

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du reseau d'alimentation en eau potable de l'extension
de la ville de Zelfana (w. Ghardaia).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0020-18

APA Citation (APA توثيق):

**Aboubakeur, Youcef (2018). Etude du reseau d'alimentation en eau potable de
l'extension de la ville de Zelfana (w. Ghardaia)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE L'EXTENSION DE LA VILLE DE ZELFANA
(W. GHARDAIA)**

Présenté Par :

Mr. ABOUBAKEUR Youcef

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} . H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M ^{me} . S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M ^r . A.HACHEMI	M.C.B	Examineur
M ^{me} .C.SALHI	M.A.A	Examinatrice
M ^r .O.BOUZIANE	M.A.A	Promoteur

SEPTEMBRE- 2018

Dedicaces

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

- *Mes très chers parents . (MUSTAFA et FAFFA)*
- *Tous mes frères ABDERRAHMEN SAID, ABDELLAH et sœurs ASSYA et SOUMIA NOUSSAIBA.*
- *Toute ma grand famille.*
- *Mes cousins et mes cousines..*

A mes amis ,BAKIR, DJABER, YACIN, ABDERRZAK,

- *Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- *Tous mes amis de l'ENSH.*

ABOUBAKEUR YUCEF

Remerciements

- *Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*
- *Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement mon promoteur Mre. O.BOUZIANE de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*
- *Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*
- *Mes remerciements vont également à : mes amis SLIMANE, BRAHIM, AZIZ, ZAKI, AYYOUB, RIADH et tous mes collègues de l'option la promo*
- *À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*
- *Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.*
- *toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou loin à la réalisation de ce mémoire.*

ABOUBAKEUR YUCEF

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: présentation de la zone d'étude	
I -1 Introduction :	2
I-2 Situation géographique :	2
I-3 Situation topographique	3
I-4 Situation climatique :	3
I.4.1 Climat :	3
I.4.2 température :	3
I.4.3 Précipitations :	3
I.5. Situation hydraulique :	4
I.5.1. Les ressources :	4
I.5.2. Caractéristiques de forage :	4
I.6. Conclusion :	4
Chapitre II: estimation des besoins en eau	
Introduction.....	5
II.1 Prévision de la population de la zone d'étude.....	5
II.2. Estimation des besoins en eau potable.....	5
II.2.1. Les besoins domestiques	6
II.2.1.1. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	6
II.2.1.2. Calcul les besoins moyens journaliers	6
II.2.2. Besoins scolaires	6
II.2.3. Besoins administratifs	6
II.2.4. Évaluation des besoins sanitaires :	7
II.2.5. Évaluation des besoins socioculturels :	7
II .2. 6. évaluation des besoins commerciaux :	8
II .2. 7. évaluation des besoins d'arrosage :	8
II.2.8. Récapitulatif des différentes consommations journalières	9
II.3 Variation de la consommation journalière :	9
II.3.1 Consommation maximale journalière	9
II.3.2 Consommation minimale journalière :	10
II.4 Variation de la consommation horaire :	10
II.4.1 Consommation maximale horaire :	10
II.4.2 Consommation minimale horaire :	11

II.4.3 Débit moyen horaire :.....	11
II.4.4 Evaluation de la consommation horaire :.....	12
II.4.5 Détermination Les graphiques de consommation.....	14
II.5 Comparaison entre les ressources et les besoins :	14
II.6 Conclusion :	15

Chapitre III: les reservoirs

Introduction :.....	16
III.1. Rôle des réservoirs :.....	16
III.2. L'emplacement des réservoirs :	17
III.3. Choix du type de réservoir :.....	17
III.4. Equipement du réservoir :	17
III.4.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation :	18
III.4.2. Conduite de départ ou distribution.....	18
III.4.3. Conduite de trop-plein :	18
III.4.4. Conduite de décharge ou vidange :.....	18
III.4.5. Conduite by-pass :	19
III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	19
III.5. Vidange et remplissage des réservoir :	19
III.6. Détermination de la capacité du réservoir :	19
III.6.1. Principe de calcul :.....	19
III.8. Calcul le volume du réservoir projeté :.....	20
III.9. Dimensions du réservoir :	22
III.9.1. Diamètre de la cuve :	22
III.9.2. Réévaluation de la hauteur d'eau h :	22
III.9.3.la section de la cuve :.....	23
III.9.4.la hauteur totale du réservoir :.....	23
III.9.5. La hauteur de la réserve d'incendie :.....	23
III.10. Schéma représentatif de réservoir et leur accessoire	24
Conclusion	25

Chapitre IV: dimenssionement de réseau de distribution

Introduction :.....	26
IV.1. Choix du système de distribution :	26
IV.2. Les différents types des réseaux :.....	26
IV.2.1. Le réseau ramifié :	26
IV.2.2. Le réseau étagé :	26

IV.2.3. Le réseau maillé :	27
IV.3. Choix du type de réseau :	27
IV.4. Principe sur tracer du réseau maillé :	27
IV.5. Choix du matériau des conduits :	28
IV.5.1. Tuyaux en fonte :	28
IV.5.1.1. Les avantages :	28
IV.5.1.2. Les inconvénients :	28
IV.5.2. Tuyaux en acier :	28
IV.5.2.1. Les avantages :	29
IV.5.2.2. Les inconvénients :	29
IV.5.3. Tuyaux en P.E.H.D :	29
IV.5.3.1. Les avantages :	29
IV.5. 3.2. Les inconvénients :	29
IV.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	29
IV.7. Détermination des débits :	30
IV.7.1. Le débit route :	30
IV.7.2. Le débit spécifique :	30
IV.7.3. Le débit au nœud :	30
IV.8. Calcul des débits :	31
IV.8.1. Cas de pointe :	31
IV.8.2. Cas de pointe + incendie :	33
IV.9. Détermination des diamètres avantageux :	35
IV.10. Dimensionnement du réseau :	37
IV.10.1. Résultats de la simulation.....	37
IV.10.1.1. Cas de pointe :	37
IV.10.1.2. Cas de pointe + incendie :	39
IV.11. Accessoires :	45
IV.11.1. Robinet vannes :	45
IV.11.2. Vannes papillon :	45
IV.11.3. Clapes antiretours :	46
IV.11.4. Ventouses :	47
IV.11.5. Vannes de décharge :	49
IV.11.7.by-pass :	49
IV.11.8. Poteaux d'incendie :	49
IV.11.9. Crepines :	49
IV.11.10. Déversoir de trop plein :	50
IV.11.11. Joints de raccordement :	50

IV.12. Organes de mesure :	50
IV.12.1. Mesure de débits :.....	50
IV.12.2. Mesure de débit :	51
IV.13. Organes de raccordement :.....	52
IV.13. 1.Coudes :.....	52
IV.13. 2.Cones :.....	53
IV.13. 3.Tes :.....	53
IV.13. 4.Joints de démontage :.....	53
Conclusion	53

Chapitre V: l'adduction

Introduction.....	54.
V.1 Recommandation sur les adductions	55.
V.2 Choix du tracé	55.
V.3 Choix du matériau	55.
V.4 Dimensionnement de l'adduction.....	56.
V.4.1 Méthode de calcul [4]	56.
Calcul des pertes de charge	57.
Pertes de charge linéaires	57.
Pertes de charge singulières.....	57.
Pertes de charge totales (ΔH_t).....	58.
Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	59.
Puissance absorbée par la pompe.....	59.
Energie consommée par la pompe	60.
Frais d'exploitation	60.
Frais d'amortissement	61.
V.4.2 Dimensionnement de l'adduction	62.
Tronçon (F3-A):	63.
Tronçon (F4-A).....	64.
Tronçon (A-CH)	66.
Conclusion	68.

Chapitre VII : organisation de chantier

V.I Introduction.....	69
V.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	69
V.2.1. Matérialisation	69

V.2.2. Nivellement	69
V.2.3. Excavation des tranchées.....	69
V.2.3.1. Excavation	69
V.2.3.2. La profondeur de la tranchée	70
V.2.3.3. Largueur de la tranchée	70
V.2.3.4 Choix du coefficient du talus :	70
V.2.4. Lit de sable	71
V.2.5. Volume de la conduite	72
V.2.6. Remblais compactés.....	73
V.3.Choix des engins de terrassement.....	74
V.3.1. Pelle hydraulique	74
V.3.2. Bulldozer	75
V.3.3. Soudeuse :.....	76
V.4. Evaluation du projet.....	77
V.5. Conclusion :.....	78
Chapitre VI : protection et sécurité de travail	
VI.1. Introduction :	79
VI.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	79
VI.2.1. Facteurs humains :	79
VI.2.2. Facteurs matériels :	79
VI.3. Liste des conditions dangereuses :	80
VI.4. Liste des actions dangereuses :	80
VI.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	81
VI.5.1. Protection individuelle :	82
VI.5.2. Protection collective :	82
VI.5.2.1. Equipement de mise en œuvre du béton :	82
Conclusion	82
Chapitre VII : gestion de réseau de distribution	
VII.1 Introduction	83
VII.2 But de la gestion.....	83
VII.2 Gestion du réseau de distribution.....	83
VII.2.1 le réservoir	84
Equipements des réservoirs.....	84
Aspects liés à l'exploitation des réservoirs	85
VII.2.2 Les conduits	86
VII.2.2.1 Lutte contre le phénomène de corrosion	86
VII.2.2.2 Lutte contre l'entartrage.....	86

VII.2.2.3 Surveillance et entretien de réseaux de distribution	86
VII.3 Recherche des fuites.....	87
VII.4. Rendement d'un réseau	87
Conclusion	88
Conclusion générale	89

La liste des tableaux

Tableau I.1 : Variations des températures.....	3
Tableau I.2 : Précipitations maximales journalières (2017)	3
Tableau I.3 : les caractéristiques de forage existant dans la région (Source DRE).....	4
Tableau II.1. Évaluation de la population des logements	5
Tableau II.2. Évaluation de la population du terrain non construit	5
Tableau II.3. Tableau récapitulatif des besoins scolaires	6
Tableau II.4. Tableau récapitulatif des besoins administratif	7
Tableau II.5. Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	7
Tableau II.6. Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	7
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.....	8
Tableau II.8 : évaluation des besoins d'arrosage	8
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins total.....	9
Tableau II.11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau II.12: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :.....	11
Tableau II.13: Calcul des consommations max et min horaires pour la zone d'étude :.....	12
Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour la zone d'étude.....	12
Tableau II.15: Tableau des déficits à combler	15
Tableau IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	31
Tableau IV.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	32
Tableau IV.3 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe + incendie	33
Tableau IV.4 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits	35
Tableau IV.5 : débit en fonction des diamètres avantageux	36
Tableau IV.6 : Résultats de la simulation	37
Tableau IV.7 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds	38
Tableau IV.8: Résultats de la simulation au niveau des tronçons.....	39
Tableau IV.9 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds	40
Tableau V.1: Calcul de la Hmt du tronçon (F3-A).....	
Tableau V.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F3-A)	50.
Tableau V.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F3-A)	50.
Tableau V.4: Bilan du tronçon (F3-A)	52.
Tableau V.1: Calcul de la Hmt du tronçon (F4-A).....	53.
Tableau V.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F4-A)	54.
Tableau V.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F4-A)	56.
Tableau V.4: Bilan du tronçon (F4-A)	58.

Tableau V.1: calcul du volume du déblai.....	72
Tableau V.2 : calcul du volume du lit de sable	73
Tableau .3 : calcul du volume des conduites.....	74
Tableau V.4: Récapitulatif des différents volumes.....	75
Tableau V.5: devis estimatif de la pose de canalisation.....	77
Tableau V.6: devis global de la pose de canalisation.....	77

La liste des figures :

Figure I.1 : Carte géographique de la commune de ZELFANA (source DRE).....	2
Figure II.1 : histogramme de consommation journalière.....	14
Figure II.2 : tracé de la courbe de consommation cumulée	14
Figure III.1. Coupe transversale d'un réservoir surélevé (source NAH)	24
Figure IV.1 : pression et vitesse pour le cas de pointe.....	41
Figure IV.2 : : débit et pression pour le cas de pointe	42
Figure IV.3 : pression et débit pour le cas de pointe+incendie.....	43
Figure IV.4 : pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie.....	44
Figure IV.5. : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)	45
Figure IV.6. : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	46
Figure IV.7 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	47
Figure IV.8. : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).	47
Figure IV.9. : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	48
Figure IV.11. : Manomètre (d'après document BAMO)	52
Figure V.1: schéma de l'adduction.....	58
Figure V.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	60
Figure VII.2 : Pelle hydraulique	76
Figure VII.3: Bulldozer.....	76
Figure VII.4 : soudeuse Bout à Bout	77

La liste des planches :

Planche n°1 : Plan de masse de la zone d'étude

Planche n°2 : plan de réseau de distribution

Planche n°3 : Profil en long de la conduite principale R-N5.

Planche n°4 : plan de situation de la zone

Planche n°5 : les accessoires

ملخص :

ان دراستنا هذه تشمل انشاء شبكة مياه صالحة للشرب وذلك للإستجابة النوعية والكمية لمختلف احتياجات سكان إمتداد مدينة زلفانة ولاية غرداية من المياه الصالحة للشرب , فقمنا بحساب أنابيب التزويد و منشأة التخزين والمعالجة , ثم تعديل و ضبط خصائص الشبكة مثل التدفق الضغط و السرعات للقيم المعمول بها في مجال الري وذلك باستخدام برنامج "EPANET" .

Résumer :

Notre mémoire fin d'étude consiste à dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable pour répondre a des besoins qualitatifs et quantitatifs d'eau a L'EXTENTION DE LA VILLE DE ZELFANA, on a dimensionné les conduites, le réservoir ainsi que procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions admissible

Abstract:

Our study consists of examining the distribution system to supply ZELFANA new town with water in order to satisfy the population growing needs qualitatively and quantitatively

The network distribution study steps are : verification of stocking and water treatment and the system sittings such as: the flow, the pressure and speed by the use of "EPANET" software.

Introduction générale :

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude d'alimentation en eau potable de l'extension de la ville de ZELFANA. Et on va essayer dans notre étude de combler les lacunes et le déficit hydrique qu'a connu la ville à partir de forage existant et l'autre qui procherer avec un débit total de 57l/s. Notant que détermination la capacité de stockage est indispensable pour assure la suffisance à l'horizon d'étude avec un volume total 750 m³.

En se basant sur des variantes économiques et plus une gestion stratégique on va minimise les couts et les pertes, mais toujours avec des problèmes existants.

Chapitre I :

Présentation de la zone

d'étude

I-1 Introduction :

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la ville de ZELFANA. Ces caractéristiques vont nous guider à faire une bonne mise en place du schéma d'alimentation projeté. Ces caractéristiques sont présentées par la situation géographique, topographique, climatique, et hydraulique.

I-2 Situation géographique :

La ville de **ZELFANA** est une commune qui fait partie de wilaya de **GHARDAIA**, située à 67 km à l'est de la wilaya. Superficie de 2 220 Km². elle est limitée par :

La commune de GUERRARA (W. GHARDAIA) au nord.

La commune de METLILI (W : GHARDAIA) au sud.

La commune de EL ATTEUF (W : GHARDAIA) à l'ouest.

La commune de OURGLA (W : OURGLA) à l'est

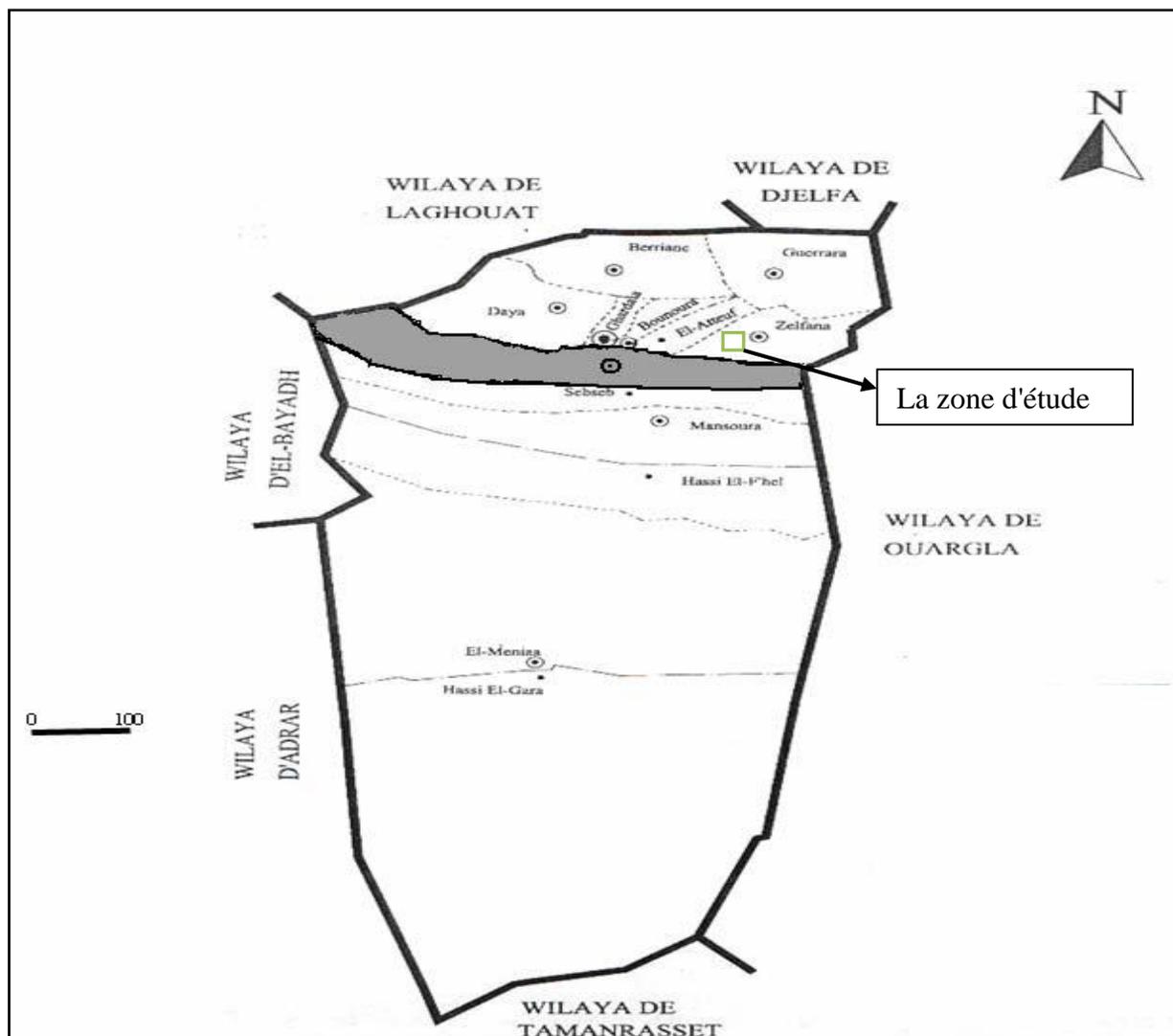


Figure 01 : Carte géographique de la commune de ZELFANA (source DRE)

I-3 Situation topographique

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau.

La levée topographique du site est effectuée à l'échelle 1/2000. La zone d'étude présente une pente très faible variant entre 0 et 1.5%.

I-4 Situation climatique :

I.4.1 Climat :

Le climat de la région de Zelfana est saharien aride, Le caractère fondamental du climat saharien est la sécheresse de l'air.

I.4.2 température :

La température moyenne du mois le plus froid est de 10.1°C et celle du mois le plus chaud est de 35.1°C. Elles correspondent respectivement au mois du janvier et de Juillet, les températures moyennes, maximales, minimales et les vents moyennes pour chaque mois de l'année 2017 sont représentées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Variations des températures (2017)

T°c	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Année
Mini	22.1	16,1	8,5	3,8	3,0	4,9	9,3	13,1	18,4	23,2	26,2	25,9	14.5
Maxi	37.3	30,7	23,6	18,6	17,2	20,1	24,6	28,8	34,3	39,4	42,7	41,8	29.9
T°moy	30.1	23,5	16,0	11,0	10,1	12,8	17,7	21,5	26,9	32,0	35,1	34,3	22,6

Source (ONM d'Alger)

I.4.3 Précipitations :

Cette commune est située dans la zone où la pluviométrie annuelle est 34 mm/an pour l'année 2017

Le tableau ci- dessous représente les valeurs des précipitations maximales journalières pour chaque mois.

Tableau I.2 : Précipitations maximales journalières (2017)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P_{jmax} (mm)	16	8	6	0	1	0	1	0	0	2	1	1

(Source ANRH)

1.5. Situation hydraulique :

1.5.1. Les ressources :

La région d'étude est alimentée à partir des eaux souterraines de la nappe albien . C'est une nappe qui est partagée entre trois pays maghrébins : l'Algérie, la Tunisie et la Libye. La partie Algérienne du Continental Intercalaire couvre 600 000 Km². Elle stocke un volume d'eau considérable, estimé à 50 000 milliards m³ environ. (HELAL et OURIHANE, 2003).

1.5.2. Caractéristiques de forage :

Le forage existant qui alimente la zone d'étude est situé au sud-ouest de l'agglomération chef-lieu à une distance d'environ 200m. Il donne un débit de 45 l/s.

Tableau I. : les caractéristiques de forage existant dans la région (Source DRE)

Nom du paramètre	Coordonnées (m)			Profondeur (m)	Nappe	Débit exploité (l/s)	Année de mise en service	Etat du forage
	X	Y	Z					
zelfana F3	695.3	3587.7	489.54	950	ALBIENNE	45	2013	Exploité

1.6. Conclusion :

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

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Chapitre II :

Estimation des besoins

en eau

Introduction

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

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

Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins (maximal journalier et horaire).

II.1 Prévision de la population de la zone d'étude à l'horizon de l'année 2048

Tableau II.1. Évaluation de la population des logements

Nombre du personne/logement	Nombre De logement	Nombre d'habitant total
7	1173	8211

Tableau II.2. Évaluation de la population du terrain non construit

S_t (m²)	S_{moy} d'un lot (m²)	N_{br} des lot	N_{br} hab/lot	N_{br} hab total
98314	180	546	7	3823

Nombre total des habitants : après les résultats des **tableauII.1** et **tableauII.2** on constat que le nombre total des habitants de notre zone d'étude est : **12034 habitants**

Nbr des habitants des logement construit + nbr des habitant des terrains non construit

$$3823+8211=12034 \text{ habitants}$$

II.2. Estimation des besoins en eau potable a l'horizon de l'année 2048

II.2.1. Les besoins domestiques

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

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

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est à **150 l/j/hab.**

II.2.1.2. Calcul les besoins moyens journaliers

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

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

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

dot : dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 12034 = 1805 \text{ m}^3/j$$

II.2.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Ecoles primaires	4	1194	10	11.94
CEM	2	1054	10	10.54
Lycées	1	893	10	8.93
Total				31.41

II.2.3. Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant

Tableau II.4. Tableau récapitulatif des besoins administratif

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy.j} (m3/j)
Siège A.P.C	Employé	30	15	0.45
La police	Employé	8	25	0.2
La poste	Agent	45	15	0.675
Gendarmerie	Agent	35	25	0.875
Protection civile	Unité	1	25000	25
Casernes	Unité	1	30000	30
Total				57.2

II.2.4. Évaluation des besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5. Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy.j} (m3/j)
Polyclinique	M ²	1000	15	15
Totale				15

II.2.5. Évaluation des besoins socioculturels :

Tableau II.6. Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy.j} (m3/j)
Mosquée	Fidèle	300	5	1.5
Complexe de repos	M ²	40000	5	200

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m3/j)
Complexe touristique	M ²	30000	20	600
Auberge de jeune	Personne	300	5	2
Salle omnisport	Personne	200	5	1
Piscine	Unité	1	450000	450
Hammam	M ²	2300	15	34.5
Maison de Jeune	M ²	667	25	17
Stade communal	Visiteur	1000	5	5
Totale				1210

II.2.6. évaluation des besoins commerciaux :

Les différents besoins commerciaux sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m3/j)
Marché couvert	M ²	3300	5	17
Service et commerce	M ²	9484	5	47
Total				144

II.2.7. évaluation des besoins d'arrosage :

Tableau II.8 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m3/j)
Jardin publique	M ²	16000	5	80
Total				80

II.2.8. Récapitulatif des différentes consommations journalières

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

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins total

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Domestiques	1805
Administratifs	57.2
Scolaires	31.41
Sanitaires	15
Commerciaux	64
Socioculturels	1310
Arrosage	80
Total	3362.85

II.3 Variation de la consommation journalière :

II.3.1 Consommation maximale journalière

Elle est définie par le **coefficient d'irrégularité journalier maximum** ($K_{max,j}$) peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Avec : $K_{max,j} = (1.1 - 1.3)$

Dans notre cas on prend $K_{max,j}=1,2$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.3.2 Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du **coefficient d'irrégularité journalière minimum** ($K_{\min.j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}}$$

Avec : $K_{\min.j} = (0.7 - 0.9)$

Dans notre cas on prend $K_{\min.j}=0.8$.

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière

Les résultats sont représentés dans le **tableau II.10** :

Tableau II.10: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la zone d'étude :

Commune	Qmoy. j [m3/j]	Kmin. j	Qmin. j [m3/j]	Kmax. J	Qmax.j [m3/j]
ZELFANA (Extension)	3362.85	0.8	2690.28	1.2	4035.42

II.5 Variation de la consommation horaire :

II.5.1 Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{\max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

Avec :

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

- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant :

Tableau II.11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Donc pour notre cas on prend $B_{\max} = 1,25$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,2 * 1,25 = 1,5$$

$$\boxed{K_{\max,h} = 1,5}$$

II.5.2 Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le **coefficient d'irrégularité minimale horaire** $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II-12 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.12: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,45$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,45 = 0,35.$$

$$\boxed{K_{\min,h} = 0,35}$$

II.5.3 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (m^3/h)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

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

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{4035.24}{24}$

$$Q_{moy,h} = 168.14 \text{ m}^3/h$$

Tableau II.13: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la zone d'étude :

La ville	Qmoy, h [m3/h]	Kmin, h	Qmin, h [m3/h]	Kmax, h	Qmax,h [m3/h]
Zelfana (extention)	168.14	0.35	58.849	1.5	252.21

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants.

II.5.4 Evaluation de la consommation horaire :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants.

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne les (10001a 50000 hab.). (Puisque le nombre d'habitants sera 12034 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau suivant

Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour la zone d'étude

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Qmax.j=4035.24 (m3/j)		Cumulée (intégrale)	
H	%	m3/h	%	m3/h
01-0	1.5	60.53	1.5	60.53
02-01	1.5	60.53	3	121.06

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q _{max,j} =4035.24 (m ³ /j)		Cumulée (intégrale)	
03-02	1.5	60.53	4.5	181.59
04-03	1.5	60.53	6	242.13
05-04	2.5	100.89	8.5	343.01
06-05	3.5	141.24	12	484.25
06-07	4.5	181.59	16.5	665.84
07-08	5.5	221.95	22	887.79
08-09	6.25	252.21	28.25	1140.01
09-10	6.25	252.21	34.5	1392.22
10-11	6.25	252.21	40.75	1644.43
11-12	6.25	252.21	47	1896.65
12-13	5	201.77	52	2098.42
13-14	5	201.77	57	2300.19
14-15	5.5	221.95	62.5	2522.14
15-16	6	242.13	68.5	2764.26
16-17	6	242.13	74.5	3006.39
17-18	5.5	221.95	80	3228.34
18-19	5	201.77	85	3430.11
19-20	4.5	181.59	89.5	3611.70
20-21	4	161.42	93.5	3773.12
21-22	3	121.06	96.5	3894.18
22-23	2	80.71	98.5	3974.89
23-24	1.5	60.53	100	4035.42
Total	100			

Après les résultats du tableau II.14 on note :

$$Q_{\max.h} = 252.21 \text{ m}^3/\text{h} = 70.06 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min.h} = 60.53 \text{ m}^3/\text{h} = 16.81 \text{ l/s}$$

II.5.5 Détermination Les graphiques de consommation

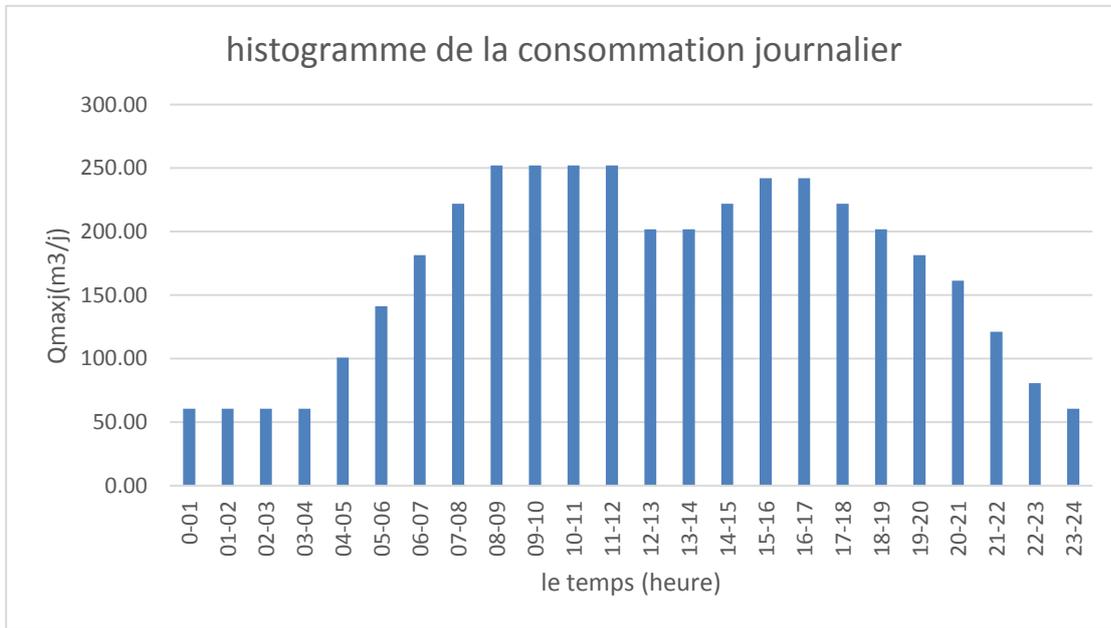


Figure II.1 : histogramme de consommation journalière

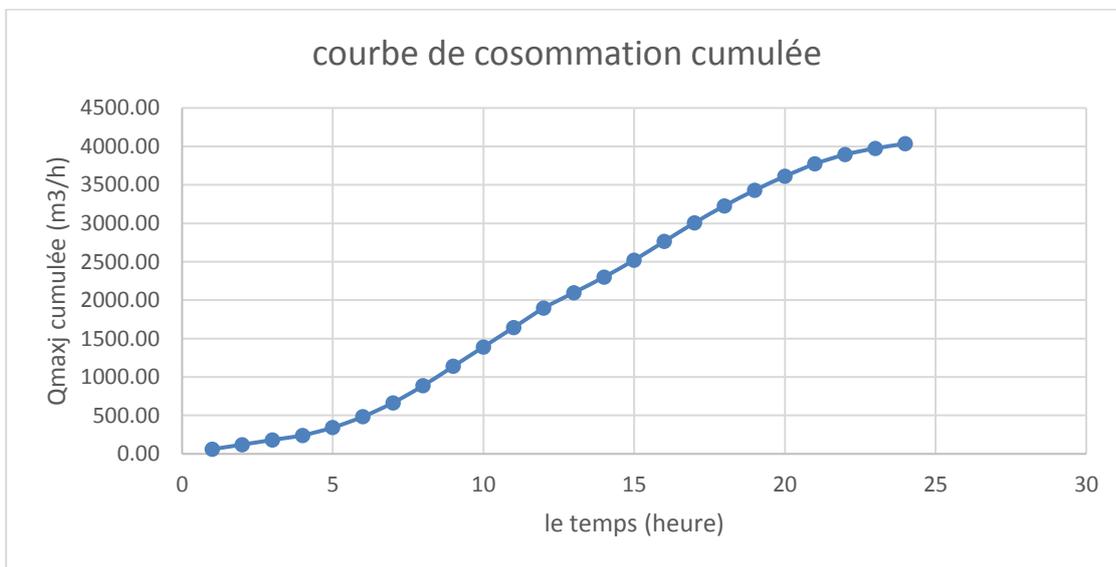


Figure II.2 : tracé de la courbe de consommation cumulée

II.6 Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage 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 (dans le chapitre N°I), la ville dispose d'un forage donnant un débit actuel de 45 l/s et donc un débit total de 3240 m³/j et que les besoins totaux de la ville sont de 4035.42 m³/j, donc il y a un déficit qui égal à :

$$D = 4035.42 - 3240 = 795.42 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Tableau II.15: Tableau des déficits à combler

Localités	Besoins en eau (m³/j)	Production en eau existante (m³/j)	Déficit (m³ /j)
Zelfana	4035.42	3240	795.42

Après le tableau on conclue que pour satisfaire les besoins à l'horizon de 2048 on réalise un deuxième forage de débit $Q = 12 \text{ l/s}$ pour une durée de pompage de 20h par jours .

Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit maximal journalier de la zone d'étude est de 4035.42 m³/j. Et ceci nous permet de calculer dans ce chapitre le débit maximal journalier de la consommation

Chapitre III :

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

III.1. Rôle des réservoirs :

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons. [1]

III.2. L'emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [1]

III.3. Choix du type de réservoir :

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

- Soit complètement enterré.
- Soit semi enterré.
- Soit surélevé. [3]

III.4. Equipement du réservoir :

Un réservoir d'eau doit être équipé :

- ❖ D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ❖ D'une conduite de départ ou de distribution ;

- ❖ D'une conduite de vidange ;
- ❖ D'une conduite de trop-plein ;
- ❖ Du système de matérialisation d'incendie ;
- ❖ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a doublé bride.

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

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter où à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

III.4.2. Conduite de départ ou distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne a survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite (vanne papillon).

III.4.3. Conduite de trop-plein :

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

III.4.4. Conduite de décharge ou vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se

raccorde généralement a la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.4.5. Conduite by-pass :

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

III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un événement d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable.

III.5. Vidange et remplissage des réservoir :

Nous distinguons trois cas :

- a) Le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide .
- b) Le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) Le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

III.6. Détermination de la capacité du réservoir :

III.7. Principe de calcul :

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

- Soit à la méthode graphique,
- Soit à la méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). [1]

On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max.j} / 100 \text{ [m}^3\text{]}$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³).

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

$Q_{\max.j}$: la consommation maximale journalière (m³/j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \text{ [m}^3\text{]}$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.8. Calcul le volume du réservoir projeté :

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit avec un débit de 17l/s.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max.j} \cdot V_r = a(\%) \times Q_{\max.j} / 100 \text{ [m}^3\text{]}$$

Tableau III.1. Calcul de la capacité de reservoir

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Reste d'eau (%)
0-1	0	1.5		1.5	8,50
1-2	0	1.5		1.5	7,00

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Reste d'eau (%)
2-3	0	1.5		1.5	5,50
3-4	0	1.5		1.5	4,00
4-5	5	2.5	2,5		6,50
5-6	5	3.5	1,5		8,00
6-7	5	4.5	0,5		8,50
7-8	5	5.5		0,5	8,00
8-9	5	6.25		1,25	6,75
9-10	5	6.25		1,25	5,50
10-11	5	6.25		1,25	4,25
11-12	5	6.25		1,25	3,00
12-13	5	5.00		0	3,00
13-14	5	5.00		0	3,00
14-15	5	5.50		0,5	2,5
15-16	5	6.00		1	1,5
16-17	5	6.00		1	0,5
17-18	5	5.50		0,5	0,00
18-19	5	5.00		0	0,00
19-20	5	4.50	0,5		0,50
20-21	5	4.00	1		1,5
21-22	5	3.00	2		3,5
22-23	5	2.00	3		6,5
23-24	5	1.50	3,5		10,00
Total	100	100			

D'où le volume utile sera :

$$V_{\text{cal}} = (Q_{\text{maxj}} * 10) / 100 = (4035.24 * 10 / 100) = 403.52$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{\text{cal}} + V_{\text{inc}}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120m^3

Donc

$$V_t = 403.52 + 120 = 523.52 \text{ m}^3$$

Remarque :

On doit projeter un réservoir de capacité de 750 m³, alors que le volume calculé est estimé à 523.52 m³. La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

III.9. Dimensions du réservoir :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

III.9.1. Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.3})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 5$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3.14 * 5}} \Rightarrow D = 13.82 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 15 \text{ m}}$$

III.9.2. Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3.14 * 15^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4.25 \text{ m}}$$

III.9.3. la section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{750}{4.25} \Rightarrow \mathbf{S = 176.47 \text{ m}^2}$$

III.9.4. la hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 0,47 m

$$\text{AN : } H = 4.25 + 0,35 \Rightarrow \mathbf{H = 4.6 \text{ m}}$$

III.9.5. La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{120}{176.47} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.68 \text{ m}}$$

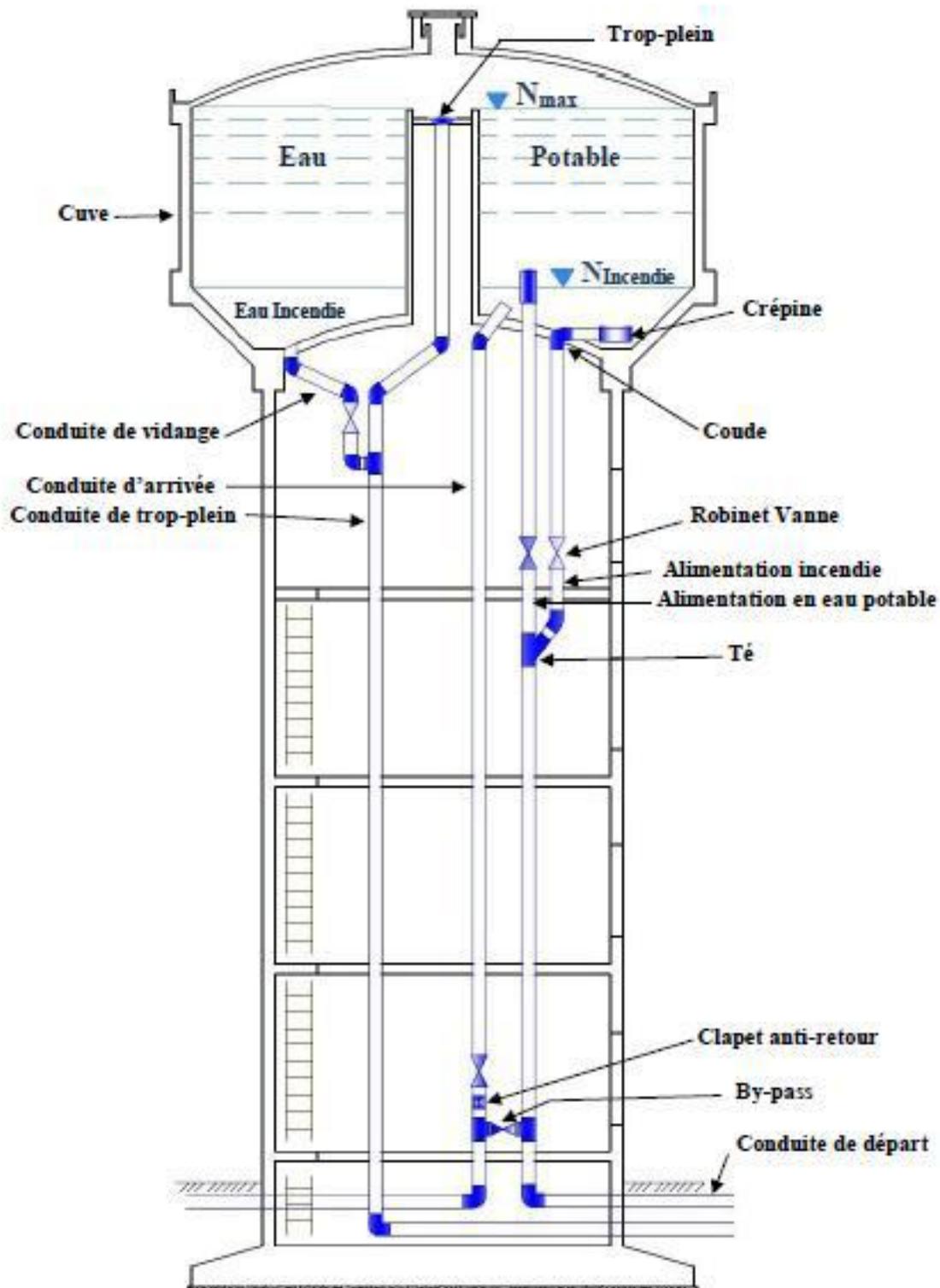


Figure III.1. Coupe transversale d'un réservoir surélevé (source NAH)

Conclusion

On doit projeter un réservoir de capacité de 750m^3 , La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

On outre et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre IV :

Dimensionnement de

réseau de distribution

Introduction :

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions admissible dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante (**8m minimum**), pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

IV.1. Choix du système de distribution :

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec **un réservoir de tête**. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

IV.2. Les différents types des réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

IV.2.1. Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau.

IV.2.2. Le réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

IV.2.3. Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en 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 (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Dans le cas de notre travail, **le réseau maillé** a été retenu.

IV.3. Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés)). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau maillé. Vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

IV.4. Principe sur tracer du réseau maillé :

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

- repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.

- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.5. Choix du matériau des conduites :

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

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

IV.5.1. Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

IV.5.1.1. Les avantages :

- Bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressibles ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite
- Facilité de pose.

IV.5.1.2. Les inconvénients :

- Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
- Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
- Mauvaise résistance au cisaillement ;
- Une durée de vie d'environ 30 ans.

IV.5.2. Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

IV.5.2.1. Les avantages :

- Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;
- Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

IV.5.2.2. Les inconvénients :

Leur principal inconvénient est la corrosion c'est-à-dire sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse

IV.5.3. Tuyaux en P.E.H.D :

IV.5.3.1. Les avantages :

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

IV.5. 3.2. Les inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

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

IV.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- Cas de pointe.

- Cas de pointe plus incendie.
- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

IV.7. Détermination des débits :

IV.7.1. Le débit route :

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

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

IV.7.2. Le débit spécifique :

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

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

IV.7.3. Le débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec : $Q_{n,i}$: débit au nœud i

ΣQ_{ri-k} : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

IV.8. Calcul des débits :

IV.8.1. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 252.21 \text{ m}^3/\text{h} = 70.06 \text{ l/s} \text{ et } Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} - Q_{conc} = 70.06 - 0 = 70.06 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 8983.4 \text{ m; donc : } Q_{spc} = 70.06 / 8983.4 = 0.007801 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc : **$Q_{spc} = 0.00780 \text{ l/s/m}$**

Tableau IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	70.06
	Q_{route} (l/s)	70.06
	ΣL_i (m)	8983.4
	Q_{spc} (l/s/m)	0.00780

NB : Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

Tableau IV.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

N°	N°	Longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
Nœuds	Tronçon	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	C8	285.8	0.00780	2.229	1.114	3.64
	C24	647.7		5.051	2.526	
2	C24	647.7		5.051	2.526	6.07
	C13	296.9		2.315	1.158	
3	C9	440.8		3.438	1.719	3.91
	C16	478.5		3.732	1.866	
	C23	82.5		0.644	0.322	
4	C3	492.0		3.837	1.918	3.60
	C12	348.8		2.720	1.360	
	C23	82.5		0.644	0.322	
5	C4	567.2		4.424	2.212	3.65
	C22	368.8		2.876	1.438	
6	C21	568.5		4.434	2.217	3.65
	C22	368.8		2.876	1.438	
7	C19	447.5		3.490	1.745	5.40
	C20	369.9		2.885	1.442	
	C21	568.5		4.434	2.217	
8	C4	567.2		4.424	2.212	5.40
	C6	447.0	3.486	1.743		
	C20	369.9	2.885	1.442		
9	C2	364.2	2.840	1.420	4.21	
	C17	267.8	2.089	1.044		
	C19	447.5	3.490	1.745		
10	C16	478.5	3.732	1.866	2.91	
	C17	267.8	2.089	1.044		
11	C10	389.7	3.039	1.520	3.90	
	C15	611.2	4.767	2.383		

N°	N°	Longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
Nœuds	Tronçon	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
12	C7	296.6	0.00780	2.313	1.157	4.8
	C8	285.8		2.229	1.114	
	C14	649.6		5.066	2.533	
13	C11	357.9		2.791	1.396	6.45
	C12	348.8		2.72	1.36	
	C13	296.9		2.315	1.158	
	C14	649.6		5.066	2.533	
14	C9	440.8		3.438	1.719	4.63
	C10	389.7		3.039	1.52	
	C11	357.9		2.791	1.396	
15	C5	204.5		1.595	0.797	1.95
	C7	296.6		2.313	1.157	
16	C2	364.2		2.84	1.42	5.88
	C3	492		3.837	1.918	
	C5	204.5		1.595	0.797	
	C6	447		3.486	1.743	

IV.8.2. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°6.

Tableau IV.3 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe + incendie

N°	N°	Longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
Nœuds	Tronçon	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	C8	285.8	0.00780	2.229	1.114	3.64
	C24	647.7		5.051	2.526	

N°	N°	Longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
Nœuds	Tronçon	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
2	C24	647.7	0.00780	5.051	2.526	6.07
	C15	611.2		4.767	2.383	
	C13	296.9		2.315	1.158	
3	C9	440.8		3.438	1.719	3.91
	C16	478.5		3.732	1.866	
	C23	82.5		0.644	0.322	
4	C3	492		3.837	1.918	3.6
	C12	348.8		2.72	1.36	
	C23	82.5		0.644	0.322	
5	C4	567.2		4.424	2.212	3.65
	C22	368.8		2.876	1.438	
6	C21	568.5		4.434	2.217	20.65
	C22	368.8		2.876	1.438	
7	C19	447.5		3.49	1.745	5.4
	C20	369.9		2.885	1.442	
	C21	568.5		4.434	2.217	
8	C4	567.2		4.424	2.212	5.4
	C6	447		3.486	1.743	
	C20	369.9		2.885	1.442	
9	C2	364.2		2.84	1.42	4.21
	C17	267.8		2.089	1.044	
	C19	447.5	3.49	1.745		
10	C16	478.5	3.732	1.866	2.91	
	C17	267.8	2.089	1.044		
11	C10	389.7	3.039	1.52	3.9	
	C15	611.2	4.767	2.383		
12	C7	296.6	2.313	1.157	4.8	
	C8	285.8	2.229	1.114		
	C14	649.6	5.066	2.533		
13	C11	357.9	2.791	1.396	6.45	
	C12	348.8	2.72	1.36		
	C13	296.9	2.315	1.158		
	C14	649.6	5.066	2.533		

N°	N°	Longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
Nœuds	Tronçon	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
14	C9	440.8	0.00780	3.438	1.719	4.63
	C10	389.7		3.039	1.52	
	C11	357.9		2.791	1.396	
15	C5	204.5		1.595	0.797	1.95
	C7	296.6		2.313	1.157	
16	C2	364.2		2.84	1.42	5.88
	C3	492		3.837	1.918	
	C5	204.5		1.595	0.797	
	C6	447		3.486	1.743	

IV.9. Détermination des diamètres avantageux :

Les diamètres avantageux sont donnés dans le tableau 4 en fonction des débits véhiculés dans chaque tronçon.

Tableau IV.4 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	26,5 à 42	42 à 65	65 à 93

Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux de chaque tronçon.

Tableau IV.5 : débit en fonction des diamètres avantageux

tronçons	débit transit	Dext	Dint
	(l/s)	(mm)	(mm)
C1	70.06	315	277.6
C24	33.21	200	176.2
C15	13.57	125	110.2
C10	9.67	110	96.8
C9	2.52	75	63.8
C16	8.73	110	96.8
C17	5.82	90	79.2
C19	9.86	110	96.8
C21	5.89	90	79.2
C22	2.24	75	63.2
C4	1.43	75	63.2
C6	8.25	110	96.8
C5	12.26	125	110.2
C7	14.21	125	110.2
C8	33.21	200	176.2
C3	10.12	110	96.8
C23	10.12	100	96.8
C12	23.85	200	176.2
C11	2.52	75	63.2
C13	13.57	125	110.2
C14	14.21	125	110.2
C2	8.25	110	96.8
C20	1.425	75	63.2

IV.10. Dimensionnement du réseau :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D ($\varepsilon = 0,0015$ mm), les pertes de charge donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH est

$$\Delta h = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Tel que :

$$\lambda = (1.14 - \ln(\varepsilon/D))^{-2} \quad (\text{La formule de NIKHRADZE})$$

Avec :

Δh : perte de charge (m)

λ : coefficient de frottement

ε : la rugosité du conduit

V: la vitesse d'écoulement

L : longueur du tronçon (m)

Q : débit dans le tronçon (m³/s)

g : l'accélération de pesanteur g=9.81(m/s²)

D : diamètre du conduit

IV.10.1. Résultats de la simulation

IV.10.1.1. Cas de pointe :

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.6

Tableau IV.6 : Résultats de la simulation

Tronçon	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Δh (m)
Tuyau C24	647.7	220.4	28.53	0.75	1.39
Tuyau C23	82.54	110.2	6.88	0.72	0.38
Tuyau C22	368.8	42.6	0.8	0.56	3.51

Tronçon	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Δh (m)
Tuyau C21	568.5	96.8	4.45	0.6	2.25
Tuyau C20	369.9	63.8	1.62	0.51	1.79
Tuyau C19	447.5	110.2	8.23	0.86	2.87
Tuyau C17	267.8	63.8	3.14	0.98	4.24
Tuyau C16	478.5	96.8	6.05	0.82	3.30
Tuyau C15	611.2	141	8.69	0.56	1.31
Tuyau C14	649.6	176.2	16.7	0.68	1.55
Tuyau C13	296.9	176.2	13.77	0.56	0.50
Tuyau C12	348.8	141	21.09	1.35	3.76
Tuyau C11	357.9	79.2	2.93	0.59	1.76
Tuyau C10	389.7	110.2	4.79	0.5	0.94
Tuyau C9	440.8	79.2	3.09	0.63	2.38
Tuyau C8	285.8	277.6	37.88	0.63	0.33
Tuyau C7	296.6	110.2	16.38	1.72	6.68
Tuyau C6	447	110.2	9.87	1.04	3.99
Tuyau C5	204.5	110.2	14.43	1.51	3.65
Tuyau C4	567.22	63.8	2.85	0.89	7.55
Tuyau C3	491.96	110.2	10.62	1.11	5.01
Tuyau C2	364.18	110.2	9.29	0.97	2.91
Tuyau C1	139.78	352.6	70.06	0.72	0.16

Tableau IV.7 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds

Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression m
Noeud N1	502.93	3.64	531.29	28.36
Noeud N2	503.06	6.07	529.9	26.84
Noeud N3	502.59	3.91	525.26	22.67
Noeud N4	499.66	3.6	525.64	25.98
Noeud N5	490.88	3.65	509.09	18.21
Noeud N6	498.33	3.65	512.6	14.27

Noeud	Altitude (m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression m
Noeud N7	500.67	5.4	514.85	14.18
Noeud N8	494.98	5.4	516.64	21.66
Noeud N9	497.45	4.21	517.72	20.27
Noeud N10	496.72	2.91	521.96	25.24
Noeud N11	509.9	3.9	528.59	18.69
Noeud N12	499.42	4.8	530.96	31.54
Noeud N13	500.12	6.45	529.4	29.28
Noeud N14	504.2	4.63	527.64	23.44
Noeud N15	497.14	1.95	524.28	27.14
Noeud N16	497.08	5.88	520.63	23.55

IV.10.1.2. Cas de pointe + incendie :

Tableau IV.8: Résultats de la simulation au niveau des tronçons

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m)
Tuyau C24	647.7	220.4	28.53	0.75	2.18
Tuyau C23	82.54	110.2	6.88	0.72	0.16
Tuyau C22	368.8	42.6	0.8	0.56	3.44
Tuyau C21	568.5	96.8	4.45	0.6	2.24
Tuyau C20	369.9	63.8	1.62	0.51	1.92
Tuyau C19	447.5	110.2	8.23	0.86	2.82
Tuyau C17	267.8	63.8	3.14	0.98	3.18
Tuyau C16	478.5	96.8	6.05	0.82	2.86
Tuyau C15	611.2	141	8.69	0.56	1.80
Tuyau C14	649.6	176.2	16.7	0.68	2.70
Tuyau C13	296.9	176.2	13.77	0.56	1.00
Tuyau C12	348.8	141	21.09	1.35	8.51
Tuyau C11	357.9	79.2	2.93	0.59	2.40
Tuyau C10	389.7	110.2	4.79	0.5	1.60

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m)
Tuyau C9	440.8	79.2	3.09	0.63	6.28
Tuyau C8	285.8	277.6	37.88	0.63	0.49
Tuyau C7	296.6	110.2	16.38	1.72	9.10
Tuyau C6	447	110.2	9.87	1.04	4.05
Tuyau C5	204.5	110.2	14.43	1.51	5.16
Tuyau C4	567.22	63.8	2.85	0.89	7.60
Tuyau C3	491.96	110.2	10.62	1.11	3.06
Tuyau C2	364.18	110.2	9.29	0.97	3.14
Tuyau C1	139.78	352.6	70.06	0.72	0.23

Tableau IV.9 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds

Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Noeud N1	502.93	3.64	531.22	28.29
Noeud N2	503.06	6.07	529.03	25.97
Noeud N3	502.59	3.91	519.35	16.76
Noeud N4	499.66	3.6	519.51	19.85
Noeud N5	490.88	3.65	504.81	13.93
Noeud N6	498.33	20.65	508.25	8.72
Noeud N7	500.67	5.4	510.49	9.82
Noeud N8	494.98	5.4	512.41	17.43
Noeud N9	497.45	4.21	513.32	15.87
Noeud N10	496.72	2.91	516.5	19.78
Noeud N11	509.9	3.9	527.23	17.33
Noeud N12	499.42	4.8	530.72	31.3
Noeud N13	500.12	6.45	528.03	27.91
Noeud N14	504.2	4.63	525.63	21.43
Noeud N15	497.14	1.95	521.62	24.48
Noeud N16	497.08	5.88	516.46	19.38

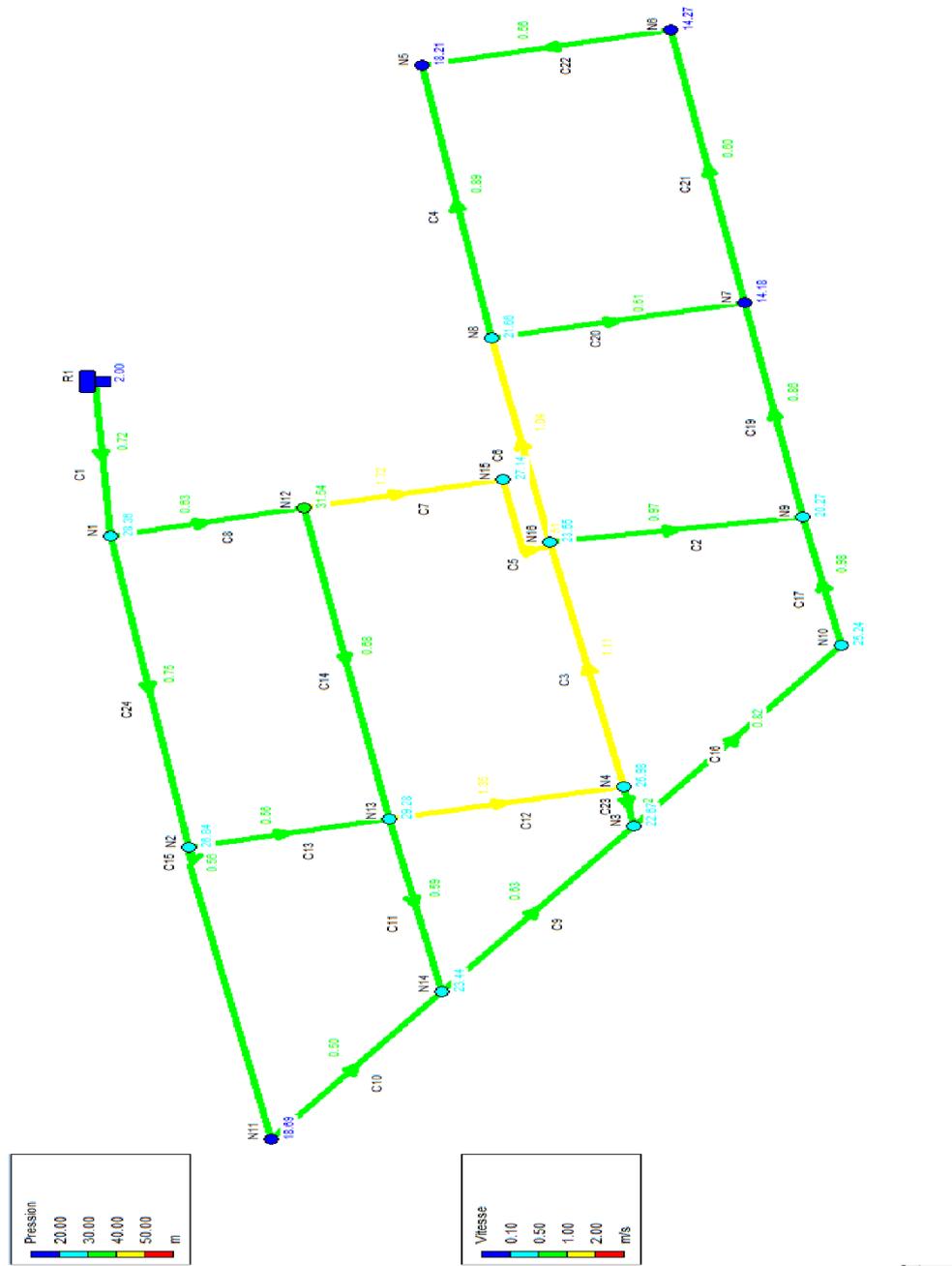


Figure IV.1 : pression et vitesse pour le cas de pointe

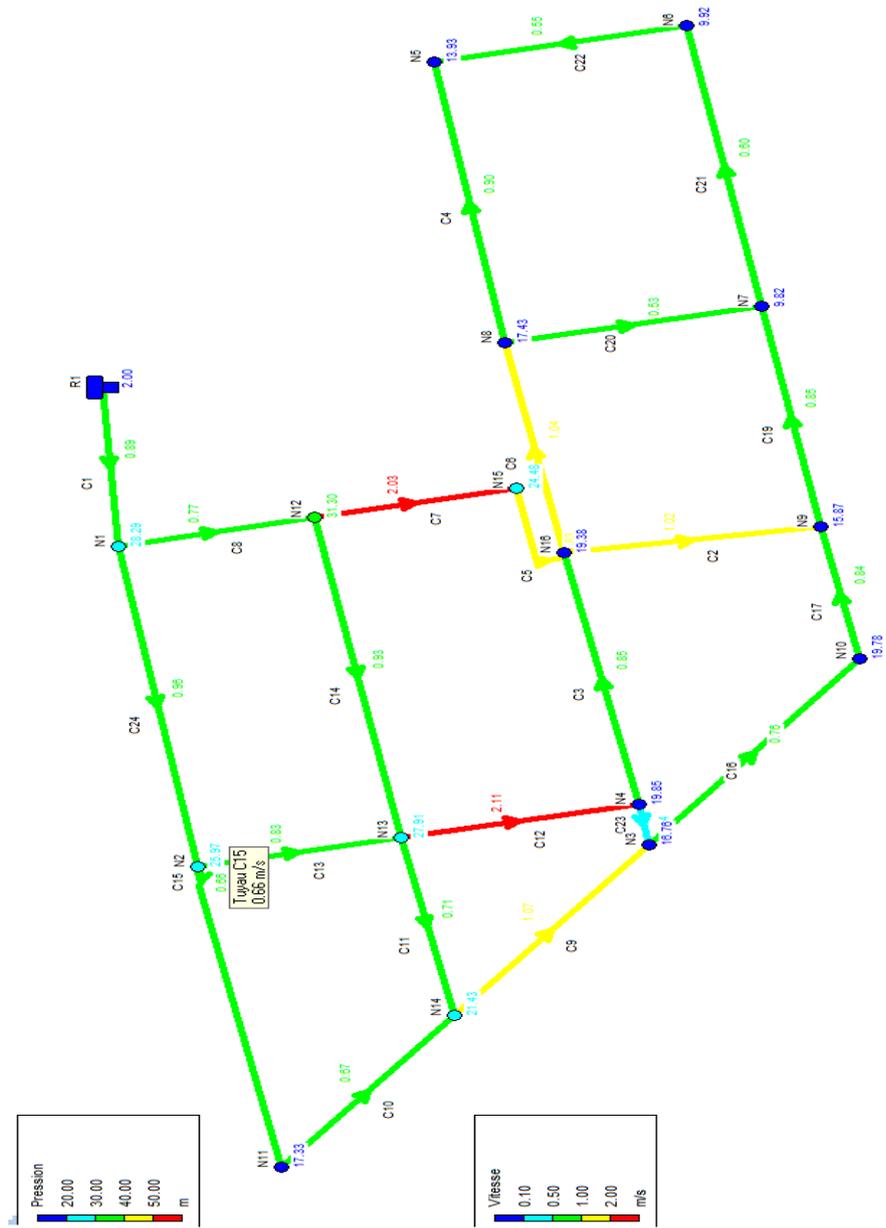


Figure IV.3 : pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie

Remarque :

Après les résultats dans les tableaux et figures précédents ont conclu que les vitesses dans tous les tronçons sont respect les normes (0.5 et 2 m/s) et aussi les pressions dans les tous les nœuds sont supérieurs à 0.8 bar.

IV.11. Accessoires :

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

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

IV.11.1. Robinet vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

IV.11.2. Vannes papillon :

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

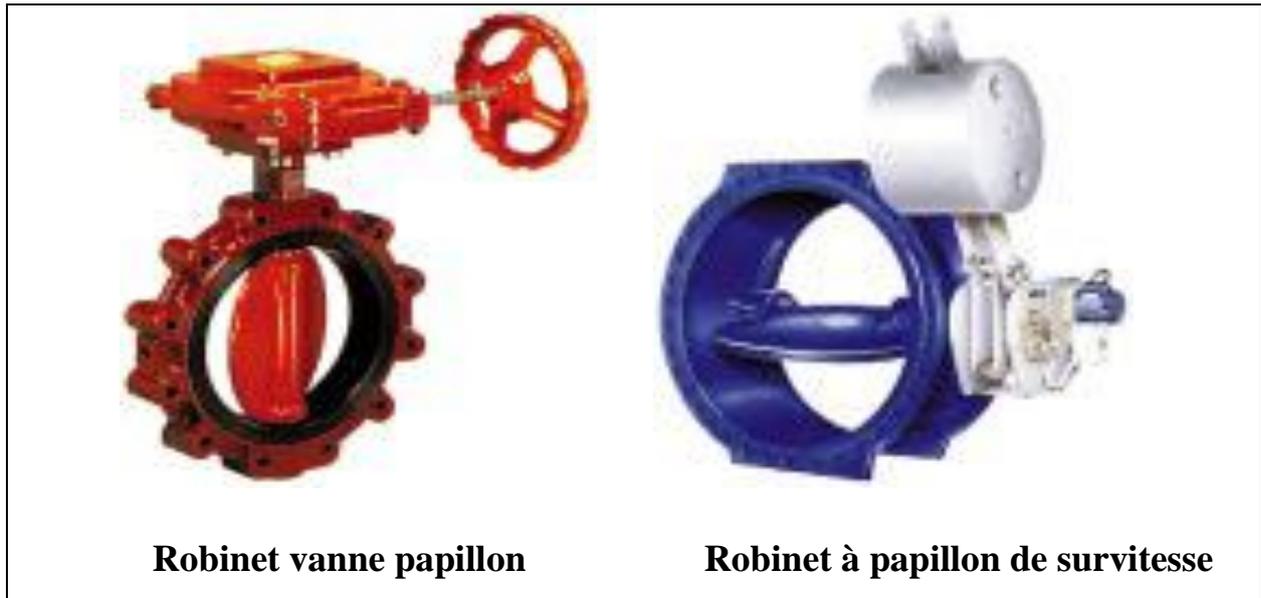


Figure IV.5. : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

IV.11.3. Clapes antiretours :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

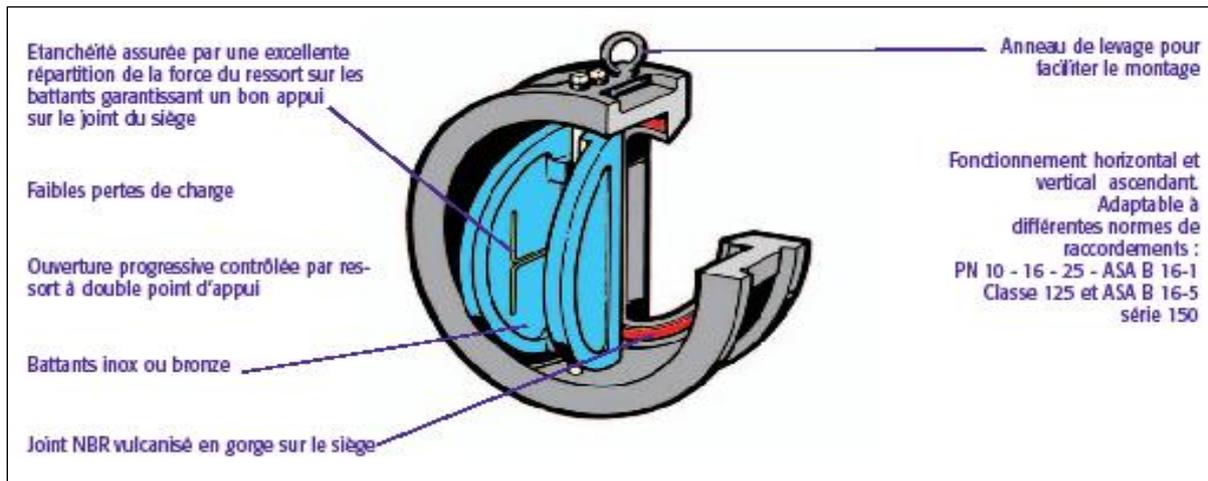


Figure IV.6. : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

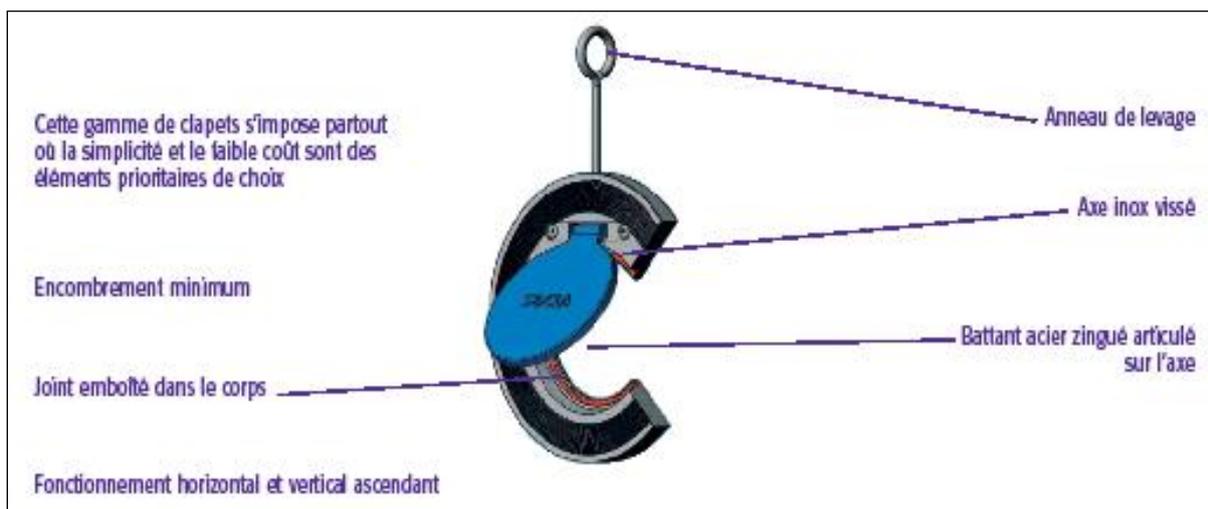


Figure IV.7. : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

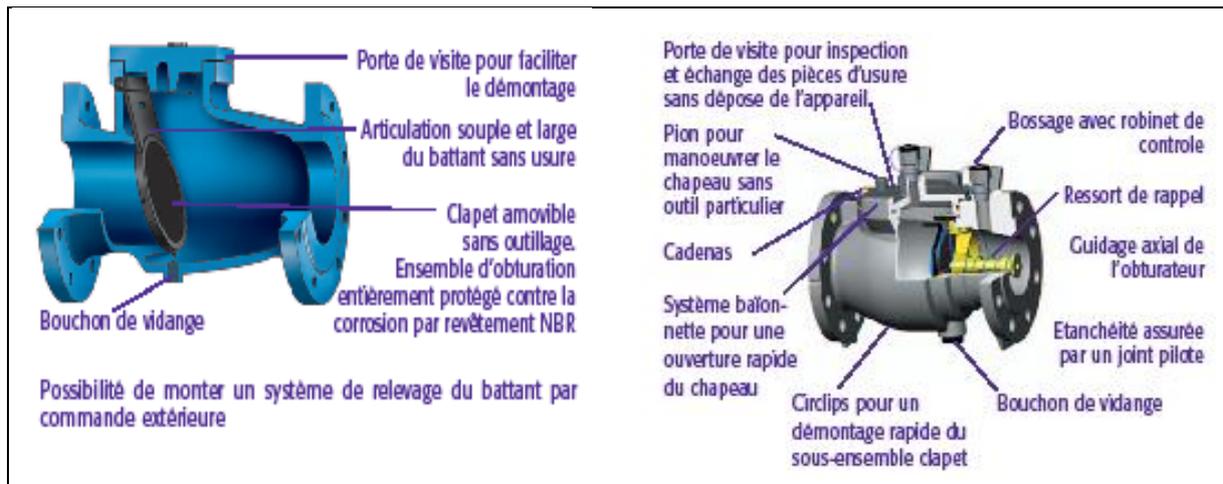


Figure IV.8. : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

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

IV.11.4. Ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure IV.10).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

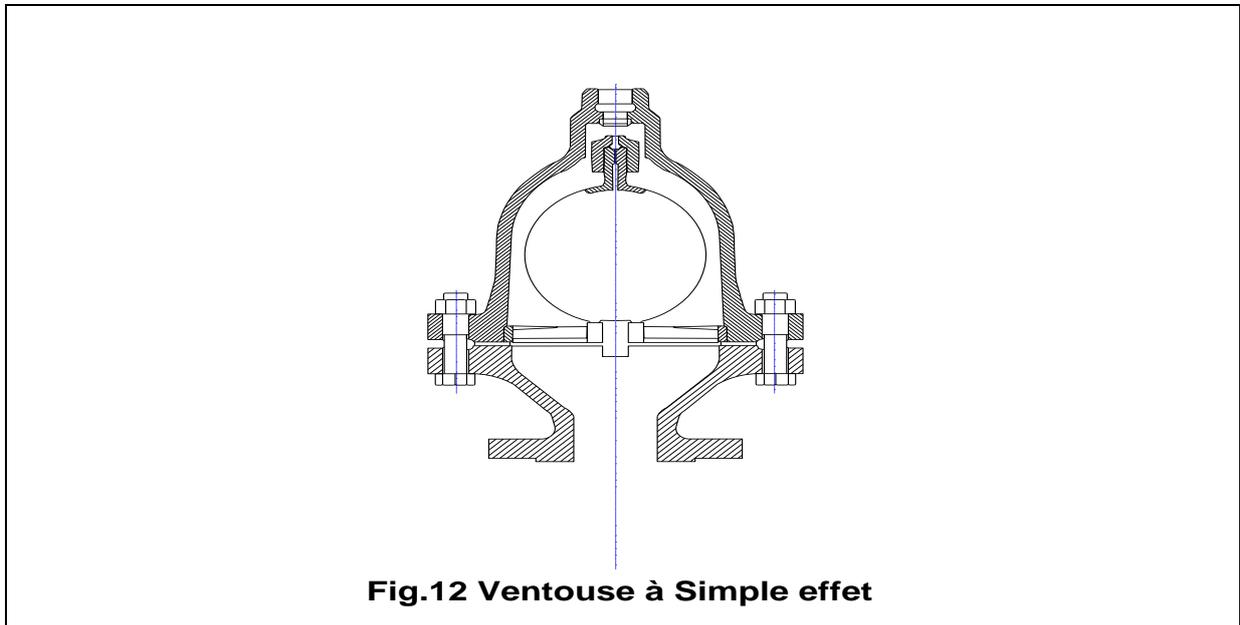


Figure IV.9. : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 400 à 500 mm.

IV.11.5. Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

IV.11.7.by-pass :

Le by pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

IV.11.8. 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.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

IV.11.9. Crépines :

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

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

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

IV.11.10. Déversoir de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

IV.11.11. Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en

béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VI.6.a) :

- ✓ Le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ Le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ Les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ Les joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VI.6.b).

IV.12. Organes de mesure :

IV.12.1. Mesure de débits :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- La venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VI.7). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

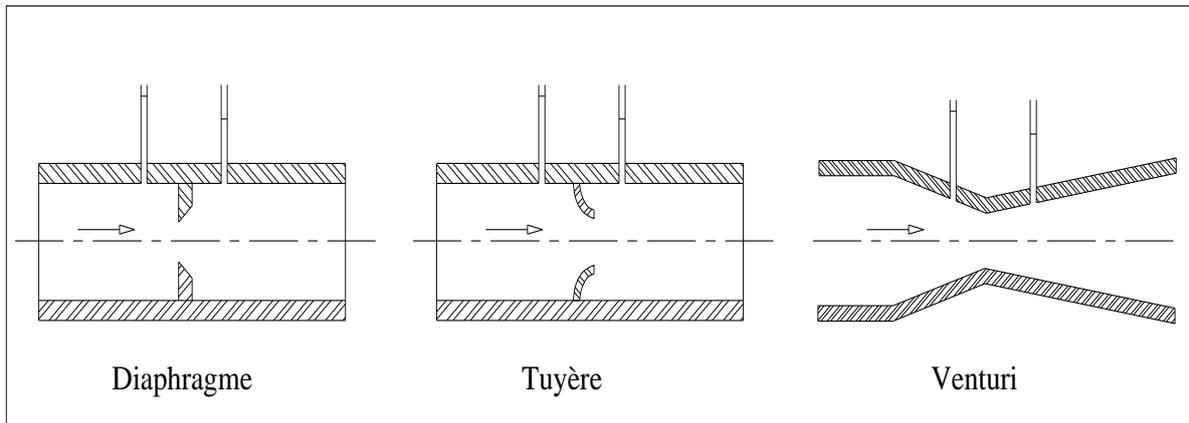


Figure IV.10. : Débitmètres déprimogènes

IV.12.2. Mesure de débit :

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 IV13).

➤ **Manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure IV.11. : Manomètre (d'après document BAMO)

IV.13. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

IV.13. 1.Coudes :

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

IV.13. 2.Cônes :

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

IV.13. 3.Tés :

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

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

IV.13. 4.Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion

Après simulation, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les plupart des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons ou les vitesses sont faibles et inférieur à 0,5 m/s. ces pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre notre réseau de distribution, car beaucoup des abonnés se plaignent d'un manque d'eau fréquent dans leur robinet.

Chapitre V :

L'adduction

Introduction

Dans ce chapitre on va exposer les différentes défaillances que pose notre système d'adduction et de pompage de façon à trouver des solutions pour le bon fonctionnement des deux systèmes.

V.1 Recommandation sur les adductions

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de redimensionner les conduites de telle manière à véhiculer le débit appelé pour l'horizon d'étude 2030.

Pour cela on se basant sur :

- L'âge des conduites de refoulement qui dépasse les 30 ans.
- Les cassures (fuites) et leurs causes.
- L'état de revêtement intérieur et extérieur de ces conduites.
- Le type de matériaux des conduites d'adductions (PEHD).

V.2 Choix du tracé [3]

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

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Pour notre projet on va garder l'ancien tracé choisie à raison de :

- Afin d'éviter les réclamations des propriétaires des terrains (la majorité des terrains sont privés).
- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.

V.3 Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

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

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

V.4 Dimensionnement de l'adduction

V.4.1 Méthode de calcul [4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

❖ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q}$$

❖ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite

<1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ Calcul des pertes de charge

❖ 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 K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

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

λ : Coefficient de frottement

V: Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

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

ε : Rugosité absolue de la conduite

❖ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

❖ Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l$$

❖ Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: La hauteur géométrique

ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : Pertes de charge au refoulement

❖ Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta}$$

η : Rendement de la pompe en (%) ($\eta = 80\%$)

Q: Débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: Pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³).

❖ Energie consommée par la pompe

$$❖ E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas **t = 20h**

P: Puissance de la pompe en (kW)

❖ Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: Energie consommée par la pompe en (KWh)

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONEGAS. (e=4,17DA)

❖ Frais d'amortissement

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

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

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (**Annexe VI.1**)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: Nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10,41\%$$

Le schéma de notre adduction est représenté dans la figure ci-dessous

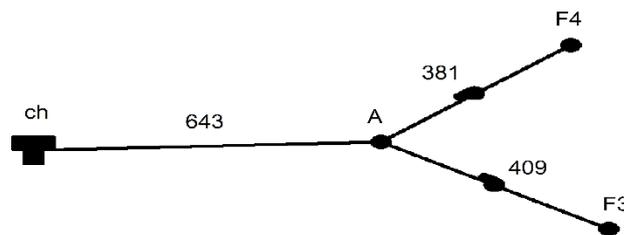


Figure V.1: schéma représentatif de l'adduction

V.4.2 Dimensionnement de l'adduction

A. Tronçon (F3-A):

Le débit d'exploitation de station de pompage (SR) est calculé par la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s)

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 4035.42 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la pompe par jour, $t = 20 \text{ h}$.

et le débit de forage F3 est :

$$\text{A.N: } Q_{exp} = \frac{3240}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp, S.R} = 56.05 \text{ L/s} .$$

Tableau V.1: Calcul de la Hmt du tronçon (F3-A)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Λ	ΔH_{lin}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
					(m)	(m)	(m)	(m)
125.00	409.00	45.00	3.67	0.04092	91.85	101.03	68.00	169.03
160.00	409.00	45.00	2.24	0.03762	24.57	27.03	68.00	95.03
200.00	409.00	45.00	1.43	0.03497	7.49	8.23	68.00	76.23
250.00	409.00	45.00	0.92	0.03259	2.29	2.51	68.00	70.51
300.00	409.00	45.00	0.64	0.03082	0.87	0.96	68.00	68.96
315.00	409.00	45.00	0.58	0.03037	0.67	0.74	68.00	68.74

Tableau V.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F3-A)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduites ml (DA)	A	F _{amort} (DA)
125.00	2560.36	409.00	1047187.24	0.1041	109012.1917
160.00	3564.21	409.00	1457761.89	0.1041	151753.0127
200.00	4021.36	409.00	1644736.24	0.1041	171217.0426
250.00	4573.65	409.00	1870622.85	0.1041	194731.8387
300.00	6548.69	409.00	2678414.21	0.1041	278822.9193
315.00	12354.39	409.00	5052945.51	0.1041	526011.6276

Tableau V.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F3-A)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{explo} (DA)
125.00	93	680898.3806	2839346.247
160.00	52	382812.7035	1596328.974
200.00	42	307086.879	1280552.286
250.00	39	284048.0055	1184480.183
300.00	38	277769.0675	1158297.011
315.00	38	276891.8404	1154638.974

Tableau V.4: Bilan du tronçon (F3-A)

Diamètre (mm)	125.00	160.00	200.00	250.00	300.00	315.00
F _{explo} (DA)	2839346.25	1596328.97	1280552.29	1184480.18	1158297.01	1154638.98
F _{amort} (DA)	109012.19	151753.01	171217.04	194731.84	278822.92	526011.63
Bilan (DA)	2948358.44	1748081.99	1451769.33	1379212.02	1437119.93	1680650.60

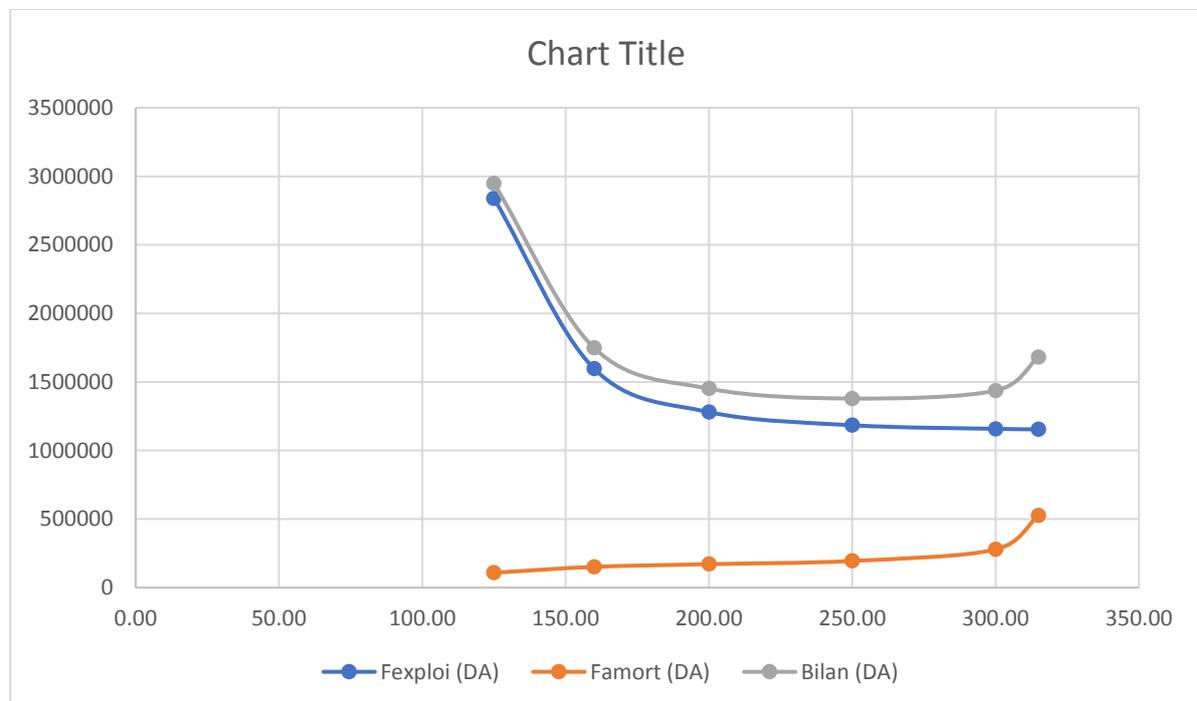


Figure V.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Après les résultats précédent le diamètre économique du conduit du tronçon (F3-A) est de : 250mm avec une vitesse de 0.92 m/s qui respecte les normes

B. Tronçon (F4-A)**Tableau V.1:** Calcul de la Hmt du tronçon (F4-A)

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	Λ	ΔH_{lin}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
90.00	380.09	12.00	1.89	0.04603	35.29	38.82	70.00	108.82
110.00	380.09	12.00	1.26	0.04280	12.03	13.23	70.00	83.23
125.00	380.09	12.00	0.98	0.04092	6.07	6.68	70.00	76.68
160.00	380.09	12.00	0.60	0.03762	1.62	1.79	70.00	71.79
200.00	380.09	12.00	0.38	0.03497	0.49	0.54	70.00	70.54
250.00	380.09	12.00	0.24	0.03259	0.15	0.17	70.00	70.17

Tableau V.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F4-A)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduites ml (DA)	A	F _{amort} (DA)
90.00	1546.89	380.09	587957.4201	0.1041	61206.36743
110.00	2014.69	380.09	765763.5221	0.1041	79715.98265
125.00	2560.36	380.09	973167.2324	0.1041	101306.7089
160.00	3564.21	380.09	1354720.579	0.1041	141026.4123
200.00	4021.36	380.09	1528478.722	0.1041	159114.635
250.00	4573.65	380.09	1738398.629	0.1041	180967.2972

Tableau V.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F4-A)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{exploit} (DA)
90.00	16	116889.2544	487428.191
110.00	12	89409.12126	372836.0357
125.00	11	82365.6613	343464.8076
160.00	11	77112.62453	321559.6443
200.00	10	75778.14061	315994.8464
250.00	10	75372.13637	314301.8087

Tableau V.4: Bilan du tronçon (F4-A)

Diamètre (mm)	90.00	110.00	125.00	160.00	200.00	250.00
F _{explo} (DA)	487428.191	372836.0357	343464.8076	321559.644	315994.8464	314301.8087
F _{amort} (DA)	61206.36743	79715.98265	101306.7089	141026.412	159114.635	180967.2972
Bilan (DA)	548634.5585	452552.0183	444771.5165	462586.057	475109.4814	495269.1059

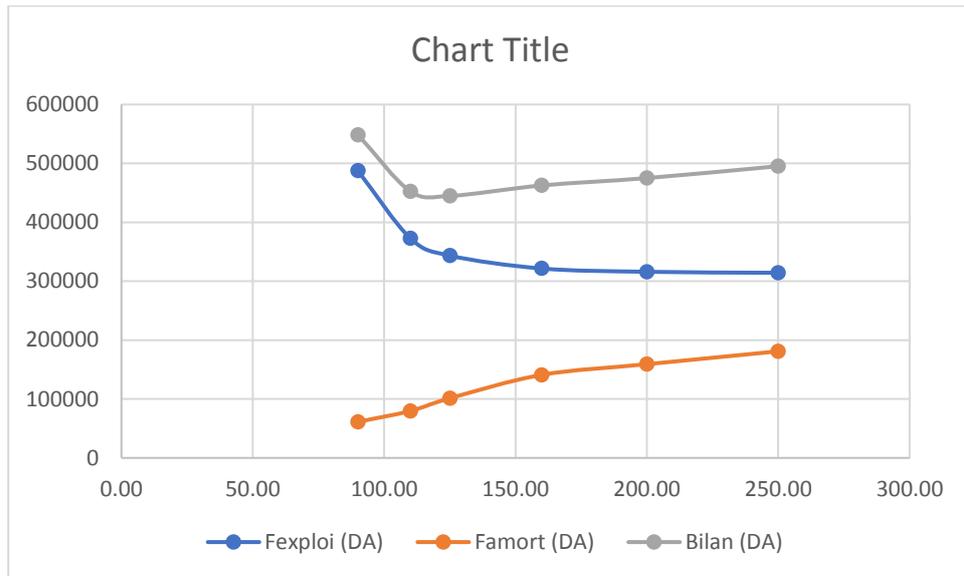


Figure V.3 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation

Après les calculs précédents le diamètre de la conduite du tronçon (F4-A) est de 125 mm avec une vitesse 0.98 m/s qui respecte les normes.

C. Tronçon (A-CH)

Pour le tronçon (A-CH) on utilise la charge disponible pour déterminer le diamètre de la conduite

$$\Delta H_d = C_{pA} - C_{tp}$$

Et

$$\Delta H_d = \frac{K' L_g Q^\beta}{D^m}$$

Alors

Tel que pour le PEHD on a : $K' = 0.00179$ et $\beta = 1.77$ et $m = 4.774$ et $L_g = 707.3$

$$C_{pA} - C_{tp} = \frac{K' * L_g * Q^{1.77}}{D^5}$$

Donc

$$D_{cal} = \sqrt[4.774]{\frac{K' * L_g * Q^{1.77}}{(C_{pA} - C_{tp})}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.00179 * 707.3 * (57 * 0.001)^{1.77}}{(540 - 534.66)}} = \mathbf{0.256 \text{ m}}$$

Alors $D = 256 \text{ mm}$ donc $D_{nor} = 250 \text{ mm}$.

Avec une vitesse de : $V = \frac{4 * Q_{A-CH}}{\pi D^2_{nor}} = 1.16 \text{ m/s}$

On recalcul nouveau ΔH_{A-CH}

$$\Delta H_{A-CH} = 5.95 \text{ m}$$

Alors

$$C_{tp} = 540 - 5.95 = 534.05$$

Et

$$C_r = 534.05 - 4.6 = 529.45 \text{ m}$$

Conclusion

Après les calculs de notre adduction on a dimensionné les conduites de l'adduction du deux forages de notre agglomération des diamètres 250mm et 125mm avec des vitesses 0.92 m/s et 1.16m/s.

Chapitre VI :

Protection des

conduites

Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en Refoulement. On en peut le définir également comme une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (P, V) sont rapidement variables.

VI.1. Les Causes du coup de bélier :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. [1]

VI .2. Les risques dus aux coups de bélier : [1]**VI .2.1 Fortes pressions :**

En cas où la somme de la surpression due aux coups de bélier et la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

VI .2.2. Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit à la suite d'une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe.

Si cette pression devient inférieure à **-10 m.c.e** il se produit par la suite :

- L'implosion de la conduite.
- L'aspiration des joints.
- Décollement de l'enduit interne de protection.

VI .2.3. Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites.

VI.3. Moyen de protection contre le coup de bélier :

On pratique il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à le limiter à une valeur compatible à la résistance des installations.

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

VI.3.1. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette Cheminée jouer le même rôle que ce

premier mais dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

VI.3.2. Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il ya lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

VI.3.3. Volant d'inertie :

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

VI.3.4. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité Contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations contre les surpressions et les dépressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air Grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

1^{ère} phase : Après la fermeture de la vanne, l'eau poursuit son parcours et s'accumule au niveau aval de la conduite qui provoque un gonflement successif de cette dernière, Une onde de surpression prend naissance au départ de la vanne et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance L avec une célérité a.

Au bout de ce temps la conduite sera en surpression et le temps mis par l'onde est $\frac{L}{a}$ avec $a=c$.

2^{ème} phase : Vidange de la conduite dans le réservoir qui due à la contraction en niveau amont de cette dernière, vu son élasticité elle reprend son diamètre initial successivement du réservoir jusqu'à la vanne au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine),

3^{ème} phase : Départ d'onde de dépression de la vanne vers le réservoir, la conduite sera complètement dépressée au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine).

4^{ème} phase : Vidange du réservoir dans la conduite qui due au départ d'onde de surpression du réservoir vers la vanne, la conduite grâce à son élasticité reprend sa forme initiale
Au bout de temps $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine.

VI.5. Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier :

On pratique le volume du réservoir d'air anti-bélier se déterminer en supposant que les conduites non enterrées c'est-à-dire on néglige l'effet du sol : c'est ce qui ne reflète pas la réalité, vu que les réseaux sont toujours enterrés ce qui nous donne un mal dimensionnement de réservoir d'air.

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes

Mais nous choisissons la méthode de VIBERT :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

En fonctionnement normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec :

Z_0 : La pression absolue en m.c.e.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanant (m^3).

Le volume d'air est calculé par la formule suivante :

$$U_0 = L.S. \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad (m^3)$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation (m).

S : La section de la conduite (m^2).

V_0 : la vitesse initiale d'écoulement (m/s).

VI.5.1.les caractéristiques de la conduite de refoulement :

L'adduction du tronçon (F3-A) ce fait par une conduite de refoulement de caractéristiques suivants :

Longueur : $L = 409$ ml

Diamètre : $D = 250 \text{ mm}$

Conduite en PEHD d'épaisseur : $e = 27 \text{ mm}$

Hauteur géométrique : $H = 68 \text{ m}$

Nous avons :

$$\text{Debit refoulé: } Q_r = \frac{Q F_{3j}}{20} = \frac{3240}{20} = 162 \text{ m}^3/\text{h} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{La section de la conduite : } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow S = 0.049 \text{ m}^2$$

$$\text{Vitesse d'écoulement : } V_0 = \frac{Q_r}{S} = 0.92 \text{ m/s}$$

VI.5.2. Calcul de la célérité d'onde :

Pour le calcul de la célérité d'onde, on a le cas d'une conduite enterrée :

La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

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 : $1,4 \cdot 10^3 \text{ MPa}$;

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

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

Application numérique : $C = 346.071 \text{ m/s}$

VI.5.3. Calcul du volume d'air :

A-conduite non enterrée :

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} = 70 + \frac{346.071 \cdot 0.92}{9,81} = 102.46 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 70 + 10 = 80 \text{ m.}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 102.46 + 10 = 112.46 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{112.46}{80} = 1.41$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0.92^2}{2 \cdot 9.81} = 0.043$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.043}{80} = 5.39 \cdot 10^{-4}$$

Nous avons :

$$\diamond \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.41$$

$$\diamond \frac{h_0}{Z_0} = 5.39 \cdot 10^{-4}$$

Après l'utilisation de l'Abaque de **VIBERT (Annexe VI-1)** on trouve:

$$\frac{U_0}{LS} = 10^{-2} \Rightarrow U_0 = 10^{-2} \cdot L \cdot S = 10^{-2} \cdot 409 \cdot 0.049 = 0.2 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.74 \Rightarrow Z_{\min} = 0.74 \cdot Z_0 = 0.74 \cdot 80 = 59.2 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}} = \frac{0.2 \cdot 80}{59.2} = 0.270 \text{ m}^3 = 270 \text{ l}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_{\max} = 400$ litres

Pour le forage F4 : $U_{\max \text{ cal}} = 98$ litres

Alors : $U_{\max} = 200$ litres

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer 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. Et on a dimensionné les réservoirs d'air qui sont de volume 400l et 200l respectivement.

Chapitre VII :

Organisation de

chantier

VII.1 Introduction

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

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau de distribution d'eau potable sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII.2.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 jusqu'à 60 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII.2.2. Nivellement

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

VII.2.3. Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.3.1. Excavation

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavé 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 a 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 »

VII.2.3.2. La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure 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 : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

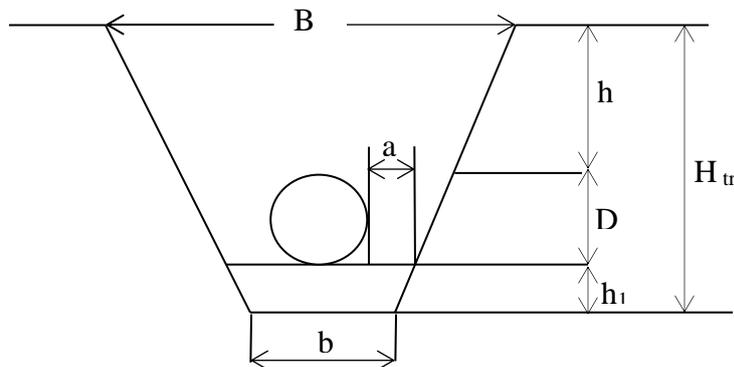


Figure VII.1 : coupe transversale d'un tranché

VII.2.3.3. 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.

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

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

VII.2.3.4 Choix du coefficient du talus :

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

Dans notre cas le sol est sableux, d'où le coefficient de talus $m = 0.8$

VII.2.3.5 Distance de la mise du cavalier :**A. Section transversale de la tranchée (S_{tr}).**

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

B. Section du cavalier (S_c) :

$$S_c = S_{tr} \times K_f$$

Elle est donnée par la relation suivante :

Avec : S_{tr} : section transversale de la tranchée (m²).

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol.

Puisque notre sol est sable argileux on prend $K_f = 1.15$.

C. Hauteur du cavalier (H_c) :

On a :
$$S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H_c : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad (1).$$

Et
$$m = \frac{B}{2H_c}$$

Avec : m : talus du sol de cavalier $m = 0.8$.

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \quad H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$

D. Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la formule

$$\text{suivante :} \quad A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_{tr}$$

$$\text{Pour notre cas} \quad A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$$

Avec : L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

Tableau V.1: calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V (m3)
400	139.78	1.00	1.60	223.65
315	285.80	0.92	1.52	396.18
250	647.70	0.85	1.45	798.29
200	946.50	0.80	1.40	1060.08
160	960.00	0.76	1.36	992.26
125	2723.98	0.73	1.33	2616.72
110	1047.00	0.71	1.31	973.81
90	798.70	0.69	1.29	710.92
75	1204.92	0.68	1.28	1036.98
50	368.80	0.65	1.25	299.65
Volume total				9108.55

VII.2.4. Lit de sable

Dans tout le réseau, les conduites doivent être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L$$

Vs : volume du lit de sable (m3) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau V.2

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
400	139.78	1.00	0.20	27.96
315	285.80	0.92	0.20	52.30
250	647.7	0.85	0.2	110.11
200	946.5	0.8	0.2	151.44
160	960	0.76	0.2	145.92
125	2723.98	0.73	0.2	394.98
110	1047	0.71	0.2	148.67
90	798.7	0.69	0.2	110.22
75	1204.92	0.68	0.2	162.66
50	368.8	0.65	0.2	47.94
Volume total				1352.21

VII.2.5. Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII .3 : calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m2)	V (m³)
400	139.78	0.126	17.56
315	285.80	0.078	22.26
250	647.70	0.049	31.78
200	946.50	0.031	29.72
160	960.00	0.020	19.29
125	2723.98	0.012	33.41
110	1047.00	0.009	9.94
90	798.70	0.006	5.08
75	1204.92	0.004	5.32
50	368.80	0.002	0.72
volume total			175.09

VII.2.6. Remblais compactés

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$V_r = 9108.55 - 1352.21 - 175.09 = 7581.26 \text{ m}^3$$

Tableau VII.4: Récapitulatif des différents volumes

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	9108.55
2	Lit de sable	m ³	1352.21
3	Les conduites	ml	9123.18
4	Remblais	m ³	7581.26

VII.3.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

VII.3.1. Pelle hydraulique

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

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :
Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

VII.3.2. Bulldozer

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

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

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



Figure VII.2 : Bulldozer

VII.3.3. Soudeuse :

C'est une machine de soudage bout à bout pour les tubes et les raccords polyéthylène et d'autres matériaux Thermoplastique pour les réseaux de transport d'eau et autres fluides sous pression qui est composée de : corps avec quatre mâchoires de serrage , rabot électrique, plaque de chauffe,



Figure VII.3 : soudeuse Bout à Bout

VII.4. Evaluation du projet

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

Tableau VII.5: devis estimatif de la pose de canalisation

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	9109	400	3643420
Lit du sable	m3	1352	1000	1352210
Remblaiement	m3	7581	400	3032504
Conduite ø 400	MI	140	7681.42	1073709
Conduite ø 300	MI	286	7681.42	2195350
Conduite ø 250	MI	648	7681.42	4975256
Conduite ø 200	MI	947	3269.16	3094260
Conduite ø 160	MI	960	2081.77	1998499
Conduite ø 125	MI	2724	1273.73	3469615
Conduite ø 110	MI	1047	983.83	1030070
Conduite ø 90	MI	799	663.09	529610
Conduite ø 75	MI	1205	556.74	670827
Conduite ø 50	MI	369	455.6	168025

Tableau VII.6: devis global de la pose de canalisation

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	8028134
Conduites	19205221
Château	10000000
Forage	9000000
Totale HT DA	46233355
TVA 19%	8784337.45
TOTALE TTC DA	55017692.45

VII.5. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Chapitre VIII :

Protection et sécurité de travail

VIII.1. Introduction :

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

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

VIII.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

VIII.2.1. Facteurs humains :

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

VIII.2.2. Facteurs matériels :

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations

électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VIII.3. Liste des conditions dangereuses :

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

VIII.4. Liste des actions dangereuses :

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

- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- Plaisanter ou se quereller ;

VIII.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII.5.1. Protection individuelle :

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

❖ Autre protection :

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

VIII.5.2. Protection collective :

VIII.5.2.1. Equipement de mise en œuvre du béton :

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

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

❖ Engin de levage :

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

- Affecter des personnes qui comptent.

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

❖ *Appareillage électrique :*

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

Conclusion

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

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

Chapitre IX :

Gestion de réseau de

distribution

IX.1 Introduction

Les objectifs de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable sont multiples : éviter toute rupture du service (arrêt d'eau et nuisances engendrées, etc....), assurer la qualité du service rendu, la préservation de la ressource (limiter les pertes), maîtriser les coûts d'exploitation.

IX.2 But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits, traitement, stockage et distribution.

IX.2 Gestion du réseau de distribution

La gestion de réseau consiste à évaluer le fonctionnement des différents composants du réseau de distribution qui ce sont les suivant :

IX.2.1 le réservoir

Equipements des réservoirs

La liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir est représentée dans le tableau suivant.

Tableau IX.1. Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
Hydraulique	-Vanne diverses - Clapet - Equipements de trop plein. -Vidange - Siphon pour réserve d'incendie -Purgeur d'air. -Canalisation de liaison -Compteur -Clapet à rentre d'air.
Exploitation	- Niveau -Poste de liaison électrique -Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	-Trappés de visite pour les personnels et le matériel. -Equipements spéciaux pour le nettoyage. -Pompe d'alimentation en eau.

Entretien	-Appareils de manutention -Eclairage -Joints de montage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Qualité de l'eau	-Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air -Robinet de prélèvement ; Equipement de désinfection -Dispositif de protection contre les actes de malveillance et -les intrusions
Sécurité lors des interventions	-Passerelle -Echelle à crinoline -Ancrage pour harnais de sécurité -Eclairage
Divers	-Suivant le réservoir : compresseur d'air, protection thermique des équipements, alarmes diverses

Aspects liés à l'exploitation des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle. Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

B.1 Opération de nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels. Ils doivent se faire au moins une fois par an.

B.2 Prévention des accidents

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,) pour le personnel d'exploitation, alors des précautions particulières doivent impérativement être observées.

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité. Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles...etc.

B.3 Contrôle de la qualité de l'eau

Une fois traitée et rendue potable, l'eau envoyée dans des réservoirs plus ou moins éloignés puis à l'abonné. Au cours de ce transit, elle peut subir plusieurs changements comme en témoignent les fréquentes détériorations à long terme des tuyauteries. Elle peut se libérer de son calcaire ou gagner quelques ions minéraux pris sur la canalisation. Une attention spéciale doit être apportée aux joints et revêtements étanches des réservoirs qui doivent conserver à l'eau son caractère potable.

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient de faire un :

❖ Contrôle mensuel

- Ouvrages de croisements, étanchéité
- Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.

❖ Contrôles semestriels

- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes
- Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards.

IX.2.2 Les conduites

IX.2.2.1 Lutte contre le phénomène de corrosion

La corrosion des captages d'eau souterraine est un phénomène beaucoup plus sournois que le colmatage car ses effets sont souvent moins détectables. En revanche, ses conséquences sont au moins aussi spectaculaires et importantes pour la pérennité de l'ouvrage en cause. Elle est causée par :

- Présence de l'eau corrosive à l'intérieure d'un forage.
- Existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles.
- Effet galvanique entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Pour la lutte contre ce phénomène en procède comme suite :

- **Protection active** : Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité du sol et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).
- **Protection passive** : on met une couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

IX.2.2.2 Lutte contre l'entartrage

Les réseaux de distribution doivent être conçus et exploités de manière à éviter leurs entartrages qui est généralement causé par :

- Une baisse ou élévation de température. (Pour notre cas la température moyenne d'eau de forage est 50°C) (**captage et utilisation des eaux sous terrain; organisation des nations unies 1972**)
- Une variation des vitesses dans les tronçons.
- Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il y a lieu :

- Soit d'injecter de **poly phosphate** qui constituent un traitement préventif.
- Soit de choisir une arrivée par le bas où le fond de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.
- Soit en construit les refroidisseurs d'eau
 - a) Refroidisseur a ventilation naturelle
 - b) Refroidisseur a ventilation forcée

IX.2.2.3 Surveillance et entretien de réseaux de distribution

Les opérations d'inspection et d'entretien qui doivent être effectuées au niveau du réseau d'A.E.P sont :

➤ **Contrôles mensuels**

- Tracé des conduites d'adduction : affaissement, écoulement d'eau, travaux à proximité des conduites.
- Ouvrage en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes de regard.
- Ouvrage de croisement, étanchéité.

➤ **Contrôles semestriels**

- Ouvrage en ligne, état étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- Réducteur de pression, soupape de sécurité et d'Aération,
- Conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards

➤ **Contrôles annuels**

- Organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...).
- Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération.
- Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise.
- Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau.
- Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression).
- Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

IX.3 Recherche des fuites

Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution comme :

- **Réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges.
- **Robinetterie** : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements.
- **Canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

IX.4. Rendement d'un réseau

Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production (désinfection seule ou avec pompage, traitement plus ou moins complet) ou des livraisons en gros des services extérieurs, au volume utilisé de façon connue et généralement mesuré pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios généralement appelés et définis comme suit.

$$R = \frac{\sum \text{Volumes' utilisées}}{\sum \text{Volumes' mis' en' services}} \times 100 = \frac{V_u}{V_d} \times 100$$

Conclusion

Les gestionnaires doivent toujours prendre des décisions, argumentées et pertinentes, ce qui nécessite une stratégie d'étude efficace basée, d'une part sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable et d'autre part sur l'utilisation d'indicateur appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. Ces indicateurs sont établis par le gestionnaire selon ces propriétés de gestion mais aussi à partir des directives et normes des documents officiels.

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de notre travail ce problème d'alimentation en eau potable nouvelle ville de ZELFANA (W. GHARDAIA) ne doit pas se poser.

Dans notre mémoire nous avons dimensionné un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre varie entre (50÷400) mm en PEHD, un réservoir surélevé calé a la cote 510.20 m de volume de 750 m³ et de 15 m de diamètre en suite on a dimensionné l'adduction (forage –château d'eau) avec une protection contre le régime transitoire par un réservoir d'air de (400 et 200) litre de capacité.

Nous recommandons une attention particulière aux branchements illicites et aux extensions inadaptées au réseau principal.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et de control du fonctionnement de système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] DUPONT ; Hydraulique urbaine (Tome II)

Edition Eyrolles paris 1979.

[2] J. LINGER. Les chantiers Tome I et II Editions Eyrolles Paris 1971.

[3] MEMENTO Technique de l'eau (2eme édition) ; Tome I.

[4] J.BONIN.A ; Aide-mémoire d'hydraulique urbaine

Edition Eyrolles paris 1982.

[5] ORGANISATION DES NATION-UNIES POUR L'EDUCATION
SCIENCE ET CULTURE ; captage et utilisation des eaux
souterraines-les forages et le refroidissement des eau .1972

Mémoires de fin d'étude

[6] Alimentation en eau potable de LA VILLE DE BORDJ
EL-AMIR. ABDELKADER (W. TISSEMSILT) AZZAZ **RAHMANI**
FAROUK

[7] Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de la
ville de AMMARI(W.TISSEMSILT) **CHAKER Abdelhamid**

Annexes

Tableau 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de M^r Salah Boualem).

Tableau 2 : choix du coefficient du talus.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1,5 m	Jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Source : (cours M^r kahlerrass).

Tableau 3 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K _f
Sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Source : (cours M^r kahlerrass).

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

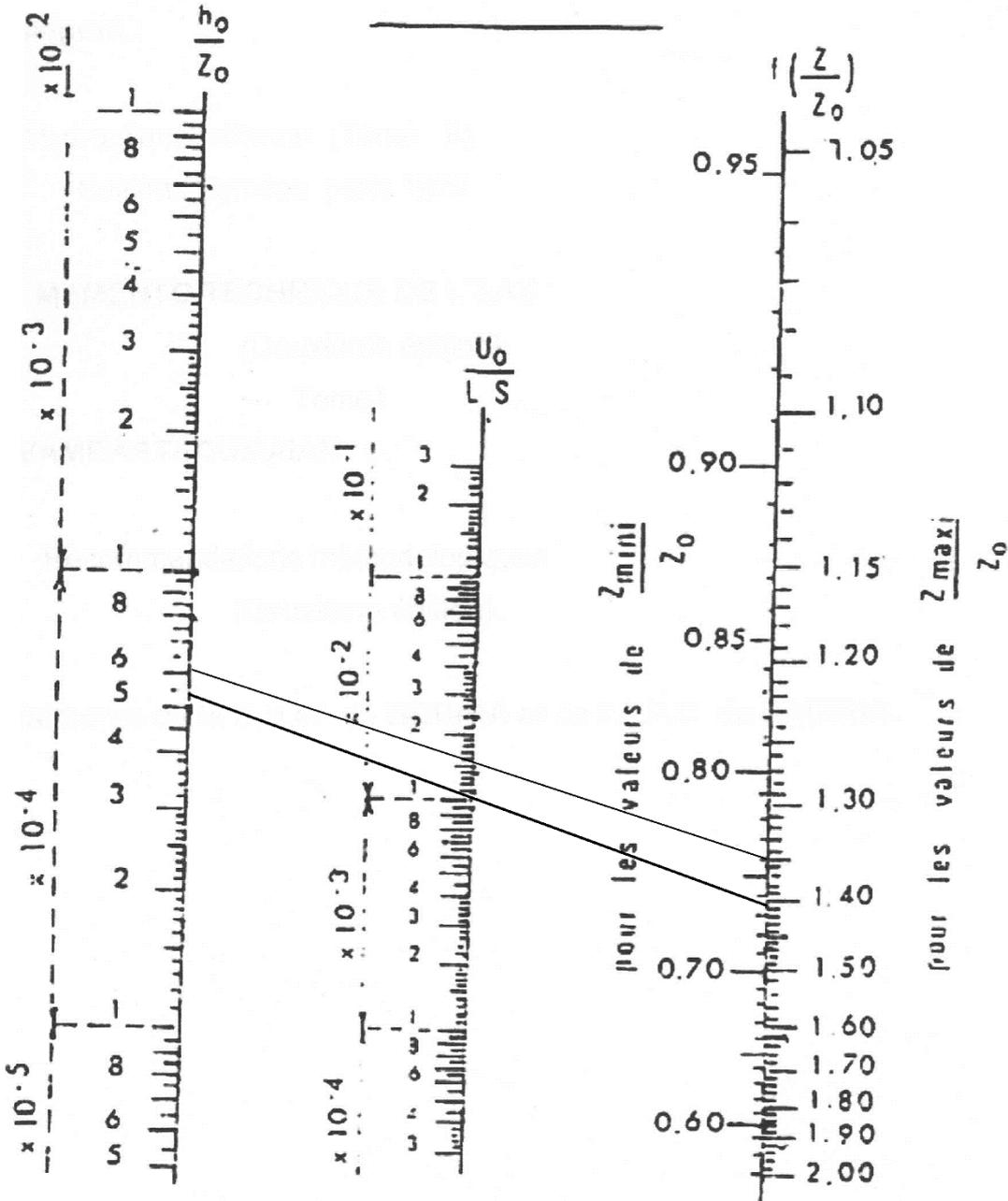


PLANCHE XXVII