

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de
Khemis-Miliana (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-11

APA Citation (APA توثيق):

Benaini, Mohammed (2011). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la
ville de Khemis-Miliana (w. Ain defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE KHEMIS-MILIANA
(W. AIN DEFLA)**

Présenté par :

M^r. BENAINI MOHAMMED

Promoteur :

M^r: A.AYADI

Devant le JURY composé de :

Président: M^{me} H.MEDDI

Examineurs: M^r M.DJELLAB

M^r A.RASSOUL

M^{me} M.KAHLERRAS

M^{me} S.HOULI

Soutenu publiquement à l'ENSH le 09 Octobre 2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE KHEMIS-MILIANA
(W. AIN DEFLA)**

Présenté par :

M^r. BENAINI MOHAMMED

Promoteur :

M^r: A.AYADI

Devant le JURY composé de :

Président: M^{me} H.MEDDI

Examineurs: M^r M.DJELLAB

M^r A.RASSOUL

M^{me} M.KAHLERRAS

M^{me} S.HOULI

Soutenu publiquement à l'ENSH le 09 Octobre 2011

Remerciement

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

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur Mr AYADI. A pour son orientation, ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

MOHAMMED BENAINI

Octobre 2011



Dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parents M^r ABDELKADER et M^{me} FATIMA pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je le dédie également à mes deux petits frères, et mes deux sœurs et ma troisième sœur M^{me} Zineb de la formation continue.

A tous mes amis d'hier et d'aujourd'hui avec qui j'ai passé les plus beaux moments de ma vie, et spécialement : Amine, Fethi, Nabil, Aek et mon copain de chambre Farid Ghouri ainsi que le groupe d'AEPISTE: Ouali, Ghani, Seïfo, Said, Khalil, Abdessamed, Mohamed (9ar3eli) et l'ouvragiste Saleh, Zola et tous mes camarades de l'ENSH et de la cité 3.

MOHAMMED BENAINI

Octobre 2011



ملخص

بعد فحص الشبكة الحالية لنظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية خميس مليانة . قد ارتأينا تبديل هذه الشبكة إلي شبكة حلقيه اعتمادا على أنابيب البولي اثيلين عالي الكثافة .

و من خلال هذه الدراسة أخذنا بعين الاعتبار المظهر التقني و الاقتصادي بهدف تلبية طلب سكان هذه البلدية كما و نوعا .

Résumé :

Après un petit diagnostic du réseau actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de KHEMIS-Miliana, nous avons jugé utile de le changer avec un nouveau réseau maillé tout en utilisant les conduites en PEHD.

Mais durant cette étude nous avons considéré l'aspect technico-économique dans le but de satisfaire la demande en eau des habitants de cette commune quantitativement et qualitativement.

Summary:

After a small diagnosis of the current network of the feeding system out of drinking water of the commune of KHEMIS-Miliana, we considered it useful to change it with a new ring main system while using the PEHD pipelines.

But during this study we considered the technico-economic aspect with an aim of satisfying the demand for water of the inhabitants of this commune quantitatively and qualitatively.

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction	1
I-1- Objet De L'étude	1
I-2- Situation géographique	1
I-3- Historique de KHEMIS-MILIANA	3
I -4- Situation Topographique	3
I -5- Situation Climatique	4
I -5-a. Précipitations	4
I -5-b. Température	5
I -5-c. Le Vent	5
I -5-d. Humidité	6
I -6- Situation Séismique	6
I -7 - Situation Géologique	6
I -8- Situation Hydrologique	8
I -9 – Situation Hydrogéologique	10
I -9 -a. Les Formations Aquifères	10
I -9 -b. La piézométrie	11
I -9 -c. L'Alimentation des nappes	11
I -9 -d. La qualité des eaux souterraine	12
I-10- Présentation Hydraulique	13
I-10-1. Ressources En Eau	13
I-11- Caractéristiques Des Conduites D'adductions Existantes	15
I-11- Recommandations Concernant Les Ouvrages Hydrauliques Existants (Forages, Réservoirs, Stations De Pompes Etc.)	18
I -11-a. Comparaison production & Consommation (BILAN)	18
I-11-b. réseau actuel de la ville	19
Conclusion	20

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS 21

Introduction	21
II-1-Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement....	21
II-2- Estimation des Besoins journalière	25
II-2-1.Généralité	25

II-2- 2. Catégories des besoins	25
II-2- 3.Choix de la dotation	25
II-3-Variation des débits de consommation dans le temps.....	27
II-3-1.Coefficients d'irrégularité Journalières.....	27
II-3-1-a. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$).....	27
II-3-1-b. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$).....	28
II-3-2.Coefficients d'irrégularité Horaires.....	28
II -3-2-a. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max h}$)	28
II -3-2-b. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$)	29
II-3-2.Détermination des débits journaliers	29
II-3-2-a. Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$).....	29
II-3-3.Détermination des débits horaires.....	30
II-3-3-a. Débit moyen horaire.....	30
II-3-3-b. Détermination du débit maximum horaire.....	31
II-3-3-c. Détermination du débit minimum horaire.....	31
II-4-Evaluation de la consommation horaire en fonction des habitants.....	32
II-5-Calcul de la consommation horaire.....	33
II-6-Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires	
Graphiquement.....	36
Conclusion	37

CHAPITRE III: CAPACITE DES RESERVOIRS ET LE BILAN D'EAU

Introduction	38
III.1. Rôle des réservoirs	38
III.2.Emplacement des réservoirs	39
III.3. Choix du type du réservoir	40
III.4. Equipement du réservoir	40
III.4.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation	41
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	41
III.4.3 Conduite de trop-plein.....	42
III.4.4 Conduite de décharge ou de vidange	42
III.4.5 Conduite by-pass.....	43
III-5- Bilan D'eau (Déficit / Excès).....	44
III-6. Réservoirs et leurs Capacités	44
Réservoir SIDI MOKHFI	47
Réservoir EUCALYPTUS	47
Réservoir SIDI ABDELKADER	48
Réservoir SIDI M'HAMED 1	48

Réservoir SIDI M'HAMED 2	49
Réservoir PIZANI	49
Réservoir OUED RIHANE 1et2	50
Réservoir OUED RIHANE 3 (1000m ³)	50
Réservoir Surélevé	50
III-7.Détermination de la capacité du réservoir d'Arrivé	51
III-8.Principe de calcul	51
Conclusion	53

CHAPITRE IV: RESEAUX DE DISTRIBUTION

Introduction	54
IV-1 - Présentation Générale d'un Système d'alimentation en eau Potable	54
IV-1 –a. Captage d'eau de surface et souterraine.....	55
IV-1 –b. Le réseau de distribution d'eau potable.....	55
IV -2- Conception d'un réseau	58
1. Le réseau maillé	
a. Choix du type de réseau.....	59
b. Avantage du réseau maillé	59
2. Principe du tracé du réseau maillé	59
3. Calcul du réseau maillé.....	59
a. loi des nœuds.....	59
b. loi des mailles	60
4. Choix du matériau des conduites	60
5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	60
a. Calcul des débits.....	61
i. Débits en route.....	61
ii. Débit spécifique	61
iii. Les débits aux nœuds	61
a. cas de pointe	62
b. cas de point plus incendie	66
6- Description du logiciel WATER CAD	68
7- Dimensionnement du réseau.....	68
Détermination des diamètres du réseau	69
IV -2- Équipement du réseau de distribution.....	77
1. Type du matériau de canalisation	77
2. Appareils et accessoires du réseau	77
a. Robinets vannes	77
b. Robinets de vidange.....	78

c. Les ventouses	78
i. Détermination du débit d'air évacué	79
ii. Mode d'utilisation des ventouses	79
d. Les poteaux d'incendie	80
e. Les régulateurs des pressions	81
i. Régulateurs de pression aval	81
ii. Régulateur de pression amont	82
f. Les organes de mesure	82
i. Mesure de débit	82
ii. Mesure de pression	83
g. Pièces spéciales de raccords	84
h. Bouche de lavage	84
Conclusion	84

CHAPITRE V: ETUDE DES ADDUCTIONS

Introduction	85
V-1 - Les conduites d'adduction d'eau	85
<i>Adduction Gravitaire</i>	85
<i>Adduction par Refoulement</i>	86
<i>Adduction Mixte</i>	87
V-2 - Quelques notions simples sur l'adduction.....	88
V-2 -1. Choix de la trace.....	88
V-2 -2. Choix du matériau de la conduite.....	88
V-2 -3. Profil d'une adduction.....	92
V-2 -4. La ligne piézométrique	92
V-2 -5. L'air dans la tuyauterie	93
V-3 - Détermination du diamètre de la conduite d'adduction.....	93
Conclusion	98

CHAPITRE : VI PROTECTION DES CONDUITES

Introduction	99
VI-1-La Protection des conduites contre le Coup de Bélier (Marteau d'eau)	99
VI-1-1-Généralité	99

VI-1-2-Causes du coup de bélier	99
VI-1-3- Les risques dus aux coups de bélier.....	100
VI-1-4- Interprétation physique du coup de bélier	101
VI-1-4- Moyen de protection contre le coup de bélier.....	102
- Vanne à fermeture lente.....	102
- Soupape de décharge	102
- Cheminée d'équilibre	103
- Volant d'inertie	103
- Réservoir d'air	104
VI-1-5- Protection de la conduite gravitaire reliant la bache d'eau et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier	106
1. Calcul de la célérité d'ondes	106
2. Calcul du temps de fermeture des vannes	107
VI-2-Pose de canalisation	108
VI-2-1 - Principe de pose des canalisations	108
VI-2-2 - Les actions reçues par les conduites	109
VI-2-3 - Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	109
VI-2 -4- Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	110
VI-2 -4- Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route).....	110
VI-2-5 -Traversée d'une rivière	111
VI-3- Les Conduites en PEHD	112
VII-3-2- Aménagement du lit de pose des conduites	112
VII-3-3- Introduction de la canalisation	113
VII-3-4- Epreuve de joint et de canalisation.....	114
VII-3-5- Remblaiement des tranchées.....	114
Conclusion	115

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction	116
VII-1-Définition.....	116
VII-2- Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP.....	116
VII- 3- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain	116
a-Matérialisation de l'axe	117
b- Nivellement de la plate-forme de pose	117
c- Excavation des tranchées	117

VII-4- Choix de la section transversale de la tranchée	117
a- La profondeur (h_{tr})	117
b- Largeur de la tranchée	118
VII- 5 - Choix du coefficient du talus.....	119
VII-6-Choix des machines de terrassement.....	119
i- Pelle équipée en butée	119
ii- Pelle équipée en rétro	119
VII -7- Calcul du rendement d'exploitation de la pelle	120
VII-8- Calcul du temps d'exécution	121
VII-9- DEVIS ESTIMATIF	122
1. Calcul du volume de lit de pose	122
2. Calcul du prix total	123
Conclusion	123
<u>CHAPITRE VIII: PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL</u>	
Introduction	124
Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	124
Facteurs humains.....	125
Facteurs matériels	125
Liste des conditions dangereuses.....	125
Liste des actions dangereuses.....	126
Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	126
Protection individuelle.....	126
Autre protections.....	126
Protection collective.....	127
Equipement de mise en œuvre du béton.....	127
Engin de levage.....	127
Appareillage électrique.....	127
Conclusion	127
Conclusion général	

Liste des tableaux

CHAPITRE I :

Tableau I -1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	5
Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles.....	5
Tableau I -2: Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	5
Tableau I -3: Humidité mensuelles moyennes (%).....	6
Tableau I -4: Colonne litho-stratigraphique et comportement hydrogéologique des différentes formations.....	7
Tableau I -5 : les différentes caractéristiques des formations aquifères.....	10
Tableau I -6 : Potabilité des eaux de la plaine d'EL KHEMIS	12
Tableau I-7 : Ressources en eau existantes (Données APC de KHEMIS Miliana)	14
Tableau I -8 : la destination de chaque forage (Données APC KHEMIS Miliana)	17
Tableau II -2 : Facturation année 2004.....	18

CHAPITRE II :

Tableau II-1 : Evolution de la population de KHEMIS Miliana.....	22
Tableau II-2 : Evolution de la consommation de KHEMIS-Miliana.....	26
Tableau II-3 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	28
Tableau II-3 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	29
Tableau II-3 : réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	32
Tableau II-4: Variation des débits horaires.....	34
Tableau II-5 : Coefficients d'irrégularités max et min horaire.....	36

CHAPITRE III :

Tableau III-1: évolution Bilan (déficit/excès) en eau.....	44
Tableau III-2: Evolution des capacités de stockage.....	45
Tableau III-3: Ouvrages de stockage.....	46
Tableau III-4: Calcul de la capacité de réservoir d'arrivé.....	52

CHAPITRE IV:

Tableau IV-1 : détermination des débits routes et spécifique.....	62
Tableau IV-2 : Débits nodaux pour le cas de pointe.....	64
Tableau IV-3 : Débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.....	66
Tableau IV-4 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe.....	69
Tableau IV-5 : résultats de Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie.....	71
Tableau IV-6: résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe+incendie	73
Tableau IV-6: les diamètres finals.....	75

CHAPITRE V:

Tableau V-1 : les différents types de matériaux des conduites.....	90
Tableau V.2: Calcul des charges disponibles.....	94
Tableau V.3: Calcul des diamètres d'adductions.....	97

CHAPITRE VI:

Tableau -VI-1 : Tableau Récapitulatif	105
Tableau VI.2 : Calcul de la célérité.....	106
Tableau VI.2 : Calcul de la célérité.....	107

CHAPITRE VII:

Tableau VII-1: choix du coefficient du talus.....	119
Tableau VII-2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.....	121
Tableau VII-3 : volume de sable nécessaire. Volume de déblai.....	122
Tableau VII-3 : Calcul du volume des remblais du réseau de distribution.....	123

Liste des Figures

CHAPITRE I :

FIGURE I-1: Vu en plan de la situation géographique de la ville de KHEMIS-MILIANA.....	2
FIGURE I -2 : Vu en plan du relief de la ville de KHEMIS-MILIANA.....	4
FIGURE I -3 : Carte du réseau hydrographique du haut Chélif (Khemis Miliana)..	9
FIGURE I-4 : Schéma des conduites d'adduction existante.....	16

CHAPITRE II :

FIGURE II-1: Histogramme d'accroissement de la population de KHEMIS-MILIANA (1998-2040).....	24
FIGURE II-2: Graphique de le Consommation horaire.....	35
FIGURE II-3: Courbe Intégrale de la Consommation.....	35

CHAPITRE III :

Figure III.4.1 : Conduite d'arrivée.....	41
Figure III.4.2 : Conduite de départ.....	42
Figure III.4.3: Conduite de trop plein et de trop plein.....	42
Figure III.4.4: By passe avec la conduite d'arrivée et de départ.....	43
Figure III.4.4: Schéma Récapitulatif.....	43
Figure III.5.1: Réservoir Sidi MEKHFI	47
Figure III.5.2: Conduite de refoulement.....	47
Figure III.5.3: By pass	47
Figure III.5.4: Compteurs.....	47
Figure III.5.5: Réservoir Eucalyptus.....	47
Figure III.5.6: Conduite d'arrivée et du trop plein.....	47
Figure III.5.6: Conduite d'arrivée et du trop plein.....	48
Figure III.5.6: Conduite d'arrivée et l'accès au Réservoir.....	48
Figure III.5.7: Conduite d'arrivée.....	48
Figure III.5.8: By pass de la Conduite de départ.....	48
Figure III.5.9: Réservoir SIDI M'HAMED 2.	49
Figure III.5.10: Conduite de départ et du vidange.....	49
Figure III.5.11: Conduite du trop plein et l'échelle d'accès.....	49
Figure III.5.12: Réservoirs PIZANI (2×250).....	49
Figure III.5.13: Réservoirs OUED RIHANE (2×100).....	50
Figure III.5.14: Photos intérieurs.....	50
Figure IV.5.17: Photo d'extérieurs.....	50
Figure IV.5.18: photos de l'intérieur.....	50

CHAPITRE IV:

Figure IV.1: Schéma général d'alimentation en l'eau potable.....	54
Figure IV.2: Réseaux de distribution ramifier et maillé.....	57
Figure IV.3: Le réseau étagé.....	58
Annexe : Réseau de distribution projeté de la ville de KHEMIS Miliana	
Figure IV.5: poteau d'incendie.....	81
Figure IV.6: Régulateur de pression Aval.....	82
Figure IV.7: Régulateur de pression Amont Aval.....	82

CHAPITRE V:

Figure V-1 : L'emplacement des ventouses.....	93
---	----

CHAPITRE VI:

Figure VI-02 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	110
Figure VI-03 : Pose de canalisation en galerie.....	111
Figure VI-03 : Traversé d'une rivière.....	112
Figure VII-4 : pose des conduites en PE dans les tranchées.....	113
Figure VII-5 : schéma du remblai d'une tranchée.....	114

CHAPITRE VII:

Figure VII-1 : Schéma d'une tranchée.....	118
Figure VII-2 : Pelle équipée en rétro.....	119

Liste des planches

Planche 1 : Profil en long du réseau de distribution de la ville de KHEMIS Miliana (tronçons 68-67-62-60-21-23-32-33-2-78-79-1-39-41-38-54-51-83)

Planche 2 : Plan de masse avec réseau d'adduction de la ville de KHEMIS Miliana (W.AIN DEFLA).

Introduction Générale :

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde. Cependant, dans les faits, nous faisons face à une crise mondiale de l'eau.

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et périurbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux. L'accès à l'eau potable est un enjeu important dans le monde. Si un homme peut passer des jours sans électricité et sans nourriture, il est par contre impossible de passer plus d'une journée sans boire. Le volume d'eau potable représente seulement 1/3 du volume total d'eau dans le monde (BANQUE, 2004). D'ici 2025, 300 millions d'africains risquent de vivre dans un environnement où l'eau sera rare avec une population qui risque de dépasser le cap du milliard. Actuellement, 25% de la population urbaine en Afrique sont mal approvisionnés en eau.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit dont il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres qu'ils se soient environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants. La construction de nouveaux barrages, la réalisation de grands transferts régionaux et de grandes adductions urbaines et agricoles, ont permis d'augmenter nettement le volume des ressources en eau mobilisées et d'améliorer les conditions d'approvisionnement des régions et des agglomérations déficitaires.

Cependant, l'efficacité de ces efforts reste limitée parce que le service de l'eau est encore imparfait dans la plupart des villes, comme celle de KHEMIS-MILIANA ; C'est dans ce contexte là que notre étude intitulée « Etude de réseau d'AEP de la ville de

KHEMIS-MILIANA », dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs par la recherche d'autres ressources et de faire un dimensionnement technico économique concernant le réseau, afin qu'aucun problème viendra se poser à cette ville que se soit à court terme ou à long terme.

Notre travail est présenté en huit chapitres :

Au premier chapitre nous avons présenté la zone d'étude qu'est la ville de KHEMIS Miliana.

Puis au deuxième chapitre nous avons donné une estimation des besoins de la consommation par rapport au nombre d'habitants.

Quant au chapitre trois. Il est destiné au calcul du volume des réservoirs et le bilan d'eau.

Les chapitres quatre et cinq sont dédiés respectivement à la projection du réseau de distribution et d'adduction ensuite le chapitre six est consacré uniquement à la protection des conduites.

Au chapitre sept nous donnons un aperçu sur l'organisation du chantier.

Enfin, le chapitre huit est consacré à la protection et sécurité du travail.

chapitre 1

The image features the text 'chapitre 1' in a bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slightly irregular, hand-drawn appearance. Below the text, there is a gold-colored shadow or reflection effect that mirrors the shape of the letters, creating a 3D effect. The shadow is composed of a grid of small squares, giving it a textured, metallic appearance. The entire graphic is centered on a plain white background.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce dernier, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment celles :

- naturelles du site.
- relatives à l'agglomération.
- propres à l'Alimentation d'eau potable.

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de notre projet.

I-1- OBJET DE L'ÉTUDE :

L'objet de notre étude est l'élaboration d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville de KHEMIS Miliana. Pour une meilleure satisfaction des besoins en eau potable de la ville.

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et des informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

I-2- Situation géographique:

La ville de KHEMIS-MILIANA (AFFREUVILLE), est une ville universitaire, qui se situe au Sud Ouest d'ALGER a 110 Km sur la RN4 et faisant parti de la plaine du CHELIFF à 350 m d'altitude. Elle s'étant sur une surface d'environ 37km² elle fait partie de la wilaya d'AIN DEFLA dont elle est distante de 30 km. La ville de KHEMIS-MILIANA est limitée :

- Au Nord par la commune de Ben ALAL, MILIANA et Ain TORKI.
- Au Sud par la commune de BIR OULED KHELIFA.

- à l'Est par la commune d'AIN SOLTANE.
- à l'Ouest par la commune de SIDI LEKHDAR.

Vu sa situation géographique de carrefour entre les principaux axes : Alger – Oran, TISSEMSILET, Tiaret, Médéa, fait de cette cité un passage obligé pour tous ceux qui se rendent d'est en ouest et vice versa en traversant l'Algérie dans sa partie nord; sa vocation agricole et agroalimentaire est très représentée.

La ville de KHEMIS-MILIANA s'est imposée en tant que centre incontournable de commerce et de transit entre les Wilayas du Centre et celles de l'Ouest du pays.

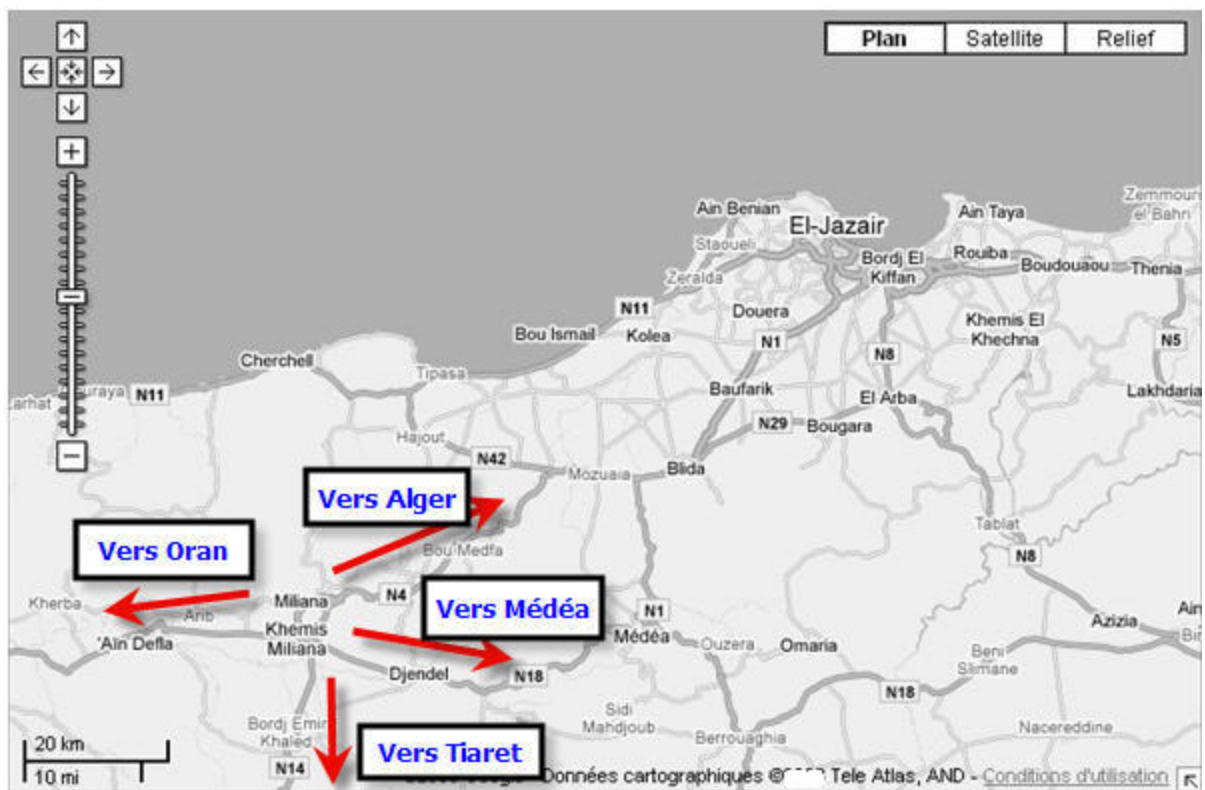


FIGURE I-1: Vu en plan de la situation géographique de la ville de KHEMIS-MILIANA.

La ville de KHEMIS MILIANA se déploie en longueur de l'Est à l'Ouest elle est bordée au Sud par le périmètre irrigué de la vallée de l'oued Cheliff au Nord par un espace boisé à l'Est par des terres agricoles et à l'ouest par l'oued RIHANE.

La structure de la ville de KHEMIS Miliana comprend un noyau colonial et des quartiers périphériques, la hauteur des constructions est généralement limitée à R+3.

Le PDAU prévoit une densification du tissu urbain et une extension de la ville conçue de façon à sauvegarder les terres agricoles en particulier le périmètre irrigué.

I-3- Historique de KHEMIS-MILIANA :

Au commencement, il y eu les Romains (cité Colonia Augusta). Le village s'appelait MALLIANA. Puis les Romains partis, MALLIANA s'effaça au cours des siècles (Période française).

Cinquante familles originaires de Paris et que la France expédia là, en 1848, dans le cadre des fameuses colonies agricoles. Ces premiers colons cultivèrent le mûrier, élevèrent des vers à soie, fondèrent une magnanerie, à mi-distance entre ce qui n'était pas encore AFFREVILLE et ce qui était déjà Miliana, douar arabe où l'Armée avait installé une petite garnison.

Le 14 novembre 1848, le gouvernement français décide de donner à ce hameau de cinquante feux, le nom d’AFFREVILLE, du nom de Monseigneur Denis Auguste Affre archevêque de Paris, mort sur les barricades.

Le temps passe, le blé remplace les immenses touffes de jujubiers épineux et les palmiers nains. En 1872, le 14 septembre, le village devient une commune en plein exercice.

Bien plus tard, AFFREVILLE sera la grande gare du blé, contrôlant toute la plaine flanquée de Docks Silos.

Après la période française KHEMIS-MILIANA est le nom de la ville d’AFFREVILLE depuis 1963. KHEMIS-MILIANA fut le siège de la première foire internationale d’Algérie, une année après l’indépendance du pays en 1962. Et son premier maire était Hassanine Abdelkader. [10]

I -4- STUATION TOPOGRAPHIQUE :

Le relief de la ville est généralement plat. La chaîne montagneuse d’El HODNA au Nord qui s’élève en direction Est-ouest (Miliana, Ain Torki) fait écran entre la Méditerrané (ville de Cherchell) et le centre de la ville, au bas du piémont Sud-ouest de cette chaîne montagneuse dont le sommet le plus proche de la ville est le ZEKAR (1189m).

Le relief de la ville de KHEMIS-MILIANA est en majeure partie constituée de Plaines, les pentes des versants ne dépassant pas les 10%.

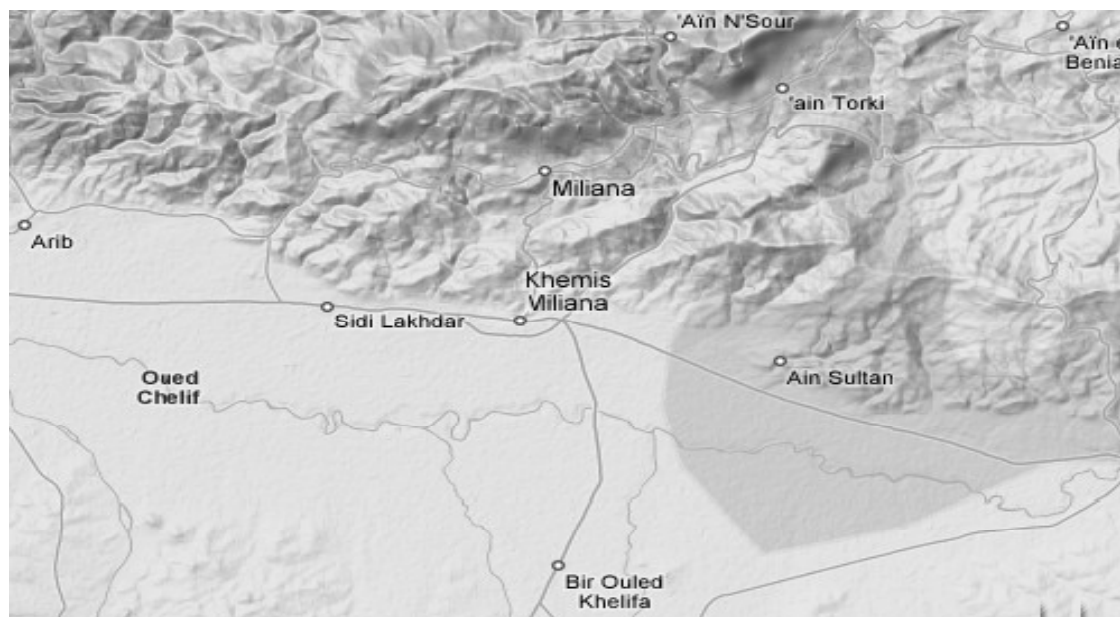


FIGURE I -2 : Vu en plan du relief de la ville de KHEMIS-MILIANA

I-5- SITUATION CLIMATIQUE:

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid. [5]

La saison sèche et chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois Mars. Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (011717) voisine qui est celle de KHEMIS MILIANA située à environ 6 Km de la zone d'étude et dont les coordonnées: $X=456,2$ - $Y=329$ - $Z=300$; parmi les différents paramètres sont:

I-5-a- Précipitations :

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, les projets de développement en agriculture et en aménagement hydraulique. Egalement, elle est d'un apport considérable dans l'étude des nappes et les changements climatiques. Dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale. [5]

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station (011717) sont fournies par le service climatologique de

L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station KHEMIS MILIANA est la suivante :

Tableau I -1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
P(mm)	57,2	55	44	34,4	26,1	9	3,6	5,7	21,7	32,5	53,9	61,1	404,1

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre Jusqu'à Mai) pendant laquelle la pluie représente 95,46 % de la pluie moyenne Annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, Juillet et Août.

I -5-b – Température :

La région de KHEMIS Miliana est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne annuelle varie entre 12,9°C et 26,1°C.

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T _{max} (°c)	15 , 6	16,8	20,4	23,5	28,5	35,2	38,2	38,3	33	28,3	19,9	15,1	26,1
T _{min} (°c)	5,36	6,11	8,01	10,3	14	18,9	21,9	21,8	17,9	14,7	9,0	6,9	12,9
T _{moy} (°c)	9,55	10,8	13,5	16,4	20,8	26,5	29,1	29,1	24,3	20,5	13,6	13,6	18,7

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

I -5-c- Le Vent :

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I -3: Vitesses moyennes mensuelles du vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V _{moy} (km/h)	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

L'analyse de ce tableau montre une variation relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus forte pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

I -5-d- Humidité :

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I -4: Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H(%)	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I -6- Situation Séismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après le découpage la wilaya d'Ain DEFLA se trouve dans la zone deux (II-b) c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité.

I -7 - SITUATION GÉOLOGIQUE :

La plaine d'El KHEMIS fait partie de l'Atlas tellien méridional, caractérisé par une structure plissée, correspond à une dépression subsidence d'orientation est/ouest à remplissage alluvionnaire d'âge mio-plio-quadernaire correspondant aux terrasses de oued Chélif dont les versants sont formés par les affleurements de terrains mésozoïques qui représentent les contreforts du Dahra au Nord et ceux de l'Ouarsenis au Sud. Les terrains crétacés prédominants sont allochtones (nappes de charriage).

[9]

Tableau I -5: Colonne litho-stratigraphique et comportement hydrogéologique des différentes formations. [9]

Age		Formation	Lithologie	Epaisseur (m)	Comportement Hydrogéologique	
CENOZOIQUE	Quaternaire	Mio - Plio - Quaternaire Dépôts	Quaternaire récent	10 à 20	Semi-perméable	
			Quaternaire ancien	-	Perméable	
	Mio		Dépôts	Grés et Conglomérats	-	Perméable
				Marnes	400	Imperméable
	Mio		Dépôts	Grés et Poudingues	1000	Perméable
				Marnes	-	Imperméable
MESOZOIQUE	Crétacé		Schistes argilo-quartzitiques	-	Semi-perméable	
			Calcaires	700	Perméable	
	Jurassique					

I-8- SITUATION HYDROLOGIQUE :

Le réseau hydrographique correspond à l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement des eaux superficielles. Il est sans doute l'une des caractéristiques les plus importantes du sous bassin. Le sous bassin versant étudié est caractérisé par un régime d'écoulement temporaire. En saison pluvieuse les eaux issues des principaux affluents représentés par les oueds **SOUFFAY**, **BOUTANE** et **RAYHANE**, au Nord et les oueds **DEURDEUR**, **MASSINE** et **HARAZA** au Sud sont drainés par l'oued Chélif.

➤ Oued Chélif :

Il correspond au cours d'eau le plus long d'Algérie et prend naissance dans les monts de Laghouat, il parcourt une grande distance en traversant le secteur d'étude où il reçoit plusieurs affluents (oueds **DEURDEUR**, **MASSINE**, **HARAZA**, **SOUFFAY** et **BOUTANE**) pour aboutir à son exutoire localisé au niveau de la côte de Mostaganem.

➤ Oued BOUTANE :

Cet oued collecte dans sa partie nord l'ensemble des eaux provenant des monts du Zaccar et dans la zone ouest les eaux usées de la ville d'El- KHEMIS, puis s'écoule au niveau de la plaine où il présente de temps à autre des intercommunications avec la nappe alluviale. A l'Ouest du secteur d'étude il rejoint l'oued Chélif.

➤ Oued DEURDEUR :

Il prend sa source dans les monts de l'Ouarsenis dans la partie sud du secteur d'étude et rejoint la plaine d'El KHEMIS où il est drainé par l'oued Chélif.

➤ Oued HARAZA :

Il prend naissance dans la partie sud du secteur d'étude dans les monts de l'Ouarsenis. Il est caractérisé par un débit élevé du fait de l'importance de sa surface d'impluvium. Au Nord il s'écoule au niveau de la plaine d'EL-KHEMIS où il présente des inféroflux avec la nappe alluviale pour rejoindre plus en aval l'oued Chélif.

➤ Oued SOUFFAY:

Il collecte les eaux provenant des précipitations (pluies, neiges) qui ont lieu sur les Monts du Zaccar. Dans la partie Nord du secteur d'étude il reçoit les eaux usées de la ville d'El-KHEMIS. [9]

La carte suivante représente le réseau Hydrographique du haut Chélif et la ville.

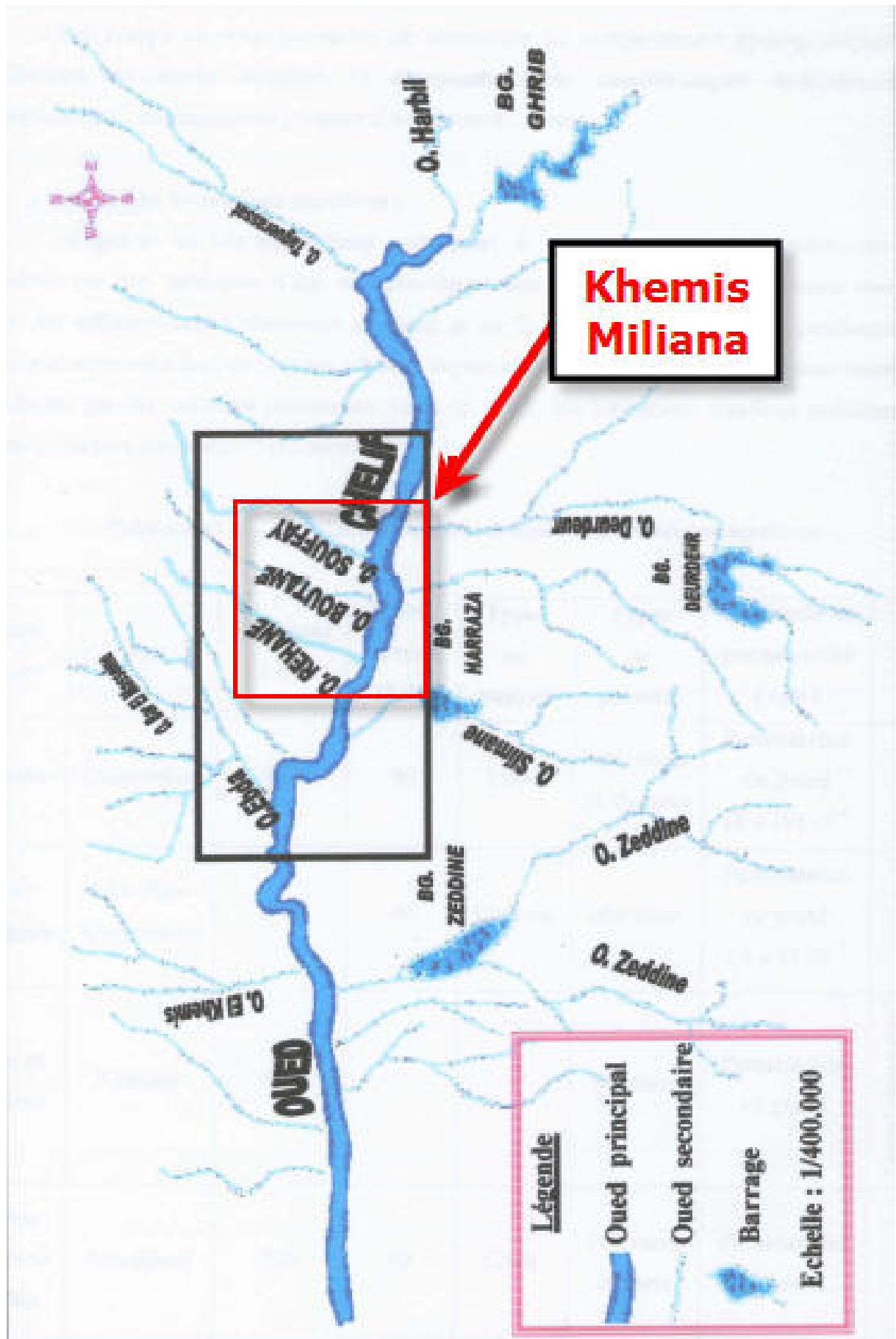


FIGURE I -3 : Carte du réseau hydrographique du haut Chélif (Khemis Miliana) [9]

I -9 – SITUATION HYDROGEOLOGIQUE :

Cet aperçu va nous permettre de déterminer le comportement hydrogéologique des différentes formations aquifères et d'approcher leurs caractéristiques hydrodynamiques (perméabilité, vitesse d'écoulement etc.).

I -9- a . Les Formations Aquifères :

Les marnes, grès et poudingues du Miocène reposent sur les schistes, argiles et quartzites crétacés dont le sous bassement est formé par des calcaires jurassiques. Dans le détail, les formations aquifères présentent les caractéristiques suivantes (Tableau I -5). [9]

Tableau I -6 : les différentes caractéristiques des formations aquifères.

Horizons aquifères	Age	Epaisseur (m)	Débit moy(l/s)	Types de nappes	Types de porosité	Intervalle de perméabilité (m/s)
Alluvions	Quaternaire	150	50	libre	Interstices et chenaux	Perméabilité en grand (8à10).10 ⁻⁴
Grés et poudingues	Mio-Plio-Quaternaire	1500	40	Captive	Interstices	Perméabilité en grand (3à5).10 ⁻⁵
Schistes et quartzites	Crétacé	450	-	-	Fractures	Perméabilité en grand
Calcaires fracturés et karstifiés	Jurassique	700	50	50	Fractures et karst	Perméabilité en grand

L'étude hydrogéologique a permis de distinguer deux nappes renfermant une ressource en eau importante. Il s'agit de la nappe du Mio-Plio-Quaternaire et la nappe des calcaires du Jurassique.

I -9- b. La piézométrie :

La piézométrie de la plaine d'El KHEMIS a été établie à partir des relevés des niveaux statiques de 41 puits correspondant à l'année 2002.

Toutes les eaux souterraines dans la plaine convergent vers l'exutoire suivant le sens d'écoulement de l'oued Chélif, avec un axe préférentiel orienté du Sud-Est vers le Nord-Ouest, cet axe reçoit des écoulements adjacents provenant de part et d'autre.

La plaine est essentiellement alimentée au Nord (les monts de Zaccar) et au Sud (les monts de l'Ouarsenis). Les zones de convergence des eaux souterraines s'observent essentiellement dans la partie centrale de la plaine ceci est dû principalement à la surexploitation de la nappe à cet endroit par de nombreux captages. [9]

Région de KHEMIS-Miliana on remarque trois sens d'écoulement :

- Un écoulement orienté Nord-est et suivant les axes des Oueds Souffay et Boutane. La côte piézométrique est entre 265m et 270m, le gradient hydraulique est d'environ $0,13.10^{-2}$.
- Un écoulement suivant l'axe d'Oued Chélif d'orientation Sud-Est avec un gradient d'hydraulique de $0,37. 10^{-2}$.
- Un écoulement de direction Nord-ouest avec un gradient de $0.16. 10^{-2}$.

Ces trois écoulements convergents vers un même bassin où ils prennent un sens d'écoulement général orienté Est, suivant l'axe de l'Oued Chélif

I -9- c. L'Alimentation des nappes :

L'alimentation des différents horizons aquifères a lieu à partir des pluies, de la neige sur les reliefs et des intercommunications avec les différents cours d'eau (Deurdeur, Chélif, Souffay, Boutane...). Des apports peuvent aussi avoir lieu à partir des eaux d'irrigation (eaux de drainage, épandage et des engrais) et des rejets domestiques et Industrielles (eaux usées des oueds Chélif, Boutane et Souffay) qui constituent des sources de pollution non négligeables dont les effets néfastes s'observent assez loin en aval. [9]

I -9- d. La qualité des eaux souterraine:

L'analyse des eaux prélevées en différents points de la plaine d'El KHEMIS a révélé que la concentration de nombreux éléments chimiques dépassait légèrement les normes mais pas les valeurs maximales admissibles par (l'OMS ou la communauté européenne CEE).

Le tableau ci-dessous résume la concentration des différents éléments à travers la zone d'étude et les normes admises par CEE.

Tableau I -7 : Potabilité des eaux de la plaine d'EL KHEMIS (2008)

Elément	Moyenne (mg/l)	Minimum Observé (mg/l)	Maximum Observé (mg/l)	Valeur Critique (mg/l) CEE
Ca⁺⁺	208.7	80	517	100
Mg⁺⁺	67.48	21.6	183	50
Na⁺	186.76	30	625	150
K⁺	3.1	1	30	12
Cl⁻	435.08	85	1600	200
SO₄⁻	325.56	38	1000	250
HCO₃⁻	288.73	195	505	400
NO₃⁻	59.93	0	185	50

L'étude hydro-chimique des différents points d'eau a relevé au centre de la plaine que les concentrations en certains éléments chimiques des eaux dépassent légèrement les normes mondiales admises. Cela est dû essentiellement à la nature des terrains traversés provenant du versant nord de la plaine, ou encore à l'utilisation irrationnelle d'engrais agricoles et aux rejets d'eaux usées sans épuration. [9]

L'analyse des différents paramètres hydrogéologiques montre que c'est la nappe du Mio-Plio-Quaternaire qui est la plus exposée à la pollution car elle est libre par endroits et est située au centre de la plaine où convergent tous les rejets polluants.

I-10- PRESENTATION HYDRAULIQUE :**I-10-1. RESSOURCES EN EAU :**

La ville de KHEMIS Miliana dispose d'un potentiel hydraulique diversifié et important. Les ressources actuelles en eau sont assurées principalement par une série de 09 forages situés dans la plaine du Cheliff. On a une exploitation intensive de la nappe du haut Chélif, au Sud de la ville des sources situées au Nord de la ville et même un puits (SOCOMAN) (actuellement désaffecté). Acheminant l'eau vers les différents réservoirs de la ville, ce champ de captage alimente la ville de KHEMIS Miliana, et toutes les zones éparses situées sur l'axe routier de la RN n°04.

Les caractéristiques principales de ces ressources sont consignées dans le Tableau I-7 qui nous donne : la destination, la position (coordonnée géographique de chaque forage), le niveau statique et dynamique de l'eau, la profondeur, le débit de chaque forage, le débit d'exploitation et même les caractéristiques de la pompe : HMT, P_{abs}).

La ville de KHEMIS Miliana est alimentée uniquement par des forages (des eaux souterraines).

Le réseau hydrographique de la ville est inutilisable à cause de leur pollution par les eaux usées domestique, industriels, et même Agricole par les eaux de drainage.

Tableau I-8 : Ressources en eau existantes (Données APC de KHEMIS Miliana)

N°	Dénomination	Coordonnées		Destination	Prof	N.S	N.D	Débit Mob	Type du Pompe	Calage	Débit Pompe	HMT (m)	P abs (KW)
1	BIR ADJA 1 (F1)	458.89	327.21	SOUFAY-DARDARA	130	21	28	50	PLEUGER	32.00	40	160	132
2	BIR ADJA 2 (F2)	457.80	326.50	SOUFAY-DARDARA	120	21	32	90	Caprari	45.00	30	200	102
3	BIR NAAMA (F3)	457.90	326.99	CENTRE VILLE	130	20	30	110	Caprari	65.00	45	210	120
4	BIR RAHMA 1 (F9)	450.85	327.50	CENTRE VILLE	120	22	30	75	ARTURIA	45.00	40	190	132
5	BIR RAHMA 3 (F8)	452.00	327.16	CENTRE VILLE	150	14	21	110	Caprari	65.00	45	210	120
6	BIR RAHMA 2 (F10)	451.1	327.80	CENTRE VILLE	120	24	40	112	Caprari	45.00	34	190	80.20
7	FORAGE (F6)	454.50	327.50	FONAL OUED RIHANE	120	20	36	110	Caprari	55.00	32	160	62.90
8	SOURCE AIN SOLTANE	457.5	332.81	CITÉ MENAD	Gravitaire						08		
9	SOURCE AIN SEFRA			CITÉ MENAD	Gravitaire						06		
TOTAL											280 l/s		
10	ADJA 3 (à l'arrêt)	457.50	326.70	KHEMIS	160	25	66	40	Caprari	42.00	30	162	58
11	EL KHEMIS (non équipé)	456.50	327.00	POS 10	170	14.8 2	26	50			30		
12	Forage F8' (à l'arrêt)	Idem F8							Caprari		40	197	102
13	PUITS SOCOMAN (tari)	456.60	327.80	CENTRE VILLE	Désaffecté								

I-11- CARACTERISTIQUES DES CONDUITES D'ADDUCTIONS EXISTANTES :

Actuellement les forages refoulent directement leurs débits respectifs vers les réservoirs existants exception faite pour le forage F6 ; une station de reprise a été réalisée pour alimenter les réservoirs de OUED RIHANE) 1 et 2 ($2 \times 100\text{m}^3$) d'une part et le réservoir OUED RIHANE 3 (1000m^3) d'autre part.

Ce système est archaïque, le linéaire des conduites de refoulement est très important les hauteurs manométriques des pompes immergées sont aussi très importantes.

Le forage El KHEMIS non encore équipé est destiné pour le réservoir 1500m^3 surélevé ; ce réservoir a été réalisé en 2007, il joue le rôle d'un réservoir d'équilibre moyennant une adaptation de la tuyauterie intérieure (robinet à flotteur entre autre).

Le remplissage de ce réservoir se fera ; en plus du débit du forage EL KHEMIS, par le réseau de distribution en période de faible consommation (Système a contre Réservoir).

La conduite d'adduction à partir des sources de AIN SEFRA et AIN SOLTANE serait maintenue et pourrait alimenter en plus des abonnés actuels ; les réservoirs $2 \times 250\text{m}^3$ existants désaffectés ; ces réservoirs, moyennant un entretien, pourraient servir encore.

La station de pompage d'EL GUEMRI et la station de reprise (forage F6 réservoirs OUED RIHANE) pourraient être désaffectées, l'alimentation des réservoirs de OUED RIHANE 1 et 2 ($2 \times 100\text{m}^3$) pourrait être effective et gravitaire à partir du réservoir OUED RIHANE 3 (1000m^3).

Les conduites d'Adduction, les Forages et les réservoirs sont représenté dans la figure I-4:

Les longueurs et les diamètres des Adductions sont donné dans le Tableau I-8.

FIGURE I-4 : Schéma des conduites d'adduction existante.

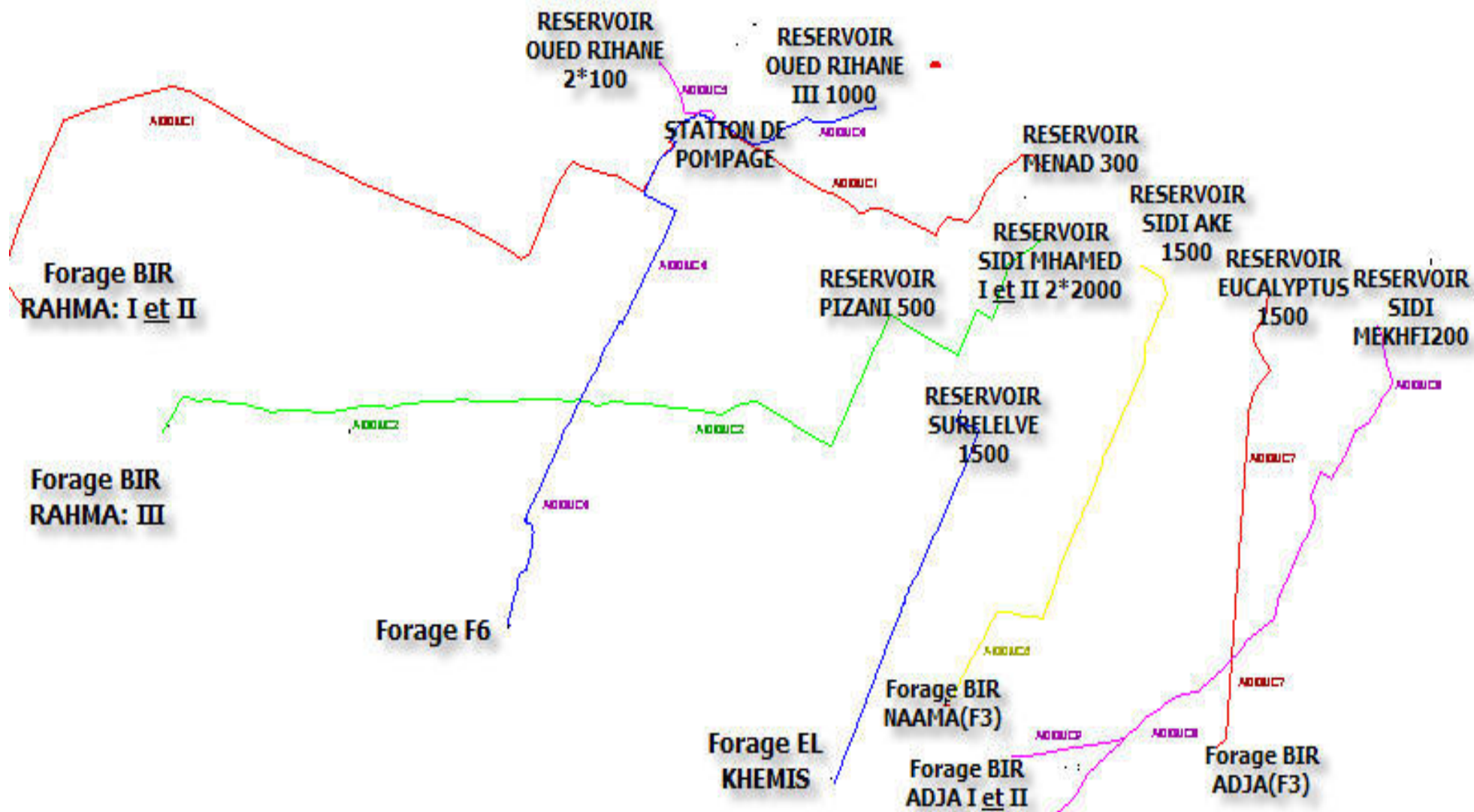


Tableau I -9 : la destination de chaque forage (Données APC KHEMIS Miliana)

CONDUITES DE REFOULEMENT			Long. ≈ (m)	D (mm)	Matériau	Prof. forage	D (mm)
Forage	Mise en service	Réservoir					
BIR Adja I F1	1994	Eucalyptus 1500m ³	2614.81	300	Fonte	130.00	400
BIR Adja II F2	1995	Sidi MOKHFI 2000m ³	3853.50	350	Acier	120.00	340
BIR Adja III F3	1998	Sidi MOKHFI (Branchement.)	729.47	300	Acier	160.00	350
BIR NAAMA--	1987	Sidi Abdelkader 500m ³	3055.90	350	Fonte	130.00	400
BIR RAHMA F1--	2003	Sidi M'HAMED II 2000m ³	8661.21	400	Fonte	120.00	400
BIR RAHMA F2 --	2003	Sidi M'HAMED II 2000m ³				120.00	400
BIR RAHMA F3 --	1962/2007	Sidi M'HAMED I 2000m ³	6737.16	300	Fonte	150.00	250
Forage F6 --	1998	Station de pompage	3548.05	300	Acier	120.00	400
Station de pompage	2005	Oued RIHANE 1000m ³	1140.98	300	Acier		
Station de pompage	2005	Oued RIHANE 2×100m ³	577.34	125	PEHD		
Forage El KHEMIS	2005	Réservoir Surélevé 1500m ³	2354.11	300	Fonte	170.00	

I-11- Recommandations concernant les ouvrages hydrauliques existants (Forages, Réservoirs, stations de pompages etc.) :

Ces ouvrages doivent être diagnostiqués par un organisme compétent en la matière ; en l'occurrence le C.T.C. (Contrôle technique de la construction) pour décider du maintien ou de la désaffectation d'un ouvrage ; cet organisme dispose de moyens humains et matériels appropriés pour mener à bien ce genre d'opération.

La mission de reconnaissance a démontré que les ouvrages hydrauliques existants ne sont pas du tout entretenus, ils sont dans un état de délabrement total :

- Equipement hydraulique défectueux, fuites,
- Ferronneries (échelles métalliques rouillées)
- Etanchéité en dégradation permanente
- Absence de clôture
- Mise à nu du ferrailage (absence de ragréage des parois)

I-11-a. Comparaison production & Consommation (BILAN):

D'après l'APC de KHEMIS MILIANA, le nombre d'abonnés est de **13069** et seulement **9215** abonnés (en moyenne) honorent leurs factures

Tableau I -10 : Facturation année 2004

Trimestre	Facturation	Volume trimestriel
1 ^{er} Trimestre 2004	9518 (abonnés)	384037m ³
2 ^{em} Trimestre 2004	8929 (abonnés)	350512m ³
3 ^{em} Trimestre 2004	8630 (abonnés)	375048m ³
4 ^{em} Trimestre 2004	9782 (abonnés)	461328m ³
Total annuel		1570925m³

Le débit total en exploitation s'élève à **280 l/s** (Voir tableau des ressources en eau), Si on considère un pompage moyen de 20h/24h ; la production moyenne serait de :

Production journalière : $280 \times (60 \times 60) \times 20 = 20160m^3$

Production mensuelle : $20160\text{m}^3 \times 30 = 604800\text{ m}^3$

Production annuelle : $20160\text{m}^3 \times 365 = 7257600\text{m}^3$

La production théorique annuelle s'élève à **7257600 m³**

La facturation réelle de l'année 2004 est de **1570925 m³**

Donc seulement **21.65%** de la production annuelle sont facturés

Supposons maintenant que tous les abonnés honorent leurs factures

La production facturée est de : $\frac{13069 \times 1570925}{9215} = 2227935\text{ m}^3$

Donc : $\frac{2227935}{7257600} = 30.70\%$ de la production annuelle

Les pertes sont très importantes et ne sont pas dues uniquement aux fuites ; elles sont estimées à **69.30%** de la production théorique annuelle.

Les causes sont multiples ; parmi lesquelles on peut citer :

- Vieillesse du réseau.
- Ruptures des conduites de refoulement et de distribution
- Pannes électriques (fréquentes)
- Groupes électropompes non adaptés (couple Q/HMT non optimum)
- Accessoires défectueuse (Robinetterie..).

Piquages illicites sur les réseaux de distributions et même sur les conduites d'adduction.

I-11-b. réseau actuel de la ville :

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la direction d'hydraulique d'AIN DEFLA et que la date de réalisation de certains tronçons revient à l'époque coloniale.

La position et les caractéristiques de la majorité des conduites reste inconnue ; nous avons donc opté comme la direction de la willaya pour une rénovation totale du réseau.

Conclusion :

Après avoir identifié la zone d'étude, nous concluons que la ville de KHEMIS Miliana, a un climat humide en hiver, chaud et sec en été, une géologie relativement jeune, et une réserve d'eau souterraine importante avec une exploitation intensive, donc il faut voir d'autre source de consommation pour laisser la nappe réalimenter.

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Chapitre II



CHAPITRE II:

ESTIMATION DES BESOINS

Introduction :

Les besoins en eau dépendent de la consommation des abonnés, mais aussi de divers facteurs, comme les pertes du réseau, ou les cessions non facturées (arrosage public, manœuvres incendie,...). Ces facteurs peuvent être connus dans la mesure où on enregistre la production et la consommation des abonnés. Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins (maximal journalier et horaire).

II-1-Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps.

KHEMIS-MILIANA croit à un rythme d'environ **1,89%**; le nombre d'habitants dans le futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n$$

P_n : population à l'horizon donné.

P_0 : population de l'année de référence.

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

τ : taux d'accroissement.

Taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

Selon le service technique de la commune de KHEMIS-MILIANA, la population avait atteint **69310** habitants en **1998** et a été évolué à **83506** habitants en **2008**. Le tableau suivant montre l'évolution du nombre d'habitants par district d'après le RGPH de 1998. (Données RGPH de 1998 et de 2008. fournies par APC de KHEMIS Miliana).

Tableau II-1 : Evolution de la population de KHEMIS Miliana

Année						
Districts	1998	2008	2011	2020	2030	2040
1	759	915	950	1146	1382	1666
2	913	1101	1143	1378	1662	2004
3	941	1135	1178	1421	1713	2066
4	663	800	830	1001	1207	1456
5	1035	1208	1254	1512	1824	2199
6	721	869	903	1089	1313	1583
7	789	951	988	1191	1436	1732
8	976	1177	1222	1473	1777	2143
9	922	1112	1154	1392	1679	2024
10	647	780	810	977	1178	1420
11	609	734	762	919	1109	1337
12	590	711	739	891	1074	1295
13	761	918	953	1149	1385	1671
14	800	965	1002	1208	1456	1756
15	879	1060	1100	1327	1600	1930
16	993	1197	1243	1499	1808	2180
17	599	722	750	904	1091	1315
18	456	550	571	688	830	1001
19	580	699	726	876	1056	1273
20	593	715	742	895	1080	1302
21	478	576	598	722	870	1049
22	475	573	595	717	865	1043
23	519	626	650	784	945	1139
24	433	522	542	654	788	951
25	547	660	685	826	996	1201
26	533	643	667	805	970	1170
27	379	457	474	572	690	832
28	882	1064	1104	1332	1606	1936
29	725	874	908	1095	1320	1592
30	691	833	865	1043	1258	1517
31	732	883	916	1105	1333	1607
32	586	707	734	885	1067	1287
33	689	831	863	1040	1254	1513

34	777	937	973	1173	1415	1706
35	1388	1660	1723	2078	2506	3022
36	1067	1287	1336	1611	1943	2343
37	697	841	873	1052	1269	1530
38	569	686	712	859	1036	1249
39	663	800	830	1001	1207	1456
40	851	1026	1065	1285	1549	1868
41	486	586	608	734	885	1067
42	783	944	980	1182	1426	1719
43	988	1191	1237	1492	1799	2169
44	851	1026	1065	1285	1549	1868
45	1174	1385	1438	1734	2091	2521
46	827	997	1035	1249	1506	1816
47	998	1204	1249	1507	1817	2191
48	927	1118	1161	1400	1688	2035
49	0	27	28	34	41	49
50	0	31	32	39	47	56
51	1334	1580	1640	1978	2385	2876
52	1191	1436	1491	1798	2168	2615
53	1024	1235	1282	1546	1864	2248
54	1052	1269	1317	1588	1915	2310
55	1268	1529	1587	1914	2308	2784
56	857	1033	1073	1294	1560	1882
57	1112	1341	1392	1679	2024	2441
58	723	872	905	1092	1316	1587
59	1034	1227	1274	1536	1852	2234
60	775	935	970	1170	1411	1701
61	787	949	985	1188	1433	1728
62	745	898	933	1125	1356	1636
63	565	681	707	853	1029	1240
64	681	821	853	1028	1240	1495
65	903	1089	1130	1363	1644	1983
66	498	601	623	752	907	1093
67	799	964	1000	1206	1455	1754
68	920	1109	1152	1389	1675	2020
69	689	831	863	1040	1254	1513
70	647	780	810	977	1178	1420
71	721	869	903	1089	1313	1583
72	880	1061	1102	1329	1602	1932
73	623	751	780	941	1134	1368
74	781	942	978	1179	1422	1715
75	854	1030	1069	1289	1555	1875
76	1137	1371	1423	1717	2070	2496
77	848	1023	1062	1280	1544	1862

78	840	1013	1052	1268	1529	1844
79	861	1038	1078	1300	1568	1890
80	790	953	989	1193	1438	1734
81	931	1123	1166	1406	1695	2044
82	1083	1306	1356	1635	1972	2378
83	837	1009	1048	1264	1524	1838
84	911	1099	1141	1375	1659	2000
85	806	972	1009	1217	1467	1770
86	608	733	761	918	1107	1335
87	799	964	1000	1206	1455	1754
88	476	574	596	719	867	1045
89	468	564	586	707	852	1027
90	339	409	424	512	617	744
96	172	207	215	260	313	378
Total	69310	83506	86692	104543	126070	152029

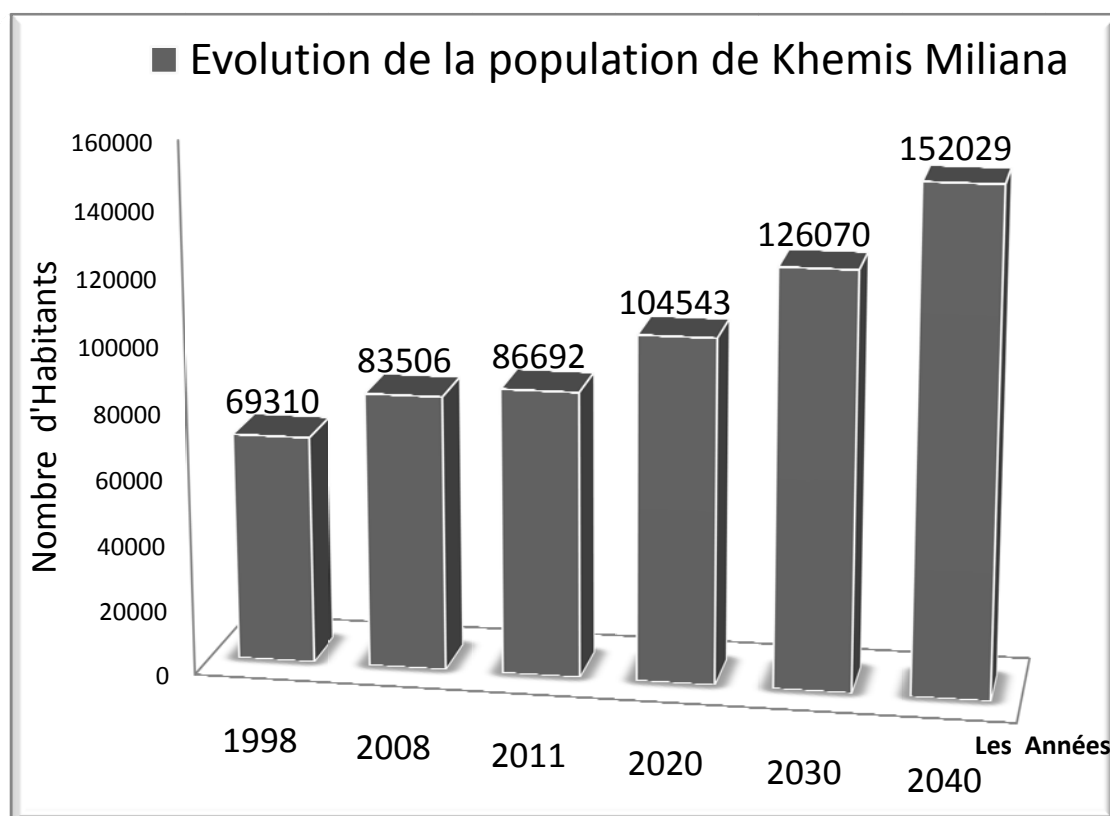


FIGURE II-1: Histogramme d'accroissement de la population de KHEMIS-MILIANA (1998-2040).

II-2- Estimation des Besoins journalière :**II-2-1.Généralité :**

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II-2- 2. Catégories des besoins :

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre Plusieurs types de besoins :

- besoins domestiques
- besoins publics
- besoins industriels
- Autre besoins (gendarmerie, sanitaire, protection civil...)

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions. Donc L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau et de la Disponibilité de la ressource.

II-2- 3.Choix de la dotation :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur.

- Les besoins industriels ne sont pas pris en charge dans cette étude, les industries sont alimentées indépendamment.
- Les autres besoins ont été pris en considération dans la dotation des habitants, au lieu de prendre 150 l/j/h on va prendre 200 l/j/h, cette dernière

remplace les besoins domestique, public et les autres besoins : c'est-à-dire les besoins d'Équipement.

Besoins des équipements :

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels.

L'estimation du débit moyen de consommation est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{Di \cdot Ni}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- Di : dotation journalière en l/j/hab.
- Ni : nombre de consommateurs.

AN :

Dotation : 200 l/j/hab. **y compris les besoins collectifs (Besoins moyens journaliers):**

Besoins actuels 2011:

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{200 \times 86692}{1000} = 17338,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoins futurs 2040:

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{200 \times 152029}{1000} = 30405,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II-2 : Evolution de la consommation de KHEMIS-Miliana

Années	1998	2008	2011	2020	2030	2040
Pop (hab)	69310	83506	86692	104543	127070	152029
Q_{moy} (m³/j)	13862	16701,2	17338,4	20908,6	25414	30405,8

II-3-Variation des débits de consommation dans le temps : [6]

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II-3-1.Coefficients d'irrégularité Journalières:

II-3-1-a. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max j}$ sur le $Q_{moy j}$, Il faut qu'on tient compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots(II-3-1-a)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{max j}$ Avec :

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on va prendre $K_{max,j} = 1,3 \dots\dots\dots(II-3-1-a)$

NB : Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de **10% à 30%**.

II-3-1-b. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II-3-1-b)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{min,j}$ varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas on prend **$K_{min,j} = 0,9$**

II-3-2. Coefficients d'irrégularité Horaires:

II -3-2-a. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II-3-2-a)$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2 à 1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend **$\alpha_{max} = 1,39$** .
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau N° II -9 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-3 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **152029 hab.**, donc **$\beta_{max} = 1,05$** .

$$K_{\max,h} = 1,4 * 1,05 = 1,46 \dots\dots\dots (II-3-2-a)$$

II -3-2-b. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin, h) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (II -3-2-b)$$

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,6$.

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

Le tableau N°II-10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-3 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **152029 hab.** donc $\beta_{\min} = 0,80$

$$K_{\min} = 0,6 * 0,8 = 0,48$$

II-3-2.Détermination des débits journaliers :

II-3-2-a. Consommation maximale journalière (Qmax, j) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots \text{(II-3-1-a)}$$

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m³/j ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier en m³/j ;
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule :**(II-3-1-a)**

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

Donc : $Q_{\max j} = 1,3.30405,8 = 39527,54 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\max j} = 39527,54 \text{ m}^3/\text{j}$$

II-3-2-a. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;
 $Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots \text{(II-3-1-b)}$

On prend $K_{\min, j} = 0,9$ d'où $Q_{\min, j} = 0,9 * 30405,8 = 27365,22 \text{ m}^3/\text{j}$

II-3-3. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II-3-3-a. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy } ,h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II-3-3-a.)}$$

- Avec :
- $Q_{\text{moy } ,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;
 - $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{39527,54}{24} = 1646,98 \text{ m}^3/\text{h}.$

$Q_{moy,h} = 1646,98 \text{ m}^3/\text{h} = 457,49 \text{ l/s}$

II-3-3-b. Détermination du débit maximum horaire :

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

$$K_{maxh} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \quad \text{Donc : } Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh}$$

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1646,98 \text{ m}^3/\text{h}.$
- $K_{max,h}$: coefficient de pointe, voir la formule (III-3-2-a)
- $Q_{max,h}$: débit max horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{max h} = 1,46 * 1646,98 = 2404,59 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{max h} = 2404,59 \text{ m}^3/\text{h}$
--

II-3-3-c. Détermination du débit minimum horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$K_{minh} = \frac{Q_{minh}}{Q_{moyh}} \quad \text{Donc : } Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh}$$

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1646,98 \text{ m}^3/\text{h}$
- $K_{min,h}$: coefficient de pointe, voir la formule 0,48 (III-3-2-b)
- $Q_{min,h}$: débit min horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{min h} = 0,48 * 1646,98 = 790,55 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{min h} = 790,55 \text{ m}^3/\text{h}$

II-4-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le **Tableau II-4** :

Tableau II-4 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.5	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.95	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.15	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.65	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.45	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition ≥ 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2040** sera **152029 hab.**), dont la partition est indiquée dans le Tableau N° II -12.

II-5-Calcul de la consommation horaire :

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux a plus fort débit instantané, soit En l'heure de pointe

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P(\%).Q_{maxj}}{100} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{ (II-5)}$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire [m3/h]

Q_{maxj} : débit journalière [m3/j]

P% : pourcentage horaire (est donné par le tableau ci après).

Tableau II-4: Variation des débits horaires.

Heurs	Consommation Totale Qmaxj		Consommation Cumulée	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0-1	3.35	1324.17	3.35	1324.17
1-2	3.25	1284.65	6.6	2608.82
2-3	3.3	1304.41	9.9	3913.23
3-4	3.2	1264.88	13.1	5178.11
4-5	3.25	1284.65	16.35	6462.75
5-6	3.5	1383.46	19.85	7846.22
6-7	3.95	1561.34	23.8	9407.55
7-8	4.45	1758.98	28.25	11166.53
8-9	5.2	2055.43	33.45	13221.96
9-10	5.15	2035.67	38.6	15257.63
10-11	4.85	1917.09	43.45	17174.72
11-12	4.6	1818.27	48.05	18992.98
12-13	4.65	1838.03	52.7	20831.01
13-14	4.55	1798.50	57.25	22629.52
14-15	4.75	1877.56	62	24507.07
15-16	4.7	1857.79	66.7	26364.87
16-17	4.65	1838.03	71.35	28202.90
17-18	4.45	1758.98	75.8	29961.88
18-19	4.4	1739.21	80.2	31701.09
19-20	4.3	1699.68	84.5	33400.77
20-21	4.3	1699.68	88.8	35100.46
21-22	3.75	1482.28	92.55	36582.74
22-23	3.75	1482.28	96.3	38065.02
23-24	3.7	1462.52	100	39527.54
Total	100	39527.54		

D'après le tableau on a : $Q_{\max,h} = 2055,43 \text{ m}^3/\text{h}$ $Q_{\min,h} = 1264,88 \text{ m}^3/\text{h}$

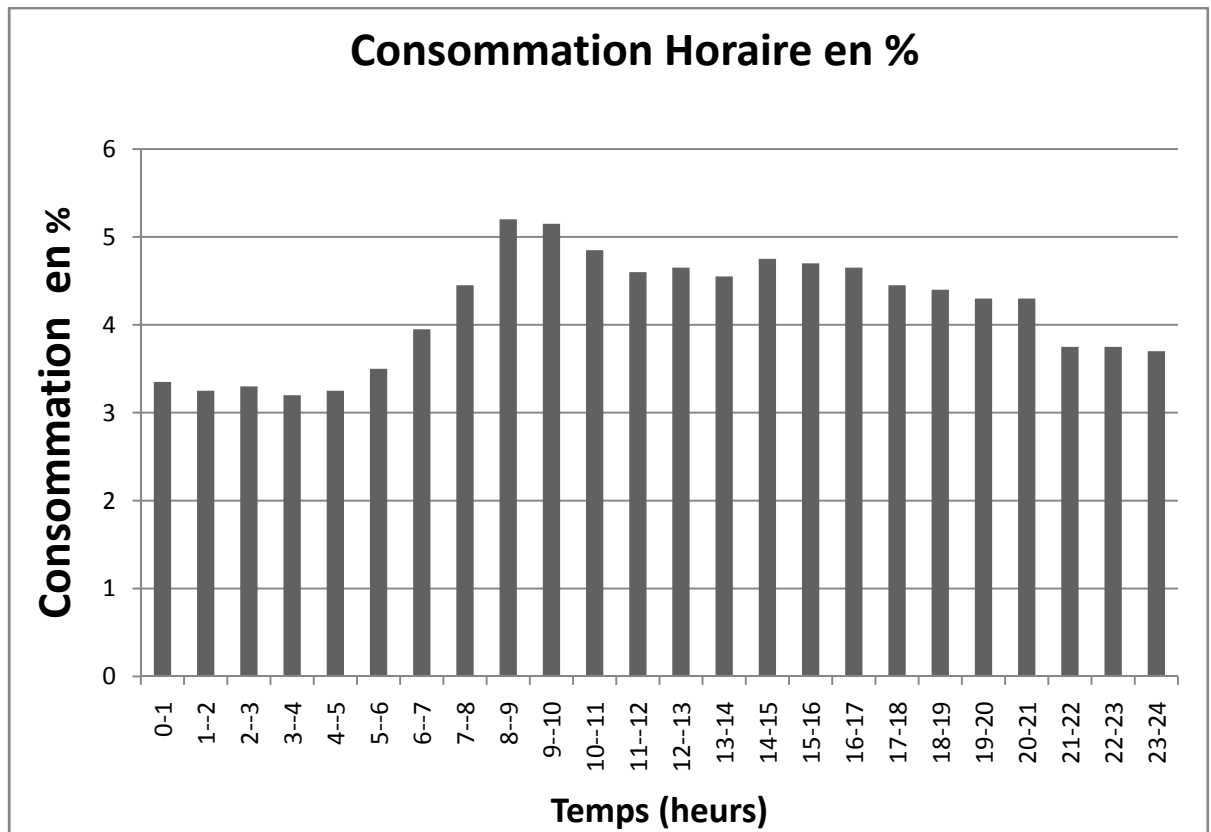


FIGURE II-2: Graphique de le Consommation horaire.

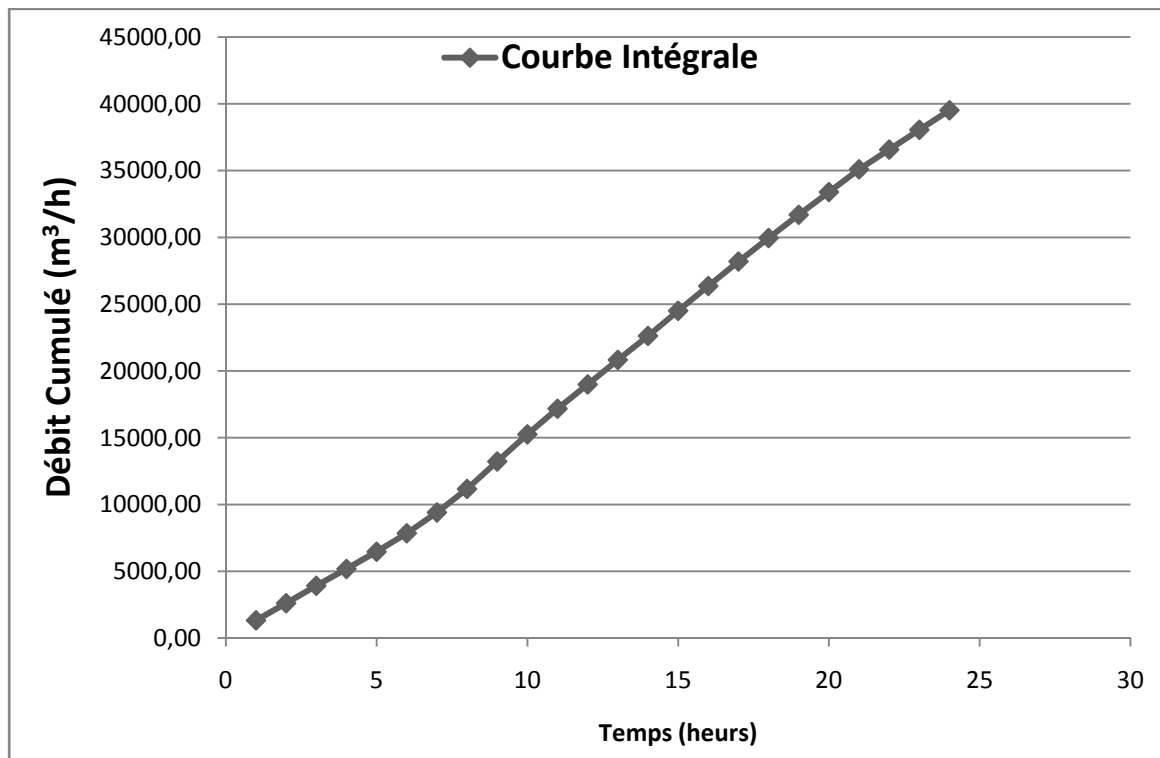


FIGURE II-3: Courbe Intégrale de la Consommation.

II-6-Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires graphiquement :

C'est le rapport entre le débit maximal ou minimal horaire par rapport au débit moyen horaire. Les résultats de calcul représentés dans le Tableau III-5 :

Tableau II-5 : Coefficients d'irrégularités max et min horaire.

	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m ³ /h)	$K_{\max, h}$	$K_{\min, h}$
2040					
Graphique	2055,43	1264,88	1646,98	1,25	0,77
Analytique	2338,71	790,55	1646,98	1,42	0,48

On va prendre le grand débit max horaire, Analytique, pour éviter le sous dimensionnement.

Pour la détermination des ressources en eaux on distingue deux scénarios:

- **Utilisation des eaux souterraine:** la ville de KHEMIS MILLIANA est alimentée que par des forages (9 forages) plus les forages destinés à l'Irrigation et les Industries situés dans la plaine du Chélif sur une nappe qui ne dépasse pas les 10Km, c'est une exploitation énorme de la nappe.
- **Utilisation des eaux d'Adduction:** La politique suivie par le gouvernement prévoit l'orientation de toutes les capacités nationales en ressources superficielles disponibles et l'ensemble des projets relatifs aux barrages devant être réalisés à l'avenir, vers l'irrigation agricole et l'alimentation des ménages en eau potable, a affirmé M. Sellal lors d'une conférence de presse, en marge d'une visite de travail et d'inspection dans la wilaya d' Ain Defla.

Conclusion :

Nous avons remarqué que le nombre de la population de KHEMIS Miliana a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière, connaissons que tous les eaux de consommation et de type souterraine ; Il est donc nécessaire de prévoir d'autre sources d'alimentation mis à part le barrage de Sidi M'Hamed Ben Taïba (75 Mm³) et qui peut répondre à la double destination :

- Agricoles
- Domestique.

Chapitre III



CHAPITRE III:

CAPACITE DES RESERVOIRS ET LE BILAN D'EAU

Introduction :

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

L'alimentation est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière ; cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12 heures en cas de défectuosité des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

Il convient de souligner que l'existence des réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont reposées.

III.1. Rôle des réservoirs :

➤ Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoule par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consomme. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoule et celui consomme.

➤ Augmentation des pressions :

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est place a un point et a une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points les plus éloignés.

➤ **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :**

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

➤ **Utilité pour briser la charge :**

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

➤ **Assure la réserve d'incendie :**

On peut avoir deux cas:

- un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

On ajoute aussi :

- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- ✓ Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- ✓ Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- ✓ Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- ✓ Jouer le rôle de relais ; [8]

III.2.Emplacement des réservoirs :

D'un point de vue purement hydraulique et économique, il y a tout intérêt à implanter un réservoir au centre de gravité de l'agglomération qu'il doit desservir. Mais certaines autres considérations, notamment esthétiques, font que ce choix n'est pas toujours possible.

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, a l'extrémité de la ville ou a proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon a pouvoir Satisfaire les abonnés de point de vue pression.

III.3. Choix du type du réservoir :

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs importants pour le choix de l'ouvrage.

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve imposé, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, tous réservoirs sont construit en maçonnerie.

III.4. Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit a l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de

cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a double bride. [4]

III.4.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le fond, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage.

Cette arrivé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter où à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

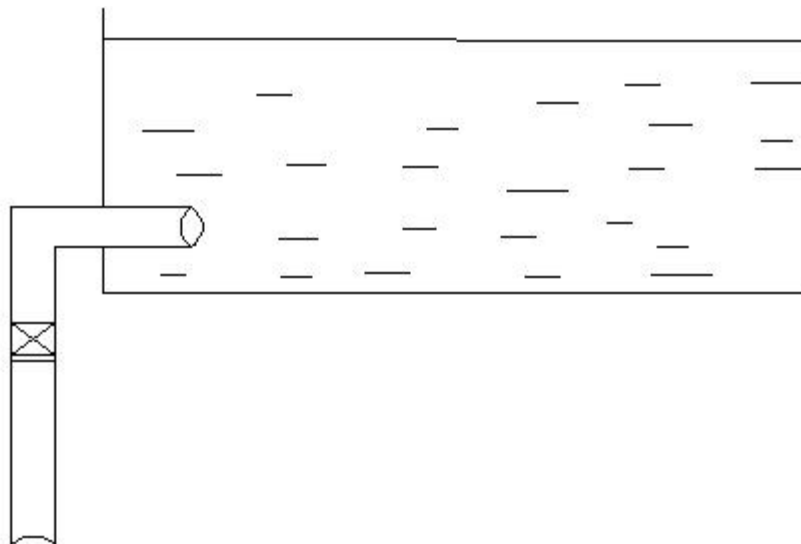


Figure III.4.1 : Conduite d'arrivée.

III.4.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite, la cavitation).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse (Vanne papillon) permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

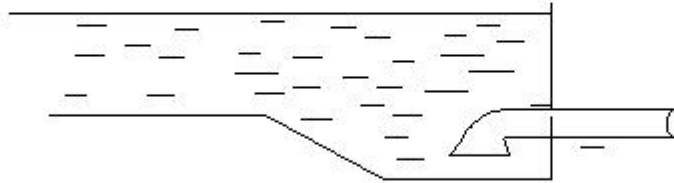


Figure III.4.2 : Conduite de départ

III.4.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

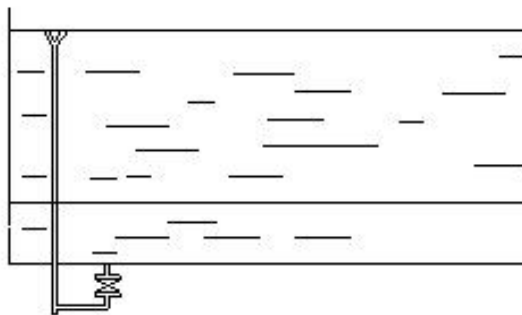


Figure III.4.3: Conduite de trop plein et de trop plein.

III.4.4 Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.4.5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quant le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge.

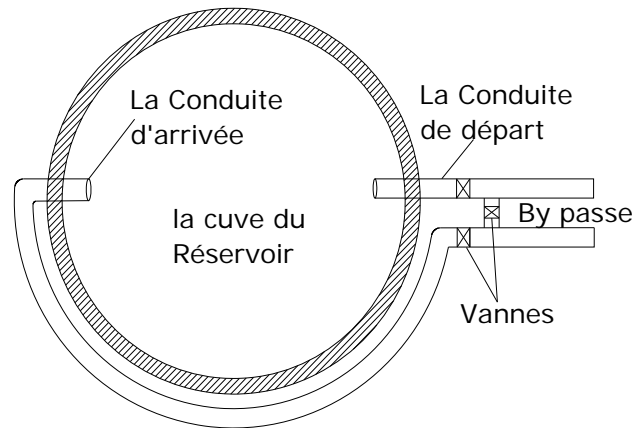


Figure III.4.4: By passe avec la conduite d'arrivée et de départ.

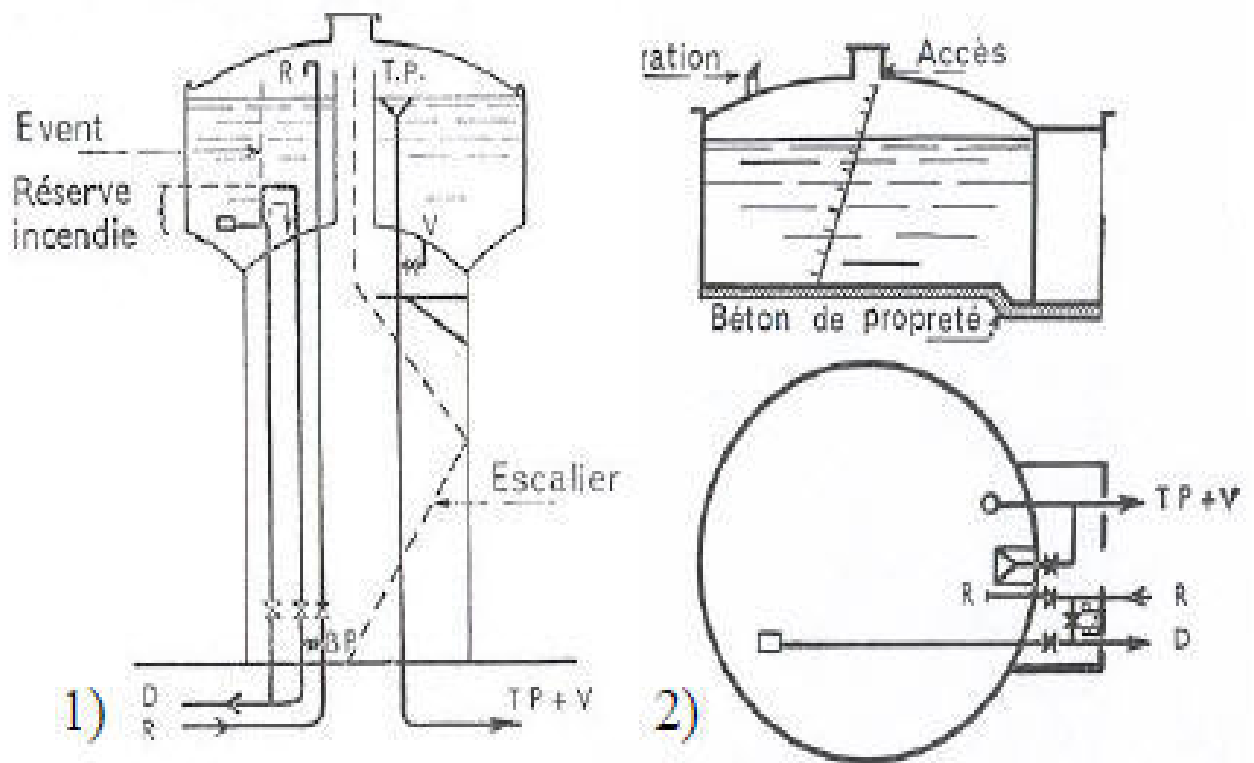


Figure III.4.4: Schéma Récapitulatif.

III-5- BILAN D'EAU (DÉFICIT / EXCÈS) :

Actuellement la ville dispose d'une ressource en eau exploitable de **280 l/s** ; les besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 sont estimés de **292.09 l/s**.

Tableau III-1: évolution Bilan (déficit/excès) en eau

	1998	2008	2011	2020	2030	2040
Population (hab)	69310	83506	86692	104543	126070	152029
Q moy jour (l/s)	160.44	193.30	200.68	242.00	291.83	351.92
Ressources en eau	280 l/s					
Excès (+), déficit (-)	119.56	86.70	79.32	38.00	-11.83	-71.92

A court et moyen terme, les ressources en eau existantes sont suffisantes

À l'approche de l'année 2030 l'agglomération de Khemis Miliana serait déficitaire de **12 l/s** si aucune amélioration n'est apportée en matière de renforcement en alimentation en eau potable.

Dans le cadre de l'étude du transfert à partir du barrage SIDI M'HAMED BENTAIBA, pour l'alimentation en eau potable des centres de MEKHATRIA, AIN DEFLA, ARIB, SIDI LAKHDAR & KHEMIS MILIANA.

Remarque : dans le cadre de la protection de la nappe de la plaine de Chélif, on ne doit pas utiliser les eaux des forages, et on va assurer la consommation que par les eaux de barrage, pour préserver la nappe.

III-6. RÉSERVOIRS ET LEURS CAPACITES:

La capacité pratique des réservoirs se situe généralement entre 30% et 80% de la consommation maximale journalière.

La capacité de stockage existante est de **12 000 m³**, A court et moyen terme les capacités existantes sont suffisantes.

Si on veut connaître l'évolution de la capacité de stockage au cours de temps, on va faire une estimation sur la capacité, pour prendre une idée à quelle horizon faut il

augmenter la capacité de stockage, supposons que le volume de stockage égale a 30% de la consommation journalière.

Tableau III-2: Evolution des capacités de stockage :

Années	1998	2008	2011	2020	2025	2030	2040
Population (hab)	69310	83506	86692	104543	114804	126070	152029
Q moy jour (l/s)	160.44	193.30	200.68	242.00	265.75	291.83	351.92
Q max jour (m3/j)	18021	21712	22540	27181	29849	32778	39528
Stockage théorique (m3)	7208	8685	9016	10872	11940	13111	15811
capacité existante(m3)	12000						
Déficits ou Excés (m3)	4792	3315	2984	1128	60	-1111	-3811

D'après le **Tableau III-2** on remarque que la capacité de stockage est suffisante a court et moyen terme (2025), c'est-à-dire que les réservoirs existant de point de vue capacité sont suffisant, et après on ai besoin d'implanter un autre réservoir.

CHAPITRE III: CAPACITE DES RESERVOIRS ET LE BILAN D'EAU

Tableau III-3: Ouvrages de stockage

Dénomination	Capacité (m ³)	Type Et Forme	Coordonnées			Destination	réalisation
			X	Y	Z		
SIDI MOKHFI	2000	Semi enterré	459.20	329.80	420.00	SOUFAY-DARDARA	1995
EUCALYPTUS	1500	Semi enterré	458.30	329.60	340.00	SOUFAY-DARDARA	1979
MENAD	300	Semi enterré	458.00	330.00	408.00	HAY MENAD	1979
SIDI ABDELKADER	500	Semi enterré	457.70	329.75	380.00	CENTRE VILLE	1963
SIDI M'HAMED 1	2000	Semi enterré	457.00	329.75	360.00	CENTRE VILLE	1963
SIDI M'HAMED 2	2000	Semi enterré	456.75	329.75	400.00	SOUAMAA-OUED RIHANE	1993
PIZANI	2*250	Semi enterré	456.80	329.70	375.00	SOUAMAA ANCIEN	1959
OUED RIHANE 1	100	Semi enterré	454.20	330.00	360.00	OUED RIHANE BAS	1990
OUED RIHANE 2	100	Semi enterré	454.30	330.00	360.00	OUED RIHANE HAUT	1995
OUED RIHANE 3	1000	Semi enterré	456.75	330.10	426.50	OUED RIHANE - LOTI. FONAL	1997
Réservoir 2*250m ³	500	Semi enterré				abandonné	Période coloniale
Réservoir surélevé.	1500	Surélevé				POS 12	2007
Réservoir projeté. (AEP Barrage BENTAIBA)	a déterminé	Semi enterré				OUED RIHANE	---

Réservoir SIDI MOKHFI:



Figure III.5.1: Réservoir Sidi MEKHFI



Figure III.5.2: Conduite de refoulement



Figure III.5.3: By pass



Figure III.5.4: Compteurs

Réservoir EUCALYPTUS:



Figure III.5.5: Réservoir Eucalyptus.



Figure III.5.6: Conduite d'arrivée et du trop plein.



Figure III.5.6: Conduite d'arrivée et du trop plein.

Réservoir SIDI ABDELKADER:



Figure III.5.7: Conduite d'arrivée et l'accès au Réservoir.

Réservoir SIDI M'HAMED 1:



Figure III.5.8: Conduite d'arrivée.



Figure III.5.9: By pass de la Conduite de départ.

Réservoir SIDI M'HAMED 2:



Figure III.5.10: Réservoir SIDI M'HAMED 2. Figure III.5.11: Conduite de départ et du vidange.



Figure III.5.12: Conduite du trop plein et l'échelle d'accès.

Réservoir PIZANI:



Figure III.5.13: Réservoirs PIZANI (2×250).

Réservoir OUED RIHANE 1et2:



Figure III.5.14: Réservoirs OUED RIHANE (2×100). Figure III.5.15: Photos intérieurs.

Réservoir OUED RIHANE 3 (1000m³):



Figure IV.5.16: Réservoir Oued RIHQNE3. Figure IV.5.17: Conduites d'arrivé et du trop plein.

Réservoir Surélevé:



Figure IV.5.18:Photo d'extérieurs.



Figure IV.5.19: photos de l'intérieur.

III-7.Détermination de la capacité du réservoir d'Arrivé:

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits a l'entrée comme a la sortie, c'est-a-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation.

Aux volumes ainsi obtenus, il y a lieu d'ajouter, éventuellement, la réserve d'incendie ainsi que le volume nécessaire de manière à conserver une charge minimum de 0.50 m (1.00 m si possible) au-dessus de la génératrice supérieures de la conduite de distribution pour éviter des entrées d'air dans la canalisation. [2]

III-8.Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder a :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de Consommation totale déduite a partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompe.
- Soit a la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

Tableau III-4: Calcul de la capacité de réservoir d'arrivé.

Heurs	Consommation	Refoulement	Arrivée	Départ	Le Reste	Le Reste
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	3.35	4.17	0.82	-	2.13	0.82
1--2	3.25	4.17	0.92	-	3.05	1.74
2-3	3.3	4.17	0.87	-	3.92	2.61
3-4	3.2	4.17	0.97	-	4.89	3.58
4-5	3.25	4.17	0.92	-	5.81	4.5
5-6	3.5	4.17	0.67	-	6.48	5.17
6-7	3.95	4.17	0.22	-	6.7	5.39
7-8	4.45	4.17	-	0.28	6.42	5.11
8-9	5.2	4.17	-	1.03	5.39	4.08
9-10	5.15	4.17	-	0.98	4.41	3.1
10-11	4.85	4.17	-	0.68	3.73	2.42
11-12	4.6	4.17	-	0.43	3.3	1.99
12-13	4.65	4.17	-	0.48	2.82	1.51
13-14	4.55	4.17	-	0.38	2.44	1.13
14-15	4.75	4.17	-	0.58	1.86	0.55
15-16	4.7	4.17	-	0.53	1.33	0.02
16-17	4.65	4.17	-	0.48	0.85	-0.46
17-18	4.45	4.17	-	0.28	0.57	-0.74
18-19	4.4	4.17	-	0.23	0.34	-0.97
19-20	4.3	4.17	-	0.17	0.17	-1.14
20-21	4.3	4.17	-	0.17	0	-1.31
21-22	3.75	4.17	0.42	-	0.42	-0.89
22-23	3.75	4.17	0.42	-	0.84	-0.47
23-24	3.7	4.17	0.47	-	1.31	0
Total	100					

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique. Cette capacité sera déduite a partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures, en ajoutant bien sur la réserve minimal destinée a l'incendie, elle est

estimée a 120m^3 c'est-a-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit, Le volume utile est donner par la relation suivante :

$$V_{\text{cal}} = P\% * Q_{\text{max},j} \dots\dots\dots(\text{III-8})$$

P% : représente le maximum des restes de $Q_{\text{max},j}$.

Le volume sera dans ce cas :

$$V_r = \frac{|5,39|+|-1,31|}{100} \cdot Q_{\text{max},j} = \frac{6,7}{100} \cdot 39527,54 = \mathbf{2649 \text{ m}^3}$$

Donc : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 2649 + 120.3 = 3000 \text{ m}^3$

$V_T = 3000 \text{ m}^3$

NB : 3 : pour 3 zones de la ville de Khemis Miliana.

La conduite de refoulement devrait aboutir au réservoir projeté $2*1500 \text{ m}^3$ situé à proximité du réservoir 1000m^3 de OUED RIHANE.

Conclusion:

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de vérifier s'il y a intérêt de projeter un réservoir, mais le calcul nous a amené à un volume de 3000m^3 plus petit que les réservoirs existants de volume $12\ 000 \text{ m}^3$.

On a jugé nécessaire de dire que le réservoir 3000m^3 est largement suffisant, comme réservoir d'arrivé, pour alimenter la commune à l'horizon étudié. Dans notre étude nous n'avons pas besoin de dimensionner un autre réservoir.

Tous les réservoirs cités sont en fonctionnement mais tous ces réservoirs nécessitent des réparations et des entretiens sauf le réservoir d'EUCALYPTEUS et le réservoir Surélevé qui sont en bon état.

Chapitre IV

The image features the text "Chapitre IV" in a large, bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slightly irregular, hand-drawn appearance. Below the main text, there is a shadow or reflection of the same text in a gold color. This shadow is rendered with a fine grid or mesh pattern, giving it a textured, metallic look. The shadow is positioned directly beneath the main text and is slightly offset to the right, creating a sense of depth and three-dimensionality. The entire graphic is set against a plain white background.

CHAPITRE IV:

RESEAUX DE DISTRIBUTION

Introduction:

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.).

IV-1 - PRESENTATION GENERALE D'UN SYSTEME D'ALIMENATION EN EAU POTABLE:

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est l'ensemble des ouvrages qui permettent de mettre de l'eau à la disposition des habitants, est composé d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle.

Le système d'AEP comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées au captage (1, 3), au traitement (5), au transport (2, 6, 8), au stockage (7) et à la distribution de l'eau potable (9) chez les différents consommateurs (10) (Figure IV.1). [7]

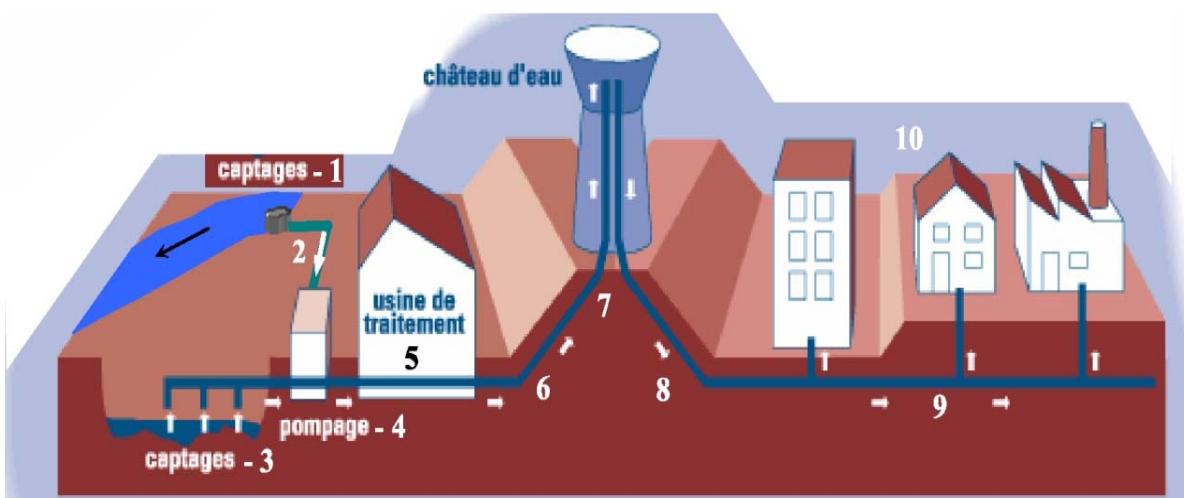


Figure IV.1: Schéma général d'alimentation en l'eau potable

IV-1 –a. Captage d'eau de surface et souterraine:

L'eau destinée à être traitée puis distribuée dans les réseaux publics peut être prélevée, soit par captage des sources, soit par des puits ou des forages dans de vastes nappes d'eau souterraine (3) (qui sont alimentées par l'infiltration directe des eaux de pluie ou par celle de l'eau de ruissellement ou d'accompagnement de rivières), soit par prise d'eau dans les rivières (1), dans des retenues, ou dans des lacs. Dans les deux premiers cas, nous sommes en présence d'eaux souterraines, dans le troisième cas, ce sont des eaux superficielles. [7]

IV-1 –b. Le réseau de distribution d'eau potable:

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- Consommation de pointe horaire
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- Situations particulières

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc...

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- *Les artères*, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station du pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles

puissent alimenter le secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées

- Les conduites de services, dont le diamètre varie entre 250-150 mm, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements.
- *Les branchements.* C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles. [7]

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccordements (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux étagés,
- Les réseaux combinés.

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (position 1, Figure IV.2).

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, Figure IV.2), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié. [7]

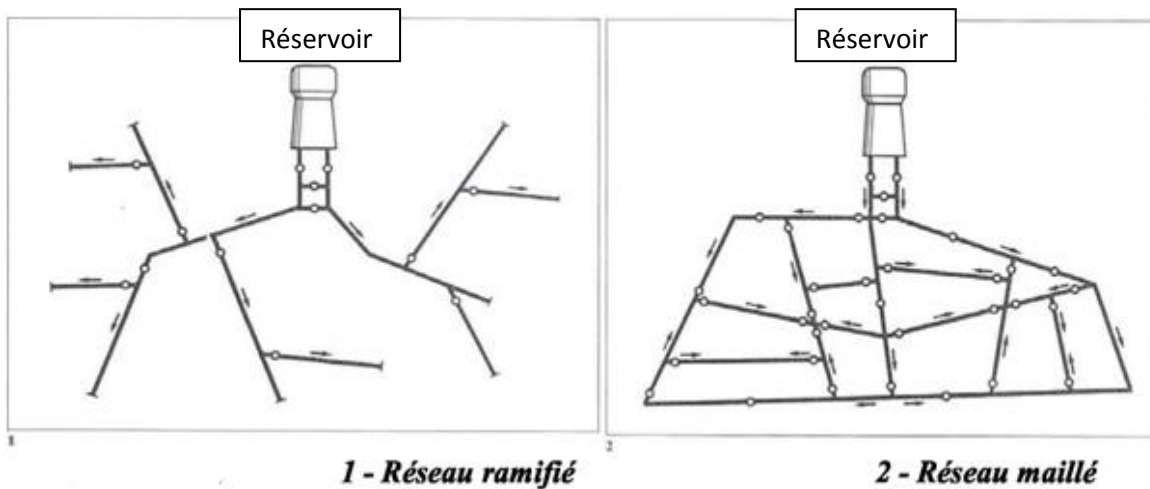


Figure IV.2: Réseaux de distribution ramifié et maillé.

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée : les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Si la topographie du territoire desservi par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

Avec le réseau étagé (Figure IV.3), il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

Les réseaux d'alimentations distinctes distribuent, d'une part, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et d'autre part, l'eau réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage de la rue et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes.

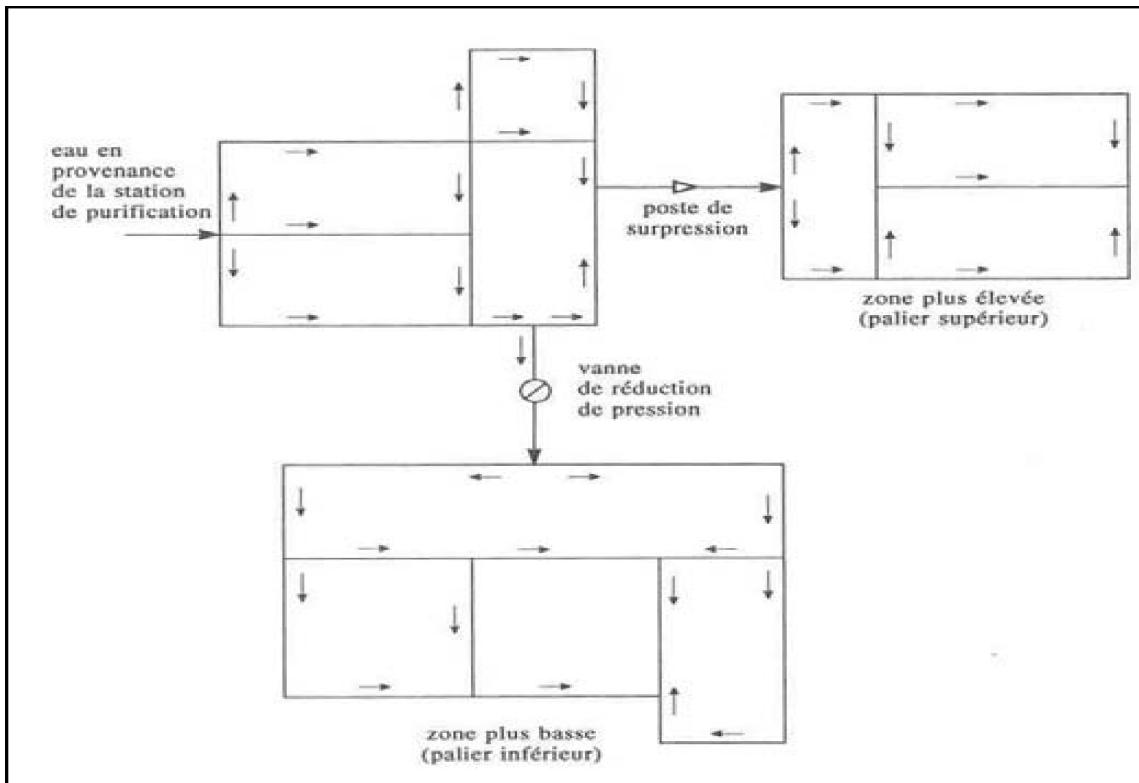


Figure IV.3: Le réseau étagé.

Pour que l'eau soit distribuée en quantité suffisante et à une pression appropriée conformément aux exigences locales, on peut l'acheminer soit par gravité, à l'aide d'un ou plusieurs postes de surpression couplés à un ou plusieurs réservoirs soit à l'aide de postes de surpression seulement.

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules. [7]

IV -2- Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- i. L'emplacement des quartiers
- ii. L'emplacement des consommateurs
- iii. Le relief
- iv. Le souci d'assurer un service souple et précis.

1. Choix du type de réseau :

On a une agglomération dense avec une population importante ce qui nous conduit. Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on opte à un réseau maillé pour bien satisfaire les consommateurs.

a. Le réseau maillé :

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle est dite maille.

b. Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution. [1]

2. Principe du tracé du réseau maillé :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instructions à respecter, à savoir :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau ;
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires ;

3. Calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

a. loi des nœuds :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

b. loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

4. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). [11]

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- Disponibilité sur le marché;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
- Possibilité d'éviter les coudes par son flexibilité;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite);
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C. [8]

Et l'inconvénient est que de nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements).

5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- Les débits routes pendant les heures considérées ;
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes ;
- Les débits supposés concentrés aux nœuds ;

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

a. Calcul des débits :

i. Débits en route :

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc}$$

Avec : Q_r : débit en route (l/s) ;

Q_p : débit de pointe (l/s) ;

Q_{conc} : débit concentré (l/s).

ii. Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{sp} = Q_r / \sum L_i$$

q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;

$\sum L_i$: somme des longueurs (m).

iii. Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * L_i$$

$$Q_{nd} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

l_i : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} : débit au nœud (l/s) ;

Les résultats sont comme suit :

a- cas de pointe :

Dans notre cas on n'a pas des débits concentré par ce que tous les usines sont alimenté indépendamment, donc :

$$Q_{conc} = 0 \text{ et } Q_p = 667,94 \text{ l/s} \longrightarrow Q_r = 667,94 \text{ l/s.}$$

$$\sum Li = 30213,81 \text{ m} \longrightarrow q_{sp} = 0,0221 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau IV-1 : détermination des débits routes et spécifique.

Tronçons	Long (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	qsp (l/s)	qri (l/s)
T-1	581,65	N-2	N-3	0,0221	12,85
T-2	528,19	N-4	N-1		11,67
T-3	1 093,56	N-2	N-5		24,17
T-4	980,67	N-3	N-5		21,67
T-5	304,68	N-5	N-6		6,73
T-6	377,28	N-6	N-7		8,34
T-7	528,52	N-7	N-8		11,68
T-8	155,45	N-8	N-9		3,44
T-9	774,32	N-9	N-10		17,11
T-10	365,21	N-10	N-6		8,07
T-11	1 036,76	N-1	N-11		22,91
T-12	886,06	N-11	N-12		19,58
T-13	817,56	N-13	N-1		18,07
T-14	434,74	N-12	N-14		9,61
T-15	491,4	N-14	N-13		10,86
T-16	844,43	N-14	N-15		18,66
T-17	500,34	N-15	N-16		11,06
T-18	389,62	N-16	N-13		8,61

T-19	542,23	N-15	N-17		11,98
T-20	1 121,27	N-17	N-18		24,78
T-21	125,4	N-18	N-19		2,77
T-22	526,56	N-19	N-16		11,64
T-23	609,63	N-19	N-20		13,47
T-24	637,35	N-20	N-13		14,09
T-25	276,21	N-19	N-21		6,10
T-26	274,42	N-22	N-20		6,06
T-27	553,99	N-21	N-23		12,24
T-28	176,26	N-23	N-24		3,90
T-29	838,84	N-24	N-25		18,54
T-30	138,67	N-25	N-26		3,06
T-31	466,72	N-26	N-27		10,31
T-32	658,43	N-20	N-28		14,55
T-33	202,78	N-28	N-4		4,48
T-34	324,13	N-27	N-29		7,16
T-35	553,18	N-29	N-30		12,23
T-36	383,77	N-29	N-32		8,48
T-37	556,66	N-32	N-30		12,30
T-38	177,6	N-31	N-33	0,0221	3,92
T-39	176,14	N-3	N-34		3,89
T-40	590,08	N-34	N-4		13,04
T-41	135,02	N-33	N-34		2,98
T-42	668,76	N-27	N-35		14,78
T-43	253,86	N-35	N-28		5,61
T-44	346,86	N-32	N-36		7,67
T-45	559,8	N-36	N-31		12,37
T-46	254,5	N-35	N-36		5,62
T-47	312,63	N-37	N-38		6,91
T-48	501,22	N-38	N-39		11,08
T-49	292,76	N-39	N-40		6,47
T-50	640,3	N-40	N-41		14,15
T-51	518,81	N-41	N-37		11,47
T-52	287,98	N-7	N-42		6,36
T-53	126,27	N-40	N-42		2,79
T-54	1 263,86	N-41	N-31		27,93
T-55	403,94	N-43	N-44		8,93
T-56	353,34	N-44	N-46		7,81
T-57	449,94	N-46	N-45		9,94

T-58	411,83	N-47	N-43	0,0221	9,10
T-59	754,45	N-45	N-47		16,67
T-60	153,05	N-18	N-49		3,38
T-61	484,15	N-49	N-47		10,70
T-62	650,05	N-48	N-49		14,37
T-63	204,43	N-21	N-50		4,52
T-64	592,87	N-50	N-22		13,10
T-66	295,26	N-45	N-51		6,53
T-67	228,95	N-51	N-48		5,06
T-69	295,27	N-25	N-52		6,53
T-70	303,71	N-52	N-22		6,71
T-72	514,64	N-30	N-53		11,37
T-73	307,6	N-53	N-31		6,80
T-77	374,45	N-54	N-42		8,28
T-78	129,97	N-1	N-55		2,87
T-79	657,97	N-55	N-2		14,54

Tableau IV-2 : Débits nodaux pour le cas de pointe.

Nœuds	Tronçons Apparents	Q _{nodaux} (l/s)	Q _{concentré}	Q _{total}
N-1	T-2, T-11, T-13, T-78	27,76	0	27,76
N-2	T-1, T-3, T-79	25,78	0	25,78
N-3	T-1, T-4, T-39	19,21	0	19,21
N-4	T-2, T-33, T-40	14,60	0	14,60
N-5	T-3, T-4, T-5	26,29	0	26,29
N-6	T-5, T-6, T-10	11,57	0	11,57
N-7	T-6, T-7, T-52	13,19	0	13,19
N-8	T-7, T-8	7,56	0	7,56
N-9	T-8, T-9	10,27	0	10,27
N-10	T-9, T-10	12,59	0	12,59
N-11	T-11, T-12	21,25	0	21,25
N-12	T-12, T-14	14,59	0	14,59
N-13	T-13, T-15, T-18, T-24	25,81	0	25,81
N-14	T-14, T-15, T16	19,56	0	19,56
N-15	T-16, T-17, T-19	20,85	0	20,85
N-16	T-17, T-18, T-22	15,65	0	15,65
N-17	T-19, T-20	18,38	0	18,38
N-18	T-20, T-21, T-60	15,47	0	15,47

N-19	T-21, T-22, T-23, T-25	16,99	0	16,99
N-20	T-23, T-24, T-26, T-32	24,09	0	24,09
N-21	T-25, T-27, T-63	11,43	0	11,43
N-22	T-26, T-64, T-70	12,94	0	12,94
N-23	T-27, T-28	8,07	0	8,07
N-24	T-28, T-29	11,22	0	11,22
N-25	T-29, T-30, T-69	14,06	0	14,06
N-26	T-30, T-31	6,69	0	6,69
N-27	T-31, T-34, T-42	16,13	0	16,13
N-28	T-32, T-33, T-43	12,32	0	12,32
N-29	T-34, T-35, T-36	13,93	0	13,93
N-30	T-35, T-37, T-72	17,95	0	17,95
N-31	T-38, T-45, T-73, T-54	25,51	0	25,51
N-32	T-36, T-37, T-47	13,85	0	13,85
N-33	T-38, T-41	3,45	0	3,45
N-34	T-39, T-40, T-41	9,96	0	9,96
N-35	T-42, T-43, T-46	13,01	0	13,01
N-36	T-44, T-45, T-46	12,83	0	12,83
N-37	T-47, T-51	9,19	0	9,19
N-38	T-47, T-48	8,99	0	8,99
N-39	T-48, T-49	8,77	0	8,77
N-40	T-49, T-50, T-53	11,71	0	11,71
N-41	T-50, T-51, T-54	26,77	0	26,77
N-42	T-52, T-53, T-77	8,72	0	8,72
N-43	T-55, T-58	9,01	0	9,01
N-44	T-55, T-56	8,37	0	8,37
N-45	T-57, T-59, T-66	16,57	0	16,57
N-46	T-56, T-57	8,88	0	8,88
N-47	T-58, T-59, T-61	18,24	0	18,24
N-48	T-62, T-67	9,71	0	9,71
N-49	T-60, T-61, T-62	14,22	0	14,22
N-50	T-63, T-64	8,81	0	8,81
N-51	T-66, T-67	5,79	0	5,79
N-52	T-69, T-70	6,62	0	6,62
N-53	T-72, T-73	9,09	0	9,09
N-54	T-77	4,14	0	4,14
N-55	T-78, T-79	8,71	0	8,71

b- cas de point plus incendie :

On fait les même étapes de calcul avec le cas de pointe sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouter comme un débit concentré aux points défavorable (faible pression et débit) ;

$$Q_{\text{conc}} = 0 \text{ et } Q_p = 667,94 \text{ l/s} \longrightarrow Q_r = 667,94 \text{ l/s.}$$

$$\Sigma Li = 30213,81 \text{ m} \longrightarrow q_{\text{sp}} = 0,0221 \text{ l/s/ml}$$

Nous avons les points (**N-26** et **N-30**) comme étant le plus défavorable ;

Tableau IV-3 : Débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.

Nœuds	Tronçons Apparents	Q _{nodaux} (l/s)	Q _{concentré}	Q _{total}
N-1	T-2, T-11, T-13, T-78	27,76	0	27,76
N-2	T-1, T-3, T-79	25,78	0	25,78
N-3	T-1, T-4, T-39	19,21	0	19,21
N-4	T-2, T-33, T-40	14,60	0	14,60
N-5	T-3, T-4, T-5	26,29	0	26,29
N-6	T-5, T-6, T-10	11,57	0	11,57
N-7	T-6, T-7, T-52	13,19	0	13,19
N-8	T-7, T-8	7,56	0	7,56
N-9	T-8, T-9	10,27	0	10,27
N-10	T-9, T-10	12,59	0	12,59
N-11	T-11, T-12	21,25	0	21,25
N-12	T-12, T-14	14,59	0	14,59
N-13	T-13, T-15, T-18, T-24	25,81	0	25,81
N-14	T-14, T-15, T16	19,56	0	19,56
N-15	T-16, T-17, T-19	20,85	0	20,85
N-16	T-17, T-18, T-22	15,65	0	15,65
N-17	T-19, T-20	18,38	0	18,38
N-18	T-20, T-21, T-60	15,47	0	15,47
N-19	T-21, T-22, T-23, T-25	16,99	0	16,99
N-20	T-23, T-24, T-26, T-32	24,09	0	24,09
N-21	T-25, T-27, T-63	11,43	0	11,43
N-22	T-26, T-64, T-70	12,94	0	12,94
N-23	T-27, T-28	8,07	0	8,07

N-24	T-28, T-29	11,22	0	11,22
N-25	T-29, T-30, T-69	14,06	0	14,06
N-26	T-30, T-31	6,69	17	23,69
N-27	T-31, T-34, T-42	16,13	0	16,13
N-28	T-32, T-33, T-43	12,32	0	12,32
N-29	T34, T-35, T-36	13,93	0	13,93
N-30	T-35, T-37, T-72	17,95	17	34,95
N-31	T-38, T-45, T-73, T-54	25,51	0	25,51
N-32	T-36, T-37, T-47	13,85	0	13,85
N-33	T-38, T-41	3,45	0	3,45
N-34	T-39, T-40, T-41	9,96	0	9,96
N-35	T-42, T-43, T-46	13,01	0	13,01
N-36	T-44, T-45, T-46	12,83	0	12,83
N-37	T-47, T-51	9,19	0	9,19
N-38	T-47, T-48	8,99	0	8,99
N-39	T-48, T-49	8,77	0	8,77
N-40	T-49, T-50, T-53	11,71	0	11,71
N-41	T-50, T-51, T-54	26,77	0	26,77
N-42	T-52, T-53, T-77	8,72	0	8,72
N-43	T-55, T-58	9,01	0	9,01
N-44	T-55, T-56	8,37	0	8,37
N-45	T-57, T-59, T-66	16,57	0	16,57
N-46	T-56, T-57	8,88	0	8,88
N-47	T-58, T-59, T-61	18,24	0	18,24
N-48	T-62, T-67	9,71	0	9,71
N-49	T-60, T-61, T-62	14,22	0	14,22
N-50	T-63, T-64	8,81	0	8,81
N-51	T-66, T-67	5,79	0	5,79
N-52	T-69, T-70	6,62	0	6,62
N-53	T-72, T-73	9,09	0	9,09
N-54	T-77	4,14	0	4,14
N-55	T-78, T-79	8,71	0	8,71

Après les calculs des débits aux nœuds, nous allons faire la présentation du logiciel de calcul utilisés pour la simulation hydraulique du réseau, ainsi que les différentes principes sur la quelle le logiciel se base pour calculer les paramètres hydrauliques qui sont demander par le réseau de la ville.

6- Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique créée par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable.

Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure. Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Voici quelques exemples :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

7 - Dimensionnement du réseau :

On utilise la formule de **DARCY-WEISBACH** pour le calcul de la perte de charge :

$$\Delta H = 0.0827 \cdot f(\varepsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L$$

ε : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f : facteur de friction (dépend de ε , d, et q)

d : diamètre du tuyau (m)

L : longueur du tuyau (m)

q : débit (m³/s)

Une fois le dimensionnement des conduites fait il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

Détermination des diamètres du réseau :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse $0,5 \div 1,5$ m/s jusqu'à 2m/s.

Les longueurs, les diamètres, les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par les Tableau IV-3, Tableau IV-3 successivement.

Tableau IV-4 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe.

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	PDC (m)
T-1	581,65	200	6,53	0,21	0,12
T-2	528,19	200	21,76	0,69	0,99
T-3	1 093,56	160	18,87	0,94	4,66
T-4	980,67	75	2,69	0,61	4,54
T-5	304,68	200	45,35	1,44	2,22
T-6	377,28	200	54,34	1,73	3,84
T-7	528,52	200	29,02	0,92	1,69
T-8	155,45	200	22,18	0,71	0,3
T-9	774,32	160	12,88	0,64	1,63
T-10	365,21	90	1,48	0,23	0,23
T-11	1 036,76	200	15,12	0,48	0,99
T-12	886,06	110	4,11	0,43	1,4
T-13	817,56	160	14,28	0,71	2,08
T-14	434,74	200	17,32	0,55	0,53
T-15	491,4	200	24,44	0,78	1,14
T-16	844,43	160	10,6	0,53	1,24
T-17	500,34	110	6,03	0,63	1,6
T-18	389,62	200	34,3	1,09	1,69
T-19	542,23	200	23,44	0,75	1,16
T-20	1 121,27	200	40,08	1,28	6,5
T-21	125,4	315	127,15	1,63	0,67
T-22	526,56	200	54,5	1,73	5,39
T-23	609,63	200	49,44	1,57	5,21

T-24	637,35	200	27,78	0,88	1,87
T-25	276,21	90	-7,84	1,23	3,81
T-26	274,42	200	29,56	0,94	0,91
T-27	553,99	75	-0,27	0,06	0,04
T-28	176,26	200	7,03	0,22	0,04
T-29	838,84	200	17,18	0,55	1,01
T-30	138,67	250	78,92	1,61	0,95
T-31	466,72	250	73,51	1,5	2,81
T-32	658,43	200	29,42	0,94	2,15
T-33	202,78	200	32,85	1,05	0,81
T-34	324,13	160	27,34	1,36	2,74
T-35	553,18	110	-1,61	0,17	0,15
T-36	383,77	160	13,13	0,65	0,83
T-37	556,66	110	3,59	0,38	0,68
T-38	177,6	250	35,49	0,72	0,28
T-39	176,14	250	21,22	0,43	0,11
T-40	590,08	90	2,12	0,33	0,72
T-41	135,02	250	32,36	0,66	0,18
T-42	668,76	200	31,57	1	2,49
T-43	253,86	200	14,58	0,46	0,23
T-44	346,86	110	4,19	0,44	0,56
T-45	559,8	75	2,2	0,5	1,79
T-46	254,5	90	5,22	0,82	1,65
T-47	312,63	250	88,22	1,8	2,64
T-48	501,22	250	80,08	1,63	3,53
T-49	292,76	250	72,14	1,47	1,7
T-50	640,3	200	45,38	1,44	4,67
T-51	518,81	315	136,72	1,75	3,19
T-52	287,98	250	95,3	1,94	2,8
T-53	126,27	250	106,93	2,18	1,52
T-54	1 263,86	200	67,11	2,14	19,04
T-55	403,94	200	17,82	0,57	0,52
T-56	353,34	200	25,39	0,81	0,88
T-57	449,94	200	33,42	1,06	1,86
T-58	411,83	160	9,66	0,48	0,51
T-59	754,45	200	37	1,18	3,77
T-60	153,05	315	181,23	2,33	1,59
T-61	484,15	200	30,16	0,96	1,66
T-62	650,05	315	163,95	2,1	5,6
T-63	204,43	110	6,21	0,65	0,69

T-64	592,87	110	1,76	0,18	0,19
T-66	295,26	250	85,42	1,74	2,34
T-67	228,95	315	172,74	2,22	2,17
T-68	220,97	400	263,39	2,1	1,43
T-69	295,27	250	49,01	1	0,84
T-70	303,71	250	43,02	0,88	0,68
T-72	514,64	160	1,89	0,09	0,03
T-73	307,6	125	-6,33	0,52	0,58
T-77	374,45	110	3,74	0,39	0,49
T-78	129,97	110	5,81	0,61	0,39
T-79	657,97	75	2,07	0,47	1,88
T-82	82,31	315	20,12	0,26	0,01
T-83	411,48	400	233,25	1,86	2,13
T-84	218,07	450	158,48	1	0,31

Tableau IV-5 : résultats de Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie.

Tronçons	Long (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	PDC (m)
T-1	581,65	160	14,85	0,74	1,59
T-2	528,19	200	19,63	0,62	0,82
T-3	1 093,56	160	11,83	0,59	1,96
T-4	980,67	125	2,68	0,22	0,37
T-5	304,68	200	38,3	1,22	1,62
T-6	377,28	200	47,41	1,51	2,99
T-7	528,52	200	28,9	0,92	1,67
T-8	155,45	200	22,06	0,7	0,3
T-9	774,32	200	12,76	0,41	0,54
T-10	365,21	75	1,36	0,31	0,48
T-11	1 036,76	200	14,93	0,48	0,97
T-12	886,06	110	4,3	0,45	1,51
T-13	817,56	160	14,96	0,74	2,26
T-14	434,74	200	17,51	0,56	0,54
T-15	491,4	200	24,86	0,79	1,18
T-16	844,43	160	10,36	0,52	1,18
T-17	500,34	110	6,08	0,64	1,62
T-18	389,62	200	33,62	1,07	1,63
T-19	542,23	200	23,15	0,74	1,14
T-20	1 121,27	200	39,79	1,27	6,41
T-21	125,4	315	124,49	1,6	0,65

T-22	526,56	200	53,87	1,71	5,28
T-23	609,63	200	47,32	1,51	4,81
T-24	637,35	200	29,56	0,94	2,1
T-25	276,21	90	-7,92	1,25	3,89
T-26	274,42	200	23,73	0,76	0,6
T-27	553,99	90	0,78	0,12	0,11
T-28	176,26	200	6,52	0,21	0,04
T-29	838,84	200	16,67	0,53	0,96
T-30	138,67	250	73,01	1,49	0,82
T-31	466,72	250	73,05	1,49	2,77
T-32	658,43	160	19,69	0,98	3,03
T-33	202,78	200	25,71	0,82	0,52
T-34	324,13	160	26,26	1,31	2,55
T-35	553,18	110	-2,56	0,27	0,36
T-36	383,77	160	11,09	0,55	0,61
T-37	556,66	110	2,09	0,22	0,25
T-38	177,6	250	48,81	0,99	0,5
T-39	176,14	160	29,55	1,47	1,72
T-40	590,08	90	7,12	1,12	6,82
T-41	135,02	250	45,68	0,93	0,34
T-42	668,76	200	32,19	1,02	2,58
T-43	253,86	200	17,18	0,55	0,31
T-44	346,86	75	0,64	0,15	0,11
T-45	559,8	90	7,73	1,21	7,52
T-46	254,5	90	3,24	0,51	0,69
T-47	312,63	250	80,19	1,63	2,21
T-48	501,22	250	72,05	1,47	2,9
T-49	292,76	200	64,11	2,04	4,05
T-50	640,3	200	46,36	1,48	4,86
T-51	518,81	315	160,58	2,06	4,3
T-52	287,98	250	88,25	1,8	2,43
T-53	126,27	250	99,88	2,03	1,34
T-54	1 263,86	250	89,99	1,83	11,05
T-55	403,94	200	17,55	0,56	0,51
T-56	353,34	200	25,12	0,8	0,86
T-57	449,94	200	33,15	1,06	1,84
T-58	411,83	160	9,39	0,47	0,48
T-59	754,45	200	36,55	1,16	3,69
T-60	153,05	315	178,27	2,29	1,54
T-61	484,15	200	29,44	0,94	1,59

T-62	650,05	315	161,7	2,07	5,46
T-63	204,43	110	5,79	0,61	0,61
T-64	592,87	110	2,18	0,23	0,29
T-66	295,26	250	84,7	1,73	2,31
T-67	228,95	315	170,49	2,19	2,12
T-68	220,97	400	260,43	2,07	1,4
T-69	295,27	250	43,61	0,89	0,68
T-70	303,71	250	37,62	0,77	0,53
T-72	514,64	160	-2,14	0,11	0,04
T-73	307,6	90	10,36	1,63	7,12
T-77	374,45	110	3,74	0,39	0,49
T-78	129,97	110	4,53	0,48	0,24
T-79	657,97	75	3,35	0,76	4,57
T-82	82,31	315	30,62	0,39	0,03
T-83	411,48	400	249,08	1,98	2,4
T-84	218,07	450	169,1	1,06	0,35

Les charges et les pressions des nœuds dans le réseau en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-6: résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe+incendie.

Nœuds	Élévation (m)	cas de pointe		Cas de pointe + Incendie	
		Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
N-1	288,7	27,76	115,4	15,12	115,7
N-2	283,44	25,78	122,2	23,33	125,3
N-3	303	19,21	102,8	17,38	107,4
N-4	300	14,6	105,1	13,21	105,3
N-5	296,6	26,29	113,7	23,79	114,1
N-6	298	11,57	114,5	10,47	114,3
N-7	299,5	13,19	116,8	11,94	115,8
N-8	288,6	7,56	126	6,84	125
N-9	285	10,27	129,3	9,3	128,3
N-10	290,5	12,59	122,2	11,4	122,3
N-11	277	21,25	126,1	19,23	126,4
N-12	280	14,59	124,5	13,21	124,9
N-13	288	25,81	118,2	23,36	118,7
N-14	283,5	19,56	121,6	17,71	122
N-15	286,6	20,85	119,7	18,87	120,1

N-16	289	15,65	118,9	14,17	119,3
N-17	282,3	18,38	125,2	16,64	125,5
N-18	296,5	15,47	117,5	14	117,7
N-19	296	16,99	117,3	15,38	117,6
N-20	293	24,09	115,1	21,8	115,8
N-21	299	11,43	110,5	1,35	110,7
N-22	314,5	12,94	94,5	11,71	94,9
N-23	316,5	8,07	93	7,3	93,1
N-24	345,5	11,22	64,1	10,15	64,2
N-25	388	14,06	22,7	12,73	22,8
N-26	399,5	6,69	12,2	23,05	12,1
N-27	339	16,13	69,7	14,6	69,7
N-28	300	12,32	106	11,15	105,8
N-29	345,5	13,93	60,5	12,61	60,7
N-30	396	17,95	10	33,24	9,9
N-31	317	25,51	89,4	23,09	95,9
N-32	326	13,85	79,1	12,53	79,6
N-33	313	3,45	93,1	3,13	99,4
N-34	302,6	9,96	103,3	9,01	109,5
N-35	308	13,01	98,2	11,77	98,1
N-36	327,5	12,83	77,1	11,61	77,9
N-37	387	9,19	41,7	8,31	41,4
N-38	391,5	8,99	34,6	8,14	34,7
N-39	343,5	8,77	78,9	7,94	79,7
N-40	309	11,71	111,7	10,59	110,1
N-41	315	26,77	110,3	24,23	109
N-42	311	8,72	108,2	7,89	106,8
N-43	300	9,01	117,7	8,16	117,8
N-44	302	8,37	116,2	7,57	116,4
N-45	325	16,57	96	15	96,1
N-46	317	8,88	102,2	8,03	102,2
N-47	292,7	18,24	124,5	16,5	124,7
N-48	309,7	9,71	111,5	8,79	111,6
N-49	298	14,22	117,6	12,87	117,8
N-50	301	8,81	107,8	7,97	108,1
N-51	324	5,79	99,4	5,24	99,4
N-52	355,5	6,62	54,3	5,99	54,5
N-53	340,5	9,09	65,3	8,22	65,4
N-54	347	4,14	71,7	3,74	70,3
N-55	288,5	8,71	115,2	7,88	115,7

Tableau IV-6: les diamètres finals.

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)		
		Pointe	pointe+Incendie	Final
T-1	581,65	200	160	200
T-2	528,19	200	200	200
T-3	1 093,56	160	160	160
T-4	980,67	75	125	125
T-5	304,68	200	200	200
T-6	377,28	200	200	200
T-7	528,52	200	200	200
T-8	155,45	200	200	200
T-9	774,32	160	200	200
T-10	365,21	90	75	90
T-11	1 036,76	200	200	200
T-12	886,06	110	110	110
T-13	817,56	160	160	160
T-14	434,74	200	200	200
T-15	491,4	200	200	200
T-16	844,43	160	160	160
T-17	500,34	110	110	110
T-18	389,62	200	200	200
T-19	542,23	200	200	200
T-20	1 121,27	200	200	200
T-21	125,4	315	315	315
T-22	526,56	200	200	200
T-23	609,63	200	200	200
T-24	637,35	200	200	200
T-25	276,21	90	90	90
T-26	274,42	200	200	200
T-27	553,99	75	90	90
T-28	176,26	200	200	200
T-29	838,84	200	200	200
T-30	138,67	250	250	250
T-31	466,72	250	250	250
T-32	658,43	200	160	200
T-33	202,78	200	200	200
T-34	324,13	160	160	160
T-35	553,18	110	110	110
T-36	383,77	160	160	160
T-37	556,66	110	110	110

T-38	177,6	250	250	250
T-39	176,14	250	160	250
T-40	590,08	90	90	90
T-41	135,02	250	250	250
T-42	668,76	200	200	200
T-43	253,86	200	200	200
T-44	346,86	110	75	110
T-45	559,8	75	90	90
T-46	254,5	90	90	90
T-47	312,63	250	250	250
T-48	501,22	250	250	250
T-49	292,76	250	200	250
T-50	640,3	200	200	200
T-51	518,81	315	315	315
T-52	287,98	250	250	250
T-53	126,27	250	250	250
T-54	1 263,86	200	250	250
T-55	403,94	200	200	200
T-56	353,34	200	200	200
T-57	449,94	200	200	200
T-58	411,83	160	160	160
T-59	754,45	200	200	200
T-60	153,05	315	315	315
T-61	484,15	200	200	200
T-62	650,05	315	315	315
T-63	204,43	110	110	110
T-64	592,87	110	110	110
T-66	295,26	250	250	250
T-67	228,95	315	315	315
T-68	220,97	400	400	400
T-69	295,27	250	250	250
T-70	303,71	250	250	250
T-72	514,64	160	160	160
T-73	307,6	125	90	125
T-77	374,45	110	110	110
T-78	129,97	110	110	110
T-79	657,97	75	75	75
T-82	82,31	315	315	315
T-83	411,48	400	400	400
T-84	218,07	450	450	450

Les résultats finals des diamètres sont représentés dans la figure IV.4.

Dans notre projet, nous avons procédé à la réalisation du réseau. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

IV -2- Équipement du réseau de distribution :

1. Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 400 mm.

2. Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidangé une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

a. Robinets vannes:

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

Les robinets-vannes : ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval

vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds. Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\varnothing < 100$ mm), sont à quart de tour.

Les vannes-papillons : ce sont des vannes à survitesse, ils sont dans notre projet utilisées au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibré se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante (avantage). Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60° , car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

b. Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

c. Les ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

On trouve dans le marché deux types d'appareils :

-ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.

-ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.

i. Détermination du débit d'air évacué :

En supposant une détente adiabatique, le débit d'air est donné par la relation suivante :

$$Q_0 = \left(\frac{2}{\gamma+1} \right)^{\frac{1+\gamma}{2(\gamma-1)}} \cdot S \cdot C$$

$\gamma = 1,4$ pour l'air

S : section du col sonique

C : vitesse du son à 15°C (340 m/s)

Q_0 : débit volumétrique d'air aux conditions de température et de pression dans la conduite $Q_0 = V \cdot S$.

V : la vitesse de sortie d'air au droit du col.

Pour augmenter le débit d'évacuation d'air, il faut obligatoirement agrandir la section de passage, ce qui a pour conséquence d'augmenter le poids du flotteur et son encombrement puisqu'on a :

$$\rho \cdot V = S \cdot P$$

ρ : densité du flotteur

V : volume du flotteur

p : pression dans la conduite.

ii. Mode d'utilisation des ventouses

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi.

Remplissage a débit réduit

Généralement on admet un remplissage à débit voisin du (1/10) débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible, ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse (< 2bars). L'avantage de cette technique c'est que la pression dans la conduite reste faible pendant toute la durée de l'opération. La limitation du débit se fait soit :

- par des by-pass correctement dimensionnés dans le cas des conduites gravitaires ;
- par des vannes de régulations de débit dans le cas de conduites alimentées par station des pompes.

Remplissage sans limitation de débit (cas des conduites pleines)

Il faut alors contrôler le débit de sortie d'air pour éviter les coups de béliers. On utilise alors des ventouses et des clapets d'entrées d'air. Le remplissage se fait en deux phases.

- une première phase de compression de l'air (il ya intérêt tout de même à ne pas admettre un débit trop important).
- une deuxième phase de remplissage sous forte pression avec limitation de la sortie d'air par les ventouses.

d. Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas ou les risques d'incendie sont élevé, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau.

Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit la côte de la rue ou on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution. Comme notre périmètre d'étude est à vocation agricole et ne possède pratiquement pas des industries ou des laboratoires chimique, le risque d'incendie est faible par conséquent on peut directement brancher les poteaux d'incendie sur le réseau de distribution au lieu de faire un réseau à part. Dans notre projet, ils sont placés là où les risques d'incendie sont jugés importants et que le diamètre de la maille dépasse 100 mm.

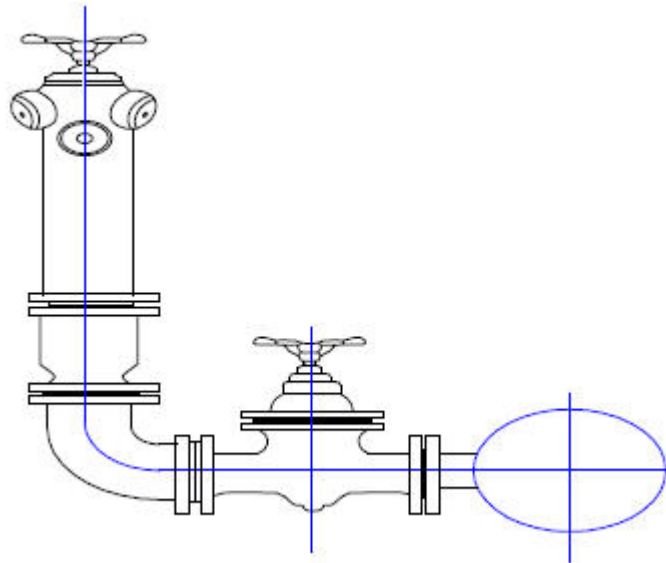


Figure IV.5: poteau d'incendie.

e. Les régulateurs des pressions :

i. Régulateurs de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quelque soit le débit de la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.

Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

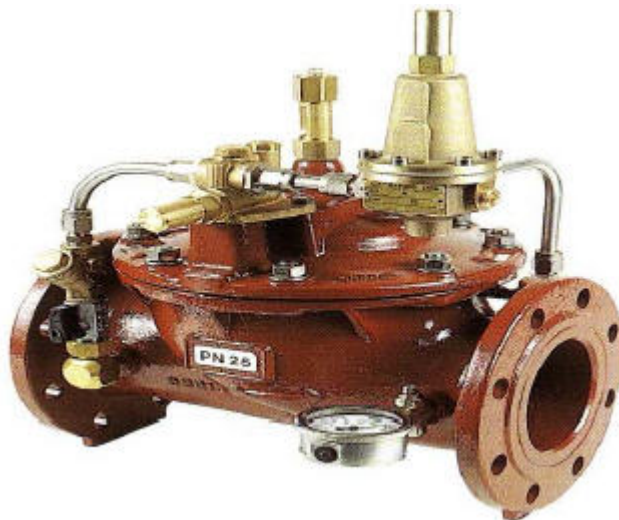


Figure IV.6: Régulateur de pression Aval.

ii. Régulateur de pression amont :

Ce sont les même appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.



Figure IV.7: Régulateur de pression Amont Aval.

f. Les organes de mesure :

i. Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme et Le venturi.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient de ces débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

ii. Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

g. Pièces spéciales de raccordements :

- **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Clapets** :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (a la sortie des réservoirs par exemple).

h. Bouche de lavage :

Une bouche de lavage est constituée par un coffre en fonte dans lequel sont placée une arrivée et son robinet de commende. La tête permet le raccordement du tuyau d'arrosage par un système simple et le tout est fermé par un couvercle. On distingue deux types de bouches :

- Les bouches non incongelables : raccordées sur la canalisation et toujours sous pression ;
- Les bouches incongelables de même conception mais placées sur un tube allongé de 75 à 80 cm qui se vide automatiquement, lorsque la bouche est fermée.

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel Water CAD® qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 75 mm et 400 mm.

Chapitre V

The image features the text 'Chapitre V' in a large, bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slight 3D effect. Below the text, there is a gold-colored shadow or reflection that mirrors the shape of the letters, creating a sense of depth. The shadow is composed of a fine grid pattern.

CHAPITRE V:

ETUDE DES ADDUCTIONS

Introduction:

L'adduction est le transport d'eau, consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, station ...), soit vers leur lieu d'accumulation (réservoirs), soit directement vers les zones de leur consommation (réseau de distribution).

L'adduction se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitairement. En général elle ne comporte aucun piquage.

Une installation d'adduction en eau potable (AEP) comprend une source d'eau (un puits, forage, station de traitement), une pompe mécanique et des infrastructures : château d'eau et réseau de tuyauteries terminés par des bornes-fontaines publiques complétées par quelques branchements individuels.

V-1 - Les conduites d'adduction d'eau:

En fonction de la position de la source d'eau on distingue deux types d'adduction :

- 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.

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente et la pesanteur, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir faire transiter le débit voulu. [7]

Dans les conduites forcées, l'écoulement se fait sous pression. Dans ce cas les pertes de charges seront plus importantes que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal.

En conséquence, si la pente disponible est très faible et, si le débit à transiter est important, l'aqueduc apparaîtra, à priori comme étant la solution la plus indiquée.

Il est à remarquer, d'ailleurs, que ce mode d'adduction est ordinairement mixte. L'aqueduc convient, lorsque le tracé du réseau se développe sur le plateau, il est nécessaire, pour la traversée de vallées, de faire appel aux conduites forcées.

Interdits à ciel ouvert, les aqueducs sont du type fermé en AEP.

Quant aux conduites forcées, elles sont constituées par des assemblages de tuyaux fabriqués en usine et à l'aide de matériaux très divers : fonte, acier, béton, matière plastique, etc... [7]

- **Adduction par Refoulement:**

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

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

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

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur. [7]

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. [7]

Le *diamètre économique* va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles). [7]

Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique.

Une fonction mathématique permet de déterminer les diamètres compatibles avec les réalités économiques (la formule de VIBERT). Elles tiennent compte, en général, du prix de l'énergie électrique qui représente un facteur important des frais d'exploitation. L'utilisation d'un diagramme permet une détermination rapide du diamètre économique, à partir de ces formules :

$$D_{ec} = 1,547 \cdot (e/f)^{0,154} \cdot Q^{0,46} \quad (\text{pompage continu})$$

$$D_{ec} = 1,35 \cdot (e/f)^{0,154} \cdot Q^{0,46} \quad (\text{pompage de 10h/24h})$$

Avec :

e = prix du kWh d'énergie ;

f = prix de 1kg de fonte en DA.

Il d'autres formules simple comme celle de BRESSE et BONIN :

$$\text{BRESSE : } D_{ec} = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$$

$$\text{BONIN : } D_{ec} = \sqrt{Q}$$

- **Adduction Mixte:**

Combine les deux types d'Adductions Gravitaire et par Refoulement.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction gravitaire c'est-à-dire qu'à partir d'un réservoir ou se fait le collecte de débit d'Adduction du barrage, ce dernier distribue l'eau vers les réservoirs qui font la distribution dans le réseau de la ville de KHEMIS Miliana a leurs tour aussi.

V-2 - Quelques notions simples sur l'adduction :

Pour faire le dimensionnement de ces conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivant:

V-2 -1. Choix de la trace

Le choix de la trace est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, Pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, la trace doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions les tracés des conduites d'adduction qui s'étant sur différents longueurs, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

V-2 -2 . Choix du matériau de la conduite:

Le choix du matériau des conduites se fait en fonction des critères suivantes (d'ordre technique; économique) :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement pour certain types
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction
- Disponibilité sur le marché (production locale)

- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD en vu des avantages qu'elles présentent par rapport les autres matériaux; et le tableau suivant nous donne les caractéristiques différentes types de matériaux des conduites :

Tableau V-1 : les différents types de matériaux des conduites. [7]

		PARTICULARITES	ATOUTS	PRECAUTIONS D'EMPLOI ET POINTS A
MATERIAUX METALLIQUE	Fonte ductile	revêtement intérieur	- bonne résistance mécanique	- nécessite l'emploi d'un revêtement spécial pour protéger ces conduites de la corrosivité de certains sols et des courants vagabonds
	Acier -	- revêtement intérieur - revêtement extérieur thermoplastique, depuis, 1990 : polyéthylène tri-	- excellente tenue mécanique - pas de joints	- nécessite une protection cathodique active ou passive (dans la mesure où elle est entretenue correctement).
	Fonte grise	La fonte grise n'est aujourd'hui plus utilisée.	ce type de fonte est moins sensible à la corrosion que la fonte ductile	- rigidité entraînant des risques de cassures dans un contexte de fort trafic, de travaux au voisinage des conduites, ou de mouvement des sols
	Plomb	Pose de conduite en plomb dorénavant <u>interdite</u> , les temps de contact avec l'eau de consommation doivent être réduits au minimum et le potentiel de dissolution du plomb doit être limité afin de respecter la norme de potabilité(1).		- Risque de dissolution du plomb dans l'eau lorsque l'eau est agressive
MATERIAUX A BASE DU CIMENT	Amiante-ciment	Utilisation dorénavant interdite (décret n° 96-1133 du 24 décembre 1996) pour des raisons de sécurité du travail		- fragilité mécanique - dissolution du liant hydraulique en cas d'eau agressive - exposition des travailleurs à l'amiante, lors de travaux d'entretien sur ces canalisations (2).
	Béton	utilisé pour des diamètres de 400 à 4000 mm	bonne résistance mécanique	- possibilité d'affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par rélargie de produits

MATERIAUX ORGANIQUES	PVC (polychlorure de vinyle) Joints collés	Ce matériau n'est plus posé aujourd'hui		<ul style="list-style-type: none"> - matériaux relativement sensibles aux variations de température, et de pression ; - remblai à exécuter avec le plus grand soin - fuites fréquentes au niveau des joints collés. En effet, la colle présente une mauvaise tenue dans le temps.
	PVC (polychlorure de vinyle) à emboîtement	diamètres inférieurs à 400 mm	<ul style="list-style-type: none"> - résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose - raccords faciles - bonne tenue des emboîtements dans le temps 	<ul style="list-style-type: none"> - matériaux relativement sensibles aux variations de température, et de pression ; - remblai à exécuter avec le plus grand soin - risques de fuites au niveau des emboîtements uniquement en cas de très fortes pressions (rares).
	MO PVC (molecularly oriented PVC)	- présente les mêmes atouts que le PVC « classique » mais est caractérisé par une durée de vie plus élevée et une meilleure résistance aux fortes pressions		
	PEBD (polyéthylène basse densité)	premiers types de conduites en PE posé. Ce matériau n'est plus fabriqué aujourd'hui	<ul style="list-style-type: none"> - résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose, - pas de joints (électro soudure + tourets) 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés ; - dans les sous-sols pollués, risques, à terme, de perméation (hydrocarbures) - mauvaise tenue dans le temps.
	PEHD (polyéthylène haute densité)	nouvelle génération bénéficiant des retours d'expérience relatif au PEBD	<ul style="list-style-type: none"> - résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords - dans les sous-sols pollués, risques, à terme, de perméation (hydrocarbures)

1) Jusqu'en décembre 2003, la norme limitant la teneur en plomb de l'eau du robinet était fixée à 50 µg/l. Un décret du 20 décembre 2001 prescrit, en application de la directive européenne du 3 novembre 1998, que cette norme soit abaissée progressivement : 25 µg/l. depuis le 25 décembre 2003, puis 10 µg/l. en décembre 2013.

2) L'amiante ne pose pas de problèmes pour la consommation d'eau mais plutôt des problèmes de sécurité du travail lors d'interventions sur le patrimoine. Elle impose de prendre des précautions particulières pour la protection des agents intervenants sur les chantiers (nettoyage de réservoir, réparation, remplacement des canalisations...).

V-2 -3 . Profil d'une adduction:

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

V-2 -4 . La ligne piézométrique:

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point de la trace. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V-2 -5 . L'air dans la tuyauterie :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure IV-1).

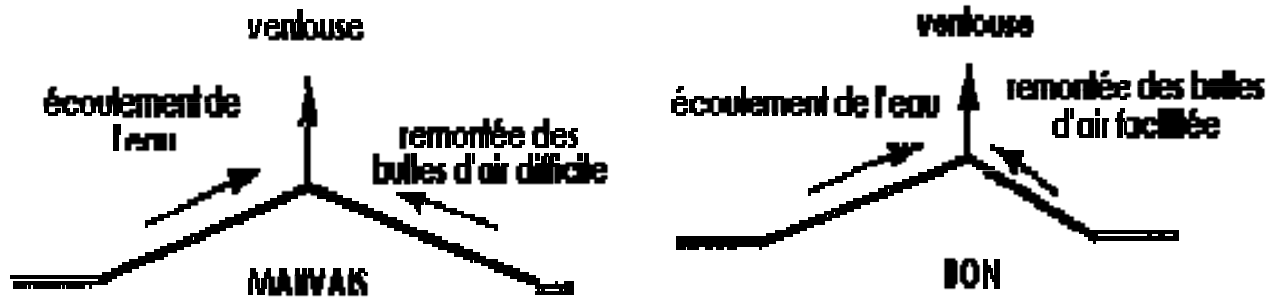


Figure V-1 : L'emplacement des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

V-3 - Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour la détermination de diamètre d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\Delta H_d = \Delta H$). La charge disponible est la différence entre la côte du radier du réservoir d'arrivé projeter et la côte de trop plein du réservoir, pour le calcul de la charge disponible on utilise la relation suivante :

$$\Delta H_d = C_r - CTP \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec :

ΔH_d : charge disponible;

C_r : côte du radier du réservoir d'arrivé ;

CTP : côte de trop plein du réservoir de distribution ;

Le Tableau V.2 donne les valeurs des charges disponibles :

Tableau V.2: Calcul des charges disponibles:

Réservoirs	Cote du trop plein (CTP)	Cote du Radier (Cr)	Charge Disponible (ΔH_d)
SIDI MOKHFI	429	440	11
EUCALYPTUS	349	440	91
MENAD	418	440	22
SIDI ABDELKADER	389	440	51
SIDI M'HAMED 1	368	440	72
SIDI M'HAMED 2	408	440	32
PIZANI	385	440	55
OUED RIHANE 1	365	440	75
OUED RIHANE 2	365	440	75
OUED RIHANE 3	436	440	4
Réservoir surélevé.	316	440	124

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_d = \frac{8.\lambda.L.Q^2}{\pi^2.g.D^5} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

Q : débit journalier en (m³/s) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

D : diamètre de la conduite (m);

λ : coefficient de frottement linière $\lambda = \left[1,14 - 0,86. \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2}$

- ε : Rugosité Absolue.

- $\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité Relative.

g : Accélération de la pesanteur (g =9,81 m/s²) ;

Donc le diamètre est de : $D = \sqrt[5]{\frac{8.\lambda.L.Q^2}{\pi^2.g.\Delta H_d}} \dots\dots\dots (V-3)$

Si le diamètre calculer ne se trouve pas dans la liste des diamètres normalisé, pour le PEHD, on fait deux diamètres normalisés avec les mêmes caractéristiques du diamètre calculé, débit et perte de charge.

Les diamètres normalisés en PEHD sont :

20 – 25 – 32 – 40 – 50 – 63 – 75 – 90 – 110 – 125 – 160 – 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630. [11]

Puisque le volume de réservoir projeté (3000m³) est très petit par rapport le volume totale des réservoirs existant (12000m³), on va dimensionner les conduites d’adduction avec des débits (sortants) qui ne dépasse pas beaucoup le débit d’arrivé de réservoir projeté, et aussi qui assurent le remplissage totale de chaque réservoir pendant un temps de 5 à 8heurs.

Exemple de calcul :

$$Q = \frac{Q_{maxj}}{24} = \frac{39527,54}{24} = 457, 49 \text{ l/s}$$

Tronçon: Réservoir projeté – Branche 1:

$$\left. \begin{array}{l} 457, 49 \text{ l/s} \longrightarrow 12000 \text{ m}^3 \\ Q = ? \text{ l/s} \longrightarrow 8300\text{m}^3 \end{array} \right\} \text{ donc: } Q = \sim 317 \text{ l/s}$$

On prend Q = 350 l/s par ce que la zone est a forte capacité de stockage.

$$\Delta H_d = C_r - C_{branche} = 440 - 422 = 18 \text{ m}$$

On suppose D = 500 mm L= 826 m et ε = 0,015 mm

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86. \ln \left(\frac{\epsilon}{D} \right) \right]^{-2} = \left[1,14 - 0,86. \ln \left(\frac{0,015}{500} \right) \right]^{-2} = 0,01$$

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8.\lambda.L.Q^2}{\pi^2.g.\Delta H_d}} = \sqrt[5]{\frac{8.0,01.826.0,35^2}{\pi^2.9,81.18}} = 341,5 \text{ mm}$$

$$D_{N2} = 315 \text{ mm} < 341,5 \text{ mm} < D_{N1} = 400 \text{ mm}$$

$$D_{N1} = 400 \text{ mm} \longrightarrow \lambda_1 = 0,01$$

$$D_{N2} = 315 \text{ mm} \longrightarrow \lambda_2 = 0,011$$

$$\Delta H_d = \Delta H_{d1} + \Delta H_{d2} = \frac{8 \cdot \lambda_1 \cdot (L-x) \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{N2}^5} + \frac{8 \cdot \lambda_2 \cdot x \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{N2}^5} \Rightarrow X = 432 \text{ m pour } D_{N2} = 315 \text{ mm}$$

$$\text{Donc pour } D_{N1} = 400 \text{ mm: } (L-x) = 826 - 432 = 392 \text{ m}$$

Et la répartition des débits est :

$$Q_T = Q_1 + Q_2 \quad \text{et} \quad V_T = V_1 + V_2$$

Q_1 : débit nécessaire a alimenté les réservoirs de volume V_1

Q_2 : débit nécessaire a alimenté les réservoirs de volume V_2

$$Q_1 = \frac{V_1}{V_T} \cdot Q_T = \frac{6000}{8300} \cdot 350 = 253 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = \frac{V_2}{V_T} \cdot Q_T = \frac{2300}{8300} \cdot 350 = 97 \text{ l/s}$$

Les résultats de calcul des diamètres d'adductions sont récapitulés dans le Tableau V.3.

Tableau V.3: Calcul des diamètres d'adductions :

Tronçons		Diamètres (mm)			Longueurs (m)			Débits
Départ	Arrivé	D calculer	D N1	D N2	L totale	L 1	L 2	Q (L/s)
Réservoir projeté	OUED RIHANE 3	172	200	160	323	175	148	60
OUED RIHANE 3	OUED RIHANE 1-2	79,65	90	75	1746	724	1022	10
Réservoir projeté	Branche 1	341,5	400	315	826	394	432	350
Branche 1	SIDI M'HAMED 2	250	-	-	240	-	-	253
SIDI M'HAMED 2	Branche 2	228,51	250	200	144	109	35	169
Branche 2	PIZANI	110	-	-	316	-	-	21,11
Branche 2	SIDI M'HAMED 1	200	-	-	359,5	-	-	147,89
SIDI M'HAMED 1	Réservoir surélevé.	170,26	200	160	1537	611	926	65
Branche 1	MENAD	268,26	315	250	1462	634	828	97
MENAD	Branche 3	160	-	-	356	-	-	77
Branche 3	SIDI ABDELKADER	140,76	160	125	350	214	136	21
Branche 3	EUCALYPTUS	152,72	160	125	728	630	98	66
Réservoir projeté	SIDI MOKHFI	250	-	-	3947,5	-	-	60

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à des conduites de différents diamètres qui permettent de véhiculer les débits jusqu'aux réservoirs de stockage. En tenant compte de la protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation.

Pour diminuer ce dernier, il faut qu'on installe un anti-Bélier au niveau des conduites d'adductions, c'est pour cela notre prochain chapitre sera la protection des conduites contre le coup de bélier.

Chapitre VI

The image features the text 'Chapitre VI' in a bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slight 3D effect. Below the text is a gold-colored shadow that is also stylized, matching the font's thickness and having a grid-like texture. The shadow is cast directly beneath the text, creating a sense of depth and grounding the letters on a surface.

CHAPITRE : VI

PROTECTION DES CONDUITES

Introduction :

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente en élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable ; et parmi ces problèmes on a : la corrosion et le coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier seulement par ce que les conduites en PEHD ne corrodent pas.

VI-1- La Protection des conduites contres le Coup de Bélier (Marteau d'eau):

VI-1-1-Généralité :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide) ; c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (souplesse), 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, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. [6]

VI-1-2-Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier. [3]

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

VI-1-3- Les risques dus aux coups 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).

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes. [3]
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VI-1-4- Interprétation physique du coup de bélier :

- **1^{ère} phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

- **2^{ème} phase :**

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

- **3^{ème} phase :**
La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.
- **4^{ème} phase :**
L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. [3]

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

VI-1-4- Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

- **Vanne à fermeture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à

boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- Réservoir d'air :

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

Tableau N°-VI-1 : Tableau Récapitulatif

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant, d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

VI-1-5- Protection de la conduite gravitaire reliant la bâche d'eau et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

1. Calcul de la célérité d'ondes :

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.D}{E.e}}}$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

E : module d'Young de la conduite : PEHD : $3,3 \cdot 10^3$ MPa ;

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

ρ : Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m^3 ;

Les résultats de calcul de la célérité sont récapitulés dans le Tableau VI.1 :

Tableau VI.2 : Calcul de la célérité :

D(mm)	e (mm)	K (1000 MPa)	E (1000 MPa)	C (m/s)
75	8,4	2,07	3,3	560,00
90	8,2	2,07	3,3	512,38
110	10	2,07	3,3	511,88
125	11,4	2,07	3,3	512,60
160	14,6	2,07	3,3	512,72
200	18,2	2,07	3,3	512,11
250	22,7	2,07	3,3	511,62
315	28,6	2,07	3,3	511,60
400	36,3	2,07	3,3	511,49
500	45,4	2,07	3,3	511,62

2. Calcul du temps de fermeture des vannes :

Le coup de bélier est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, par ce que l'onde de retour est la plus forte que la première onde.

Tableau VI.2 : Calcul de la célérité :

Tronçons		Longueurs	C	2. L/C
Départ	Arrivé	L (m)	(m/s)	(s)
Réservoir projeté	OUED RIHANE 3	323	512,39	1,26
OUED RIHANE 3	OUED RIHANE 1-2	1746	540,25	6,46
Réservoir projeté	Branche 1	826	511,55	3,23
Branche 1	SIDI M'HAMED 2	240	511,62	0,94
SIDI M'HAMED 2	Branche 2	144	511,74	0,56
Branche 2	PIZANI	316	511,88	1,23
Branche 2	SIDI M'HAMED 1	359,5	512,11	1,40
SIDI M'HAMED 1	Réservoir surélevé.	1537	512,48	6,00
Branche 1	MENAD	1462	511,61	5,72
MENAD	Branche 3	356	512,72	1,39
Branche 3	SIDI ABDELKADER	350	512,67	1,37
Branche 3	EUCALYPTUS	728	512,7	2,84
Réservoir projeté	SIDI MOKHFI	3947,5	511,62	15,43

Donc : il faut que le temps de fermeture de la vanne soit supérieure au temps de retour de la première onde.

Avec ces paramètres, on a arrivé à protéger notre canalisation contre le coup de bélier, pendant le fonctionnement, mais il faut aussi la protéger contre les effets extérieurs au cours de pose.

VI-2-Pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition quelles soient rigoureusement entretenues et protégées.

VI-2-1 - Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important appelés niches, Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour le vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. [8]

VI-2-2 - Les actions reçues par les conduites

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

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

VI-2-3 - Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

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

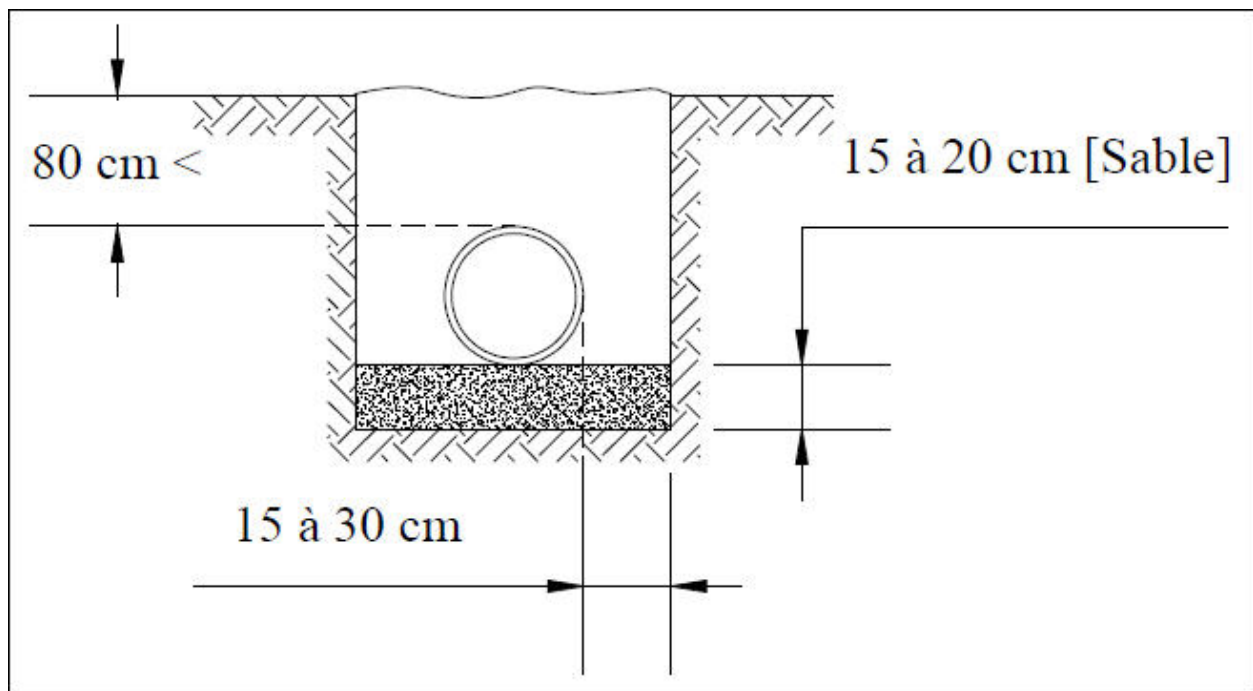


Figure VI-02 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI-2 -4- Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

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

2/ Cas d'un terrain mouillé :

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

VI-2 -4- Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route):

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

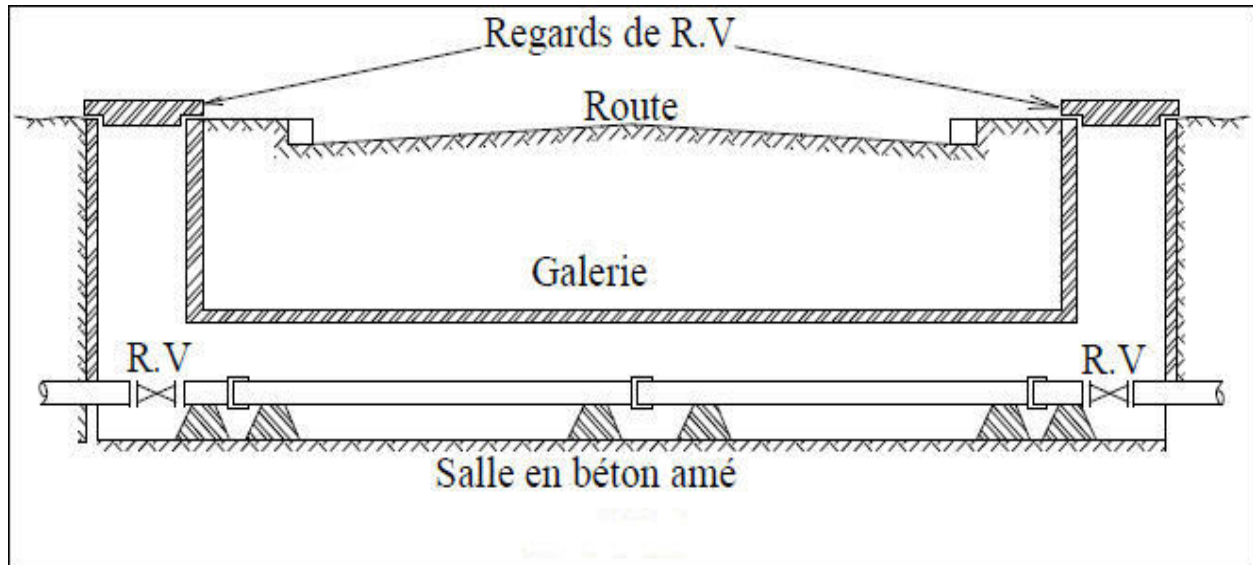


Figure VI-03 : Pose de canalisation en galerie.

VI-2-5 -Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas ou le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

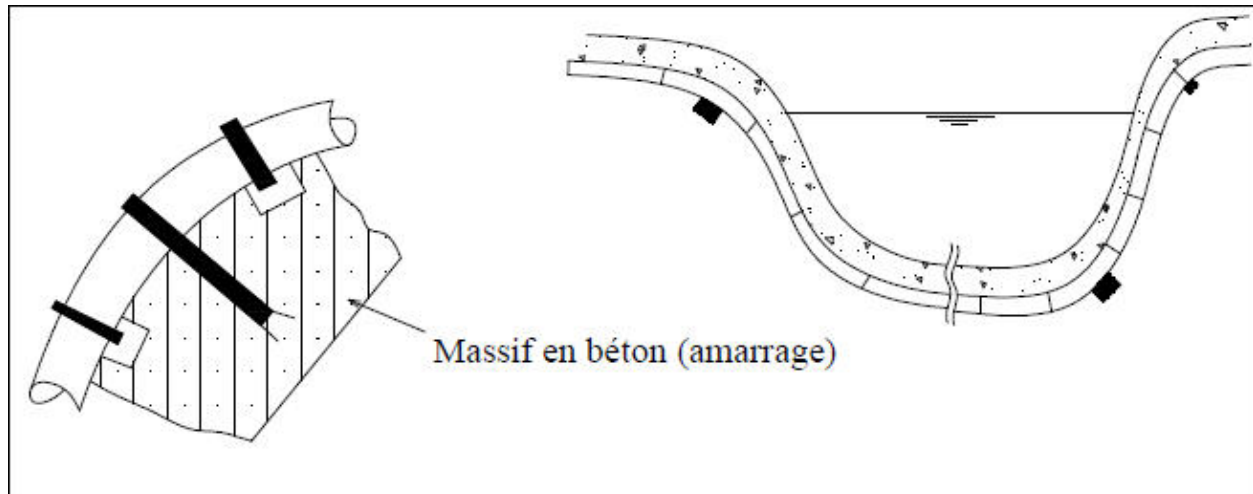


Figure VI-03 : Traversé d'une rivière.

VI-3- Les Conduites en PEHD :

- Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.
- La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.

Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;

VII-3-2- Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

VII-3-3- Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

Figure VII-4 : rayon de courbure de la conduite PE.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

La figure VII-4 montre comment on pose les conduites PE dans les tranchées



Figure VII-4 : pose des conduites en PE dans les tranchées

VII-3-4- Epreuve de joint et de canalisation :

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

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

VII-3-5- Remblaiement des tranchées :

Le remblayage des tranchées comporte en général 2 phases principales :

- a) Remblai d'enrobage ;
- b) Remblai supérieur ;

Comme la montre la figure VII-5

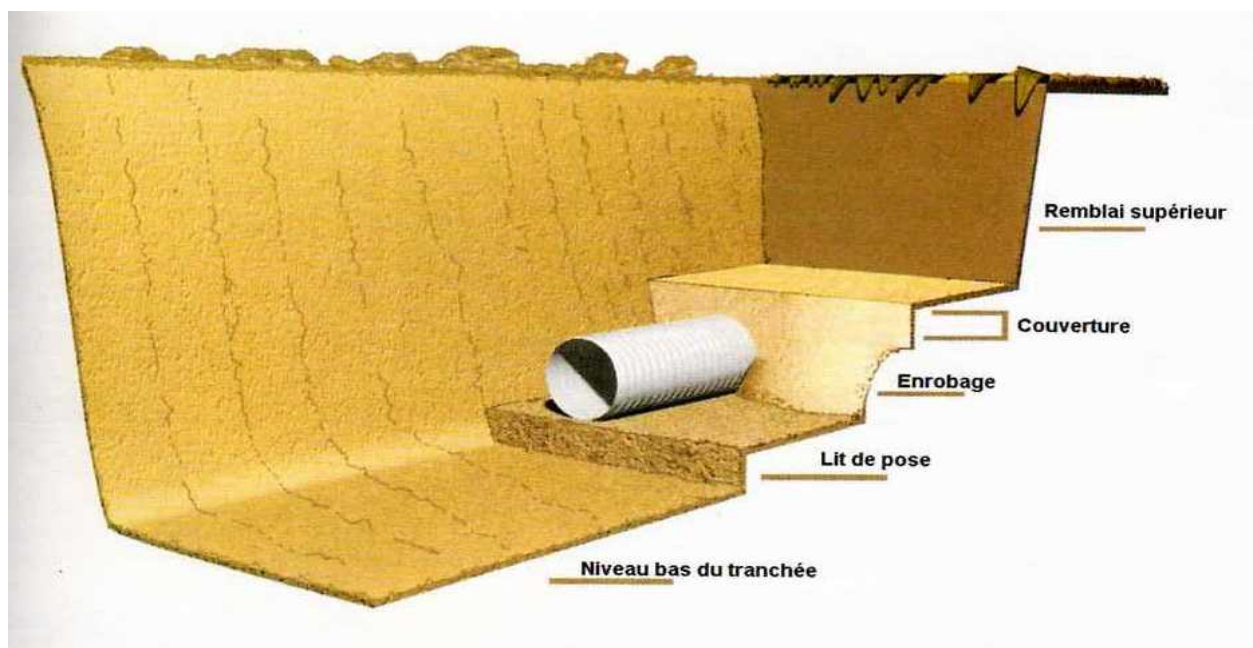


Figure VII-5 : schéma du remblai d'une tranchée.

Conclusion :

Pour que le réseau de distribution et les conduites d'adduction soient bien protégés, il faut lutter contre tous les phénomènes dangereux de la pose, le coup de bélier.

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

Chapitre VII

The image features the text 'Chapitre VII' in a bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slightly irregular, hand-drawn appearance. Below the text, there is a gold-colored shadow or reflection that mirrors the shape of the letters, creating a 3D effect. The shadow is composed of a grid of small squares, giving it a textured, metallic look. The entire graphic is centered on a plain white background.

CHAPITRE VII:

ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VII-1-Définition :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VII-2- Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP :

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

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

VII- 3- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :

a-Matérialisation de l'axe :

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

b- Nivellement de la plate-forme de pose :

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

On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

c- Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m par apport la génératrice supérieure de la conduite a pour raison de :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

VII-4- Choix de la section transversale de la tranchée :

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, cette largeur augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.
[3]

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

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

a- La profondeur (h_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{Voir la Figure VII-1})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est de 80 cm ;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m ;

$$\Rightarrow H_{tr} = D + 0.9 \text{ (m)}.$$

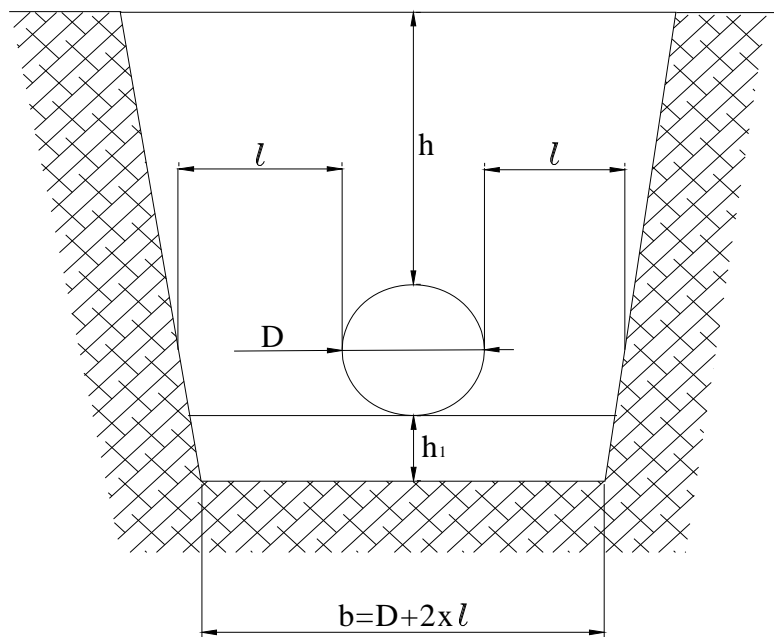


Figure VII-1 : Schéma d'une tranchée

b- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

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

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

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VII- 5 - Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII-1: choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à1, 5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

VII-6-Choix des machines de terrassement :

i. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

ii. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau ;
- Peut excaver dans la direction de la machine ;
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux ;

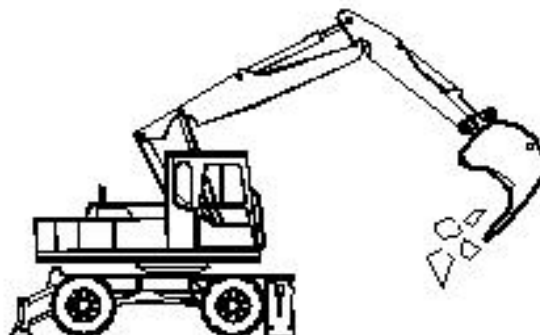


Figure VII-2 : Pelle équipée en rétro

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune de deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie, elle doit satisfaire les conditions ci-dessous

- Rayon maximal de déchargement $R_{\text{démax}} \geq A$ (m) ;
- Profondeur maximale de creusage de la pelle $H_{\text{cr}} \geq H_{\text{tr}}$ (m) ;
- Hauteur de déchargement $H_{\text{déch}} \geq H_c$ (hauteur du cavalier en m) ;
- Largeur du godet $b_g \leq b$ (m) ;

VII -7- Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = q \cdot n \cdot K_r \cdot K_u \cdot \frac{1}{K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

q : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = $3600/T$ où $T = (15 \text{ à } 30)$ secondes ;

On prend $T=30$ secondes, alors : $n = 3600/30 = 120$;

K_r : coefficient de remplissage $K_r = (0,8 \text{ à } 0,9)$, On lui prend égal à $0,85$;

K_u : coefficient d'utilisation de temps $K_u = (0,7 \text{ à } 0,9)$, On lui prend égal à $0,8$;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,7$ (terrain limoneux avec un peu de pierre;

Pour le godet de capacité $q = 0,25 \text{ m}^3$, on a le rendement :

$$R_p = 0,25 \cdot 120 \cdot 0,85 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,70} = 12 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$R_p = 12 \text{ m}^3/\text{h}$$

VII-8- Calcul du temps d'exécution :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{éx}} = \frac{V_r}{R_p}$$

Avec :

$T_{\text{éx}}$: temps d'exécution (h) ;

V_r : volume de Déblai (m³) ;

R_p : rendement de l'excavateur (m³/h) ;

Tableau VII-2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.

Diamètres (mm)	Longueurs (m)			V _a (m ³)
	Adduction	Réseau	Total	
75	1022	657,97	1679,97	1637,97
90	724	2599,79	3323,79	3290,55
110	316	4144,82	4460,82	4505,43
125	234	1288,27	1522,27	1560,33
160	2274	4389,92	6663,92	7063,76
200	1180,5	15216,72	16397,22	18036,94
250	4296,5	4306,39	8602,89	9893,32
315	1066	1758,57	2824,57	3431,85
400	394	632,45	1026,45	1334,39
450	0	218,07	218,07	294,39
Total	11507	35212,97	46719,97	51048,93

$$T_{\text{éx}} = \frac{51048,93}{12} = \mathbf{4254,08h}$$

Le nombre des heures de travail par jour est 08 heures ;

Donc $T = \frac{4254,08}{8} = \mathbf{531,76 \text{ jours}}$ pour un seul engin.

Pour diminuer le temps d'exécution des travaux de terrassement (déblai) on utilise deux engins (pelle), donc le temps 'exécution devient :

$$T = 531,76/2 = 265.88 \text{ jours équivalent a } \mathbf{11 \text{ mois.}}$$

VII-9- DEVIS ESTIMATIF :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet.

1. Calcul du volume de lit de pose :

Le volume de lit de sable nécessaire pour chaque type de diamètre est calculé par le tableau suivant:

Tableau VII-3 : volume de sable nécessaire. Volume de déblai.

Diamètres (mm)	Longueur (m)	V_{conduite} (m³)	V_{déblai} (m³)	V_{sable} (m³)
75	1679,97	14,84	1637,97	1623,13
90	3323,79	42,27	3290,55	3248,28
110	4460,82	84,74	4505,43	4420,69
125	1522,27	37,34	1560,33	1522,98
160	6663,92	267,84	7063,76	6795,92
200	16397,22	1029,75	18036,94	17007,20
250	8602,89	844,16	9893,32	9049,16
315	2824,57	440,02	3431,85	2991,83
400	1026,45	257,84	1334,39	1076,54
450	218,07	69,33	294,39	225,06
Total	46719,97	3088,13	51048,93	47960,81

Donc le volume de sable, total, nécessaire a la réalisation du réseau est : **47960,81 m³**

2. Calcul du prix total :

Tableau VII-3 : Calcul du volume des remblais du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
déblais de terre Limoneux	51048,93	m3	400	20419572
sable (Lit et Enrobage)	47960,81	m3	1000	47960810
Remblais compacté	3088,12	m3	450	1389654
Ø 75 PN16	1679,97	ml	556,74	935306,4978
Ø 90 PN16	3323,79	ml	663,09	2203971,911
Ø 110 PN16	4460,82	ml	983,83	4388688,541
Ø 125 PN16	1522,27	ml	1 273,73	1938960,967
Ø 160 PN16	6663,92	ml	2 081,77	13872748,74
Ø 200 PN16	16397,22	ml	3 269,16	53605135,74
Ø 250 PN16	8602,89	ml	5 057,93	43512815,42
Ø 315 PN16	2824,57	ml	7 681,42	21696708,49
Ø 400 PN16	1026,45	ml	12 473,71	12803639,63
Ø 450 PN16	218,07	ml	19 288,95	4206341,327
			Somme	228934353
			Total	267853193

Donc à partir des tableaux VII-3, le prix approximative des travaux de réalisation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Khemis Miliana est : 267 853 193 DA : Deux cents soixante sept millions et huit cents cinquante trois milles et cent quatre vingt-treize dinars Algérien.

Conclusion:

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définie aussi les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

Chapitre VIII

The image features the text 'Chapitre VIII' in a bold, black, stylized font. The letters are thick and have a slightly irregular, hand-drawn appearance. Below the text is a gold-colored shadow that mirrors the shape of the letters, giving the impression of a 3D object casting a shadow on a surface. The shadow is composed of a grid of small squares, creating a textured effect. The overall design is clean and modern, with a strong contrast between the black text and the white background.

CHAPITRE VIII: PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc, la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

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

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

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

Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

Facteurs humains :

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

Facteurs matériels :

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.) [8]

Liste des conditions dangereuses :

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

Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex : Graisser un engin en marche. ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre, Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- Plaisanter ou se quereller ; [8]

Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**Protection individuelle :**

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

Autre protections :

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

Protection collective :**Equipement de mise en œuvre du béton :**

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

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

Engin de levage :

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

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

Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion Générale:

Au terme de notre travail, nous disons que les problèmes de l'alimentation en eau potable de KHEMIS-MILIANA, résident dans les mauvaises gestions et dans l'état de vétusté extrême dans lesquels se trouve le réseau.

Mais l'approvisionnement et la distribution de l'eau constituent des problèmes majeurs pour les agglomérations. Pour y remédier nous avons conçu de nouveau réseau de distribution de type maillé par des conduites non corrosives en polyéthylène de haute densité (PEHD) qui doivent répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'en 2040.

Nous signalons que durant notre étude, la priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Références bibliographiques

- 1- **BONNIN, Jacques.**-Hydraulique urbaine : aide- Mémoire. - Paris : Eyrolles, 1982.
- 127p.
- 2- **DUPONT, A.**- Hydraulique urbaine : T2.- paris : Eyrolles, 1979.-484p.
- 3- **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.**- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.
- 4- **Valiron, François.**- Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- 435p.
- 5- **H. Meddi, M. Meddi.** -Variabilité spatiale et temporelle des précipitations du nord-ouest de l'Algérie [en ligne] : Disponible sur :
<http://studiacrescent.com/pdf/gt2_2007/Meddi_VARIABILITE_PRECIPITATIONS_ALGERIE.pdf > consulté le 12 juin 2011.
- 6- **ABDERAHIM, SAKINE ABDERAHIM.**- Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Roman (w. Blida).- Blida : [s. n.], 2009.-89 p.
Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2009.
- 7- **BLINDU, Igor.**- Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques : [en ligne]. - Paris : [s. n.], 2004.-60 p.
Thèse doct. : École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne ; université de Jean Monnet : spécialité de génie de l'environnement ; 2004. –disponible sur :
< http://www.emse.fr/site/themerecherche/Blindu_Chapitre_I.pdf > consulté le 15 juin 2011.

- 8- BOURMA, YACOUB OUSMAN.-** Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.
Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2008.
- 9- TAKHERIST, Mohamed.-** L'utilisation de la cartographie géographique et hydrogéologique pour la protection de l'environnement : application à la région de Miliana et Khemis Miliana.- Ain Defla : [s. n.], 2004.- 135 p.
Mem. Fin d'étude : université de Khemis Miliana : 2004.
- 10- http://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Algeria_location_map.svg**
- 11- <http://www.groupe-chiali.com/pdf/PEHD-Catalogue-technique.pdf>**

