.10.1 Détermination du temps de fermeture :

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximale sera inférieure au coup de bélier provoqué en fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde de surpression « T_r »

Où :
$$T_r = \frac{2 \cdot L}{c} \quad (6.5)$$

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

Tableau 6-5 : Les caractéristiques des conduites gravitaires :

Tronçon	Type de matériau	L (m)	DN(mm)	e(mm)	V_0 (m/s)	Hg=ho (m)
R1-SP1	PEHD	1960	160	9	2	77
SP2-SP3	PEHD	3100	160	9	0,85	168

* Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule (6.1) qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

✓ Application numérique :

- Le tronçon (1) R1-SP1 de longueur 1960m : $c = 723$ m/s, $T_r = 6$ s.

- Le tronçon (2) SP2-SP3 de longueur 3100 m : $c = 723$ m/s, $T_r = 9$ s.

6.10.2 Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

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

$$\Delta H = \pm \frac{V_0}{c} = \pm 147,40 \text{ m}$$

Où :

V_0 : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) .

Chapitre -6-

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m²/s).

c : La célérité d'onde (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

Tableau 6-6 : Les valeurs de la surpression et dépression pour les tronçons R1-SP1
et SP2-SP3

Le tronçon	La surpression	La dépression
R1-SP1	224,4	-70,4
SP2-SP3	230,65	105,35

6.10.3 Détermination de loi de manœuvre :

✓ Pour le tronçon (1) reliant le réservoir R1 et la SP1 :

Avec la valeur de c nous déterminons :

$$\frac{\Delta}{\Delta} = \frac{*}{*} \times \frac{\Delta}{\Delta} \quad (6.6)$$

$$\text{A.N} : \frac{\Delta}{\Delta} = \frac{*}{*} \times \frac{\Delta}{\Delta} \rightarrow \frac{\Delta}{\Delta} = 1,9 \times \frac{\Delta}{\Delta}$$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $\frac{\Delta}{\Delta} = 0,8$

Pour $\frac{\Delta}{\Delta} = 0,2$, nous avons en application de : $\frac{\Delta}{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta}$ (6.7)

$$\frac{\Delta}{\Delta} = 0.85 \frac{\Delta}{\Delta}$$

En éliminant $\frac{\Delta}{\Delta}$, et $h = h_0$ et $V = V_0$, entre (6.6) et (6.7), on obtient une équation de seconde degré dont nous tirons : $\frac{\Delta}{\Delta}$

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

$$1 - \frac{\Delta}{1 + \frac{\Delta}{1.16}} = 0.85$$

$$\left(\frac{\Delta}{1.16}\right)^2 - 3.37 \frac{\Delta}{1.16} + 0.28 = 0$$

$$\Delta = 3.37^2 - 4 * 0.28 = 10.24 \geq 0$$

$$\frac{\Delta}{1.16} = \frac{3.37 \pm \sqrt{10.24}}{2} = 0.085$$

$$\frac{\Delta}{1.16} = \frac{3.37 - \sqrt{10.24}}{2} = 2.97 \quad \text{Nous prenons : } \frac{\Delta}{1.16} = 0.085 ; \text{ et remplaçons dans l'équation (6.6)}$$

$$\text{pour trouver } \frac{\Delta}{1.16} = 0.16.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau 6-6, ils permettent de calculer les valeurs y correspondantes de — et — .

Pour — = 0.4 .l'équation (6.7) devient :

$$0.915 - \frac{\Delta}{1.16} = 0.6 \frac{\Delta}{1.16 + \frac{\Delta}{1.9}}$$

En éliminant $\frac{\Delta}{1.16}$ entre cette dernière équation et (6.6) :

$$0.915 - \frac{\Delta}{1.16} = 0.6 \frac{\Delta}{1.16 + 1.9 * \frac{\Delta}{1.16}}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant $t = t_c = 12$ s

Ou la vanne achève son mouvement de fermeture. L'accroissement $\frac{\Delta}{1.16}$ correspondant a cette dernière étape de fermeture est celui qui set nécessaire a ce que le dernier résidu de vitesse se résidu a zéro, soit :

$$\frac{\Delta}{1.16} = 1.9 * 0.2 = 0.38$$

Pour — = 1.2 l'onde de pression engendrée à l'instant — = 0.2 réfléchiée par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant de la hauteur piézométrique :

$$-2\left(\frac{\Delta}{1.16}\right)_{t=0.2} = -2 * 0.16 = -0.32$$

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Les dites ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $\frac{h}{h_0} = -0.75$

Pour $\frac{t}{t_c} = 2$. Les résultats de calcul sont rapportés au tableau 6-7.

Tableau 6-7 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne du tronçon RI-SPI

T (s)	t/t _c	A _v /	ΔV/V ₀	Δh/h ₀	V/V ₀	h/h ₀	P (bar)
0,00	0,0	1,0	0,000	0,000	1,000	1,00	7,9
1,2	0,2	0,85	0,085	0,16	0,915	1,16	9,16
2,4	0,4	0,6	0,195	0,37	0,72	1,53	12,08
3,6	0,6	0,35	0,23	0,43	0,49	1,96	15,48
4,8	0,8	0,10	0,22	0,41	0,27	2,37	18,72
6,0	1,0	0,0	0,2	0,38	0,000	2,75	21,72
7,2	1,2	0,0	0,000	-0,32	0,000	2,43	19,19
8,4	1,4	0,0	0,000	-0,74	0,000	1,69	13,35
9,6	1,6	0,0	0,000	-0,86	0,000	0,83	6,55
10,8	1,8	0,0	0,000	-0,82	0,000	0,01	0,079
12	2	0,0	0,000	-0,76	0,000	-0,75	-4,86

Le graphe représentant dans la figure 6.4 montre l'application de la loi de manœuvre

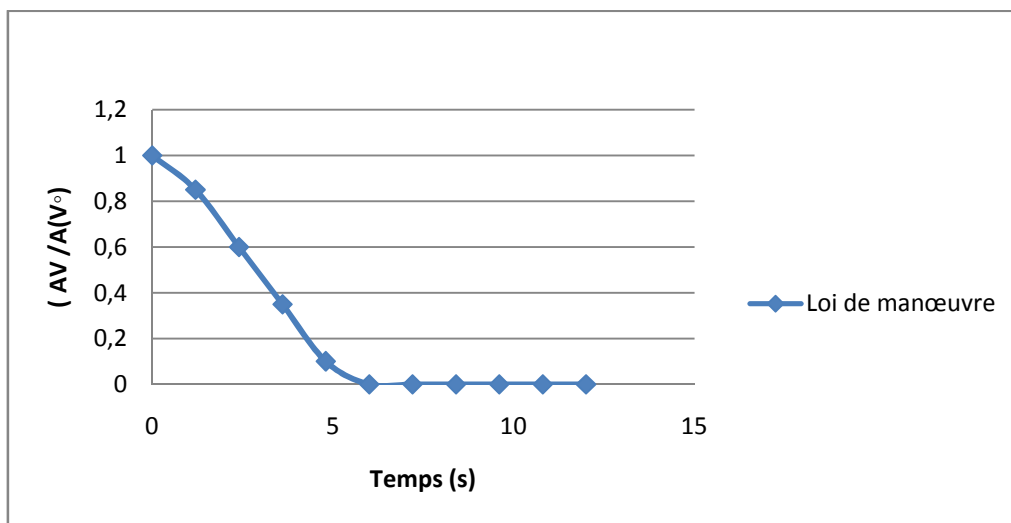


Figure 6.4 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre pour le tronçon RI-SPI

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

✓ Pour le tronçon(2) reliant la SP2 et la SP3 :

L'application de la loi de manœuvre sur ce tronçon est identique a celle du premier tronçon,
Nous avons les données de départ comme suit :

$$c = 723 \text{ m/s.}$$

$$v_0 = 0,85 \text{ m/s.}$$

$$h_0 = 39.$$

$$tr = 9\text{s.}$$

$$\frac{\Delta}{\Delta} = \frac{*}{*} \times \frac{\Delta}{\Delta}$$

$$\text{A.N : } \frac{\Delta}{\Delta} = \frac{*}{*} \times \frac{\Delta}{\Delta} \rightarrow \frac{\Delta}{\Delta} = 1,6 \times \frac{\Delta}{\Delta}$$

Nous appliquons la même méthode ci-dessus, nous trouvons les valeurs regroupés dans le
tableau 6-8.

Tableau 6-8 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne du
tronçon SP2-SP3

T (s)	t /t _c	A _v /	ΔV/V ₀	Δh/h ₀	V/V ₀	h/h ₀	P(bar)
0.00	0.0	1.0	0.000	0.000	1.000	1.000	3,9
1.80	0.2	0.85	0,095	0,152	0,905	1,152	4,48
3.60	0.4	0.6	0,19	0,304	0,715	1,456	5,67
5.40	0.6	0.35	0,25	0,4	0,465	1,85	7,23
7.20	0.8	0.10	0,3	0,48	0,165	2,33	9,08
9.00	1.0	0.0	0,2	0,32	0.000	2,62	10,21
10.8	1.2	0.0	0.000	-0,304	0.000	2,316	9,03
12.6	1.4	0.0	0.000	-0,608	0.000	1,708	6,66
14.4	1.6	0.0	0.000	-0,8	0.000	0,908	3,54
16.2	1.8	0.0	0.000	-0,96	0.000	-0,052	0,2
18	2	0.0	0.000	-0,64	0.000	-0,692	-2,7

PROTECTION DES ADDUCTIONS EN CHARGE GRAVITAIRE ET DE
REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

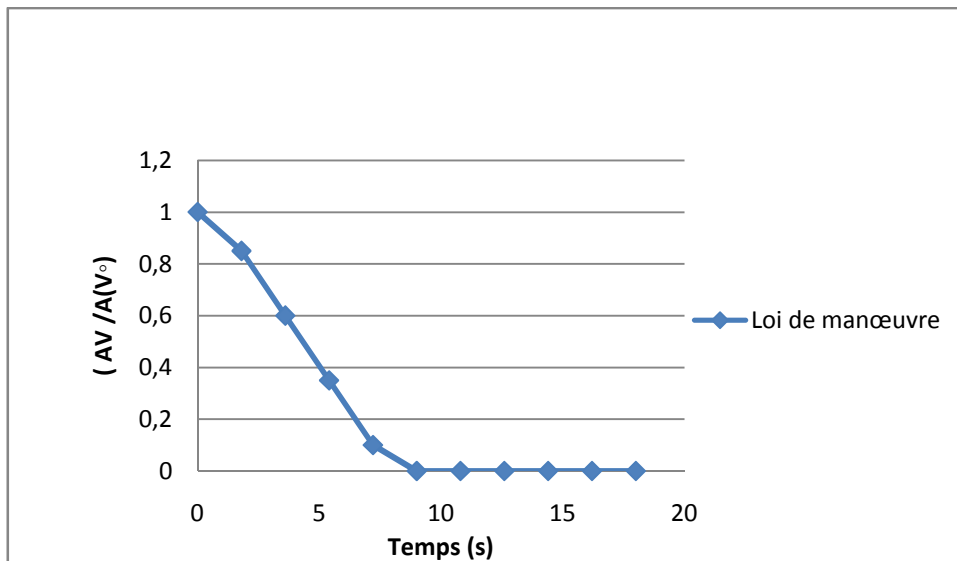


Figure 6.5 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre pour le tronçon SP2-SP3

6.11 La fermeture lente d'une vanne

Lorsque la durée de la fermeture est supérieure à $t_r = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression

6.12 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu la présentation du régime transitoire présenté dans le cas gravitaire ou refoulement. Pour éviter et limiter les risques dus aux coups de bélier sur les conduites de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement au point de vue comportement mécanique, c'est à dire tenir compte de la valeur majorante du coup de bélier. Pour les conduites gravitaires, l'étude de la loi de manœuvre est nécessaire pour la détermination de temps de la fermeture de la vanne pour la bonne tenue de la conduite en fonctionnement.

7. 1 : POSE DE CANALISATION

7. 1.1 Introduction :

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité, en résistant aux pressions et aux surpressions éventuelles, aux flexions longitudinales et aux efforts d'ovalisation (dus aux poids propre, au poids de l'eau, a celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ; une pose convenable permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation de l'adduction acceptable. Dans la plus part des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art ou dans le lit d'une rivière. Généralement elles sont posées en tranchées afin d'être protégées et de ne pas présenter d'obstacles à la circulation.

7.1.2 Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes [2]:

- La pression verticale due au remblai,
- La pression résultant des charges roulantes,
- La pression résultant des charges permanentes de surface,
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique,
- Le poids propre de l'eau véhiculée,
- Le tassement différentiel du terrain,
- Les chocs lors de la mise en œuvre,
- Action des racines des arbres.

7.1.3 Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites,
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe),
- Emplacement des jalons des piquets,
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards,
- Aménagement du lit de pose,
- La mise en place des canalisations en tranchée,

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

- Assemblage des tuyaux,
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints,
- Remblai des tranchées.

7.1.4 Réalisation des tranchées :

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail.

Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important. L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement [1].

Pour déterminer la section transversale de la tranchée, nous devons déterminer sa profondeur (H), sa largeur (L), et son coefficient du talus (m).

➤ *La profondeur :*

$$H=H_1+ D + H_2 \quad (7.1)$$

Avec :

- H : Profondeur de la tranchée ;
- H₁ : Epaisseur du lit de pose qui varie de 0.15 à 0.20m ;
- H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite qui est 0.8 à 1.6m.
- D : Diamètre de la conduite (m).

➤ *La largeur :*

Elle est déterminée en fonction de diamètre de la conduite en prévoyant 30 cm d'espace de part et d'autre de la conduite :

$$L=D+2*0.3 \quad (7.2)$$

D'où :

- L : largeur de la tranchée (m) ;

➤ *Le coefficient du talus :*

Il dépend de la nature de sol et de la profondeur de la tranchée.

7.1.5 Pose de canalisation

7.1.5.1 La pose dans un terrain ordinaire:

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, nous procédons à un triage de conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela nous pratiquons la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins [1].

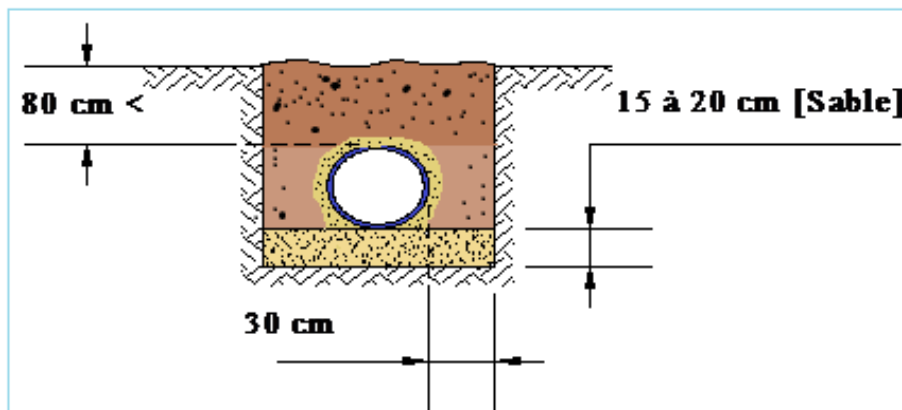


Figure 7.1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire

7.1.5.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité, nous pouvons envisager quelques solutions :

► *Cas d'un terrain peu consistant :*

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

► Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètres par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation [2].

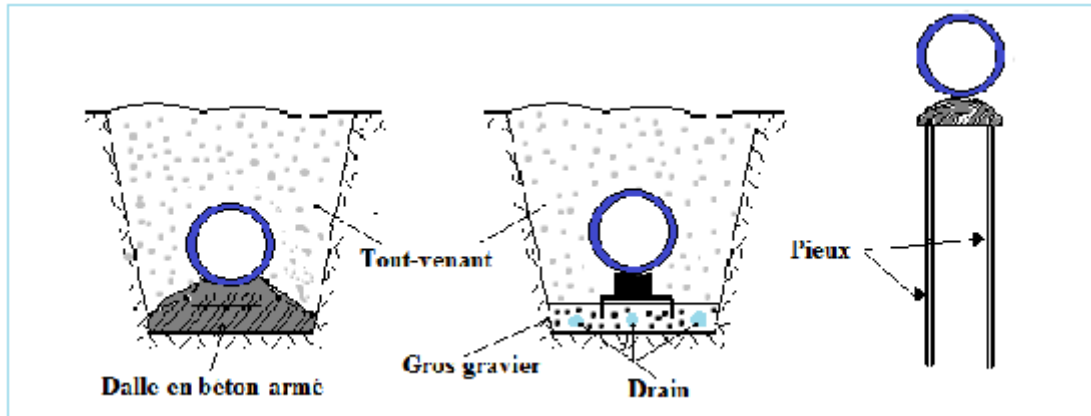


Figure 7.2 : Pose de conduite dans un mauvais terrain

✓ Pour notre cas, nous procédons à la pose des conduites dans un terrain ordinaire.

7.1.6 Franchissement des points spéciaux :

7.1.6.1 Traversée des routes :

En raison des charges qui peuvent causer des dommages et par conséquent des infiltration nuisibles à la conduite comme à la route, il sera donc prévu des gaines dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations. Pour notre projet, la traversée de la route est nécessaire pour le tronçon reliant la station de pompage et le réservoir d'ouled Aissa et le tronçon reliant la station de pompage et le réservoir de Thabourt.

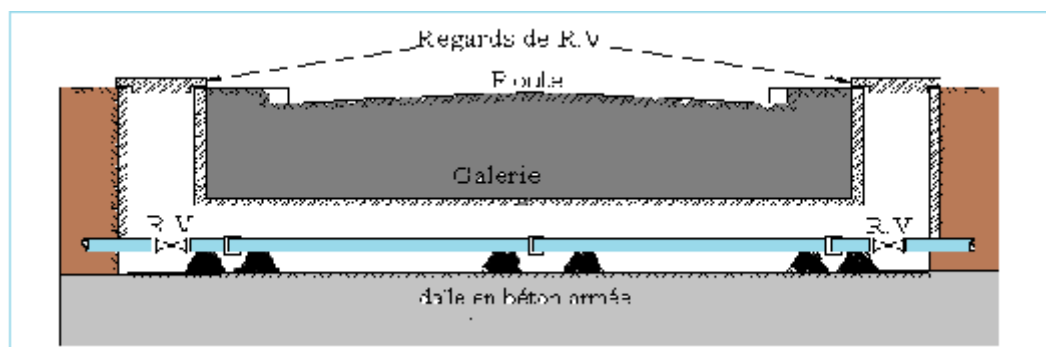


Figure 7.3 : Pose de conduite en cas de traversée d'une route

7.1.6.2 Traversée d'un canal naturel :

Au niveau de notre projet existe un oued de largeur 4m, La pose de canalisation se limite à une simple traversée sur des tasseaux.

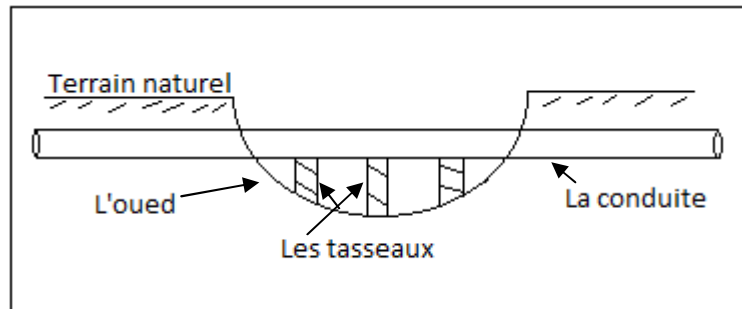


Figure 7.4 : La traversée de l'oued

7.1.7 Les butées :

Le changement de direction des conduites demande des pièces spéciales telles que les coudes. Ces derniers sont soumis à une poussée exercée par l'eau qui peut provoquer des déboitements des joints ou à la rupture des soudures. La solution consiste à prévoir des butées en béton qui s'opposent à ces efforts,

Cette poussée est calculée par la relation suivante :

$$F = K \times P \times S \quad (7.3)$$

Avec :

- F : Poussée exprimée en dan ;
- P : Pression maximale de fonctionnement sur chantier en bar ;
- S : Surface de la section intérieure du tuyau en cm² ;
- K : Coefficient dont la valeur dépend du cas étudié.

Remarque : afin de minimiser cette poussée, nous prévoyons un coude de 120 °

Tableau 7-1 : Valeur de K en fonction de l'accessoire

	Coude 1/4	Coude 1/8	Coude 1/16	Cônes	Tés	Extrémités
Valeur de K	1.414	0.766	0.391	1.00	1.00	1.00

Nous prévoyons des butées dans les cas suivant :

- ❖ Cas d'un branchement.
- ❖ Cas d'un coude horizontal.
- ❖ Cas d'un coude vertical.

Pour les canalisations en PEHD, dont les terrains accidentés non stables avec des pentes qui dépassent 30%, l'utilisation des butées est nécessaire, afin d'éviter le déplacement du tronçon de la conduite vers aval dans le cas de glissement des terrains.

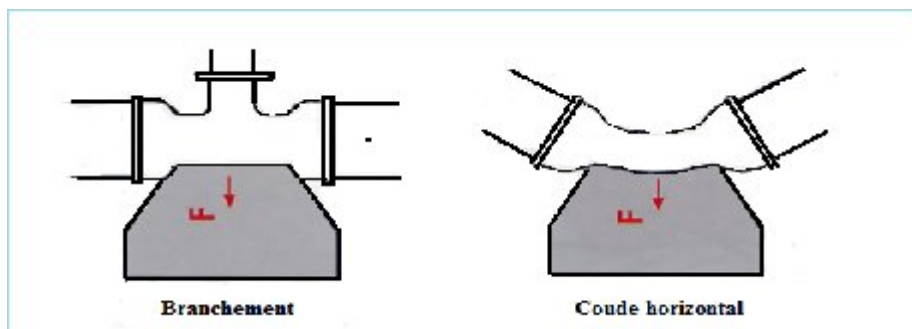


Figure 7.5: Butée sur un coude horizontal et sur un branchement

7.1.8 Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement. Nous l'effectuons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

7.1.9 Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement par la méthode suivante [2]:

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins nous continuons à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape nous utilisons la terre des déblais.

- Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

7.1.10 Désinfection des conduites :

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, en suite nous procéderons au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [1].

7.1.11 Conclusion :

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

7. 2 : ORGANISATION DE CHANTIER

7.2.1 Introduction :

Nous appelons travaux de terrassement l'ensemble des procédés d'extraction des terres (décapages, déblais et remblais).

L'exécution de ces principaux travaux fait signe de démarrage du chantier de construction de l'aménagement hydraulique et de proposer l'exécution des travaux la plus économique.

7.2.2 Réalisation du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.

- Remblaiement des tranchées.

7.2.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

7.2.3.1 Matérialisation de l'axe :

Nous matérialisons l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. Nous effectuons ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

7.2.3.2 Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles nous procédons au nivellement par cheminement et par un simple calcul.

Nous déterminons la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

7.2.4 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

7.2.4.1 Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, Nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

7.2.4.2 Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- ✓ Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- ✓ Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté. Elle est en fonction du diamètre des conduites à mettre en place ; en pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée appelée « niches ».

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »

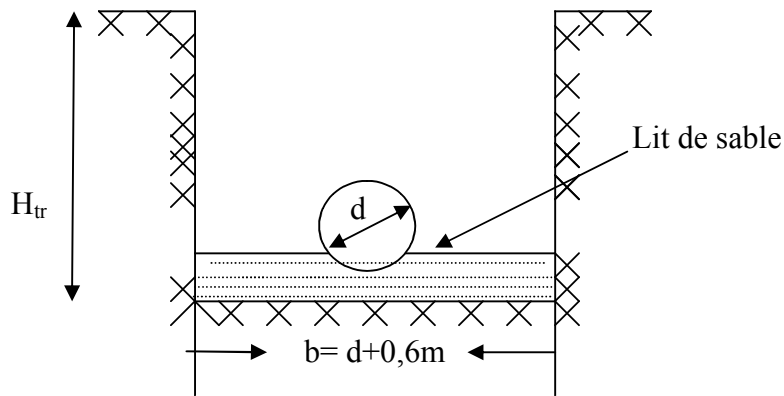


Figure 7.6: Schéma d'une tranchée avec pose de conduite

7.2.5 Choix de la section transversale de la tranchée :

Pour le choix de cette section ; nous proposons deux variantes ; l'une trapézoïdale et l'autre rectangulaire :

$$b = d + 2a \quad (7.4)$$

$$H_{tr} = e + d + H_{min} \quad (7.5)$$

$$B = b + 2m.H_{tr} \quad (7.6)$$

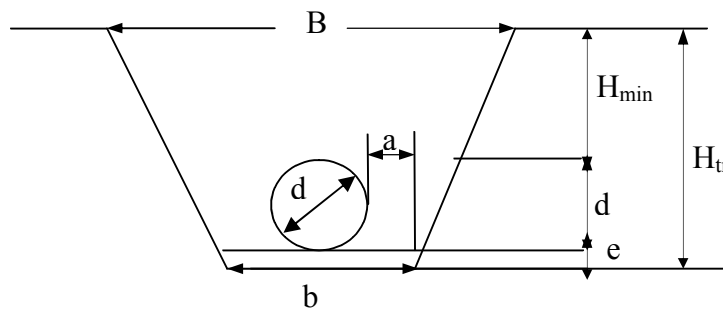


Figure 7.7: Section type de tranchée

H_{min} : Profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la

Conduite, égale en général à 1 m.

e : Epaisseur de la couche préparée = 0,10 m, (lit de sable)

b : Largeur du fond de la tranchée.

a : Distance entre la génératrice latérale et la base du talus : nous prenons $a = 0.5m$.

B : Largeur superficielle de la tranchée.

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

7.2.5.1 Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tr} :

$$\begin{aligned} H_{tr} &= e + d + H_{min} \\ &= 0,10 + d + 1.0 \end{aligned} \tag{7.7}$$

Donc:

$H_{tr} = d + 1.10 \quad (m)$

7.2.5.2 Choix du coefficient du talus :

Le coefficient du talus est choisi en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol (limon argileux $m = 0$).

Tableau 7-2: Choix du coefficient du talus

Profondeur sol	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Pour notre région, le talus de la tranchée pour tout le système sera uniforme et de coefficient $m=0$, c'est à dire qu'on retient la variante dont la section rectangulaire.

7.2.6 Choix des engins :

7.2.6.1 l'engin Pour l'excavation des tranchées :

Nous utilisons une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

7.2.6.2 L'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels montent à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, nous utilisons le rétro chargeur.

7.2.7 Calcul du volume de terrassement :

7.2.7.1 Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$\text{Donc } b = 1 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 7-3

Tableau 7-3: Calcul du volume du déblai

Diamètre (mm)	Longueur	largueur	Profondeur	Surface d'une tranchée (m ²)	Volume de déblai (m ³)
	(m)	b=D+1(m)	Htr=D+1.1(m)		
125	1100	1.125	1.225	1,37	1 515,93
160	9310	1.16	1.26	1.46	13 592,6
Total	10410				15 108,53

Donc le volume total de déblai est de : **Vd=15 108,53m³**

7.2.7.2 Calculs du volume de lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée. Nous calculons cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = L * b \text{ et le volume sera : } V_s = S * e$$

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 7-4: Calcul du volume du lit du sable

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b (m)	Volume de sable (m ³)
125	1100	1.125	123,75
160	9310	1.16	1079,96
Total	10410		1203,71

Donc le volume total du lit du sable : $V_s = 1203,71\text{m}^3$

7.2.7.3 Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable

$$V_r = V_d - (V_c + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V_c : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V_c = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Tableau 7-5: Calcul du volume du remblai

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume de remblai (m ³)
125	1 515,93	13,49	123,75	1 378,69
160	13 592,6	187,09	1079,96	12 325,55
Total	15 108,53	200,58	1203,71	13 704,24

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

Donc le volume total du remblai est de : $V_r=13\ 704,24\ m^3$

7.2.7.4 Calcul de volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas nous avons :

$K_f = 1,24$.

Tableau 7-6: Calcul du volume excédentaire

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m^3)	Volume foisonné (m^3)	Volume du remblai (m^3)	Volume excédentaire (m^3)
125	1 515,93	1 879,75	1 378,69	501,06
160	13 592,6	16 854,82	12 325,55	4 529,27
Total	15 108,53	18 734,57	13 704,24	5 030,33

Donc le volume total excédentaire est de : $V_r= 5\ 030,33\ m^3$

Le tableau 7-7 récapitule tous les résultats trouvés concernant les travaux.

Tableau 7-7: Le volume total des travaux

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Volume de déblai (m^3)	Volume du remblai (m^3)	Volume du lit de sable (m^3)	Volume excédentaire (m^3)
125	1100	1 515,93	1 378,69	123,75	501,06
160	9310	13 592,6	12 325,55	1079,96	4 529,27
Total	10410	15 108,53	13 704,24	1203,71	5 030,33

7.2.8 Conclusion :

Pour renforcer la fiabilité d'un système d'alimentation en eau potable et assurer sa pérennité au point de vue fonctionnement notamment pour les conduites surtout de gros diamètres, nous devons prêter une grande attention non seulement sur la manière de poser une conduite mais également le mode d'organisation d'un chantier en procédant au choix des meilleurs engins pour l'exécution.

8.1 Introduction :

La prévention est l'ensemble des dispositions ou des mesures prises ou prévues à tous les stades de l'activité de l'entreprise ou de l'institution en vue d'éviter ou de diminuer les risques professionnels. La prévention permet également de sauvegarder la santé et d'améliorer le bien-être.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

8.2 Les causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

8.2.1 Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

Chapitre-8-
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

8.1.2 Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté de posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

8.3 Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

8.4 Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.

Chapitre-8-
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

8.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

8.5.1 Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc).

8.5.2 Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

8.5.3 Protection collective :

8.5.3.1 Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

Chapitre-8-
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

8.5.3.2 Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

8.5.3.3 Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

8.6 Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude de l'alimentation en eau potable des localités, Ouled Aissa, Thabourt et Kalous, commune d'Aomar, wilaya de Bouira, à partir du barrage Koudiat Acerdoune afin de résoudre le problème de l'insuffisance d'eau que vit cette région.

Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon de l'étude, qui sont de 40 l/s.

Au cours de ce travail, nous avons projeté deux réservoirs de stockage: un de volume de 200 m³ et d'autre de volume de 1000 m³. Les stations de pompage seront reconduites vu leur bon état de fonctionnement par contre les pompes sont redimensionnées du fait du changement de débit et Hmt.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi le P.E.H.D, PN16.

Le choix des pompes, réalisé à partir du catalogue CAPRARI, s'est porté sur un groupe électropompe horizontal multicellulaires de type PM de classe différente pour chaque station .

L'analyse et l'étude du phénomène du coup de bélier ont été faites, dans le but d'e protéger tous les tronçons en refoulement par l'installation des réservoirs d'air des capacités varient entre 100 à 750 litres. Pour les conduites en charge gravitaire, nous sommes contenter seulement d'une étude la loi de manœuvre pour la détermination de temps de manœuvre.

Nous avons procéder à une pose de canalisation et ses accessoires adéquats, en tenant en compte des traversées de la route et de l'oued. Le calcul de volume des travaux à réaliser est nécessaire pour donner les bonnes conditions de protection et de sécurité aux mains d'œuvre.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles. Nous espérons que cette étude remédiera au maximum de problèmes rencontrés et nous souhaitons qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de cette région et soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **ANDRE DUPONT** , Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris 1979.
- [2] **BONNIN J** , Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance , édition Eyrolles, Paris, 1986.
- [3] **C.GOMELL et H.GUERREE**, La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance , édition Eyrolles, 2004, université LAVAL.
- [4] **M. MEUNIER** ,Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression , édition Dunod, Paris, 1950.

Catalogue :

CHARLETTE. Hydrofort

Logiciel :

- Caprari.
- Map info

Annexe N°1: La répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

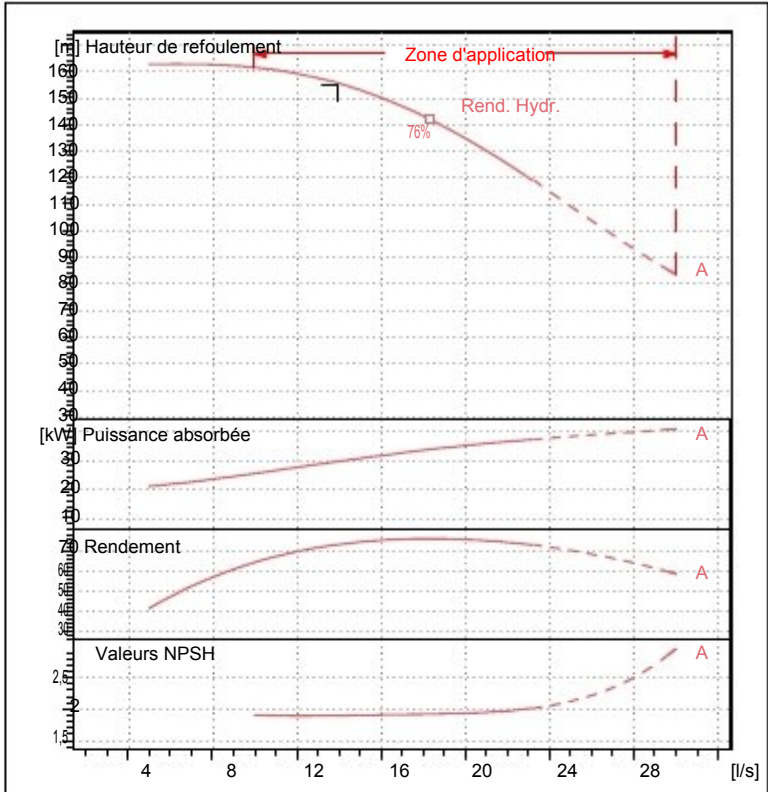
HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000 01	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1		1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe N°2 : Les valeurs de β en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	1000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
β max	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
β min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

PM 100/ 8 A	
Caractéristiques requises	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	155 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	155 m
Puissance absorbée	29,4 kW
Rendement	73%
Hauteur manométrique H(Q=0)	164 m
Orif. de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	1470 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	37 kW
Intensité nominale	67,1 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	116 kW
Caractéristiques générales	
Poids	675 kg

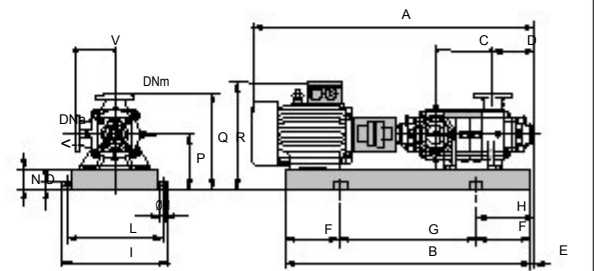
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

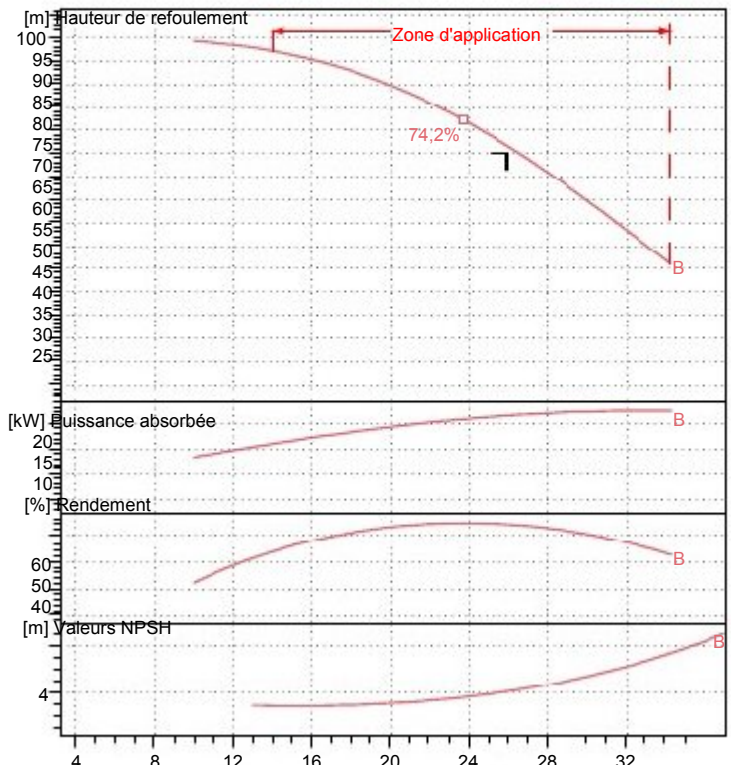
- Dimensions mm
- A = 2047
 - B = 1732
 - C = 620
 - D = 293
 - DNa = DN125 (UNI PN8-25)
 - DNm = DN 100 (UNI PN40)
 - E = 210
 - F = 300
 - G = 1132
 - H = 510
 - I = 600
 - L = 550
 - M = 20
 - N = 120
 - O = 42
 - P = 345
 - Q = 615
 - R = 620
 - V = 270



Notes:			
Date 15.07.2013	Page 1	Offre n°	Pos.N°

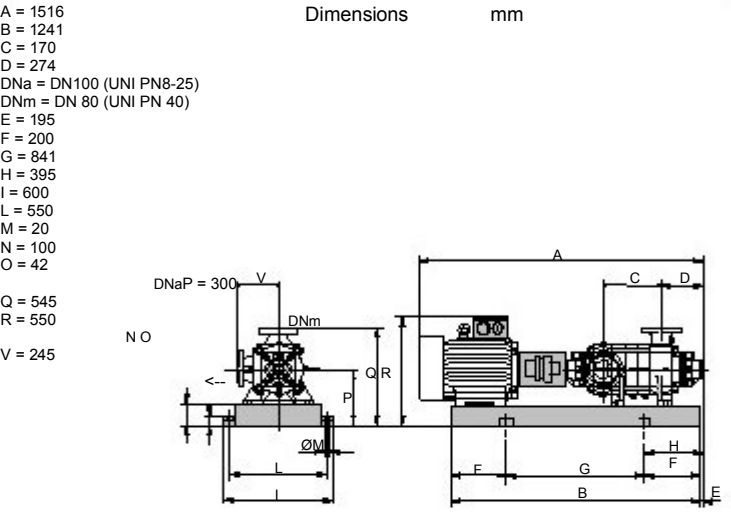
PM 80/ 2 B	
Caractéristiques requises	
Débit	26 l/s
Hauteur de refoulement	74 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	26,2 l/s
Hauteur de refoulement	76 m
Puissance absorbée	26,4 kW
Rendement	73,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	102 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2940 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	30 kW
Intensité nominale	53 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 54
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	174 kW
Caractéristiques générales	
Poids	400 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

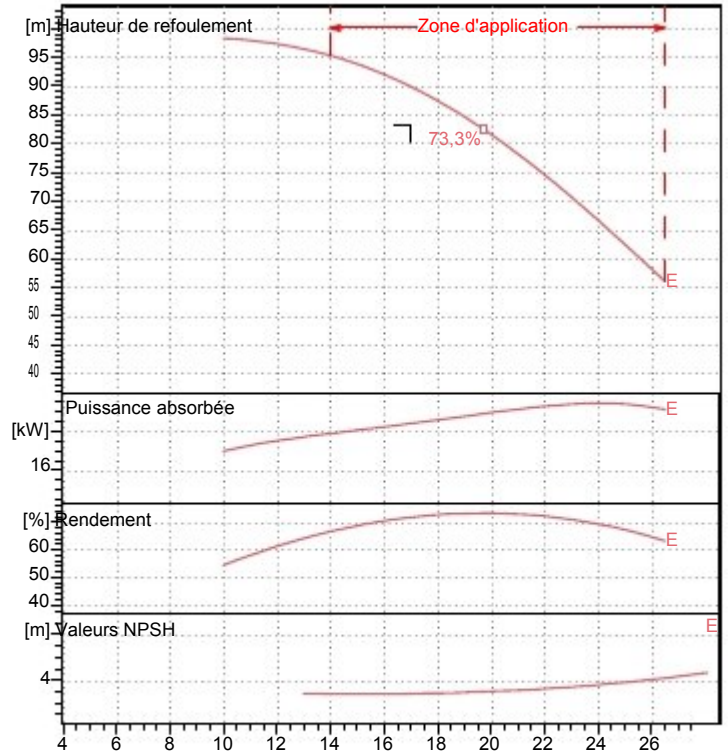
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:			
Date 18.07.2013	Page 1	Offre n°	Pos.N°

PM 80/ 3 E	
Caractéristiques requises	
Débit	17 l/s
Hauteur de refoulement	84 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17,6 l/s
Hauteur de refoulement	88,5 m
Puissance absorbée	21 kW
Rendement	72,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	101 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2940 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	30 kW
Intensité nominale	53 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 54
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	174 kW
Caractéristiques générales	
Poids	423 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

A = 1586

B = 1311

C = 240

D = 274

DNa = DN100 (UNI PN8-25)

DNm = DN 80 (UNI PN 40)

E = 195

F = 200

G = 911

H = 395

I = 600

L = 550

M = 20

N = 100

O = 42

P = 300

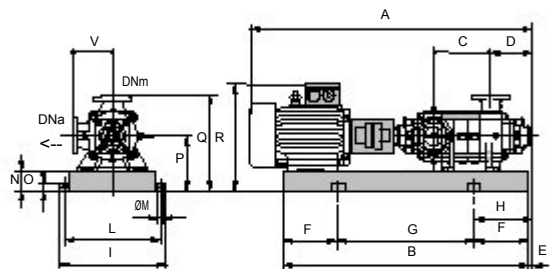
Q = 545

R = 550

V = 245

Dimensions

mm



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17.07.2013	1		

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

