

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable de l'agglomération Chkalil commune
El Karimia (w. Chlef)..**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-20

APA Citation (توثيق APA):

**Hadji, Ferial (2020). Alimentation en eau potable de l'agglomération Chkalil
commune El Karimia (w. Chlef).[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Alimentation en eau potable de l'agglomération CHKALIL
commune EL KARIMIA Wilaya de CHLEF.**

**Présenté par :
HADJI Ferial**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELAB Mohamed	M.C.A	Président
BOUKHLIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Octobre 2020

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

*Avant tout à mes chers parents Fatma et Miloud, qui
m'ont soutenue durant toutes ces années de formation.*

À mon cher oncle Hadj qui je souhaite de bonheur et de réussite.

À mes chers frères : Abdel Rahman et Tariq.

À mon adorable sœur : Yessma.

À toute la famille Hadji et Ben ghalia.

*À tous mes amis et mes collègues de la graduation promotion
2019/2020 ainsi qu'à ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de
leur cœur..*

HADJI Ferial

Remerciements

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

*J'adresser mes remerciements, et à exprimer mes reconnaissances à mon promoteur **Mr SALAH Boualem** pour sa disponibilité et son aide.*

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Mes remerciements vont également à : ma mère, mon père, mon oncle ma sœur, mes frères et tous mes amis.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص :

تهدف مذكرتنا لنهاية الدراسة توفير مياه الشرب لمنطقة الشكاليل(الشلف)،حيث تعاني المنطقة من شبكة توزيع ذات انابيب قديمة و صغيرة الحجم،الامر الذي يتطلب دراسة شاملة لتحسين الوضع. بعد المراقبة التي اجرىتها على الشبكة عملنا يهدف الى اجراء تجديد نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمنطقة المذكورة.

Résumé :

La zone Chkalil est dotée actuellement d'un réseau d'AEP vétuste et sous dimensionné, qui n'arrive pas à satisfaire les besoins en eau de différentes catégories formant notre agglomération. Notre travail consiste après un constat mené sur le réseau, à procéder à une rénovation du système d'AEP de la dite agglomération.

Abstract:

The municipality of Chkalil currently has a dilapidated and undersized water supply network, which cannot meet the water needs of the different categories forming our agglomeration. Our work consists, after an observation carried out on the network, to proceeding to a renovation of the AEP system of the said agglomeration.

Liste des planches :

Planche N°1 : Plan de masse

Planche N°2 : Profil en long du réseau.

Planche N°3 : Planche des accessoires.

Planche N°4 : Coupe du réservoir.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
<i>Chapitre I</i>	2
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation géographique.....	2
I.2.1 Situation géographique de la commune EL KARIMIA	2
I.2.2 Situation géographique de la zone d'étude	3
I.3 Situation topographique.....	4
I.4 Situation démographique	4
I.5 Situation géologique.....	4
I.6 Situation hydraulique.....	5
I.6.1 La dotation actuelle.....	5
I.6.2 Réseau de distribution existante	5
I.6.3 L'adduction existant	5
I.6.4 Le réservoir existante.....	6
I.7 Hydrographie	6
I.7.1 Les eaux souterraines	6
I.7.2 Les eaux superficielles	7
I.7.3 La qualité des eaux souterraines.....	7
I.8 Situation climatologique	7
I.8.1 Climat.....	7
I.8.2 Pluviométrie.....	7
I.8.3 Température.....	8
I.8.4 Le vent.....	9
I.8.5 Couverture végétale.....	9
I.9 Conclusion	9

Chapitre II	10
BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION	10
II.1 Introduction	10
II. 2 Évaluation de la population future.....	10
II.3 Estimation des besoins en eau.....	11
II.3.1 Choix de dotation.....	11
II.3.2 Evaluation de Consommation moyenne journalière.....	11
II.3.2.1 La consommation moyenne journalière domestique	12
II.3.2.2 La consommation moyenne journalière des différents équipements (Existant)	12
II.4 Caractéristiques de la consommation en eau	13
II.4.1 Détermination des débits journaliers.....	14
II.4.1.1 Coefficients d'irrégularité.....	14
1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max, j}$)	14
2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min, j}$).....	14
II.4.1.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$).....	16
II.4.1.3 Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$).....	16
II.4.2 Détermination des débits horaires	16
II.4.2.1 Débit moyen horaire	16
II.4.2.2 Débit max horaire.....	17
II.4.2.3 Débit min horaire.....	17
II.5 Conclusion.....	20
Chapitre III	21
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION	21
III.1 Introduction	21
III.2 les différents types de réseaux de distribution.....	21
III.3 Les systèmes d'alimentation en eau potable.....	22
III.3.1 Système à contre réservoir.....	22

III.3.2 Système en tête	23
III.4 Configuration de réseau de distribution projtée.....	23
III.4.1. Choix de type de réseau de distribution	23
III.4.2 Choix de système de distribution.....	23
III.4.3 Choix du type de matériaux.....	23
III.5 Principe de tracé du réseau.....	24
III.6 Calcul hydraulique du réseau	24
III.6.1 Détermination des débits du réseau.....	24
III.6.1.1 Débit en route.....	24
III.6.1.2 Débit spécifique	24
III.6.1.3 Détermination des debit nodaux.....	25
a) Cas de pointe.....	26
b) Cas de pointe plus incendie.....	27
III.6.2 Calcul des paramètres hydrauliques.....	27
a) Cas de pointe	27
b) Cas de pointe plus incendie	28
III.6.3 Calcul des pressions de service du réseau (au sol.....	29
a) Cas de pointe	29
b) Cas de pointe plus incendie	30
III.6.4 Intreprétation des résultats.....	32
a) Cas de pointe	32
b) Cas de pointe plus incendie	32
III.7 Conclusion.....	32
Chapitre IV.....	33
DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES RESERVOIRS	33
IV. 1 Introduction.....	33
IV.2 Rôles des réservoirs	33

IV.3 Classification des réservoirs.....	33
IV.4 Emplacement des réservoirs.....	34
IV.5 Equipement du réservoir.....	34
IV.5.1 Conduite d'arrivée.....	34
IV.5.2 Conduite de départ.....	35
IV.5.3 Conduite trop plein.....	35
IV.5.4 Conduite de vidange.....	35
IV.5.5 Conduite by pass.....	35
IV.5.6 Système de matérialisation d'incendie.....	35
IV.6 Entretien des réservoirs.....	36
IV.7 Hygiène et sécurité.....	36
IV.8 Détermination de la capacité du stockage du réservoir.....	37
IV.8.1 Principe de calcul.....	37
IV.8.2 Détermination analytique de la capacité du réservoir.....	37
IV.9 Conclusion.....	39
Chapitre V	40
ADDUCTION	40
V.1 Introduction.....	40
V.2 Types d'adduction.....	40
V.2.1 l'adduction gravitaire.....	40
V.2.2 l'adduction par refoulement.....	40
V.2.3 L'adduction mixte.....	40
V.3 Type d'écoulement.....	41
V.3.1 Ecoulement à surface libre.....	41
V.3.2 Ecoulement en charge.....	41
V.4 Choix du tracé.....	41

V. 5 Choix des matériaux de canalisation.....	41
V.6 Le schéma d'adduction	43
V.7 Etude technico-économique de l'adduction	44
V.7.1 Etude de l'adduction par refoulement.....	44
V.7.2 Méthode de Calcul du diamètre économique de refoulement	44
V.7.2.1 Frais d'amortissement.....	45
V.7.2.2 F d'exploitation.....	45
V.7.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale	46
V.7.2.4 Puissance absorbée par la pompe.....	46
V.7.2.5 Energie consommée par la pompe	47
V.8 Dimensionnement de la conduite de refoulement (forage – réservoir).....	47
V.9 Conclusion.....	49
Chapitre VI.....	51
ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	51
VI.1 Introduction.....	51
VI.2 Rôle des Accessoires	51
VI.3 Les accessoires utilisés.....	51
VI.3.1 Robinets vannes.....	51
VI.3.1.1 Vanne à opercule.....	52
VI.3.1.2 Les vannes de réedction de pression.....	52
VI.3.2 Clapets anti retour.....	53
VI.3.3 Les ventouses	53
VI.3.4 Poteaux d'incendie	54
VI.3.5 Les raccordements	55
VI.3.5.1 Soudure bout à bout	55
VI.3.52 Les raccords électro- soudables.....	55
VI.3.5.3 Les raccords mécaniques.....	56

a.Les coudes	57
b.Les tés	57
c.Les croix de jonction.....	58
d.Les manchons	58
VI.3.6 Organes de mesure.....	58
VI.3.6.1 Mesure de débit	58
VI.3.6.2 Mesure de pression	58
VI.4 Conclusion	59
Chapitre VII.....	60
PROTECTION DE L'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER	60
VII.1 Introduction.....	60
VII.2 Causes du coup de bélier	60
VII.3 Les risques dûs aux coups de bélier	60
VII.4 Interprétation physique du coup de bélier.....	61
VII.5 Moyens de protection contre le coup de bélier	62
VII.6 Protection de la conduite d'adduction reliant l'ouvrage de production d'eau (forage CHEKALIL) et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier	65
VII.6.1 Méthode de calcul du réservoir d'air.....	65
a) Méthode de VIBERT.....	65
b) Méthode de BERGERON.....	65
VII.6.2 Principe de fonctionnement	65
VII.6.3 Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air	66
VII.6.4 Installation du réservoir d'air	69
VII.6.5 Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement	69
VII.7 Conclusion	70
Chapitre VIII.....	71
ORGANISATION DU CHANTIER	71

VIII.1	Introduction	71
VIII.2	Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP	71
VIII.2.1	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	71
VIII.2.1.1	Matérialisation.....	71
VIII.2.1.2	Nivellement.....	71
VIII.2.2	Excavation des tranchées	71
VIII.2.2.1	La profondeur (Htr)	72
VIII.2.2.2	Largueur de la tranchée	72
VIII.2.2.3	Section de la tranchée	73
VIII.2.3	Lit de sable.....	74
VIII.2.4	Remblayage des tranchées.....	74
VIII.2.4.1	Le remblai d'enrobage.....	74
VIII.2.4.2	Le remblais supérieur.....	74
VIII.2.4.3	Le volume de remblai.....	74
VIII.2.5	Nivellement et compactage.....	75
VIII.2.6	Définitions des engins de terrassement utilisées.....	75
VIII.2.6.1	Pelle hydraulique.....	76
VIII.2.6.2	Chargeur	76
VIII.2.6.3	Dozer.....	76
VIII.2.6.4	Compacteur (vibrateur de sol).....	76
VIII.3	Evaluation du coût du projet.....	76
VIII.4	Conclusion.....	78
	CONCLUSION GENERALE	79
	BIBLIOGRAPHIE	80
	ANNEXES:	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 Evolution de la Population de l'agglomération entre 2008 et 2020	4
Tableau I -2 : Potabilité des eaux de la zone Chkalil(2020).	7
Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne mensuelle	8
Tableau I-4 : les températures moyennes mensuelles.....	8

Chapitre II: BESOIN EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-1 : Evaluation de population future	11
Tableau II-2 : Détermination des besoins domestiques	12
Tableau II-2 : Détermination des besoins domestiques	12
Tableau II-4: Evaluation des Besoins Culturels	13
Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eau potable (Horizon 2050).	13
Tableau II-6: variation du coefficient β_{max}	15
Tableau III -7 : variation du coefficient β_{min}	15
Tableau II-8: Variation des débits horaires	18

Chapitre III: DIMENSOINEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau III-1: Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).	25
Tableau III 2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	26
Tableau III 3: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons	27
Tableau III 4: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe +incendie).	28
Tableau III 5 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe).....	29
Tableau III 6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie).....	30

Chapitre IV: DIMENSOINEMENT ET CONCEPTION DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 : détermination de la capacité du réservoir	38
--	----

Chapitre V : ADDUCTION

Tableau V-1 : Diamètres nominaux PE100 (PN16)	44
Tableau V-2: Caractéristique du tronçon	47
Tableau V-3 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).	47
Tableau V-4 : frais d'amortissement	48

Tableau V-5: Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	48
Tableau V-6: Bilan des frais des conduites.....	49

Chapitre VI: PROTECTION DE L'ADDITION CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau VI-1: Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.....	67
Tableau VI-2: Calcul Le volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement	69

Chapitre VIII: ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VIII-1: Volumes des déblais et décapages des canalisations.....	73
Tableau VIII-3 : Devis estimatif et quantitatives des canalisations	77

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 :Situation de la commune EL KARIMIA.....	2
Figure I-2 :Situation de l'agglomération Chkalil	3
Figure I-3 :Carte géologique de la commune EL KARIMIA	4

Chapitre II: BESOIN EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Figure II-1 : Représentation des débits horaires (le graphique de consommation).....	19
Figure II-2 : Courbe de consommation cumulée.....	19

Chapitre III: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure III 3: Vitesses et pressions pour le cas de pointe.....	31
Figure III 4: Vitesses et pressions pour le cas de pointe+incendie.....	31

Chapitre IV: DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES RESERVOIRS

Figure IV-5 : Schéma d'un réservoir semi enterré.....	36
---	----

Chapitre V: ADDUCTION

FigureV-1 : schéma d'adduction par refoulement.....	43
Figure V-2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	49

Chapitre VI: ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure VI-1: Vanne à opercule.....	52
Figure VI-2: Vanne de réduction de pression	53
Figure VII-3 : Clapet anti retour	53
Figure VII-4: Ventouses simple	54
Figure VI-5 : poteaux d'incendie	54
Figure VI 6: Bout à bout « bouteuse ».....	55
Figure VI 7: Assemblages par électro soudage.....	56
Figure VI 8: Les coudes.....	57
Figure VI 9: Les tés	57
Figure VI-14 : Manomètre à aiguilles	59

INTRODUCTION GENERALE

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet mais cela ne suffit pas pour régler le problème de manque d'eau, pour cette raison le programme a accordé aussi une attention très particulière à lutter contre le gaspillage et les pertes tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources et des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, sur thème d'alimentation en eau potable de la zone **CHKALIL** commun **EL KARIMIA** de la Wilaya de **CHLEF** qui contient d'un réseau distribution et d'adduction existant.

Par ailleurs les visites répétées sur site révèlent que le réseau est vétuste, en mauvais état, et sous dimensionné : Les habitants ne pourront être satisfaits en matière d'eau potable par l'actuel réseau selon les instances hydrauliques concernées. Ceci conclut qu'une rénovation de ce réseau s'impose en conséquence.

C'est pour cette raison que nous allons faire cette étude pas juste dans le but d'alimenter les habitants existants mais aussi de satisfaire une demande qui sera très élevée dans le futur.

*Chapitre I :***PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE****I.1 Introduction :**

Dans ce chapitre nous nous 'intéressons à la présentation de l'agglomération du point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique et hydraulique permet de mener à bien notre travail.

I.2 Situation géographique :**I.2.1 Situation géographique de la commune EL KARIMIA :**

EL KARIMIA anciennement « Lamartine », est à la fois une daïra et une commune de la wilaya de CHLEF. Elle comporte plus de 35000 habitants et est située à 28 Km au Sud-Est de Chlef, chef-lieu de la wilaya. Le territoire de la commune d'**EL KARIMIA** est limité comme suit :

Au nord : par la commune **D'OUED FODDA**.

Au sud : par la commune de **BENI BOUATEB**.

À l'est : wilaya d'**Ain Defla (commune D'EL ATTAF)**.

A L'ouest : Par La Commune de **HARCHOUN**.



Figure I-1 : Situation de la commune EL KARIMIA

Source :(Google Earth).

I.2.2 Situation géographique de la zone d'étude :

L'agglomération **CHEKALIL** situé à 2 km au nord de la commune EL KARIMIA wilaya de **CHLEF**.

Limité comme suit :

Au nord : par la commune **D'OUED FODDA ET L'AUTO-ROUTE (Est-Ouest)**.

Au sud : par la commune de **EL KARIMIA ET BENI BOUTEB**.

À l'ouest : par la commune **HARCHOUN**.

À L'est : par l'**oued fodda**.

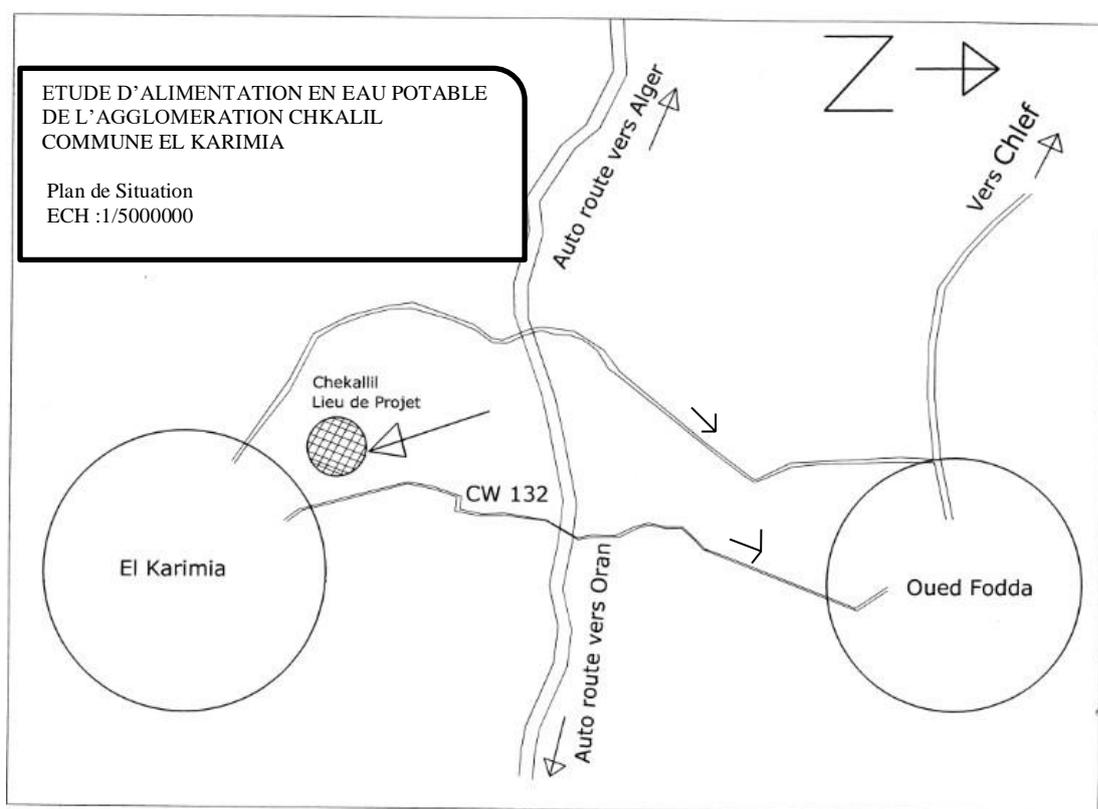


Figure I-2 : Situation de l'agglomération Chkalil.

I.3 Situation topographique :

Le site d'étude est caractérisé par un relief accidenté composé essentiellement d'une pente allant de 3.00 % à plus de 8.00%.

I.4 Situation démographique :

L'agglomération de **CHKALIL** présente une population totale de 1161 habitants en 2008, suivant les indications de la direction de planifications et d'aménagement du **CHLEF**. Avec un taux moyen d'accroissement de **1.72 %**.

La population de la zone concernée par le projet a été estimée vers l'horizon 2020(état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), nous avons trouvé les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Evolution de la Population de l'agglomération entre 2008 et 2020.

L'agglomération	Le taux(%)	Population en 2008 (hab)	Population en 2020 (hab)
CHEKALIL	1.72	1161	1425

I.5 Situation géologique :

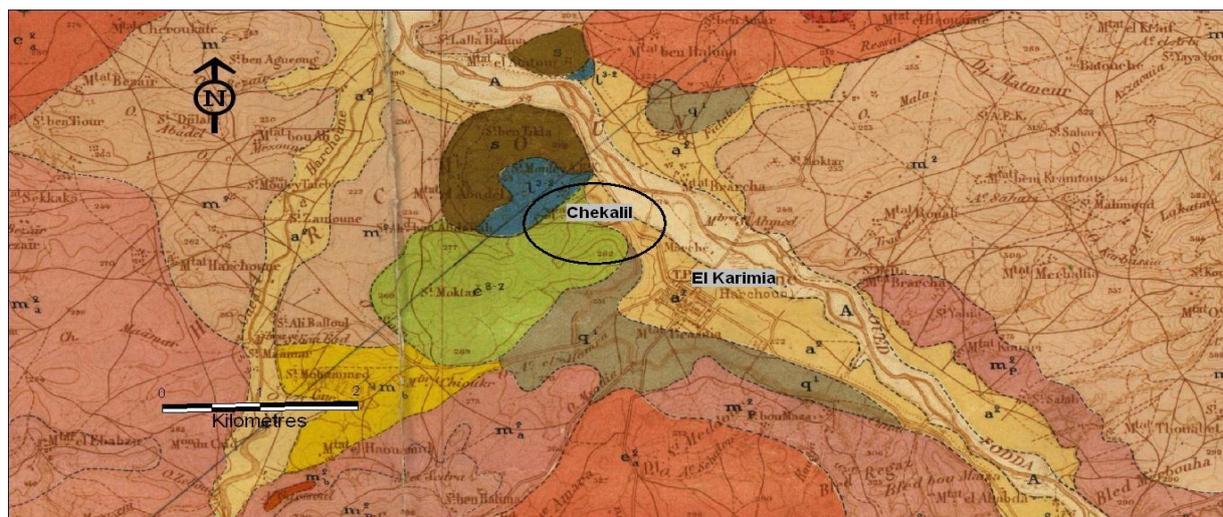


Figure I-3 : Carte géologique de la commune EL KARIMIA

Source : (ANRH Blida).

A partir de la carte géologique de la zone, les formations géologiques affleurent sont :

A Alluvion actuelle :

Limons sableux et cailloux roulés du chlef et de ses affluents, dans la partie comprise entre les berges.

a^a Bas-fonds inondés : Zone marécageuse.

a⁹ Alluvion récentes : dépôt limoneux de la plain de chélif et des vallées latérales, avec nappes caillouteuses.

a Eboulis des pentes : débris calcaires plus ou moins cimentés.

q¹ Alluvions anciennes (le quaternaire) : dépôt caillouteux et limoneux indiquant l'extension de la vallée de chélif et disposés en plateformes, constituées de cône de déjection.

C⁸⁻⁷ Sénonien : marnes bleuâtres ou noires avec lentilles calcaires marneux.

L³⁻² Calcaire de Temoulga : calcaire généralement cristallin.

S Schistes de Doui : formation puissante de schistes argileux.

Donc les formations géologiques de la zone sont constituent de calcaire ; marno-calcaire compact et dure avec des accidents transversales qui favorise la formation des fractures et la circulation des eaux souterraine.

I.6 Situation hydraulique :

La situation actuelle de système d'alimentation en eau potable de l'agglomération CHKALIL est :

I.6.1 La dotation actuelle :

L'agglomération CHKALIL est servie actuellement avec une dotation estimée à 150 l/s (selon DRE).

I.6.2 Réseau de distribution existante :

Le réseau de distribution existante de l'agglomération CHKALIL est de type ramifié. Les conduits de distribution en PEHD.

I.6.3 L'adduction existant :

L'agglomération s'alimente à partir d'une seule adduction qui fait au niveau de conduite de refoulement de diamètre 125 mm en PEHD PN16 de la longueur de 1318 relie un forage existant de débit 8l/s au réservoir de capacité de 250m³.

Le forage présente les caractéristiques suivantes :

Débit $Q = 8$ l/s (forage CHKALIL).

Profondeur : 150 m.

Niveau Statique : 37 m.

Niveau Dynamique : 46 m.

HMT : 150 m.

Diamètre de colonne : 12 m.

Coordonnées :

X= 395.75

Y= 314.95

Z : 217

I.6.4 Le réservoir existante :

L'agglomération CHKALIL s'alimente actuellement à partir d'un réservoir de volume 250m^3 de type circulaire semi enterrée en béton armé, présente les caractéristiques suivantes :

- ✓ Capacité : 250m^3 .
- ✓ Diamètre : 8 m.
- ✓ Conduite d'arrivé : longueur : 1318 m, diamètre : 125mm, matériaux : PEHD.
- ✓ La hauteur de la cuve : 5m.

I.7 Hydrographie :

I.7.1 Les eaux souterraines :

La formation géologique de la région constituée un réservoir d'eau appréciable, les eaux de pluie s'infiltré pour donner naissance à des points d'eau.

La commune D'EL KARIMIA s'alimente actuellement à partir d'un champ de captage des eaux souterraines suivantes :

- **Forage sonelgaz** : Le forage sonelgaz situe à l'est de l'agglomération, de débit $Q = 05$ l/s (selon renseignement A. P. C et subdivision hydraulique) .
- **Forage F5** (à côté oued fouda) débit $Q = 8$ l/s (alimentant el karimia et agglomération de ATTATOU à partir de réservoir R(100m^3) existant de brarcha)
- **Drain** : Le drain situe à l'est de l'agglomération CHKALIL, le champ de captage d'alimentation en eau potable est basé essentiellement à partir de ce drain de débit $Q = 08$ l/s (selon renseignement A. P. C et subdivision hydraulique)

I.7.2. Les eaux superficielles :

Le réseau hydrographique de la zone Chkail est caractérisé par un oued d'oued fodda qui dépend de la pluviométrie (générale sèche en été).

I.7.3 La qualité des eaux souterraines :

L'analyse des eaux prélevées de forage Chkalil a révélé que la concentration de nombreux éléments chimiques est légèrement dans les normes. Le tableau ci-dessous résume la concentration des différents éléments à travers la zone d'étude et les normes admises par CEE.

Tableau I-2 : Potabilité des eaux de la zone Chkalil (2020).

Elément	Moyenne (mg/l)	Valeur Critique (mg/l)
Ca ⁺⁺	285.56	200
Mg ⁺⁺	144.67	200
Na ⁺	214	150
K ⁺	5	20
Cl ⁻	435.08	200
SO ₄ ⁻	277.04	400
HCO ₃ ⁻	288.73	400

Source (DRE-Chlef)

I.8 Situation climatologique :

I.8.1 climat :

Le climat de ce territoire est humide, de type montagneux et se caractérise par deux périodes distinctes :

- ✓ L'une froide, s'étendant de mois de novembre au mois d'avril.
- ✓ L'autre chaude, s'étendant de mois de mai au mois d'octobre.

I.8.2 pluviométrie :

L'agglomération Chkalil c'est une zone humide reçoit annuellement une précipitation moyenne de 600 mm de pluie.

Les moyennes mensuelles des précipitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars.	Avr.	Mais	Juin.	Juil.	Aout.
P (mm)	26.64	33.75	53.97	55.14	48.2	52.18	34.46	30.72	32.71	4.98	1.23	11.5

Source : (ANRH Blida).

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle se répartie sur deux (02) périodes distinctes :

Une période de caractéristique de la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 6 mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 38 mm et s'accroissent en hiver (décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 51

I.8.3 Température :

Les températures moyennes mensuelles dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : les températures moyennes

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mais.	Juin.	Juil.	Aout.
T(°C)	25	18.8	12.6	6	9	10	13	14	18	24	27.3	29

Source : (ANRH Blida).

L'analyse du tableau ci-dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de Juin au mois de Septembre, marquée par une température moyenne 27° C.

Le mois le plus chaud étant le mois d'Aout.

- Une période froide s'étalant du mois d'Octobre au mois d'Avril avec une valeur moyenne de 12°C.

Le mois le plus froid étant le mois de Décembre avec une température de 6°C.

I.8.4 Le vent :

De direction dominante Nord – Sud, les vents sont chauds et secs en été, froid en hiver.

I.8.5 Couverture végétale :

Couverture végétale montagneuse située au Sud.

I.9 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique pour entamer notre étude

*Chapitre II :***BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION****II.1 Introduction :**

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à une agglomération dépend étroitement du développement démographique ; du mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II. 2 Évaluation de la population future :

Le choix de l'horizon dépend de la durée de vie du réseau d'Alimentation en eau potable, qui est fonction des matériaux des conduites du réseau et de son entretien, pour notre étude nous considérons une durée de 30ans. Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, le taux d'accroissement de l'agglomération chkalil est égal à 1.72

Pour estimer la population à un horizon futur en se basant sur la formule des intérêts suivant :

$$P = P_0 (1 + t)^N \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

- ✓ **P** = **population** à l'horizon d'étude.
- ✓ **P₀** = Population de base.
- ✓ **t** = 1.72 % (taux moyen annuel d'accroissement).
- N** = nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année Considérée

(n=30 ans).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Evaluation de population

Nombre d'habitants Année 2020	Taux d'accroissement(%)	Nombre d'année	Nombre d'habitants Année 2050
1497	1.72	30	2377

II.3 Estimation des besoins en eau :

II.3.1 choix de dotation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Le choix de dotation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

Cette norme est fixée à 200 l/hab.j

II.3.2 Evaluation de Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy, j} = \frac{Q_i \cdot N_i}{1000} \quad [m^3/j] \dots \dots \dots (II-2).$$

Avec :

$Q_{moy, j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

Q_i : dotation journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

II.3.2.1 La consommation moyenne journalière domestique :

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Donc pour le calcul des besoins domestiques futurs de L'agglomération CHKALIL nous prenons 200 l/j/hab à l'horizon d'étude.

Les résultats sont représentés dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau II-2 : Détermination des besoins

Horizon	Population	Dotation l/j/ hab.	Débit moyen journalier m3 / j
2020	1425	150	213.75
2050	2377	200	475.4

II.3.2.2 La consommation moyenne journalière des différents équipements

(Existant) :

Les besoins publics sont évalués sur la base d'une dotation, soit par unité de surface occupée ou par capacité de production, soit par nombre d'usages selon le cas et l'importance de l'établissement.

Les tableaux suivants résument les besoins publics.

Tableau II-3 : Détermination des besoins

Désignation	Nombre	Nombre d'élèves	Dotation l/j/ élève	Consommation (m3/j)
École primaire	01	480	10	4.8
BESOIN TOTALE				4.8

Tableau II-4 : Evaluation des Besoins

Désignation	Nombre	Nombre de personnes	Dotation l/j/ unité	Consommation (m ³ /j)
Mosque	01	200 fidèles	10	2
Ecole coranique	01	40	10	0.4
BESOINS TOTAUX				2.4m³ / j

Tableau II-5 : Récapitulation des besoins

Types de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Besoins Domestiques	475.4
Besoins Scolaires	4.8
Besoins Culturels	2.4
BESOINS TOTALE m³ / j	482.6m³/j

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera à l'horizon 2050, à $Q_{moyj} = 582.6m^3/J$ soit un débit de **6.74l /s.**

II.4 Caractéristiques de la consommation en eau :

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations la plus importante journalière[1]

II.4.1 Détermination des débits journaliers :

II.4.1.1 Coefficients d'irrégularité :

1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max, j}$) :

Un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale $Q_{max, j}$ dépassera la consommation moyenne $Q_{moy, j}$ donné par la relation suivante :

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

- $Q_{max, j}$: débit maximum journalier (m³/j).
- $Q_{moy, j}$: débit moyen journalier (m³/j).
- $k_{max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Ce coefficient $K_{max, j}$ varie entre **1.1** et **1.3**,

2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min, j}$) :

Un rapport nous indique de combien de fois la consommation minimale $Q_{min, j}$ est inférieure par rapport à la consommation moyenne donnée par la relation suivante :

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

Le coefficient $K_{min, j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

3) Coefficient maximum horaire ($K_{max, h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} . Tel que :

$$k_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots(II-5)$$

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas nous prenons $\alpha_{max} = 1,2$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II-6 : variation du coefficient β

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 2377, alors :

$$\beta_{max} = 1.6$$

La valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,2 \times 1,6 = 1.92$$

Donc : $K_{max,h} = 1.92$

1) Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$) :

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots(II-6)$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.6$.

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

Tableau III -7 : variation du coefficient β_{min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Pour notre cas le nombre d'habitant de l'agglomération CHKALIL est de 2377 hab. Donc

$$B_{min,h} = 0.1$$

La valeur de $K_{min,h}$ sera alors :

$$K_{min,h} = 0,6 \times 0,1 = 0.06.$$

$K_{min,h} = 0.06$

II.4.1.2. Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$) :

$$Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j} \dots\dots\dots(II-7)$$

Avec :

$Q_{max, j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{moy, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, donc :

On prend $K_{max, j} = 1.3$

$$Q_{max, j} = 1,3 \times 482.6 = 627.38 m^3/j$$

D'où : **$Q_{max, j} = 627.38 m^3/j$**

II.4.1.3 Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min, j} = K_{min, j} \times Q_{moy, j} \dots\dots\dots(II-8)$$

- $Q_{min, j}$: débit minimum journalier (m^3/j).
- $Q_{moy, j}$: débit moyen journalier (m^3/j).
- $k_{min, j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

On prend $K_{min, j} = 0,8$

$$D'où : Q_{min, j} = 0,8 \times 482.6 = 386.08 m^3/j$$

$$Q_{min, j} = 386.08 m^3/j$$

II.4.2 Détermination des débits horaires :**II.4.2.1 Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = Q_{max, j} / 24 \quad (m^3/h) \dots\dots\dots(II-9)$$

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy, h}} = 627.38/24 = 26.14 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\mathbf{Q_{\text{moy, h}} = 26.14 \text{ m}^3/\text{h}}$$

II.4.2.2 Débit max horaire :

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \dots \dots \dots (\text{II-10}).$$

$$Q_{\text{max, h}} = 1.92 \times 26.14 = 50.18 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\mathbf{Q_{\text{max, h}} = 50.18 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{ou} \quad 13.94 \text{ l/s}}$$

II.4.2.3 Débit min horaire :

C'est le débit max horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\text{min, h}} = k_{\text{min, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \dots \dots \dots (\text{II-11}).$$

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire m^3/h .
- $K_{\text{max, h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire m^3/h .

On a: $K_{\text{min, h}} = 0.12$

donc :

$$Q_{\text{min, h}} = k_{\text{min, h}} \times Q_{\text{moy, h}} = 0.12 \times 26.14$$

$$\mathbf{Q_{\text{min, h}} = 3.016 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Tableau II-8: Variation des débits horaires

$$Q_{\max j} = 658.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

heures	Ch. (%)	Qh (m ³ /h)	cumul Ch (%)	cumul Qh (m ³ /h)
0-1	0.75	4.70535	0.75	4.70535
1--2	0.75	4.70535	1.5	9.4107
2--3	1	6.2738	2.5	15.6845
3--4	1	6.2738	3.5	21.9583
4--5	3	18.8214	6.5	40.7797
5--6	5.5	34.5059	12	75.2856
9--7	5.5	34.5059	17.5	109.7915
7--8	5.5	34.5059	23	144.2974
8--9	3.5	21.9583	26.5	166.2557
9--10	3.5	21.9583	30	188.214
10--11	6	37.6428	36	225.8568
11---12	8.5	53.3273	44.5	279.1841
12--13	8.5	53.3273	53	332.5114
13-14	6	37.6428	59	370.1542
14-15	5	31.369	64	401.5232
15-16	5	31.369	69	432.8922
16-17	3.5	21.9583	72.5	454.8505
17-18	3.5	21.9583	76	476.8088
18-19	6	37.6428	82	514.4516
19-20	6	37.6428	88	552.0944
20-21	6	37.6428	94	589.7372
21-22	3	18.8214	97	608.5586
22-23	2	12.5476	99	621.1062
23-24	1	6.2738	100	627.38

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{\max h} = 53.33 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{soit: } 14.81 \text{ l/s} \quad , \quad Q_{\min h} = 4.71 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{soit: } 1.31 \text{ l/s}$$

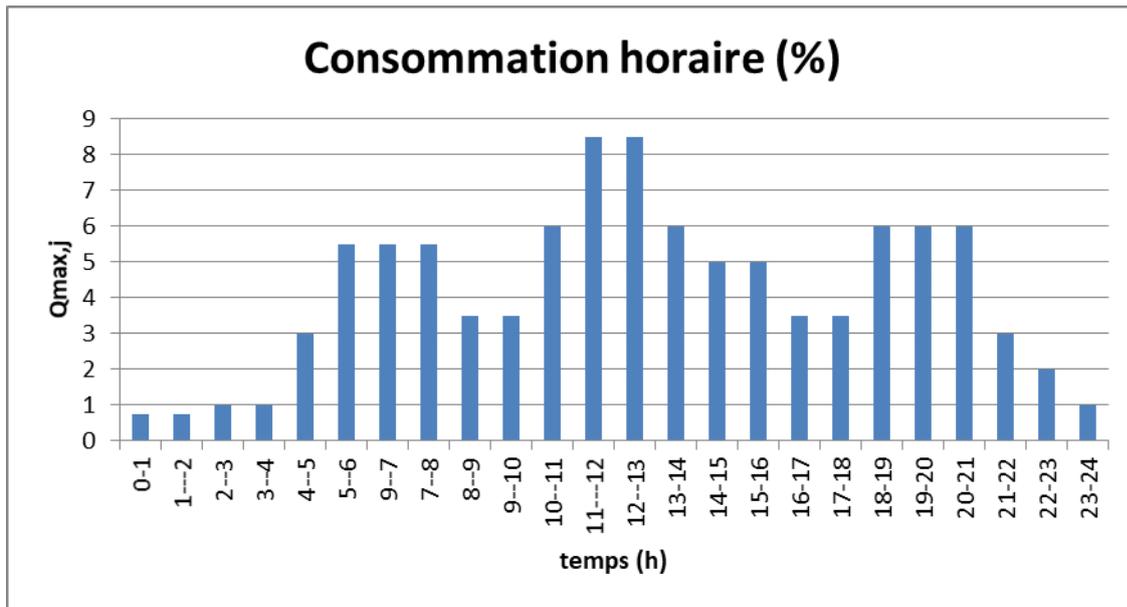


Figure II-1 : Représentation des débits horaires (le graphique de consommation).

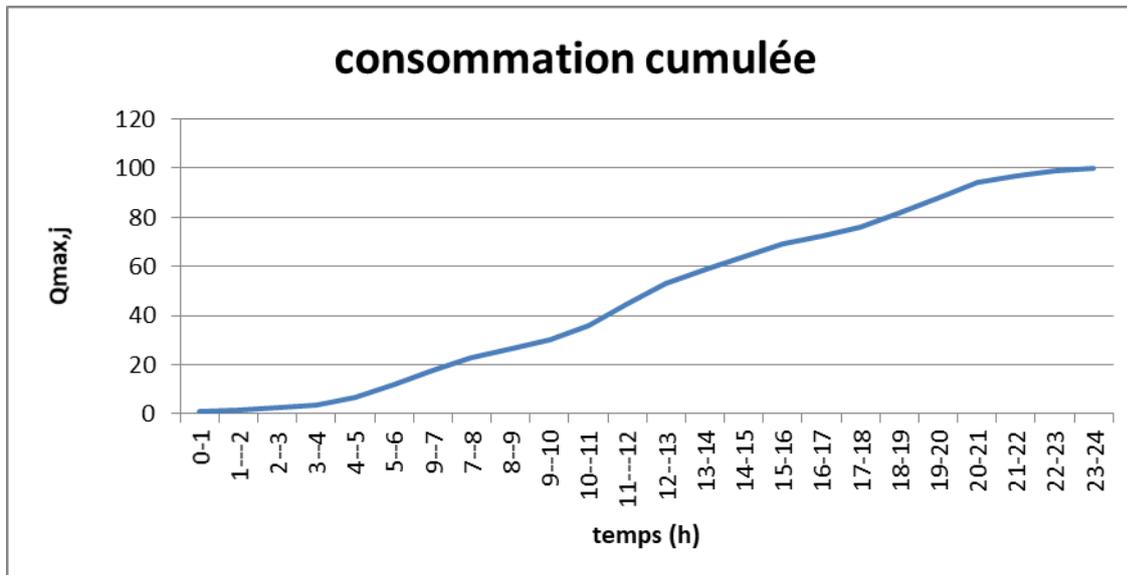


Figure II-2 : Courbe de consommation cumulée.

II.5 Conclusion :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit, l'agglomération de chkalil dispose d'un forage donnant un débit total de 8l/s.

Alors :

$$Q_{\max ; j} = 627.38 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{Forage}} = 691.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc il y a un excès d'eau(E) :

$$\text{A l'horizon (2050) } E = 691.2 - 627.38 = 63.82 \text{ m}^3/\text{j}.$$

*Chapitre III :***DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION****III.1 Introduction :**

Comme déjà mentionné auparavant notre agglomération a besoin d'un nouveau réseau de distribution d'eau potable. Ceci fait l'objet du présent chapitre, notre but étant d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

III.2 les différents types de réseaux de distribution :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte (combiné).
 - **Réseau ramifié:**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

Avantage :

 - Économique Lorsque la densité d'habitation est faible.
 - Diamètre non important en général.
 - Calcul simple de dimensionnement.
 - Convient bien aux petites agglomérations dispersées.

Inconvénient :

 - Manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau.
 - N'assure pas l'alimentation de retour.
 - **Réseau maillé :**

Il dérive du réseau ramifié par la connexion des extrémités des conduites permettant une alimentation de retour.

Avantage :

- Plus de sécurité (en cas de rupture d'une conduite il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres tronçons) avec une répartition plus uniforme de pression et du débit.
- Assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser
- Dans les agglomérations rurales sous forme associées à des réseaux ramifiés.
- La vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée.

Inconvénient :

- Plus coûteux et plus difficile à calculer.
- Plus de perte de charge.

Réseau mixte : un réseau dit combiné lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans centre-ville.

III.3 Les types de systèmes d'alimentation en eau potable :**III.3.1 Système à contre réservoir :**

Dans ce système, le réseau est alimenté par la pompe et le château quel que soit la position de château. On l'utilise pour une agglomération à relief non accidenté, densité d'habitant important et le nombre de mailles important où le réseau nécessite au moins deux sources d'alimentation.[1]

❖ Les avantages :

- Bonne répartition des débits et de pression.
- Faible volume du réservoir.
- Faible hauteur du château d'eau.

❖ Les inconvénients :

- Fatigue de conduite du fait de plusieurs variations des pressions.

III.3.2 Système en tête :

Dans ce système, le réseau est alimenté uniquement par le château, ce dernier est alimenté par la pompe.

III.4 Configuration de réseau de distribution projetée :

III.4.1. Choix de type de réseau de distribution :

Le réseau de distribution projeté pour l'agglomération rurale CHKALIL sera de type ramifié, ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et l'importance de l'agglomération.

III.4.2. Choix de système de distribution :

Vu à la configuration du terrain de site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir en tête.

III.4.3. Choix du type de matériaux :

Pour le choix de type de matériaux on prend en considération les paramètres suivants :

- ✓ Le diamètre.
- ✓ L'épaisseur (l'agressivité du sol).
- ✓ La pression de service.
- ✓ Les conditions de pose.
- ✓ Economique (le prix et disponibilité sur le marché).
- ✓ La durée de vie de matériaux.

Parmi les matériaux utilisés nous pouvons citer les plus utilisés : l'acier, la fonte, les matières plastiques (les polychlorures de vinyle « PVC », les polyéthylènes « PE », Les polyéthylènes à haute densité « PEHD »).

Dans notre projet on prend des conduites en PEHD.

Avantages des conduites en PEHD :

- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Disponibilité sous forme de rouleaux pour les diamètres inférieurs à 125 mm. La chose qui facilite la pose de conduite et permet le gain du temps.
- ✓ Le procédé de raccordement (soudage bout à bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite
- ✓ Sa rugosité minimale.
- ✓ Sa résistance aux effets de sol (sols agressifs) et à l'entartage.
- ✓ Le PEHD il est flexible et d'être non cassant.
- ✓ Soudabilité : réseau continu étanche et homogène.

Inconvénient des conduites en PEHD :

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.5 Principe de tracé du réseau :

Le tracé se fait selon les conditions suivantes :

- Longueurs des tronçons du réseau déterminé en fonction des plans d'urbanisme et de la topographique de l'agglomération.
- Les débits en chaque point des conduites principales et des branches (débit nodaux obtenus en fonction des besoins de l'agglomération à la base des normes choisies).
- Le débit de distributions continu.
- Les cotes du terrain aux points nodaux du système d'après le plan topographique et la charge dite libre.

III.6 Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

III.6.1 Détermination des débits du réseau :**III.6.1.1 Débit en route :**

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \text{ en [l/s]} \dots\dots\dots \text{(IV. 1)}$$

Avec :

$\sum Q_r$: débit route global.

Q_{cons} : débit de consommation.

$\sum Q_{\text{conc}}$: Somme des débits concentrés.

III.6.1.2 Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{\text{spi}} = \sum Q_r / \sum L_i \text{ [l/s/m]} \dots\dots\dots \text{(IV. 2)}$$

Avec : Q_{spi} = débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau III-1 ci-après :

Tableau III-1: Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de pointe	Qcons		Qconc	Qroute	□Li	Qspi (l/s/m)
	m ³ /h	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(m)	
	53.33	14.81	0	1481	5444.938	0.00272

III.6.1.3 Détermination des débits nodaux :

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * Q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots(III-3).$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud i.

Q_{ri} : somme des débits routes des tronçons reliés au nœud i.

Q_{conc} : débit concentré au nœud i

a) Cas de pointe

Tableau III-2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	sommes	Qsp (pointe)	Qroute	Qpointe
1	1_10	68.82	332.35	0.00272	0.1871904	0.45
	1_2	263.53			0.7168016	
2	2_11	90.088	538.488	0.00272	0.24503936	0.73
	2_1	263.53			0.7168016	
	2_3	184.87			0.5028464	
3	3_4	98.52	434.96	0.00272	0.2679744	0.59
	3_2	184.87			0.5028464	
	3_12	151.57			0.4122704	
4	4_3	98.52	1961.24	0.00272	0.2679744	2.65
	4_17	1660.32			5.3345728	
	4_5	202.4			0.550528	
5	5_6	207.95	581.49	0.00272	0.565624	0.79
	5_4	202.4			0.550528	
	5_13	171.14			0.4655008	
6	6_7	85.66	676.4	0.00272	0.2329952	0.91
	6_5	207.95			0.565624	
	6_14	382.79			1.0794678	
7	7_6	85.66	540.26	0.00272	0.2415612	0.72
	7_8	192.46			0.5427372	
	7_15	262.14			0.7392348	
8	8_9	86.78	585.14	0.00272	0.2447196	0.78
	8_16	305.9			0.862638	
	8_7	192.46			0.5427372	
9	9_8	86.78	86.78	0.00272	0.2447196	0.11
10	10_1	68.82	68.82	0.00272	0.1940724	0.093
11	11_2	90.088	90.088	0.00272	0.25404816	0.12
12	12_3	151.57	151.57	0.00272	0.4274274	0.2
13	13_5	171.14	171.14	0.00272	0.4826148	0.23
14	14_6	382.79	382.79	0.00272	1.0794678	0.52
15	15_7	262.14	262.14	0.00272	0.7392348	0.35
16	16_8	305.9	305.9	0.00272	0.862638	0.4
17	17_20	228.86	2155.87	0.00272	0.6453852	2.9
	17_18	266.81			0.7524042	
	17_4	1660.2			4.681764	
18	18_19	464.2	867.57	0.00272	1.309044	1.17
	18_21	136.56			0.3850992	
	18_17	266.81			0.7524042	
19	19_18	464.2	464.2	0.00272	1.309044	0.62
20	20_17	228.86	228.86	0.00272	0.6453852	0.3
21	21_18	136.56	136.56	0.00272	0.3850992	0.18
réservoir R1	R1_1	110.81	110.81			14.813

b) Cas de pointe plus incendie :

Nous ajoutons 17l/s comme un débit concentré au nœud qui présente des faibles pressions (le point le plus défavorable nœud 5) pour calculer les débits nodaux pour le cas de pointe + incendie, nous aurons les mêmes valeurs des débits aux nœuds pour le cas de pointe.

III.6.2 Calcul des paramètres hydrauliques:

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans Epanet, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe plus incendie) représentés respectivement dans les tableaux ci-après.

a) Cas de pointe:

Pour les diamètres nous avons fait une simulation avec les diamètres 200 et après nous avons changé en fonction des vitesses et pressions jusqu'à avoir les résultats souhaitables.

Tableau III-3 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	L/s	m/s	m/km
Tuyau p55	85.66	73.6	-2.36	0.55	5.51
Tuyau p	136.56	32.6	0.18	0.22	2.8
Tuyau 1	184.87	163.6	-13.42	0.64	2.32
Tuyau 5	110.81	163.6	14.81	0.7	2.77
Tuyau 7	263.53	163.6	14.27	0.68	2.59
Tuyau 10	151.57	40.8	0.2	0.15	1.14
Tuyau 14	228.86	40.8	0.3	0.23	2.33
Tuyau 19	266.81	73.6	1.97	0.46	3.94
Tuyau 6	90.088	32.6	0.12	0.14	1.27
Tuyau 9	171.14	32.6	0.23	0.28	4.35
Tuyau 12	207.95	90	-3.79	0.6	4.89
Tuyau 13	202.4	130.8	4.81	0.36	1.08
Tuyau 20	1660.32	102.2	5.17	0.63	4.63
Tuyau 24	382.79	40.8	0.52	0.4	6.33
Tuyau 25	262.14	40.8	0.35	0.27	3.08
Tuyau 26	464.2	40.8	0.62	0.47	8.76
Tuyau 29	305.9	32.6	0.4	0.48	11.94
Tuyau 2	98.52	163.6	-12.63	0.6	2.36
Tuyau 3	68.82	32.6	0.09	0.11	0.77
Tuyau 4	86.92	40.8	0.11	0.08	0.35
Vanne 8	Sans Valeur	51.8	1.29	0.61	16

b) Cas de pointe plus incendie :**Tableau III-4 :** Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe +incendie).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	M	mm	L/S	m/s	m/km
Tuyau p55	85.66	73.6	-2.36	0.55	5.51
Tuyau p	136.56	32.6	0.18	0.22	2.8
Tuyau 1	184.87	163.6	-30.42	1.45	10.33
Tuyau 5	110.81	163.6	31.81	1.51	11.22
Tuyau 7	263.53	163.6	31.27	1.49	10.87
Tuyau 10	151.57	40.8	0.2	0.2	1.14
Tuyau 14	228.86	40.8	0.3	0.23	2.33
Tuyau 19	266.81	73.6	1.97	0.46	3.94
Tuyau 6	90.088	32.6	0.12	0.14	1.27
Tuyau 9	171.14	32.6	0.23	0.28	4.35
Tuyau 12	207.95	90	-3.79	0.6	4.89
Tuyau 13	202.4	130.8	21.81	1.62	16.71
Tuyau 20	1660.32	102.2	5.17	0.63	4.63
Tuyau 24	382.79	40.8	0.52	0.4	6.33
Tuyau 25	262.14	40.8	0.35	0.27	3.08
Tuyau 26	464.2	40.8	0.62	0.47	8.76
Tuyau 28	86.78	41.8	0.11	0.08	0.3
Tuyau 29	305.9	32.6	0.4	0.48	11.94
Tuyau 2	98.52	163.6	-29.63	1.41	11.95
Tuyau 3	68.82	32.6	0.09	0.11	0.77
Vanne 4	Sans Valeur	51.8	1.29	0.61	16

III.6.3 Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :**a) Cas de pointe :****Tableau III 5 :** Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe).

ID Noeud	Altitude M	Demande L/S	Charge M	Pression m
Noeud n1	356.721759	0.45	369.69	12.97
Noeud n2	342.010339	0.73	369.01	27
Noeud n7	315.899548	0.72	366.64	50.74
Noeud n19	305.123184	0.62	355.54	50.42
Noeud n3	332.673977	0.59	368.58	35.91
Noeud n6	317.994754	0.91	367.11	49.12
Noeud n14	337.773693	0.52	364.69	26.92
Noeud n20	307.860464	0.3	360.12	52.26
Noeud n18	306.190653	1.17	359.6	53.41
Noeud n12	349.383956	0.2	368.41	19.03
Noeud n13	319.918483	0.23	367.39	47.47
Noeud n4	328.581686	2.65	368.35	39.77
Noeud n16	299.868395	0.4	346.99	47.12
Noeud n21	303.62004	0.18	359.22	55.6
Noeud n15	328.64	0.35	365.83	37.19
Noeud n17	304.82	2.9	360.65	55.83
Noeud n11	349.2	0.12	368.9	19.7
Noeud n5	319.5	0.79	368.13	48.63
Noeud n8	305.6	0.78	350.64	45.04
Noeud n9	300.56	0.11	350.61	50.05
Noeud n10	360.6	0.09	369.64	9.04
Réservoir 1	377	-14.81	370	2

a) Cas de pointe plus incendie :**Tableau III-6:** Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie).

ID Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge M	Pression m
Noeud n1	356.721759	0.45	368.76	12.03
Noeud n2	342.010339	0.73	365.89	23.88
Noeud n7	315.899548	0.72	357.93	42.03
Noeud n19	305.123184	0.62	349.99	44.87
Noeud n3	332.673977	0.59	363.98	31.31
Noeud n6	317.994754	0.91	358.4	40.41
Noeud n14	337.773693	0.52	355.98	18.21
Noeud n20	307.860464	0.3	354.57	46.71
Noeud n18	306.190653	1.17	354.06	47.87
Noeud n12	349.383956	0.2	363.81	14.42
Noeud n13	319.918483	0.23	358.68	38.76
Noeud n4	328.581686	2.65	362.8	34.22
Noeud n16	299.868395	0.4	338.28	38.41
Noeud n21	303.62004	0.18	353.67	50.05
Noeud n15	328.64	0.35	357.12	28.48
Noeud n17	304.82	2.9	355.11	50.29
Noeud n11	349.2	0.12	365.78	16.58
Noeud n5	319.5	17.79	359.42	39.92
Noeud n8	305.6	0.78	341.93	36.33
Noeud n9	300.56	0.11	341.91	41.35
Noeud n10	360.6	0.09	368.7	8.1
Réservoir 1	377	-31.81	370	2

Les résultats des vitesses et des pressions pour la zone Chkalil sont présentés dans les figures suivantes :

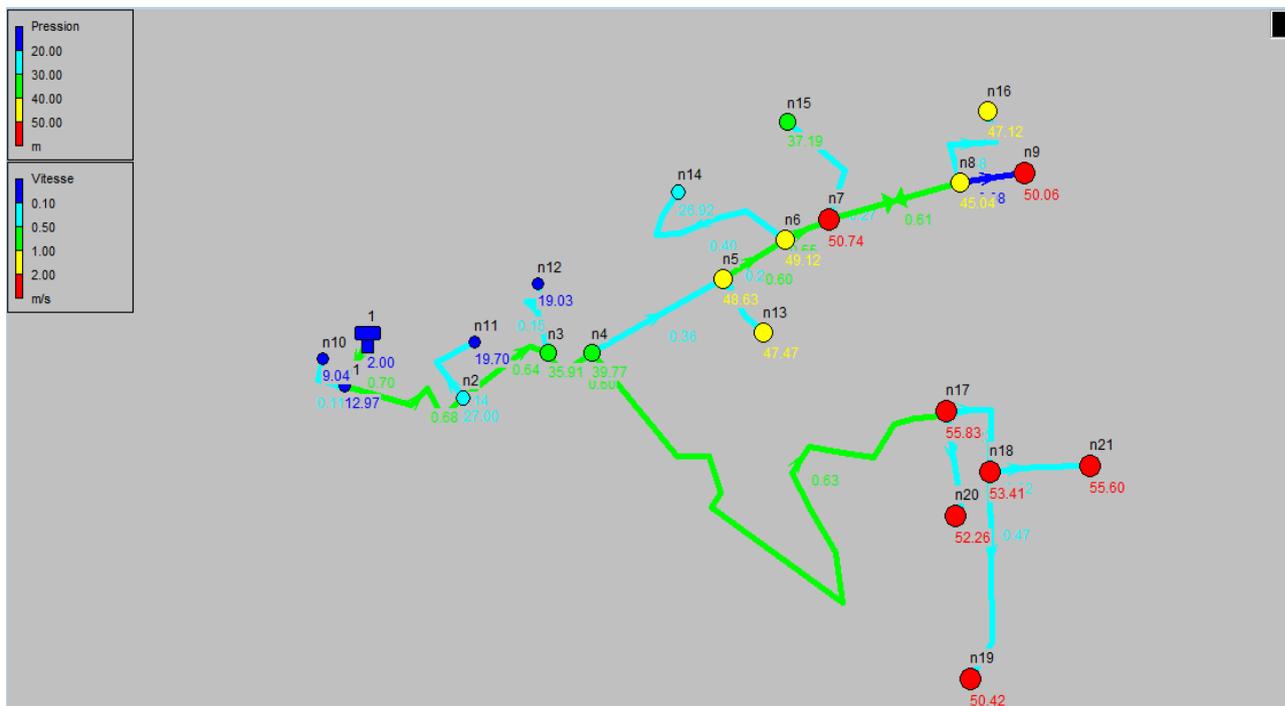


Figure III-1 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe.

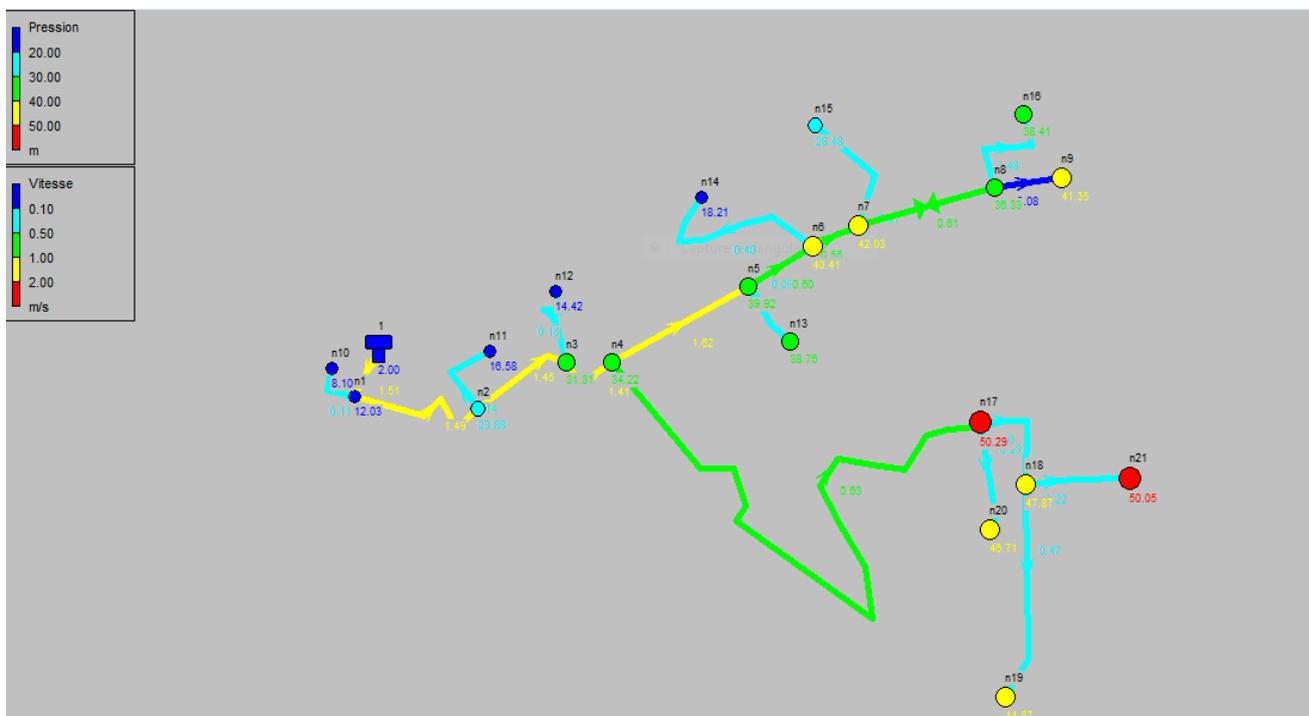


Figure III-2 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe+incendie.

III.6.4 Interprétation des résultats :

a) Cas de pointe :

- ✓ **Les pressions** : Nous remarquons que les pressions au sol varient entre la marge 12.94 à 60m à l'exception de quelques conduites de la distribution où la pression dépasse 60 m pour cela nous utilisons un réducteur de pression automatique pour le tronçon n7-n8.
- ✓ **Les vitesses** : Les faibles vitesses recensées au niveau des tronçons secondaires peuvent conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieur de ces derniers. Pour remédier à ce problème, nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidange, soit des poteaux d'incendie.

b) Cas de pointe plus incendie :

- ✓ **Les pressions** : Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement faibles par rapport au cas de pointe). En effet, la condition d'incendie se trouve satisfaite largement.

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

*Chapitre IV :***DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES RESERVOIRS.****IV.1 Introduction :**

Le réservoir est un ouvrage hydraulique localisé entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, il stocke l'eau sur la période où la demande est faible et la fournit lorsque la demande augmente.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire à notre horizon d'étude.

IV.2 Rôles des réservoirs :

Le rôle de réservoir est de réaliser une liaison entre la distribution et l'adduction au cours du temps. Il doit assurer les fonctions suivantes :

- D'emménagement d'eau pendant les heures creuses de consommation et de restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.
- Assurer la réserve d'incendie.

Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, nous construisons dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité.

IV.3 Classification des réservoirs :

D'après la nature des matériaux : on distingue :

- ❖ Les réservoirs métalliques.
- ❖ Les réservoirs en maçonnerie.
- ❖ Les réservoirs en béton armé.

D'après la situation des lieux :

- Enterrés.
- Semi-enterrés :
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés.

D'après la configuration du terrain de notre agglomération tous les réservoirs existants sont de type semi-enterré.

IV.4 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

1. Raison d'économique : il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
2. Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les planter de préférence en extrémité du réseau ou à proximité du centre important de consommation en eau.
3. La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ; afin de satisfaire les abonnés en pressions suffisantes.

IV.5 Equipement du réservoir :

Tous les réservoirs semi-enterrés sont à peu près équipé par des mêmes éléments qui sont :

- Une conduite d'arrivée Ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop plein.

IV.5.1 Conduite d'arrivée :

Cette conduite provient soit d'un captage, on dit alors qu'il s'agit d'une conduite d'adduction d'eau, soit d'un autre réservoir. Elle est généralement d'un plus gros diamètre que la conduite de départ d'eau et monte jusqu'au sommet de la réserve pour l'alimenter en eau. Cette canalisation installée à l'opposé de conduite de départ pour provoquer le brassage.

La conduite d'arrivée peut être installée de plusieurs manières :

- Arrivée Par surverse (noyer ou par chute libre).
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

En préférence l'arrivée dans la cuve doit en siphon noyé ou par le bas.

IV.5.2 Conduite de départ :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (5à20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex. En cas de rupture de conduite de départ il faut isoler le réservoir pour éviter les pertes d'eau en utilisant une vanne à survitesse.[1]

IV.5.3 conduite trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir. L'eau est ensuite déchargée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage. La conduite munie d'un joint hydraulique pour éviter l'introduction des corps étrangers.[2]

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

IV.5.4 conduite de vidange :

Cette conduite placée au point bas du réservoir et se raccorde à la conduite de trop plein. Cette conduite permet le nettoyage et la réparation du réservoir.

IV.5.5 Conduite by pass :

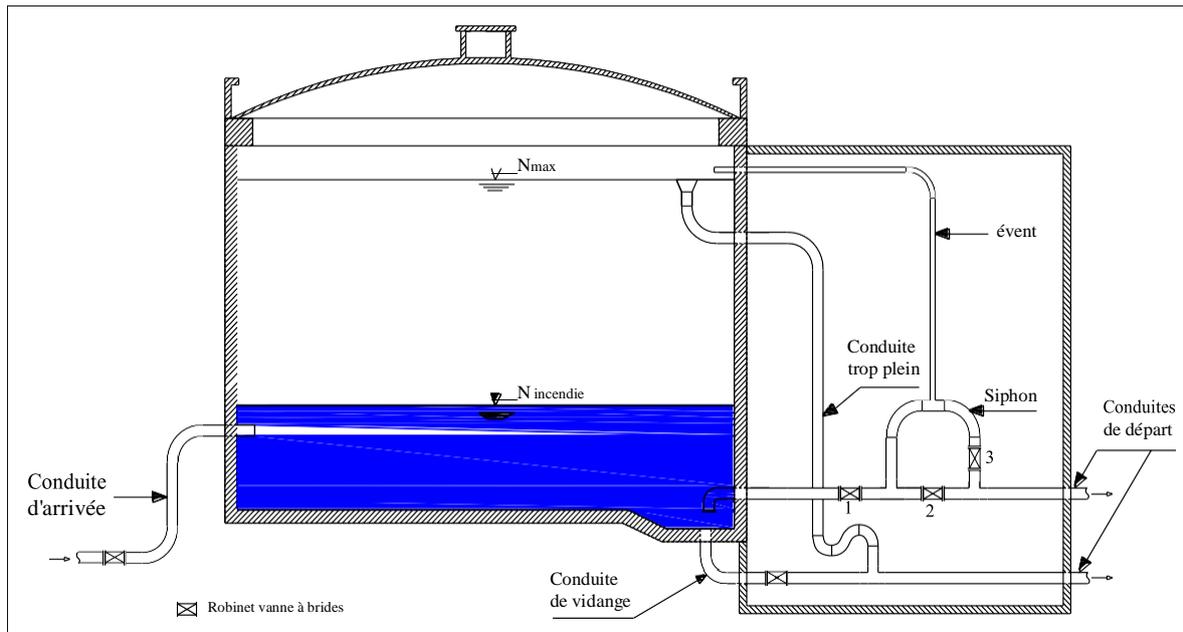
C'est un tronçon relie entre deux conduites (adduction et distribution) dans le cas d'un réservoir non compartimenté. Cette conduite permet la continuité de l'exploitation en cas d'isolement du réservoir pour son entretien.

IV.5.6 Système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

- Système à deux prises : utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée).
- Système à siphon : le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, ainsi la réserve d'incendie est constamment renouvelée.[2]



FigureIV-1: Schéma d'un réservoir semi enterré.

IV.6 Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

IV.7 Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;

- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage

IV.8 Détermination de la capacité du stockage du réservoir :

IV.8.1 Principe de calcul :

La capacité d'un réservoir peut calculer par deux méthodes :

- La méthode graphique : tient compte la courbe de consommation totale et de l'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.
- La méthode analytique : à partir de régime de consommation de l'agglomération et le régime de travail de la station de pompage.

IV.8.2 Détermination analytique de la capacité du réservoir :

Pour déterminer la capacité du réservoir nous utilisons La méthode analytique qui consiste à calculer le volume de réservoir à partir de résidus, entre le cumul de départ et d'arrivée pour chaque heure de la journée, pendant 20heures comme le montre le tableau ci-dessous. Le volume donné par la formole suivante :

$$V = \frac{P * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

- V_u : volume utile du réservoir (m³).
- Q_{max, j} : débit maximal journalier (m³/j).
- P % : capacité maximal du réservoir exprimée en %.il est donné par la formule suivante :

$$P = |V+| + |V-| \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

- V + : Valeur maximale de surplus.
- V - : Valeur minimale de déficit.

Le volume total de réservoir est calculé en ajutant le volume de la réserve d'incendie :

$$Vt=Vr+Vinc (m^3)\dots\dots\dots (IV-3)$$

V_t : capacité totale du réservoir (m^3) ;

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

Tableau IV-1 : détermination de la capacité du réservoir.

Heures	Consommation d'eau Ch (%)	Refolement (%)	Stockage d'eau dans réservoir	Déstockage d'eau dans le réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
0-1	0.75	5		4.25	9.75
1-2	0.75	5		4.25	5.5
2-3	1	5		4	1.5
3-4	1	5		4	-2.5
4-5	3	5		2	-4.5
5-6	5.5	5	0.5		-4
6-7	5.5	5	0.5		-3.5
7-8	5.5	5	0.5		-3
8-9	3.5	5		1.5	-4.5
9-10	3.5	5		1.5	-6
10-11	6	5	1		-5
11-12	8.5	5	3.5		-1.5
12-13	8.5	5	3.5		2
13-14	6	5	1		3
14-15	5	5			3
15-16	5	5			3
16-17	3.5	5		1.5	1.5
17-18	3.5	5		1.5	0
18-19	6	5	1		1
19-20	6	5	1		2
20-21	6	0	6		8
21-22	3	0	3		11
22-23	2	0	2		13
23-24	1	0	1		14
totale	100	100	24.5	24.5	43.75

D'après le tableau (VI.1) ci-dessus, la valeur de capacité maximale est :

$$P = 14 + 6 = 20 \%$$

Et le volume utile de stockage est :

$$V_u = \frac{627.38 * 20}{100}$$

$$V_r = 125.476 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 131.664 + 120 \rightarrow V_t = 245.476 \text{ m}^3.$$

Donc la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2050 est **245.476 m³**. Nous prenons un volume normalisé, qui est **250 m³**. Mais le réservoir existant sur le site de **CHKALIL** a un volume de **250 m³**. Donc nous n'avons pas besoin de projeter un autre réservoir, car le réservoir existant est suffisant à l'horizon 2050.

IV.9 Conclusion :

Pour satisfaire les besoins de notre agglomération, il est nécessaire de déterminer la capacité du réservoir afin de savoir si un réservoir peut être projeté ou non, et sur la base de nos calculs nous avons trouvé un volume de 250 m³ ce qui est égal au volume du réservoir existant. Cette capacité est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude.

*Chapitre V :***ADDUCTION****V.1 Introduction :**

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau d'un point de captage à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation. Suivant la nature du relief de la zone en question, le dimensionnement de l'adduction peut se faire soit par refoulement soit gravitaire soit mixte.

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

V.2 Types d'adduction:

Suivant le facteur topographique, Il existe trois types d'adduction :

V.2.1 l'adduction gravitaire, où l'écoulement à surface libre ou en charge lorsque l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du réservoir de l'agglomération, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du château d'eau ;

L'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

V.2.2 l'adduction par refoulement, où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

V.2.3 L'adduction mixte : C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. C'est le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est importante et le terrain très accidenté, ce qui suppose un profil accidenté

Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.3 Type d'écoulement :

Nous distinguons deux types d'écoulement :

V.3.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. Nous rencontrons ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux d'amenée à ciel ouvert.

V.3.2 Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la Pression atmosphérique. Nous rencontrons ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression Ou dans les adductions par refoulement[1].

V.4 Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que nous forcerons dans la mesure du possible de respecter :

- Un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible entre les forages et le réservoir d'accumulation aux points.
- Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds, ...).
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites.....) Ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux.
- Le tracé doit être le plus court possible entre les forages et le réservoir d'accumulation.[3]

V. 5 Choix des matériaux de canalisation :

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

Le choix des conduites utilisées est fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions supportées.
- Des conditions d'installation.

- Des revêtements.
 - Du prix unitaire.
 - Du type de sol.
 - Des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements.
 - Les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.
- Les différents types de conduites selon le matériau constitutif, nous distinguons :

- Les conduites en acier.
 - Les conduites en fonte ductile.
 - Les conduites en PVC (Chlorure de PolyVinyle).
 - Les conduites en PEHD (PolyEthylène Haute Densité).

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD et cela en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché ; production locale(PEHD).
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) (PEHD).
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars).
 - - Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
 - Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
 - Fiable au niveau des branchements, pas de fuite.
 - Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
 - Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie théorique : 50 ans à 20°C).
 - Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
 - Répond parfaitement aux normes de potabilité.
 - Réduction des pièces spéciales en assemblage.
- Adaptation aux terrains accidentés(PEHD).
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD).
- L'assemblage des tuyaux se fait par :
 - Le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD)
 - Les accessoires comme les coudes et les vannes, (pour les conduites en Fonte)

V.6 Le schéma d'adduction :

La topographie de notre zone d'étude impose une adduction par refoulement. L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre.

Notre conduite de refoulement projetée véhicule les eaux à partir du champ de captage (forage CHKALIL) à une cote de 313m jusqu'au réservoir existant de volume 250m^3 se trouvant à une cote de 377 m. sur une longueur de 1317.75 en PEHD (figure V.1).

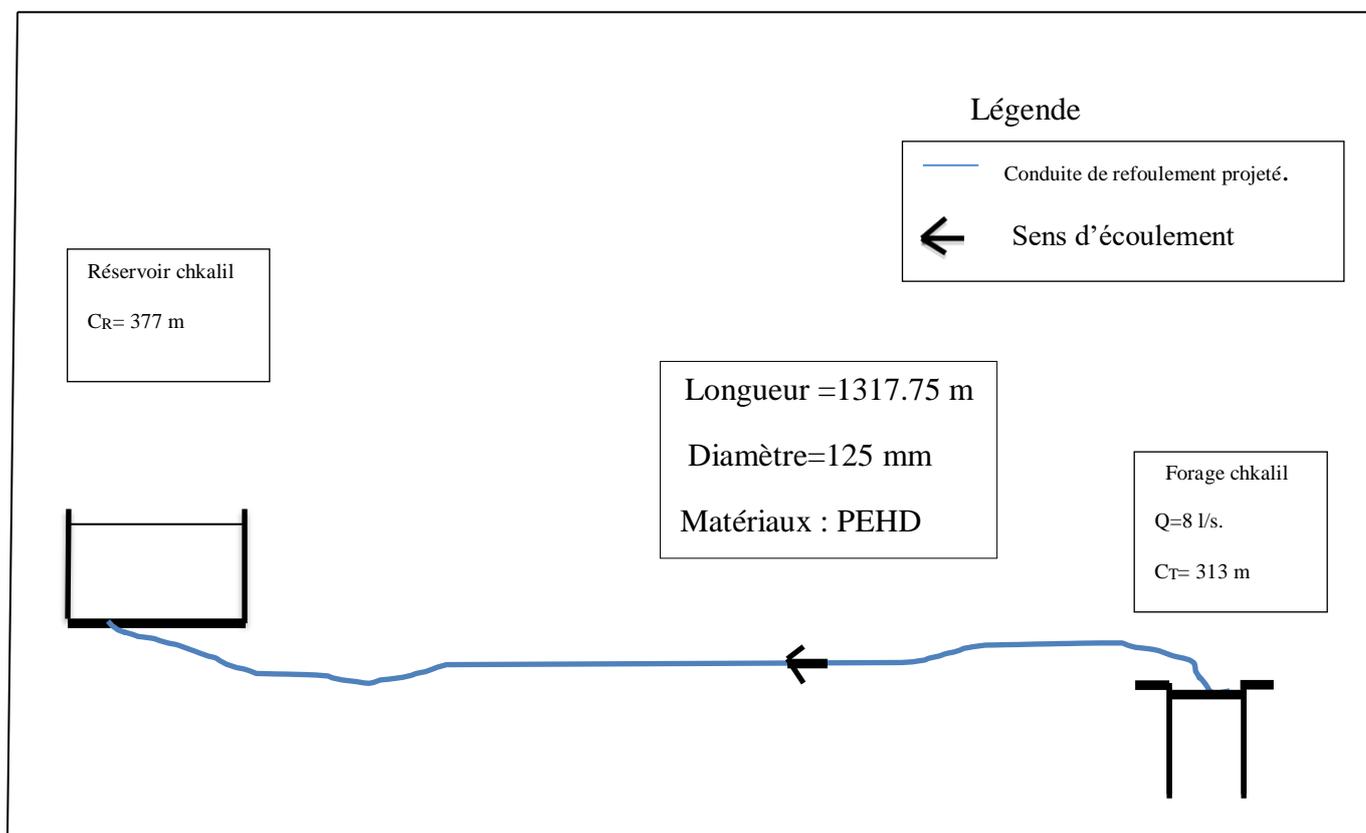


Figure V-1 : Schéma d'adduction par refoulement

Les gammes de diamètre incluses dans les calculs sont regroupées dans le tableau V-1

Tableau V-1: Diamètres nominaux PE100 (PN16)

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Pression nominale (bar)
90	8.2	73.6	16
110	10	90	16
125	11.4	102.2	16
160	14.6	130.8	16
200	18.2	163.6	16
250	22.7	204.6	16
315	28.6	257.8	16
400	36.3	327.4	16
500	45.4	409.2	16

V.7 Etude technico-économique de l'adduction :

V.7.1 Etude de l'adduction par refoulement :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement [2], donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes.

V.7.2 Méthode de Calcul du diamètre économique de refoulement : Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre sera donné par la relation suivant :

-Formule de BONNIN

$$D = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots(V-1)$$

Q: débit à élever en m³/s.

D : diamètre économique en m.

V.7.2.1 Frais d'amortissement :

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement .Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \dots\dots\dots(V-2)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(V-3)$$

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n: Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30ans.

A.N:

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0.088 = 8.88\%$$

V.7.2.2 Frais d'exploitation :

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

$$F_{exp} = E * \delta \dots\dots\dots(V-4)$$

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (δ=4.17DA)

➤ Pertes de charge linéaires :

➤ Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

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

Elles sont calculées par la formule :

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

Avec :

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

Q : Débit à refouler (m³/s).

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

ΔH^{lin} : Pertes de charge linéaires en (m).

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

λ : coefficient de frottement.

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé).....(V-6)}$$

ε : Rugosité absolue de la conduite. Nous prenons $\varepsilon = 0.013\text{mm}$ pour le PEHD.

➤ Pertes de charge singulières

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad \text{.....(V-7)}$$

➤ Pertes de charge totales (ΔH_t)

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_{sing} + \Delta H_{lin} = 0,10 \times \Delta H_{lin} + \Delta H_{lin} \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 \times \Delta H_l \quad \text{.....(V-8)} \end{aligned}$$

V.7.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = H_g + \Delta H_t \quad \text{.....(V-9)}$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)

ΔH_t : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Remarque :

$$H_g = (C_{tp} - C_f) + Nd = ((377+4) - 313) + 72 = 140\text{m} \quad \text{.....(V-10)}$$

C_{tp} : la cote du trop-plein du réservoir en mètre.

C_f : la cote du terrain naturel du forage (ouvrage de production).

Nd : la profondeur en m du niveau dynamique du forage.

V.7.2.4 Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (V-11)$$

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

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

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

ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

V.7.2.5 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 [Kwh] \dots\dots\dots (V-12)$$

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

P : puissance de la pompe en (kW).

V.8 Dimensionnement de la conduite de refoulement (forage – réservoir) :

Le diamètre économique est calculé par la relation de Bonin (V-1):

$$D = \sqrt{Q}$$

Tableau V-2: Caractéristique du tronçon.

Tronçon	L (m)	Q (m^3/s)	Dcal(m)	Hg(m)	DN(m)	V (m/s)
Forage-réservoir	1317.75	0.008	0.089	140	0.09	1.26

Les résultats trouvés sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V-3 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Débit l/s)	Vitesse (m/s)	Λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
90	1317.75	8	1.26	0.0507	59.85	65.84	140	205.84
110	1317.75	8	0.84	0.0490	21.22	23.34	140	163.34
125	1317.75	8	0.65	0.0480	10.97	12.06	140	152.06
160	1317.75	8	0.40	0.0461	3.07	3.37	140	143.3
200	1317.75	8	0.25	0.044	0.97	1.07	140	141.07
250	1317.75	8	0.16	0.0430	0.31	0.34	140	140.34
315	1317.75	8	0.10	0.0415	0.09	0.10	140	140.10

Tableau V-4 : frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	prix de ml(DA)	longueur(m)	prix totale de conduite(DA)	Famort(DA)
90	648.38	1317.57	854286.037	75177.1712
110	962.02	1317.57	1267528.69	111542.525
125	1226.87	1317.57	1616487.11	142250.865
160	2005.6	1317.57	2642518.39	232541.618
200	3148.88	1317.57	4148869.82	365100.544
250	4871.85	1317.57	6419003.4	564872.3
315	7381.96	1317.57	9726249.04	855909.915
400	11924.71	1317.57	15711640.2	1382624.33
500	18591.04	1317.57	24494996.6	2155559.7

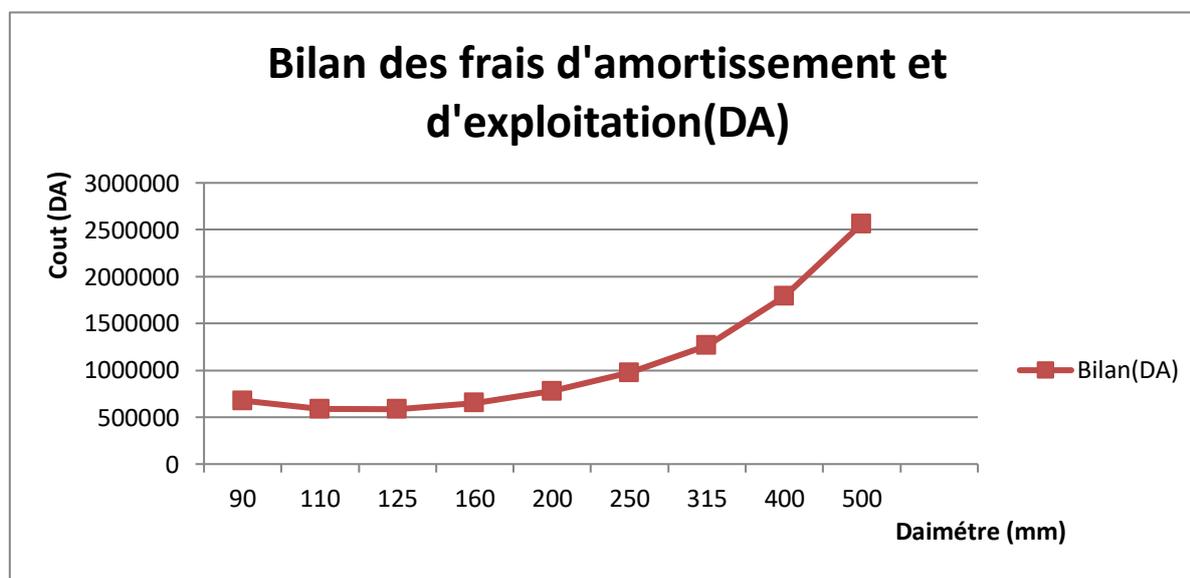
Tableau V-5: Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

Diamètre (mm)	Puissance	Energie (KWh)	Fex (DA)
90	19.70	143804.41	599664.388
110	15.63	11 120.7	475883.299
125	14.55	106239.97	443020.662
160	13.72	100169.34	417706.154
200	13.50	98558.13	410987.419
250	13.43	98048.72	408863.157
315	13.41	97884.55	408178.582
400	13.40	97833.82	407967.021
500	13.40	97819.52	407907.384

Tableau V-6: Bilan des frais de conduite

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan(DA)
90	75177.1712	599664.388	674841.56
110	111542.525	475883.299	587425.824
125	142250.865	443020.662	585271.527
160	232541.618	4 7706.154	650247.773
200	365100.544	410987.419	776087.963
250	564872.3	408863.157	973735.457
315	855909.915	408178.582	1264088.5
400	1382624.33	407967.021	1790591.35
500	2155559.7	407907.384	2563467.08

Pour le choix du diamètre économique. Nous avons pris le diamètre qui a le faible coût (T) en respectant la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2 m/s) Les résultats du tableau V.2 sont représentés graphiquement :

**Figure V-2 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **DN125mm**, avec une vitesse de **0.65m/s** et **HMT de 152.06** sur une longueur de **1317.75m**

V.9 Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre de conduite d'adduction projetée par refoulement dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette

étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre 125mm, qui est le même pour la conduite existant. Par conséquent, nous n'avons pas besoin de projeté une nouvelle conduite car l'actuelle est suffisante.

Chapitre VI :

ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les accessoires complétant l'ossature et la conception d'une adduction et d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Une conduite d'adduction ou de distribution sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son rendement maximum. C'est dans ce sens que les pièces et les accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

VI.2 Rôle des Accessoires : Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau et aussi d'adduction, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.
- Vidanger les canalisations.
- Purger les canalisations.
- Isoler les canalisations.

VI.3 Les accessoires utilisés :

Les accessoires qui seront mis en place sont :

VI.3.1 Robinets vannes : Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

-Commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

Nous pouvons ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- **par la taille** : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique.
- **par la fonction** : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- **par le principe d'obstacle au débit employé** : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- **par le système de commande**: manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique,[4] etc. Dans notre cas nous prévoyons :

VI.3.1.1 vanne à opercule: Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm[5]



Figure VI-1 : Vanne à opercule

N.B : elles sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle $(n-1)$ où n est le nombre de conduites aboutissant au nœud).

VI.3.1.2 Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

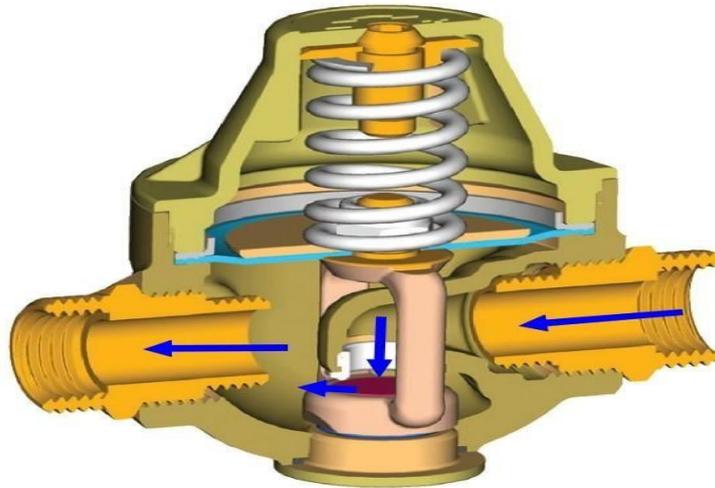


Figure VI-2 : Vanne de réduction de pression.

VI.3.2 Clapets anti retour : C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. Nous trouvons des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère etc.

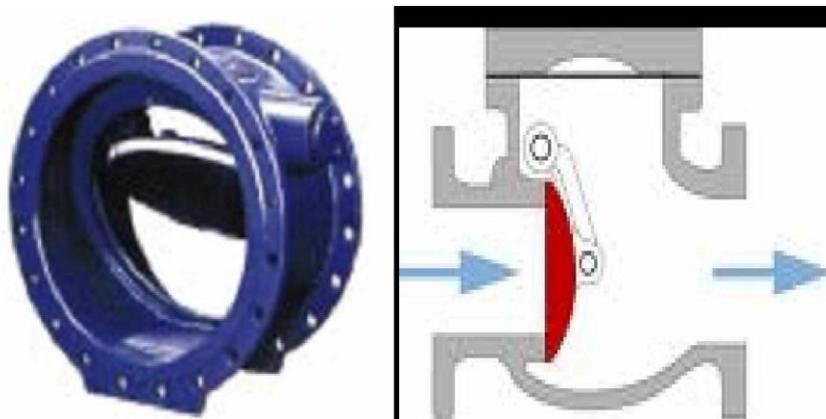


Figure VII-3 : Clapet anti retour

NB : Dans notre cas, Nous prévoyons l'installation d'un clapet anti retour où sont installés les compteurs à un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur

VI.3.3 Les ventouses : La nécessité d'utiliser des ventouses dans les adductions d'AEP est due au principe physique général qui veut que l'air se propage au point le plus haut (comme dans le chauffage central par exemple). Les ventouses sont placées sur tous les points hauts d'une adduction. Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi l'admettre dans cette dernière pour éviter sa dépression lors des incidents avec coupure de l'alimentation. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.

NB : Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.



Figure VII-4 : Ventouses simple

VI.3.4 Poteaux d'incendie : Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.



Figure VI-5 : poteaux d'incendie

NB : Dans notre cas, nous prévoyons l'installation de poteaux d'incendie chaque 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le coté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

VI.3.5 Les raccordements :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccordements :

VI.3.5.1 Soudure bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température $T = 230^{\circ}\text{C}$ de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm.[7]



Figure VI-6: Bout à bout « bouteille »

VI.3.5.2 Les raccords électro- soudables:

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage.[8]

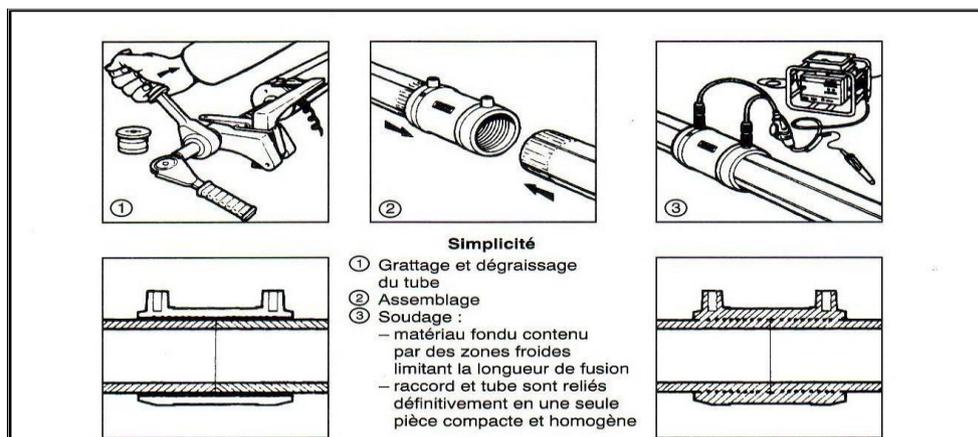


Figure VI-7: Assemblages par électro soudage.

VI.3.5.3 Les raccords mécaniques :

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chan freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- 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 changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau nous aurons besoin de :

a. Les coudes :

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

Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $1/4$ (90°), $1/8$ (45°), $1/16$ ($22^\circ30'$), $1/32$ ($11^\circ15'$).



Figure VI-8: Les coudes.

b. Les 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.



Figure VI-9: Les tés.

c. Les croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

d. Les manchons :

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

VI.3.6 Organes de mesure :**VI.3.6.1 Mesure de débit :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

nous distinguons des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

NB : Nous prévoyons pour notre cas, l'installation des compteurs à un seul sens au niveau des ramifications.

VI.3.6.2 Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

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



Figure VI-10: Manomètre à aiguilles.

VI.4 Conclusion:

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes pour assurer la longévité de ces appareils et un entretien périodique.

*Chapitre VII :***PROTECTION DE L'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER****VII.1 Introduction :**

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

VII.2 Causes du coup de bélier :

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

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

VII.3 Les risques dûs aux coups de bélier :

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

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression

initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.[8]
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VII.4 Interprétation physique du coup de bélier :

- **1^{ère} phase :**

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

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).[6]

- **2^{ème} phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.[1]

- **3^{ème} phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps

L/a (c'est-à-dire 3L/a depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4^{ème} phase :**

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

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.[4]

VII.5 Moyens de protection contre le coup de bélier :

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

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

- **Vanne à fermeture lente :**

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

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.[7]

- Cheminée d'équilibre :

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

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une

disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de

bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

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

Remarque : Ce type de moyen de protection n'est pas utilisé en AEP vu son dimensionnement énorme.

- Volant d'inertie :

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

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

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

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

- **Réservoir d'air :**

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

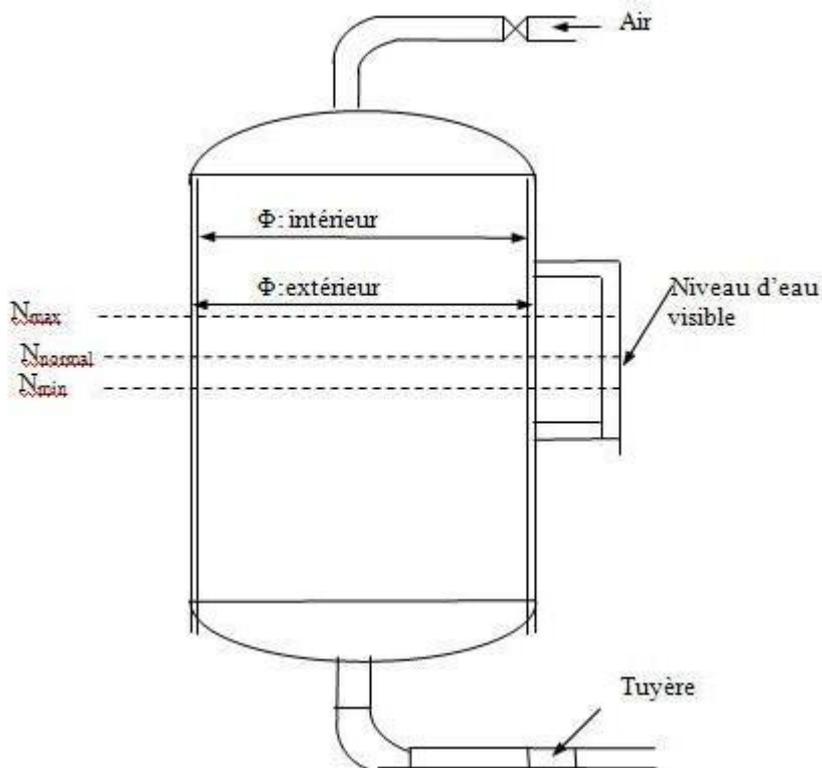


Figure VII-1: Réservoir d'air.

VII.6 Protection de la conduite d'adduction reliant l'ouvrage de production d'eau (forage CHKALIL) et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier :

Dans ce projet, nous proposons comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VII.6.1 Méthode de calcul du réservoir 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, nous distinguons :

a) Méthode de VIBERT :

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

b) Méthode de BERGERON :

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

VII.6.2 Principe de fonctionnement : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

VII.6.3 Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air :

1) Calcul de la célérité nous utilisons la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} \dots \dots \dots (VII-1)$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

E : module d'Young de la conduite : PEHD : $1,4 \cdot 10^3$ MPa ;

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

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

D = 125 mm et e = 11.4 mm

2) Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VIII-2)$$

H_g : étant la hauteur géométrique (m).

3) Détermination de la variation de pression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes

:

$$\Delta h_{\max} = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots (VII-3)$$

- **La surpression :**

$$H_{\text{surp}} = H_g + \Delta h_{\max} \dots \dots \dots (VII-4)$$

- **La dépression:**

$$H_{\text{soup}} = H_g - \Delta h_{\max} \dots \dots \dots (VII-5)$$

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

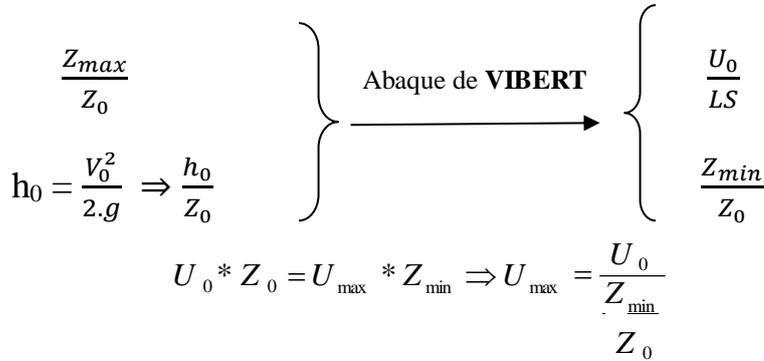
g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).

C: Célérité en (m/s).

4) Calcul de La charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde):

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots (VII-6)$$

On a :



- En tenant compte de la sécurité ; le volume de réservoir est **U_{max}+100L**.

• **Application**

- ✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-1: Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D _{ext} (mm)	D _{int} (m)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Forage-réservoir enterrée	PEHD	125.00	0.1022	0.012	0.97	1317.75	140

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

$$D'où : \quad C = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \cdot 10^9}{1000}}}{\left(1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 0,125}{1400 \cdot 10^6 \cdot 11,4 \cdot 10^{-3}}\right)^{\frac{1}{2}}} = 346,79 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot D \cdot t^2}$$

$$\text{Donc } V_0 = \frac{0,0084}{\pi \cdot 0,1022^2} = 0,97 \text{ m/s}$$

✓ **Calcul la variation de pression :**

La charge tenant compte du coup béliier :

$$H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} = 140 + \frac{346,79 \cdot 0,97}{9,81} = 174,29 \text{ m c'est la surpression.}$$

$$\text{La dépression est donc : } H_g - \frac{C \cdot V_0}{g} = 140 - \frac{346,79 \cdot 0,97}{9,81} = 105,71 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 140 + 10 = 150 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{C \cdot V_0}{g} = 177,93 + 10 = 187,93 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{187,93}{150} = 1,25$$

de l'Abaque

$$\frac{U_0}{LS} = 1,4 \cdot 10^{-2}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = 0,048 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 3,2 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,81$$

$$U_0 = 1,4 \cdot 1317,75 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,23 \text{ m}^3 = 226,28 \text{ litre d'air}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{Z_0 U_0}{Z_{\min}} = 0,183 \text{ m}^3 = 183,28 \text{ l.}$$

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand U aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité d'environ $0.28m^3 (U_{max}+100)$.

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Calcul Le volume de réservoir d'air de l'adduction par refoulement.

N° de station	Z_0	Z_{max}	V_0	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0	$U_{max} + 100L$	Volume normalisé (l)
	(m)	(m)	(m/s)		$*10^{-4}$	$*10^{-2}$	(m ³)	(L)		
Forage-réservoir	150	187.93	0.97	0.048	3.2	1.4	0.81	0.23	283.28	300

VII.6.4 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 d'installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage pour réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

VII.6.5 Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement :

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe entrainerait une succession d'oscillations qui ne serait pas amorties.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapide les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.

Dans notre cas nous utilisons des tuyères, parce qu'elle donne une plus grande perte de charge retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite.

La tuyère fonctionnant au retour de l'eau ; théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

VII.7 Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évolue un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air qui est nécessaire pour une adduction par refoulement

*Chapitre VIII :***ORGANISATION DU CHANTIER****VIII.1 Introduction :**

Le but de ce chapitre est d'effectuer les tâches et les moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible sur le chantier.

VIII.2 Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP:**VIII.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:**

VIII.2.1.1 Matérialisation: Nous matérialisons l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. Nous effectuons ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VIII.2.1.2 Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles nous procédons au nivellement par cheminement et par un simple calcul, nous déterminons la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en ce point.

VIII.2.2 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

✓ Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, nous devons tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs .Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un dozer Le volume de la couche à décaper donnée par la formule suivante :

$$V_d = L * b * e \dots\dots\dots(VIII.1)$$

-V_d : volume de la terre décapée en (m³).

-L : longueur total des tranchées en(m).

-b : largeur de la couche végétale en(m).

-e : épaisseur de la couche en (m), e = 10cm.

✓ **Excavation**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

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

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

- ✓ La profondeur de la tranchée « H_{tr} ».
- ✓ La largeur de la tranchée « b ».

VIII. 2.2.1 La profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VIII-2)$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : h=1 m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2$ m.

D'où : $H_{tr} = 1.2 + D$ (m)

VIII .2.2.2 Largueur de la tranchée :

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

$$b = D + (2 * 0.3) = D + 0,6 \text{ (m)} \dots \dots \dots (VIII-3)$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.2.2.3 Section de la tranchée:

Les sections des tranchées sont de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$\text{Str} = \text{Htr} \times b \dots \dots \dots (\text{VIII.4})$$

-Str : la section de tranchée (m²).

-Htr : la profondeur de la tranchée (m).

-b : largeur du fond de la tranchée (m).

Str : la section de tranchée (m²) ;

Le tableau suivant donne les volumes des déblais et de décapage des canalisations

Tableau VIII-1: Volumes des déblais et décapages des canalisations.

	Tronçons	L totale	B	Htr	Str	V déblai	V décapage
		(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)
Distribution Chekalil	40	772.508	0.64	1.24	0.79	610.28132	49.440512
	50	1576.49	0.65	1.25	0.81	1276.9569	102.47185
	63	192.85	0.663	1.263	0.84	161.994	12.785955
	90	1675.26	0.69	1.29	0.89	1490.9814	115.59294
	160	301.17	0.76	1.36	1.03	310.2051	22.88892
	200	490.8	0.8	1.4	1.12	549.696	39.264
Adduction Chekalil	125	1317.75	0.73	1.325	0.97	1278.2175	96.19575
TOTAL						4187.3508	438.63993

VIII.2.3 Lit de sable :

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

$$V_{\text{sable}} = S_s \times L \dots\dots\dots \text{(VIII-5)}$$

Avec :

- S_s : la section de lit de sable est égale $S_s = e \times b$ (m²).

- V_s : volume de lit de sable (m³).

- e : épaisseur de lit de sable, $e = 15$ cm.

- L : longueur de la tranchée(m).

- b : largeur de la tranchée(m).

VIII.2.4 Remblayage des tranchées: C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation. Il est effectué manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage.

VIII.2.4.1 Le remblai d'enrobage: Comprend le lit de pose, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure, Dans notre cas nous réutilisons les déblais d'extraction de la fouille.

VIII.2.4.2 Le remblai supérieur: L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tous éléments pouvant porter atteinte à la canalisation.

VIII.2.4.3 Le volume de remblai : Le volume de remblai est calculé par la formule suivante:

$$V_R = V_d - [(\pi D^2 / 4 \times L) + V_s] \dots\dots\dots \text{(VIII-6)}$$

Avec:

- V_R : volume de remblai (m³).

- V_d : volume de déblai (m³).

- V_s : volume de lit de sable (m³).

- D : diamètre de la conduite(m).
- L : longueur de la conduite (m).
- Le calcul de volume de remblai est représenté dans le Tableau VIII-2

Tableau VIII-2: Calcul de volume du remblai des canalisations.

	Tronçons	L totale	B	Ss	Vs	Vdéblai	Vremblai
		(m)	(m)			(m)	
Distribution Chkalil	40	772.508	0.64	0.096	74.160768	610.28132	680.5610078
	50	1576.34	0.65	0.0975	153.69315	1276.8354	1418.154281
	63	192.46	0.663	0.09945	19.140147	161.6664	178.4079835
	90	352.47	0.69	0.1035	36.480645	313.6983	341.214223
	160	207.95	0.71	0.1065	22.146675	193.3935	198.8243222
	200	657.73	0.8	0.12	78.9276	736.6576	732.974312
Adduction Chekalil	125	1317.75	0.73	0.1095	144.293625	1278.22	1357.861516
TOTALE					528.84261	4570.7525	4907.99765

VIII.2.5 Nivellement et compactage: Une fois le remblai fait, nous procédons au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, en suite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite. Nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VIII.2.6 Définitions des engins de terrassement utilisées :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements

dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.2.6.1 Pelle hydraulique: Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fonctions:

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

VIII.2.6.2 Chargeur: C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, nous l'utiliserons pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VIII.2.6.3 Dozer: Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm. En mettant la lame en position intermédiaire, nous pouvons régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également. La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).[8]

VIII.2.6.4 Compacteur (vibreur de sol): C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.[8]

VIII.3 Evaluation du coût du projet:

Cette évaluation consiste à déterminer toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet. En suite les multiplier par le prix unitaire correspondant pour aboutir au coût total du projet.

Le tableau **VIII -3** montre le devis estimatif de l'établissement du système d'adduction et distribution en eau potable de notre zone d'étude.

Tableau VII-3: Devis estimatif et quantitatives des canalisations

N	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant estimatif (DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m3	438.6399	300	131592
	Déblai	m3	4187.351	300	1256205
	pose de lit de sable	m3	528.8426	800	423074.1
	Remblai	m3	4907.998	400	1963199
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution				
Distribution	40	Ml	772.508	105.6	81576.84
	50	Ml	1576.34	163.91	258377.9
	63	Ml	192.46	258.97	49841.37
	90	Ml	352.47	526.75	185663.6
	160	Ml	207.95	1653.75	343897.3
	200	Ml	657.73	2597	1708125
Adduction	125	Ml	1317.75	1011.85	1333365
Totale HT					7734918
TVA 19%					1469634
Totale TCC					9204552

Donc à partir des tableaux VII-3, le prix approximatif des travaux de réalisation du réseau d'alimentation en eau potable de la zone **Chkalil** est : **9204552 DA** (neuf million, deux cent quatre mille cinq cent cinquante-deux).

VIII.4 Conclusion :

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

CONCLUSION GENERALE

Notre travail a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Pour ce faire, nous avons :

Commencé par étudier les caractéristiques de la zone d'étude et estimé ses besoins en eau à l'horizon 2050 en fonction de la ressource existée et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque le réservoir existant assure notre demande.

Pour le réseau de distribution, nous avons projeté un nouveau réseau en PEHD, à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a obtenu des pressions et des vitesses acceptables.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons une conduite d'adduction vers le réservoir existant de 250m³.et faire une étude technico-économique qui a donné de diamètre (125mm) avec une vitesse acceptable.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté un réservoir d'air anti-bélier.

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.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires.

Une étude d'organisation du chantier détaillée a été réalisée pour arriver à un cout de projet adéquat.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **SALAH Boualem (E.N.S.H, Septembre 2014)** : Cours d'alimentation en eau potable des agglomérations.
- [2] **Bonnin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition Eyrolles, Paris.
- [3] **URGEAP** (octobre 2000) : guide des projets adduction d'eau potable en milieu rural.
- [4] **Jacque Bonvin** : Hydraulique urbaine I Captages- Réseaux d'adduction-réservoirs Réseaux de distribution-Equipements- pompes – petites centrales hydrauliques (Version (2005))
- [5] **BURGEAP** (octobre 2000) : guide des projets adduction d'eau potable en milieu rural.
- [6] **Dupont A. (1979)** : Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, édition Eyrolles, Paris.
- [7] **GUERGOUR SAMIR** «Adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (W.TIZI-OUZOU) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, Octobre 2011.
- [8] **AZZAZ RAHMANI FAROUK** «Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de bordj el- AMIR.ABDELKADER(W.TISSEMDILET) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, Octobre 2011

ANNEXES:

ANNEXE I : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Annexe II : Abaque de Vibert.

Légende

Forage (chkalil)-Réservoir

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

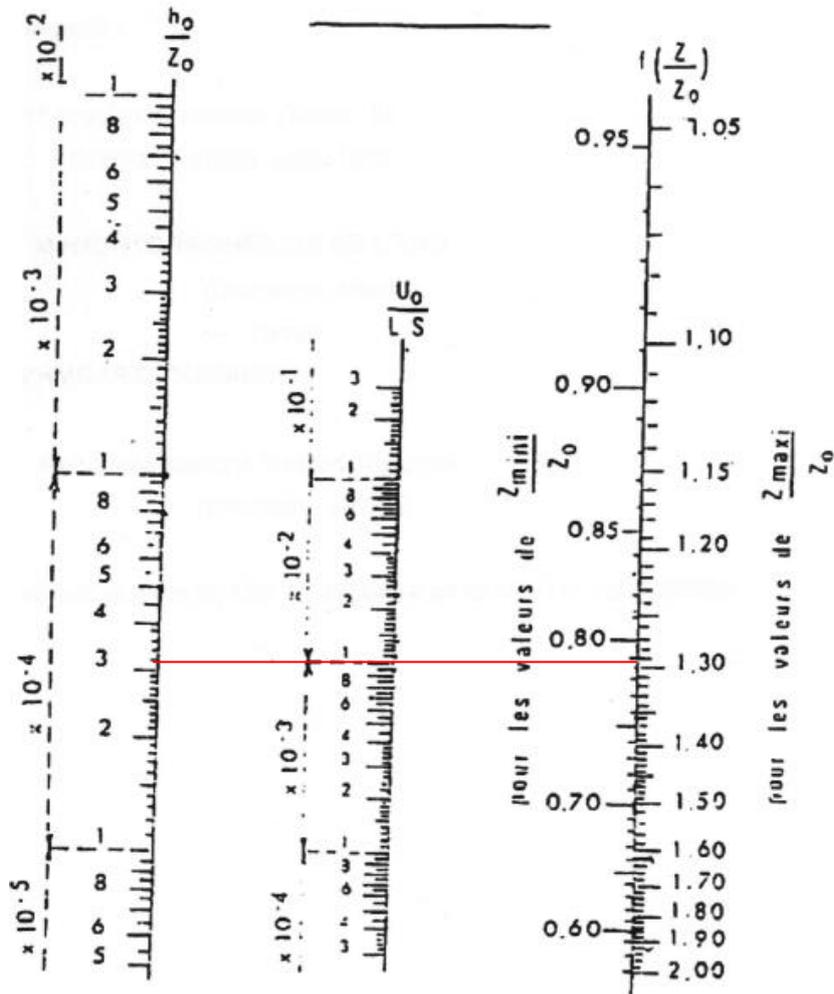


PLANCHE XXVII

Annexe III : Tableau des prix des conduites en PEHD PN 16 (2020)

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59