

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 de renforcement de L'AEP de la ville de Chiffa à partir  
du captage de la source de Ramka (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-16

APA Citation ( APA توثيق ):

Bali, Nouria (2016). Etude de renforcement de L'AEP de la ville de Chiffa à partir  
du captage de la source de Ramka (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPOLAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAIN

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

### **THEME:**

**ETUDE DE RENFORCEMENT DE L'AEP DE LA VILLE DE  
CHIFFA A PARTIR DU CAPTAGE DE LA SOURCE DE  
RAMKA  
(W.BLIDA)**

### **Présenté par:**

**M<sup>lle</sup> BALI Nouria**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	<b>M.A. A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> M. DJELLAB</b>	<b>M.C.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M.A. A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BOUKHLIFA</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2016**

# Remerciements

*Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour pouvoir réaliser ce travail.*

*C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur: Mr **BOUKHLIFA M.** Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.*

*Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'école nationale supérieure de l'hydraulique qui a contribué à ma formation.*

*Également mes sincères remerciements à :*

*Mr: O. KHODJET - KESBA: qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury :*

*- Mme. S.BERBACHE*

*- Mr: M.DJELLAB*

*- Mme: L. TAFAT*

*J'adresse mes remerciements les plus chaleureux à ma famille, pour son soutien et son encouragement durant mes études.*

*Je remercie également :*

*-Mr: **MEBARKI Ali***

*-Mr: **MESSEOUDI MOUHAMED***

*pour son soutien et son aide précieux.*

*Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qui trouveront dans ces quelques lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.*

*Dédicaces*

*A tous ceux qui me sont chers.*

*Nouria B*

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation administrative.....	2
I.3. Situation topographique.....	4
I.4. Situation géologique.....	4
I.5. Situation climatique.....	5
I.5.1. Pluviométrie.....	6
I.5.2. Température.....	6
I.6.Séismicité.....	7
I.7.Démographie.....	7
I.8. ACTIVITES.....	8
I.9. Hydrogéologique.....	9
I.10.Situation hydraulique.....	10
L'alimentation en eau de la ville de CHIFFA est assurée par.....	10
I.10.1.Ressources en eau potable.....	10
I.10.2.Ouvrage de stockage.....	12
I.10.3. Système d'AEP de la commune de CHIFFA.....	13
CONCLUSION.....	18

## CHAPITREII : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	19
II.1. Evaluation de la population future.....	19
II.2. Estimation actuelle et future des besoins en eau potable.....	21
II.2. 1.Choix de la dotation.....	22
II.2.2. Evaluation des Besoins Domestiques.....	24
II.2.3.Besoins en eau des équipements.....	24
II.2.3.Majoration Géo-Climatique.....	29
II.2.4. Estimation des pertes.....	30
II.2.5. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale.....	31
II.3.Variations de la consommation.....	32
II.3.1.Variation de la consommation journalière.....	32
II.3.2.Variation de la consommation horaire.....	36

II.4. Bilan production-consommation.....	37
II.4.1.Ressources en eau.....	37
II.4.2.Besoins en eau.....	38
II.4.3.Balance Ressource/ Besoins.....	38
Conclusion .....	40

## **CHAPITRE III : ETUDE DE CONCEPTION DE L'OUVRAGE DE CAPTAGE**

Introduction.....	41
III.1.La notion "source" .....	41
III.2.Origine de l'eau de source .....	41
III.3.Présentation de la source de Ramka .....	41
III.3.1.Localisation de la source .....	44
III.4. Qualité des eaux de source Ramka .....	44
III. 5.Captage de la source .....	46
III.6.Description du système de captage projeté .....	47
III.7.Dimensionnement .....	48
III.7.1.Dimensionnement du déversoir .....	48
III.7.2.Dimensionnement de la conduite de prise .....	51
III.7.3. Dimensionnement de la chambre de captage.....	53
Conclusion .....	54

## **CHAPITRE IV : ETUDE DE CONCEPTION DU SYSTEME DE TRANSFERT D'EAU**

Introduction.....	55
IV.1.Définition .....	55
IV.2.Types d'adduction .....	55
IV.3.Trace des conduites .....	55
IV.3.2.Profil en long .....	56
IV.4. Choix du type du matériau de la tuyauterie .....	56
IV.5.Description du système de transfert .....	58
IV.6.Dimensionnement des conduites.....	59
IV.6.1. Données de dimensionnement .....	59

IV.6.2.Paramètres de dimensionnement.....	59
IV.6.3.Etude de l'adduction gravitaire.....	59
IV.6.3.1.Le diamètre avantageux .....	59
IV.6.3.2. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	60
IV.6.3.3.Altitudes des différents points.....	60
IV.6.3.4.Dimensionnement des différents tronçons .....	61
IV.6.4.Etude de l'adduction par refoulement .....	62
IV.6.4.1.Les pertes de charge.....	63
IV.6.4.2.La hauteur manométrique totale.....	63
IV.6.5.Puissance absorbée par la pompe.....	64
IV.6.6.Energie consommée par le pompage.....	64
IV.6.7.Frais d'exploitation.....	64
IV.6.8.Frais d'amortissement .....	65
IV.6.9.Calcul hydraulique .....	66
IV.6.9.1.Calcul des frais d'exploitation.....	66
IV.6.9.2.Calcul des frais d'investissement .....	68
IV.6.9.3. Bilan des coûts (Exploitations - Investissement).....	73
IV.6.10.Comparaison entre les deux variantes et choix de la variante adéquate.....	74
Conclusion .....	76

## **CHAPITRE V : ETUDE DE CONCEPTION DES OUVRAGES ANNEXES**

Introduction.....	77
V.1.Dimensionnement des réservoirs.....	77
V.1.2.Détermination de la capacité des réservoirs .....	77
V.1.2.1. Estimation de la capacité de la bache de la station de pompage projeté.....	78
V.1.2.2. Estimation de la capacité du réservoir tampon.....	80
V.1.2.3.Estimation de la capacité du réservoir de distribution existant .....	81
V.1.3. Forme des réservoirs.....	83
V.2.Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de bélier .....	85
V.2.1.Définition .....	85
V.2.2. Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier.....	85

V.2.3. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier .....	88
V.2.3.1. Calcul des réservoirs d'air .....	88
V.2.3.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon .....	91
V.2.3.3. Détermination de la famille de courbe B de chaque tronçon .....	91
V.2.3.4. Calcul des volumes d'air .....	92
V.2.3.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air .....	92
V.2.3.6. détails du réservoir d'air .....	93
V.2.3.7. Installation du réservoir d'air .....	94
V.3. Etude de pompage .....	94
V.3.1. Critères du choix du type de pompe .....	94
V.3.2. Critères de choix du nombre de pompe .....	95
V.3.3. Etude de refoulement station de pompage –réservoir tampon .....	95
V.3.4. Caractéristiques du moteur électrique de la station de pompage projeté .....	96
V.3.5. Courbes caractéristiques des pompes .....	96
V.3.6. Point de fonctionnement de la pompe .....	98
V.3.7. Calage de la pompe .....	100
V.3.8. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil .....	103
V.3.8.1. Dimensionnement .....	104
V.4. Accessoires .....	107
V.4.1. les robinets vannes .....	107
V.4.2. Ventouses .....	109
V.4.3. By-pass .....	110
V.4.4. Crépines .....	110
V.4.5. Joints de raccordement .....	110
V.4.6. Organes de mesure .....	111
V.4.7. Organes de raccordement .....	112
V.5. Pose de la canalisation .....	114
V.5.1. Considérations de conception .....	114
V.5.1.1. Flottabilité .....	114
V.5.1.2. Utilisation dans terrains contaminés .....	114
V.5.1.3. Ancrage et support .....	114
V.5.2. Recommandations pour la pose de tubes polyéthylène en tranchée .....	114
V.5.2.1. Largeur de tranchée .....	115
V.5.2.2. Profondeur de tranchée .....	115



V.5.2.3.Fond de fouille.....	115
V.5.2.4.Remblayage des tranchées.....	115
V.5.3.Technique d'assemblage.....	117
Conclusion .....	117

## **CHAPITRE VI : ESTIMATION QUANTITATIVE ET FINANCIER**

Introduction.....	117
VI.1.Calcul du volume de terrassement.....	117
VI.1.1. Calcul du volume de déblai .....	117
VI.1.2.calcul du volume de lit de sable .....	118
VI.1.3.Calcul du volume de remblai.....	118
VI.1.4.Calcul du volume excédentaire.....	119
VI.2.Devis estimatif des travaux de terrassements .....	121
VI.3.Calcul du coût des conduites et accessoires.....	122
V.3.1.Coût des conduites.....	122
V.3.2.Evaluation et coût des accessoires .....	122
VI.4.Ouvrage de captage .....	124
VI.5.Cout total du projet.....	125
Conclusion .....	125
CONCLUSION GENERALE.....	126

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1: La topographie de la commune.....	4
Tableau I.3: Précipitations mensuelles moyennes en mm (1980/2006).....	6
Tableau I. 4: Températures de l'année 2012 (station de Blida).....	6
Tableau I. 5 : Evolution de la population et taux d'accroissement de la commune de Chiffa de 1987 à 2008.....	8
Tableau I. 6: Bilan D'exploitation de la commune de CHIFFA (mois de mars 2016).....	11
Tableau I. 7: Cordonnées des sources existantes.....	12
Tableau I. 8: Réservoirs existants (Source : DRE W de Blida).....	12

## CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II. 1 : Evaluation de la population.....	20
Tableau II. 2: Typologie Agglomérations/strates de population.....	22
Tableau II. 3: Dotations Moyennes (l/j/hab.).....	23
Tableau II. 4: Répartition de la dotation de la commune à l'horizon d'étude 2040.....	23
Tableau II. 5: Besoins en eau domestique pour différents horizons. ....	24
Tableau II. 6 :Taux de majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie selon le PNE 2010. ....	25
Tableau II. 7: Besoins en eau des différents équipements pour différents horizons.....	26
Tableau II. 8 : Besoins en eau des différents équipements de la ville de chiffa pour l'horizon actuel.....	27
Tableau II. 9: Table de coefficient de majoration géo-climatique. ....	29
Tableau II. 10: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	31
Tableau II. 11:Récapitulatif des débits maximums. ....	33
Tableau II. 12:Récapitulatif des débits minimums.....	35
Tableau II. 13: Débits moyens horaires.....	36
Tableau II. 14:La quantité d'eau produite à partir des ressources (mars 2016).....	37
Tableau II. 15: Ressource en eau disponible par apport aux besoins en eau.....	38

Tableau II. 16: Ressource en eau disponible par apport aux besoins en eau on ajoutant le débit produit par la source Ramka. ....	39
--	----

### ***CHAPITRE III: ETUDE DE CONCEPTION DE L'OUVRAGE DE CAPTAGE***

Tableau III. 1: Fiche technique de la source Ramka. ....	43
Tableau III. 2: Résultat d'analyse physico-chimique de la source Ramka. ....	45
Tableau III. 3: Les coordonnées du profil de déversoir. ....	49
Tableau III. 4: Diamètre normalisé pour la conduite de prise d'eau. ....	52

### ***CHAPITRE IV: ETUDE DE CONCEPTION DU SYSTEME DE TRANSFERT D'EAU***

Tableau IV. 1: Longueurs des différents tronçons de l'adduction. ....	60
Tableau IV. 2: Altitudes des différents points de l'adduction. ....	60
Tableau IV. 3: Diamètres normalisés pour les différents tronçons. ....	62
Tableau IV. 4: Variation journalière des tarifs de l'énergie. ....	65
Tableau IV. 5: Tarif de tube PEHD PN 16. ....	66
Tableau IV. 6: Diamètre préliminaire pour les deux variantes. ....	66
Tableau IV. 7: Détermination de la hauteur manométrique totale pour la première variante. .....	67
Tableau IV. 8: Détermination de la hauteur manométrique totale pour la deuxième variante. .....	67
Tableau IV. 9: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. ...	68
Tableau IV. 10: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. .	68
Tableau IV. 11: Prix unitaire des différents travaux pour un terrain rocheux. ....	69
Tableau IV. 12: Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire pour les deux variantes. ....	70
Tableau IV. 13: Coût total d'investissement pour la première variante. ....	71
Tableau IV. 14: Coût total d'investissement pour la deuxième variante. ....	72
Tableau IV. 15: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. ....	73
Tableau IV. 16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. ....	73

Tableau IV. 17: Comparaison entre le coût des deux variantes.....	74
Tableau IV. 18: Les cotes des différents points d'écristements.....	75
Tableau IV. 19: Les longueurs et Les charges disponibles des différents tronçons de l'adduction. ....	75
Tableau IV. 20: La dimension finale de l'adduction.....	76

## ***CHAPITRE V: ETUDE DE CONCEPTION DES OUVRAGES ANNEXES***

Tableau V. 1 : Détermination de la capacité de la bache de la station de pompage. ....	79
Tableau V. 2: Détermination de la capacité de réservoir de distribution de la ville de Chiffa et de Sidi El-Madani.....	82
Tableau V. 3: Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon et la bache de la station de pompage. ....	84
Tableau V. 4: Coefficient dépendant de la nature de la conduite. ....	86
Tableau V. 5: la célérité d'onde pour chaque diamètre.....	87
Tableau V. 6: Calcul de temps de fermeture des vannes.....	87
Tableau V. 7: Caractéristiques de la conduite de refoulement. ....	89
Tableau V. 8: Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.....	91
Tableau V. 9: Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP-RT.....	91
Tableau V. 10: Calcul des volumes d'air.....	92
Tableau V. 11: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement. ....	92
Tableau V. 12: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	95
Tableau V. 13: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	98
Tableau V. 14: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température. ....	101
Tableau V. 15: diamètre économique et vitesse d'écoulement.....	102
Tableau V. 16: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	107

## **CHAPITRE VI : ESTIMATION QUANTITATIVE ET FINANCIER**

Tableau VI. 1. .Calcul du volume du déblai. ....	118
Tableau VI. 2: Calcul du volume du lit du sable.....	119
Tableau VI. 3: Calcul du volume du remblai.....	120
Tableau VI. 4: calcul du volume excédentaire.....	121
Tableau VI. 5: Le volume Total des travaux. ....	121
Tableau VI. 6: Volumes et cout de travaux total.....	122
Tableau VI. 7: Coût des conduites. ....	123
Tableau VI. 8: Estimation Coût des coudes.....	123
Tableau VI. 9: Estimation et coût des vannes.....	123
Tableau VI. 10: Coût des venteuses. ....	124
Tableau VI. 11: Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange..	124
Tableau VI. 12: Coût total des accessoires. ....	124
Tableau VI. 13: Travaux pour la chambre d'eau. ....	125
Tableau VI. 14: Coût estimatif du projet. ....	126

## Listes des figures

### **CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Figure I.1 : Plan de situation de la commune de CHIFFA. ....	3
Figure I 2: Extrait de carte géologique de BLIDA pour délimitation de la région de CHIFFA-Source L'ANRH d'Alger.....	5
Figure I. 3: Carte de zonage sismique de du territoire algérien.....	7
Figure I. 4 : Extrait de carte hydrogéologique de la région d'ALGER pour délimitation de la région de CHIFFA-e=1/20000-Source L'ANRH d'Alger.....	10
Figure I.5: Schéma synoptique d'AEP de la ville de CHIFFA.....	14
Figure I.6 : Schéma synoptique d'AEP de BZAR et SIDI MADANI commune de CHIFFA. ....	15
Figure I. 7: Schéma synoptique d'AEP de SIDI YAHIA commune de CHIFFA.....	16
Figure I. 8: Schéma synoptique d'AEP de VSA (EI KARIA) commune de CHIFFA. ....	17
Figure I. 9: Schéma synoptique d'AEP de ZEDRI commune de CHIFFA.....	17

### **CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

Figure II. 1: Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons de la commune de Chiffa. ....	21
Figure II. 2: Graphique d'évolution des besoins moyens.....	31
Figure II. 3: Graphique d'évolution des besoins max. ....	34
Figure II. 4: Comparaison besoin –production de la ville de Chiffa et de Sidi Madani.....	39

### **CHAPITRE III: ETUDE DE CONCEPTION DE L'OUVRAGE DE CAPTAGE**

Figure III. 1: Extrait de carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux-Source L'ANRH d'Alger.....	42
Figure III. 2: Extrait de carte pluviométrique-Source L'ANRH d'Alger.....	43
Figure III. 3: Localisation de la source sur l'Extrait de carte hydrogéologique de la région d'ALGER-e=1/20000-Source L'ANRH d'Alger.....	44
Figure III. 4: La forme du profil de déversoir et la ligne d'eau.....	50
Figure III. 5: les dimensions de déversoir.....	50

### **CHAPITRE IV: ETUDE DE CONCEPTION DU SYSTEME DE TRANSFERT D'EAU**

Figure IV. 1: Plan de Situation du tracé de la conduite reliant le captage de la source au réservoir de Sidi El-Madani 2*500 m <sup>3</sup> sur une image satellitaire.....	58
Figure IV. 2: Pose de la canalisation en tranché dans un terrain accédante.....	69

### **CHAPITRE V: ETUDE DE CONCEPTION DES OUVRAGES ANNEXES**

Figure V. 1: Profil en long des pressions.....	90
Figure V. 2: Profil en long absolu.....	92
Figure V. 3: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	93
Figure V. 4: Les courbes caractéristiques de la pompe.....	97
Figure V. 5: Dimensions de la pompe choisie.....	97
Figure V. 6: point de fonctionnement.....	100
Figure V. 7: Robinets vanne à opercule.....	108
Figure V. 8: Robinets vanne papillon.....	108
Figure V. 9: Différentes types des Ventouse.....	109
Figure V. 10: Débitmètre électromagnétique.....	111
Figure V. 11: Les différents types des débitmètres.....	111
Figure V. 12: Vue général sur la tranchée.....	117

## **LISTE DES ABREVIATIONS**

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

DRE : Direction des Ressources en Eau.

ADE : Algérienne Des Eaux.

R.G.P.H : Recensement générale de la population et de l'habitat.

PNE : Plan National de l'eau.

OMS : Organisation mondiale de la santé.

ACL : Agglomération chef lieu

AS : Agglomération secondaire

ZE : Zone éparses

TAC : Titre alcalimétrique complet

TA : Titre alcalimétrique



## **LISTES DES PLANCHES**

Planche 1/8 ,2/8,3/8: Profil en long de la conduite d'adduction de la ville de CHIFFA W.Blida

Planche 4/8 ,5/8 :.Levé topographique de la zone d'étude CHIFFA W. Blida

Planche 6/8 : Plan de l'ouvrage de captage.

Planche 7/8 : Plan de la station de pompage.

Planche 8/8 : Schémas synoptique du système de transfert d'eau projeté

## ملخص

من خلال هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لنقل المياه من الينابيع الطبيعية من أجل تعزيز إمدادات مياه الشرب لمدينتي الشفة وسيدي المدني (ولاية الشفة)، في افاق 2040. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , قمنا بإجراء تصميم هيكلية للمنبع الطبيعي " الرمكة" و اختبار شروط إعداد الأنابيب المختلفة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادي , فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. قمنا بعد ذلك بإجراء تصميم لمختلف الهياكل المقترحة ضمن هذا المشروع.

وفي الأخير تطرقنا إلى حساب التكلفة الإجمالية للمشروع عن طريق التقدير الكمي والمالي لجميع المواد اللازمة لتحقيق الأعمال المختلفة.

## Résumé

A travers cette étude il s'agit de dimensionner une adduction à partir d'une source naturelle dans le but de renforcer l'alimentation en eau potable de la ville de CHIFFA et de SIDI MADANI (wilaya de Blida), à l'horizon 2040. Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, le captage de la source naturelle Ramka et les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux. Nous avons aussi dimensionné les différents ouvrages projetés dans le cadre de cette étude. Nous terminons notre travail par le calcul du coût total du projet, en faisant une estimation quantitative et financière de tous les matériels nécessaires à la réalisation de notre étude et les différents travaux à entreprendre : creusement de tranchées, terrassement, pose et protection des conduites et accessoires projetés, recouvrement etc.

## Abstract

Through this study it is to design a supply from a natural spring in order to strengthen the drinking water supply of the city of Chiffa and SIDI Madani (Blida), on the horizon 2040. We will consider the presentation of our study area and the estimation of its water needs, capture the natural source Ramka and the conditions under which will be established our joint supply (gravity-refoulement) of point for technical and economic, both of which are in fact related. We also have different sized structures planned as part of this study. We finish our work by calculating the total cost of the project, making a quantitative and financial estimation of all materials necessary for the realization of our study and the different works to be undertaken: trenching, digging, laying and protection of pipelines and projected accessories, recovery etc.

## **Introduction générale**

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre Mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude de renforcement de l'AEP de la ville de Chiffa et de Sidi EL-Madani à partir du captage de la source de Remka dans Wilaya de BLIDA, pour combler les besoins, par la projection d'une conduite d'adduction véhiculant ce déficit, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et l'identification des problématiques dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, avec la détermination des déficits, Les différents calculs sont traités et présentés successivement dans le chapitre II.

La présentation de la source Ramka et le dimensionnement de l'ouvrage de captage sont exposés dans le chapitre III.

Le choix du tracé et le type des matériaux des canalisations, le dimensionnement des conduites du transfert sont exposés dans le chapitre IV.

Les ouvrages annexes (les réservoirs, la détermination de type et nombre des pompes, et le dimensionnement de la station de pompage, la protection de la station de pompage et la conduite d'adduction contre le phénomène transitoire, les différents accessoires qui seront installée, Pose de la canalisation) sont présentés avec plus de détail dans le chapitre V.

Le chapitre VI consiste à faire une estimation quantitative et financière de notre système de Transfert.

Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

## Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

### I.1. Situation géographique

La commune de Chiffa est située à environ 10 Km à l'ouest de Blida et à environ 55 Km au sud-ouest d'Alger, et constitue un carrefour important vers l'ouest et le sud, elle dépend de la daïra de Mouzaia, et s'étend sur une surface de 4811 Ha, son territoire est composée de :

- ✓ 64% de plaine (Mitidja au nord) ;
- ✓ 08% de piémont ;
- ✓ 28% de zone montagneuse (djebel tamesguida).

### I.2. Situation administrative

Lors de découpage administratif de 1984, la commune de Chiffa est constituée à partir des localités suivantes :

- ✓ Chiffa ;
- ✓ Sidi Madani ;
- ✓ Oued Kerrouche ;
- ✓ Centre Sept Martyrs ;
- ✓ Sidi Yahia ;
- ✓ Cité Khadoudja ;
- ✓ Village socialiste agricole Ahl Oued Ethnia.

Elle est limitée :

Au Nord par les communes Oued El Alleug et Mouzaia;

Au Sud par la wilaya de Médea;

A l'Est par les communes de Blida et Bouarfa ;

A l'Ouest par les communes de Mouzaia et Ain Roumana.

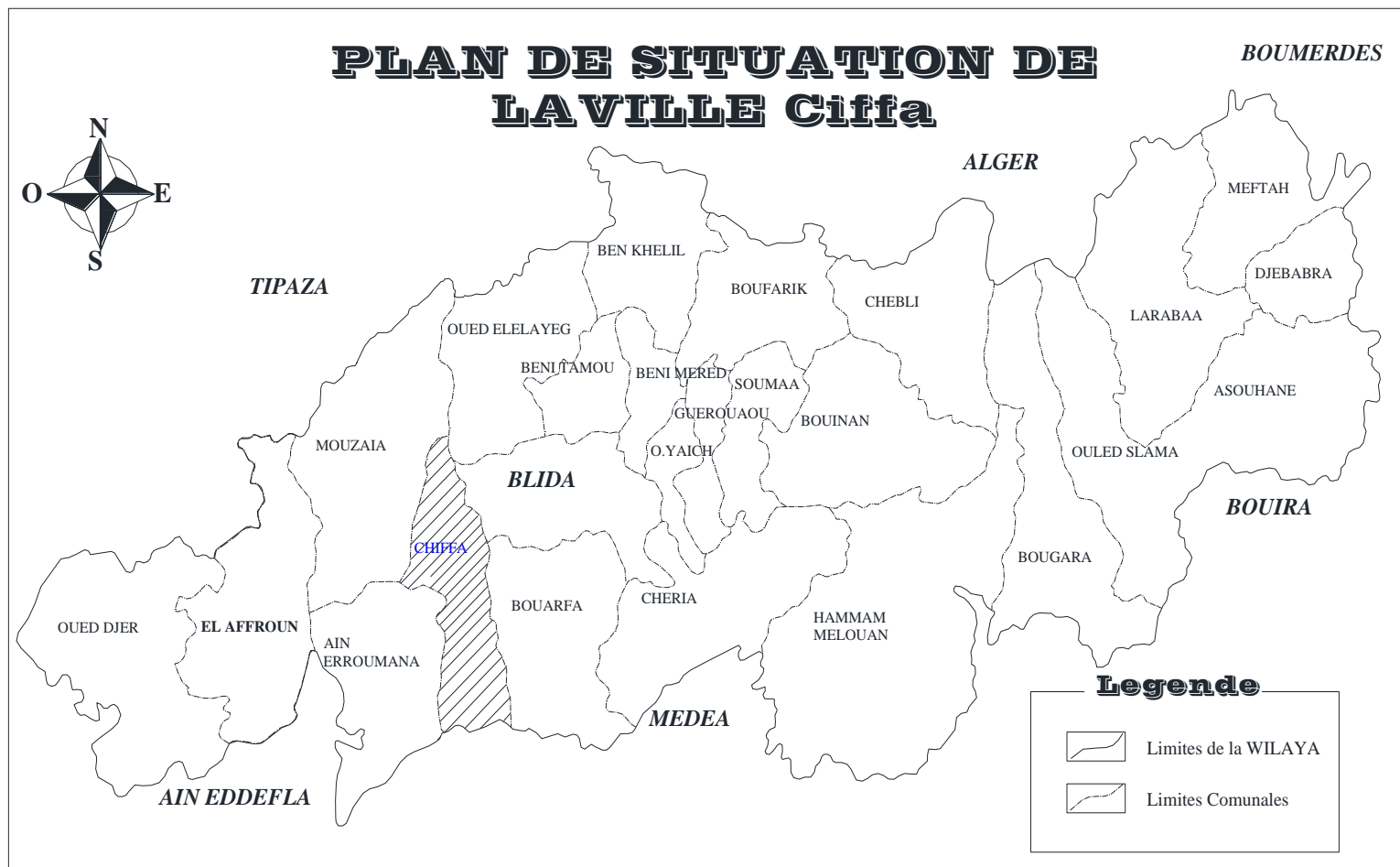


Figure I.1 : Plan de situation de la commune de CHIFFA.

### I.3. Situation topographique

La topographie joue un rôle important dans la conception du système d'alimentation en eau potable. En effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre, suivant que le terrain est plat ou accidenté.

La commune de Chiffa est caractérisée par un relief composé de deux entités :

- Au Nord : la plaine de la Mitidja.
- Au Sud : les contreforts de l'Atlas Blidéen.

Ce relief présente un dénivelé allant du Sud vers le Nord. Les côtes de l'agglomération chef lieu et les agglomérations secondaires sont résumées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1: La topographie de la commune.

Agglomérations	Côte max	Côte min
Chef lieu (ACL)	+ 140 m	+ 100 m
Sidi Madani	+ 400 m	+ 220 m
Oued Kerrouche	+ 180 m	+ 140 m

(Source L'ANRH d'Alger)

### I.4. Situation géologique

La formation géologique de la zone d'étude est constituée de deux ensembles physiques :

- La plaine de la Mitidja qui est un grand bassin alluvionnaire constitué des graviers, des galets avec des argiles en quantités variables. L'épaisseur de ces matériaux diminue dans la Mitidja Ouest.
- Et l'Atlas Blindent qui couvre la frange Sud de la wilaya et qui fait partie de l'Atlas Tellien.

Les terrains de la commune de Chiffa, sont composés essentiellement d'alluvions récentes et actuelles dans la partie septentrionale, et des schistes et calcaires dans la partie méridionale. (Source L'ANRH d'Alger)

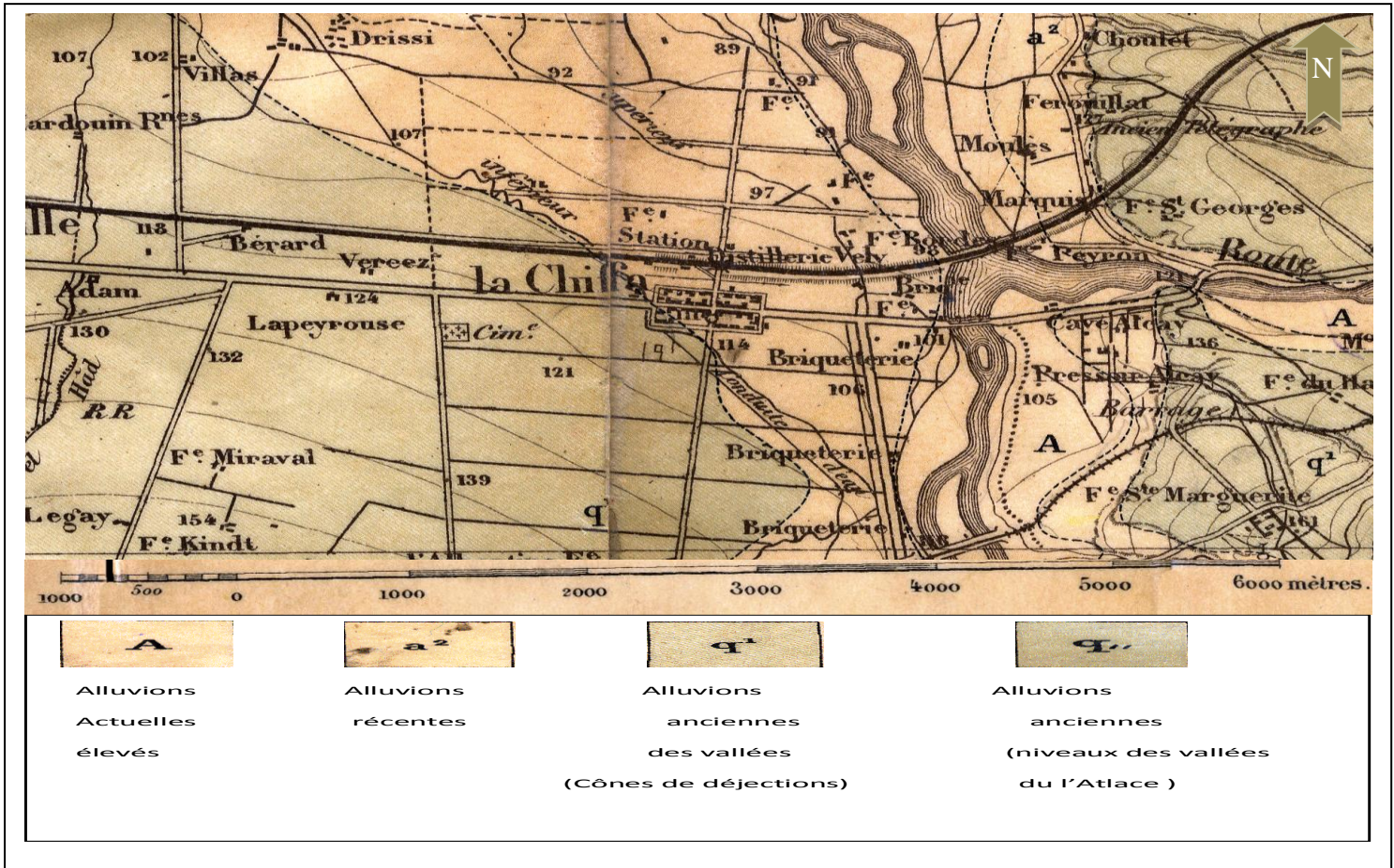


Figure I 2: Extrait de carte géologique de BLIDA pour délimitation de la région de CHIFFA-Source L'ANRH d'Alger.

### I.5. Situation climatique

Les conditions climatiques sont dans l'ensemble favorable .La pluviométrie est généralement plus importante dans L'Atlas que dans la plaine.

Les précipitations atteignent leur apogée en décembre, janvier et février, mois qui donnent environ 30 à 40% des précipitations annuelles.

La zone d'étude subite une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

Du fait de sa situation géographique, la zone d'étude se caractérise par un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars. (Source L'ANRH d'Alger)

### I.5.1. Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

La répartition des pluies durant les années 1980 à 2006 est présentée dans le tableau et la figure suivante :

La distribution mensuelle des pluies de la station de Blida entre 1980 et 2006 est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Précipitations mensuelles moyennes en mm (1980/2006).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
pluie (mm)	32,08	55,89	92,71	136,30	103,70	84,78	66,21	66,97	49,30	7,38	3,01	7,81	706,14

Source : Station météorologique de Blida et l'ANRH.

### I.5.2. Température

Le climat de Chiffa est assez frais quoiqu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale.

Tableau I. 3: Températures de l'année 2012 (station de Blida).

T°C	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy Annuel
Max	19	19,5	25	26	38,5	41,5	39,5	35	30,5	32	22	17	28,79
Min	3	2,5	6	9	13,5	19,5	23	22,5	17	14	8	2,5	11,71
Moy	10,9	11	14	15,3	22,9	26,9	29,8	28,4	22	20,6	14,3	10,5	18,88

Source : Station météorologique de Blida.

Les températures moyennes les plus élevées se trouvent durant les mois de juillet et Aout.



## I.6.Séismicité

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après le découpage la willaya de Blida se trouve dans la zone deux « II » c'est-à-dire une zone à moyenne séismicité, donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage.

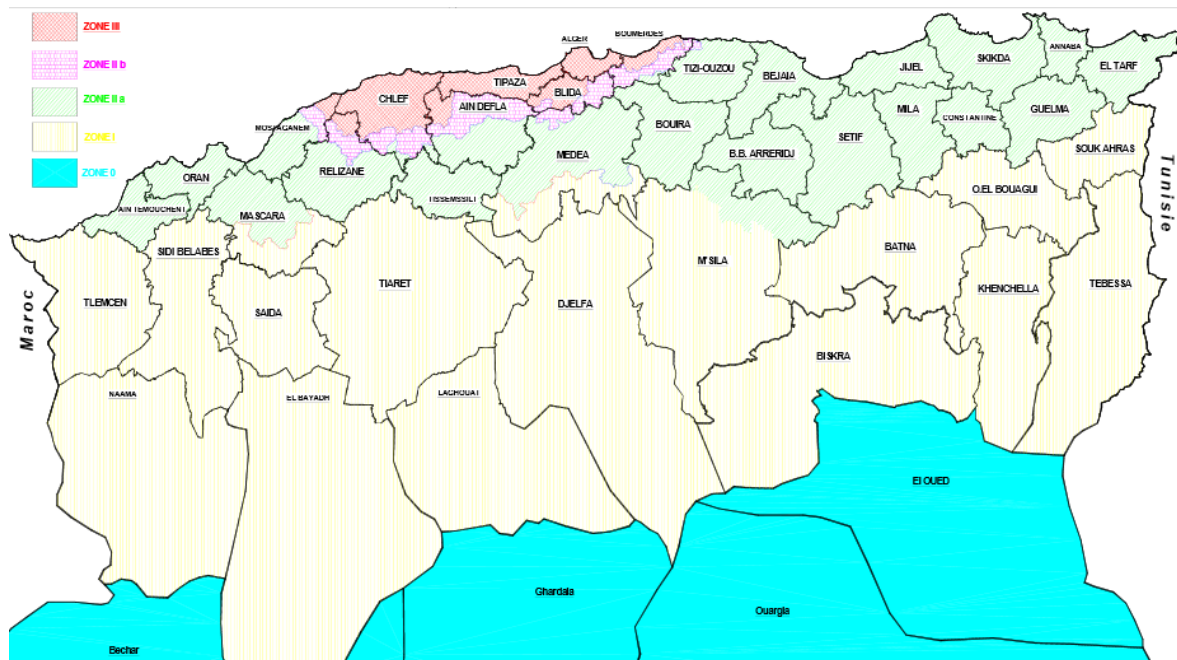


Figure I. 3: Carte de zonage sismique de du territoire algérien.

Source : DRE du Blida

## I.7.Démographie

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude. La population de la commune de Chiffa a connu des extensions urbaines importantes ces dernières années, toutes fois des obstacles importants entravent l'urbanisation, il s'agit des terres agricoles irriguées ,du canal d'irrigation, des oueds et surtout l'autoroute est-ouest, ainsi que l'unité de NAFTA qui nécessitent des moyens de sécurité afin de mettre à l'abri de tous risques inhérent les habitations avoisinantes.

Tableau I. 4 : Evolution de la population et taux d'accroissement de la commune de Chiffa de 1987 à 2008.

Communes	Agglomérations	type	Population			Taux d'accroissement		
			1987	1998	2008	1987/1998	1998/2008	1987/2008
Chiffa	Chiffa	ACL	6491	8567	18586	2,555%	8,053%	5,137%
	Oued Kerrouche	AS	4359	5914	Fusionné avec ACL	2,81%	-	-
	Sidi Madani	AS	1937	4025	6282	6,875%	4,552%	5,763%
	Ahl El Oued Thenia (VSA)	AS	1228	2553	3256	6,880%	2,462%	4,753%

Source : l'APC de CHIFFA.

## I.8. ACTIVITES

L'activité dominante dans la commune de Chiffa est marquée surtout par sa vocation agricole, en effet, elle représente la ressource primaire de la population vue la situation géographique de la commune dans la plaine de la Mitidja qui occupe 64% du territoire communal sachant que la surface de la commune est de 4800 ha soit 2340 ha de surface agricole. A côté de cette activité, on trouve quelques unités et ateliers à caractère industriel repartis à travers le tissu de chef lieu de la commune et les agglomérations secondaires.

L'implantation de l'unité industrielle de NAFTAL est très marquée par son ampleur régionale qui assure l'approvisionnement aux produits pétroliers. Cette unité se situe à la sortie Ouest de la ville de Chiffa, s'étend sur une superficie de 10800 m<sup>2</sup> et emploie un effectif estimé à 520 personnes qui viennent des wilayas avoisinantes : Alger, Tipaza et Médéa.

Les équipements commerciaux sont situés en grande partie de part et d'autre des voies principales aux niveaux des rez de chaussées des habitations. Il existe aussi des activités artisanales surtout la menuiserie et les dépôts de vente des matériaux de construction. (Source : l'APC de BLIDA)

## I.9. Hydrogéologique

Du point de vue hydrogéologique, la plaine de la Mitidja se décompose en deux sections :

- La première : en montagne à fort pente, présentée sous la forme de ruissellement.
- La seconde : en plaine quand les pentes s'adoucissent, la forme de ruissellement concentrés qui constituent les oueds principaux, dont Bouroumi et Chiffa qui se rejoignent pour former la Mazafran.

Les principales formations de la région de point de vue hydrogéologie sont :

- ✓ Les alluvions actuelles formées de cailloux et graviers avec sables limoneux du lit majeur des oueds.
- ✓ Les alluvions récentes composées de sables et de graviers ; elles sont très perméables et permettent une grande capacité de stockage. Grâce à leur grande superficie et à leur épaisseur, elles constituent un réservoir aquifère important.
- ✓ Les alluvions anciennes (niveau inférieur) constituées de dépôts caillouteux du pied de l'Atlas qui forment un réservoir non négligeable.

La nappe de la région se situe principalement dans les parties occidentales et septentrionales de la commune. Elle est alimentée par les infiltrations des eaux de pluie et les eaux des oueds.

Les principaux cours d'eau qui contribuent à l'alimentation de la nappe sont :

- L'Oued El Had à l'Ouest.
- L'Oued Chiffa à l'Est.

Vu la platitude du terrain et la nature des roches qui constituent la plaine, l'écoulement dans cette zone est réduit, ce qui facilite l'infiltration des eaux.

Notons qu'une grande quantité d'eau des sources (exemple : la source des ruisseaux) se perd dans les oueds. (Source : l'ANR d'Alger)

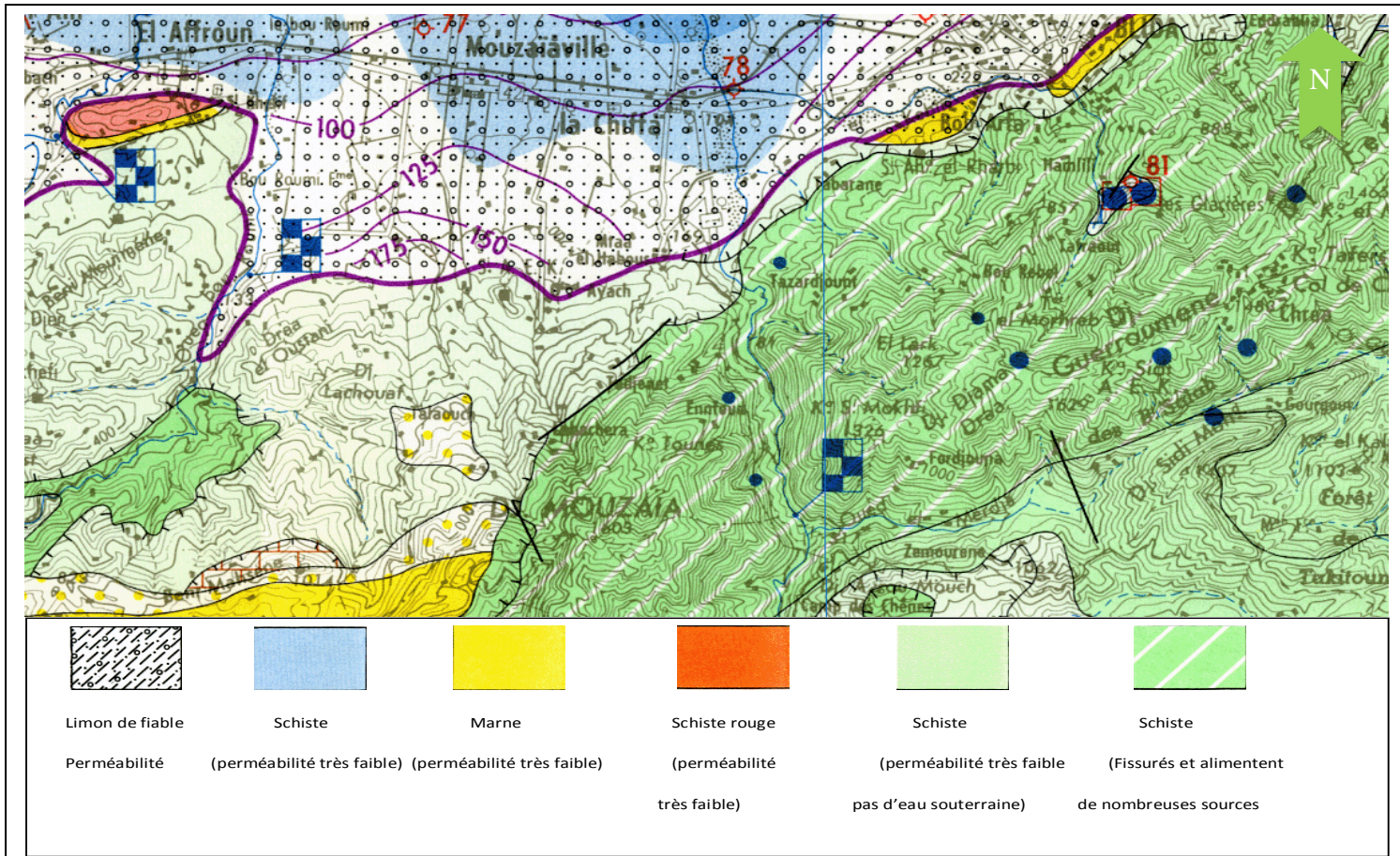


Figure I. 4 : Extrait de carte hydrogéologique de la région d'ALGER pour délimitation de la région de CHIFFA-e=1/200000-Source L'ANRH d'Alger.

### I.10.Situation hydraulique

L'alimentation en eau de la ville de CHIFFA est assurée par

#### I.10.1.Ressources en eau potable

La commune de CHIFFA tire ses ressources en eau potable à partir des forages à savoir :

- ◆ Forage F1 bis ;
- ◆ Forage F2 bis ;
- ◆ Forage F3 (NAFTALE) ;
- ◆ Forage F1 Sidi Madani;
- ◆ Forage F2 sidi Madani ;
- ◆ F3 Sidi Madani ;
- ◆ Forage F2 sidi Yahia ;
- ◆ Forage F1 bis VSA ;
- ◆ Forage Oued Kerrouche;
- ◆ Forage F Zedri.

Les caractéristiques des forages sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I. 5: Bilan D'exploitation de la commune de CHIFFA (mois de mars 2016).

	Forages	Date de mise en service	Nombres d'heures de pompage/j	Profondeur du forage (m)	Débit (l/s) Initial	Débit (l/s) actuel
Centre ville	F1bis X = 504,700 Y= 351,100	17-12-2002	H24	150	15,00	6
	F2bis X = 504,775 Y= 350,175	An 2003	H24	150	17,00	13
	F3 X = 492,700 Y= 355,400	An 2000	H24	155	12,00	2
	Forage Oued Kerrouche « F4 » X=504,400 Y= 351,025	2012	H24	170	15	9
Sidi Madani	F1 X = 505,000 Y= 349,250	An 2004	H24	150	27,50	5
	F2 X = 505,150 Y= 349,100	An 1985	H24	52	13,00	6
	F3 X = 505,900 Y= 349,100	An 2003	H8	160	18,00	9
	Turk	-	H24	-	4	0
Sidi Yahia	F2 Sidi Yahia X=501,290 Y=351,045	1985	H12	135	4	4
VSA	F1 bis VSA X=503,155 Y=352,250	2003	H18	15	27	14
Zedri	Forage Zedri X=503,155 Y=353,650	1988	H10	11	10	4

Source : ADE de Blida 2016.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des sources recensées dans le périmètre de l'étude :

Tableau I.6: Cordonnées des sources existantes.

Commune	Source	Coordonnées LAMBERT			Débit (l/s)	Débit (m3/j)	Observation
CHIFFA	Source Ramka	504121	343780	1050.08	25	2160	Non Opérationnelle
	OUED SIDI ZRAYMI	503138	345877	440	4,6	397,44	Non Opérationnelle
	RUISSEAU DES SINGES	505700	344500	310	Estimé à >80	6912,00	Non Opérationnelle
	EL AYOUN	505850	344850	280	2	172,80	Non Opérationnelle
	ELKEF ERRACHI	505700	343100	285	7	604,80	Non Opérationnelle
	AIN AZERZILENE	506950	343200	266	>10	864,00	Non Opérationnelle
	AIN CHADI	506100	343650	700	>4	345,60	Non Opérationnelle
	ELAYOUN2	506050	342600	290	0,8	69,12	Non Opérationnelle
	<b>CAPTAGE SIDI MADANI</b>	<b>506913</b>	<b>342144</b>	<b>270</b>	<b>44</b>	<b>3801.6</b>	<b>Opérationnelle</b>

Source : DRE - Blida -ADE-Blida

### I.10.2.Ouvrage de stockage

Le stockage de l'eau potable de la commune de Chiffa est assuré par des réservoirs à savoir

Tableau I. 7: Réservoirs existants (Source : DRE W de Blida).

Réservoir	Type	Nature	Cote Radier (m NGA)	Cote Trop-plein (m NGA)	Capacité (m <sup>3</sup> )	Observation
Chiffa 1000 m <sup>3</sup>	surélevé	Circulaire	186.00	194.00	1000	-
Chiffa 500 m <sup>3</sup>	surélevé	Circulaire	-	-	-	Non opérationnel
Sidi Madani 50 m <sup>3</sup>	surélever	Circulaire	163	164,5	50	-
BZAR 500+250 m <sup>3</sup>	semi enterré	Circulaire	-	-	750	-
EZZRAIMI 2x500 m <sup>3</sup>	semi enterré	Circulaire	264.32	269.32	1000	-
Zedri 40 m <sup>3</sup>	surélever	Circulaire	97,92	99,42	40	-
VSA 500 m <sup>3</sup>	surélever	Circulaire	249,6	253,6	500	-
Sidi Yahia 15 m <sup>3</sup>	citerne	-	-	-	15	-
Sidi Yahia 250 m <sup>3</sup>	réservoir	circulaire	-	-	250	-

**I.10.3. Système d'AEP de la commune de CHIFFA**

On distingue actuellement Cinq systèmes indépendants d'AEP pour la commune de Chiffa:

- ◆ Système d'AEP de la ville de Chiffa ;
- ◆ Système d'AEP de Bezar et sidi Madani ;
- ◆ Système d'AEP de Sidi Yahia ;
- ◆ Système d'AEP de VSA (Nord de Chiffa) ;
- ◆ Système d'AEP de Zedri.

**I.10.3. 1.Système d'AEP de la ville de Chiffa**

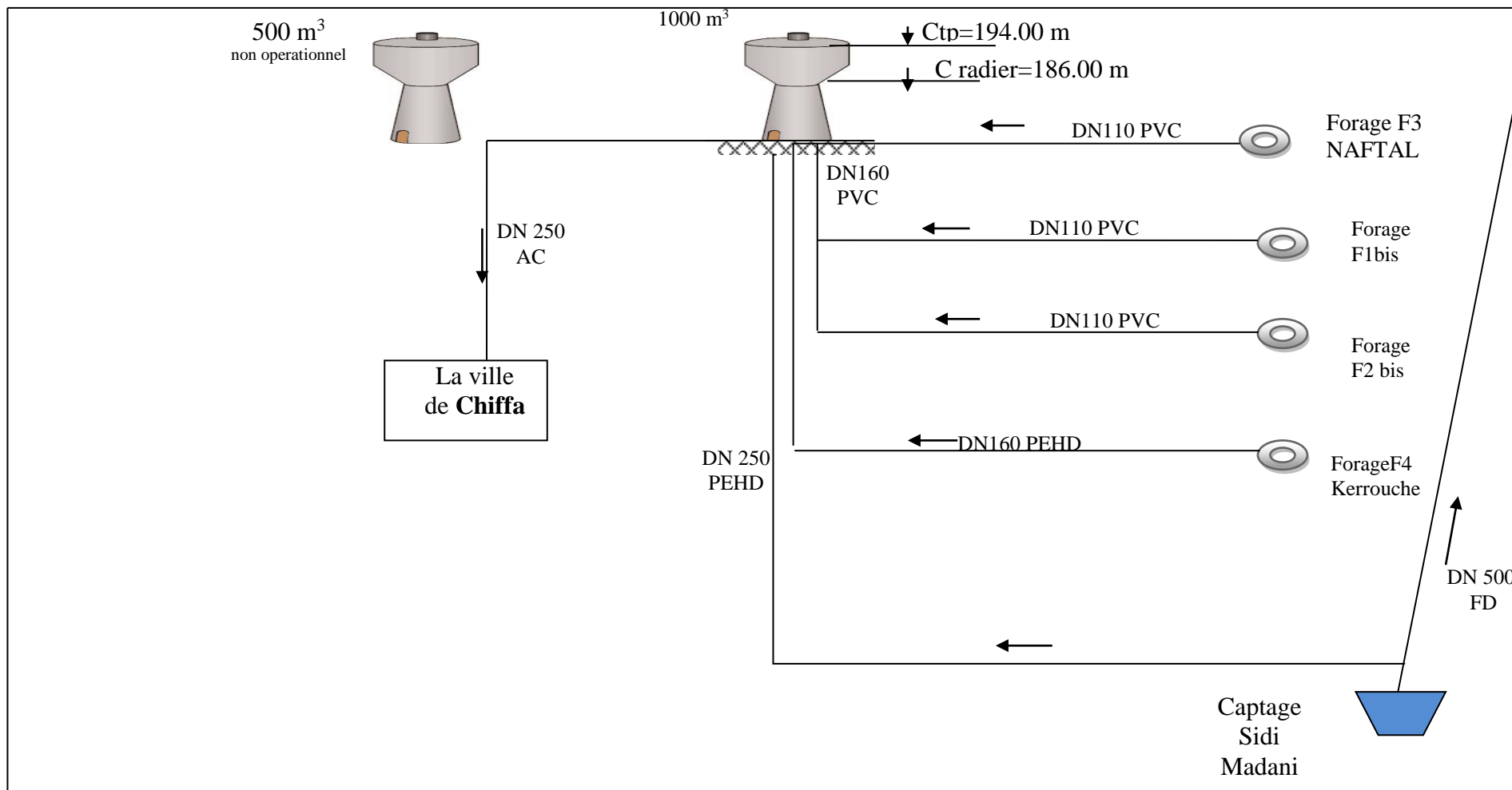


Figure I.5: Schéma synoptique d'AEP de la ville de CHIFFA.



I.10.3. 2. Système D'AEP de BEZAR et SIDI MADANI

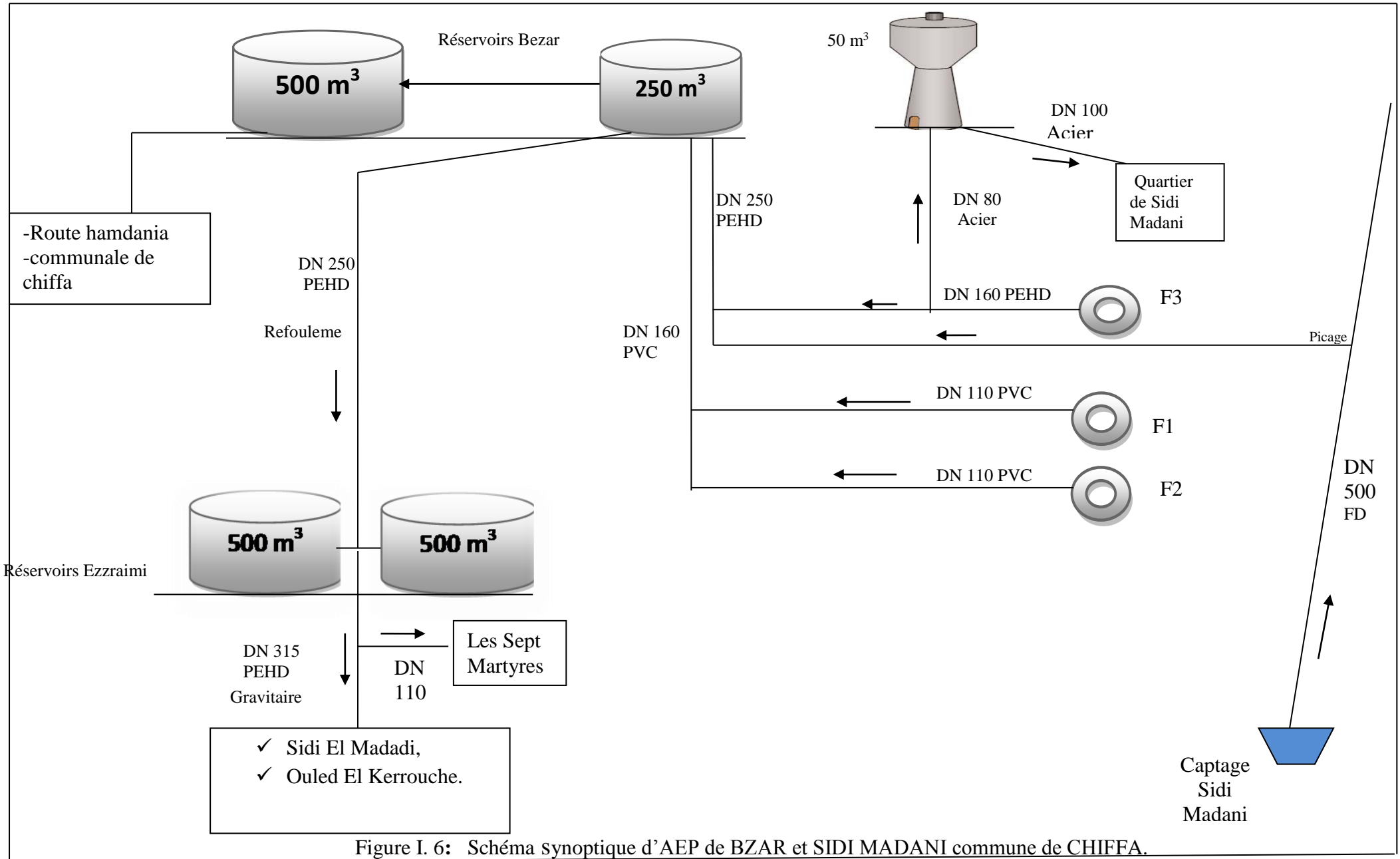


Figure I. 6: Schéma synoptique d'AEP de BZAR et SIDI MADANI commune de CHIFFA.

**I.10.3. 3. Système D'AEP de SIDI YAHIA**

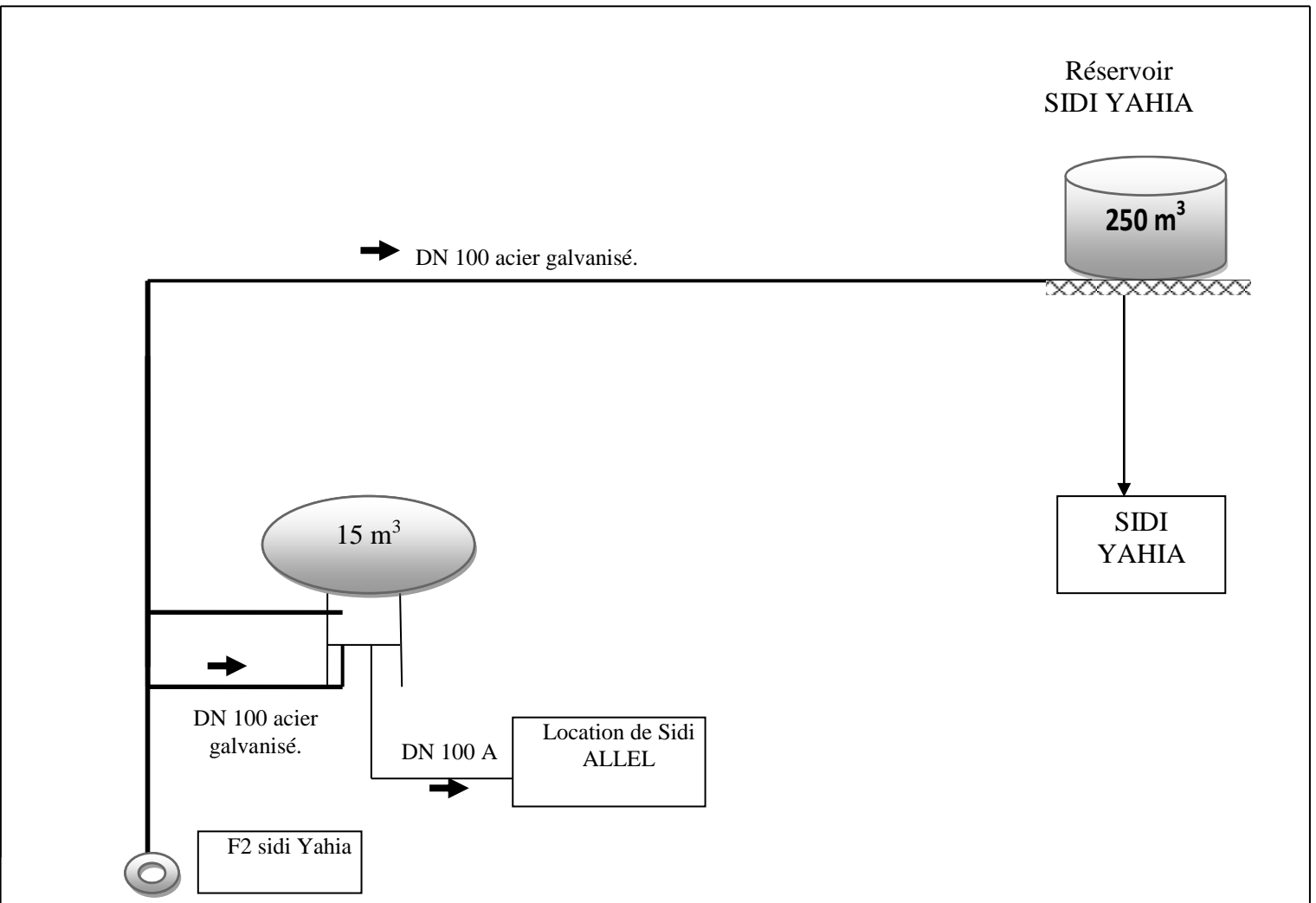


Figure I. 7: Schéma synoptique d'AEP de SIDI YAHIA commune de CHIFFA.

**I.10.3. 4. Système D'AEP de VSA (EL KARIA)**

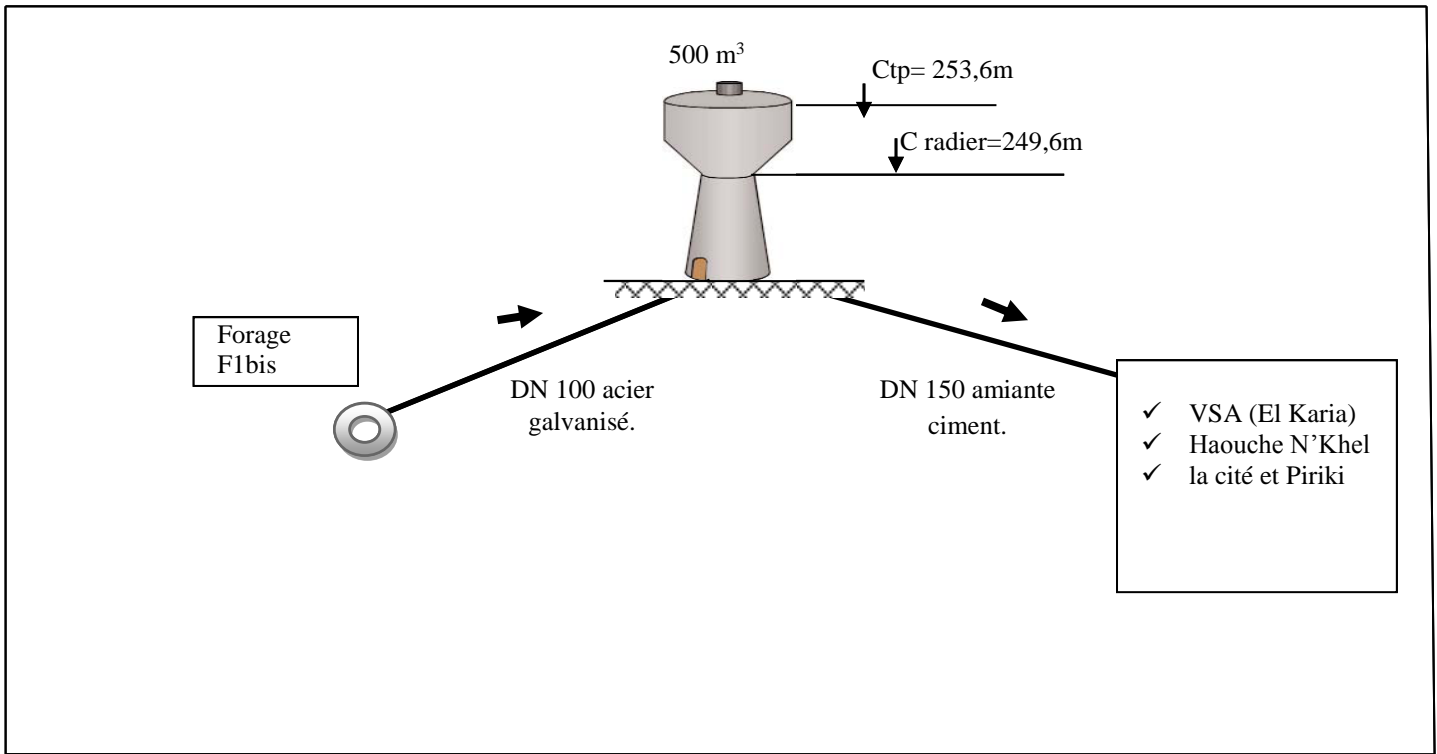


Figure I. 8: Schéma synoptique d'AEP de VSA (EI KARIA) commune de CHIFFA.

**I.10.3. 5. Système D'AEP de ZEDRI**

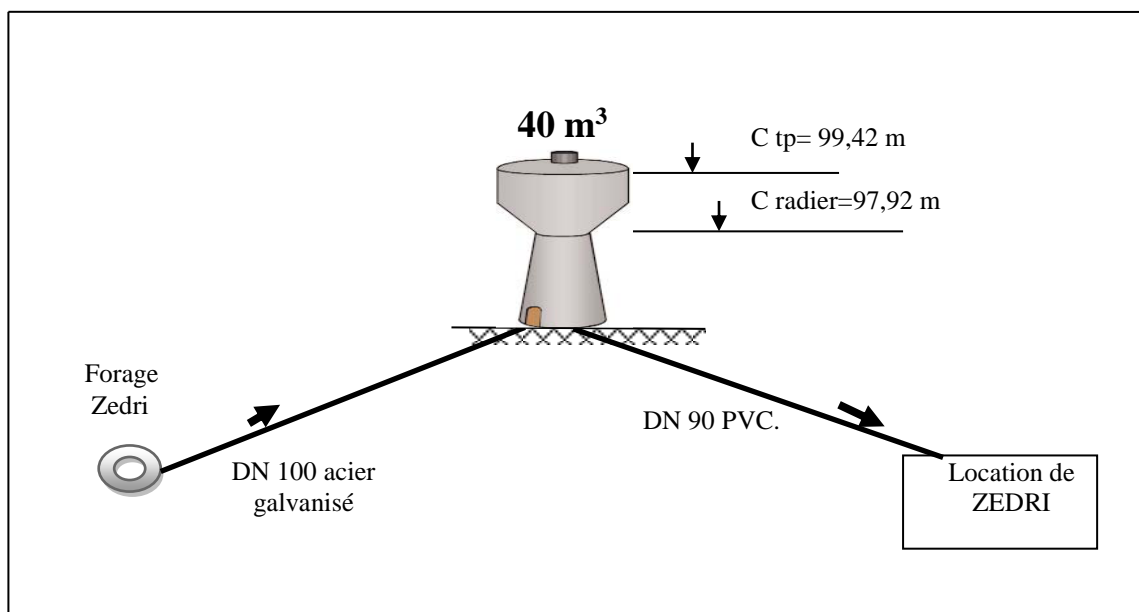


Figure I.9: Schéma synoptique d'AEP de ZEDRI commune de CHIFFA.

**CONCLUSION**

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 de la commune de Chiffa.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le renforcement de l'AEP de la ville de Chiffa et de Sidi Madani à partir du captage de source Ramka (w. de Blida) afin de résoudre les problèmes de l'agglomération.

## Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

### II.1. Evaluation de la population future

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

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

$P_n$  : population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : Population à l'année de recensement 2008 ;

$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizon ;

$\tau$  : Taux d'accroissement de la population en %.

Le taux d'accroissement moyen annuel tenant en considérations des paramètres suivantes :

- ❖ Mode de vie ;
- ❖ L'éducation (planning familial) ;
- ❖ Développement socioculturel ;
- ❖ Degré général de l'instruction.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 1 : Evaluation de la population.

Communes	Agglomérations	Type	Population	2008/2010		2010/2016		2016/2020		2020/2025		2025/2030		2030/2035		2035/2040	
			RGPH 2008	Taux %	pop	Taux %	pop	Taux %	pop	Taux %	pop	Taux %	pop	Taux %	pop	Taux %	pop
Chiffa	Chiffa	ACL	11993	3	12724	2.5	14756	1,8	15847	1,7	17241	1,4	18482	1,4	19812	1,4	21238
	Sidi Madani	AS	6222	3	6601	2,5	7656	2	8287	1,8	9060	1,5	9760	1,5	10514	1,5	11327
	Oued Kerrouch	AS	6542	3	6941	3	8288	2,5	9377	2	10353	1,5	11153	1,5	12015	1,5	12943
	Centre Sept Martyrs	ZE	514	1	525	1	557	1	580	1	609	1	640	1	673	1	707
	Population Total	-	25271	-	26790	-	31255	-	34089	-	37261	-	40033	-	43012	-	46214

RM : le taux d'accroissement est calculé en fonction RGPH 1998 et RGPH 2008 tirés du PNE.

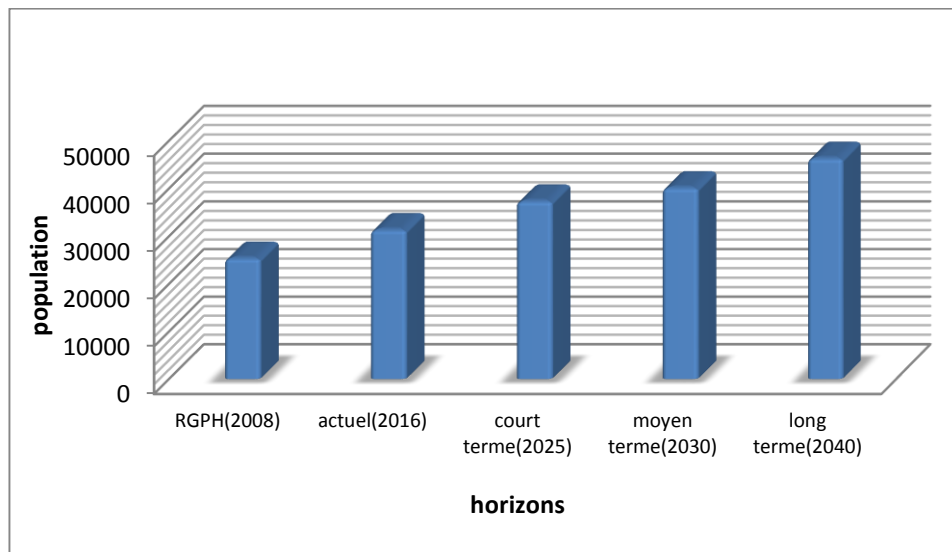


Figure II. 1: Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons de la commune de Chiffa.

## II.2. Estimation actuelle et future des besoins en eau potable

La demande en eau potable est définie comme la somme des volumes à mobiliser pour satisfaire les différents besoins en eau potable tout en prenant en compte les pertes en réseaux des infrastructures d'hydraulique.

Les besoins « eau potable » correspondent aux volumes d'eau potable à distribuer « au robinet » pour satisfaire les différents usages répartis selon trois grandes familles de consommateurs :

- Les besoins domestiques qui couvrent la consommation des particuliers,
- Les besoins « autres usages » qui couvrent les consommations liées à l'administration, les commerces et l'artisanat et petites industries,
- Les besoins touristiques qui couvrent les consommations spécifiques saisonnières liées à une activité touristique.

La détermination de la demande en eau potable repose sur un ensemble d'hypothèses d'estimation et d'évolution des facteurs liés :

- A la démographie et aux projections de populations à différents horizons ;
- Aux facteurs de majorations associés pour la prise en compte des « autres usages » (Administrations, commerces, artisanat et petites industries) et l'activité touristique ;
- Aux rendements des infrastructures et à leurs évolutions dans le temps ;
- Aux dotations unitaires domestiques et à leurs évolutions aux différents horizons. [1]

### II.2. 1.Choix de la dotation

La dotation unitaire domestique est définie comme étant la quantité d'eau potable, par jour, que doit recevoir effectivement un habitant « au niveau de son robinet » pour couvrir ses besoins domestiques journaliers.

L'estimation de l'évolution des dotations unitaires domestiques doit satisfaire les habitudes culturelles relatives à l'usage de l'eau.

Les dotations unitaires moyennes domestiques sont déterminées par strate de population conformément à la typologie agglomérations définie par l'étude du plan national de l'eau (PNE version Août 2010).

Tableau II. 2: Typologie Agglomérations/strates de population.

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
métropoles	Villes de plus de 300 000 habitants
Urbain supérieur	100 000 <pop≤300 000 habitants
Urbaine	20 000<pop≤100 000 habitants
Semi urbain	5 000<pop≤20 000 habitants
Semi rural	3 000<pop≤5 000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitations) <pop≤3 000 habitants
Rural Eparsé	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

[Source : Plan National de l'eau 2010]

Selon l'étude du plan national de l'eau (PNE version Août 2010) l'évolution de la demande est représentée dans le tableau suivant :



Tableau II. 3: Dotations Moyennes (l/j/hab.)

Horizon Type de population	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbaine	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
Eparse	60	60	60	60	60

[Source : Plan National de l'eau 2010]

La consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons d'études est donnée dans le tableau II.4 :

Tableau II. 4: Répartition de la dotation de la commune à l'horizon d'étude 2040.

Agglomérations	Horizon	Actuel 2016	Courte terme 2025	Moyen terme 2030	Long terme 2040
	Type de population				
Chiffa	Urbaine	85	100	110	120
Sidi Madani	Semi urbain	80	90	100	110
Oued Kerrouche	Semi rural	80	90	100	110
Centre Sept Martyrs	Eparse	60	60	60	60

### II.2.2. Evaluation des Besoins Domestiques

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \quad (II.2)$$

$Q_{moy.j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3 / j$ ).

$q_i$ : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/hab).

$N_i$  : Nombre de consommateurs (hab).

$i$  : Nombre de groupes.

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque zone dans le tableau II.5.

Tableau II. 5: Besoins en eau domestique pour différents horizons.

Agglomérations	Actuel 2016		Courte terme 2025		Moyen terme 2030		Long terme 2040	
	dotation (l/j/hab)	Besoins ( $m^3/j$ )	dotation (l/j/hab)	Besoins ( $m^3/j$ )	dotation (l/j/hab)	Besoins ( $m^3/j$ )	dotation (l/j/hab)	Besoins ( $m^3/j$ )
Chiffa	85	1254,20	100	1724,01	110	2032,94	120	2548,55
Sidi Madani	80	612,41	90	815,32	100	975,93	110	1245,87
Oued Kerrouch	80	662,98	90	931,68	100	1115,22	110	1423,67
Sept Martyrs	60	33,40	60	36,52	60	38,39	60	42,41
Total ( $m^3/j$ )	2562,97		3507,56		4162,47		5260,49	

### II.2.3. Besoins en eau des équipements

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels, ces besoins en eaux ont été estimés par deux méthodes différentes :

- La méthode de majoration :

Pour cette méthode Les besoins des différents équipements sont considérés comme étroitement liés à la topologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs.

Les majorations utilisées dans le Plan National de l'Eau (Août 2010) sont reprises dans le tableau suivant :

Tableau II. 6 : Taux de majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie selon le PNE 2010.

Type d'agglomérations	Taux Administration	Taux Commerce	Taux artisanat et petite Industrie	Taux Total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35%	17,50%	17,50%	70%
métropoles	30%	15%	15%	60%
Urbain supérieur	25%	12,50%	12,50%	50%
Urbaine	20%	10%	10%	40%
Semi urbain	15%	10%	10%	35%
Semi rural	10%	7,50%	7,50%	25%
Rural aggloméré	5%	5%	5%	15%
Eparse	0%	0%	0%	0%

Les résultats de calcul pour les différents horizons sont indiqués dans les tableaux suivant :

Tableau II. 7: Besoins en eau des différents équipements pour différents horizons.

horizons agglomérations	Actuel 2016			Courte terme 2025			Moyen terme 2030			Long terme 2040		
	besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	taux de majoration	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	taux de majoration	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	taux de majoration	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	taux de majoration	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)
chiffa	1254,20	40%	501,68	1724,02	40%	689,61	2032,94	40%	813,18	2548,55	40%	1019,43
Sidi Madani	612,41	35%	214,35	815,33	35%	285,37	975,93	35%	341,58	1245,87	35%	436,06
Oued Kerrouch	662,98	25%	165,75	931,69	25%	232,93	1115,22	25%	278,81	1423,68	25%	355,92
Sept Martyrs	33,40	0%	0	36,54	0%	0	38,39	0%	0	42,41	0%	0
Total (m <sup>3</sup> /j)	881,77			1207,90			1433,56			1811,39		

- Méthode basée sur l'attribution de la dotation :

Tableau II. 8 : Besoins en eau des différents équipements de la ville de Chiffa pour l'horizon actuel.

<b>Agglomération chef-lieu (ACL)</b>				
Equipements	Nombre d'unité	Unité	dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m <sup>3</sup> /j)
<b>Scolaire</b>				
E.F.P primaire	1499	élève	10	14,99
Moyen	971	élève	10	9,71
Secondaire	1066	élève	10	10,66
			Total	35,36
<b>Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)</b>				
Gendarmerie	50	employé	15	0,75
Subdivision d'agriculture et forêt	100	employé	15	1,5
Sécurité urbaine	65	employé	15	0,975
Mosquées	800	fidèles	10	8
Siège APC	70	employé	15	1,05
Stade communal	24286	employé	5	121,43
Centre de santé	30	lit	400	12
Clinique privée	25	lit	400	10
Garde communale	100	m <sup>2</sup>	50	5
PTT	25	employé	15	0,375
Centre culturel	80	jeune	15	1,2
Jardin ou placette publique	2534,5	m <sup>2</sup>	6	15,207
Centre ADE	15	employé	50	0,75
			Total	178,237
<b>Industrie</b>				
Unité NAFTAL	520	employé	150	78
			Total	78
<b>Total</b>	<b>291,597</b>			

<b>Agglomération secondaire Oued Kerrouch</b>				
Equipements	Nombre d'unité	Unité	dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m <sup>3</sup> /j)
<b>Scolaire</b>				
E.F.P primaire	800	élèves	10	8
Moyen	752	élèves	10	7.52
			Total	15.52
<b>Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)</b>				
Mosquée	450	fidèle	10	4,5
Antenne APC	26	employé	15	0,39
Stade	24286	m <sup>2</sup>	5	121,43
Salle de soins	43	lit	15	0,645
Garde communale	75	employé	50	3,75
			Total	130.715
<b>Total</b>		146.235		

<b>Agglomération secondaire Sidi Madani</b>				
Equipements	Nombre d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m <sup>3</sup> /j)
<b>Scolaire</b>				
E.F.P primaire	800	élèves	10	8
			Total	8
<b>Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)</b>				
Mosquée	500	fidèle	10	5
Antenne APC	60	employé	15	0,9
PTT	28	employé	15	0,42
Centre de santé	32	lit	400	12,8
Aire de jeux	7110,2	m <sup>2</sup>	5	35,551
Jardin ou placette publique	5544	m <sup>2</sup>	5	27,72
Stade	12903,8	m <sup>2</sup>	5	64,519
			Total	146.91
<b>Total</b>		154,91		

<b>Agglomération secondaire Sept Chouhada</b>				
Equipements	Nombre d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m <sup>3</sup> /j)
<b>Scolaire</b>				
E.F.P primaire (1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> cycle)	65	élèves	10	0.65

Vue l'indisponibilité des données relatives aux différents équipements sur le cout, moyen et le long terme, la méthode de la majoration a été adoptée.

### II.2.3.Majoration Géo-Climatique

Les coefficients de majoration Géoclimatique prennent en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre, respectivement, le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud.

Ils s'établissent comme suit :

Tableau II. 9: Table de coefficient de majoration géo-climatique.

Région	Taux de Majoration
Région Nord	0 %
Région Haut Plateaux	5 %
Région Sud	15 %

Source : Plan National de l'eau 2010.

NB : La zone d'étude est classée dans la région Nord donc le coefficient de majoration géo climatique est nul.

**II.2.4. Estimation des pertes**

Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques.

- Les pertes administratives concernent surtout :
  - Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ;
  - Le système de facturation au forfait ;
  - Les prélèvements illégaux.
- Les pertes physiques concernent surtout :
  - les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;
  - autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies, prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Dans la présente étude les pertes sont estimées à 10% de la consommation pour les différents horizons d’étude.



### II.2.5. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la ville de Chiffa aux différents horizons sont représentés dans le tableau II.10 ci-après :

Tableau II. 10: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

horizons agglomération	Actuel 2016	Courte terme 2025	Moyen terme 2030	Long terme 2040
	Débit moy, jr (m <sup>3</sup> /j)	Débit moy, jr (m <sup>3</sup> /j)	Débit moy, jr (m <sup>3</sup> /j)	Débit moy, jr (m <sup>3</sup> /j)
chiffa	1931,46	2654,99	3130,73	3924,76
Sidi madani	909,42	1210,76	1449,26	1850,11
Oued Kerrouch	911,60	1281,08	1533,43	1957,56
Centre Sept Martyrs	36,74	40,18	42,23	46,66
Total (m <sup>3</sup> /j)	3789,21	5186,99	6155,63	7779,07

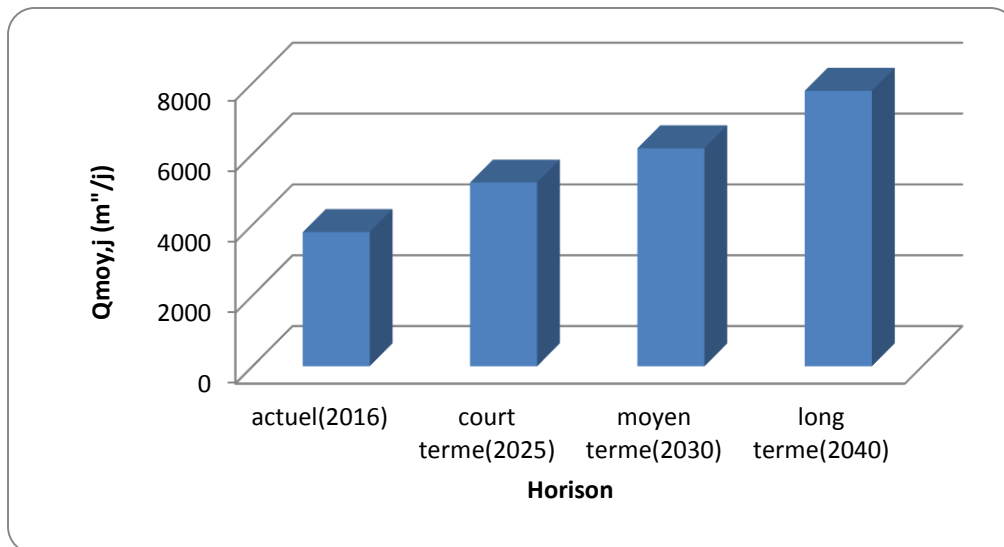


Figure II. 2: Graphique d'évolution des besoins moyens.

### II.3. Variations de la consommation

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

#### II.3.1. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année la consommation en eau potable n'est pas constante, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ **Consommation maximal journalière**

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{max,j}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

Avec :

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

$K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$ .

pour notre étude on prend  $K_{max,j} = 1,3$  ;

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11:Récapitulatif des débits maximums.

Horizons Agglomération	Actuel 2016			Courte terme 2025			Moyen terme 2030			Long terme 2040		
	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kmaxj	Qmax,j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kmaxj	Qmax,j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kmaxj	Qmax,j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kmaxj	Qmax j (m <sup>3</sup> /h)
Chiffa	1931,46	1.3	2510,90	2654,99	1.3	3451,49	3130,73	1.3	4069,94	3924,76	1.3	5102,19
Sidi Madani	909,42	1.3	1182,25	1210,76	1.3	1573,99	1449,26	1.3	1884,03	1850,11	1.3	2405,14
Oued Kerrouche	911,60	1.3	1185,08	1281,08	1.3	1665,40	1533,43	1.3	1993,45	1957,56	1.3	2544,83
Centre Sept Martyrs	36,74	1.3	47,76	40,18	1.3	52,23	505	1.3	54,90	46,66	1.3	60,64
Total (m <sup>3</sup> /j)	4925,97			6743,09			8002,31			10112,79		

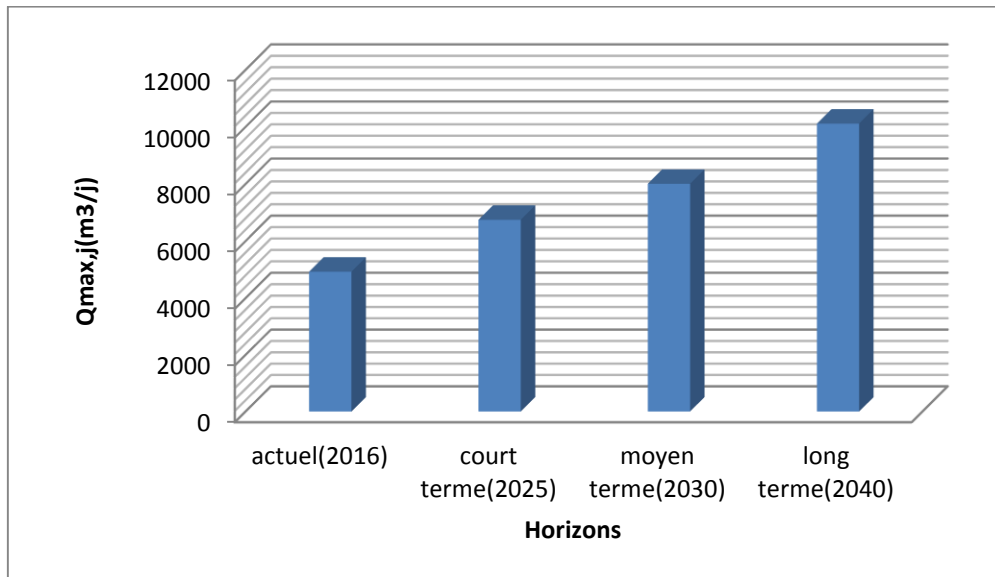


Figure II. 3: Graphique d'évolution des besoins max.

#### ➤ La Consommation minimale journalière

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{min,j}$ ) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

Avec :

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

$K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum ,  $K_{min,j} = (0,7-0,9)$ .

Pour notre étude on prend  $K_{min,j} = 0,9$ .

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12:Récapitulatif des débits minimums.

Horizon Agglomération	Actuel 2016			Courte terme 2025			Moyen terme 2030			Long terme 2040		
	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kminj	Qmin j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kminj	Qmin j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kminj	Qmin j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	kminj	Qmin j (m <sup>3</sup> /j)
Chiffa	1931,46	0.9	1738,32	2654,99	0.9	2389,49	3130,73	0.9	2817,65	3924,76	0.9	3532,29
Sidi madani	909,42	0.9	818,48	1210,76	0.9	1089,68	1449,26	0.9	1304,33	1850,11	0.9	166510
Oued Kerrouch	911,60	0.9	820,44	1281,08	0.9	1152,97	1533,43	0.9	1380,08	1957,56	0.9	1761,81
Centre Sept Martyrs	36,74	0.9	33,07	40,18	0.9	36,162	42,23	0.9	38,01	46,66	41,98	0.9
Total (m <sup>3</sup> /j)	3410,29			4668,29			5540,06			7001,16		

➤ **Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} = K_{max.j} \frac{Q_{moy.j}}{24}$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;
- $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;

Les calculs sont résumés dans le tableau II.13 ci-dessous.

Tableau II. 13: Débits moyens horaires.

Horizons Agglomération	Actuel 2016	Courte terme 2025	Moyen terme 2030	Long terme 2040
	Qmoyh ( $m^3/h$ )	Qmoyh ( $m^3/h$ )	Qmoyh ( $m^3/h$ )	Qmoyh ( $m^3/h$ )
chiffa	104,63	143,82	169,59	212,60
Sidi madani	49,27	65,59	78,51	100,22
Oued Kerrouch	49,38	69,40	83,07	106,04
Centre Sept Martyrs	1,99	2,18	2,29	2,53
Total ( $m^3/h$ )	205,25	280,97	331,15	421,37

### II.3.2.Variation de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'annexe II.1 qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier et cela en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{moy.j})/100 \quad (II.5)$$

Avec :

$Q_h$  = débit horaire nécessaire en ( $m^3/h$ ) ;

$P\%$  = pourcentage horaire.

Les tableaux montrant la variation du débit horaire dans la journée pour les différentes agglomérations sont représentés en annexe II.2.

## II.4. Bilan production-consommation

Un dimensionnement correct d'une adduction nécessite l'élaboration d'un bilan besoins-ressources.

### II.4.1. Ressources en eau

Les sources responsables à l'alimentation en eau potable des agglomérations concernées représentent un ensemble de champs de forages et un captage à partir d'une source d'eau.

La quantité d'eau produite à partir de ces forages et cette source est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau II. 14: La quantité d'eau produite à partir des ressources (mars 2016).

	Forages	Nombres d'heures de pompage/j	Débit (l/s) actuel	Production M <sup>3</sup> /j
Centre-ville	F1bis	H24	6	518,4
	F2bis	H24	13	1123,2
	F3	H24	2	172,8
	Forage Oued Kerrouche « F4 »	H24	9	777,6
	Captage de Sidi Madani	H24	22	1900.8
Sidi Madani	F1	H24	5	432
	F2	H24	6	518,4
	F3	H8	9	259,2
	Turk	H24	0	0
	Captage de Sidi Madani	H24	22	1900.8
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>				<b>7603,2</b>

Source : Unité ADE de BLIDA.

**Le volume journalier produit est de : 7603,2m<sup>3</sup>/J.**

#### II.4.2. Besoins en eau

Comme nous l'avons mentionné les besoins en eaux totaux de la zone d'étude augmentent avec l'augmentation du nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

#### II.4.3. Balance Ressource/ Besoins

La comparaison entre les ressources en eau disponible et les besoins en eau est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15: Ressource en eau disponible par rapport aux besoins en eau.

Horizons	Actuel (2016)	Court terme(2025)	Moyen terme(2030)	Long terme(2040)
besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)	4925,97	6743,09	8002,31	10112,79
apport sources (m <sup>3</sup> /j)	7603,2	7603,2	7603,2	7603,2
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	0	0	399,11	2509,59

L'analyse des résultats illustrés dans le tableau ci-dessus permet de tirer les interprétations suivantes :

- En comparant le débit maximum journalier à l'horizon actuel (2016) et Court terme(2025) caractérisant la consommation aux débits disponibles, on peut constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville de Chiffa et de Sidi Madani.
- Les besoins en eau potable de la commune de chiffa à moyen terme soit à l'horizon (2030) s'élèver à 8002,31m<sup>3</sup>/j, quant à la ressource disponible, elle n'est que de 7603,2m<sup>3</sup>/j ; cependant, un déficit de 399,11 m<sup>3</sup>/j est enregistré.
- Les besoins en eau potable de la commune de chiffa, à long terme, soit à l'horizon (2040) s'élèver à 2509,59 m<sup>3</sup>/j, quant à la ressource disponible, elle n'est que de 7603,2m<sup>3</sup>/j ; cependant, un déficit de 2509,59 m<sup>3</sup>/j est enregistré.



On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville pour les horizons future.

On ajoutant le débit produit par la source Ramka estimé de 2160 m<sup>3</sup>/j, on aura les résultats suivants :

Tableau II. 16: Ressource en eau disponible par a port aux besoins en eau on ajoutant le débit produit par la source Ramka.

horizons	Actuel (2016)	Court terme(2025)	Moyen terme(2030)	Long terme (2040)
besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)	4925,97	6743,09	8002,31	10112,79
apport sources (m <sup>3</sup> /j)	9763,2	9763,2	9763,2	9763,2
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	0	0	0	349.60

RM : Le débit produit par la source Ramka est calculé en période sèche et constaté constant.

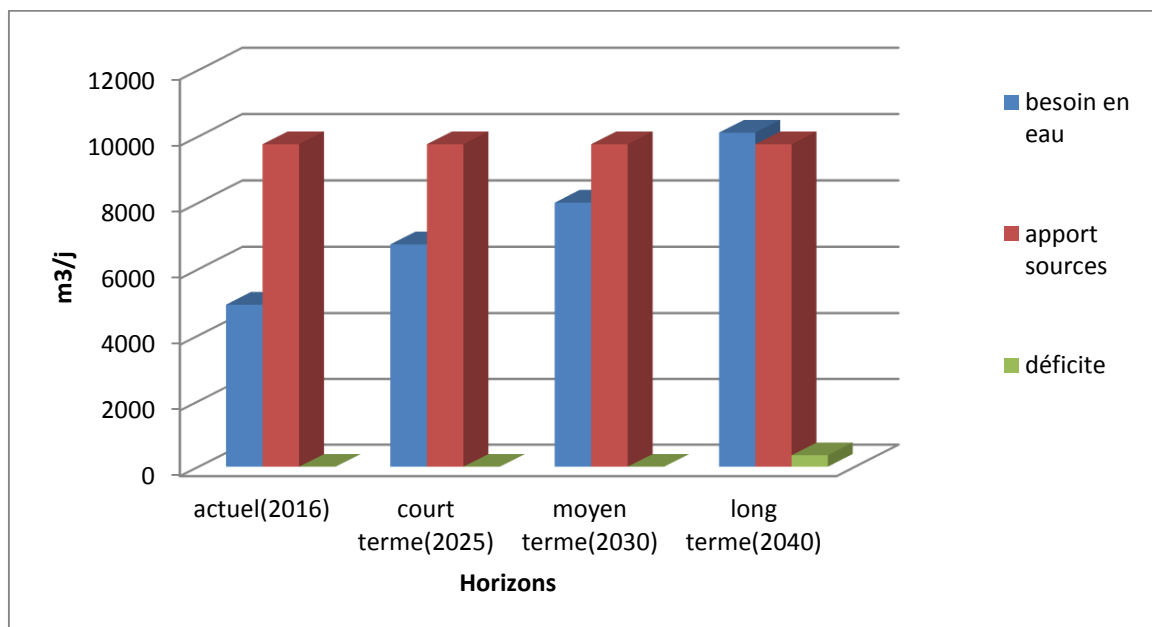


Figure II. 4: Comparaison besoin –production de la ville de Chiffa et de Sidi Madani.

Donc pour le comblement du déficit de l'AEP de Chiffa et de Sidi Madani à court et moyen terme, il faut un renforcement à partir de la source de Ramka, mais pour assurer leur approvisionnement à long terme il est nécessaire de projeter d'autres forages.

### **Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les débits maximums journaliers pour les différents horizons d'études, on remarque que ces débits augmentent avec l'augmentation de nombre d'habitants.

D'après la comparaison entre les ressources en eau disponible et les besoins en eau de la ville de Chiffa et de Sidi Madani, on conclut que si cette source sera aménagée et raccordée au réseau d'AEP de la ville de Chiffa et de Sidi Madani, elle sera vraiment bénéfique et donnera un apport supplémentaire et réduira le déficit en matière d'eau potable.

## **Introduction**

Les conditions lithologiques, structurelles et géomorphologiques du versant nord de l'Atlas Blidéen ont favorisé la formation d'un grand nombre d'émergences d'eaux naturelles.

L'exploitation de ces émergences demeure un moyen efficace pour répondre aux besoins en eau.

Dans le présent chapitre nous allons faire une projection d'un nouveau système de captage et de calcul du volume de la chambre de captage relatif à la source.

### **III.1.La notion "source"**

La source constitue l'exutoire de la nappe ou de gisement, les directives désignent comme source toute eau apparaissant à la surface terrestre sans être élevée artificiellement. Une source peut être définie comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine, soit directement, soit indirectement à travers un système de fissure.

L'aquifère se décharge par affleurement ou par refoulement si une couche imperméable empêche l'écoulement souterrain.

### **III.2.Origine de l'eau de source**

Selon les conditions géologiques, un sol peut retenir de plus ou moins grandes quantités d'eau. Une fraction de cette eau alimente les sources. Celles-ci peuvent fournir, dans les cas favorables, une eau potable répondant aux exigences de l'hygiène. [2]

### **III.3.Présentation de la source de Ramka**

La source Ramka se situe au versant nord de l'Atlas Blidéen, au sud-ouest du centre de la ville de Chiffa.

Cette région comporte en aval une forêt, oued de Chiffa et la source de RUISSEAU, qu'on doit respecter lors de l'aménagement de cette source.

D'après le jaugeage réalisé, par l'ANRH de Blida, le 3 Octobre 2013, le débit de la source RAMKA est estimé à 25 l/s provenant de plusieurs sources situées à l'amont faisant partie du Bassin Versant Des Côtiers Algérois (BV 2B) sous bassin N°13, la couche supérieure filtrante de ce bassin est composée de schistes fissurés et alimentent de nombreuses sources.

Ces sources son alimentation est assurée essentiellement par l'infiltration des précipitations efficaces (drainage souterraine), ainsi leurs débits sont en relation directe avec la lame d'eau précipitée qui est comprise entre 800 et 1000 millimètre et cela d'après la carte pluviométrique d'Alger.

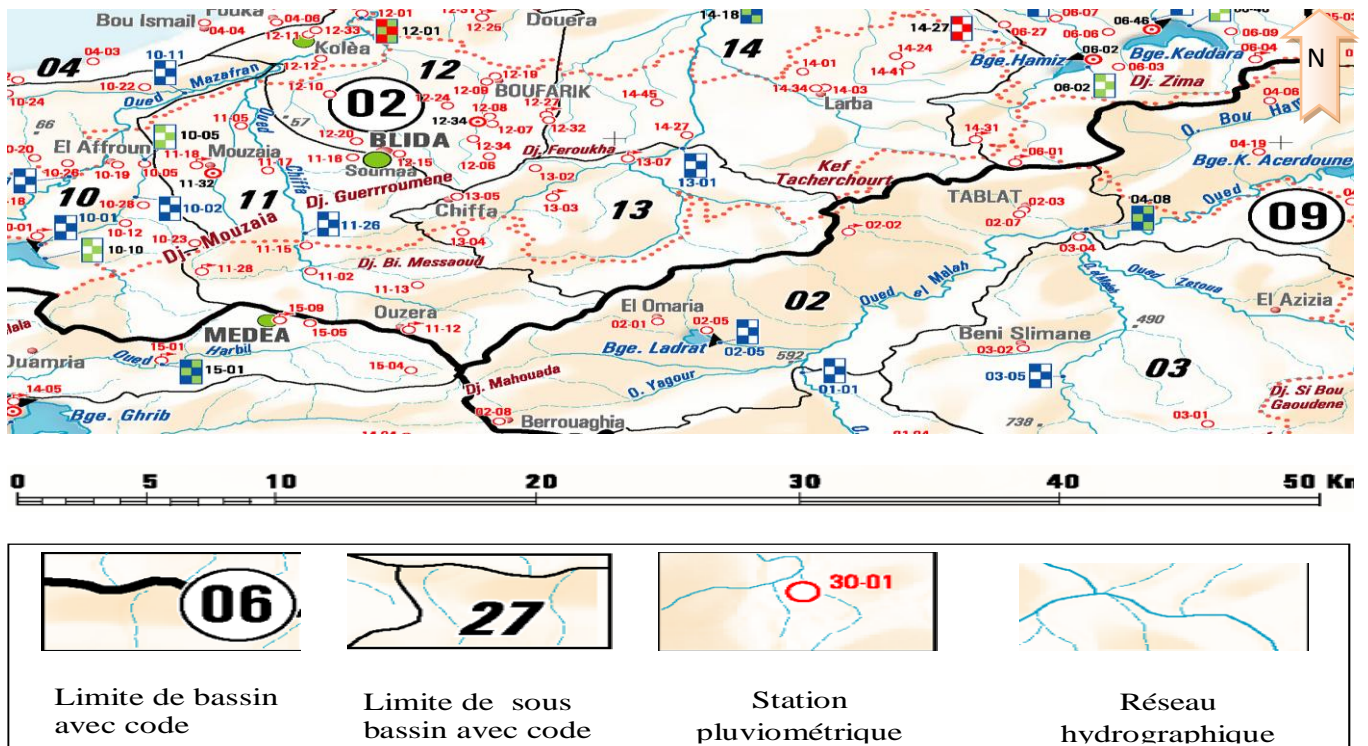


Figure III. 1: Extrait de carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux-Source L'ANRH d'Alger.

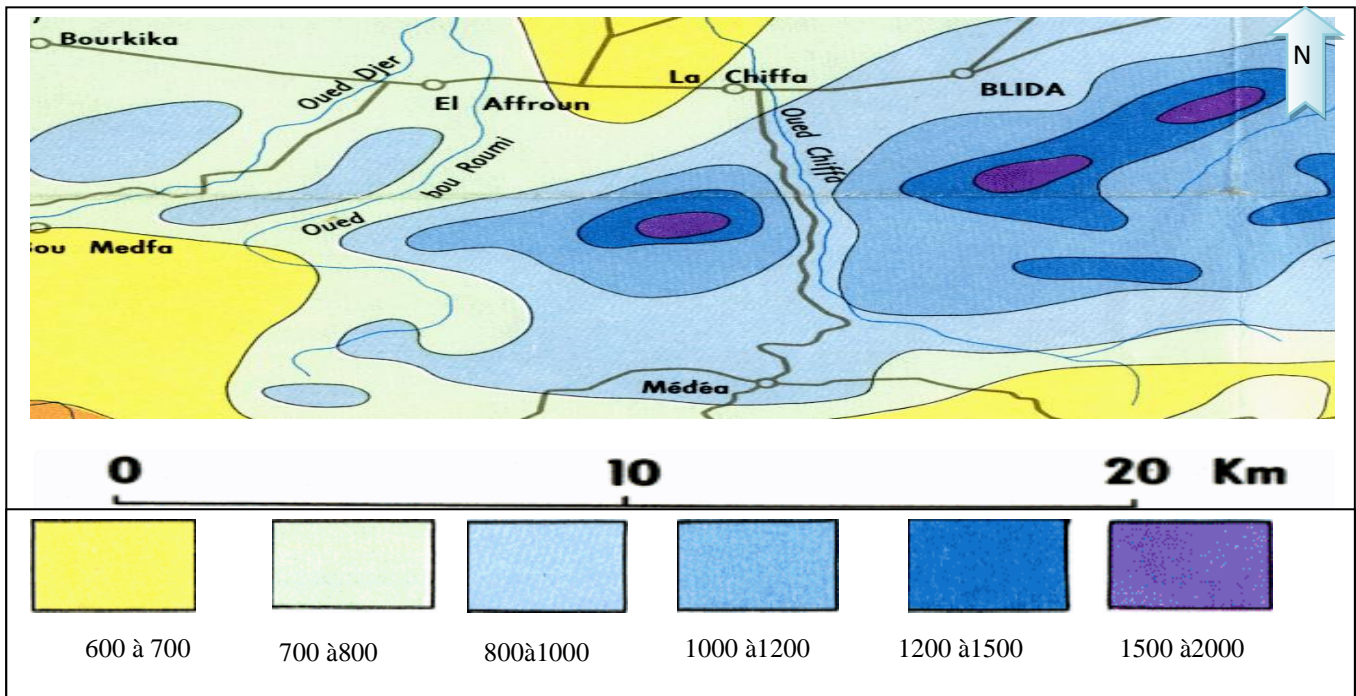


Figure III. 2: Extrait de carte pluviométrique-Source L'ANRH d'Alger 1973.

Tableau III. 1: Fiche technique de la source Ramka.

Source		Ramka
Commune		Chiffa
Coordonnées (en Lambert)	Km	X= 504.121 Y=343780 Z=1050.08
	m	
Débit minimum		25 l/s
Nature de terrain affleurant à la source		Schistes fissurés
Usage		Alimentation de la ville de Chiffa et la zone de Sidi El-Madani
Variation de débit au cours de la phase de suivi		Cette source n'est pas suivi ,mais d'après les témoignages de la population cette source est une source Pérenne.

**III.3.1. Localisation de la source**

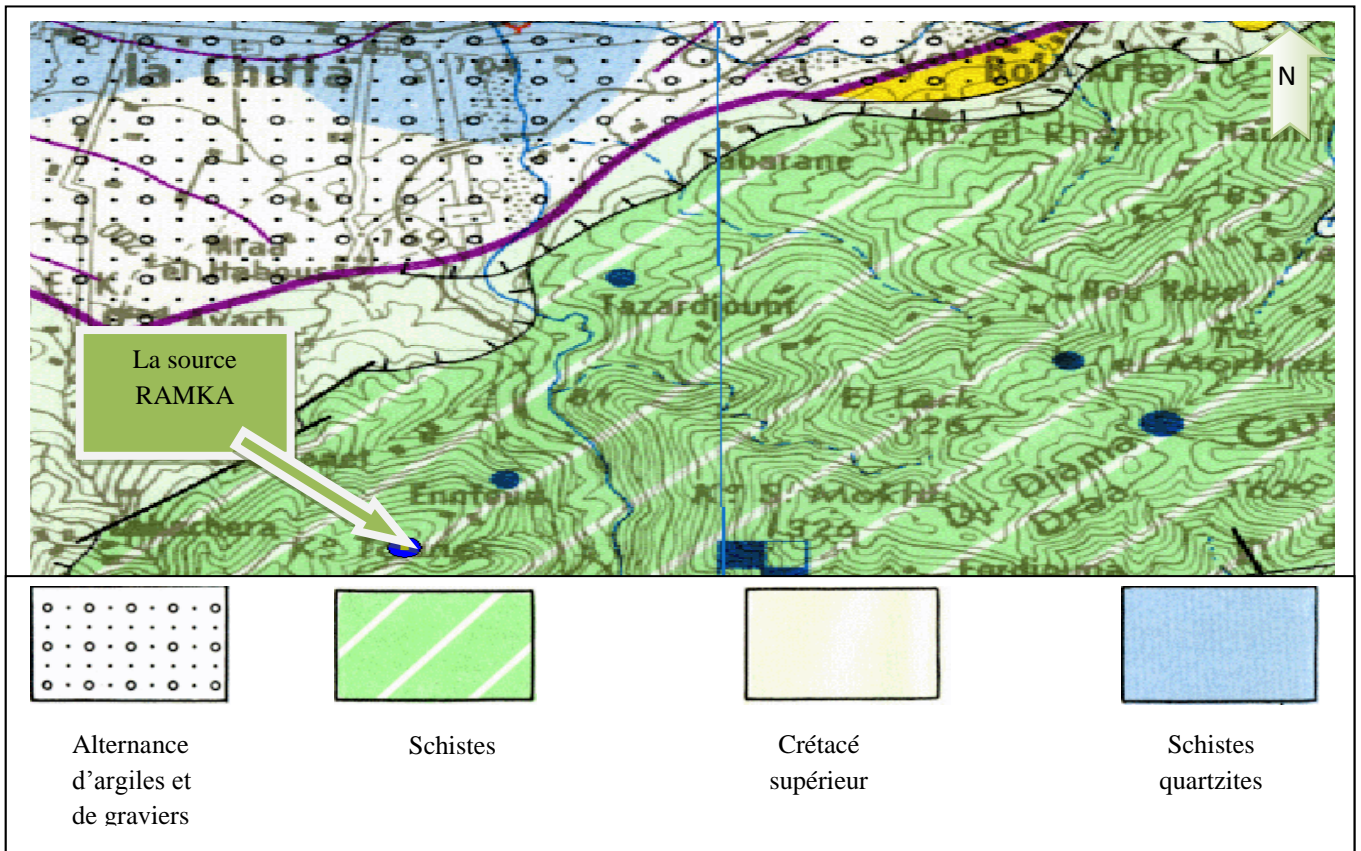


Figure III. 3.: Localisation de la source sur l'Extrait de carte hydrogéologique de la région d'ALGER-e=1/200000-Source L'ANRH d'Alger.

**III.4. Qualité des eaux de source Ramka**

En absence des analyses d'une date proche on va se basé sur une analyse effectuer le 23/10/2013 au niveau du laboratoire de l'ANRH de la wilaya de BLIDA.

Tableau III. 2: Résultat d'analyse physico-chimique de la source Ramka.

paramètre	unité	concentration	Norme OMS
calcium	mg/l	60	200
Magnésium	mg/l	28	150
Sodium	mg/l	4	200
potassium	mg/l	1	20
Chlorure	mg/l	22	500
Sulfate	mg/l	59	400
bicarbonate	mg/l	214	200-500
carbonate	mg/l	0	-
OH	mg/l	0	-
PH	mg/l	8.2	6.5-8.5
Résidu sec	mg/l	349	2000
TH	°F	27	50
TAC	°F	18	-
TA	°F	0	-
Nitrate (NO <sub>3</sub> )	mg/l	2.6	50
Nitrite (NO <sub>2</sub> )	mg/l	0	0.1
Ammonium(NH <sub>4</sub> )	mg/l	0.298	0.5
Phosphate( PO <sub>4</sub> )	mg/l	0.119	15
M. Organique(O <sub>2</sub> )	mg/l	0	3

Comme montre le tableau ci-dessus les eaux ont un faciès bicarbonate calcique et le PH se trouve dans les normes demandées, les nitrates sont inférieurs à 10 mg/l et la conductivité électrique est inférieure à 750  $\mu\text{s/cm}$ .

Donc les eaux de la source Ramka répondent aux normes de potabilité sur le plan Physico-chimique.

### III. 5. Captage de la source

Quel que soit le type de captage de source que l'on envisage, il devra être construit avec le plus grand soin, il constitue en effet «la tête» de l'ouvrage et si il détériore, l'ensemble des aménagements en aval n'a plus de raison d'être (il existe trop souvent de 'magnifiques' adductions qui ne fonctionnent plus car le captage est hors d'usage).

Le captage de source reste un mode d'exploitation des eaux souterraines efficace et économique, pour peu que l'on respecte les principes généraux suivants :

- Respecter des règles d'hygiène lors de leur réalisation ;
- Utilisation de techniques et matériaux respectant la qualité des eaux ;
- Mode de captage adapté à la géologie de la source ;
- Drainage des abords de la source ;
- Surveillances et entretien réguliers ;
- Éviter l'exploitation des carrières et les travaux de terrassement qui risquent de bouleverser l'aspect naturel des sources ;
- Établir un périmètre de protection en amont de toutes les sources ;
- Interdiction de toute activité polluante et tous rejets qui risquent de contaminer les eaux des sources ;
- Aménager un trop plein au niveau de chaque source afin de préserver l'équilibre bioclimatique dans la région.



### III.6. Description du système de captage projeté

Dans le but d'éviter la réduction du volume arrivant à la Chiffa et à la source de RUISSEAU en aval et de préserver le patrimoine naturel de la région, un déversoir latéral sera mis en place sur la cour d'eau de la source.

Le système de captage projeté consiste en l'aménagement d'un déversoir latéral et d'une chambre de captage équipée d'un déversoir d'eau permettant un captage optimal de la source et un fonctionnement adéquat assurant un entretien facile et la pérennité de l'ouvrage.

Donc l'ouvrage de captage projeté comprend trois parties distinctes : le déversoir, la prise d'eau et la chambre de captage.

Les eaux captées seront acheminées par une adduction vers le réservoir de distribution existant de Sidi El-Madani.

La chambre d'eau projetée et de forme rectangulaire, elle se compose de :

- Une chambre d'interception jouant le rôle de chambre de stabilisation permettant de recueillir les eaux avant leur versement dans la chambre de mise en charge. Ainsi les matériaux solides seront recueillis au niveau de cette chambre ;
- Une chambre de mise en charge sert à emmagasiner les eaux avant leur transfert par la conduite d'amenée. Cette conduite est munie d'une crépine qui doit être placée à 20 cm au moins au-dessus du fond du bassin, afin que les dépôts ne puissent être entraînés.
- Le transfert de la chambre de stabilisation vers la chambre de mise en charge se fait avec un déversoir avec contraction latérale.
- l'excédent d'eau provenant de la chambre d'interception est évacué latéralement par un trop plein, dont :

Niveau top plein = niveau du radier + hauteur de remplissage d'eau.

Il est noté que le surplus déverse dans la nature.

- Une vidange de la chambre d'interception afin d'assurer un nettoyage périodique de la chambre.

Niveau vidange = Niveau radier - 20 cm (Minimum)

- une chambre de visite appelée aussi chambre sèche ou chambre de vannes,
- La chambre d'eau est recouverte par une dalle ;
- Une trappe d'accès avec une porte métallique au niveau du toit de captage ;

- Une ouverture adaptée pour l'entrée de l'eau dans la chambre d'interception, avec une conduite DN90 m, l'orifice du tuyau d'amenée doit se trouver à 20 cm au moins au-dessus du plan d'eau maximum ;

La construction de la chambre de captage et le déversoir est réalisées en béton armé et toutes les parties métalliques seront protégées contre la corrosion.

### III.7.Dimensionnement

Les dimensions de l'ouvrage de captage projeté :

#### III.7.1.Dimensionnement du déversoir

Dans ce projet nous sommes appelés à projeter un déversoir du forme de profil est de type Creager dont le seuil déversant est donnée par l'équation générale de déversoir. (DUPONT J.M., 1996).

$$Q = \mu.b.\sqrt{2.g}.H_0^{3/2} \quad (\text{III.1})$$

Q : Débit déversant en m<sup>3</sup>/s ;

b : longueur de déversement en m ;

H<sub>0</sub> : charge dynamique en m ;

μ : coefficient de débit, est généralement pris égal à 0,485.

Pour le calcul de déversoir on doit fixer :

- La largeur b= 2 m= la largeur de l'oued de la source ;
- la profondeur de pelle p à l'amont du déversoir P=1.5m.

Et on calcule la hauteur déversant H<sub>0</sub> dont l'équation du profil est la suivante [3]

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \quad (\text{III.2})$$

Le seuil déversant est dimensionné pour un débit 10 fois supérieure au débit d'étiage de la source.

Les coordonnées et la courbe de profil de déversoir sont montrées ci-dessous :

Tableau III. 3: Les coordonnées du profil de déversoir.

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1.5m			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0.14	0,00	-0,018	0,116
	0,01	-0,005	0,112
	0,03	-0,001	0,108
	0,04	0,000	0,104
	0,06	-0,001	0,098
	0,08	-0,008398	0,087
	0,11	-0,021	0,072
	0,14	-0,036	0,053
	0,17	-0,055	0,031
	0,20	-0,079	0,004
	0,24	-0,122	-0,043
	0,28	-0,173	-0,097
	0,35	-0,274	-0,210
	0,42	-0,395	-0,350
	0,49	-0,534	-0,512
	0,56	-0,690	-0,700
0,63	-0,871	-0,915	

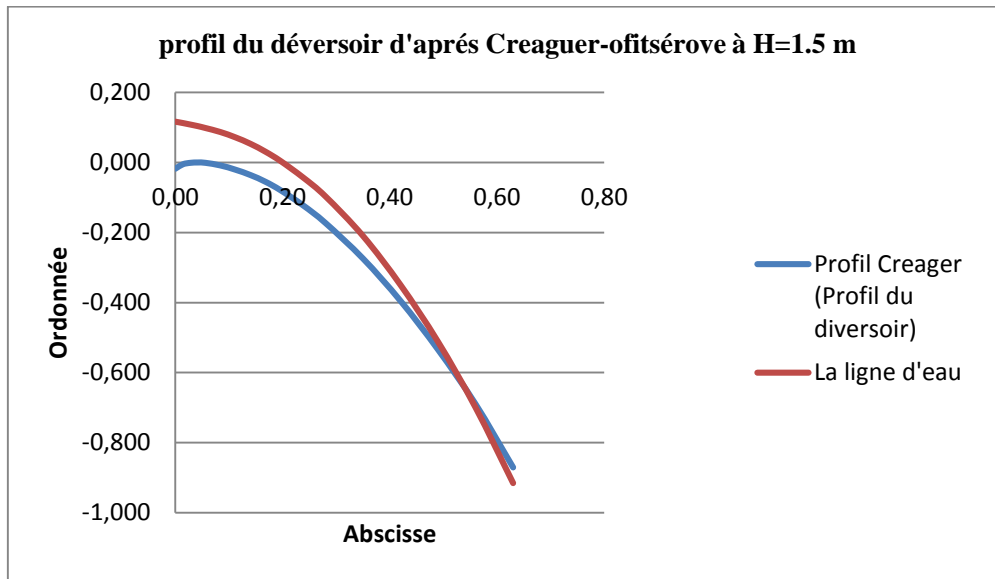


Figure III. 4: La forme du profil de déversoir et la ligne d'eau.

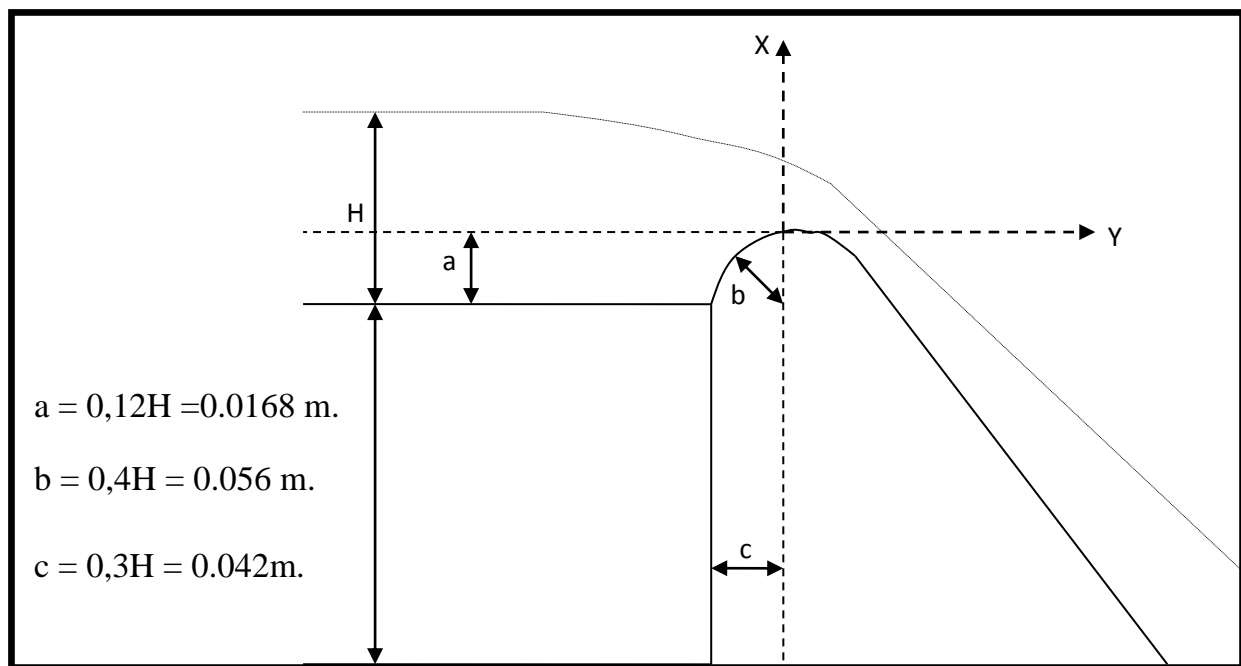


Figure III. 5: les dimensions de déversoir.

### III.7.2. Dimensionnement de la conduite de prise

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné gravitairement à la chambre de captage de la source. Cette conduite est munie d'une crépine.

Le niveau de la prise d'eau est de 1 m par rapport aux niveaux de l'eau.

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit minimum de la source, le type de matériau choisi est le PEHD. La longueur de la conduite est de 5 m.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite de prise par la formule de Darcy-Weisbach :

$$D = \sqrt[5]{\frac{16 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{2 * \pi^2 * g * \Delta H_T}} \quad (III.3)$$

Avec  $\Delta H_T = \Delta H_d = 5m$

$\Delta H_T$  : Perte de charge totale (m);

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, il est calculé selon deux équations :

Formule de Nikuradzé :(A. Lancastre, 1999)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (III.4)$$

Formule Colebrook:(A. Lancastre, 1999)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (III.5)$$

$\varepsilon$ : coefficient de rugosité équivalente de la paroi m ;

Re : nombre de Reynolds  $R_e = \frac{V * D}{\nu}$  (III.6);

$\nu$ : viscosité cinématique m<sup>3</sup>/s ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (III.7)$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (III.8)$$

$\Delta H_T$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

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

$g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s). [4]

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau III.4.

Tableau III. 4: Diamètre normalisé pour la conduite de prise d'eau.

Point de départ	Point d'arrivé	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vm/s	Re	$\lambda$	DN mm
La prise d'eau	L'ouvrage de captage	0.025	5.88	432705,622	0.014	90

### III.7.3. Dimensionnement de la chambre de captage

Les dimensions des chambres d'eau doivent être choisies de façon que les installations disposent d'une place suffisante pour être facilement desservies.

Dans la présente étude, la base de calcul du volume de la chambre de captage de la source est le débit minimum multiplié par le temps.

$$V = Q_{\min} * T \quad (\text{III.9})$$

Avec V : volume intérieur de la chambre de captage en m<sup>3</sup> ;

Q : débit minimum de la source en m<sup>3</sup>/h ;

T : temps en h, dans notre cas on prend T=1/2h et ce, afin d'éviter un surdimensionnement excessif qui va engendrer la stagnation des eaux qui peut provoquer la formation de germes pathogènes.

Application numérique :

$$V = 90 * 0.5 = 45m^3$$

Donc on adopte les dimensions suivant :

- Largeur total=4 m ;
- Longueur total = 4 m ;
- Hauteur total = 3m.

#### III.7.3.1. Dimensionnement du déversoir :

Le déversoir de la chambre d'eau projetée et de forme rectangulaire.

Le seuil déversant de la chambre de stabilisation vers la chambre de mise en charge est dimensionné pour un débit 1 fois supérieure au débit d'étiage de la source

Donc l'expression du débit est de la forme :

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2.g} . LH^{3/2} \quad (\text{III.10})$$

Avec Q : Débit déversant en m<sup>3</sup>/s ;

L : longueur de déversement en m ;

H<sub>0</sub> : charge dynamique en m ;

$C_d$ : coefficient de débit, est généralement pris égal (0.6 - 0.65) pour les déversoirs à mince paroi.

Pour le calcul de déversoir on doit fixer :

- Le largeur  $L= 4$  m ;
- la profondeur de pelle  $P$  à l'amont du déversoir  $P=1.5$  m.

Le seuil déversant sera :

$$H = \left( \frac{3}{2} \frac{Q}{C_d * l * \sqrt{2 * g}} \right)^{2/3}$$

$$H = \left( \frac{3}{2} \frac{0.025}{0.6 * 4 * \sqrt{2 * 9.81}} \right)^{2/3} = 0.023m$$

## Conclusion

Dans le cadre de ce chapitre, nous avons présenté et dimensionné les différents ouvrages hydrauliques à mettre en place. Ces ouvrages vont assurer un bon fonctionnement du système de captage à long terme.



## **Introduction**

Une fois que la source est captée, l'eau doit être distribuée par l'installation d'une conduite d'adduction.

Le but de ce présent chapitre, est de faire une étude technico-économique d'un nouveau système d'adduction pour combler le déficit de la ville de Chiffa et de Sid Madani, aussi de projeté les ouvrages nécessaire.

### **IV.1.Définition**

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation.

### **IV.2.Types d'adduction**

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

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

Dans ce projet nous sommes appelés à projeter une adduction mixte (gravitaire-refoulement-gravitaire) à partir d'une source de captage vers un réservoir existant, et ce la au vu de la topographie de la zone du projet. [5]

### **IV.3.Trace des conduites**

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

#### **IV.3.1.Trace en plan**

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

### IV.3.2. Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs.

- ✓ Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- ✓ Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive ;
- ✓ évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
  - la réduction de débit
  - le gaspillage d'énergie
  - les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- créer des pentes minimales supérieures à 0.3%.
- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.

Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50, 00 m. [5]

### IV.4. Choix du type du matériau de la tuyauterie

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Les paramètres à prendre en considération pour le bon choix du matériau de la conduite projeté sont les suivants :

- la taille correcte de la conduite ;
- les conditions hydrauliques ;
  - Diamètre intérieur de la conduite ;

- Pression de service maximum ;
- Conditions de surpression.
- qualité de l'eau transportée ;
- conditions du sol ;
- Conditions de surface ;
  - Charge ;
  - Profondeur du recouvrement ;
  - Type de route ;
- De prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité ;
- la longévité. [6]

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer l'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Chacun des matériaux ci-dessus a ses propres caractéristiques, ses avantages, ses limites et ses domaines d'application.

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en **PEHD** en raison des avantages qu'elles présentent :

- Les canalisations en PEHD sont utilisées pour aptitude à supporter les contraintes mécaniques causées par la pression du fluide transporté et aux différents efforts de déformation ;
- Résistance à long terme ;
- Résistance aux attaques chimiques ;
- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Résistant à la corrosion ;
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) ;
- La très bonne capacité à résister aux chocs et aux surpressions ;
- Les caractéristiques intrinsèques de polyéthylène en font sans doute le meilleur matériau vis-à-vis des coups de bélier ;
- Très économiques ;
- Fiable au niveau de branchement, pas de fuites ;
- Respectent parfaitement aux normes de potabilité ;

➤ Adaptation aux terrains accidentés. [6]

#### IV.5. Description du système de transfert

D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu, cependant nous proposons 2 variantes sur lesquelles les réservoirs tampon sont implantés à différentes cotes. Après les différentes propositions une seule variante sera retenue.

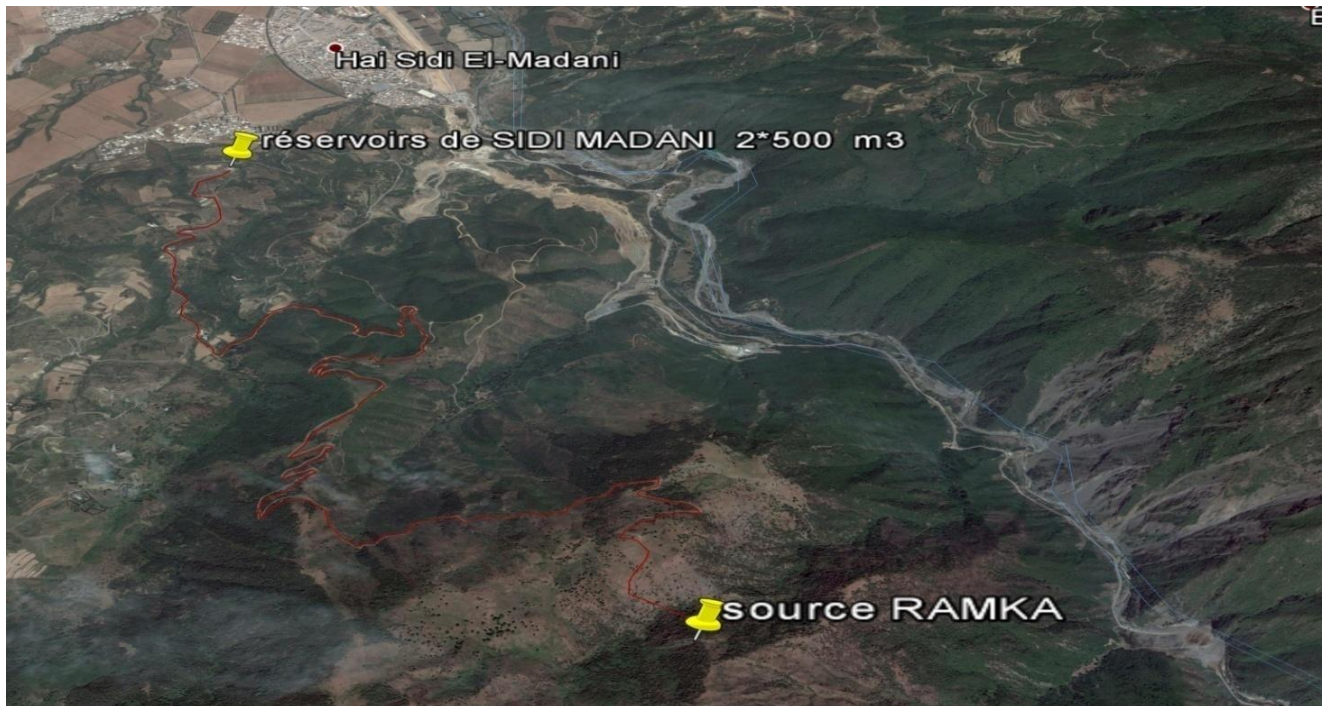


Figure IV. 1: Plan de Situation du tracé de la conduite reliant le captage de la source au réservoir de Sidi El-Madani  $2*500 \text{ m}^3$  sur une image satellitaire.

➤ **Variante N°1 :**

Dans ce projet le transfert se fera à partir d'un ouvrage de captage d'une source situé à une cote 1050.23 m vers une station de pompage projetée à une cote 1001.68 m

La station de pompage refoule vers un réservoir tampon projetée à une cote 1117,71 m.

Une adduction gravitaire issue du réservoir tampon allant vers les deux réservoirs existants de Sidi Madani  $2*500 \text{ m}^3$  de cote de radie 264.32 m pour renforcer l'alimentation en eau potable de la ville de Chiffa et Sidi El-Madani.

➤ **Variante N°2 :**

Le même principe a été suivi pour l'établissement de la variante N°2 sauf que nous avons changé l'emplacement du réservoir tampon.

## **IV.6.Dimensionnement des conduites**

Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes :

### **IV.6.1. Données de dimensionnement**

Trois données sont nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction ;

- Les caractéristiques propres du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit (minima, maxima) ;
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification ;
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement ;
- Le profil en long du terrain naturel. . [5]

### **IV.6.2.Paramètres de dimensionnement**

Il y a quatre paramètres

- le débit  $Q$  ;
- le diamètre  $D$  ;
- la vitesse  $V$  ;
- la perte de charge  $H$ . [5]
- 

### **IV.6.3.Etude de l'adduction gravitaire**

Pour faire le dimensionnement dans ce cas en calcul les paramètres suivants :

#### **IV.6.3.1.Le diamètre avantageux**

Le diamètre avantageux sera estimé pour les différents tronçons moyennant la formule III.3 (chapitre III).

**IV.6.3.2. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau IV.1 :

Tableau IV. 1: Longueurs des différents tronçons de l'adduction.

variante	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente(m)
Pour les deux variantes	Le captage de la source Ramka	La station de pompage	539,75	620,7125
N°1	Réservoir tampon1	Réservoir Sidi El-Madani 2*500 m <sup>3</sup>	9998,25	11497,9875
N°2	Réservoir tampon2	Réservoir Sidi El-Madani 2*500 m <sup>3</sup>	9487,1	10910,165

**IV.6.3.3. Altitudes des différents points**

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

Tableau IV. 2: Altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Le captage de la source Ramka	1050.23
2	La station de pompage	1001.68
3	Réservoir tampon1	1117.71
4	Réservoir tampon2	1111.17
5	R2*500m <sup>3</sup> Sidi El-Madani	264.32

#### IV.6.3.4. Dimensionnement des différents tronçons

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av,i} = \sqrt[5]{\frac{16 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{2 * \pi^2 * g * \Delta H_T}} \quad (IV.1)$$

Avec  $\Delta H_T = \Delta H_d$

- **Vitesse d'écoulement**

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

de continuité :  $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$  Ainsi :  $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$  (IV.2)

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de toutes les conduites sont regroupés dans le tableau IV.3.

Tableau IV. 3: Diamètres normalisés pour les différents tronçons.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Débit (m <sup>3</sup> /s)	La charge disponible (m)	D <sub>calcu</sub> (mm)	DN (mm)	V (m/s)
1	Le captage de la source Ramka	La station de pompage	0.025	48.55	99	125	3,05
2	Réservoir tampon1	Réservoir Sidi El-Madani 2*500 m <sup>3</sup>	0.025	853,39	100	125	3.05
3	Réservoir tampon 2	Réservoir Sidi El-Madani 2*500 m <sup>3</sup>	0.025	846,85	99	125	3.05

#### IV.6.4. Etude de l'adduction par refoulement

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules empiriques permettent d'orienter le choix du diamètre, parmi lesquelles on cite :

Formule de **BONNIN**

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

Formule de **BRESS**

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.4})$$

Avec : D : diamètre économique de la conduite en (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

#### REMARQUE :

La formule de BRESSE est utilisée dans le cas où la longueur de la conduite de refoulement est inférieure à 1 Km. (petites projets).

Par contre dans le cas où le débit et la longueur de refoulement est importantes on utilise la formule de BONNIN. [7]

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponible sur le marché.



A partir de cette gamme de diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on optera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

Pour faire le dimensionnement dans ce cas en calcul les paramètres suivants :

#### IV.6.4.1. Les pertes de charge

- Pertes de charge linéaires

Elle sera estimée moyennant (Formule de Darcy-Weisbach) III.3 (chapitre III).

- Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 15% dans notre cas).

$$\Delta H_S = 0.15 * \Delta H_L \quad (IV.5)$$

- Pertes de charge totales ( $\Delta H_T$ )

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_T &= \Delta H_L + \Delta H_S \Leftrightarrow \Delta H_T = \Delta H_L + 0,15 * \Delta H_L \\ &\Rightarrow \Delta H_T = 1,15 * \Delta H_L \end{aligned} \quad (IV.6)$$

#### IV.6.4.2. La hauteur manométrique totale

Nous pouvons écrire

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_T \quad (IV.7)$$

Avec : Hg: la hauteur géométrique ;

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration ;

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement.

**IV.6.5. Puissance absorbée par la pompe**

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit (M.CARLIER, 1998).

$$P = \frac{\rho g * Hmt * Q}{\eta} \quad (IV.8)$$

Avec : P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>) ;

g: Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

$\eta$  : rendement de la pompe (65÷90)%.

**IV.6.6. Energie consommée par le pompage**

$$E = P * t * 365 \quad (IV.9)$$

Avec E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t: temps de pompage par jour en heure ; dans notre cas nous fixons t=22h.

**IV.6.7. Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (IV.10)$$

Avec E: énergie consommée par la pompe en (KWH) ;

e: prix unitaire d'un KWH imposé par la SONELGAZ en DA.

Tableau IV. 4: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,9376
Heures de pointes	17h-21h	4	8.7202
Heures creuses	21h-06h	9	1.024

Source : SONELGAZ de Blida.

La pompe fonctionne 22 heures avec un arrêt de 2h.

$$\text{Donc : } e = \frac{1.9376 * 11 + 8.7202 * 4 + 1.024 * 9}{22} \Rightarrow e = \mathbf{2.9732 \text{ DA}}$$

#### IV.6.8.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.11})$$

Avec  $P_{\text{rc}}$ : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.12})$$

Avec  $i$ : Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

$n$ : nombre d'années d'amortissement,  $n = 25$  ans

Application numérique

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0.094 = \mathbf{0.94\%}$$

Les prix du mètre linéaire des conduites en PEHD sont donnés dans le tableau IV.5

Tableau IV. 5: Tarif de tube PEHD PN 16.

Référence	Désignation	Diamètre ext en mm	Epaisseur en mm	Qualité produit	Pression de service	Prix Le ml
110081101	Tube PEHD	110	10	PE100	16 Bars	986,688
110081251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1258,332
110081601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	2056,596
110082001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3229,62
110082501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4996,764
110083151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7571,244
110084001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12230,472
110085001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	19067,736

Source DRE de Blida.

#### IV.6.9. Calcul hydraulique

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de BRESSE(V.4) pour la première variante et la formule de BONNIN (V.3) pour la deuxième variante.

Tableau IV. 6: Diamètre préliminaire pour les deux variantes.

Variante	L (m)	Déco (m)
N°1	546,51	0,237
N°2	1057,66	0.158

#### IV.6.9.1. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.7 et IV.8 :

Tableau IV. 7: Détermination de la hauteur manométrique totale pour la première variante.

variante	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$Re$	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{totale}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
N°1	110	25	3,93	353857,04	0,014	68,95	79,29	120,03	199,32
	125		3,05	311615,79	0,015	37,33	42,93	120,03	162,96
	160		1,86	243479,62	0,015	11,36	13,07	120,03	133,10
	200		1,19	194664,63	0,016	3,87	4,45	120,03	124,48
	250		0,76	155655,59	0,017	1,32	1,52	120,03	121,55
	315		0,48	123534,27	0,018	0,44	0,50	120,03	120,53
	400		0,30	97272,86	0,018	0,14	0,16	120,03	120,19

Tableau IV. 8: Détermination de la hauteur manométrique totale pour la deuxième variante.

variante	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$Re$	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{totale}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
N°2	110	25	3,93	353857,04	0,014	133,44	153,45	109,49	266,94
	125		3,05	311615,79	0,015	72,24	83,08	109,49	196,57
	160		1,86	243479,62	0,015	21,99	25,29	109,49	138,78
	200		1,19	194664,63	0,016	7,49	8,62	109,49	122,11
	250		0,76	155655,59	0,017	2,56	2,94	109,49	116,43
	315		0,48	123534,27	0,018	0,84	0,97	109,49	114,46
	400		0,30	97272,86	0,018	0,27	0,31	109,49	113,80

Tableau IV. 9: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

variante	Diamètre (mm)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
N°1	110	59,61	2.9732	478700,58	1337106,45
	125	48,74	2.9732	391367,13	1093166,68
	160	39,81	2.9732	319659,14	892871,92
	200	37,23	2.9732	298965,00	835069,04
	250	36,35	2.9732	291921,62	815395,48
	315	36,05	2.9732	289474,60	808560,46
	400	35,95	2.9732	288653,49	806266,92

Tableau IV. 10: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

variante	Diamètre (mm)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
N°2	110	79,84	2.9732	641102,53	1906126,03
	125	58,79	2.9732	472086,24	1403606,81
	160	41,51	2.9732	333309,87	990996,91
	200	36,52	2.9732	293260,53	871922,20
	250	34,82	2.9732	279629,50	831394,42
	315	34,23	2.9732	274893,78	817314,18
	400	34,04	2.9732	273304,67	812589,46

#### IV.6.9.2.Calcul des frais d'investissement

Pour le calcul des frais d'investissements on prend la même gamme de diamètres prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le coût total de la canalisation.

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain, nous optons pour une profondeur de 0.8 m et une largeur qui dépende du diamètre nominale de la conduite selon la règle suivante :

- DN 20 à 160 : 200 mm ;

- DN 180 à 600 : 600 mm ;
- DN > à 600 : 800 mm.

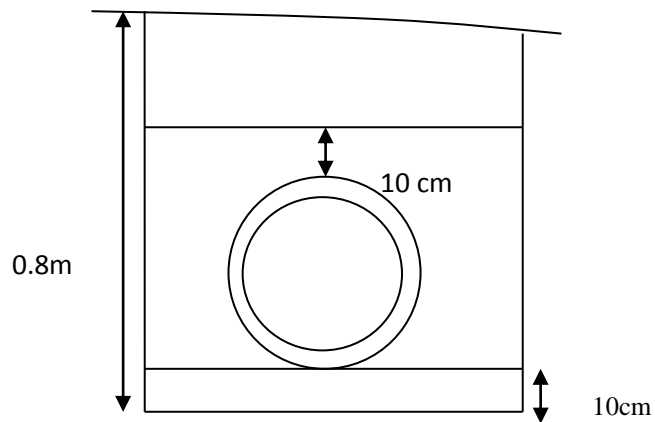


Figure IV. 2: Pose de la canalisation en tranché dans un terrain accidenté.

Calcule des frais d'investissements par mètre linéaire posé pour la gamme des diamètres choisis :

Tableau IV. 11: Prix unitaire des différents travaux pour un terrain rocheux.

Travaux et équipements	Coût en DA
1 m <sup>3</sup> déblais	2200
1 m <sup>3</sup> Sable	1250
1 m <sup>3</sup> remblais	280
1 m <sup>3</sup> évacué	350
1 m <sup>3</sup> grillage	70

Source : entreprise HYDRONAL.

Les calculs correspondant aux différents diamètres sont présentés dans les tableaux si dessous :

Tableau IV. 12: Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire pour les deux variantes.

Diamètre (mm)	déblais (m <sup>3</sup> )	Coût déblais (DA)	Lit de sable (m <sup>3</sup> )	Coût de lit de sable (DA)	Remblais (m <sup>3</sup> )	Coût Remblais (DA)	Evacuations	Prix évacuations (DA)	Grillage (ml)	Prix grillage (DA)	Prix total pour 1 ml (DA)
110	0,408	897,60	0,149	185,75	0,269	75,29	0,241	84,39	1	70	1313,03
125	0,42	924,00	0,158	197,95	0,274	76,69	0,251	87,88	1	70	1356,53
160	0,448	985,60	0,182	226,88	0,287	80,25	0,273	95,69	1	70	1458,42
200	1,12	2 464,00	0,529	660,75	0,623	174,38	0,777	272,02	1	70	3641,15
250	1,16	2 552,00	0,603	754,30	0,606	169,58	0,844	295,53	1	70	3841,40
315	1,212	2 666,40	0,702	877,92	0,588	164,52	0,927	324,60	1	70	4103,44
400	1,28	2 816,00	0,834	1 043,00	0,571	159,94	1,029	360,08	1	70	4449,02



Tableau IV. 13: Coût total d'investissement pour la première variante.

variante	Diamètre (mm)	prix du ml(DA)	Prix de pose (DA)	Longueur (m)	Prix total(DA)	A	Amortissement (DA)
N°1	110	986,69	1313,03	546,51	1256818,38	0.094	118140,93
	125	1258,33	1356,53	546,51	1429045,93	0.094	134330,32
	160	2056,60	1458,42	546,51	1920990,61	0.094	180573,12
	200	3229,62	3641,15	546,51	3754946,70	0.094	352964,99
	250	4996,76	3841,40	546,51	4830146,72	0.094	454033,79
	315	7571,24	4103,44	546,51	6380330,26	0.094	599751,04
	400	12230,47	4449,02	546,51	9115506,99	0.094	856857,66

Tableau IV. 14:Coût total d'investissement pour la deuxième variante.

variante	Diamètre (mm)	prix du ml(DA)	Prix de pose (DA)	Longueur (m)	Prix total(DA)	A	Amortissement (DA)
N°2	110	986,688	1313,03	1057,51	2432318,77	0.094	228637,96
	125	1258,332	1356,53	1057,51	2765630,48	0.094	259969,27
	160	2056,596	1458,42	1057,51	3717690,3	0.094	349462,89
	200	3229,62	3641,15	1057,51	7266942,83	0.094	683092,63
	250	4996,764	3841,40	1057,51	9347775,84	0.094	878690,93
	315	7571,244	4103,44	1057,51	12347843,8	0.094	1160697,32
	400	12230,472	4449,02	1057,51	17641227,3	0.094	1658275,36

**IV.6.9.3. Bilan des coûts (Exploitations - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.15 et IV.16 :

Tableau IV. 15: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

variante	Diamètre (mm)	Exploitations (DA)	Investissement (DA)	Total (DA)
N°1	110	1337106,45	118140,93	1455247,38
	125	1093166,68	134330,32	1227496,99
	<b>160</b>	<b>892871,92</b>	<b>180573,12</b>	<b>1073445,03</b>
	200	835069,04	352964,99	1188034,03
	250	815395,48	454033,79	1269429,27
	315	808560,46	599751,04	1408311,51
	400	806266,92	856857,66	1663124,58

Tableau IV. 16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

variante	Diamètre (mm)	Exploitations (DA)	Investissement (DA)	Total (DA)
N°2	110	1906126,03	228637,96	2134764,00
	125	1403606,81	259969,27	1663576,08
	<b>160</b>	<b>990996,91</b>	<b>349462,89</b>	<b>1340459,80</b>
	200	871922,20	683092,63	1555014,83
	250	831394,42	878690,93	1710085,34
	315	817314,18	1160697,32	1978011,50
	400	812589,46	1658275,36	2470864,82

Le diamètre économique est celui qui correspond au bilan le plus faible et la vitesse optimale de l'écoulement, donc le diamètre économique ça sera 160mm avec une vitesse de 1,86m/s pour la première et la deuxième variante car pour le PEHD : vitesse maximale autorisée 7.6m/s selon the plastic pipe Institute's handbook of polyéthylène pipe.

**IV.6.10. Comparaison entre les deux variantes et choix de la variante adéquate**

La comparaison entre les deux variantes figure dans le tableau suivant :

Tableau IV. 17: Comparaison entre le coût des deux variantes

Variante	Bilan total (DA)
1	1 073445,03
2	1 340459,80

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la variante N°1. En revanche cette variante reste toujours la meilleure du point de vue technico-économique.

Vue le profil en long de terrain est très accidenté, elle est indispensable de vérifier la présence ou non d'un écrêtement ou d'une pression exagérée.

Pour cela on porte sur le profil en long, établi selon le tracé de la canalisation, le profil piézométrique correspondant, qui sera une droite joignant les plans de départ et d'arrivée de la conduite (RT et réservoir de Sidi El-Madani).

Cette ligne piézométrique est correspondante à un diamètre constant d'une extrémité à l'autre,

On examine dans ces conditions :

- Si il y a la présence d'un écrêtement de la ligne de charge en un ou plusieurs points du profil en long, si cela est existé, on doit relever la ligne piézométrique.
- Si certains tronçons du tracé ne supportent pas de pressions exagérées. Si cela est existé on était obligé d'installer un ou plusieurs brises charges, ou de changer la pression nominale de la conduite.

En suivre cette ligne piézométrique, on remarque qu'il y a plusieurs points d'écrêtements et qu'il y a un tronçon qui ne supporte pas des pressions exagérées (12.4bar), est cela dans le dernier tronçon.

Dans notre cas on opte pour :

- les pressions exagérées, la projection d'une conduite avec une pression nominale de 20 bar ;
- L'écèlement, on relève la ligne piézométrique est on recalcule les diamètres.

Tableau IV. 18: Les cotes des différents points d'écèlement.

point	Cote
A	1121,71
B	1115,17
C	958,45
D	374,1

Tableau IV. 19: Les longueurs et Les charges disponibles des différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	L équivalente (m)	La charge disponible m
Le réservoir tampon-le point A	587,82	6,54
le point A- le point B	2640,94	156,72
le point B- le point C	7084,07	584,35
le point C- le réservoir de Sidi El-Madani	1185,16	104,78

D'après la formule (III.3), le diamètre de chaque tronçon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 20: La dimension finale de l'adduction.

Tronçon	PN	Diamètre ext (mm)	Diamètre int (mm)	la perte de charge(m)
L'ouvrage de captage-la station de pompage	16	125	102.2	43,23
La station de pompage –le réservoir tampon	16	160	130.8	21,99
Le réservoir tampon-le point A	16	200	163.8	3,89
le point A- le point B	16	160	130.8	56,57
le point B- le point C	20	160	124.2	194,29
le point C- le réservoir de Sidi El-Madani	16	125	102.2	80,34

## Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre système d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (gravitaire-refoulement-gravitaire) qui répond aux critères souhaités. On a dimensionné deux conduites gravitaires avec un diamètre avantageux et une conduite de refoulement avec un diamètre économique.

## Introduction

Le chapitre dimensionnement des ouvrages annexes consiste à dimensionner les équipements et les installations à projetées et la vérification des ouvrages existant.

## V.1.Dimensionnement des réservoirs

Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

### V.1.1.Les différents types de réservoirs a projetés

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont :

- Bâche de la station de pompage ;
- Réservoir tampon ;

Après la projection d'une nouvelle adduction il est nécessaire de vérifier et de recalculer la nouvelle capacité à l'horizon 2040 des réservoirs existants.

### V.1.2.Détermination de la capacité des réservoirs

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

Pour le calcul du volume du réservoir il existe deux méthodes :

**1-Méthode graphique :** qui tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport du débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extrêmes des cumuls de la consommation vis-à-vis à celle des apports.

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

$$V_u = \frac{p(\%)*Q_{\max,j}}{100} \quad (V.1)$$

$V_u$ : volume utile ( $m^3$ ),

$P(\%)$ : fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

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

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (V.2)$$

$V_T$ : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ) ;

$V_{inc}$ : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ . [8]

#### **V.1.2.1. Estimation de la capacité de la bache de la station de pompage projeté**

Cette station est alimentée gravitairement à partir de l'ouvrage de captage de la source Ramka. Le débit sortant de la station de pompage projetée vers le réservoir tampon est de **2160  $m^3/j$** .

Alors le volume de la bache est déterminé par la méthode analytique.

#### **Remarque :**

1-Arrivée permanente sur vingt-quatre heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,16 % pour toutes les tranches horaires ( $100 / 24$ ).

2-pour la durée de pompage on prend 22 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 4.55% ( $100/20$ ).



Tableau V. 1 : Détermination de la capacité de la bêche de la station de pompage.

Heures	Apports (%)	refoulement d'eau (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	4,55	0,38		1,89
01-02	4,16	4,55	0,38		2,27
02-03	4,16	4,55	0,38		2,65
03-04	4,16	4,55	0,38		3,03
04-05	4,16	4,55	0,38		3,41
05-06	4,16	4,55	0,38		3,79
06-07	4,16	4,55	0,38		4,17
07-08	4,16	4,55	0,38		4,55
08-09	4,16	4,55	0,38		4,92
09-10	4,16	4,55	0,38		5,30
10-11	4,16	4,55	0,38		5,68
11-12	4,16	4,55	0,38		6,06
12-13	4,16	4,55	0,38		6,44
13 - 14	4,16	4,55	0,38		6,82
14 - 15	4,16	4,55	0,38		7,20
15 - 16	4,16	4,55	0,38		7,58
16 - 17	4,16	4,55	0,38		7,95
17 - 18	4,16	4,55	0,38		8,33
18 - 19	4,16	0		4,16	4,17
19 - 20	4,16	0		4,16	0,00
20 - 21	4,16	4,55	0,38		0,38
21 - 22	4,16	4,55	0,38		0,76
22 - 23	4,16	4,55	0,38		1,14
23 - 00	4,16	4,55	0,38		1,52
Total	100	100	8,33	8,33	-

Donc :

$$V_{bache} = \frac{P(\%) * Q_{min}}{100}$$

$V_{bache}$  : capacité de la bache ( $m^3$ ) ;

P% : fraction horaire maximum du débit maximum journalier. (P%=8.33%) ;

$Q_{min}$  : le débit minimum de la source ( $m^3/j$ ).

$$V_{bache} = \frac{8.33 * 2160}{100} = 180m^3 \quad (m^3)$$

En choisi un volume normalise de **200  $m^3$** .

#### V.1.2.2. Estimation de la capacité du réservoir tampon

Le réservoir tampon doit recevoir l'eau venant par refoulement de la station de pompage avant d'être dirigée gravitairement vers le réservoir de distribution de Sidi El-Madani.

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée de réservoir Sidi El-Madani. En vue de limiter les effets du coup de bélier de fermeture.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_{RT} = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad (V.3)$$

$Q_{tr}$  : Débit transit : est le débit entrant dans le réservoir de distribution de Sidi El-Madani qui est :

$$Q_{tr} = Q_{min} \text{ de la source} = 2160 \text{ m}^3/j = 90 \text{ m}^3/h$$

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'arrivée du réservoir de Sidi El-Madani.

Donc :

$$V_{RT} = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{90 \times 4}{2} = 180m^3$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera **200 m<sup>3</sup>** pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

### V.1.2.3. Estimation de la capacité du réservoir de distribution existant

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées à partir de (l'annexe II.1).

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,16% pour toutes les tranches horaires (100/24).
- Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20).

La capacité du réservoir de Sidi El-Madani sera estimée moyennant la formule (V.1).

Tableau V. 2: Détermination de la capacité de réservoir de distribution de la ville de Chiffa et de Sidi El-Madani

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
0 -1	4,17	1,5	2,67	-	8,833
1 -- 2	4,17	1,5	2,67	-	11,500
2 - 3	4,17	1,5	2,67	-	14,167
3 - 4	4,17	1,5	2,67	-	16,833
4 -5	4,17	2,5	1,67	-	18,500
5 - 6	4,17	3,5	0,67	-	19,167
6 - 7	4,17	4,5	-	0,33	18,833
7 - 8	4,17	5,5	-	1,33	17,500
8 -9	4,17	6,25	-	2,08	15,417
9 -10	4,17	6,25	-	2,08	13,333
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,250
11 -12	4,17	6,25	-	2,08	9,167
12 -13	4,17	5	-	0,83	8,333
13 -14	4,17	5	-	0,83	7,500
14 -15	4,17	5,5	-	1,33	6,167
15 -16	4,17	6	-	1,83	4,333
16 -17	4,17	6	-	1,83	2,500
17 -18	4,17	5,5	-	1,33	1,167
18 -19	4,17	5	-	0,83	0,333
19 -20	4,17	4,5	-	0,33	0,000
20 -21	4,17	4	0,17	-	0,167
21 -22	4,17	3	1,17	-	1,333
22 -23	4,17	2	2,17	-	3,500
23 -24	4,17	1,5	2,67	-	6,167
<b>Total</b>	100	100	19,167	19,167	-

Donc :

$$V_U = \frac{p(\%) * Q_{\max}}{100}$$

P%: fraction horaire maximum du débit maximum journalier. (P%=19.17%) ;

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

$$V_U = \frac{19.17 * 10112.784}{100} = 1938.284 m^3$$

La capacité totale sera :  $V_t = 1938.284 + 120 = 2058,28 m^3$

En choisi un volume normalise de **2100 m<sup>3</sup>**.

La capacité totale des réservoirs existants est de 2800 m<sup>3</sup>, alors que le volume calculé est estimé a 2100 m<sup>3</sup>. la capacité existant est largement suffisant pour satisfaire les besoins de notre agglomérations.

### V.1.3. Forme des réservoirs

Les dimensions des réservoirs seront déterminées comme suit :

➤ Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (V.4)$$

$V_n$  : Volume normalisée du réservoir ( $m^3$ ) ;

S : section du réservoir ( $m^2$ ) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),  $3 < h < 6$  m.

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$AN : h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (V-5)$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (V-6)$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (V-7)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m).

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau suivant :

Tableau V. 3: Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon et la bache de la station de pompage.

réservoirs	V (m <sup>3</sup> )	D (m)	DN (m)	H (m)	S(m <sup>2</sup> )	R(m)	H(m)
La bache de la station de pompage	200	7,98	8	3,98	50,24	0,2	4
Le réservoir tampon	200	7,98	8	3,98	50,24	0,2	4

## V.2. Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de bélier

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

### V.2.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations sensibles de la pression et de la vitesse qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

### V.2.2. Protection des conduites gravitaire 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.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (V.8)$$

Avec : a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : coefficient dépend de la nature de la conduite, pour le PEHD : K = 83, voir le tableau VI.4

Tableau V. 4: Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

matériau	K	matériau	k
Fer	0.5	Amiante ciment	4
Acier	0.5	PVC	33
Font grise	1	Polyéthylène haute densité	83
Fonte ductile	0.59	Polyéthylène base densité	500
Béton	5		

(A.Morel.1994)

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

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (V.9)$$

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

L : longueur de la conduite (m). [9]

Dans notre cas la deuxième partie gravitaire se compose de quatre tronçons :  $tr_1$ ,  $tr_2$ ,  $tr_3$  et  $tr_4$  avec des diamètres différents.

On calcul la célérité d'onde pour chaque diamètre. Pour plus de sécurité on retient celle donnant un temps de fermeture plus important.



Tableau V. 5: la célérité d'onde pour chaque diamètre.

Tronçon	PN	Diamètre ext (mm)	e (mm)	L (m)	a (m/s)
L'ouvrage de captage- la station de pompage	16	125	11.4	539,75	319,79
Le réservoir tampon-le point A	16	200	18.2	511,15	319,46
le point A- le point B	16	160	14.6	2296,47	126,18
le point B- le point C	20	160	17.9	6160,06	131,06
le point C- le réservoir de Sidi El-Madani	16	125	11.4	1030,57	126,17

On prend :  $a = 126,17$  m/s, sachant que la longueur totale de l'adduction gravitaire est de 9998,25 m, on trouve :

Tableau V. 6: Calcul de temps de fermeture des vannes.

Tronçon	Tr (s)	Temps de fermeture(s)
L'ouvrage de captage-la station de pompage	3,38	>3.38
Le réservoir tampon- le réservoir de Sidi El-Madani	158,49	>158.49

### V.2.3. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Le réservoir d'air, cheminée d'équilibre, soupape de décharge et le volant d'inertie.

Dans notre cas, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

#### V.2.3.1. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

##### ✓ Méthode de VIBERT

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

##### ✓ Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

##### ✓ Méthode de PEUH et MEUNIER

La méthode de Méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes des dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PEUH et MEUNIER vue sa simplicité, et pour sa fiabilité des résultats.

##### ➤ Cas dépression

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station.

Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PEUCH et MEUNIER le volume  $U_0$  afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Tableau V. 7: Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)	HMT(m)
Station de pompage-réservoir tampon	PEHD	160	0.02	1.86	546,51	120,03	133,1

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivi (A.Morel.1994)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{160}{14.6}}} = 319.87 \text{ m/s}$$

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tel que

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{V.10})$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H} \quad (\text{V.11})$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (\text{V.12})$$

C : célérité d'onde de choc (m/s) ;

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

$H_0$  : pression statique absolue

$$H_0 = Hg + 10 \text{ (m)} \quad (\text{V.13})$$

$H_{\text{abs}}$  : la pression de service absolue (m)

$$H_{\text{abs}} = Hg + \sum \Delta h + 10 = \text{HMT} + 10 \quad (\text{V.14})$$

$L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

$S$  : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>)

$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.1).

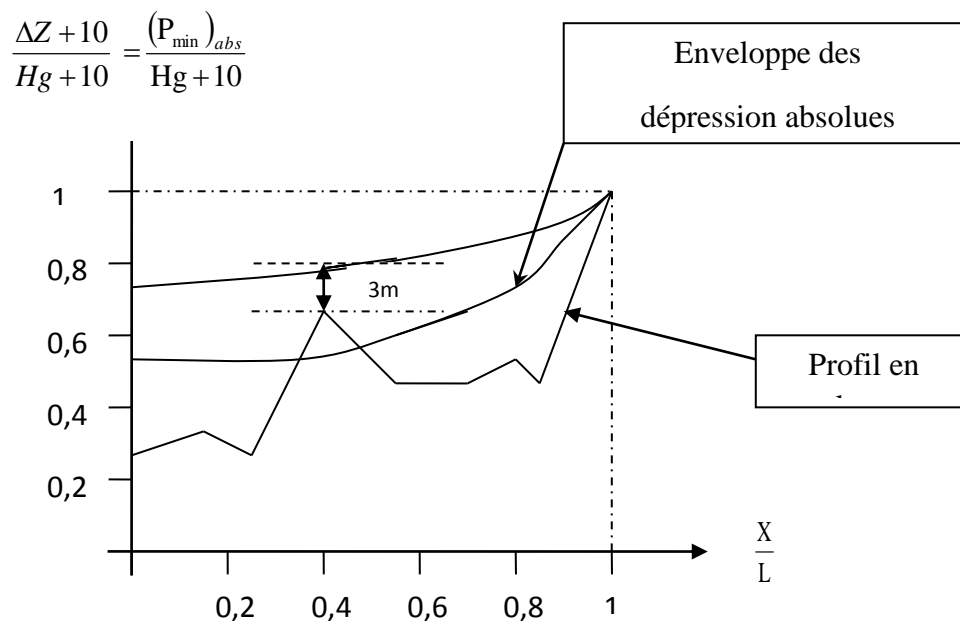


Figure V. 1: Profil en long des pressions.

- ✓ Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \quad (\text{V.15})$$

- ✓ Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left( \frac{H_{abs}}{P_{mini}} \right)^{1.2} \quad (\text{V.16})$$

$P_{mini}$  : pression minimale (m)

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profiles en long « absolus » de la conduite.

### V.2.3.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau V. 8: Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

tronçon	H0 (m)	H abs (m)	V0 (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	A	K
SP-RT	130,03	143,1	1.86	9.81	0.5	0.1

### V.2.3.3. Détermination de la famille de courbe B de chaque tronçon

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 9: Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP-RT.

Cote z(m)	1001,68	1026,62	1050,34	1075,28	1085,71	1090,79	1093,21	1097,48	1103,99	1115
L (m)	0	54,651	109,302	163,953	218,604	273,255	327,906	382,557	437,208	491,859
$(\Delta z+10)/(H_g+10)$	0,08	0,27	0,45	0,64	0,72	0,76	0,78	0,81	0,86	0,95
X/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9

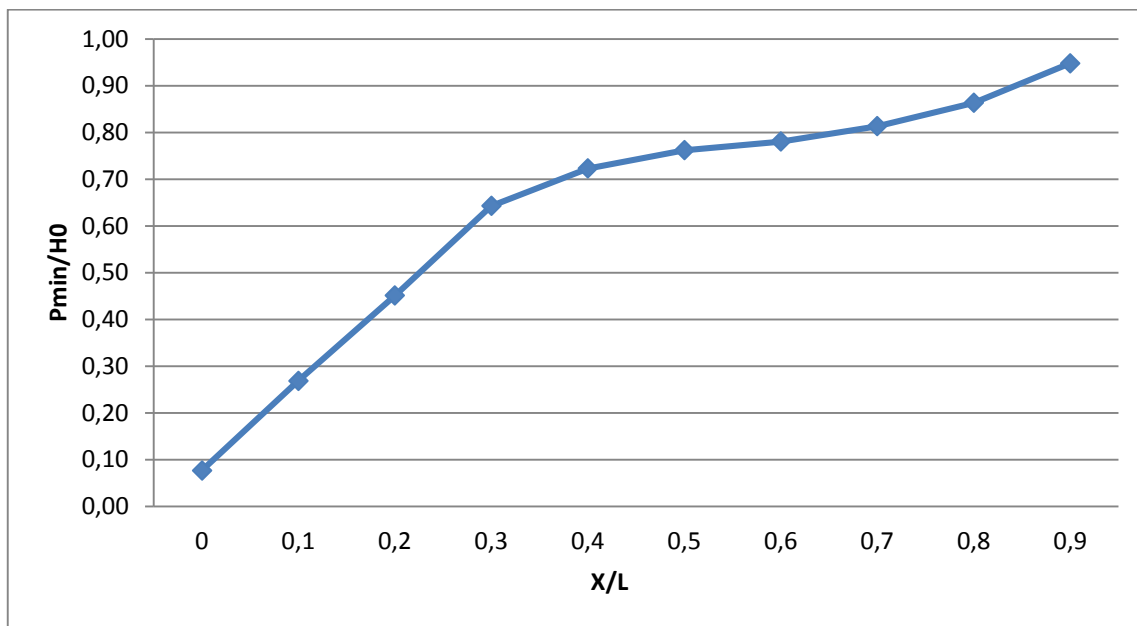


Figure V. 2: Profil en long absolu.

#### V.2.3.4. Calcul des volumes d'air

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Calcul des volumes d'air.

Tronçon	B	P <sub>mini</sub> /H <sub>0</sub>	P <sub>mini</sub> (m)	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )
SP-RT	0.1	0.76	98.82	0.27	0.37

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé  $V=0.44 \text{ m}^3$ .

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de  $5 \text{ m}^3$ .

#### V.2.3.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (V.1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V. 11: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

Tronçon	volume normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP-RT	500	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400

**V.2.3.6.détails du réservoir d'air**

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (V.3)

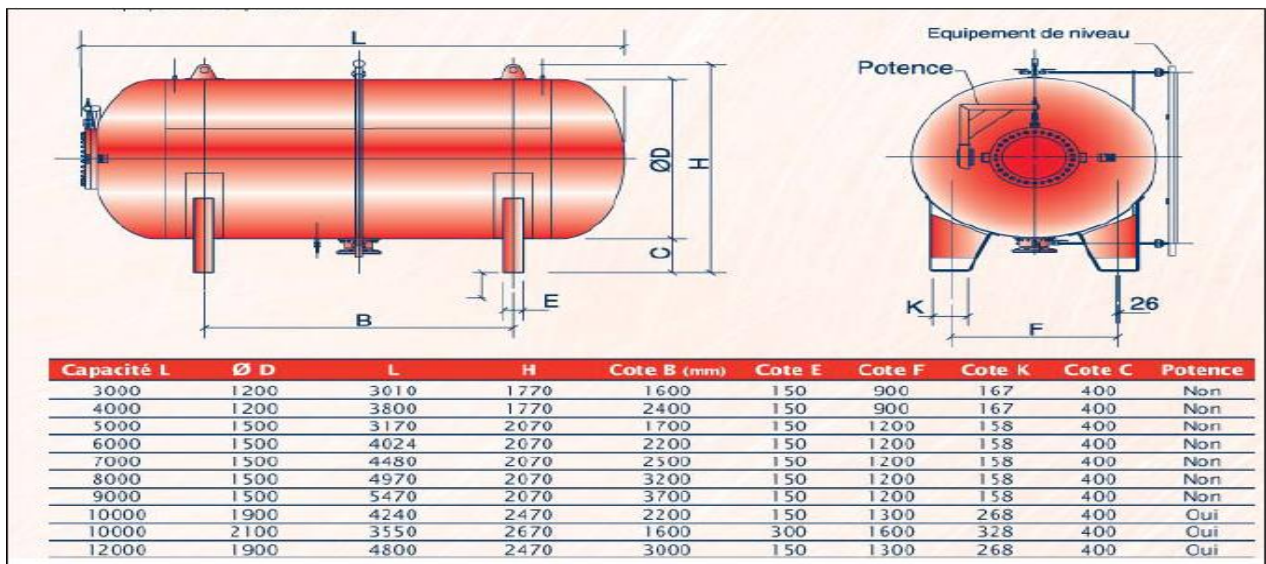


Figure V. 3: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

➤ **Cas de surpression**

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe V.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0.5 \\ B=0.1 \end{array} \right. \quad \text{Nous lisons} \quad \left\{ \begin{array}{l} a \frac{V_0^2}{H_0} = 0.6 \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 0.08 \end{array} \right.$$

$$a = \frac{1}{2 * g} \left[ \frac{D^2}{0.6d^2} - 1 \right]^2 = 22.6 \implies d = 44\text{mm}$$

La valeur de la surpression  $\frac{p_{max}}{H_0} = 0.08 \implies P_{max}=10.40 \text{ m}$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

### V.2.3.7. Installation du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable de installer à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

## V.3. Etude de pompage

Le but est le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet.

### V.3.1. Critères du choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ✓ Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la HMT ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbé minimal ;
- ✓ Etre fabriquée en séries ;
- ✓ Devient répondre a la construction de bâtiment la plus économiques. [10]

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

Le choix de ce type de pompe à cause de leur disponibilité dans le marché algérienne, leur expérience dans la fabrication des pompes et vannes, et surtout de leurs avantages techniques et mécaniques.



### V.3.2.Critères de choix du nombre de pompe

- ✓ Nombre de pompes n minimal ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- ✓ Puissance absorbé minimal.
- ✓ Nombre de tour de la roue élevée.

### V.3.3.Etude de refoulement station de pompage –réservoir tampon

Nous avons besoin de refouler un débit total de 25 l/s sur une hauteur manométrique de 133.1m (la HMT est déjà calculée au chapitre IV de l'étude de l'adduction) Hg=120.03 m. En introduisant ces données dans logiciel KSB nous obtenons les résultats présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 12: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelée (l/s)	HMT appelée (m)	TYPE	η %	HMT (m)	V tr/min	N <sup>mre</sup> étage	Pab(Kw)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
<b>1</b>	<b>90</b>	133.1	<b>Multitec F 65/ 3C- 6.1 10.167</b>	<b>74.3</b>	<b>133.33</b>	<b>2956</b>	<b>3</b>	<b>43.90</b>	<b>3.47</b>	<b>214</b>
2	45	133.1	065-040-315	46.2	133.33	2940	1	46.2	4.77	322.1
3	30	133.1	065-040-315	39.9	133.12	2929	1	27.18	3.13	309.7
4	22.5	133.1	065-040-315	33.9	133.13	2963	1	24.06	2.82	306.2

A partir du tableau (V.12), On déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure, vu qu'elle représente le meilleur rendement et le moins d'encombrement et elle assure la pression et le débit demandé.

Donc on prend une pompe principale plus d'une pompe de secours de type **Multitec F 65/ 3C-6.1 10.167**

AVEC :F : variante ;

65 : diamètre nominal refoulement ;

3C : nombre d'étage est 03 (3 roues) ;

3.1 : indice hydraulique ;

10.167 : code de la pompe.

### V.3.4. Caractéristiques du moteur électrique de la station de pompage projeté

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;

Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue KSB et elles sont comme suit :

Constructeur moteur KSB-Moteur ;

Taille moteur 250M ;

Puissance moteur 55,00 kW ;

Nombre de pôles 2 ;

Vitesse de rotation 2968 rpm ;

Position de la boîte à bornes 0°/360° (en haut).

### V.3.5. Courbes caractéristiques des pompes

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

- ✓ la courbes débit-hauteur [H-Q] : qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit ;
- ✓ la courbes du rendement [ $\eta_p$  - Q] : qui exprime le rendement de la pompe pour différentes débits ;
- ✓ Les courbes des puissances absorbées pour les différents débits [ $P_{abs}$  - Q] ;
- ✓ La courbes des (NPSH)<sub>r</sub> pour différentes débits [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] .

Ces courbes caractéristiques sont données par le constructeur KSB.

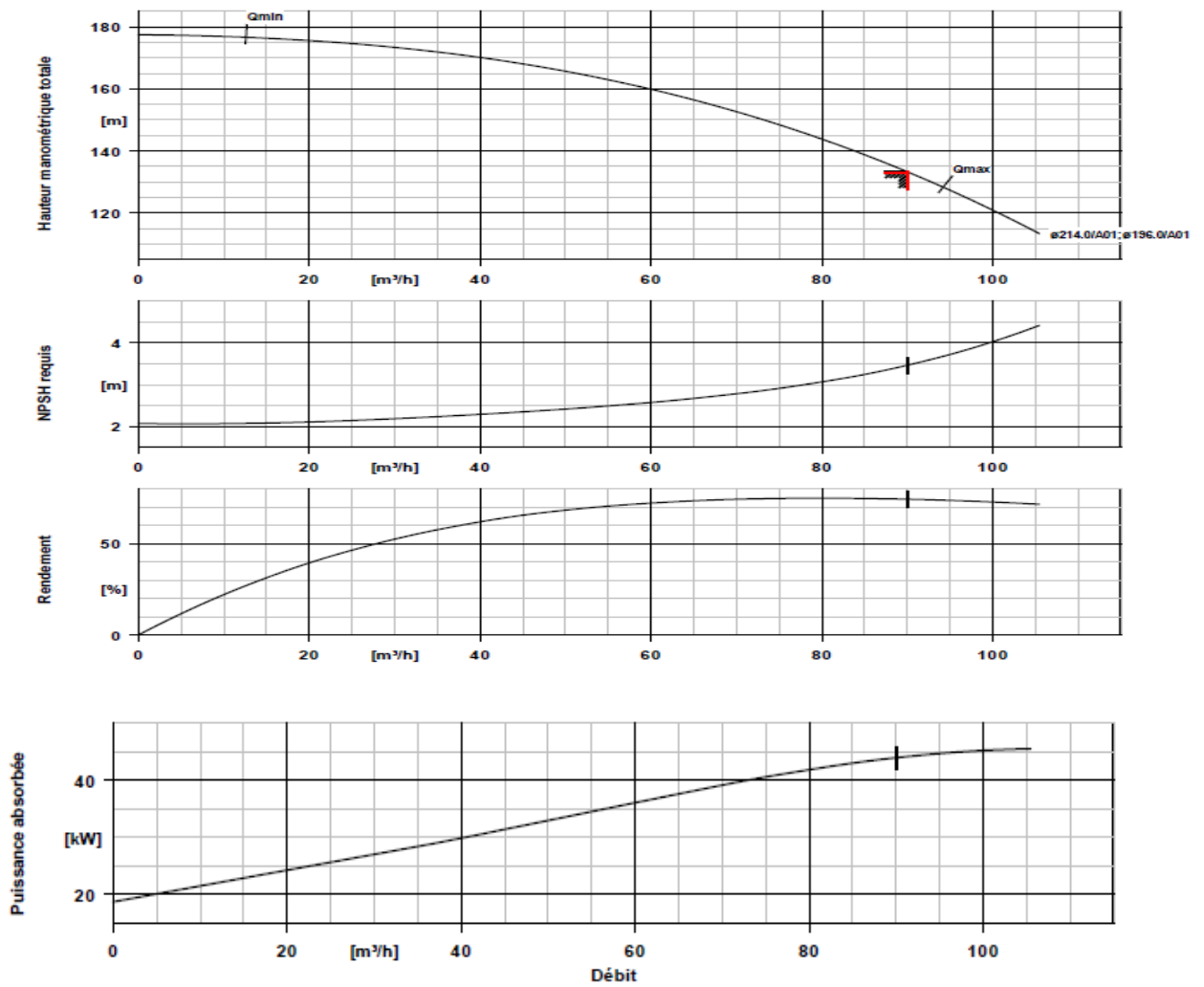


Figure V. 4: Les courbes caractéristiques de la pompe.

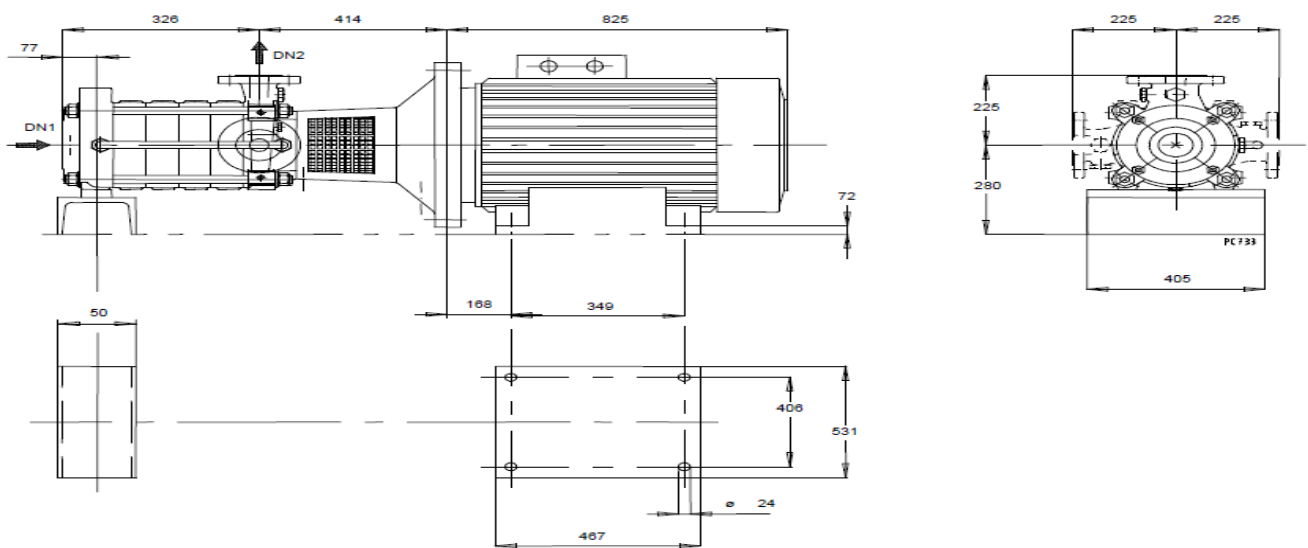


Figure V. 5: Dimensions de la pompe choisie.

### V.3.6. Point de fonctionnement de la pompe

Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $(H-Q)_p$  et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau),  $(H-Q)_c$  avec :

$(H-Q)_p$  : donnée par le constructeur de la pompe,

$(H-Q)_c$  : déterminé par l'utilisateur, est déterminé par les calculs :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V.17)$$

Avec :  $H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \quad (V.18)$$

Avec :  $\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V.19)$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement (voir chapitre III) ;

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

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

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

$g$  : accélération de la pesanteur ( $9,81 m/s^2$ ).

Tableau V. 13: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N°	Q m <sup>3</sup> /h	Hg m	Lr m	Dec mm	$\lambda$	$\Delta H$ lin m	$\Delta H$ tot m	HC
1	0	120,03	546,51	160	0,015	0	0	120,03
2	5	120,03	546,51	160	0,015	0,012	0,014	120,04
3	10	120,03	546,51	160	0,015	0,050	0,057	120,09
4	15	120,03	546,51	160	0,015	0,112	0,129	120,16
5	20	120,03	546,51	160	0,015	0,200	0,230	120,26
6	25	120,03	546,51	160	0,015	0,312	0,359	120,39
7	30	120,03	546,51	160	0,015	0,449	0,516	120,55
8	35	120,03	546,51	160	0,015	0,611	0,703	120,73
9	40	120,03	546,51	160	0,015	0,798	0,918	120,95
10	45	120,03	546,51	160	0,015	1,011	1,162	121,19
11	50	120,03	546,51	160	0,015	1,248	1,435	121,46
12	55	120,03	546,51	160	0,015	1,510	1,736	121,77
13	60	120,03	546,51	160	0,015	1,797	2,066	122,10
14	65	120,03	546,51	160	0,015	2,108	2,425	122,45
15	70	120,03	546,51	160	0,015	2,445	2,812	122,84
16	75	120,03	546,51	160	0,015	2,807	3,228	123,26
17	80	120,03	546,51	160	0,015	3,194	3,673	123,70
18	85	120,03	546,51	160	0,015	3,605	4,146	124,18
19	90	120,03	546,51	160	0,015	4,042	4,648	124,68
20	95	120,03	546,51	160	0,015	4,504	5,179	125,21
21	100	120,03	546,51	160	0,015	4,990	5,739	125,77
22	105	120,03	546,51	160	0,015	5,502	6,327	126,36
23	110	120,03	546,51	160	0,015	6,038	6,944	126,97

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.6 :

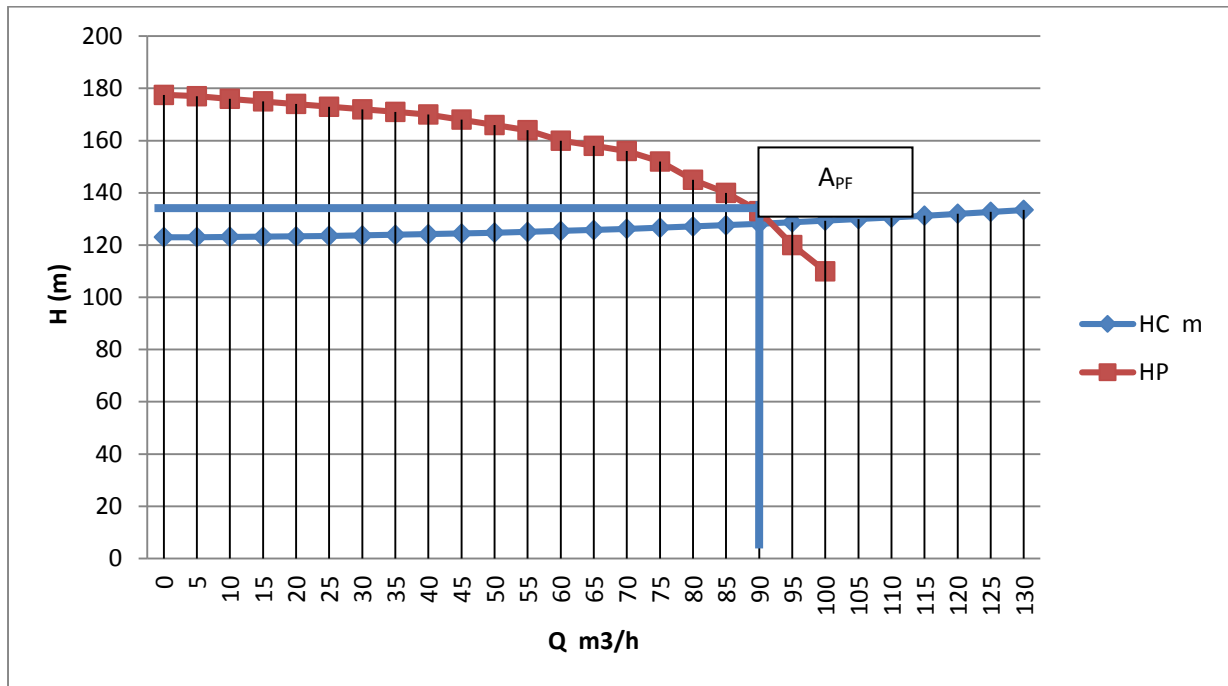


Figure V. 6: point de fonctionnement.

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 90\text{m}^3 / \text{h} = Q_{app} = 90\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 135\text{m} > H_{app} = 133\text{m} \end{cases}$$

On a obtenu le débit et la hauteur manométrique voulus, donc on à opte pas pour un réglage de débit

### V.3.7.Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l’axe de la pompe par rapport à niveau du plan d’eau d’aspiration afin d’éviter la cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \tag{V.20}$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l’axe de la pompe (m NGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d’eau d’aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \tag{V.21}$$

$C_p$  : côte du radier de réservoir (m NGA) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;

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

$h_{asp}^{adm}$  : hauteur d'aspiration ;

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.22)$$

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

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.23)$$

Avec :  $H$  : altitude de la station ;

$h_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V. 14: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$h_v$ (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C.

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration ;

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.24)$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), Elle sera estimée moyennant (Formule de Darcy-Weisbach) III.3 (chapitre III),

Avec  $L_r$  : longueur du collecteur d'aspiration 5m.

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * d_a \quad (V.25)$$

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

Application

- d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3.47$  m
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1001.68 \Rightarrow P_{at} = 8.9376$  mce
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1.25 * d_a$

$$d_a = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,25 * 80 \Rightarrow D_a = 100(\text{mm})$$

Vérification de la vitesse

$$Q = V \times S \quad \text{Tel que } V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Tableau V. 15: diamètre économique et vitesse d'écoulement.

diamètre $D_a$ (mm)	vitesse (m/s)
$250 \leq$	$0.7 \div 1$
$250 \div 800$	$1 \div 1.5$
$800 >$	$1.5 \div 1.8$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 0.025}{3,14 * 0,1^2} \Rightarrow V_a = 3.18(\text{m/s}) \Rightarrow$

La vitesse n'est pas admissible, on prend  $D_a = 200\text{m} \Rightarrow V_a = 0.79(\text{m/s})$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * 0,016 * 5 * 0.025^2}{(3.14)^2 * 9.81 * (0,2)^5} = 0,013\text{m}$$



- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,013 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,015m$
- $\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{0,79^2}{19,62} = 0,032$
- La hauteur d'aspiration admissible :  
 $h_{asp}^{adm} = 3,65 + 0,3 - 8,94 + 0,24 + 0,032 + 0,015 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4,70 m < 0$
- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 1001,68mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 1001,68 - 4,7 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 997,28m$

### V.3.8. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Le type de bâtiment de la station de pompage dépend des conditions suivantes :

- la façon du raccordement du bâtiment à la prise d'eau
- du type de pompes et des moteurs électrique
- de variation du plan d'eau d'aspiration
- des conditions géologiques et hydrologiques
- du matériau utilisé pour la construction du bâtiment et sa disponibilité.

D'après le choix du type de bâtiment, nous avons :

- ❖ Bâtiments type bache sèche car  $Q < 2m^3/s$  ;
- ❖ Pompes centrifuges multicellulaire à axe horizontale ;
- ❖ Hauteur d'aspiration
- ❖ La variation du plan d'eau d'aspiration (1 à 3 m)

Le bâtiment est construit suivant une forme rectangulaire, il comporte une partie supérieure composée d'une salle de machine, d'une salle annexe et d'une partie souterraine.

- **La partie souterraine**

Elle est projetée en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment (partie supérieure) est construit en briques ou dalles préfabriquées.

**V.3.8.1. Dimensionnement**

Les dimensions de bâtiment de la station de pompage sont :

**V.3.8.1.1. Hauteur du bâtiment**

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.26})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.27})$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,  $H_p = h_1 + h_2$  (voir figure V.6) ;

A.N :  $H_p = 225 + 280 \Rightarrow H_p = 505 \text{ mm}$

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m,  $H_s = 0,3 \text{ m}$

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5 \text{ m}$  ;

A.N :  $H_5 = 0,505 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.305 \text{ m}$

$H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6 = 2,2 \text{ m}$  ;

$H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3 \text{ m}$  ;

$H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8 \text{ m}$  ;

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5 \text{ m}$  ;

A.N :  $H_b = 1.305 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.105 \text{ m}$ .

on prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 5.1 \text{ m}$ .

**V.3.8.1.2. Longueur du bâtiment**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad (\text{V.28})$$

$n$  : nombre de pompes,  $n = 2$  (tenant compte de la pompe de secours)

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

$L_{pe}$  : longueur de la pompe,  $L_{pe} = a + f$  (voir figure V.6) ;

A.N :  $L_{pe} = 326 + 414 \Rightarrow L_{pe} = 740 \text{ mm}$  ;

$L_m$  : longueur du moteur,  $L_m = 825 \text{ mm}$  (voir figure V.7.b)

A.N :  $L = 740 + 825 \Rightarrow L = 1565 \text{ mm}$ , soit:  $L = 1.565 \text{ m}$ .

$L = 2 * 1.565 \Rightarrow L = 3.13 \text{ m}$ .

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

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

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

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique,  $L_r = (2-3) \text{ m}$  ;

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

$L_p$  : longueur du bureau du personnel,

On prend :  $L_p = 4 \text{ m}$  ;

A.N :  $L_b = 3.13 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 14.33 \text{ m}$ .

La station de pompage aura une longueur de **14.5 m**.

### V.3.8.1.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (\text{V.29})$$

$s$  : épaisseur du mur,  $s = 0,25 \text{ m}$  ;

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_2$  : distance entre les tubulures,  $l_2 = 1,2 \text{ m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration ;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{V.30})$$

Où :

$l_p$ : longueur de la pompe,  $l_p = 1.565 \text{ m}$  ;

$l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N :  $l_{tr} = 2 * 160 \Rightarrow l_{tr} = 0,32 \text{ m}$  ;

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{tasp} = 2 \times D_a$

A.N :  $l_{tr} = 2 * 200 \Rightarrow l_{tr} = 0,4 \text{ m}$  ;

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = (3,5 \div 4) * (D_a - d_a) = 4 * (200 - 80) = 0.48 \text{ m}$  ;

A.N:  $l_3 + l_4 = 1.565 + 0.32 + 0,4 + 0.48 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2.765 \text{ m}$

A.N:  $l_b = 0,3 + 1,2 + 2.765 + 2 * 0,25 \Rightarrow l_b = 4.765 \text{ m}$

La station de pompage aura une largeur de **5 m**.

#### V.3.8.1.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2\*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5\*1,6**

#### V.3.8.1.5. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 14.5 * 5 \Rightarrow \sum S_f = 9.97 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.31})$$

$n$  : nombre de fenêtres ;

$S_f$  : surface d'une seule fenêtre,  $S_f = (1,5 * 3)$  ;

$$\text{A.N : } n = \frac{9.97}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 4 \text{ fenêtres}$$

#### V.3.8.1.6. Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : 16.5 cm ;
- ✓ largeur : 30 cm ;
- ✓ longueur 90cm ;
- ✓ pente : 1/1,75.

Tableau V. 16: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
14.5	5	5.1	0,3	1.2*2.2	2,5*1,6	3,2* 3

## V.4. ACCESSOIRES

Sur une canalisation d'adduction, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation. [12]

### V.4.1 les robinets vannes

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct ;
2. vanne à clapet ou robinet à soupape ;
3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique ;
4. vanne à boisseau conique ;
5. vanne papillon ;
6. vanne guillotine ;
7. vanne à piston ;
8. vanne à cage ;
9. vanne à membrane ;
10. vannes spéciales. [12]

**a) Robinet vanne à coin (à opercule) :** Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, à la côté d'aspiration de chaque pompe, est-elle est préférable de le installe à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement. [12]



Figure V. 7: Robinets vanne à opercule.

**b) Vannes papillons :** ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Généralement utilisé à la sortie des réservoirs. [12]



Figure V. 8: Robinets vanne papillon.

**c) Vannes de décharge :** C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible. [12]

### V.4.2. Ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **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 au niveau des point hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. [12]



a- ventouse à trois fonctions  
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)



b- ventouse à fonction unique  
(Évacuation des poches)

Figure V. 9: Différentes types des Ventouse.

### V.4.3. By-pass

Le by passe est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by passe sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement. [12]

### V.4.4. Crépines

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

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

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs. [12]

### V.4.5. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint Girault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable). [12]



#### V.4.6. Organes de mesure

##### a) Mesure de débit

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique). [12]



Figure V. 10: Débitmètre électromagnétique.

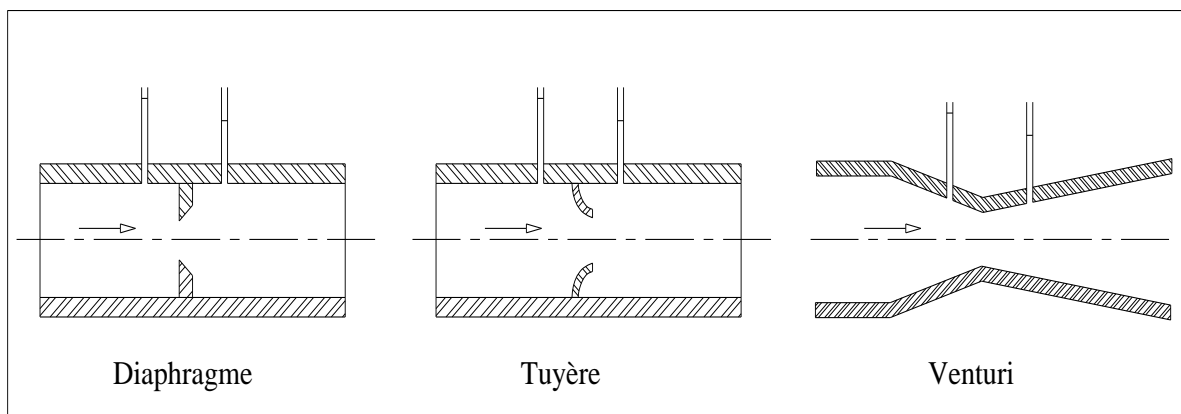


Figure V. 11: Les différents types des débitmètres.

##### b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés pour mesurer la pression sont :

- a) Les différents types de manomètre,
- b) Les capteurs de pression électromagnétique.

### V.4.7. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite. [12]

#### a) Coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ). [12]

#### b) Cônes

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride. [12]

#### c) Tés

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

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides. [12]

**d) Les manchons**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints. [12]

Pour notre projet les différents accessoires qui seront installée sont :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge au point bas de canalisation ;
- Les vannes survitesse (à papillon) à chaque sortie de réservoirs ;
- Les vannes à opercule (à fermeture lente) à chaque entrée de réservoir et la coté aval des pompes ;
- Les joints GIBAULTS à chaque sortie de réservoir, et de préférable à proximité de chaque organe (les vannes, ventouse,...) ;
- Les joints élastomères (caoutchouc) pour le raccordement entre deux conduites ;
- Les manomètres à chaque côté amont et aval des pompes ;
- un débitmètre a la partie aval des pompes (coté de refoulement).

## **V.5.Pose de la canalisation**

Indépendamment de la technique de pose choisie, la vie utile du matériau dépend du respect des recommandations à suivre pour éviter l'endommagement des tubes pendant les travaux.

### **V.5.1. Considérations de conception**

Les recommandations suivantes sont à respecter :

#### **V.5.1.1. Flottabilité**

Quand la nappe d'eau souterraine est haute, ou la tranchée est passible d'être inondé, il faut faire attention à la possibilité de flottation de la canalisation. Cela s'applique particulièrement à l'utilisation des grands diamètres où il faut prévoir un ancrage spécial des canalisations à réaliser avant l'opération de remblayage. [11]

#### **V.5.1.2. Utilisation dans terrains contaminés**

Le polyéthylène est résistant à beaucoup de produits chimiques, mais est vulnérable aux produits ou dérivés du pétrole et certains solvants. Quand nous rencontrons des terrains avec une concentration élevée de tels polluants, il ne faut pas utiliser des canalisations standards et l'utilisation de tuyaux multicouches s'impose. S'il existe des doutes concernant la qualité du sol, un prélèvement d'échantillons de sol devrait être réalisé. [11]

#### **V.5.1.3. Ancrage et support**

Les méthodes de soudure bout à bout utilisées pour les canalisations de polyéthylène implique qu'il n'ait pas de joints ou raccordements et donc pas besoin d'ancrage.

Il y a aussi un certain nombre de raccordement utilisables qui peuvent éviter la réalisation de butés pour les contraintes de poussée. [11]

### **V.5.2. Recommandations pour la pose de tubes polyéthylène en tranchée**

Dans le cas de canalisations en polyéthylène il faut toujours respecter les points décrits dans les sous-paragraphes suivants.

### V.5.2.1. Largeur de tranchée

Elle est déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai, ainsi que pour la pose en barres soudées ou raccordées selon si les raccordements ou soudures doivent être réalisés en dehors de la fouille.

Elle peut donc être réduite au minimum, c'est-à-dire à la largeur du godet de la mini pelle mais respectant la règle suivante et en faisant des niches pour les soudures ou raccordements :

- $L = \text{godet}$  mais  $L > DN + 250 \text{ mm}$  avec  $L$  : largeur de tranchée et  $DN$  : diamètre nominal

Autrement on peut adopter les sur-largeurs au diamètre nominal,  $DN$ , de la canalisation selon la règle suivante:

- $DN 20 \text{ à } 160$  : 200 mm ;
- $DN 180 \text{ à } 600$  : 600 mm ;
- $DN > \text{à } 600$  : 800 mm. [11]

### V.5.2.2. Profondeur de tranchée

La profondeur devra être suffisante pour protéger la canalisation du gel et des charges de roulement.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 80 à 100 cm. [11]

### V.5.2.3. Fond de fouille

Le fond de fouille de la tranchée doit être plat suivant la pente du projet et libre de cailloux ou pierres et éventuellement compacté si besoin est.

La canalisation sera posée ou déroulée sur un lit de sable de 10 cm pour permettre au tuyau de reposer de façon uniforme sur toute la longueur.

Les éventuelles venues d'eau doivent être épuisées de manière à maintenir la nappe à une cote inférieure de celle du fond de fouille et cela pendant toute la durée des travaux. [11]

### V.5.2.4. Remblayage des tranchées

Les opérations de remblayage de la canalisation sont essentielles pour assurer sa protection et ainsi sa survie. [11]

#### **V.5.2.4.1.L'enrobage de la canalisation**

Il comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé en sable d'une granulométrie comprise entre 0,1 mm et 0,5 mm.

Pour des diamètres allant jusqu'à 160 mm, l'assise et le remblai de protection sont réalisés en une seule fois. Le matériau est posé aux flancs de la canalisation et est compacté soigneusement pour ne pas endommager la conduite.

Au-dessus de l'assise, le remblai et son compactage sont disposés par couches successives, symétriquement puis uniformément jusqu'à obtenir une couverture du tube et des assemblages d'au moins 10 cm. [11]

#### **V.5.2.4.2.Partie inférieure du remblai**

Les parties inférieure et supérieure du remblai doivent assurer la pérennité des ouvrages préexistants rencontrés dans la fouille et permettre l'usage rapide des voiries concernées par les travaux.

La première couche de cette partie de remblai est particulière puisque le compactage ne doit pas endommager la conduite, normalement son épaisseur est de 15 à 45 cm suivant le choix du compacteur.

Une fois cette première couche compactée il faut disposer, pour le repérage, d'un grillage avertisseur avec fil en acier inoxydable (grillage de couleur bleue pour l'eau potable et marron pour l'assainissement).

Le coût de fourniture est faible et ce grillage avertisseur protège la canalisation et permet de facilement la localiser ultérieurement.

Il est nécessaire aussi de rajouter du grillage avertisseur au-dessus des réseaux des autres concessionnaires rencontrés lors du creusement. [11]

#### **V.5.2.4.3.Partie supérieure du remblai**

Cette couche représente une épaisseur totale allant de 30 cm à plus de 45 cm, variable en fonction de l'importance du trafic sur la voirie.

Le nombre de couches successives à mettre en œuvre ainsi que leur épaisseur respective dépendent de l'aptitude du matériau au compactage. Pour plus de précisions, il faut se référer à la Pratique Recommandée ou aux Normes locales.

La reconstruction ou finition de la chaussée devra être réalisée à l'identique en suivant les recommandations normatives applicables le plus souvent données par le gestionnaire des voiries, ou des services communaux. [11]

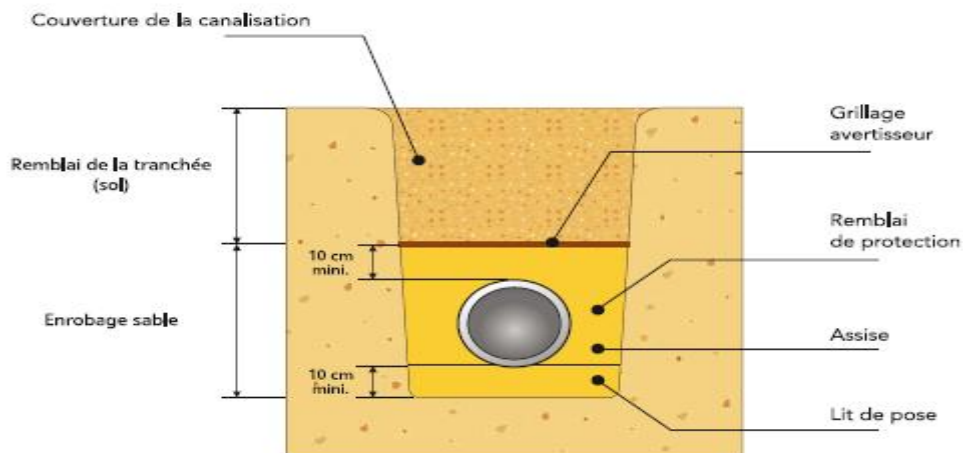


Figure V. 12: Vue général sur la tranchée.

### V.5.3. Technique d'assemblage

Il existe trois types d'assemblage des tubes PEHD et de leurs raccords :

- l'électro soudure ;
- la soudure bout à bout ;
- les raccords à serrage mécanique ou automatique. [11]

## Conclusion

À travers ce chapitre on a pu voir les systèmes annexes de notre projet de Transfert d'eau et on a dimensionné certains équipements.

## Introduction

Ce chapitre consiste à faire une estimation quantitative et financière de notre système de Transfert.

### VI.1.Calcul du volume de terrassement

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

#### VI.1.1. Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire.

$$S = b * H \text{ (VI.1)}$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.2 * 2) + (\emptyset * N) \text{ (VI.2) pour } DN \leq 160 \text{ mm}$$

N = nombre de conduite = 1

$$\text{Donc } b = 0.4 + \emptyset$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.6 * 2) + (\emptyset * N) \text{ (VI.3) pour } 180 \text{ mm} \leq DN \leq 600 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } b = 0.6 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VI.1

Tableau VI. 1. .Calcul du volume du déblai.

Diamètre (mm)	Longueur	largueur	Profondeur	Surface d'une tranchée (m <sup>2</sup> )	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )
	(m)	(m)	(m)		
90	5	0,49	0.8	0,392	1,96
125	539,75	0,525	0.8	0,42	226,70
160	546,51	0,56	0.8	0,448	244,84
200	511,15	1,4	0.8	1,12	572,49
160	2296,47	0,56	0.8	0,448	1028,82
160	6160,06	0,56	0.8	0,448	2759,71
125	1030,57	0,525	0.8	0,42	432,84
Total	11089,51				5267,34



Donc le volume total de déblai :  $V_d = 5267,34 \text{ m}^3$ .

### VI.1.2. calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond a une couche de sable, on calcul cette couche en utilisant la formule suivante :

$$S = ((0,1*2+D)*(0,2*2+D)) - (D*D*3,14/4) \quad (\text{VI.4}) \quad \text{pour } DN \leq 160 \text{ mm}$$

$$S = ((0,1*2+D)*(0,6*2+D)) - (D*D*3,14/4) \quad (\text{VI.5}) \quad \text{pour } 180\text{mm} \leq DN \leq 600\text{mm}$$

Tableau VI. 2: Calcul du volume du lit du sable.

Diamètre (mm)	Volume de sable (m <sup>3</sup> )
90	0,68
125	85,47
160	99,19
200	270,19
160	416,82
160	1118,08
125	163,20
<b>Total</b>	<b>2153,64</b>

Donc le volume total du lit du sable :  $V_d = 2153,64 \text{ m}^3$ .

### VI.1.3. Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable.

$$V_r = V_d - (V + V_s) \quad (\text{VI.6})$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>) ;

$V_d$  : Volume du déblai (m<sup>3</sup>) ;

$V_s$  : Volume du sable ;

$$V : \text{Volume occuper par la conduite (m}^3\text{)} ; V = L * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VI.7})$$

$L$  : Longueur de la conduite ;

D : Diamètre de la conduite.

Tableau VI. 3: Calcul du volume du remblai.

Diamètre (mm)	Volume de remblai (m <sup>3</sup> )
90	1,31
125	147,84
160	156,63
200	318,34
160	658,15
160	1765,42
125	282,28
<b>Total</b>	<b>3329,98</b>

Donc le volume total du remblai :  $V_r=3329,98\text{m}^3$ .

#### VI.1.4.Calcul du volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \quad (\text{VI.8})$$

$V_{\text{exc}}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>) ;

$V_f$ : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>) ;

$$\text{Avec : } V_f = V_d \cdot K_f \quad (\text{VI.9})$$

$V_d$ : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>) ;

$K_f$ : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,25$ .

Tableau VI. 4: calcul du volume excédentaire.

Diamètre (mm)	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
90	1,14
125	135,53
160	149,42
200	397,27
160	627,87
160	1684,21
125	258,77
Total	3254,20

Donc le volume total excédentaire :  $V_r=3254,20\text{m}^3$ .

Tableau VI. 5: Le volume Total des travaux.

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume du lit de sable (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
90	1,96	1,31	0,68	1,14
125	226,70	147,84	85,47	135,53
160	244,84	156,63	99,19	149,42
200	572,49	318,34	270,19	397,27
160	1028,82	658,15	416,82	627,87
160	2759,71	1765,42	1118,08	1684,21
125	432,84	282,28	163,20	258,77
total	5267,34	3329,98	2153,64	3254,20

**VI.2.Devis estimatif des travaux de terrassements**

Tableau VI. 6: Volumes et cout de travaux total.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Excavation en tranchée en terrain rocheux exécuté mécaniquement y compris nivellement de fond de fouille et toutes sujétions de bonne exécution	m <sup>3</sup>	5267,34	2200	11588157,5
2	Fourniture, transport et mise en place de lit de sable et toutes sujétions de bonne exécution	m <sup>3</sup>	2153,64	1250	2692044,08
3	Remblaiement de la tranchée à partir du matériau extrait du site.	m <sup>3</sup>	3329,98	280	932393,562
4	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique.	m <sup>3</sup>	3254,20	350	1138971,19
5	fourniture, transport et pose de grillage avertisseur de couleur Bleu à 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite et toutes sujétions de bonne mise en place.	m	11089.51	70	776265,7
				<b>TOTAL (DA)</b>	<b>17127832</b>

### VI.3.Calcul du coût des conduites et accessoires

Le coût des conduites et des accessoires sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

#### V.3.1.Coût des conduites

Tableau VI. 7: Coût des conduites.

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire des conduites DA	Prix total DA
90	5	665,004	3325,02
125	1570,32	1258,332	1975983,91
160	9003,04	2056,596	18515616,1
200	511,15	3890,688	1988725,17
<b>TOTAL</b>	<b>11089,51</b>	<b>7870,62</b>	<b>22483650,1</b>

#### V.3.2.Evaluation et coût des accessoires

Tableau VI. 8: Estimation Coût des coudes.

Type de coude	Prix unitaire des coudes (DA)	La somme	Total (DA)
1/4	14391.62	7	100741.34
1/8	15036.00	10	150360
1/16	15540.00	15	233100
1/32	26531.44	18	477565.92
		<b>Coût total DA</b>	<b>961767.26</b>

Tableau VI. 9: Estimation et coût des vannes.

Type	Diamètre 125	Diamètre 160	Diamètre 200	Coût total DA
vanne	4	6	2	2653788.32
	Prix unitaire DA	Prix unitaire DA	Prix unitaire DA	
	64783.27	295601.27	310523.81	

Tableau VI. 10: Coût des ventouses.

Type	Prix unitaire DA Diamètre	La somme des ventouses	Coût des ventouses DA
ventouse	22020.36	15	330305.4

Tableau VI. 11: Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange.

Type	Volume béton armé dosé a 350 kg/m <sup>2</sup>	Prix unitaire béton armé dosé a 350 kg/m <sup>2</sup>	Volume béton armé dosé a 150 kg/m <sup>2</sup>	Prix unitaire béton armé dosé a 150kg/m <sup>2</sup>	Le nombre de regards	Coût total DA
Regard de ventouse	0.225	38 000,00	0.049	9 000,00	15	134865
Regard de vidange	0.225	38 000,00	0.049	9 000,00	14	125874

Tableau VI. 12: Coût total des accessoires.

type	Coût (DA)
accessoires	4206599.98

**VI.4.Ouvrage de captage**

Tableau VI. 13: Travaux pour la chambre d'eau.

N°	Désignation	U	quantité	P.U	montant
<b>Lot-Terrassement</b>					
1	Décapage des terres végétales sur 20 cm d'épaisseur	M <sup>3</sup>	4,232	220,00	931,04
2	Fouille en excavation en terrain rocheux, pour la chambre de captage.	M <sup>3</sup>	73,144	2 500,00	182 860,00
3	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique.	M <sup>3</sup>	77,376	550,00	42 556,80
4	Remblaiement avec de tu venant	M <sup>3</sup>	22,528	220,00	4 956,16
<b>Lot -gène civile</b>					
5	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> sur radie ep=20cm	M <sup>3</sup>	3,872	9 000,00	34 848,00
6	F/P Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> en double nappe avec adjuvant antigel compris ferrailage coffrage coulage et toutes suggestion de bonne exécution.	M <sup>3</sup>	22,262	38 000,00	845 956,00
7	F/P de tampon en fonte 0,85 x 0,85 m	U	2	19 000,00	38000
<b>Lot-Equipement hydraulique</b>					
8	F/P Crépine DN 125	U	2	8050.00	16100.00
	F/P Crépine DN 90	U	1	6000.00	6000.00
9	F/P Robinier vanne DN 160	U	1	295601.27	295601.27
10	Fourniture et pose de vidange en PEHD DN160 y compris toutes sujétions de bonne exécution.	MI	5	2056,596	10282.98
11	Fourniture et pose d'échelles métalliques en tube d'acier galvanisé d'une hauteur de 3,00 m et toutes sujétions de bonne exécution	U	U	1	10 000,00
				Total DA	1 160 108,00

**VI.5.Cout total du projet**

Tableau VI. 14: Coût estimatif du projet.

Désignation des travaux	Montant
Travaux de terrassement	17 127 832
Canalisation	22 483 650,1
Accessoires	4206599.98
Ouvrage de captage	1 160 108,00
Total HT	44 978 190.1
TVA 17%	7 646 292.32
TOTAL TTC	52 624 482.4

RM : Les prix sont donnés par l'entreprise HYDRONAL.

**Conclusion**

Après une estimation des travaux, des conduites est accessoires, on a évalué le cout de notre projet de transfert d'eau à 52 624 482.4 DA.



## CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, il a été dimensionné un système de Transfert d'eau afin de renforcer l'AEP de la ville de Chiffa et de Sidi El-Madani de la wilaya de Blida d'où les résultats obtenus sont cités ci-dessous :

L'étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 46214 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 2160 m<sup>3</sup>/j des eaux de la source Ramka.

L'ouvrage de captage projeté comprend trois parties distinctes : le déversoir, la prise d'eau et la chambre de captage.

L'adduction par refoulement avec une longueur total de la conduite de 546,51 m et un diamètre de 160 mm.

L'adduction gravitaire avec des diamètres de 125 mm, 200 mm, 160 mm, 160 mm et 125 mm.

Sur la longueur du système d'adduction, il a été procédé à la vérification des capacités de stockage des réservoirs existants et le dimensionnement de la bache de la station de pompage et le réservoir tampon projetés.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier est nécessaire pour cela on a dimensionné un anti-bélier et on a calculé le temps de fermeture des vannes.

Pour le choix des pompes de la station de pompage projetée, nous avons opté pour des pompes de type KSB.

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

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet avec un bilan atteignant les 52 624 482.4DA.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Groupement SOFRECO – Grontmij/Carl - Bro – Progress –OIEau** : Réalisation de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau, mission 2 – volet 4 – Tome, Août 2010, page 41, 46, 83, 84, 85, 86,87.
- [2] **Jacques Bonvin.** Hydraulique urbaine I. Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs - Réseaux de distribution – Equipements - Pompes – Petites centrales hydrauliques. Version 2005.page 7.
- [3] **R.ROLLEY** .Technique des barrages en aménagement rural, Edition 1998, 176,177p.
- [4]**LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, 1<sup>ère</sup> édition, Eyrolles, paris, France, 1999.633p.
- [5]**Denis Zoungrana.** Cours d'Approvisionnement en Eau Potable. Version 2003. 82p.
- [6]**Groupement SUEZ ENVIRONNEMENT** .Conduites d'eau potable. Version V3.octobre 2006,19p.
- [7]**SALAH.B.** Cours d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique, Blida, Algérie.
- [8] **ANDRE.DUPONT** .Hydraulique urbaine, Tome II Eyrolles, paris 1977.
- [9] **A.MOREL, M** .Exercices de mécanique des fluides tomeII, 1<sup>ère</sup>édition. 1994. 211,213 ,214p
- [10] **A.G.H.T.M.** les stations de pompage, édition Technique et Documentation, Paris 1982.
- [11] **Diego LUCENTE** .Guide polyéthylène. Avril 2005.29, 30, 31, 32, 33,34p.

### Catalogues

- [12] Catalogue des ROBINETTERIE ET RACCORDS « **SAINT GOBAIN** »

### WEBOGRAPHIE:

[http://www.KSB EasySelect for all applications | KSB.](http://www.KSB EasySelect for all applications | KSB)

## Annexe II

Annexe II.1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

## Répartition horaire du débit pour Le centre-ville (ACL)

Annexe II.2: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Horizons  Heures	Long terme (2040)							
	Consommation domestique $Q_{max,j} = 5102,19 \text{ m}^3/\text{j}$		Industrie $Q_{max,j} = 78 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation totale $Q_{max,j} = 5180,19 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$			%	$\text{m}^3/\text{h}$		
0-1	1,5	76,54	0	0	1,48	76,54	1,482	76,54
1-2	1,5	76,54	0	0	1,48	76,54	2,96	153,07
2-3	1,5	76,54	0	0	1,48	76,54	4,44	229,60
3-4	1,5	76,54	0	0	1,48	76,54	5,91	306,14
4-5	2,5	127,56	0	0	2,47	127,56	8,38	433,69
5-6	3,5	178,58	0	0	3,45	178,58	11,82	612,27
6-7	4,5	229,60	0	0	4,44	229,60	16,26	841,87
7-8	5,5	280,63	0	0	5,42	280,63	21,67	1122,49
8-9	6,25	318,89	12,5	9,75	6,35	328,64	28,02	1451,12
9-10	6,25	318,89	12,5	9,75	6,35	328,64	34,36	1779,76
10-11	6,25	318,89	12,5	9,75	6,35	328,64	40,71	2108,39
11-12	6,25	318,89	12,5	9,75	6,35	328,64	47,05	2437,03
12-13	5	255,11	0	0	4,93	255,11	51,97	2692,14
13-14	5	255,11	12,5	9,75	5,12	264,86	57,09	2956,10
14-15	5,5	280,63	12,5	9,75	5,61	290,38	62,69	3247,37
15-16	6	306,14	12,5	9,75	6,10	315,89	68,79	3563,25
16-17	6	306,14	12,5	9,75	6,10	315,89	74,89	3879,13
17-18	5,5	280,63	0	0	2	280,63	80,31	4159,75
18-19	5	255,11	0	0	4,97	255,11	85,23	4414,86
19-20	4,5	229,60	0	0	4,44	229,60	89,66	4644,46
20-21	4	204,09	0	0	3,94	204,09	93,60	4848,55
21-22	3	153,07	0	0	2,96	153,07	96,56	5001,61
22-23	2	102,05	0	0	1,97	102,05	98,53	5103,65
23-24	1,5	76,54	0	0	1,48	76,54	100	5180,19

**NB** : D'après le tableau II.2 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{max,h} = 328,64 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h et midi.
- Un débit minimum  $Q_{min,h} = 76,54 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h du matin.

## Répartition horaire du débit pour l'agglomération de Sidi el Madani

Annexe II.3: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Horizons	Long terme 2040			
	Consommation totale $Q_{max,j} = 2405,14 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
Heures				
0-1	1	24,06	1	24,06
1-2	1	24,06	2	48,11
2-3	1	24,06	3	72,12
3-4	1	24,06	4	96,21
4-5	2	48,11	6	144,31
5-6	3	72,16	9	216,47
6-7	5	120,26	14	336,72
7-8	6,5	156,34	20,5	493,06
8-9	6,5	156,34	27	649,39
9-10	5,5	132,29	32,5	781,68
10-11	4,5	108,24	37	889,91
11-12	5,5	132,29	42,5	1022,19
12-13	7	168,36	202,03	1190,55
13-14	7	168,36	56,5	1358,91
14-15	5,5	132,29	62	1491,19
15-16	4,5	108,24	66,5	1599,42
16-17	5	120,26	71,5	1719,68
17-18	6,5	156,34	78	1876,01
18-19	6,5	156,34	84,5	2032,35
19-20	5	120,26	89,5	2152,61
20-21	4,5	108,24	94	2260,84
21-22	3	72,16	97	2332,99
22-23	2	48,11	99	2381,09
23-24	1	24,06	100	2405,14

**NB** : D'après le tableau II.3 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{max,h} = 168,36 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h et 12h.
- Un débit minimum  $Q_{min,h} = 24,06 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h du matin.

## Répartition horaire du débit pour l'agglomération de Kerouche.

Annexe II.4 : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Horizons  Heures	Long terme 2040			
	Consommation totale $Q_{max,j} = 2544,83 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	1	25,45	1	25,45
1-2	1	25,45	2	50,90
2-3	1	25,45	3	76,35
3-4	1	25,45	4	101,80
4-5	2	50,90	6	152,69
5-6	3	76,35	9	229,04
6-7	5	127,25	14	356,28
7-8	6,5	165,42	20,5	521,69
8-9	6,5	165,42	27	687,11
9-10	5,5	139,97	32,5	827,07
10-11	4,5	114,52	37	941,59
11-12	5,5	139,97	42,5	1081,56
12-13	7	178,14	49,5	1259,69
13-14	7	178,14	56,5	1437,83
14-15	5,5	139,97	62	1577,80
15-16	4,5	114,52	66,5	1692,31
16-17	5	127,25	71,5	1819,55
17-18	6,5	165,42	78	1984,97
18-19	6,5	165,42	84,5	2150,38
19-20	5	127,25	89,5	2277,62
20-21	4,5	114,52	94	2392,14
21-22	3	76,35	97	2468,49
22-23	2	50,90	99	2519,38
23-24	1	25,45	100	2544,83

**NB** : D'après le tableau II.4 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{max,h} = 178,14 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 12 h et 14h.
- Un débit minimum  $Q_{min,h} = 25,45 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h du matin.

## Répartition horaire du débit pour l'agglomération de Centre Sept Martyrs.

Annexe II.5: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Horizons  Heures	Long terme 2040			
	Consommation totale $Q_{max,j} = 60,64 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/h$	%	$\text{m}^3/h$
0-1	1	0,61	1	0,61
1-2	1	0,61	2	1,22
2-3	1	0,61	3	1,82
3-4	1	0,61	4	2,43
4-5	2	1,22	6	3,64
5-6	3	1,82	9	5,46
6-7	5	3,04	14	8,49
7-8	6,5	3,95	20,5	12,44
8-9	6,5	3,95	27	16,38
9-10	5,5	3,34	32,5	19,71
10-11	4,5	2,73	37	22,44
11-12	5,5	3,34	42,5	25,78
12-13	7	4,25	49,5	30,02
13-14	7	4,25	56,5	34,26
14-15	5,5	3,35	62	37,60
15-16	4,5	2,73	66,5	40,33
16-17	5	3,04	71,5	43,36
17-18	6,5	3,95	78	47,30
18-19	6,5	3,95	84,5	51,24
19-20	5	3,04	89,5	54,27
20-21	4,5	2,73	94	56,10
21-22	3	1,82	97	58,82
22-23	2	1,23	99	60,04
23-24	1	0,61	100	60,64

**NB** : D'après le tableau II.5 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{max,h} = 4,25 \text{ m}^3/h$  entre 12h et 14h.
- Un débit minimum  $Q_{min,h} = 0.61 \text{ m}^3/h$  entre 23h et 4h du matin.



### Annexe III



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة الموارد المائية  
MINISTÈRE DES RESSOURCES EN EAU

الوكالة الوطنية للموارد المائية  
AGENCE NATIONALE DES RESSOURCES HYDRAULIQUES

Créée par décret N° 81 / 167 du 25 juillet 1981 - Compte Trésorerie d'Alger N° 001500001 d/c

### BULLETIN D'ANALYSE

Demandeur  
Point d'eau  
Lieu  
Date d'envoi

APC CHIFFA  
OUED MALO AMER (ERAMKA)  
BLIDA  
25/10/13

1133

Point de l'analyse	AEP									
Calcium	mg/l	80	240	Nitrate (NO3)	mg/L	2,8	80	Fer	mg/l	0,3
Magnésium	mg/L	35	150	Nitrite (NO2)	mg/L	0,000	8,3	Manganèse	mg/l	0,5
Sodium	mg/L	4	200	Ammonium (NH4)	mg/l	0,298	8,5	Cuivre	mg/l	1,5
Potassium	mg/l	7	30	Phosphates (PO4)	mg/l	0,119	1,5	Zinc	mg/l	8
Chlorure	mg/L	22	888	P/Totale	mg/l			Plomb	mg/l	0,05
Sulfate	mg/L	80	400	Silice (SiO2)	mg/L		20	Chrome Total	mg/l	0,05
Bicarbonates	mg/l	216		NTK NH4	mg/l			Cadmium	mg/l	0,01
Carbonates	mg/l	0		M.Org (O2 mg/L)	mg/L	0	3	Mercur	mg/l	0,001
OH	mg/l	0		DCO (O2 mg/L)	mg/L			Cyanure	mg/l	0,05
pH	mg/L	8,2	6,5-8,8	DBO5 (O2 mg/L)	mg/L			Arsenic	mg/l	0,07
CE	mg/L	250	2400	COT (C)	mg/l			Phénols	mg/l	0,007
Résidu Sec	mg/L	245	2000	MES à 105°	mg/L			Baryum	mg/l	0,002
"1	"	27	80	MES à 600°	mg/L			Fluor	mg/L	2
TAC	"	18						Jode	mg/l	
TA	"	0		Décolorants	mg/l			Antimoine	mg/l	0,005
				H2S	mg/l			Aluminium	mg/l	0,2
Pesticides Total F	mg/l			HCA	mg/l			Antimoine	mg/L	0,005
Aldrine	mg/l			HPA	mg/l			Bore	mg/l	0,2
Dieldrine	mg/l			PCB	mg/L			Sélénium	mg/l	0,01
Lindane	mg/l									
DOT	mg/l									

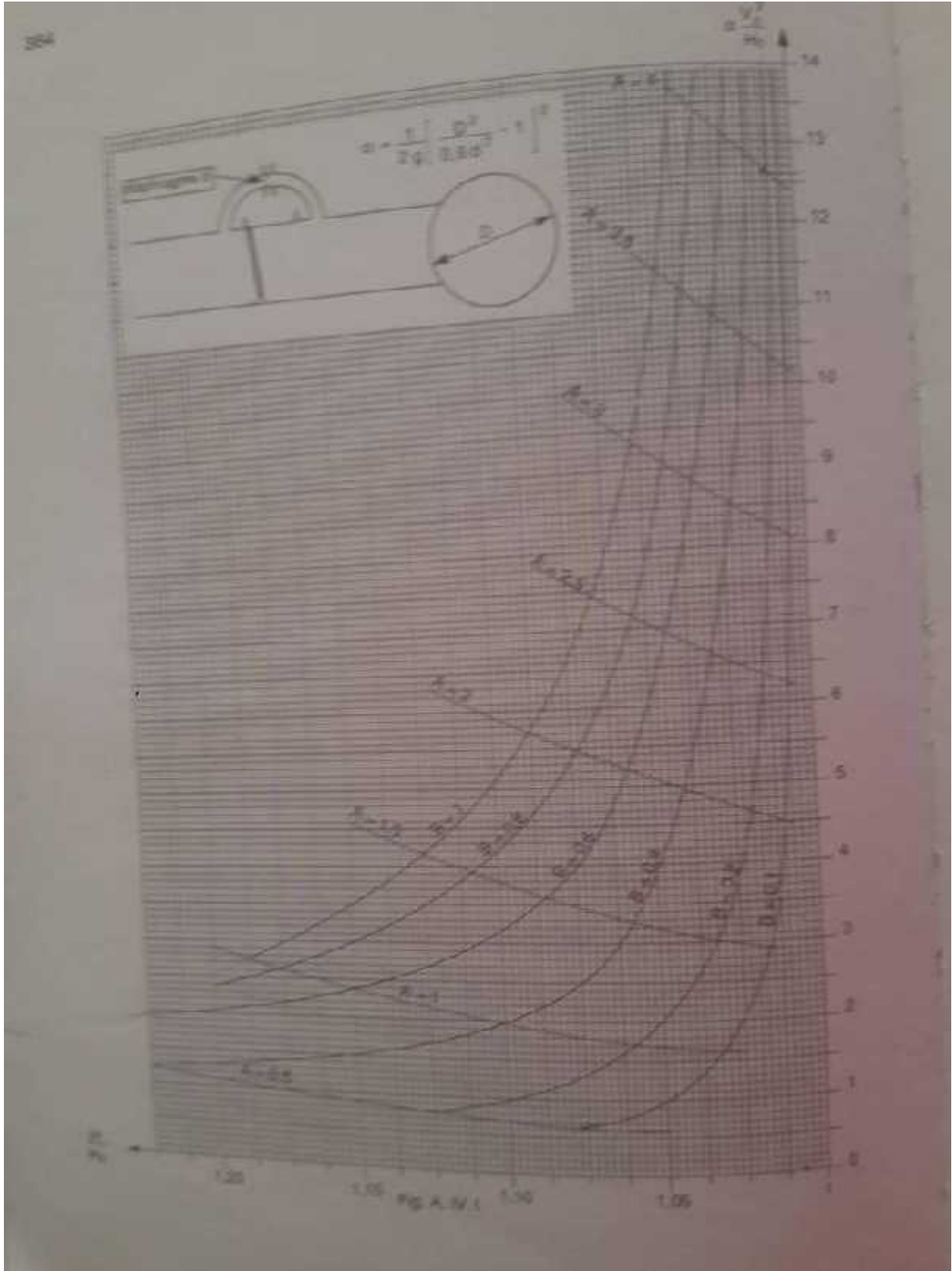
Eau de bonne qualité physico-chimique. Tout les paramètres analysés sont dans les normes recommandées.





# Annexe V

## Annexe V.1: Abaqués pour le calcul du volume des réservoirs d'air



$K = 0,1$  ;  $A = 0,5$

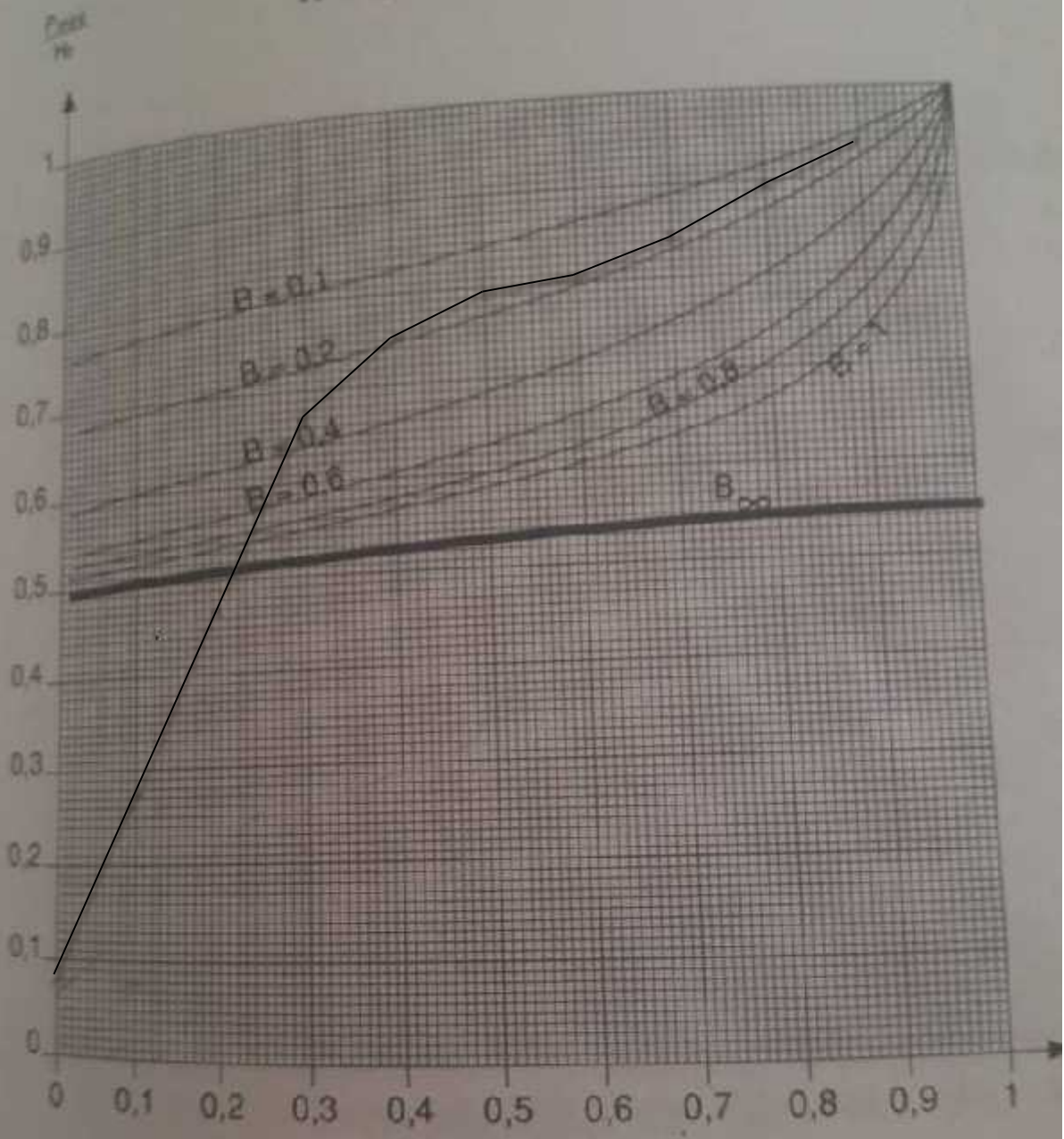


Fig. A III.6