

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau potable des villes de Boukadir et Oued Sly (w. chlef) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0034-14

APA Citation (APA توثيق):

Dekkiche, Selman (2014). Etude d'adduction d'eau potable des villes de Boukadir et Oued Sly (w. chlef)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DES VILLES DE
BOUKADIR ET OUED SLY (W.CHLEF)**

PRESENTE PAR :

Mr : DEKKICHE Selman.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . SALAH Boualem	Professeur.	Président
M ^{me} . AMMOUR Fadila	M.A.A.	Examinatrice
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Examinatrice
M ^{me} . KADI Latifa	M.A.B.	Examinatrice
M ^{me} . MOUHOU B Lina	Ingénieur (DRE)	Invitée
M ^r . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Promoteur

Septembre - 2014

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents, qui ont toujours eu le souci
de mon avenir et qui m'ont toujours comblé
d'amour et d'affection.

A mes deux très chères sœurs

A tout ma famille qui m'ont soutenu et aidé même dans les
moments les plus durs .

A mes chers amis AMINE et BILAL, BOUDALI AMINE
,DJOUDI SOFIANE , MORCELIE MUSTAPHA,
MOUHAMED AMINE et surtout AZZEMOU HOCINE .

Je dédie également ce travail à tous mes amis de L'E.N.S.H
avec qui je partage tous les souvenirs inoubliables

REMERCIEMENTS

On louange ALLAH le tout puissant le miséricordieux le très
miséricordieux de toute ses grâces illimitées qu'il nous
a données depuis toujours.

Un très grand merci a notre respectable promoteur monsieur HACHEMI
pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance a tous les membres du
jury d'avoir accepté le jugement de ce travail.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et
particulièrement les enseignants de l'ENSH

Merci aussi à mes camarades du parcours universitaire
pour l'entraide et encouragement mutuels très fructueux

_____:

في أغلب الحالات تكون الموارد المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من أجل هذا السبب وجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لنقل هذه المياه إلى الخزانات.

نتطرق في هذه المذكرة إلى دراسة شبكة قنوات لنقل المياه من أجل تزويد بلديات المنطقة الغربية لولاية الشلف وهي بلدية بوقدير و بلدية واد سلي بالماء الصالح للشرب وذلك من خلال محطة تحلية مياه البحر ببلدية تنس وهذا لتلبية احتياجات هؤلاء السكان .

Résumé :

Dans la plus part des cas, les ressources en eau potable se trouve loin des agglomérations et pour cette raison, nous sommes dans l'obligation de projeter des adductions pour acheminer l'eau aux consommateurs.

Notre objectif consiste à faire une étude d'un réseau d'adduction pour alimenter les communes de la région ouest de la wilaya de Chlef qui sont :

Les communes de Boukadir et Oued-sly à partir de la station de dessalement d'eau de mer de la commune de Ténès dans le but de satisfaire les besoins futurs de consommation de ces agglomérations.

Abstract:

In most of the cases, drinking water resources are far from the urban areas and for that reason we are obliged to plan adduction to bring back water to the consumers. Within this framework, the aim of this study is to design network of adduction to feed the municipalities in the west region of the wilaya of Chlef which are municipalities of Boukadir and Oued-sly from the station of desalination of sea water located in consumption of these urban areas.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2 Situation géographique.....	3
I.3 Situation climatologique.....	3
I.3.1 Climat.....	3
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Pluviométrie.....	3
I.3.4 Vents dominants.....	4
I.4 Séismicité.....	4
I.5 Relief.....	4
I.6 Hydrographie.....	5
I.7 Géologie.....	6
I.8 Population.....	7
I.9 Situation hydraulique actuelle.....	8
Conclusion	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	10
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	10
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	11
II.2.1 Les besoins domestiques.....	11
II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	11
II.2.2 Besoins scolaires.....	12
II.2.3 Besoins administratifs.....	13
II.2.4 Besoins sanitaires.....	14
II.2.5 Autres besoins	15
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	16
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	16
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	16
II.3.2 Consommation minimale journalière.....	17
II.4 Variation des débits horaires.....	17
II.5 Calcul de déficit de consommation.....	24
II.5.1 Variante N°1	24

II.5.2 Variante N°2	25
Conclusion.....	25

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction.....	26
III.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	26
III.2 Classification des réservoirs.....	26
III.3 Choix du réservoir.....	26
III.4 Equipements du réservoir.....	27
III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	27
III.4.1.1 Par Le haut.....	27
III.4.1.2 Par Le bas.....	27
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	27
III.4.6 Conduite de trop-plein.....	28
III.4.6 Conduite de vidange.....	28
III.4.6 Conduite by-pass.....	28
III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	28
III.5 Calcul de la capacité des réservoirs.....	29
III.5.1 La méthode analytique.....	30
III.5.2 Méthode graphique.....	30
III.5.3 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique... 31	
III.5.4 Forme des réservoir.....	33
Conclusion.....	34

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	35
IV.1 Types d'adduction.....	35
IV.1.1 Adduction gravitaire	35
IV.1.2 Adduction par refoulement	35
IV.1.3 Adduction mixte.....	35
IV.2 Choix des matériaux de canalisation.....	35
IV.2.1 Fonte.....	35
IV.2.2 Acier.....	36
IV.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	36
IV.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	36
IV.3 Proposition de variantes.....	37
IV.3.1 Variante N°1	37
IV.3.2 Variante N°2	38
IV.4 Dimensionnement de l'adduction	39

IV.4.1	Détermination du diamètre avantageux	39
IV.4.2	Variante 1	40
IV.4.2.1	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	40
IV.4.2.2	Les caractéristiques des différents points.....	40
IV.4.2.3	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	41
IV.4.2.4	Normalisation des diamètres.....	44
IV.4.2.5	Les frais d'investissement.....	44
IV.4.3	Variante 2	45
IV.4.3.1	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	45
IV.4.3.2	Les caractéristiques des différents points.....	46
IV.4.3.3	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	46
IV.4.3.4	Normalisation des diamètres.....	48
IV.4.3.5	Les frais d'investissement.....	49
IV.5.	Comparaison des deux variantes.....	49
	Conclusion.....	51

Chapitre V: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Introduction	52
V.1	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	52
V.1.1	Les causes du coup de bélier	52
V.1.2	Les conséquences du coup de bélier	52
a)	Cas de la surpression.....	52
b)	Cas de dépression.....	53
c)	Fatigue de la canalisation.....	53
V.1.3	Description des phénomènes physiques.....	53
V.1.4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	54
V.1.5	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	54
a)	Réservoirs d'air.....	54
b)	Cheminée d'équilibre.....	54
c)	Soupape de décharge.....	54
d)	volant d'inertie.....	55
V.1.6	Calcul des réservoirs d'air.....	55
a)	Méthode de VIBERT.....	55
b)	Méthode de BERGERON.....	55
V.1.7	Les techniques pour prévenir les coups de bélier	55
V.2	Protection des conduites contre la corrosion.....	56
V.2.1	Facteurs de la corrosion.....	56
V.2.2	Corrosion externe.....	56
V.2.3	Corrosion interne.....	57

V.2.4	principaux types de protection contre la corrosion extérieure.....	57
V.2.5	principaux types de protection contre la corrosion intérieure.....	58
Conclusion.....		58

Chapitre VI : Pose des Canalisations et accessoires

Introduction		59
VI.1	Pose des canalisations.....	59
VI.1.1	Le Principe de pose des canalisations	59
1)	Pose en terre.....	59
2)	Pose en mauvais terrains sable.....	59
3)	Pose en galerie	59
4)	Pose en pente	60
5)	Traversée de rivière	60
VI.2	Accessoires	60
VI.2.1	Vannes de sectionnement	60
a)	Les vanne d'isolement	61
b)	Les vannes à clapets de non-retour	61
c)	Les vannes de réduction de pression.....	61
VI.2.2	Ventouses	61
a)	Rôles de la ventouse	62
b)	Types de la ventouse	62
VI.2.3	Vidange.....	62
VI.2.4	Clapet anti retour	62
VI.2.5	Organes de raccordement	63
1)	Coudes	63
2)	Cônes	63
3)	Tés	63
4)	Joints.....	63
VI.2.6	By-pass	64
VI.2.7	Crépines	64
VI.2.8	Organes de mesure.....	64
VI.2.8.1	Mesure de débit.....	64
a)	Le diaphragme	64
b)	Les venturis	65
c)	La tuyère	65
VI.2.8.1	Mesure de pression.....	66
a)	Manomètres à aiguilles.....	66
b)	Manomètres à soufflet.....	67
Conclusion.....		67

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction	68
VIII.1 Différents travaux à entreprendre.....	68
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	68
a) Exécution des tranchées.....	68
b) Pose du lit de sable.....	68
c) Pose des conduites.....	68
d) Epreuve de joint et de la canalisation.....	68
e) Remblayage des tranchées.....	68
f) Nivellement et compactage	68
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	69
VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	69
VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée.....	69
VIII.2.1.2 Largueur de la tranchée.....	69
VIII.2.2 Lit de sable.....	70
VIII.2.3 Remblais compacté.....	70
VIII.2.4 Volume de la conduite.....	70
VIII.3 Choix des engins de terrassement.....	72
VIII.3.1 Pelle hydraulique.....	72
VIII.3.2 Bulldozer.....	72
VIII.3.3 Chargeur.....	73
VIII.3.4 Compacteur.....	73
VIII.4 Planification des travaux	73
VIII.4.1 Planification des travaux de l'adduction.....	73
VIII.4.2 Définitions des tâches et leurs durées.....	73
Conclusion.....	74
Conclusion générale.....	75

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	3
Tableau I-2: Vitesse du vent moyenne (1998 à 2010).....	4
Tableau I-3: Nombre des jours de sirocco sur une année	4
Tableau I-4: Tableau de répartition de la population en 2008.....	7
Tableau I-5 :Caractéristiques des forages.....	8
Tableau I-5 :Caractéristiques des réservoirs existant	8

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -01: Tableau de répartition de population à l'horizon 2035	10
Tableau II-02: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	12
Tableau II-03: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	13
Tableau II-04: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	14
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	15
Tableau II-06: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	15
Tableau II-07: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	16
Tableau II-08: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque localité.	17
Tableau II-09: Variation du débit horaire pour la commune de BOUKADIR.....	18
Tableau II-10: Variation du débit horaire pour la localité de OUED SLY CENTRE.....	20
Tableau II-11: Variation du débit horaire pour HAY SONELGAZ	22
Tableau II-12: déficits à combler dans le cas d'exploitation des forages	24

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III -01: Tableau donnant les dimensions des réservoirs	33
----------------------------------------------------------------------	----

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , b pour différents types du tuyau	39
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction V1	40
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction V1.....	40
Tableau IV-4: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V1	44
Tableau IV-5: Pressions pour différents points de l'adduction V1.....	44
Tableau IV-6: Frais d'investissement des conduites gravitaires V1	45
Tableau IV-7: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction V2	45
Tableau IV-8: Les altitudes des différents points de l'adduction V2.....	46
Tableau IV-9: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V2.....	48
Tableau IV-10: Pressions pour différents points de l'adduction V2.....	49
Tableau IV-11: Frais d'investissement des conduites gravitaires V2	49

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1: Calcul du volume des déblais de l'adduction	69
Tableau VII-2 : Calcul du volume du lit de sable	70
Tableau VII-3: calcul du volume des conduites.....	71
Tableau VII-4: Volumes des travaux de l'adduction	72
Tableau VII-5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	74

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: situation administrative de la wilaya de CHLEF	2
Figure I-2: Principales rivières de l'ouest central	5
Figure I-3: Géologie et hydrologie de la vallée de moyen Cheliff occidental.....	6
Figure I-4: Répartition des habitants par localité	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Evolution de la population.....	11
Figure II-2 : Variation de la consommation horaire de la localité de BOUKADIR....	19
Figure II-3 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de BOUKADIR..	19
Figure II-4 : Variation de la consommation horaire de la localité de OUED SLY CENTRE .	21
Figure II-5 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de OUED SLY CENTRE	21
Figure II-6 : Variation de la consommation horaire de la localité de HAY SONELGAZ	23
Figure II-7 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de HAY SONELGAZ .	23
Figure II-8 : Evolution du déficit dans le cas d'exploitation des forages	24

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	29
--------------------------------------------------------------------	----

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV-1 : Schéma vertical pour la variante N°1.....	37
Figure IV-2 : Schéma vertical pour la variante N°2.....	38
Figure IV-3: Tracé de l'adduction.....	50

Chapitre V: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Figure V-1 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène....	58
--------------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre VI: Pose des canalisations et accessoires

Figure VII-1: les différents types de vanne.....	61
Figure VII-2: Les différents types de ventouses.....	62
Figure VII-3 : Clapet anti retour.....	63
Figure VII-4 : Diaphragme.....	65
Figure VII-5 : Venturi.....	65

Figure VII.6 : Tuyère.....	66
Figure VII-7 : Manomètre à aiguilles.....	66
Figure VII-8 : Manomètre à soufflet.....	67

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VIII-1: Réseaux à nœuds	74
--------------------------------------	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Tracer en plan générale du système d'alimentation en eau potable.

Planche N° 2 : Profil en long des tronçons reliant le point P_1 au réservoir de Oued-sly (W .CHLEF).

Planche N° 3 : Les accessoires dans une adduction.

Planche N° 4 : Schéma du réservoir de Oued-Sly.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est une ressource longtemps convoitée par les civilisations car c'est la base de chaque développement, c'est cela qui fait que les plus grandes villes se situent dans les environs des rivières où les lacs cela n'a pas résolu tous le problème car avec le temps le nombre des populations a explosé. De plus le climat étant imprévisible créant des phénomènes d'inondations et de sécheresse c'est cela qui a permis l'apparition d'une nouvelle discipline consacré à ces problèmes liés à cette ressource importante et à la survie de l'être humain . Avec le temps le secteur de l'hydraulique s'est développer avec la venue des nouvelles technologies et l'automatisation des procédures qui a rendu le contrôle de la ressource plus précis.

L'Alimentation en eau potable AEP est une des branches de l'hydraulique urbaine son rôle consiste à assurer les besoin en eau des différents types d'usagers que l'on peut trouver dans une agglomération (Domestique, industriel élevage, administratif et réseau incendie dans notre cas les agglomérations concernées sont les deux communes de Boukadir et Oued-sly de la wilaya de Chlef.

Notre région est alimentée par plusieurs forages qui puisent l'eau dans la nappes , afin de minimiser la sollicitation de cette dernière une station de dessalement est en cours de réalisation à Ténès qui peut produire une quantité d'eau suffisamment importante pour satisfaire les besoins en eau future de toutes les communes ouest de la wilaya de Chlef, voire les communes des wilayas limitrophes. Donc notre étude aura pour but de satisfaire les besoins totaux de notre localité en préservant la pérennité de la nappe et cela en réalisant une adduction qui sera branchée à Chlef et qui reliera les deux communes de Boukadir et Oued sly.

Notre étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essaiera de développer au maximum.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Notre objective dans ce chapitre consiste à définir le site de notre projet du point de vue géographie, climatologie, géologie et aussi donner les différentes informations hydraulique qui pourront être utiles dans la détermination du déficit à fournir.

I.1 Description générale de la zone d'étude

La zone d'étude de notre projet se situe à l'ouest de la wilaya de CHLEF, elle s'étendra sur 2 communes limitrophes qui sont Boukadir et Oued-sly. leur territoire est situé dans la vallée de oued Chélif il est bordé au sud par la chaîne tellienne externe du massif de l'Ouarsenis qui culmine au niveau de 1290m et au nord par la chaîne montagneuse du Dahra qui culmine à 1156m et se dresse comme une barrière aux influences maritime si bien qu'on plonge dans l'étage subaride bien qu'on est à quelques 50 km de la mer Méditerranée.

Ce site concentre un grand nombre d'infrastructures nationales : chemin de fers, RN, autoroute est-ouest, gazoduc, ligne électrique haut tension ainsi que d'importante agglomération. il est aussi tout à la fois agricole industriel et urbain.



Figure I.1: situation géographique administrative de la wilaya de CHLEF

I.2. Situation géographique

Les deux communes sont délimitées comme suit :

- **OUED-SLY**

- Les Communes de Ouled fares et Sobha au Nord
- Les Communes de Sendjas et Ouled Ben AEK au Sud
- Les Communes de Chlef et Chetia à l'Est
- La Commune de Boukadir à l'Ouest

- **BOUKADIR**

- La Commune Sobha au Nord
- La Commune el Oualdja au Sud
- La Commune de Oued-sly à l'Est
- Les Communes de Oued Rhiou et Merdjet Sidi abed a l'Ouest

I.3. Situation climatologie

I.3.1.Climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat continental divisé en deux saisons, un hiver froid et pluvieux et un été chaud et sec; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

I.3.2.Température

La température moyenne du mois le plus froid est de 10,3°C et celle du mois le plus chaud est de 29.4 °c. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août. Elle a une valeur moyenne de 20°C.

I.3.3.Pluviométrie

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique couvrant les données du période (1990 à 2010), La répartition des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau I. 1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
P_{moy}	45.8	44.4	39.81	40.57	29	4.9	2.73	5.24	21.3	36.5	55.1	48.87

Source : (ONM) Chlef

- Saison pluvieuse d'Octobre à Avril.
- Saison sèche de Juin, Juillet et Août.
- Saison moyenne Mai, Septembre et Octobre.

La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 374,39 mm /an.

I.3.4.Vents dominants

Les vents dominants sont généralement ouest, sud-ouest

Tableau I. 2: Vitesse du vent moyenne (1998 à 2010)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
V(m/s)	2.47	2.5	2.71	3.06	3.18	3.21	2.89	2..87	2.85	2.58	2.48	2,61

Source : (ONM) Chlef

Le sirocco est un vent qui vient de sud saharien . Plein de sable et provoquent des dégâts très important sur les infrastructures des régions touché surtout pour l'agriculture, il cause une hausse des températures ce qui fait accroître la consommation d'eau.

Tableau I. 3: Nombre des jours de sirocco sur une année

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	total
Nombre de jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

Source : (ONM) Chlef

I.4.Sismicité

Le territoire national a été découpé en 3 zones sismiques :

Zone I : faible sismicité

Zone II : moyenne sismicité

Zone III : forte sismicité

Notre site ce trouve dans la zone III (d'après la carte de micro zonage sismique-RPA99).

Donc on doit construire des ouvrages répondant aux règles para sismique algériennes.

I.5.Relief

Du point de vue morpho structure le région correspond à un long synclinal allongé (vallée de l'oued du chellif) bordée de part et d'autre par des anticlinaux :les montagnes du Dahre et le massif de l'Ouarsenis , ce dernier est un véritable château d'eau pour la vallée du Chlef de par l'important gradient pluviométrique qui caractérise ces montagnes

1.6. Hydrographie

L'hydrographie est représentée par la présence du plus long oued d'Algérie, l'oued Cheliff (730km de long), il draine outre les versants sud des monts du Dahra ainsi que tout le massif de l'Ouarsenis, une partie des versants sud de l'Atlas saharien. La vallée est dominée par les sous bassins de l'oued Ouahran de l'oued Ras ainsi que le bassin versant de l'oued Fodda l'oued Sly, et l'oued Rhiou dans la wilaya de Relizane. La configuration du réseau hydrographique dont le tracé est en perpendicularité avec la morphologie des reliefs en amont, se prête bien à la mobilisations des eaux superficielles, on note la présence de plusieurs ouvrages hydraulique dans la région du groupement. (Merdjat sidi Abed, barrage du Gargar, barrage de sidi yaagoub et barrage de oued fodda).

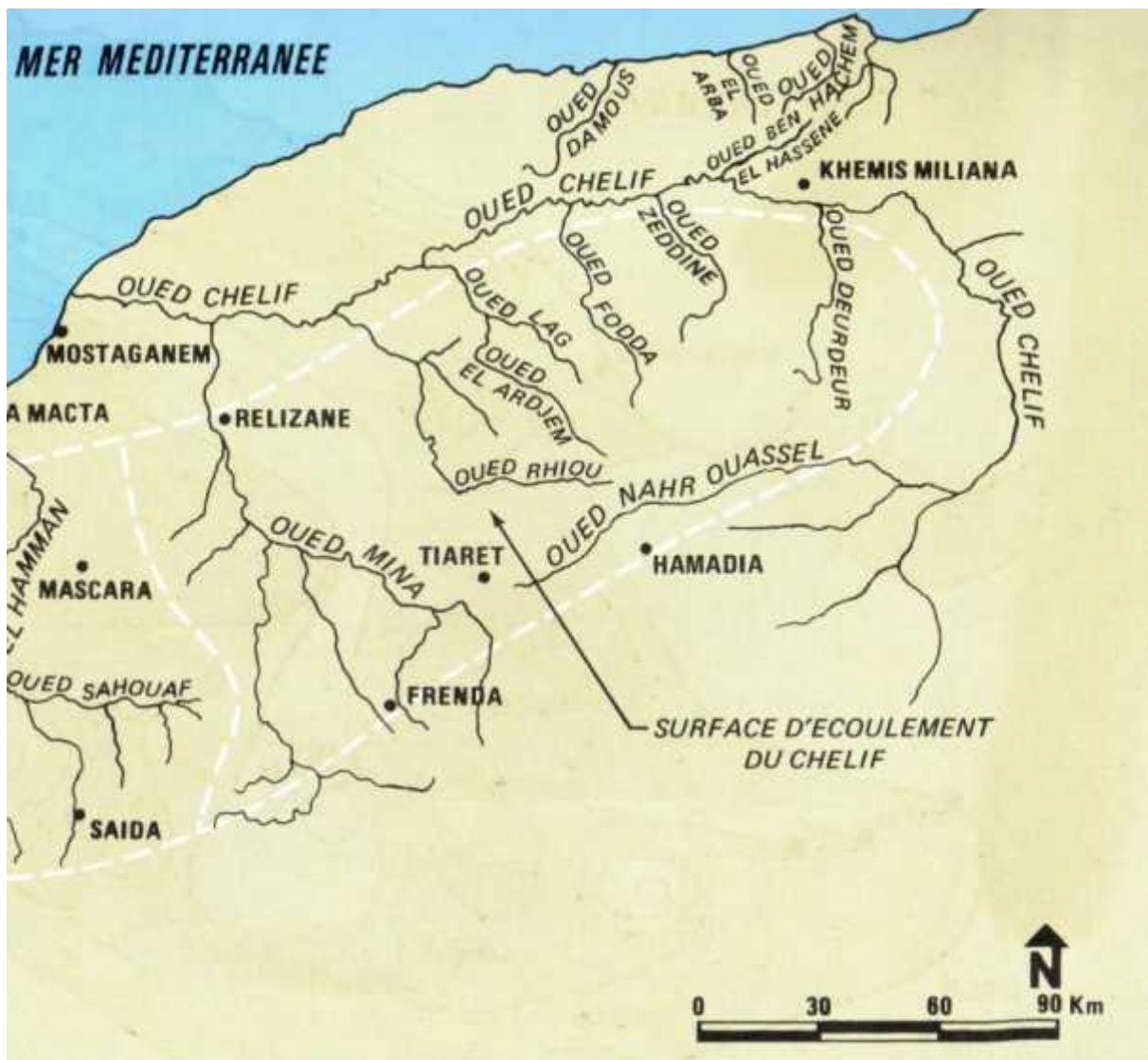


Figure I.2: Principales rivières de l'ouest central

I.7.Géologie

L'étude géologique, qui permet d'identifier les formations aquifères du moyen Cheliff occidental, ce bassin renferme trois nappes souterraines avec des hydrologies différentes :

- les calcaires lithothamniens du Miocène qui affleurent le long de la limite sud de la vallée et qui passent sous les alluvions.
- les grès du pliocène qui affleurent entre les collines d'El Kherba de Sobha et l'oued Ouahrane ; ils sont en partie notamment entre l'oued ras et l'oued Ouahrane recouverts par des formations Quaternaires anciennes.
- les sédiments détritiques d'âge Sub-Pliocène Quaternaire formant le remblai de la vallée. Ces sédiments incluent des argiles et des marnes épaisses avec des lits de sables de graviers et de conglomérats.

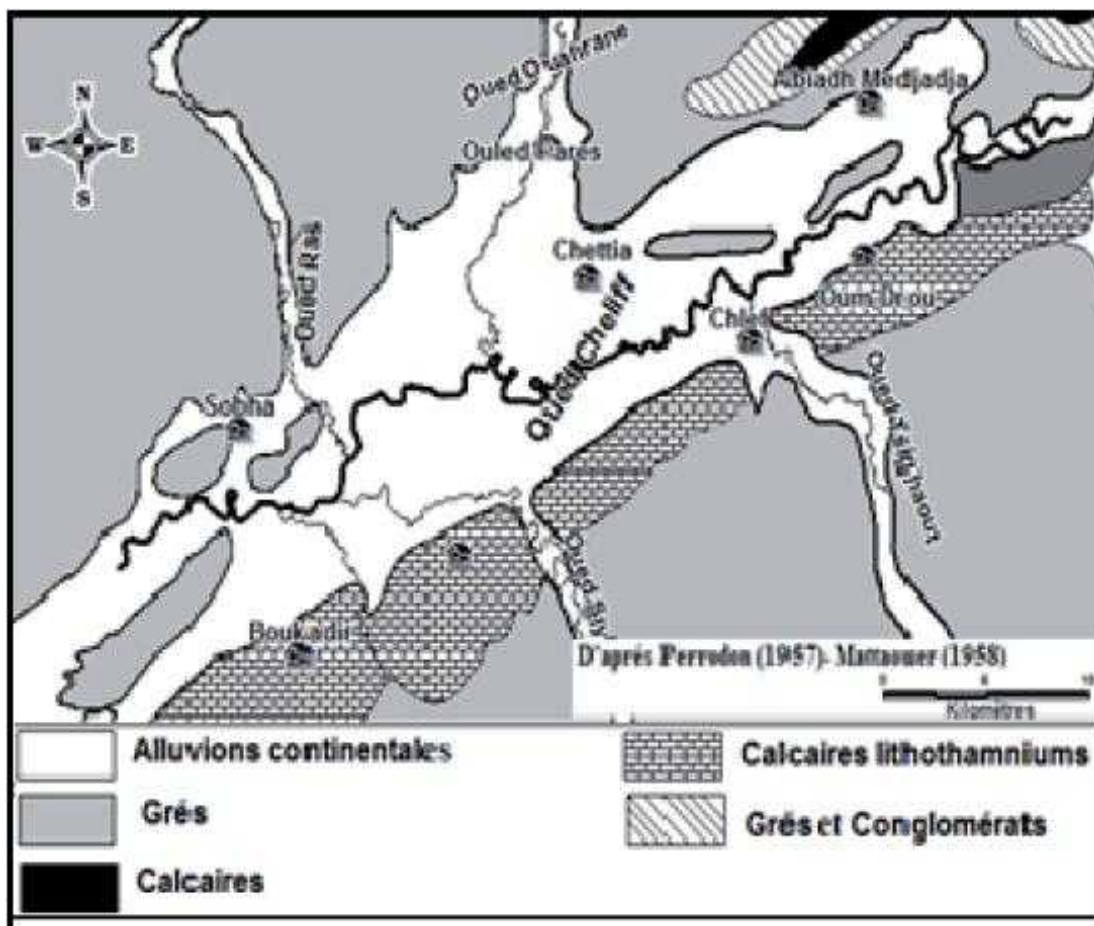


Figure I.3: Géologie et hydrologie de la vallée de moyen Cheliff occidental

I.8.Population

Lors de recensement national de 2008, la population totale des localités situer dans la zone d'étude atteignait les 59785 habitants (source DPAT : W.CHLEF). Cette population est répartie comme suit entre les différents centres urbains :

Tableau I.4 : Tableau de répartition de la population en 2008

Communes	Localités	Population 2008
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	29930
	EL MEDJAHEDIA	749
	OULED ALLAL	388
	BOUKAA BENE	2906
	KHELAIF	1122
	HOUAOURA	972
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	14362
	HAY SONELGAZ	9356
	Totale	59785

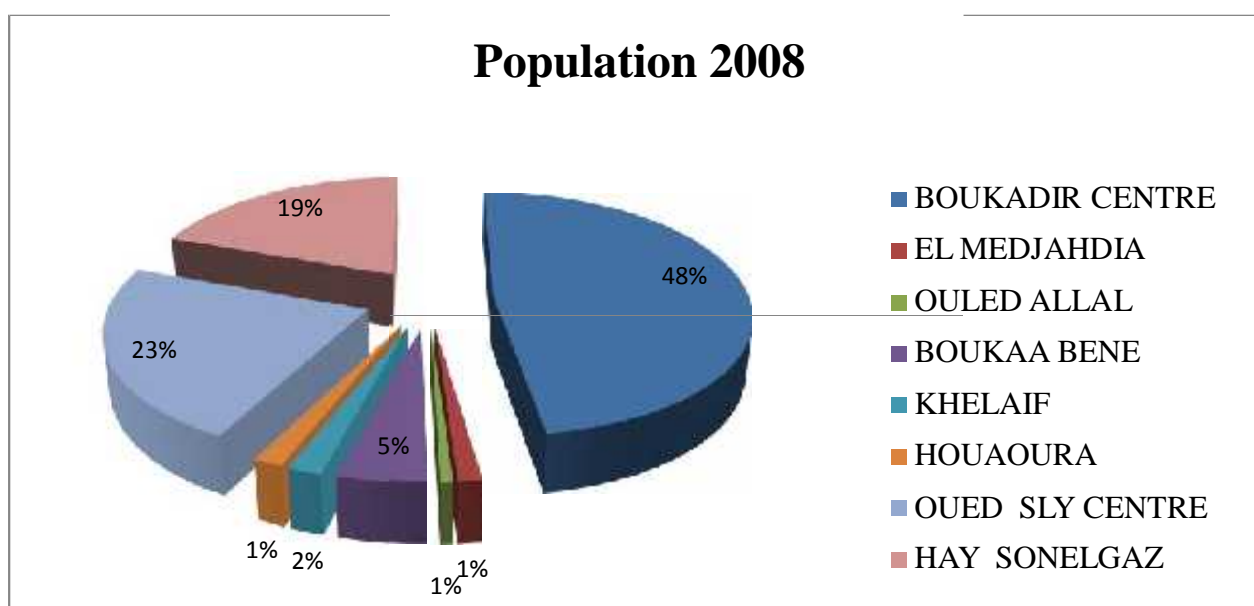


Figure I.4 : Répartition des habitants par localité

I.9.Situation hydraulique actuelle

La ressource mobilisée en eau potable de ces communes étant trop limitée La zone est alimentée actuellement par des forages, Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Caractéristiques des forages

Commune	Non du forage	Débit (l/s)	volume Distribué (m3/j)	observation
BOUKADIR	Ouled-Tahar 01	10	864	En service
	Ouled-Tahar 02	22	1901	En service
	Sidi Khiati	15	1296	En service
	Douaidia parc	7	605	En service
	Nouveau For .Boukadir1	17	1469	En service
	Douaidia	12	1037	En service
Oued Sly	Oued-Sly parc	6	362	En service
	Oued-Sly remp parc	10	505	En service
	El Homr	12	725	En service
	Site Sonelgaz 01	8	580	En service
	Site Sonelgaz 02	18	1089	En service
	MC 08 (centre)	15	907	En service

(D.R.E de Chlef)

Concernant les réservoirs alimentés par ces forages ils sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau I.6: Caractéristiques des réservoirs existant

Communes	Localités	Réservoir existant (m3)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	1*500
	EL MEDJAHEDIA	
	OULED ALLAL	
	BOUKAA BENE	1*2000
	KHELAIF	
	HOUAOURA	
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	1*1000
	HAY SONELGAZ	3*500

Compte tenu de leur vétusté nous ne les prendrons pas en compte dans notre étude. Par ailleurs les forages creusés dans la région ne donnent que de faibles débits et ils enregistrent des pannes fréquentes à cause des fluctuations importantes des niveaux des nappes souterraines.

A signaler également l'augmentation des frais dus à la consommation de l'énergie électrique qui se présente comme une surcharge non supportée par l'exploitant.

Sur la base de ces considérations, nous ne tenons pas compte de ces faibles ressources existantes lors du dimensionnement du système d'AEP en question.

la DRE de Chlef (direction de l'hydraulique de la wilaya de Chlef), a lancé un projet pour raccorder la région et cela à l'aide d'un piquage au niveau de la conduite de transfert arrivants de la station de dessalement de Ténès vers les réseaux secondaires.

Ce projet grands par sa taille traverse la totalité de la wilaya du nord au sud et desservira plusieurs daïra situé à l'extrémité sud de la wilaya.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier moyen et le nombre d'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'agglomération à une autre.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

D'après la DHW de la wilaya de Chlef, le taux d'accroissement est de 2,1%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2035 c'est-à-dire 27 ans par la relation :

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2035);

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 2,1\%$;(source DHW).Chlef

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (27ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2035

Communes	Localités	Population (2008)	Taux d'accroissement (%)	Population (2035)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	29930	2.01	51222
	EL MEDJAHEDIA	749	2.01	1282
	OULED ALLAL	388	2.01	664
	BOUKAA BENE	2906	2.01	4973
	KHELAIF	1122	2.01	1920
	HOUAOURA	972	2.01	1663
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	14362	2.01	24579
	HAY SONELGAZ	9356	2.01	16012
	Totale	59785	-	102316

La répartition des habitants par localité est représentée sur la figure II.1

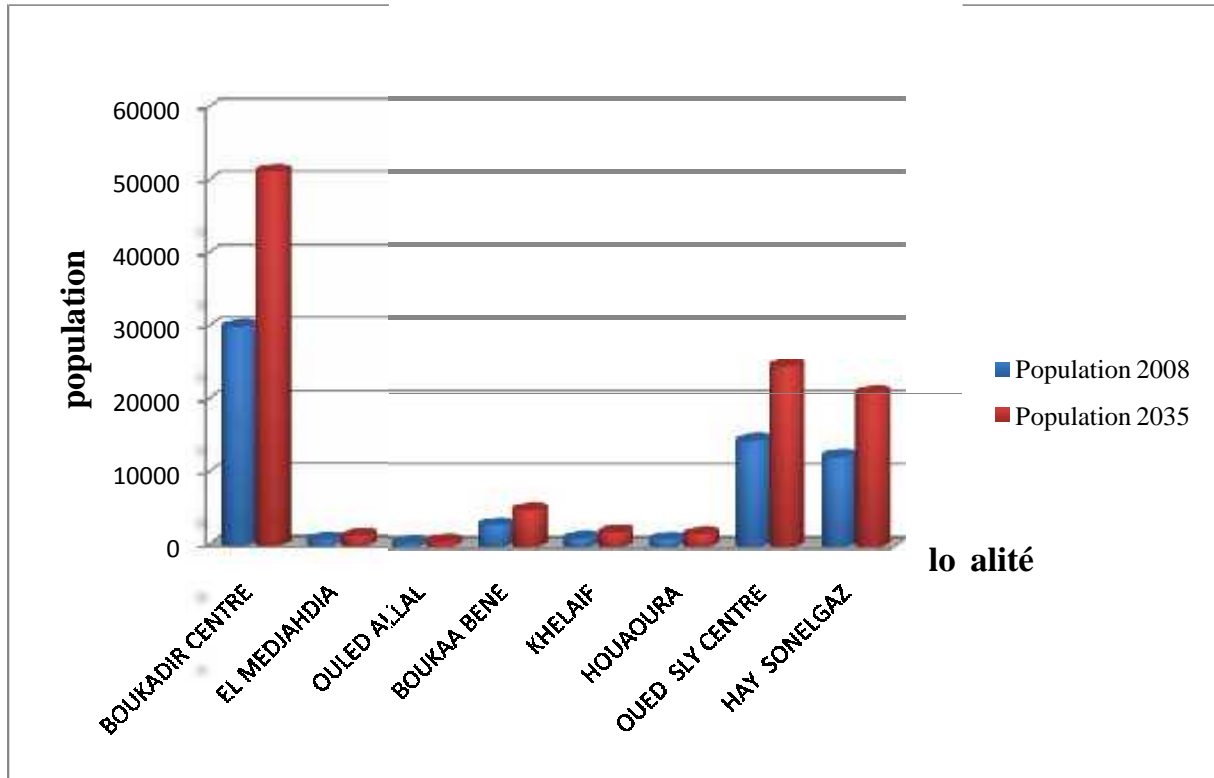


Figure II.1 : Evolution de la population

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 .Les besoins domestiques

II.2.1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est arrêtée à 200 l/j/hab .

II.2.1.2 .Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2035

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

Q_{moy,j} : débit moyen journalier
 dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières

Communes	Localités	Population 2035	Dotation (l/j/hab)	Débits (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	51222	200	10244.44
	EL MEDJAHEDIA	1282	200	256.37
	OULED ALLAL	664	200	132.80
	BOUKAA BENE	4973	200	994.67
	KHELAIF	1920	200	384.04
	HOUAOURA	1663	200	332.70
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	24579	200	4915.83
	HAY SONELGAZ	16012	200	3202.32

II .2.2 .Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II .3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Communes	Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	Ecoles primaires	3	1150	20	23
		CEM	3	1768	20	35.36
		Lycées	3	2096	20	41.92
		CFPA	1	100	20	2
	EL MEDJAH DIA	Ecoles primaires	1	420	20	8.4
		CEM	1	550	20	11
	OULED ALLAL	Ecoles primaires	1	440	20	8.8
	BOUKAA BENE	Ecoles primaires	1	480	20	9.6
		CEM	1	480	20	9.6
	KHELAIIF	Ecoles primaires	1	380	20	7.6
	HOUAOURA	Ecoles primaires	1	480	20	9.6
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	Ecoles primaires	5	1862	20	37.24
		CEM	4	2000	20	40
		Lycées	2	1520	20	30.4
	HAY SONELGAZ	Ecoles primaires	3	1150	20	23
		CEM	1	524	20	10.48

II .2.3 . Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Communes	Localités	Equipements	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Qmoyj (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	APC	1511	5	7.555
		P.T.T	1538	5	7.69
		Daïra	719	5	3.595
		Police	22205	5	111.025
		Gendarmerie	9777	5	48.885
		Protection civile	905	5	4.525
		Subdivision hydraulique	295	5	1.475
		Banque	517	5	2.585
		Agence foncière	920	5	4.6
		Sonelgaz	1551	5	7.755
		service technique urbanisme	810	5	4.05
		Travaux publique	272	5	1.36
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	APC	1511	5	7.555
		P.T.T	1220	5	6.1
		Police	15100	5	75.5
		Gendarmerie	8010	5	40.05
		Subdivision hydraulique	295	5	1.475
		Protection civile	905	5	4.525
	HAY SONELGAZ	Bureau de poste	240	5	1.2
		Gendarmerie	400	5	2
		Sonelgaz	2000	5	10
		P.T.T	150	5	0.75

TII .2. 4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Communes	Localités	Equipements	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	Centre de santé	1112	10	11.12
		Polyclinique	331	10	3.31
		SEMEP et UCTMR	654	10	6.54
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	Centre de santé	840	10	8.4
		Polyclinique	310	10	3.1
	HAY SONELGAZ	Centre de santé	660	10	6.6

II .2.5 Autres besoins :

Les autres différents besoins sont rassemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différents besoins

Communes	Localités	Equipements	Effectifs (personnes)	Dotation (l/j/personne)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	2 Station de lavage	200 voiture/jr	100	20
		3 Mosquée	3000	15	45
		1 Marché couvert	1000	10	10
		1 Maison de jeunes	500	10	5
		1 Salle Omnisports	500	10	5
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	2 Station de lavage	200 voiture/jr	100	20
		2 Mosquée	2000	15	30
		1 Maison de jeunes	500	10	5
	HAY SONELGAZ	1 Station de lavage	100 voiture/jr	10	1
		1 Mosquée	1000	15	15

II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Communes	Localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Autres Besoins (m ³ /j)	Total Q(m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	12345.01	166.88	20.97	205.10	85	12822.96
	EL MEDJAH DIA						
	OULED ALLAL						
	BOUKAA BENE						
	KHELAIIF						
	HOUAOURA						
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	4915.83	107.64	11.5	135.21	55	5225.17
	HAY SONELGAZ	3202.32	33.48	6.6	13.95	16	3272.35
Total (m ³ /j)							21320.49

II.3 . Variations de consommation maximale et minimale journalière

II .3. 1 . Consommation maximale journalière

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

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

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

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

Avec : $K_{\max j} \in [1,1-1,3]$

On prend $K_{max,j}=1,3$.

D'où : $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

II.3.2. Consommation minimale journalière

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

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.4)$$

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

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

Avec : $K_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{min,j}=0,9$

D'où : $Q_{min,j}= 0.9 * Q_{moy,j}$

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque localité

Communes	Localités	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	12822.96	1.3	16669.85	0.9	11540.67
	EL MEDJAHEDIA					
	OULED ALLAL					
	BOUKAA BENE					
	KHELAIIF					
	HOUAOURA					
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	5225.17	1.3	6792.72	0.9	4702.65
	HAY SONELGAZ	3272.35	1.3	4254.06	0.9	2945.12
	Total (m^3/j)	21320.49	-	27716.63	-	19188.44

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garanti la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{max,j}=27716.63 (m^3/j)$ c'est-à dire $Q_{max,j}=320,79 l/s$

II.4.Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la

méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en basant sur le tableau de l'annexe Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend 3 localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2035, Le nombre d'habitants pour la commune de Boukadir est entre 50000 et 100000 correspondent à la troisième colonne de la répartition de variation du débit horaire.

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la commune de BOUKADIR

heures	Consommation totale $Q_{max,j}=16669.85$ (m ³ /j)		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00h-01h	3.00	500.10	3.00	500.10
01h-02h	3.20	533.44	6.20	1033.53
02h-03h	2.50	416.75	8.70	1450.28
03h-04h	3.60	600.11	12.30	2050.39
04h-05h	3.50	583.44	15.80	2633.84
05h-06h	4.10	683.46	19.90	3317.30
06h-07h	4.50	750.14	24.40	4067.44
07h-08h	4.90	816.82	29.30	4884.27
08h-09h	4.90	816.82	34.20	5701.09
09h-10h	4.60	766.81	38.80	6467.90
10h-11h	4.90	816.82	43.70	7284.73
11h-12h	4.70	783.48	48.40	8068.21
12h-13h	4.40	733.47	52.80	8801.68
13h-14h	4.10	683.46	56.90	9485.15
13h-15h	4.10	683.46	61.00	10168.61
15h-16h	4.40	733.47	65.40	10902.08
16h-17h	4.30	716.80	69.70	11618.89
17h-18h	4.10	683.46	73.80	12302.35
18h-19h	4.50	750.14	78.30	13052.49
19h-20h	4.50	750.14	82.80	13802.64
20h-21h	4.50	750.14	87.30	14552.78
21h-22h	4.80	800.15	92.10	15352.93
22h-23h	4.60	766.81	96.70	16119.75
23h-24h	3.30	550.11	100.00	16669.85
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Boukadir est de 816,82 m³/h et survient entre 7h et 9h et reviens entre 10h et 11h .

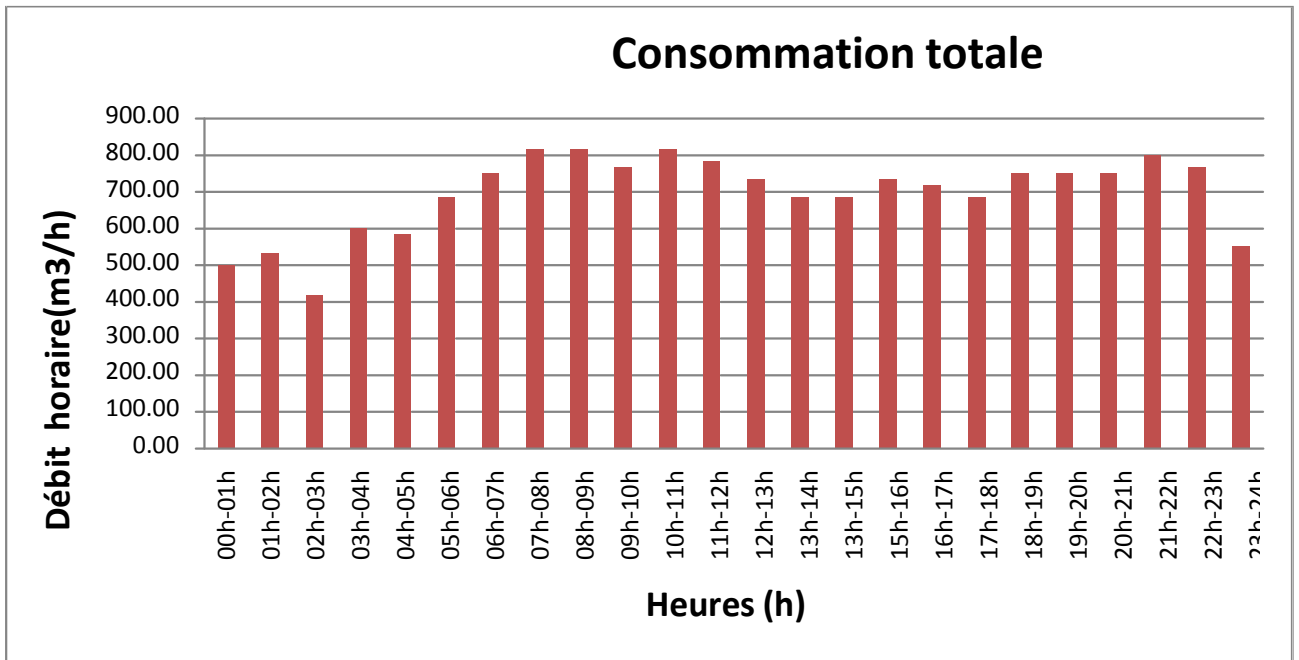


Figure II.2 : Variation de la consommation horaire de la localité de BOUKADIR

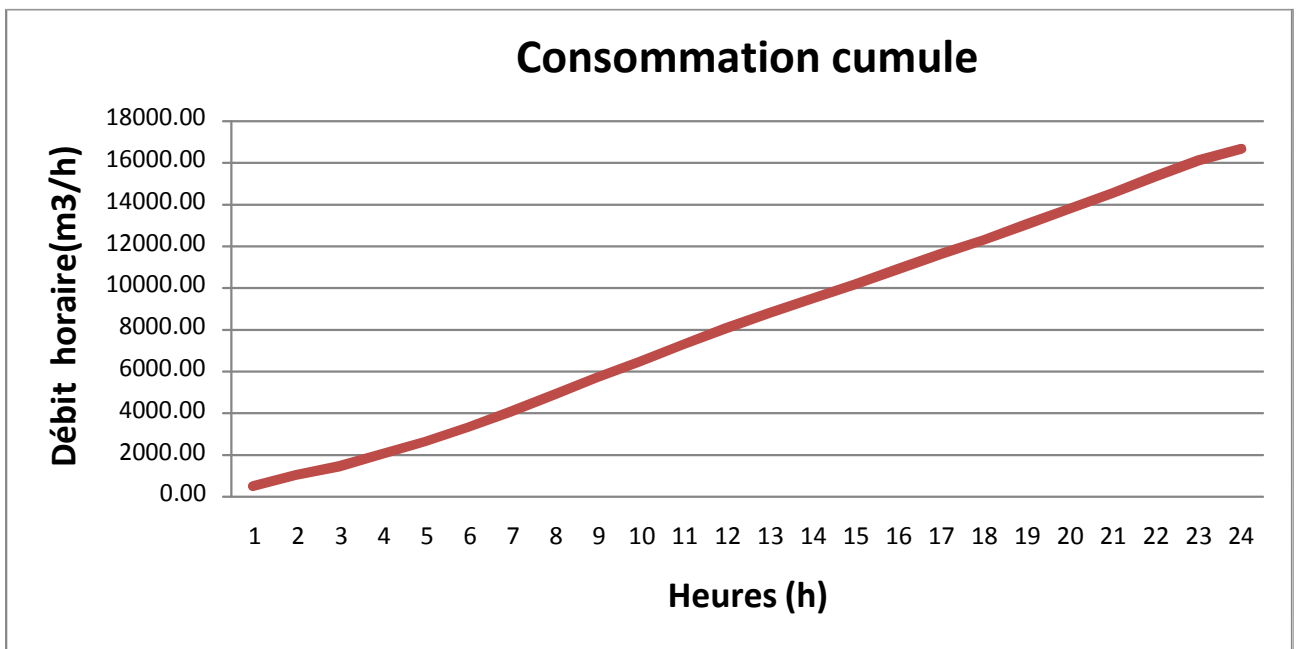


Figure II.3 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de BOUKADIR

Le nombre d'habitants pour la localité OUED SLY CENTRE est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de la répartition de variation du débit horaire.

Tableau II .10 : Variation du débit horaire pour la localité de OUED SLY CENTRE

heures	Consommation totale $Q_{max,j}=6792.72$ (m ³ /j)		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00h-01h	1.50	101.89	1.50	101.89
01h-02h	1.50	101.89	3.00	203.78
02h-03h	1.50	101.89	4.50	305.67
03h-04h	1.50	101.89	6.00	407.56
04h-05h	2.50	169.82	8.50	577.38
05h-06h	3.50	237.75	12.00	815.13
06h-07h	4.50	305.67	16.50	1120.80
07h-08h	5.50	373.60	22.00	1494.40
08h-09h	6.25	424.55	28.25	1918.94
09h-10h	6.25	424.55	34.50	2343.49
10h-11h	6.25	424.55	40.75	2768.03
11h-12h	6.25	424.55	47.00	3192.58
12h-13h	5.00	339.64	52.00	3532.21
13h-14h	5.00	339.64	57.00	3871.85
13h-15h	5.50	373.60	62.50	4245.45
15h-16h	6.00	407.56	68.50	4653.01
16h-17h	6.00	407.56	74.50	5060.58
17h-18h	5.50	373.60	80.00	5434.18
18h-19h	5.00	339.64	85.00	5773.81
19h-20h	4.50	305.67	89.50	6079.49
20h-21h	4.00	271.71	93.50	6351.19
21h-22h	3.00	203.78	96.50	6554.98
22h-23h	2.00	135.85	98.50	6690.83
23h-24h	1.50	101.89	100.00	6792.72
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de OUED SLY CENTRE est de 424,55m³/h et survient entre 8h et midi.

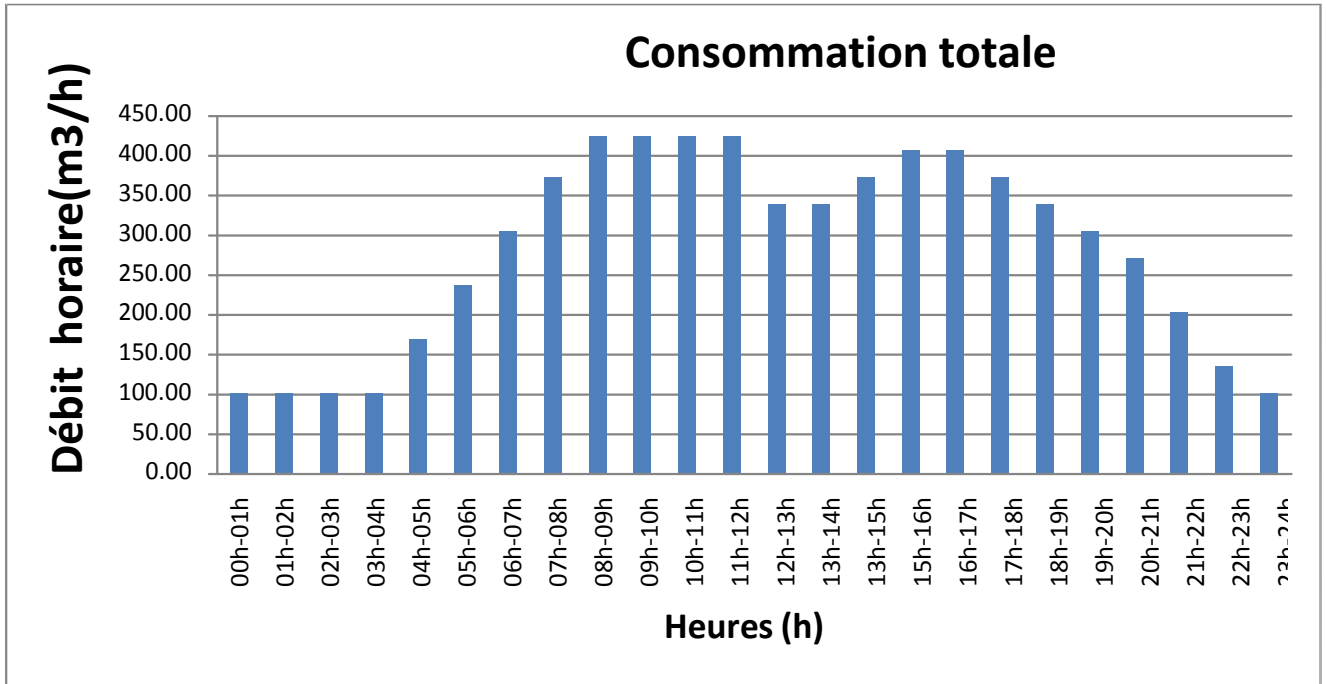


Figure II.4 : Variation de la consommation horaire de la localité de OUED SLY CENTRE

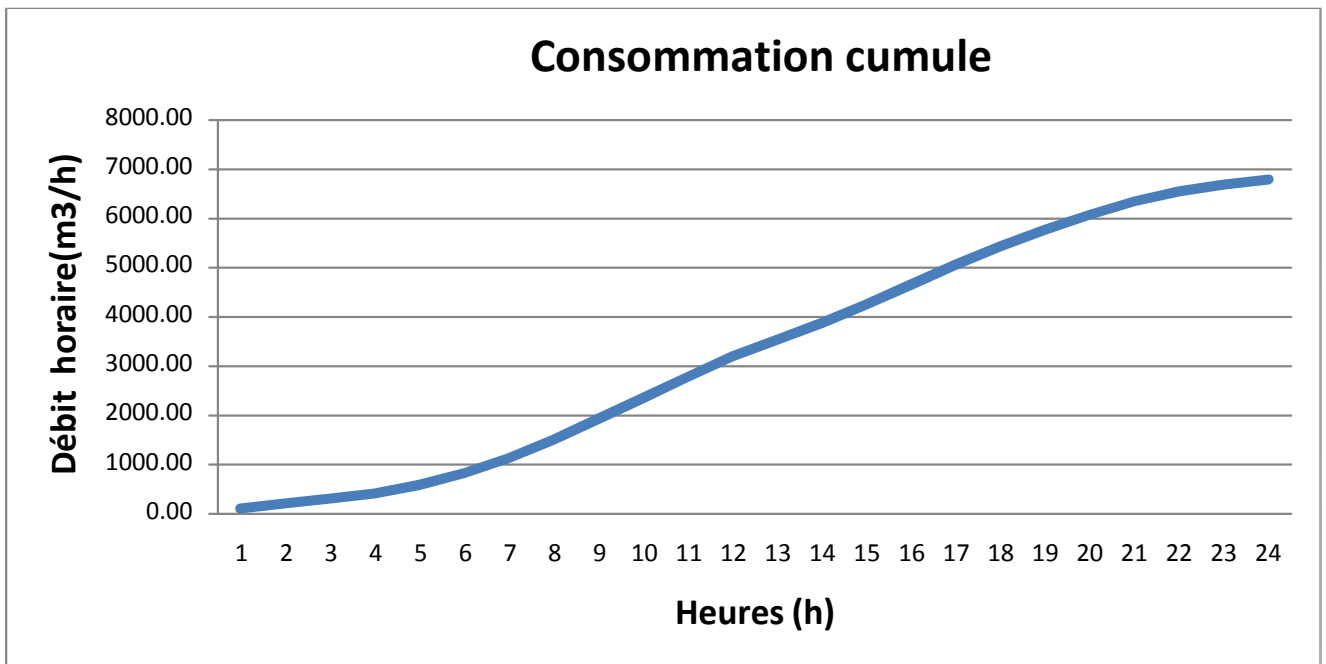


Figure II.5 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de OUED SLY CENTRE

Le nombre d'habitants pour la localité HAY SONELGAZ est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de la répartition de variation du débit horaire.

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour HAY SONELGAZ

heures	Consommation totale $Q_{max,j}=4254.06$ (m ³ /j)		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00h-01h	1.50	63.81	1.50	63.81
01h-02h	1.50	63.81	3.00	127.62
02h-03h	1.50	63.81	4.50	191.43
03h-04h	1.50	63.81	6.00	255.24
04h-05h	2.50	106.35	8.50	361.60
05h-06h	3.50	148.89	12.00	510.49
06h-07h	4.50	191.43	16.50	701.92
07h-08h	5.50	233.97	22.00	935.89
08h-09h	6.25	265.88	28.25	1201.77
09h-10h	6.25	265.88	34.50	1467.65
10h-11h	6.25	265.88	40.75	1733.53
11h-12h	6.25	265.88	47.00	1999.41
12h-13h	5.00	212.70	52.00	2212.11
13h-14h	5.00	212.70	57.00	2424.81
13h-15h	5.50	233.97	62.50	2658.79
15h-16h	6.00	255.24	68.50	2914.03
16h-17h	6.00	255.24	74.50	3169.27
17h-18h	5.50	233.97	80.00	3403.25
18h-19h	5.00	212.70	85.00	3615.95
19h-20h	4.50	191.43	89.50	3807.38
20h-21h	4.00	170.16	93.50	3977.55
21h-22h	3.00	127.62	96.50	4105.17
22h-23h	2.00	85.08	98.50	4190.25
23h-24h	1.50	63.81	100.00	4254.06
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour HAY SONELGAZ est de 265.88m³/h et survient entre 8h et midi.

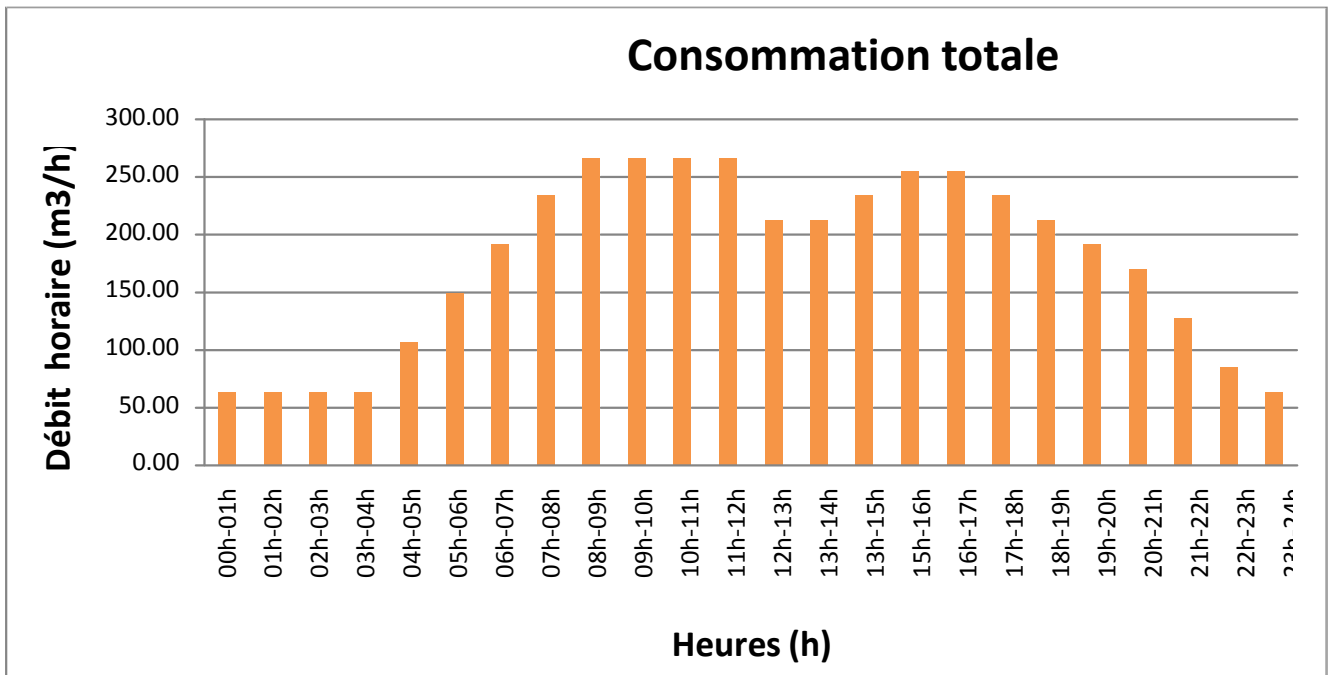


Figure II.6 : Variation de la consommation horaire de la localité de HAY SONELGAZ

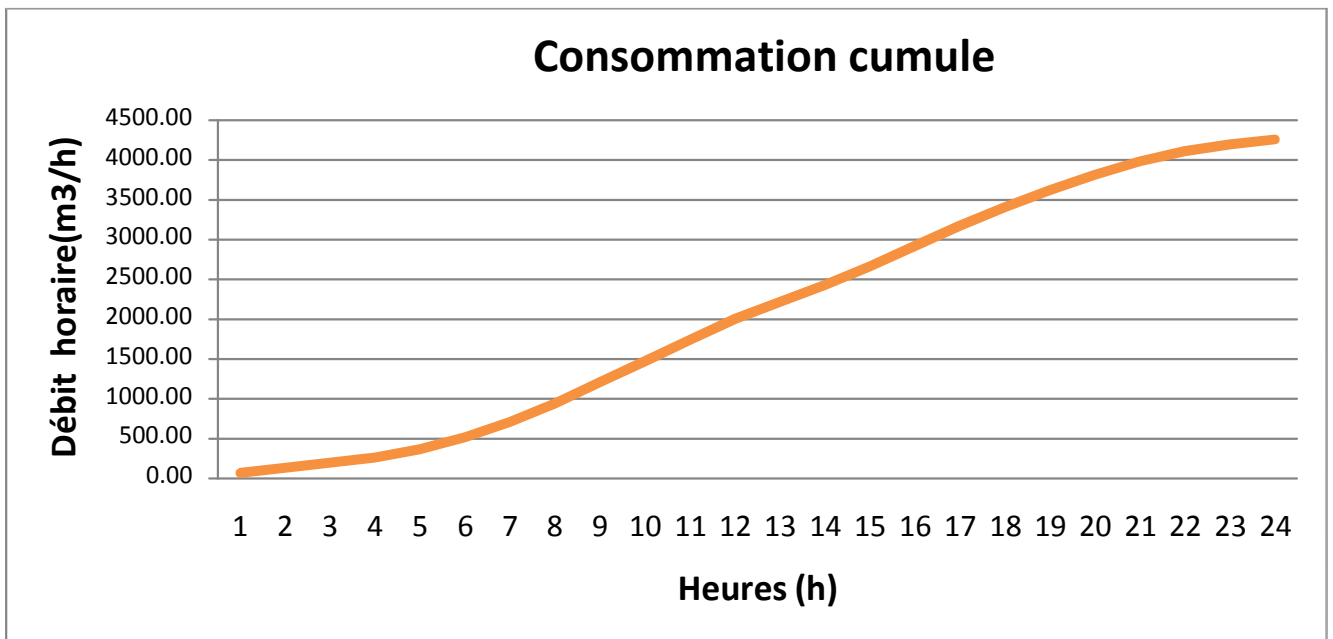


Figure II.7 : Courbe Intégrale de la Consommation de la localité de HAY SONELGAZ

II.5. Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2035), il est nécessaire de calculer le déficit.

1^{ère} Variante : Cas d'exploitation des puits

Dans cette situation le déficit à combler représente la différence entre le débit produit par les forages existant et les besoins en eau pour l'année 2035.

Tableau II.12: déficits à combler dans le cas d'exploitation des forages

Communes	Localités	Besoins en eau à l'an 2035 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
BOUKADIR	BOUKADIR CENTRE	16669.852	7172	9497.85
	EL MEDJAHEDIA			
	OULED ALLAL			
	BOUKAA BENE			
	KHELAIIF HOUAOURA			
OUED SLY	OUED SLY CENTRE	6792.72	2599	4193.72
	HAY SONELGAZ	4254.06	1669	2585.06
Total		27716.63	11440	16276.63

La répartition des déficits par localité est représentée sur la figure II.2

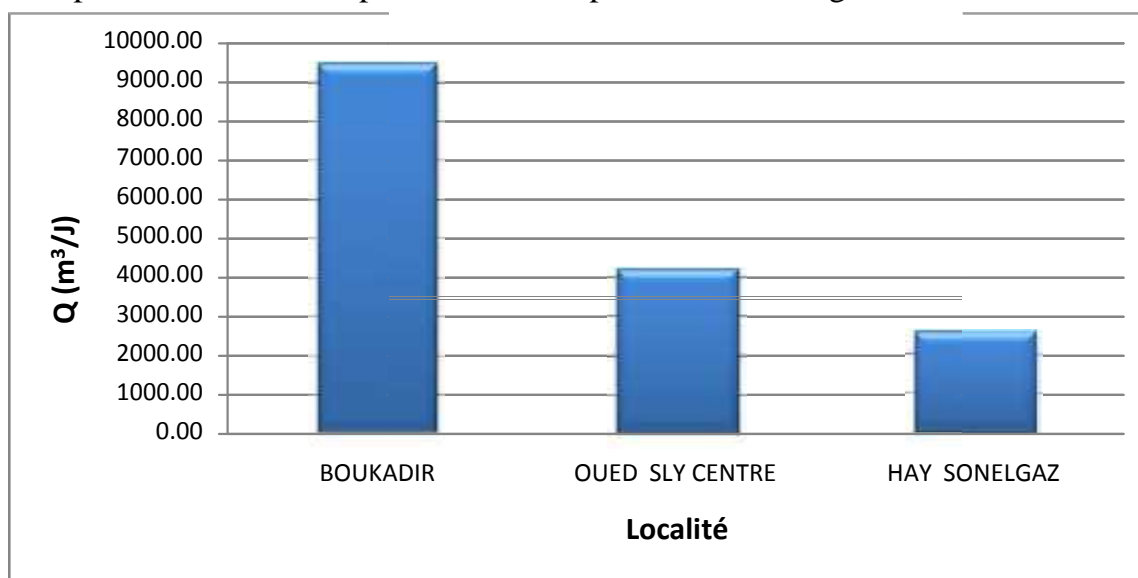


Figure II.8 : Evolution du déficit dans le cas d'exploitation des forages

2^{ème} Variante : cas d'arrêt d'exploitation des puits

Dans ce cas le déficit à combler représente carrément les besoins en eau pour l'année 2035 et qui est 27716.63 m³/j.

- ❖ Puisque le point de piquage est assez suffisant pour combler le déficit de notre région nous choisirons la 2^{ème} variante car les forages ne seront plus exploités dans les années à venir, donc le déficit à assurer sera la totalité des besoins de nos deux communes qui est 27716.63 m³/j.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit des différentes localités qui est estimé à 320,79 l/s.

Afin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépends des :

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

III.4. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.4. 1.1. Par Le haut : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

III.4. 1.2. Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III .4.2. Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

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

III .4.3 . Conduite de trop-plein

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

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

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

III .4.4 . Conduite de vidange

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

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

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

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

III .4.5. Conduite by-pass

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

III .4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

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

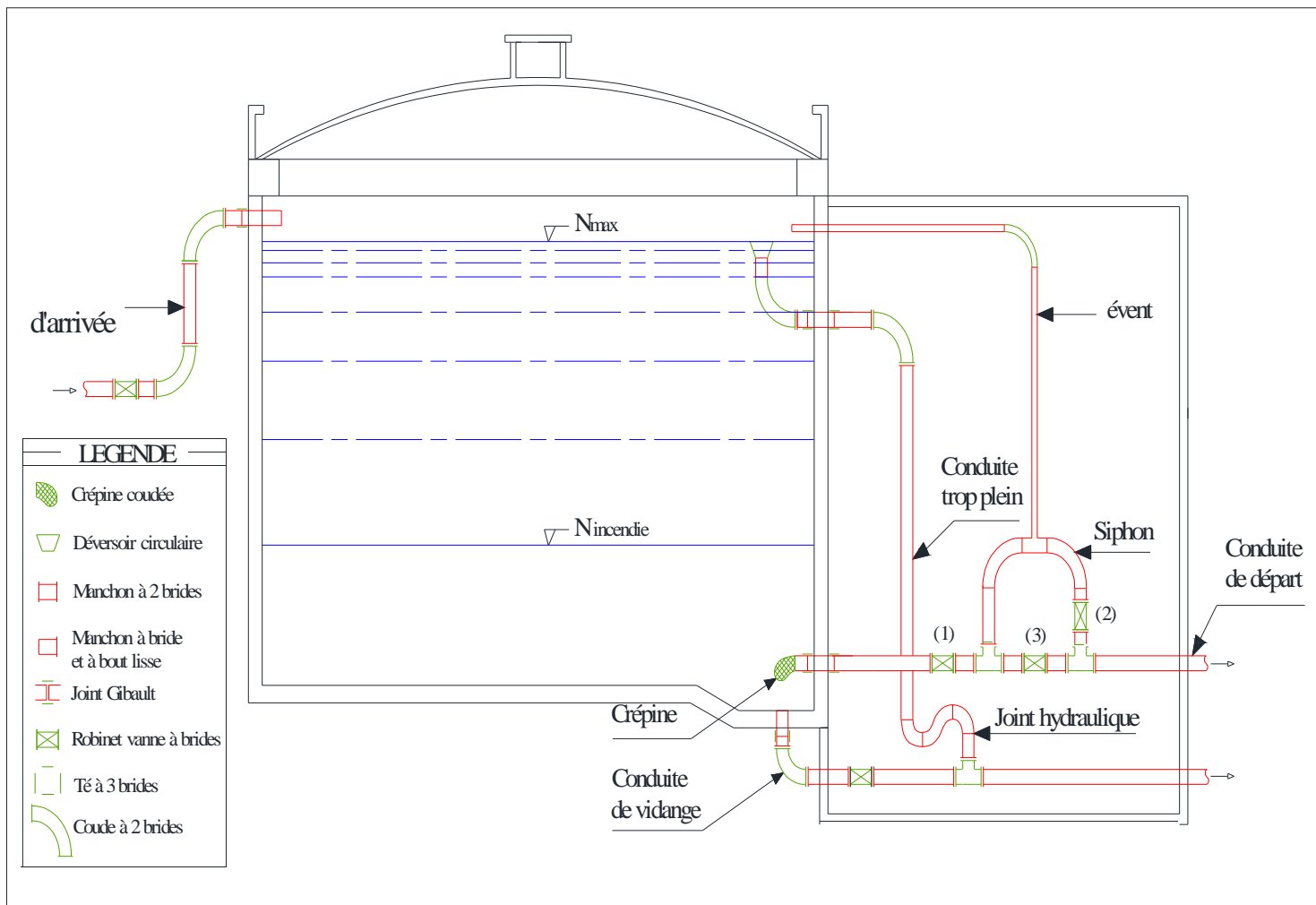


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .5. Calcul de la capacité des réservoirs

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (03) trois ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

La méthode analytique.

La méthode graphique.

III .5.1.La méthode analytique

III .5.1.1. Cas remplissage par refoulement d'un réservoir

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad \text{(III .1)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{\max} :La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{(III .2)}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

III .5.1.2. Cas de remplissage gravitaire d'un réservoir :

Il est bien évident que si $Q_a < K_p.Q_{\text{moy,h}}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Les réservoirs qui sont alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon Cette méthode consiste à calculés le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .3):

$$V = 12 Q_a + [N (K_p Q_{\text{moy,h}} - Q_a)] \quad (m^3) \quad \text{(III .3)}$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{\text{moy,h}} < Q_a < K_p Q_{\text{moy,h}}$$

III .5.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ + |V|^- \quad ()$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III.3})$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

En utilisant la méthode analytique, on calcule les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

Dans cette présente étude trois communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable

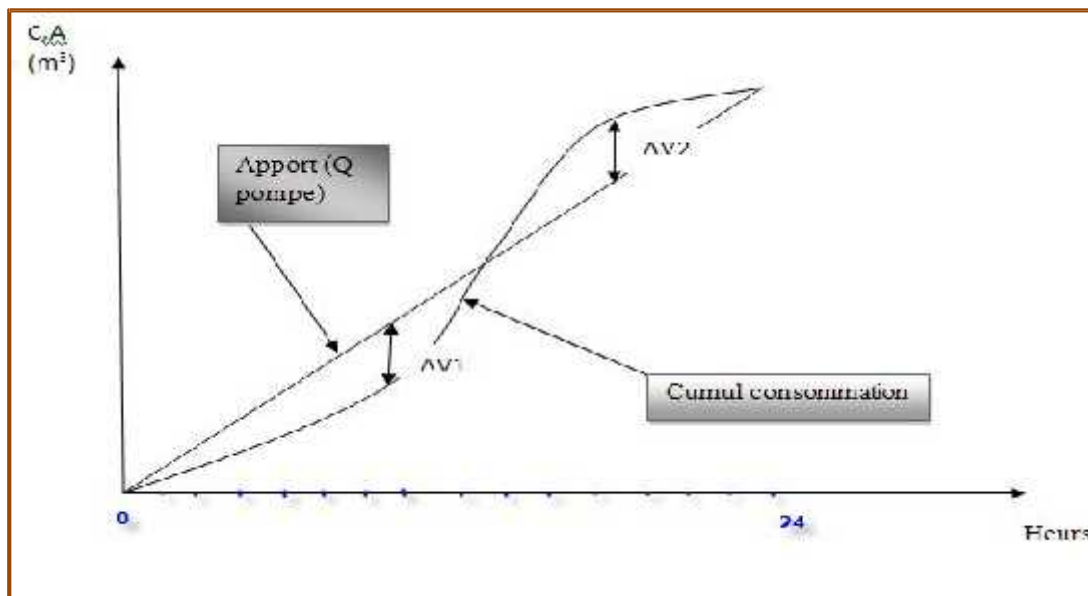


Figure III.3 : graphe de consommation en fonction de l'apport.

Dans cette présente étude deux communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

III .5.3.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :**III .5.3.1.Calcul de la capacité du réservoir de BOUKADIR :**

$$Q_a = Q_{\max,j} = 16669.85 \text{ m}^3/\text{j} = 694.58 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 534.29 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$K_p Q_{\text{moy,h}} = Q_{\max,h} = 816.82 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$534.29 \text{ m}^3/\text{h} < 694.58 \quad 816.82 \text{ m}^3/\text{h}$$

N= 3 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 694.58 + [3 (816.82 - 694.58)] = 8701.68 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 8701.68 + 120 = 8821.68 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 9000 \text{ m}^3$

Donc notre besoins sera comblé par la projection de trois réservoirs jumelé semi enterre de capacité $2 * 4500 \text{ m}^3$ qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2035.

III .5.3.2. Calcul de la capacité du réservoir OUED SLY CENTRE:

$$Q_a = Q_{\max,j} = 6792.72 \text{ m}^3/\text{j} = 283.03 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 217.72 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$K_p Q_{\text{moy,h}} = Q_{\max,h} = 424.55 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$217.72 \text{ m}^3/\text{h} < 283.03 \quad 424.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

N= 4 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 283.03 + [4 (424.55 - 283.03)] = 3962.44 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 3962.44 + 120 = 4082.44 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 4500 \text{ m}^3$

Donc notre besoins sera comblé par la projection d'un réservoir semi enterrés de capacité 4500 m^3 qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2035.

III .5.3.3. Calcul de la capacité du réservoir HAY SONELGAZ:

$$Q_a = Q_{\max,j} = 4254.06 \text{ m}^3/\text{j} = 177.25 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 136.35 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$K_p Q_{\text{moy,h}} = Q_{\max,h} = 265.88 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$136.35 \text{ m}^3/\text{h} < 177.25 \quad 265.88 \text{ m}^3/\text{h}$$

N= 4 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 177.25 + [4 (265.88 - 177.25)] = 2481.25 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 2481.25 + 120 = 2601.25 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 3000 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 3000\text{m}^3$

Donc notre besoins sera comblé par la projection d'un réservoir semi enterre de capacité 3000 m^3 qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2035.

III .5.4. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m^3 .

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \quad \text{(III.4)}$$

h : hauteur du réservoir

D : diamètre de la cuve

V_n : volume de la cuve

La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \quad \text{(III.5)}$$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Tableau III.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m^3)	D (m)	S (m^2)	H (m)	h_{inc} (m)	R (m)	H (m)
BOUKADIR	2*4500	33.85	900	5	0.13	0.5	5.5
OUED SLY CENTRE	4500	33.85	900	5	0.13	0.5	5.5
HAY SONELGAZ	3000	27.64	600	5	0.2	0.5	5.5

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée.

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDITION

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

IV.1. Types d'adduction

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

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

IV.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

IV.1.3. Adduction mixte

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

IV.2. Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.2.1. Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte
Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

IV.2.2.Acier

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

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

IV.2.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.2.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20^{ème} du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV .3.Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV .3.1.Variante N°1

Cette variante comprend une conduite unique qui alimente la totalité de la commune de Oued-sly qui est branché à 11,3 km du point de piquage, qui se compose d'un tronçon principale long de 2,21 km qui se devise en deux partie, la première elle alimente le réservoir de Oued-sly centre elle est longe de 200 m , la deuxième qui début par P₂ et qui alimente le réservoir de Hay sonelgaz est long de 280 m et ce qui concerne Boukadire elle seras alimenter par la conduite principale qui début du point de piquage .

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.1

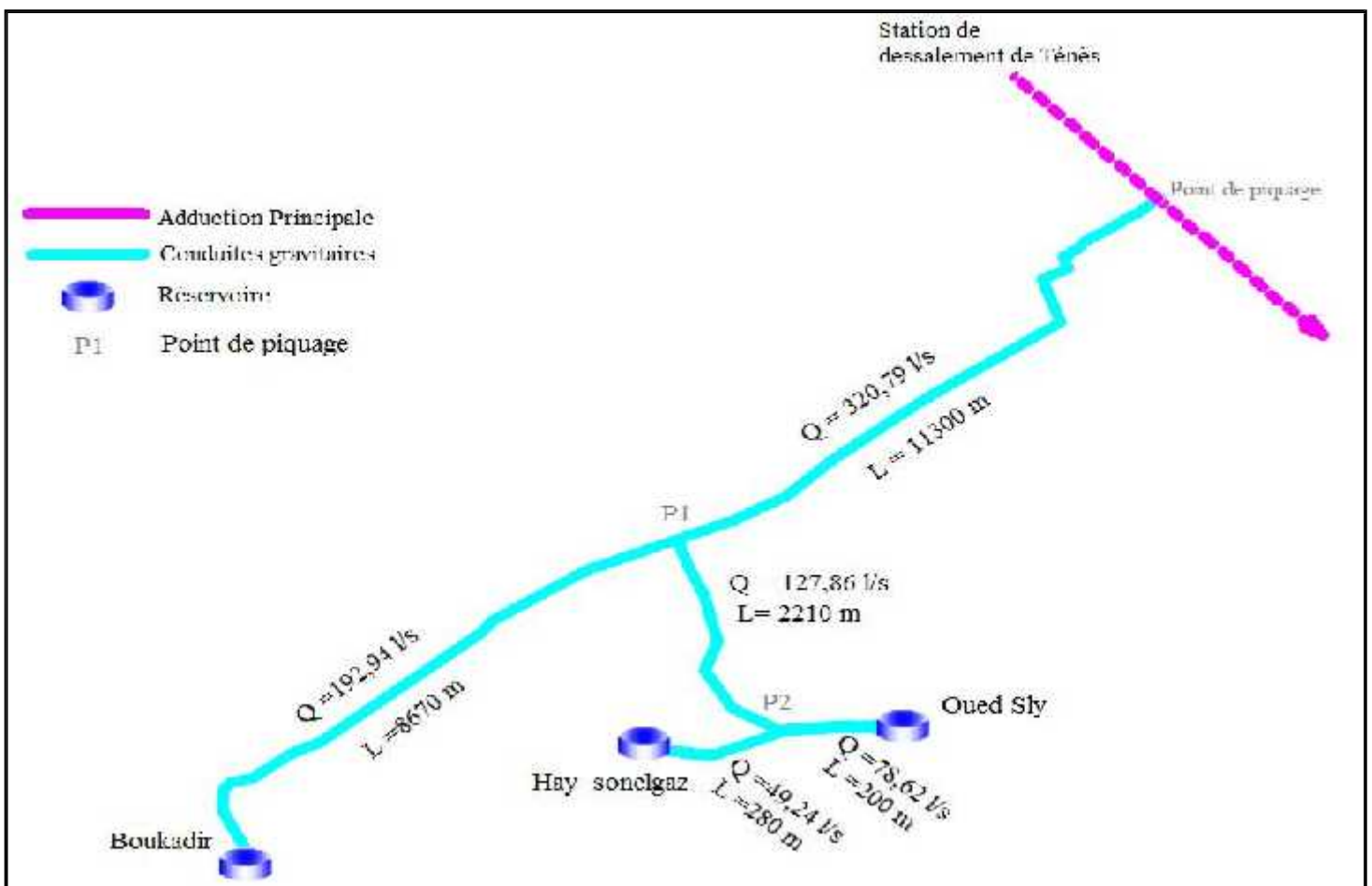


Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1

IV .3.2.Variante N°2

Deux conduites distinctes tout les deux brancher sur la conduite principale (P₁ et P₂) la première est destiner pour l'alimentation de Oued-sly centre sa longueur est de 1,32 km la deuxième a l'alimentation de Hay sonelgaz sa longueur est de 1,976 km et pour le cas de Boukadir elle seras alimenter par la conduite principale qui début du point de piquage .

Le schéma explicatif pour la variante N°02 est représenté dans la figure IV.2

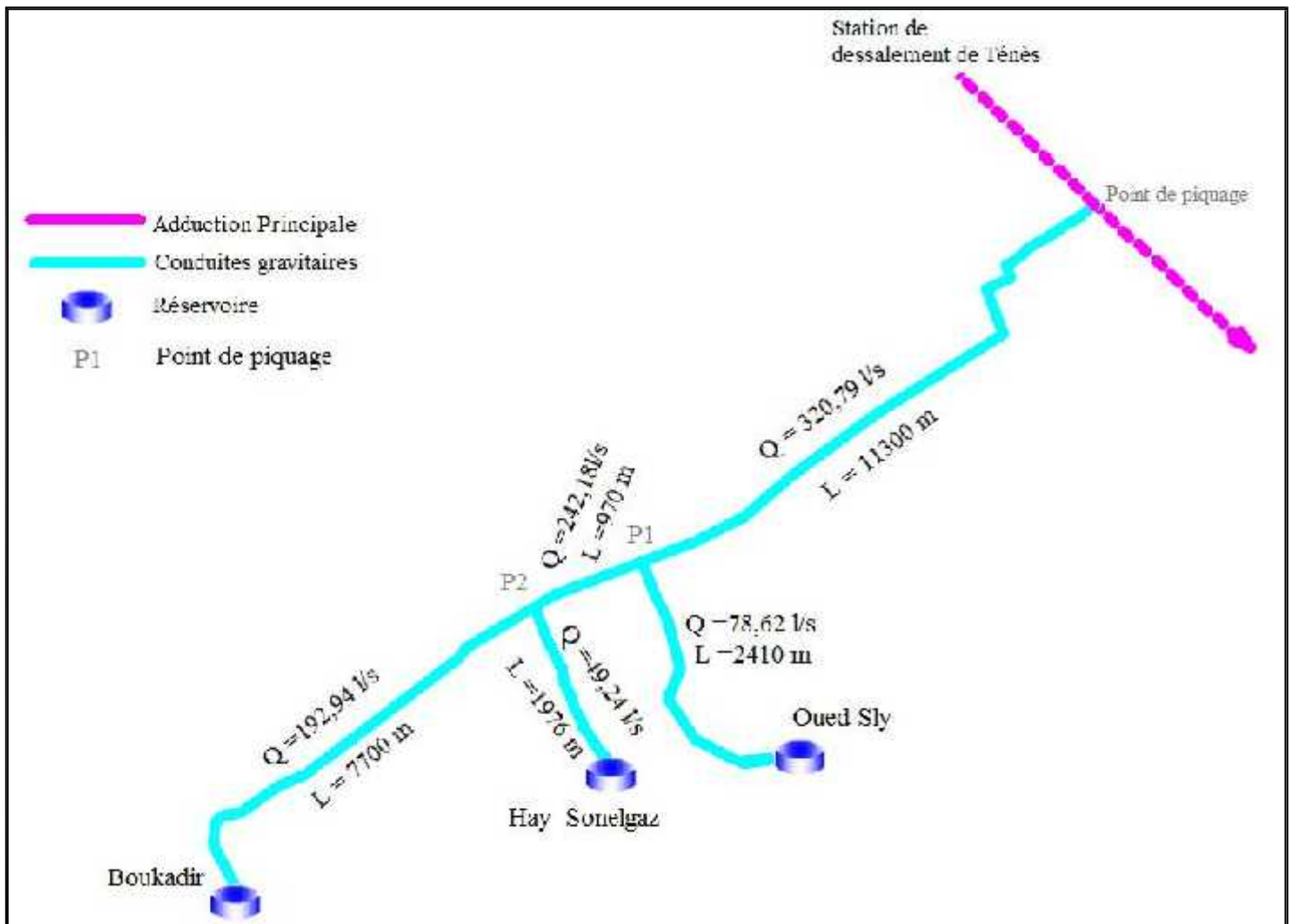


Figure IV.2: Schéma vertical de la variante N°2

Conclusion

La différence entre les deux variantes ce situé dans l'alimentation de la localité Hay sonelgaz, pour la première variante elle sera alimenté par la même conduite qui alimente Oued-sly et pour la deuxième variante deux conduites distincte projetées une pour Oued-sly et l'autre pour Hay sonelgaz .

On feras les calcules pour les deux variantes puis on choisira la plus économique.

IV.4. Dimensionnement de l'adduction

IV.4.1. Détermination du diamètre avantageux

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_v} \quad (IV.2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : Longueur équivalente (m) ;

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **s** .

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

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

Dans notre cas, on prend : **$K' = 0,00179$** ; **$s = 2$** ; **$m = 5,3$** (matériaux : la fonte).

IV.4.2 Variante 1 :**IV.4.2.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

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

Tableau IV.2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente(m)
1	point de piquage	Piquage 1	11300	12995
2	Piquage 1	Piquage 2	2210	2541.5
3	Piquage 2	Réservoir Oued-Sly	200	230
4	Piquage 2	Réservoir Hay sonelgaz	280	322
5	Piquage 1	Réservoir Boukadir	8670	9970.5
Total			22660	26059

IV.4.2.2. Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

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

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Point de piquage	102.64
2	Piquage 1	116.67
3	Piquage 2	210.37
4	Réservoir Oued-Sly	231.91
5	Réservoir Hay sonelgaz	211.05
6	Réservoir Boukadir	190.89

IV.4.2.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

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

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\Delta H_i}} \quad (IV.4)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $s = 2$; $m = 5,3$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

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

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad (IV.5)$$

Avec :

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

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

IV.4.2.3.1. Tronçons reliant le réservoir Oued sly du point de piquage :

-La charge disponible en ces deux points est de $H_d = C_a - C_b = 293.64 - 234.91 = 58.73m$ entre le réservoir Oued sly et le point de piquage du transfère

Avec :

C_a : Cote piézométrique du point de piquage de l'adduction.

C_b : Cote du trop-plein du réservoir de Oued sly

L : Distance entre le réservoir de Oued sly et le point de piquage est qui est de 14513 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$I_{moy} = \frac{58.73}{15766.5} = 0.00372$$

Pour le tronçon 1 :
$$D_{1AV.} = \sqrt[5,3]{\frac{0.001735 * (0.32079)^2}{0.00372}} = 564 \text{ mm}$$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 48.41 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$48.41 = 0.001735 * (0.32079)^2 \left(\frac{X}{0.6^{5.3}} + \frac{12995 - X}{0.5^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

($D_1= 600\text{mm}$, $L_1=9867 \text{ m}$, $V_1= 1,13 \text{ m/s}$) , ($D_2= 500\text{mm}$, $L_2=3128 \text{ m}$, $V_2= 1,63 \text{ m/s}$)

Pour le tronçon 2 :
$$D_{2AV.} = \sqrt[5,3]{\frac{0.001735 * (0.12786)^2}{0.00372}} = 398 \text{ mm}$$

Nous normalisons avec un diamètre ($D= 400 \text{ mm}$, $V=1.02 \text{ m/s}$) pour diminuer la perte de charge la vitesse et augmenter la pression .

Nous obtenons une perte de charge de :

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 2541.5 * (0.12786)^2}{(0.4)^{5.3}} = 9.28 \text{ m}$$

Dont $L= 2541.5 \text{ m}$ c'est la distance entre P_1 et P_2

D'où la cote piézométrique du point "P₂"

$$C_{p2} = C_{\text{point de piquage}} - H_1 - H_2 = 293.64 - 48.41 - 9.28 = 235.95 \text{ m}$$

$C_{p2} > C(b)$ (Ecoulement gravitaire)

$$H_d = C_{p2} - C_B = 235.95 - 234.91 = 1.04 \text{ m}$$

$$D_{3AV.} = \sqrt[5,3]{\frac{0.001735 * 230 * (0.07862)^2}{1.04}} = 320 \text{ mm}$$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 48.41 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$1.04 = 0.001735 * (0.07862)^2 \left(\frac{X}{0.35^{5.3}} + \frac{230 - X}{0.3^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

($D_1= 350\text{mm}$, $L_1=118 \text{ m}$, $V_1= 0,82 \text{ m/s}$) , ($D_2= 300\text{mm}$, $L_2=112 \text{ m}$, $V_2= 1,11 \text{ m/s}$)

IV.4.2.3.2. Tronçons reliant le point P₂ au réservoir de Hay sonelgaz :

-La charge disponible en ces deux points est de $H_d = C_a - C_b = 235.95 - 214.05 = 21.9\text{m}$ entre le réservoir Hay sonelgaz et le point P₂ .

Avec :

C_a : Cote piézométrique du point P₂ .

C_b : Cote du trop-plein du réservoir de Hay sonelgaz .

L : Distance entre le réservoir de Hay sonelgaz et le point P₂ est qui est de 322 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$I = \frac{21.9}{322} = 0.068$$

Pour le tronçon 4 : $D_{4AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.04924)^2}{0.068}} = 161 \text{ mm}$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 21.9m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$21.9 = 0.001735 * (0.04924)^2 \left(\frac{X}{0.2^{5.3}} + \frac{322 - X}{0.15^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

(D₁= 200mm , L₁=126 m , V₁= 1,57 m/s) , (D₂= 150mm , L₂=196 m , V₂= 2,79 m/s)

Pour éviter le problème de forte vitesse je propose de projeter deux conduite en parallèle qui on tout les deux un diamètre de 150 mm et une longueur de 196 m a commencer du réservoir de Hay sonelgaz .

IV.4.2.3.3. Tronçons reliant le point P₁ au réservoir de Boukadir:

-calcul de la charge disponible H_d=C_{p1}-C_D entre le piquage 1 et le réservoir de Boukadir (point D)

Avec :

C_{p1} : Cote piézométrique du point P₁ et qui est égale à 245.23m.

C_D : Cote du trop-plein du réservoir de Boukadir .

L : Distance entre le réservoir de Boukadir et le point P₁ est qui est de 9970.5 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$H_d = 245.23 - 193.89 = 51.34 \text{ m}$$

$$I = \frac{51.35}{9970.5} = 0.00515$$

Pour le tronçon 5 : $D_{5AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.19294)^2}{0.00515}} = 438 \text{ mm}$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 51.34 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$51.34 = 0.001735 * (0.19294)^2 \left(\frac{X}{0.45^{5.3}} + \frac{9970.5 - X}{0.4^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

(D₁= 450mm , L₁=8156 m , V₁= 1,21 m/s) , (D₂= 400mm , L₂=1814.5 m , V₂= 1,54 m/s)

IV.4.2.3. Normalisation des diamètres:

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{calculé} (mm)	D _{nor} (mm)	V (m/s)	H _i (m)
1	320.79	564	600	1.13	48.41
			500	1.63	
2	127.86	398	400	1.02	9.28
3	78.62	320	350	0.82	1.04
			300	1.11	
4	49.24	161	200	1.57	21.9
			150	1.39	
			150		
5	192.94	438	450	1.21	51.34
			400	1.54	

Tableau IV.5: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P	C _{TN}	P (bar)
		(m)	(m)	
1	Points piquage	293.64	102.64	19.1
2	Piquage 1	245.23	116.67	12.9
3	Piquage 2	235.95	210.37	2.6

IV.4.2.4 .Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	38000	9867	374946000
500	28000	3128	87584000
450	24000	8156	195744000
400	20000	4356	87120000
350	18000	118	2124000
300	16000	112	1792000
200	10000	126	1260000
150	8000	392	3136000
Investissement(DA)			753706000

IV.4.3 Variante 2 :**IV.4.3.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

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

Tableau IV.7: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente(m)
1	point de piquage	Piquage 1	11300	12995
2	Piquage 1	Piquage 2	970	1115.5
3	Piquage 2	Réservoir de Boukadir	7700	8855
4	Piquage 1	Réservoir Oued-Sly	2410	2771.5
5	Piquage 2	Réservoir Hay sonelgaz	1976	2272.4
Total			24356	28009.4

IV.4.3.2. Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Point de piquage	102.64
2	Piquage 1	116.67
3	Piquage 2	112.56
4	Réservoir Boukadir	190.89
5	Réservoir Oued-Sly	231.91
6	Réservoir Hay sonelgaz	211.05

IV.4.3.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

IV.4.3.3.1. Tronçons reliant le réservoir Boukadir du point de piquage :

-La charge disponible en ces deux points est de $H_d = C_a - C_b = 293.64 - 193.89 = 99.75$ m entre le réservoir Oued sly et le point de piquage du transfère

Avec :

C_a : Cote piézométrique du point de piquage de l'adduction.

C_b : Cote du trop-plein du réservoir de Boukadir

L : Distance entre le réservoir de Boukadir et le point de piquage est qui est de 22965.5 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$I_{moy} = \frac{99.75}{22965.5} = 0.00434$$

$$\text{Pour le tronçon 1 : } D_{1AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.32079)^2}{0.00434}} = 548 \text{ mm}$$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 56.23 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$56.23 = 0.001735 * (0.32079)^2 \left(\frac{X}{0.6^{5.3}} + \frac{12995 - X}{0.5^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

($D_1 = 600$ mm , $L_1 = 8072$ m , $V_1 = 1,13$ m/s) , ($D_2 = 500$ mm , $L_2 = 4923$ m , $V_2 = 1,63$ m/s)

$$\text{Pour le tronçon 2 : } D_{2AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.24218)^2}{0.00434}} = 492 \text{ mm}$$

Nous normalisons avec un diamètre ($D= 500$ mm, $V=1.23$ m/s) pour diminuer la perte de charge la vitesse et augmenter la pression .
Nous obtenons une perte de charge de :

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 1115.5 * (0.24218)^2}{(0.5)^{5.3}} = 4.47 \text{ m}$$

Dont $L= 1115.5$ m c'est la distance entre P_1 et P_2

D'où la cote piézométrique du point "P₂"

$$C_{p2} = C_{\text{point de piquage}} - H_1 - H_2 = 293.64 - 56.23 - 4.47 = 232.94 \text{ m}$$

$C_{p2} > C(b)$ (Ecoulement gravitaire)
 $H_d = C_{p2} - C_B = 232.94 - 193.89 = 39.05 \text{ m}$

$$D_{3AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 8855 * (0.19294)^2}{39.05}} = 450 \text{ mm}$$

Nous normalisons avec un diamètre ($D= 450$ mm, $V=1.21$ m/s) pour une longueur du tronçons est de 8855 m

IV.4.3.3.2. Tronçons reliant le point P₁ au réservoir de Oued sly :

-calcul de la charge disponible $H_d = C_{p1} - C_D$ entre le piquage 1 et le réservoir de Oued sly (point D)

Avec :

C_{p1} : Cote piézométrique du point P₁ et qui est égale à 237.41 m .

C_b : Cote du trop-plein du réservoir de Oued sly .

L : Distance entre le réservoir de Oued sly et le point P₁ est qui est de 2771.5 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$H_d = 237.41 - 234.91 = 2.5 \text{ m}$$

$$I = \frac{2.5}{2771.5} = 0.000902$$

Pour le tronçon 4 : $D_{4AV.} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.07862)^2}{0.000902}} = 433 \text{ mm}$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 2.5 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$2.5 = 0.001735 * (0.07862)^2 \left(\frac{X}{0.45^{5.3}} + \frac{2771.5 - X}{0.4^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

($D_1= 450$ mm , $L_1=2063$ m, $V_1=0,61$ m/s), ($D_2= 400$ mm , $L_2=708.5$ m, $V_2= 0,82$ m/s)

IV.4.3.3.3. Tronçons reliant le point P₂ au réservoir de Hay sonelgaz :

-calcul de la charge disponible $H_d = C_{p2} - C_E$ entre le piquage 2 et le réservoir de Hay sonelgaz (point E) Avec :

C_{p2} : Cote piézométrique du point P₂ et qui est égale à 232.94 m .

C_E : Cote du trop-plein du réservoir de Hay sonelgaz.

L : Distance entre le réservoir de Hay sonelgaz et le point P_2 est qui est de 1518 m et qui comprend les tronçons reliant ces deux points .

$$H_d = 232.94 - 214.05 = 18.86 \text{ m}$$

$$I = \frac{18.86}{2272.4} = 0.00831$$

Pour le tronçon 5 :
$$D_{5AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.04976)^2}{0.00831}} = 240 \text{ mm}$$

Nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 18.86 m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$18.86 = 0.001735 * (0.04976)^2 \left(\frac{X}{0.25^{5.3}} + \frac{2272.4 - X}{0.2^{5.3}} \right) , \text{ Nous optons à}$$

($D_1 = 250\text{mm}$, $L_1 = 2027 \text{ m}$, $V_1 = 1,01 \text{ m/s}$) , ($D_2 = 200\text{mm}$, $L_2 = 245.4 \text{ m}$, $V_2 = 1,58 \text{ m/s}$)

IV.4.3.4. Normalisation des diamètres:

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.9: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	$D_{calculé}$ (mm)	D_{nor} (mm)	V (m/s)	H_i (m)
1	320.79	548	600	1.13	52.57
			500	1.63	
2	242.18	492	500	1.23	4.47
3	192.94	450	450	1.21	39.05
4	78.62	433	450	0,61	2.5
			400	0,82	
5	49.24	240	250	1.01	18.86
			200	1.58	

Tableau IV.10: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P	C _{TN}	P (bar)
		(m)	(m)	
1	Points piquage	293.64	102.64	19.1
2	Piquage 1	237.41	116.67	12.07
3	Piquage 2	232.94	112.56	12.03

IV.4.3.5. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.11: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	38000	8072	306736000
500	28000	6038.5	169078000
450	24000	10918	262032000
400	20000	708.5	14170000
250	13000	2027	26351000
200	10000	245.4	2454000
Investissement(DA)			780821000

IV.5. Comparaison des deux variantes :

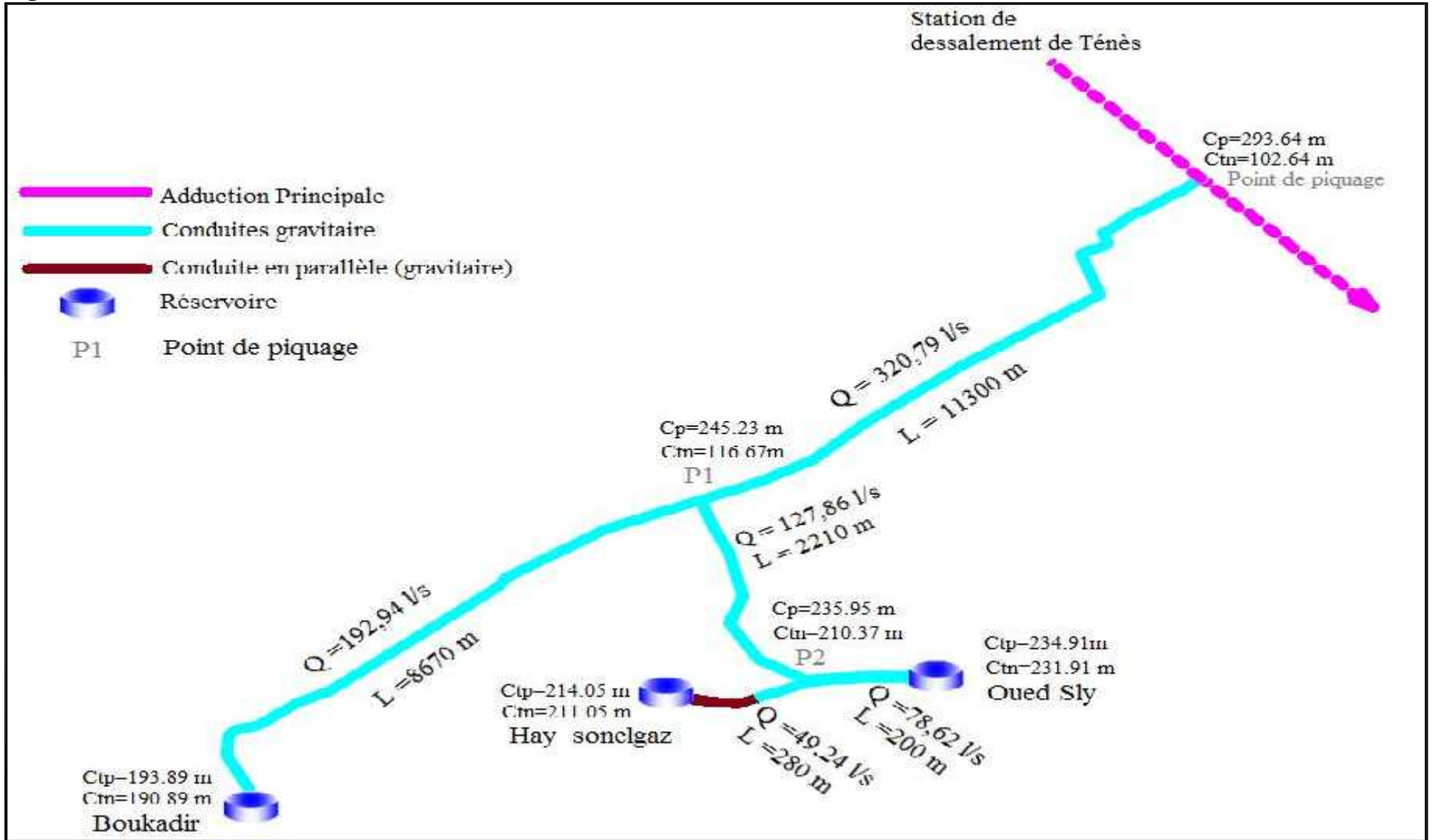
Le principe d'identification des deux variantes étudiées repose exclusivement sur le mode de fonctionnement de chaque système, selon la combinaison des sections gravitaires.

Par conséquent les diamètres des conduites sont les seules variables permettant de comparer les deux variantes

En définitif, la comparaison économique des deux variantes reposera uniquement sur les coûts d'investissement, pendant la période d'amortissement du projet c'est-à-dire depuis sa mise en service jusqu'au 2035.

La variante retenue sera celle qui présentera le montant total d'investissement le plus faible, donc la variante choisie c'est la **variante 1**.

Figure IV.3: Tracer de l'adduction



Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé au dimensionnement de l'adduction a fin de déterminer les diamètres adéquat pour chaque tronçon (répondant a toute les propriétés hydraulique) et puits on a compléter cette dernière par une étude technico-économique a fin de choisir entre les variantes proposer et cela nous a permit de trouver :

-une longueur totale des conduites de 22660 m avec des diamètres de 600mm, 500 mm , 450mm ,400mm, 350mm 300mm, 200mm, 150mm.

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION

Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

V.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

V.1.1. Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

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

V.1.2 Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de

sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son

diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

V.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20°C .

V.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de

conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

V.1.6. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

V.1.7. Les techniques pour prévenir les coups de bélier

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.

V.2. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

V.2.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

V.2.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des

installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

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

V.2.3. Corrosion interne

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

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

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

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

V.2.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



Figure V.1: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

V.2.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE VI

POSE DES CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction

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

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.1. Pose des canalisations

VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations [6]

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25°), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction .

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VI.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

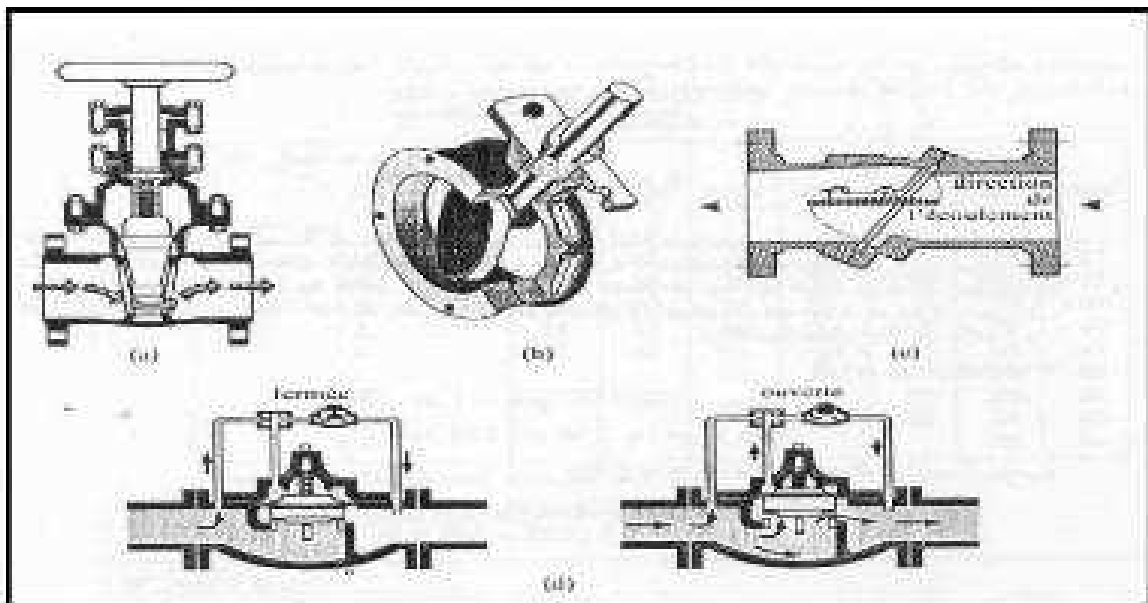


Figure VI.1: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour 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.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée

par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse

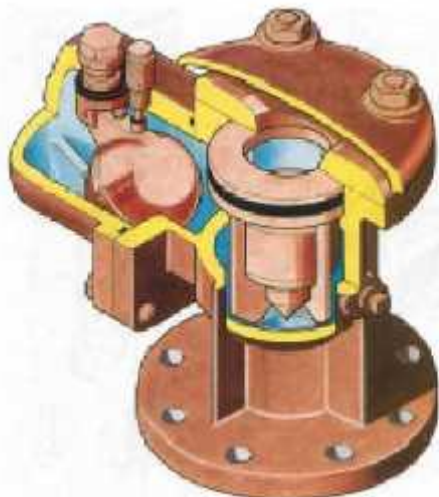
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VI.2: Les différents types de ventouses

VI.2.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VI.2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

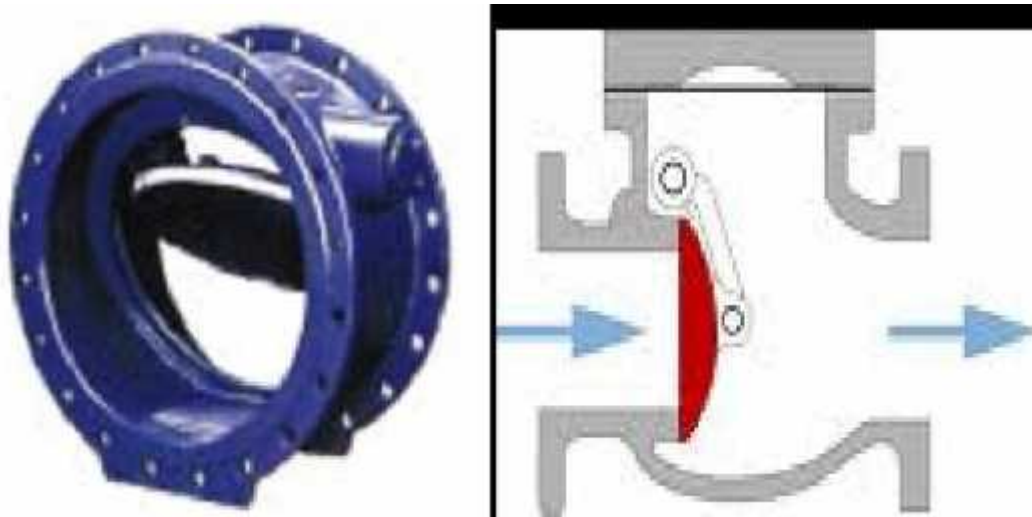


Figure VI.3 : Clapet anti retour

VI.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

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

2) Cônes

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

3) Tés

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

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux

emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VI.2. 6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

VI.2. 7.Crépines

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

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

VI.2. 8.Organes de mesure

VI.2.8.1.Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

a)Le diaphragme

Le diaphragme est consiste en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

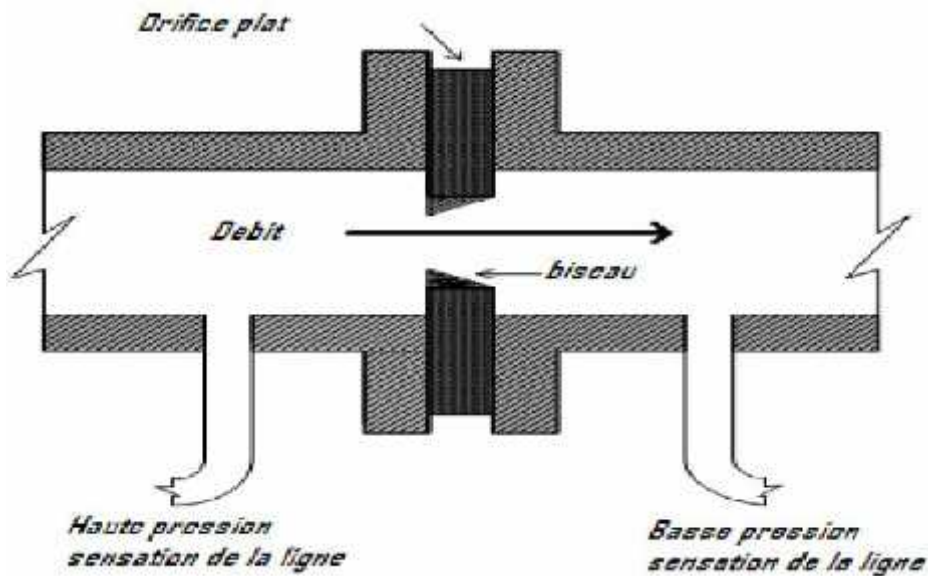


Figure VI.4 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .5). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

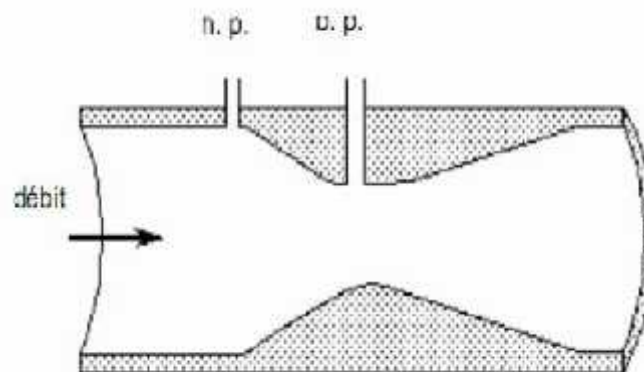


Figure VI.5 : Venturi

c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

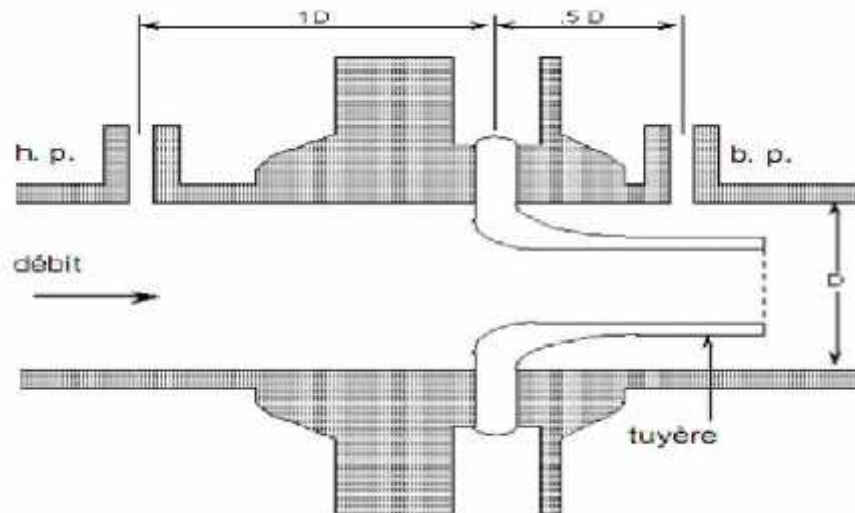


Figure VI.6 : Tuyère

VI.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VI.7 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

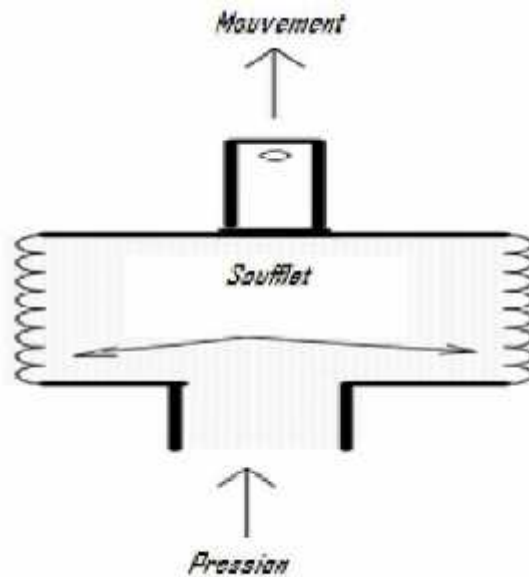


Figure VI.8 : Manomètre à soufflet

Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;

Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

Les clapets anti-retour ;

Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.1.Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VII.1})$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VII.2})$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.2.1.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.3})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.2.1.2.Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
600	8580	1.2	1.75	2.1	18018
500	2720	1.1	1.65	1.815	4936.8
450	7092	1.05	1.6	1.68	11914.9
400	3788	1	1.55	1.55	5871.1
350	103	0.95	1.5	1.425	146.2
300	97	0.9	1.45	1.305	127.1
200	110	0.8	1.35	1.08	118.3
150	341	0.75	1.3	0.975	332.3
volume Total					41464.77

VII.2.2.Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15 \text{ cm}$;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
600	8580	1.2	0.15	1544.4
500	2720	1.1	0.15	448.8
450	7092	1.05	0.15	1117.0
400	3788	1	0.15	568.2
350	103	0.95	0.15	14.6
300	97	0.9	0.15	13.1
200	110	0.8	0.15	13.1
150	341	0.75	0.15	38.3
volume Total				3757.66

VII.2.3.Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.5})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

VII.2.4.Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{f * D^2}{4} \quad \text{(VII.6)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VII.7)}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII.3:calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m³)
600	8580	0.283	2425.94
500	2720	0.196	534.07
450	7092	0.159	1127.96
400	3788	0.126	475.99
350	103	0.096	9.87
300	97	0.071	6.88
200	110	0.031	3.44
150	341	0.018	6.02
volume Total			4590.18

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VII.8)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 41464.77 - 3757.66 - 4590.18 = 33116.93 \text{ m}^3$

Tableau VII.4: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	41464.8
2	Lit de sable	m ³	3757.7
3	Les conduites	ml	4590.2
4	Remblais	m ³	33116.9

VII.3.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VII.3.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spéciale de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.

VII.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

VII.3.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VII.3.4.Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VII.4. Planification des travaux

VII.4.1.Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

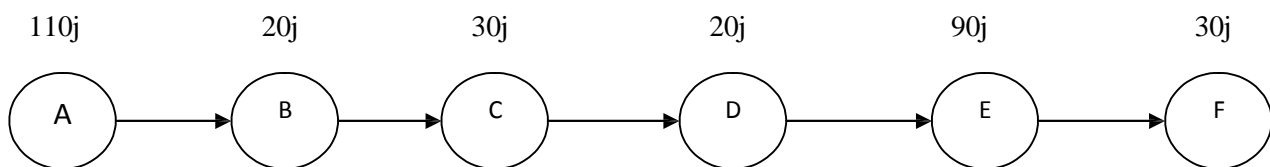
VII.4.2.Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.5

Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	110
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	30
D	Epreuve de joint et de la canalisation	20
E	Remblais	90
F	Compactage	30

Donc le réseau à nœud de ces tache est représenté comme suit :

**Figure VII.1** Réseaux à nœuds**Remarque**

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 300 jours.

-Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux partie du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs, puis faire les raccordements.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2035, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 107224 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 27716.63 m³/j d'eaux du piquage effectué sur la conduite provenant de la station de dessalement de Ténès.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés en fonction de la consommation des localités, pour notre cas nous avons quatre réservoir avec des volumes de 2*4500 m³, 4500 m³ et 3000 m³.

L'emplacement des réservoirs de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

L'adduction à une longueur totale des de 22830.43 m et des diamètres variés de 600 à 150 mm.

Afin de protéger les conduites contre le coup de bélier (même ci dans notre situation il est fiable) nous avons projeté des robinets vanne à fermeture lente.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements à fin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

Catalogues

- [9] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [10] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [11] **Wikipedia** « Recherche de définition ».

ANNEXES

Tableau: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	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

