

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de
la nouvelle ville Ouled Yahia (w. El Bayadh) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-12

APA Citation (APA توثيق):

Seddiki, Houda (2012). Dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau
potable de la nouvelle ville Ouled Yahia (w. El Bayadh)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA NOUVELLE VILLE OULED YAHIA
(W.EL BAYADH)**

Présenté par :

M^{elle} SEDDIKI HOUDA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^r O.KHODJET-KESBA

M^r Y. DERNOUNI

M^{me} L. TAFAT

M^r R. KERID

M^r M. BELALI

M^r B. SALAH

M C.A

M A.A

M A.A

M A.B

M A.B

Professeur

Président

Examineur

Examinatrice

Examineur

Examineur

Promoteur

Septembre- 2012

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie le bon **DIEU** de m'avoir donné le courage, la volonté et tout le bien.

Je remercie de tout mon cœur mes très chers **PARENTS** pour leurs sacrifices, prières et encouragements....

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur **M^r SALAH BOUALEM**. Je lui exprime ma reconnaissance pour son soutien, sa patience, sa gentillesse, ses précieux conseils et sa disponibilité le long de mon travail.

Ma gratitude et reconnaissance s'adresse à ma maitresse de primaire **M^{me} NAAMAOUI SOUAD**.

Je tiens à remercier tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Egalement mes sincères remerciements aux membres jury pour avoir jugé et d'examiner mon travail.

Merci à tous les gentils gens qui j'ai connu dans ma vie

Merci à ceux qui m'ont appris quelque chose dans ma vie

HOUDA

∞DÉDICACE∞

✓ *À tous ceux qui me sont chers.*

HOUDA

ملخص

التجمع السكاني لأولاد يحيى المتواجد بولاية البيض يعرف حاليا وضعاً يندرج بالخطر من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب.

إنّ قدم الشبكة بفعل التآكل أدى إلى التسرب المتكرر، مما سبب عجزاً في حصص السكان . هذه الوضعية تدل على عدم قدرة الشبكة لتلبية الاحتياجات المستقبلية للمستهلكين من المياه الصالحة للشرب. الهدف من هذا العمل هو تجديد شبكة التوزيع على أساس معطيات و خصائص منطقة الدراسة.

Résumé

L'agglomération de Ouled Yahia, se situant dans la wilaya d'El Bayadh, reconnaît actuellement une situation alarmante au point de vue alimentation en eau potable. La vétusté du réseau, accentuée par la corrosion, a favorisé la multiplication des fuites partout dans le réseau , ce qui a causé un handicap au niveau des ratios des habitants . Cette situation montre l'incapacité du réseau à satisfaire les besoins futurs en eau potable des consommateurs. Le but de ce travail consiste à une rénovation du réseau de distribution en se basant sur les données et caractéristiques de la zone d'étude.

Abstract

The agglomeration of Ouled Yahia that as located in El Bayadh witnesses, currently recognizes an alarming situation to the point of view drinking water supply. The obsolescence of the network, accentuated by the corrosion, has encouraged the proliferation of leaks everywhere in the network, which has caused a handicap to the level of the ratios of inhabitants . This situation shows the inability of the network to meet the future needs of drinking water consumers. The purpose of this dissertation consists of a renovation of the distribution network on the basis of the data and characteristics of the study area.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : présentation de l'agglomération	
1.1- Introduction	2
1.2- Situation géographique	2
1.3- Situation topographique.....	2
1.4-Situation climatologique	2
1.4.1- Climat.....	2
1.4.2- Les Températures.....	3
1.4.3- Les précipitations	3
1.4.4-Evaporation	3
1.5-Situation géologique et hydrogéologique	4
1.5.1- Géologie.....	4
1.5.2-Hydrogéologie de la région d'El Bayadh.....	4
1.6-Présentation hydraulique	5
1.6.1- Ressources en eau disponible.....	5
1.6.2- Systèmes d'alimentation existant.....	6
1.6.3- La qualité des eaux.....	8
Conclusion.....	8
Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable	
2.1- Introduction	9
2.2-Estimation de la population future	9
2.3- Normes unitaires de consommation.....	9
2.4- Consommation journalière moyenne	10
2.5- Estimation des besoins moyens domestiques	10
2.6-Estimation des besoin des autres catégories de consommateurs.....	11
2.7- Récapitulation des besoins en eaux de l'agglomération.....	12
2.8- Caractéristique de la consommation en eau.....	12
2.8.1- Les débits journaliers.....	12

2.8.2- Les débits horaires	13
Conclusion.....	17

Chapitre 3: Dimensionnement du réseau de distribution

3.1- Introduction	18
3.2-Conception du réseau de distribution.....	18
3.2.1-Coix du type de réseau	18
3.2.2-Princioe du tracé du réseau	18
3.2.3-calcul du réseau maillé.....	19
3.3-Choix du type de matériaux.....	19
3.3.1-Tuyaux en PEHD	19
3.3.2-Tuyaux en PVC	20
3.4-Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	20
3.4.1- Cas de pointe.....	20
3.4.2Cas de pointe plus incendie.....	23
3.5- Modélisation du réseau de distribution	31
3.5.1-Formule de perte de charge.....	31
3.5.2- Calcul des paramètres hydraulique	31
3.5.3- Interprétation des résultats	38
Conclusion.....	38

Chapitre 4:Les réservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomération

4.1-Introduction :.....	39
4.2- Rôles des réservoirs	39
4.3- Les différents types de réservoir	39
4.4- Emplacement des réservoirs	39
4.5-Détermination de la capacité du réservoir	40
4.5.1-Principe de calcul	40
Conclusion.....	42

Chapitre 5: Accessoires du réseau de distribution

5.1- Introduction	43
5.2- Rôles des accessoires	43
5.3-Organes accessoires utilisés dans le réseau	43
5.3.1-Robinet vannes.....	43

5.3.2-Ventouse à un seul flotteur	45
5.3.3-Robinet de vidange	46
5.3.4-Poteux d'incendie.....	46
5.4-Organes de raccordement.....	46
5.4.1-Coudes	46
5.4.2-Tés	47
5.4.3-Cônes	47
5.4.4-Joints.....	47
5.4.5-Les croix de jonction	48
5.4.6-By-Passe.....	48
5.5-Organes de mesure.....	48
5.5.1-Mesure de débits.....	48
5.5.2-Mesure de pression	48
Conclusion	49

Chapitre 6 :Protection anti bélièr de la conduite (Réservoir R₂-Nœud 14)

6.1-Introduction.....	50
6.2-Causes et effet du phénomène transitoir dans les systèmes hydrauliques	50
6.2.1-Causes du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques.....	50
6.2.2-Effet du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques	50
6.3-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélièr.....	51
6.3.1-Schéma explicatif de notre cas.....	52
6.4-Protection de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête au nœud de distribution contre le coup de bélièr	53
6.4.1-Calcul de la célérité d'onde.....	53
6.5-Interprétation.....	55
Conclusion.....	56

Chapitre 7: La surpression (Dimensionnement d'un réseau vertical d'immeuble)

7.1- Introduction	57
7.2-La surpression	57
7.2.1-La surpression collective.....	57
7.3-Surpresseur.....	58
7.3.1-Utilité du surpresseur	58

7.4-Calcul des paramètres hydrauliques.....	59
7.4.1-Débits	59
7.4.2-Pression	59
7.5-Exemple de calcul	60
7.5.1-Calcul des débits probables.....	61
7.5.2-Détermination de la valeur moyenne du gradient de perte de charge.....	62
7.5.3-Calcul des diamètres et des pressions	62
7.5.4-Zonage.....	63
7.5.5-Dimensionnement du ballon surpresseur	64
7.5.6-Principe de dimensionnement	64
Conclusion.....	68

Chapitre 8 : Pose de canalisation

8.1-Introduction.....	69
8.2-Principe de pose de canalisation	69
8.2.1-Pose selon la nature de terrain	69
8.2.2-Pose selon la nature des conduites	70
8.2.3-Traversées des routes	70
8.2.4-Traversées des oueds.....	70
8.3-Utilisation des butées et verrouillage	71
8.3.1-L'utilisation de massifs de butées en béton	71
8.3.2-Verrouillage	71
8.4-Exécution des travaux de pose des canalisations	72
8.4.1-Travaux préliminaires	72
8.4.2-Excavation des tranchées	72
8.4.3-Lit de pose.....	73
8.4.4-L'assise	73
8.4.5-Remblayage des tranchées	73
8.5-Préscription spéciale concernant le PEHD	75
8.6-Epreuve de joints et de la canalisation.....	75
8.7-Mise en place des canalisations	75
8.8-Mise en service du réseau d'eau	76
8.9-Choix des engins du chantier	76
8.10-Calcul des volumes de terrassement	77

8.10.1-Volume des déblais (V_d)	77
8.10.2-Volume des déblais foisonnés(V_{df}).....	77
8.10.3-Volume du lit de sable (V_s).....	77
8.10.4-Volume de la conduite (V_c)	77
8.10.5-Volume des remblais (V_r)	78
8.10.6-Volume excédentaire (V_{exc})	78
Conclusion.....	79

Chapitre 9 : Protection et sécurité du travail

9.1-Introduction.....	80
9.2-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	80
9.2.1-Facteurs humains	80
9.2.2-Facteurs matériels	81
9.3-Liste des conditions dangereuses	81
9.4-Liste des actions dangereuses	81
9.5-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	82
9.5.1-Protection individuelle	82
9.5.2-Autre protections.....	82
9.6-Protection collective.....	82
9.6.1-Equipement de mise en œuvre du béton	82
9.6.2-Engin de levage.....	82
9.6.3-Appareillage électrique.....	83
Conclusion	83
Conclusion générale.....	84

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Tableau 1.1 : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles.....	3
Tableau 1.2 : Les caractéristiques des forages.....	5
Tableau 1.3 : Nature des conduites et leurs diamètres.....	7
Tableau 1.4 : Composition chimique de l'eau.....	8

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

Tableau 2.1 : Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau 2.2 : Besoins publics moyens à l'horizon 2028.....	11
Tableau 2.3 : Récapitulation des besoins en eau.....	12
Tableau 2.4 : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.....	13
Tableau 2.5 : Consommation horaire de l'agglomération.....	15

Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau 3.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	21
Tableau 3.2 : Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe.....	22
Tableau 3.3 : Les diamètres avantageux et les vitesses.....	24
Tableau 3.4 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R_1-N_1	28
Tableau 3.5 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R_2-N_{14}	30
Tableau 3.6 : Diamètres de distribution.....	31
Tableau 3.7 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe).....	32
Tableau 3.8 : Caractéristiques hydrauliques des nœuds (cas de pointe).....	33
Tableau 3.9 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe plus incendie).....	34
Tableau 3.10 : Caractéristiques hydrauliques des nœuds (cas de pointe plus incendie).....	35

Chapitre 4 : Les réservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomération

Tableau 4.1 : Calcul de la capacité demandé par l'agglomération.....	41
--	----

Chapitre 6 : Protection anti bélier de la conduite (Réservoir R2-nœuds 14)

Tableau 6.1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier.....54

Chapitre 7: La surpression (Dimensionnement d'un réseau vertical d'immeuble)

Tableau7.1 : Débits de base par appareils à prendre en considération.....59

Tableau 7.2 : Calcul des débits probables.....61

Tableau 7.3 : Calcul des diamètres et des pressions de chaque tronçon.....62

Tableau7.4 : Principe de dimensionnement.....65

Tableau 7.5 : Récapitulation des résultats.....68

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Tableau8.1 : Les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles.....76

Tableau 8.2 : Récapitulatif des différents volumes de terrassements79

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Figure 1.1 : Réservoir jumelé de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$	6
Figure 1.2 : Réservoirs de volume 1000 m^3 (a) et 250 m^3 (b).....	7

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

Figure 2.1 : Histogramme de la consommation journalière.....	16
Figure 2.2 : Courbe cumulé de la consommation.....	16

Chapitre 3: Dimensionnement du réseau de distribution

Figure 3.1 : Répartition arbitraire des débits (cas de pointe).....	26
Figure 3.2 : Répartition arbitraire des débits (cas de pointe plus incendie).....	27
Figure 3.3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe.....	36
Figure 3.4 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie.....	37

Chapitre 5: Accessoires du réseau de distribution

Figure 5.1 : Robinet vanne à opercule.....	44
Figure 5.2 : Robinet vanne papillon.....	45
Figure 5.3 : Clapet anti retour.....	45
Figure 5.4 : Les coudes.....	47
Figure 5.5: Les Tés.....	47

Chapitre 6 : Protection anti bélièr de la conduite (Réservoir R_2 -nœuds 14)

Figure 6.1 : Schéma explicatif de la conduite R_2-N_{14}	52
Figure 6.2 : La loi de manœuvre de la vanne.....	55

Chapitre 7: La surpression (Dimensionnement d'un réseau verticale d'immeuble)

Figure 7.1 : Présentation d'un surpresseur.....	58
Figure 7.2 : Schéma explicatif de notre exemple.....	60
Figure 7.3 : Distribution de pression suivant la hauteur.....	63
Figure 7.4 : Réservoir surpresseur.....	64

Figure 7.5 : Graphe de cycle de fonctionnement	66
Figure 7.6 : La courbe caractéristique de la pompe.....	67

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Figure 8.1 : La traversée d'un oued	71
Figure 8.2 : Remblayage des tranchées.....	74

Listes des planches

Planche N°1 : Plan de masse du réseau.

Planche N°2 : Profil en long N°01 du réseau de distribution de la conduite principale de Ouled Yahia.

Planche N°3 : Profil en long N°02 du réseau de distribution de la conduite principale de Ouled Yahia.

Planche N°4 : Plan du réseau avec accessoires.

Planche N°5 : Réseau vertical d'eau potable.

.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le renouvellement des réseaux est devenu l'un des enjeux majeurs pour les services de gestion des eaux. Les réseaux d'alimentation en eau potable, posés dans la plupart des collectivités dans la première moitié du vingtième siècle, vieillissent et vont nécessiter de lourdes opérations de réhabilitation/renouvellement. Les exploitants et les collectivités locales vont donc devoir faire face à une diminution de la fiabilité de leur réseau ainsi qu'à des efforts financiers très importants. Ils devront ainsi adopter des stratégies adéquates pour mener à bien ces investissements de la manière la plus rationnelle possible.

Dans ce cadre, le réseau de distribution de l'agglomération de Ouled Yahia, d'un état vétuste, se trouve dans l'impossibilité de satisfaire les besoins en eau des habitants. La multiplication des fuites, les baisses de pressions au moment de la pointe, les branchements illicites, rendent difficiles la gestion de ce réseau ainsi que la comptabilisation du volume au niveau des réservoirs ; ces derniers se vident anormalement durant la journée. Ainsi l'ingénieur se trouve au centre des problèmes constatés qui l'obligent à penser aux solutions pour faire face à ces problèmes. Ainsi l'objectif de notre travail, vise un redimensionnement et une rénovation totale de ce réseau pour satisfaire les besoins en eau potable pour la dite agglomération.

Chapitre 1

Présentation de l'agglomération

1.1-Introduction

L'agglomération de ouled Yahia reconnaît actuellement un problème crucial en terme d'alimentation en eau potable. Ce problème nous oblige à réfléchir sur un projet d'un système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins en eau des différents types de consommateurs formant cette agglomération.

Afin de mener à bien cette étude, il est nécessairement utile de procéder à une collecte des plans existants relatifs au réseau existant et à l'agglomération et la reconnaissance du terrain.

1.2- Situation géographique

La commune d'Ouled Yahia se situe au nord et à 3Km de la Wilaya d'El Bayadh. Elle est située à 400Km à l'Ouest de la capitale régionale (Oran) et à 650Km de la capitale nationale (Alger). A l'Est par la route de Rogassa et à l'Ouest par la route de haoudh.

1.3- Situation topographique

Cette agglomération se situe dans la parties Atlas centre dont le relief se caractérise par la présence de plusieurs Djebels généralement d'orientation Nord, Sud, Sud-Ouest. Les plus importants Djebels sont: le Ksel, Oustani, Bouderga, Roundjaia et Arif avec des altitudes variant entre 1430m et 2000m.

La morphologie comme le montre la carte topographique est relativement accidentée et présentant une :

- Pente de 1% à 7% de Nord-Est et Ouest,
- Pente de 5% à 10% dans la partie centrale du site
- Pente de 10% à 20% Sud du site.

1.4-Situation climatologique

1.4.1-Climat

La région d'El Bayadh est classée dans l'étage bioclimatique rapide à Hiver froid, à l'exception des zones d'altitude plus que 2000m tel que Djebel Ksel, Bouderga et Oustani qui sont des zones plus froides et plus arrosées et donc appartenant à l'étage bioclimatique semi -aride à hiver très froid.

1.4.2- Les Températures

Les températures moyenne, maximale et minimale mensuelles sont données dans le tableau 1.1 :

Tableau 1.1 : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{max} (°C)	8,9	10,4	15,3	17,0	24,7	29,6	32,2	34,3	28,2	23,2	14,6	11,5
T _{min} (°C)	0,5	0,71	4,2	6,7	11,7	17,1	21	23,3	13,3	10,0	3,7	2,5
T _{moy} (°C)	4,7	5,6	9,8	11,9	18,2	23,4	26,6	28,8	20,8	16,6	9,2	7,0

La source : Centre climatologique national Dar El Beida.

Nous observons deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril.
- Une saison chaude s'étalant du mois de Mai au mois septembre.

La température moyenne mensuelle maximale est au niveau de mois de Août, elle est de l'ordre de 28,8°C et la température moyenne mensuelle minimale est au niveau de mois de janvier, elle est de l'ordre de 4,7°C.

1.4.3- Les Précipitations

Nous sommes en présence d'un climat à saisons thermiques froides et chaudes nettes, pluies concentrées sur la partie froide de l'année est a été sec.

Les données climatiques de la commune sont issues de la station d'El Bayadh. La commune a une pluviométrie déficitaire. Cette commune est très peu arrosée et enregistre en moyenne 248 mm/an. Cette pluviométrie se caractérise par une répartition très irrégulière durant la même année ou inter- annuelle, ce qui influe directement sur le couvert végétal.

Sur les plus hauts sommets qui dominent le synclinal, les températures subissent l'influence continentale.

1.4.4- Evaporation

La valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 512,5 mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 77,5 mm

Le taux d'évaporation du site de la ville est de l'ordre de 8,47%.

1.5-Situation géologique et hydrogéologique

1.5.1-Géologie

D'après la carte géologique au 1/200.000 établie par le service chargé d'élaborer la carte géologiques de l'Algérie en 1950, on peut noter le synclinal s'ouvre sur une cuvette remblayée par le tertiaire continental détritique constitué par des argiles, des grés, des poudingues et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse.

1.5.2- Hydrogéologie de la région d'El Bayadh

La région d'El Bayadh se situe sur les hauts plateaux avec une altitude moyenne de 1000m au-dessus de la mer.

Plusieurs cours d'eau traversent le territoire de la commune, sachant qu'aucun d'eux ne coule d'une façon permanente. Il s'agit de torrents intermittents qui grossissent avec les crues et qui disparaissent pendant la période sèche. Les principaux Oueds se distinguent comme suit :

Oued el Biodh : Il prend sa source dans le Djebel Ksel et se jette dans le Chott traversant l'agglomération chef-lieu dans sa partie (Graba).

Oued Zouireg et Oued Deffa ainsi que d'autres torrents sans noms formant une seule rivière au Ghedir Melaga.

Ce courant disparaît aux environs de Rogassa avec l'Oued Medroussa. Ces rivières prennent leur source au Djebel Mekter et Zouirga.

D'autre Oueds de moindre importance parcourent l'espace communal, il s'agit d'Oued Merimes, Chadli et El Oubira.

* *Nappes alfatières de Djebels*

Particulièrement dominée par l'Alfa, ces nappes de faible recouvrement, traduisent au fait une dégradation très poussée d'une végétation forestière anciennement importante.

Les quelques traces et reliques d'espaces forestières qui subsistent de l'existence d'un groupement forestier dominé vraisemblablement par le chêne vert, le genévrier avec des espèces arbustives et herbacées.

Actuellement un sub-affleurement rocheux généralisé est associé à ce type de nappes alfatières.

** Nappes steppiques des piémonts et glacis*

Dominées par celles alfatières, ces nappes se trouvent au niveau des piémonts de Djebel et de certains glacis.

** Nappes steppiques des surfaces plus au moins planes*

Très faiblement représentées dans l'espace communal, ces nappes sont cap- dominées par l'Alfa et par des espèces pérennes épineuses de faible dégradation et moins palatables.

Ce type de groupement est le plus sensible à l'érosion et au risque de défrichement pour la céréaliculture (faible pente donc possibilité d'accès des tracteurs). Le taux de recouvrement y est plus faible.

En résumé, l'espace naturel de la commune présente les groupements steppiques des reliefs, et malgré l'existence relativement d'un bon recouvrement, l'écosystème est en fait très fragile vis-à-vis de l'érosion hydrique et éolienne.

1.6- Présentation hydraulique

1.6.1-Ressources en eau disponible

L'agglomération d'Ouled Yahia est alimentée à partir des forages suivants :

a- Forage F1 de Ouled Ziad débitant 27 l/s, situé au Nord – Ouest de la commune environ 10 Km à proximité de la route nationale N°06.

b- Forage F2 situé proche de l'agglomération Mouilha, qui débite 20l/s ,

Tableau 1.2 : Les caractéristiques des forages.

Nom	Profondeur(m)	Débit d'exploitation (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)
F ₁	240	27	103	42
F ₂	175	20	103	82

1.6.2- Système d'alimentation existant

1.6.2.1- Adductions d'eau

L'agglomération est alimentée par deux adductions.

- La première adduction en refoulement en acier de diamètre 250mm et d'une longueur de 13 Km relie le forage N°1 au réservoir jumelé de ouled yahia de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$.
- La deuxième adduction formée d'une conduite en acier en refoulement de diamètre 200mm et d'une longueur environ 250ml et qui relie le forage N°2 au réservoir de volume $(1000+250) \text{ m}^3$

1.6.2.2- Réservoirs d'alimentation

a-Réservoirs Ouled Yahia

Ce réservoir situé au djebel Ouled Yahia en bon état alimente la majorité de la partie nord de cette agglomération et 150 logements. (Figure 1.1)

Ce réservoir est de type circulaire ayant les caractéristiques suivantes :

- Côte de radier : 1021m
- Côte de trop plein : 1025m



Figure 1.1 : Réservoir jumelé de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$

b-Réservoirs mouilha de volume $(1000+250) \text{ m}^3$

Ces réservoirs situant au niveau de la route de Rogassa en bon état alimentent la partie sud d'Ouled Yahia et le château d'eau de volume 500 m^3 Ben Hamouda. (Figure 1.2 a et b)

Les réservoirs de type circulaire présentent les caractéristiques suivantes :

- Côte de radier : 1063m
- Côte de trop plein : 1067m



(a)



(b)

Figure 1.2 : Réservoirs de volume 1000m^3 (a) et 250m^3 (b)

1.6.2.3- Réseau de distribution

C'est un ancien réseau, vétuste, en état dégradé, réalisé par l'entreprise communale en 1995. Ce réseau de type maillé, alimente Ouled Yahia, présente les caractéristiques suivantes, (Tableau 1.3)

Tableau 1.3 : Nature des conduites et leurs diamètres

Diamètre (mm)	Type	Longueur (m)	Etat
63	PVC	2837	Vétuste
90	PVC	1378	Vétuste
110	PVC	1329	Vétuste

Suite à plusieurs visites effectuées sur le site ; nous avons constaté les anomalies suivants :

- Désemboîtement des joints reliant les conduites et notamment les accessoires.
- Durcissement du matériau en PVC dû à certains sols salés
- beaucoup des fuites apparentes et non apparentes constatées
- Erosion de la paroi interne des conduites due parfois à la présence des grains de sable.

1.6.3- La qualité des eaux

Selon les analyses effectuées au niveau de L' ANRH d' EL Bayadh, l'eau provenant de ces forages présente une qualité de potabilité acceptable présentée par le tableau 1.4 suivant :

Tableau 1.4 : Composition chimique de l'eau

PH	7.37	Chlorures	34 mg/l
Calcium	55 mg/l	Sulfate	46 mg/l
Magnésium	15 mg/l	Bicarbonates	176 mg/l
Sodium	23 mg/l	Nitrates	13 mg/l
Potassium	2 mg/l	Minéralisation	201 mg/l

Conclusion

Ce chapitre présente les différentes données et caractéristiques relatives à l'agglomération en question qui nous servons de base pour l'élaboration de son projet d'alimentation en eau potable. Néanmoins durant nos visites effectuées sur site, il a été très difficile d'avoir recours à la majorité des données notamment hydrauliques telles que la dotation actuelle, et certaines données liées à l'exploitation du réseau vu la non fiabilité des compteurs et le dysfonctionnement déséquilibré du réseau. Vu l'état vétuste de ce réseau, où les fuites prennent de plus en plus d'ampleur, la rénovation totale du système d'alimentation de la dite agglomération est à considérer.

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau potable

2.1-Introduction

Les réseaux publics de distribution, convenablement dimensionnés, doivent satisfaire les besoins en eau domestiques, publics, industriels, d'incendie.

L'évaluation des quantités d'eau nécessaire ne peut se faire que d'une façon estimative, car de nombreux paramètres entrent en jeu et qu'il est difficile à déterminer dans le temps vu l'évolution du développement sanitaire.

La quantité d'eau nécessaire pour la détermination des débits de dimensionnement est en relation avec les habitudes de propreté, les circonstances locales, les usagers divers que l'on fait de l'eau.

2.2-Estimation de la population future

La population de L'agglomération d'Ouled Yahia a été estimée à 7841 habitants, pour l'année 2008. Notre projet sera envisagé à la base d'une population prévue pour l'horizon 2028 qui est donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon futur (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population. (égal à 3.5% dans cette régional à partir de DHW).

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

A la base de ces données, nous obtenons une population de : $P_n = 15602$ habitants

2.3-Normes unitaires de consommation

Le développement urbain, l'expansion industrielle, un niveau de vie plus élevé lié à un développement sanitaire, contribuent à l'accroissement de la consommation des eaux de distribution.

L'expérience d'exploitation des systèmes de distribution d'eau des agglomérations, donne la possibilité de déterminer la grandeur réelle du débit d'eau par habitant en fonction de l'aménagement des immeubles de l'organisation de service.

2.4- consommation journalière moyenne

En fonction des normes de consommation, propres à une agglomération évoquant les besoins journalières qu'il y a lieu de satisfaire, leur somme peut être établie.

Il convient ainsi de déterminer ces besoins isolement pour chaque catégorie de consommation constituant l'agglomération.

Ces besoins moyens sont donnés à la base de la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{q_i}{1000} N_i (m^3/j) \quad (2.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;

q_i : dotation journalière en $l/j/hab$;

N_i : nombre d'usagers formant le type de consommateurs.

2.5-Estimation des besoins moyens domestiques

On entend par consommation domestique l'utilisation de l'eau potable pour les besoins, la préparation des repas, les besoins de propreté, pour le lavage de la vaisselle et douches. Dans ce cas la potabilité de l'eau est exigée.

Il convient d'ajouter les besoins en eau pour l'irrigation des jardins familiaux. qui sont estimés à $5 l/j/m^2$ qui sont déjà inclus dans la dotation considérée

Pour plus de clarté, nous résumons les besoins moyens de notre agglomération dans le tableau suivant :

Tableau2.1: détermination des besoins domestiques.

Année	N ^{bre} d'habitants	Dotation moyenne Journalière [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m^3/j]
2008	7841	150	1176,15
2028	15602	180	2808,36

2.6-Estimation des besoins des autres catégories de consommateurs

Les autres catégories de consommateurs ont besoins d'une quantité importante d'eau pour satisfaire leurs demandes en fonction des dotations variables attribuées.

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....).

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau 2.2 suivant :

Tableau 2.2:besoins publics moyens à l'horizon 2028.

Catégories de Consommateurs	Type de Besoins	Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation	Q _{moy, j}	
					(l/j/unité)	(m ³ /j)	
Equipements publics	Scolaire	3 écoles primaires	élève	1155	10	11,55	
		1 C.E.M	élève	821	10	8,21	
		1 Lycée	élève	179	10	1,79	
	Administratif	APC	employé	25	15	0,38	
		Poste	employé	15	15	0,23	
		Algérien télécom	employé	24	15	0,36	
		C.N.A.S	employé	20	15	0,3	
		Protection civil	employé	35	15	0,53	
		2 commissariats de police	Agent	80	15	1,2	
	Socioculturel et sportifs	Policlinique	lit	60	300	18	
		Maison de jeune.	Personne	50	5	0,25	
		02 Mosquée.	fidèle	800	10	8	
		1stade communal	vestiaire	15	25	0,38	
	Besoins commerciaux	Locaux commerciaux	m ²	1570	5	7,85	
		Bain	personne	60	200	12	
	besoins totaux						71 ,03

2.7- Récapitulation des besoins en eaux de l'agglomération

Les besoins moyens totaux en eau potable de l'agglomération d'Ouled Yahia à l'horizon 2028 sont résumés comme suit :

Tableau 2.3: Récapitulation des besoins en eau

Catégorie des besoins	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Domestiques	2808,36
Publics	71 ,03
Total	2879 ,39

2.8- Caractéristiques de la Consommation en eau

2.8.1- Les débits journaliers

Pour projeter un régime de travail de certains éléments du système d'alimentation, il faut adopter le graphique de consommation probable.

Au cours d'une année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale par rapport à la consommation moyenne.

Nous pouvons déterminer un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même il existe un qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière noté K_{minj}

2.8.1.1- La consommation maximale journalière

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année : il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (2.3)$$

Avec :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière (m^3/j)

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière maximum qui varie entre 1,1 à 1,3

2.8.1.2- La consommation minimale journalière

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année :il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad (2.4)$$

Avec :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière (m^3/j)

K_{minj} : coefficient d'irrégularité journalière minimum qui varie entre 0,7 à 0,9

2.8.1.3- Récapitulation

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2 .4: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers

Horizons	Q_{moyj}		K_{maxj}	Q_{maxj}		K_{minj}	Q_{minj}	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2028	2879,39	33,33	1,3	3743,21	43,32	0,7	2015,57	23,33

2.8.2- Les débits horaires

Un analyseur de débit au niveau de la conduite de départ du réservoir vers l'agglomération indique que le volume d'eau affluent vers les consommateurs est variable d'une heure à l'autre

La somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. On peut donc écrire :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} = K_{maxj} \times \frac{Q_{moyj}}{24} \quad (m^3 /h) \quad (2.5)$$

Ces débits horaires sont obtenus à partir d'un régime de consommation donné d'une façon estimative et sont différents d'une agglomération à l'autre :

$$Q_{hi} = a\% \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (m^3 /h) \quad (2.6)$$

Avec :

Q_{hi} : débit horaire nécessaire

$a\%$: fraction en pourcentage horaire du débit maximale journalier

Remarque

Pour notre cas nous avons choisi la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est de 10001 à 50000 habitants. Puisque le nombre d'habitants à l'année 2028 sera 15602 habitants. (voir Annexe 2.1)

Les résultats sont représentés dans le tableau 2.5 ci- après et sous forme de graphes (figures 2.1 et 2.2):

Tableau 2.5 : consommation horaire de l'agglomération

Heures	Consommation totale $Q_{\max j}=3741,21\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	a %	m^3/h	a %	m^3/h
0-1	1,5	56,15	1.5	56,15
1-2	1,5	56,15	3	112,30
2-3	1,5	56,15	4.5	168,45
3-4	1,5	56,15	6	224,6
4-5	2,5	93,58	8.5	318,18
5-6	3,5	131,01	12	449,19
6-7	4,5	168,44	16,5	617,63
7-8	5,5	205,88	22	823,51
8-9	6,25	233,95	28,25	1057,46
9-10	6,25	233,95	34,5	1291,41
10-11	6,25	233,95	40,75	1525,36
11-12	6,25	233,95	47	1759,31
12-13	5	187,16	52	1946,47
13-14	5	187,16	57	2133,63
14-15	5,5	205,88	62,5	2339,51
15-16	6	224,59	68,5	2564,10
16-17	6	224,59	74,5	2788,70
17-18	5,5	205,88	80	2994,57
18-19	5	187,16	85	3181,73
19-20	4,5	168,44	89,5	3350,18
20-21	4	149,73	93,5	3499,91
21-22	3	112,30	96,5	3612,20
22-23	2	74,86	98,5	3687,07
23-24	1,5	56,15	100	3743,21
Total	100	3743,21		

A partir de ce tableau, nous remarquons que les débits horaires maximum ou de pointe et minimum, utile pour le dimensionnement du réseau de distribution, est de:

$$Q_{\max h}=233,95\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h}=56,15\text{m}^3/\text{h}$$

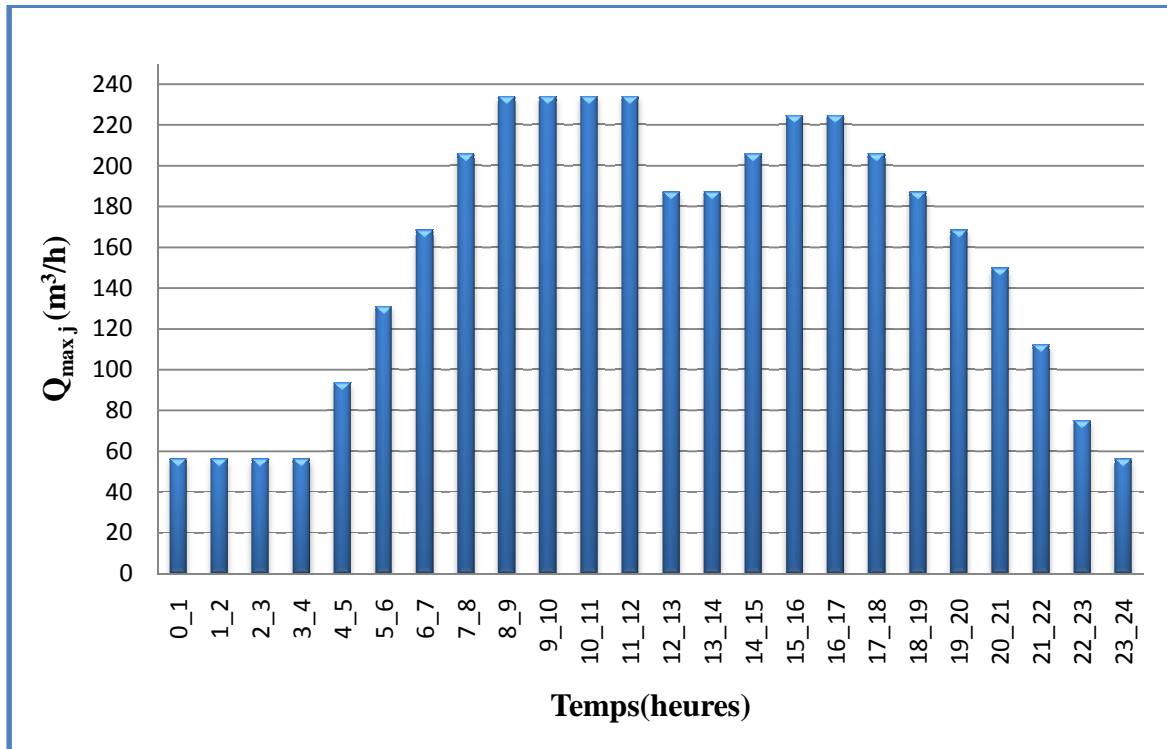


Figure 2.1 : Histogramme de la consommation horaire

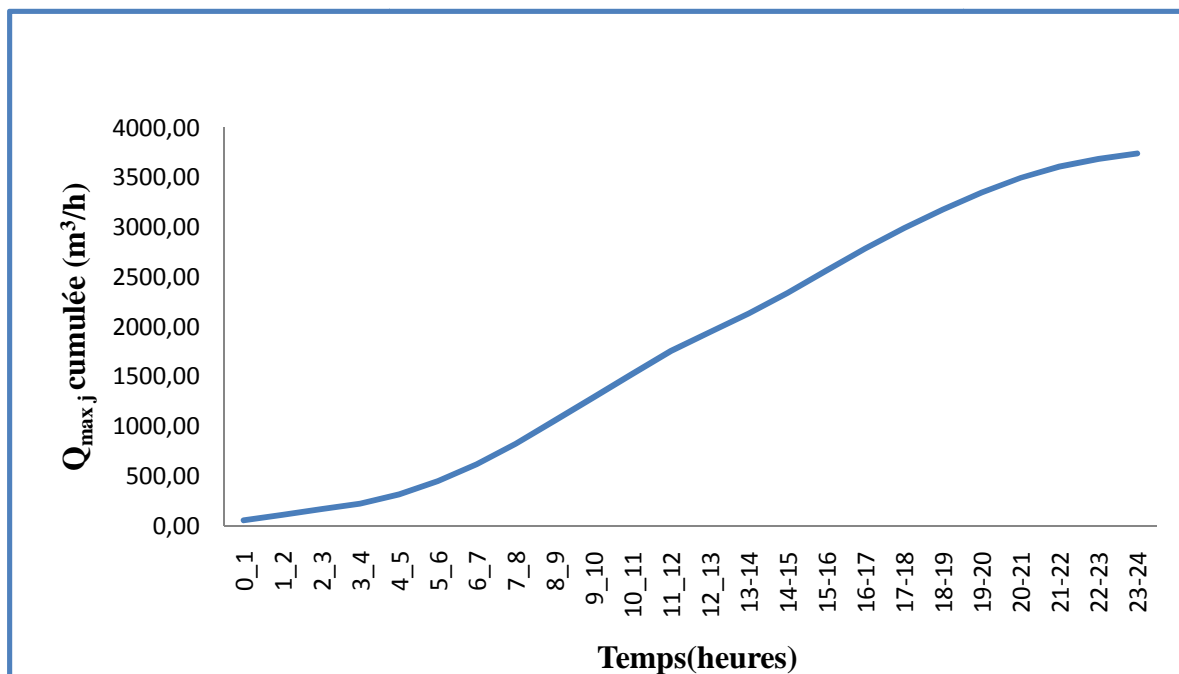


Figure 2.2 : Courbe cumulée de la consommation

Conclusion

L'étude de ce chapitre nous a permis d'avoir une idée non seulement sur le régime de consommation de notre agglomération mais également sur les différents débits nécessaires pour le dimensionnement de tous les ouvrages formant le système d'alimentation en eau de l'agglomération. Par ailleurs, nous remarquons que la consommation maximale journalière est nettement inférieure au volume journalier fourni par les forages .

Chapitre 3

Dimensionnement du réseau de distribution

3.1-Introduction

L'évaluation des besoins en eau potable de notre agglomération à l'horizon choisi montre que le réseau de distribution actuel en sus de son état vétuste ne peut satisfaire les besoins des consommateurs. Il est donc nécessairement utile de prévoir et de dimensionner un autre réseau de distribution plus adéquat ; c'est-à-dire assurer une bonne répartition des pressions et débits en tout point de l'agglomération.

3.2-Conception du réseau de distribution

3.2.1- Choix du type de réseau

L'analyse du plan d'urbanisme et du plan de masse mis à notre disposition nous permet de choisir le type de réseau adopté pour la dite agglomération. La structure de cette dernière, la disposition des quartiers et des chaussées, la densité des habitations, nous montrent que le réseau de type maillé convient à notre zone urbanisée vu ses avantages comparativement à un réseau de type ramifié.

3.2.2-Principe du tracé du réseau

- Nous avons d'abord repérer les gros consommateurs qui sont dans notre cas les quartiers de forte densité d'habitations. Nous ne disposons pas d'établissements demandant des débits importants.
- Nous déterminons l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces gros consommateurs.
- Suivant ce sens, nous traçons 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 ou à la limite un réseau combiné.

Dans notre cas vu l'existence des deux réseaux, nous concluons un schéma à deux réservoirs de tête

3.2.3-Calcul du réseau maillé [2]

En pratique il faut noter que :

La somme algébrique des pertes de charge qui devra être nulle est rarement satisfaisante d'une façon rigoureuse le long de tout circuit fermé. On tolère une différence de 0,5m. Il en résulte que les débits réels transités par les conduites peuvent être assez différentes de ceux qui ont été fixés au début.

3.3-choix du type de matériau

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

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

On fait une comparaison entre le PVC et le PEHD parce qu'ils sont des matériaux modernes.

3.3.1-Tuyaux en PEHD [4]

3.3.1.1-Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ; grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- 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.

3.3.1.2-Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction et risque d'implosion s'ils sont soumis à une forte dépression.

3.3.2-Tuyaux en PVC:

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponible sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux PEHD pour notre réseau.

3.4-Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul hydraulique nécessite comme base la détermination des débits .Nous devons donc déterminé

- la somme des longueurs des tronçons formant toutes les mailles du réseau.
- le débit spécifique pendant l'heure de pointe connaissant le débit de pointe
- les débits en route connaissant ce débit spécifique.
- Les débits nodaux représentant la consommation des habitants à la base des débits en route.
- Le calcul hydraulique du réseau projeté, qui se fera pour deux cas : de pointe et de pointe plus incendie, vu le schéma de distribution adopté.

3.4.1- Cas de pointe

À partir de l'histogramme de la consommation journalière (Chapitre précédant) on tire le débit de pointe entre (8h-12h)

3.4.1.1-Détermination des débits du réseau

a-Débit en route

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, et évalué comme suit :

$$Q_r = Q_{pte} - Q_{conc} \quad (3.1)$$

Avec :

Q_r :débit en route global (l/s);

Q_{pte} = débit de pointe (l/s);

Q_{conc} = débit concentré (l/s)

b-Débit spécifique

Il est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons du réseau où il y a une distribution.

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \quad (3.2)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau sauf les longueurs n'assurant pas le service en route en (m).

c- Les débits aux nœuds en cas de pointe

C'est le débit de consommation supposé concentrer à chaque point de jonction des conduites du réseau. Il est déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad (3.3)$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Les résultats donnés par les trois formules précédentes dans les tableaux 3.1 et 3.2 ci-après :

Tableau 3.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de pointe	Q _{pointe}		Q _{conc} (l/s)	Q _{route} (l/s)	$\sum L_i$ (m)	Q _{sp} (l/s/m)
	m ³ /h	l/s				
	233.95	65	0	65	5352,69	0.012

Tableau 3.2 : calcul des débits aux nœuds en cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur géométrique (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_{noeud} (l/s)
1	1-2	429,66	0,012	3,45	4,47
	1-4	306,85		2,47	
2	2-1	429,66		3,45	5,84
	2-5	286,37		2,30	
	2-3	245		1,97	
3	3-2	245		1,97	7,20
	3-6	297,64		2,39	
	3-4	295,16		2,37	
	3-8	347,57		2,79	
4	4-1	306,85		5,22	5,48
	4-3	295,16		3,58	
	4-9	300		3,64	
5	5-2	286,37		3,48	3,03
	5-6	212,58		2,58	
6	6-5	212,58		2,58	5,14
	6-3	297,64		3,61	
	6-7	336,79		4,09	
7	7-6	336,79		4,09	4,32
	7-8	375,4	4,56		
8	8-3	347,57	4,22	5,67	
	8-7	375,4	4,56		
	8-9	121,52	1,48		
	8-10	89,61	1,09		
9	9-4	300	3,64	2,56	
	9-8	121,52	1,48		

Tableau 3.2 : calcul des débits aux nœuds en cas de pointe (Suite)

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_{noeud} (l/s)
10	10-8	89,61	0,012	1,09	3,35
	10-13	330,56		4,01	
	10-11	131,27		1,59	
11	11-10	131,27		1,59	2,61
	11-12	298		3,62	
12	12-11	298		3,62	4,43
	12-13	226,43		2,75	
	12-15	205,77		2,50	
13	13-10	330,56		4,01	4,50
	13-12	226,43		2,75	
	13-14	184,72		2,24	
14	14-13	184,72		2,24	3,14
	14-15	331,79		4,03	
15	15-14	331,79		4,03	3,26
	15-12	205,77		2,50	

3.4.2- Cas de pointe plus incendie

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud 8 considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

3.4.3- Calcul de réseau

Nous avons utilisé un logiciel (WATERCAD) permettant de modéliser le réseau d'alimentation en eau potable et de calculer les paramètres hydrauliques ainsi que les pressions sur tous les nœuds du réseau ; pour le cas de pointe, cas de pointe plus incendie

Donc nous sommes obligé de passer par une répartition arbitraire afin de déduire les diamètres qui passent dans chaque tronçon.

3.4.4-Détermination des diamètres avantageux et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer par itération les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir Annexe 3.1)

et avec la formule de la continuité nous déterminons les vitesses:

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (3.4)$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau3.3 : Les diamètres avantageux et les vitesses

N° de conduite	Débit (l /s)	Diamètre avantageux(mm)	Vitesse (m/s)
C1	20,7	160	1,03
C2	7,43	110	0,78
C3	7,61	110	0,80
C4	20,7	160	1,03
C5	7,43	110	0,78
C-6	4,4	75	1
C7	3,92	75	0,88
C8	3,18	75	0,72
C9	1,14	63	0,367
C10	3,92	75	0,88
C11	5,05	110	0,53
C12	7,61	110	0,80
C13	2,16	63	0,69
C14	0,55	50	0,28
C15	2,04	63	0,65
C16	1,74	63	0,56

Tableau3.3 : Les diamètres avantageux et les vitesses (Suite)

N° de conduite	Débit (l /s)	Diamètre avantageux(mm)	Vitesse (m/s)
C17	1,74	63	0,56
C18	7,98	110	0,84
C19	4,73	75	1,07
C20	7,98	110	0,84

Remarque : la répartition arbitraire des débits est montrée dans les figures 3.1 et 3.2

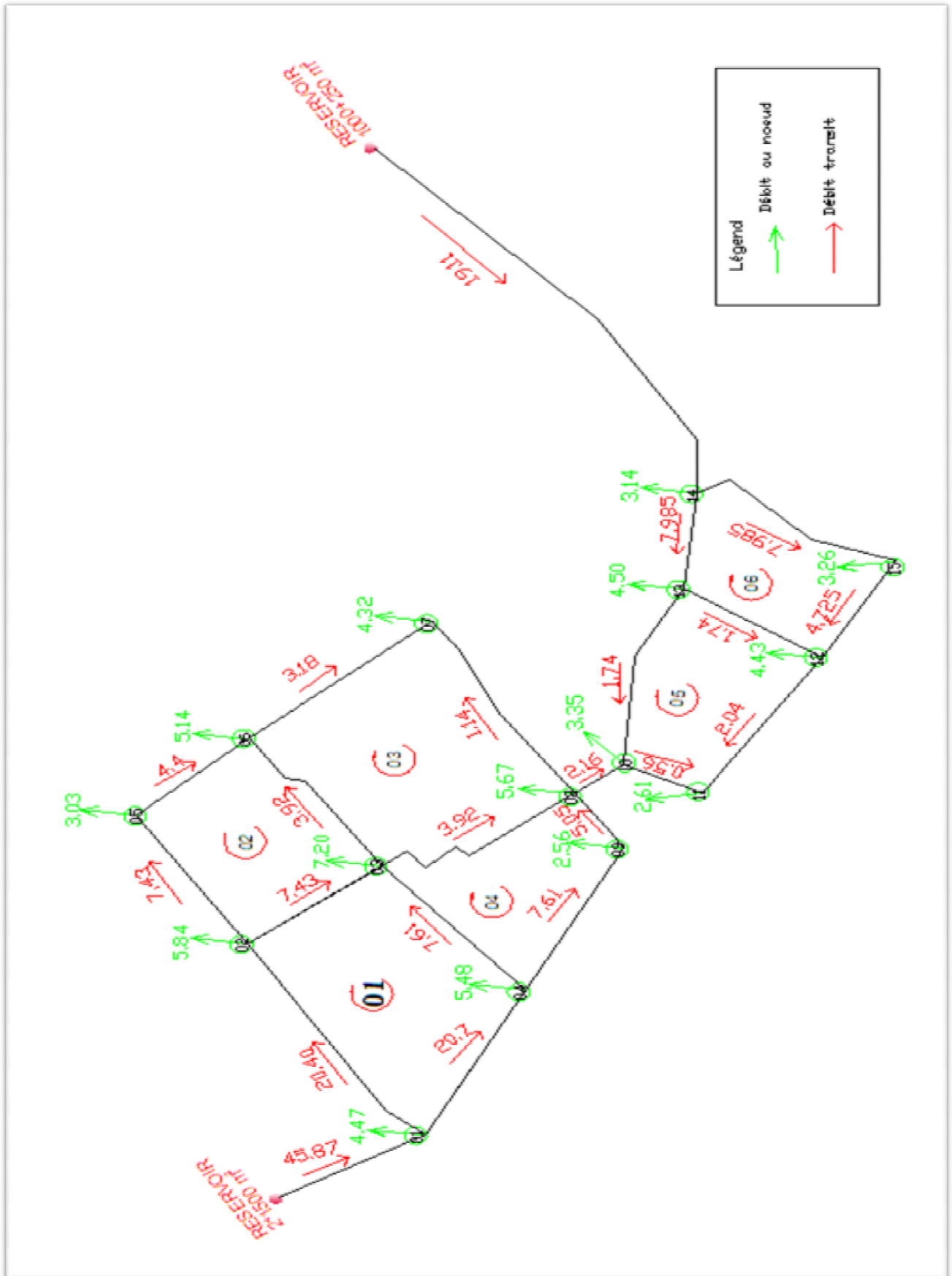


Figure 3.1 :Répartition arbitraire des débits (cas de pointe)

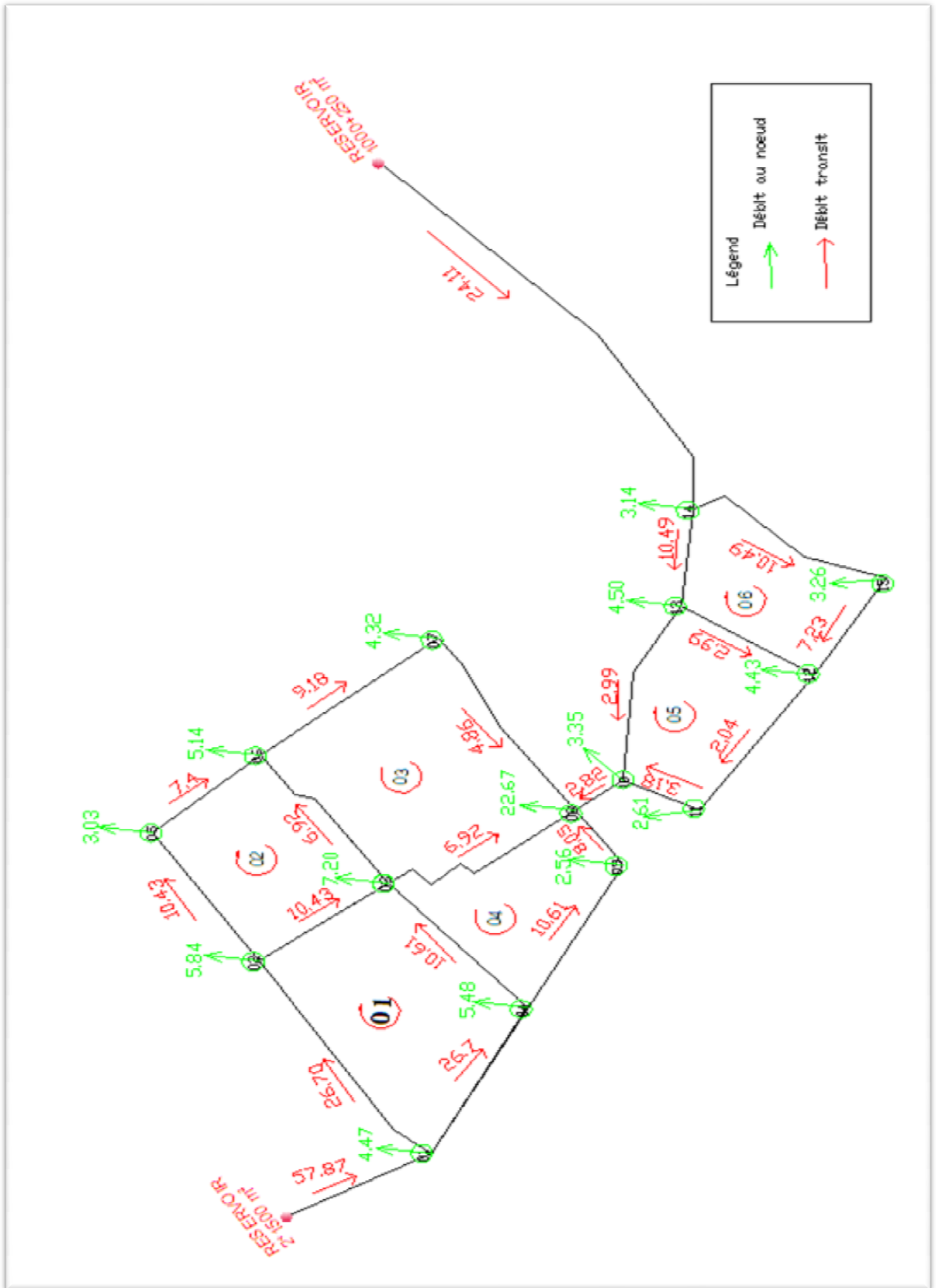


Figure 3.2 :Répartition arbitraire des débits (cas de pointe plus incendie)

3.4.3.1- Diamètre de tronçon R_1-N_1

Dans notre cas le point « 8 » a été considéré comme point le plus défavorable du réseau de distribution. La cote du radier du réservoir a été imposée à 1021 m.

- Nous avons imposé à ce point une pression de service de 10 m pour avoir la cote piézométrique CP_8 .
- Nous avons calculé la perte de charge totale suivant le tracé $R_1-1-2-5-6-7-8$ par la formule de Hazen-Williams

$$\Delta H_t = \frac{10,674 \times L_e \times Q^{1,852}}{C^{1,852} \times D^{4,871}} \quad (3.5)$$

Où :

ΔH_t : perte de charge totale, en mètre.

Q : débit en m^3/s .

L_e : longueur équivalente de la conduite en mètre.

D : diamètre de la conduite en mètre.

C : coefficient de rugosité de Hazen-Williams (dans notre cas il est pris $C=160$ pour le matériau PEHD)

- Puis nous avons déterminé la cote piézométrique Cp_1

Les résultats sont représentés dans le tableau 3.4

Tableau 3.4 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R_1-N_1

Nœuds	Tronçons	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Perte de charge totale ΔH_t (m)	Cote piézométrique (m)
1							1005,57
2	1-2	20,7	160	429,66	494,11	2,50	1003,07
	2-5	7,43	110	286,37	329,33	2,47	
5							1000,6
6	5-6	4,4	75	212,58	244,46	2,81	997,79
	6-7	3,18	75	336,79	387,31	2,44	
7							995,35
8	7-8	1,14	63	336,79	387,31	0,95	994,40

Donc

$$\Delta H_{R1-1} = C_{R1} - C_{P1} = 1021 - 1005,57 = 15,43 \text{ m}$$

Tel que le premier réservoir d'ouled yahia R1 (2×1500) m^3 donne un débit Q_1

$$Q_1 = \frac{V_1}{V_t} Q_{\max t} \quad (3.6)$$

$$\text{Alors : } Q_1 = \frac{2 \times 1500}{4250} \times 233,95 = 165,14 \text{ m}^3 / \text{h} = 45,88 \text{ l/s}$$

Tenant compte de la relation de Hazen-Williams, nous avons déterminé le diamètre de distribution calculé qui a été normalisé.

3.4.3.2- Diamètre de tronçon R_2-N_{14}

Dans notre cas le point « 8 » a été considéré comme point le plus défavorable du réseau de distribution. La cote du radier du réservoir a été imposée à 1063 m.

- Nous avons imposé à ce point une pression de service de 10 m pour avoir la cote piézométrique CP_8 .
- Nous avons calculé la perte de charge suivant le tracé $R_2-14-15-12-11-10-8$ par la formule de Hazen-Williams
- Puis nous avons déterminé la cote piézométrique CP_{14}

Les résultats sont représentés dans le tableau 3.5

Tableau3.5 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R₂-N₁₄

Nœuds	Tronçons	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote piézométrique (m)
14	14-15	7,98	110	331,79	381,56	3,26	1003,82
15							1000,56
12	15-12	4,73	75	205,77	236,64	3,11	997,45
	12-11	2,04	63	298	342,70	2,22	995,23
11	11-10	0,55	50	131,27	150,96	0,087	995,14
10							994,40
8	10-8	2,16	63	89,61	103,05	0,74	994,40

Donc

$$\Delta H_{R_2-14} = C_{R_2} - C_{P14} = 1063 - 1003,82 = 59,18\text{m}$$

Tel que le deuxième réservoir de mouilha R₂ (1000+250) m³ donne un débit Q₂

$$Q_2 = \frac{V_2}{V_1} Q_{maxh} \quad (3.7)$$

Alors : $Q_2 = \frac{1250}{4250} \times 233,95 = 68,81\text{m}^3/\text{h} = 19,11\text{l/s}$

Tenant compte de la relation de Hazem-Williams, nous avons déterminé le diamètre de distribution calculé qui a été normalisé.

Remarque

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires ; ce qui revient à majorer la longueur géométrique « L » de la conduite de 15%

$$L_e = 1,15 * L \quad (3.8)$$

L_e: longueur équivalente de la conduite en mètre.

Les résultats des diamètres de distribution sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Diamètres de distribution

Tronçon	Diamètre calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)
R ₁ -N ₁	177	200
R ₂ -N ₂	138	160

3.5-Modélisation hydraulique du réseau de distribution [9]

3.5.1-Formule de perte de charge utilisée

WATERCAD permet d'utiliser plusieurs équations de calcul des pertes de charges (HAZEN-Williams, DARCY-Weisbach, Chezy-Manning...). Dans notre réseau, nous avons opté pour l'équation de HAZEN-Williams, dont le coefficient (CHW) est déterminé en fonction du type de matériaux utilisés.

3.5.2-Calcul des paramètres hydrauliques

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans Watercad, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe plus incendie) représentés respectivement dans les tableaux (3.7-3.8) et (3.9-3.10) ci-après :

Tableau 3.7 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe)

N° de conduite	Nœud amont	Nœud aval	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Long. Géom. (m)	Long. Equiv. (m)	Perte de charge totale(m)
C1	N1	N2	160	16,43	0,82	429,66	494,11	1,48
C2	N2	N3	90	1,43	0,22	245	281,75	0,28
C3	N3	N4	160	8,55	0,43	295,16	339,43	0,34
C4	N4	N1	160	18,58	0,92	306,85	352,88	1,41
C5	N2	N5	160	9,16	0,46	286,37	329,33	0,33
C6	N5	N6	125	6,13	0,50	212,58	244,46	0,49
C7	N6	N3	75	1,64	0,37	297,64	342,29	0,68
C8	N6	N7	75	2,63	0,60	336,79	387,31	1,54
C9	N7	N8	63	1,69	0,54	375,40	431,71	2,16
C10	N8	N3	75	1,14	0,26	347,57	399,71	0,40
C11	N9	N8	110	1,99	0,21	121,52	139,75	0,14
C12	N4	N9	110	4,55	0,48	300	345	0,69
C13	N8	N10	63	4,23	1,36	89,61	103,05	2,58
C14	N10	N11	63	2,07	0,66	131,27	150,96	1,06
C15	N11	N12	63	4,68	1,50	298	342,70	10,28
C16	N13	N10	63	5,51	1,77	330,56	380,14	15,59
C17	N12	N13	63	3,32	1,07	226,43	260,39	4,17
C18	N14	N13	110	13,33	1,40	184,72	211,83	2,97
C19	N12	N15	75	5,79	1,31	205,77	236,64	4,50
C20	N15	N14	110	9,05	0,95	331,79	381,56	2,67
C21	R1	N1	200	39,48	1,26	715	822,25	4,93
C22	R2	N14	160	25,52	1,27	2800	3220	26,57

Tableau 3.8: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe)

Nœud	Cote terrain (m)	Débit de tronçon (L/s)	Cote piézométrique (m)	Pression au sol (m H ₂ O)
N1	974,37	4,47	1019,27	44,9
N2	990,50	5,84	1017,7	27,2
N3	995,82	7,20	1017,52	21,7
N4	990,20	5,48	1017,8	27,6
N5	992,68	3,03	1017,28	24,6
N6	1004	5,14	1016,9	12,9
N7	989,71	4,32	1015,21	25,5
N8	984,40	5,67	1017,1	32,7
N9	981	2,56	1017,2	36,2
N10	983,17	3,35	1019,67	36,5
N11	996,83	2,61	1020,73	23,9
N12	1002,5	4,43	1031,1	28,6
N13	1000,7	4,50	1035,2	34,5
N14	999,60	3,14	1038,1	38,5
N15	1007,47	3,26	1035,57	28,1

Tableau 3.9 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe plus incendie)

N° de conduite	Nœud amont	Nœud aval	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Long. Géom. (m)	Long. Equiv. (m)	Perte de charge totale(m)
C1	N1	N2	160	21,47	1,07	429,66	494,11	2,47
C2	N2	N3	90	3,85	0,60	245	281,75	1,13
C3	N3	N4	160	9,67	0,48	295,16	339,43	0,34
C4	N4	N1	160	28,83	1,43	306,85	352,88	3,18
C5	N2	N5	160	11,79	0,59	286,37	329,33	0,66
C6	N5	N6	125	8,76	0,71	212,58	244,46	0,73
C7	N6	N3	75	1,25	0,28	297,64	342,29	0,34
C8	N6	N7	75	4,86	1,10	336,79	387,31	5,42
C9	N7	N8	63	0,54	0,17	375,40	431,71	0,43
C10	N8	N3	75,0	5,07	1,15	347,57	399,71	5,99
C11	N9	N8	110	11,12	1,17	121,52	139,75	1,40
C12	N4	N9	110	13,68	1,44	300	345	5,18
C13	N8	N10	63	5,94	1,91	89,61	103,05	4,84
C14	N10	N11	63,0	2,88	0,92	131,27	150,96	1,81
C15	N11	N12	63,0	5,49	1,76	298	342,70	14,05
C16	N13	N10	63	6,41	2,00	330,56	380,14	20,53
C17	N12	N13	63	3,58	1,15	226,43	260,39	4,69
C18	N14	N13	110	14,50	1,53	184,72	211,83	3,40
C19	N12	N15	75	6,33	1,43	205,77	236,64	5,44
C20	N15	N14	110	9,59	1,01	331,79	381,56	3,05
C21	R1	N1	200	54,77	1,74	715	822,25	8,22
C22	R2	N14	160	27,23	1,35	2800	3220	30,36

Tableau 3.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie)

Nœud	Cote terrain (m)	Débit de tronçon (L/s)	Cote piézom. (m)	Pression au sol (m H ₂ O)
N1	974,37	4,47	1015,37	41
N2	990,50	5,84	1012,8	22,3
N3	995,82	7,20	1011,72	15,9
N4	990,20	5,48	1012,2	22
N5	992,68	3,03	1012,18	19,5
N6	1004	5,14	1011,4	7,4
N7	989,71	4,32	1006	16,3
N8	984,40	5,67	1005,8	21,4
N9	981	2,56	1007,1	26,1
N10	983,17	3,35	1010,57	27,4
N11	996,83	2,61	1012,43	15,6
N12	1002,5	4,43	1026,3	23,8
N13	1000,7	4,50	1031,1	30,4
N14	999,60	3,14	1034,5	34,9
N15	1007,47	3,26	1031 ,67	24,2

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures 3.3 et 3.4 ci-après :

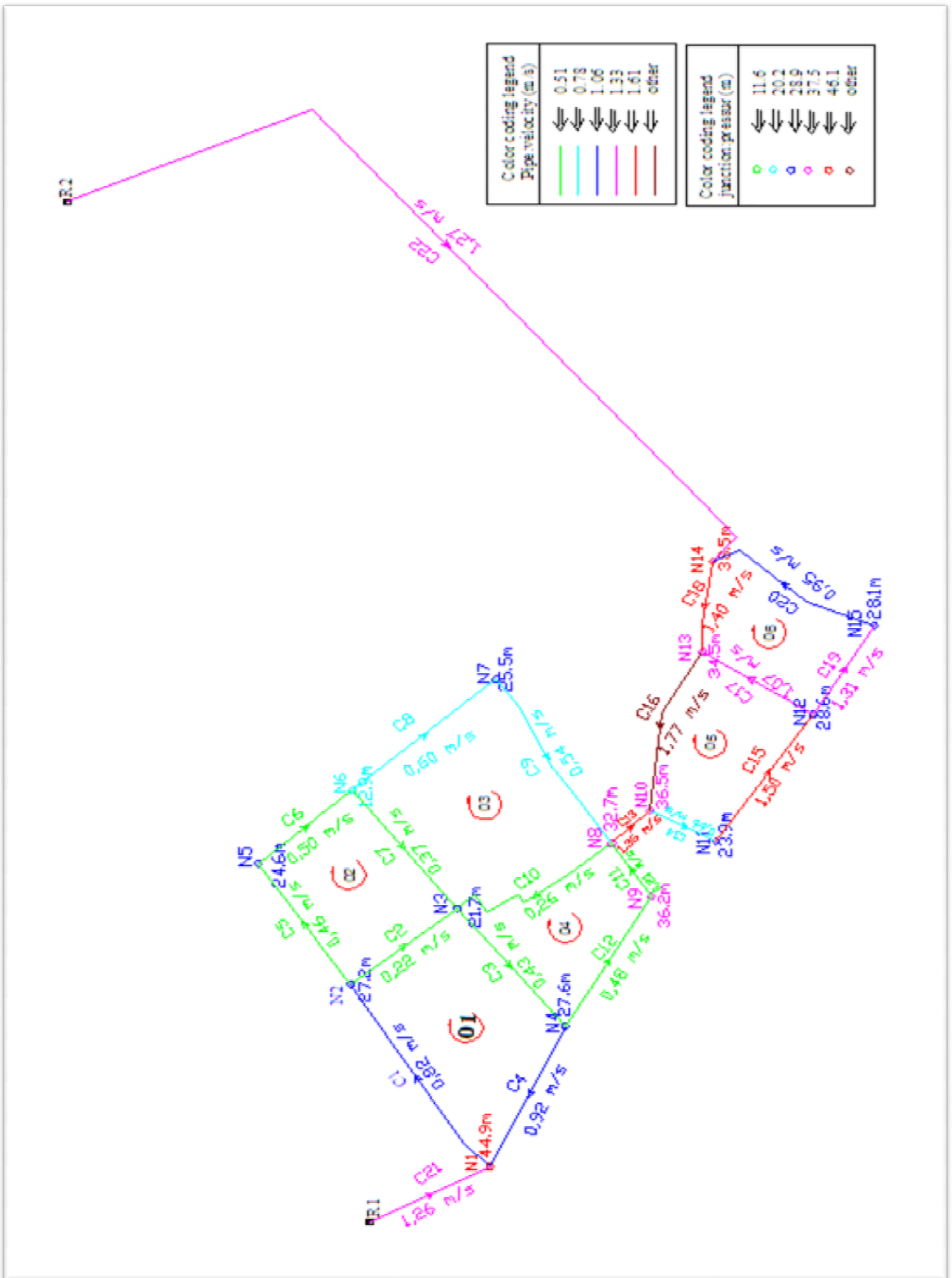


Figure3.3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe

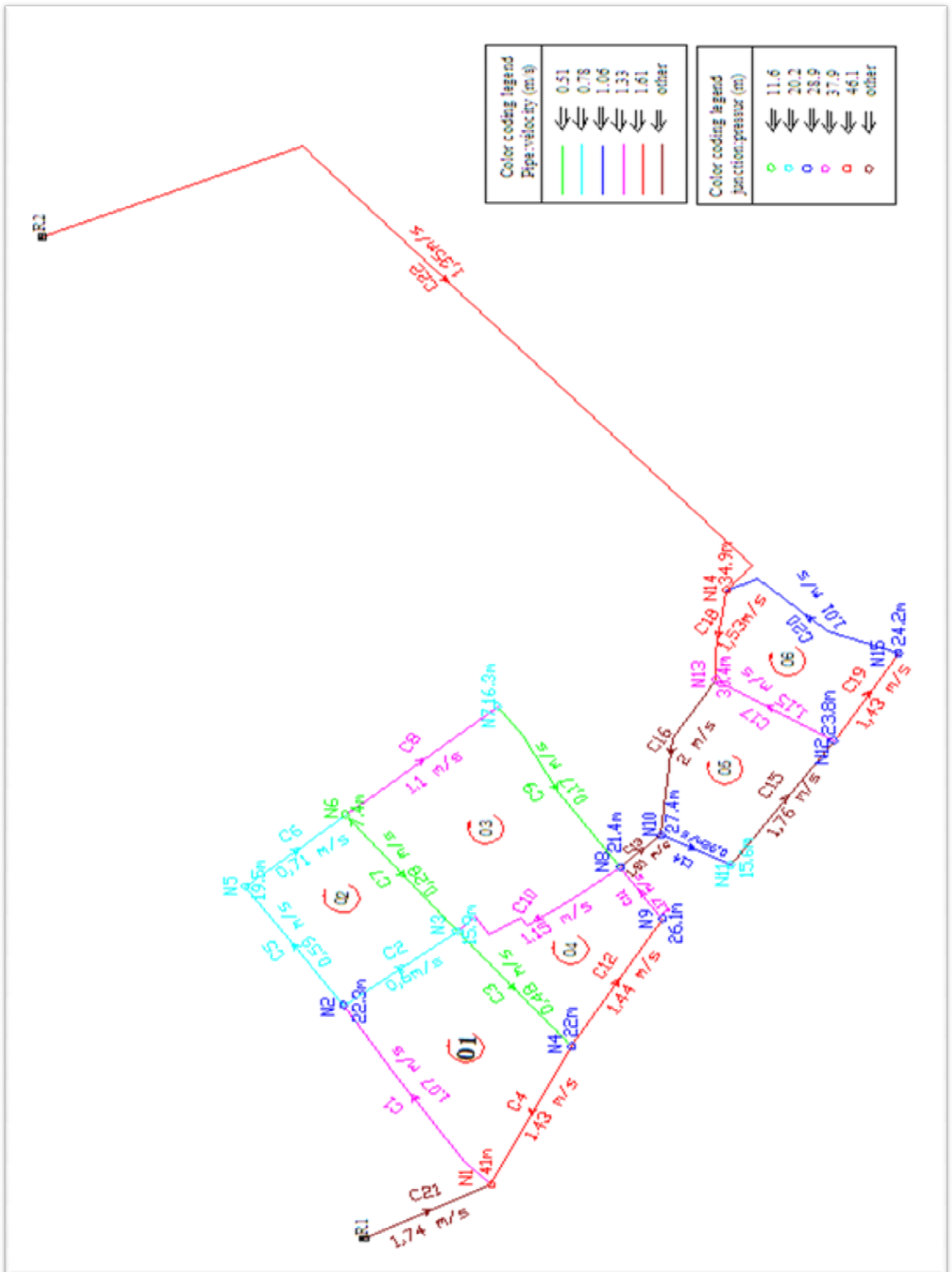


Figure 3.4 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie

3.5.3 -Interprétation des résultats

3.5.3.1- Cas de pointe

Nous remarquons que nous avons des pressions acceptables compris entre (44,9-12) m.c.e, dans tous les nœuds du réseau, donc la répartition des pressions est bonne.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que 70% des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et éviter leurs entartrages. Des vitesses faibles ont été constatées (inférieures à 0,5 m/s) ont été recensées pour quelque tronçons, on peut éviter par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.

3.5.3.2-Cas de pointe plus incendie

Pour le cas du pointe plus incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable.

➤ Les pressions : nous a données des pressions acceptables entre (41-7,4) m .c.e dans tous les nœuds du réseau

➤ Les vitesses : nous avons remarqué qu'il y a une vitesse faible inférieure à 0,5m/s et des vitesses supérieure à 1,5 m/s, mais ça n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas de pointe+incendie se marque par des vitesses un peu élevé par rapport au cas de pointe.

Conclusion

A ce chapitre nous avons procédé au calcul hydraulique du réseau de distribution en utilisant le logiciel Watercad. Les vitesses et les pressions obtenues répondent aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine. Le calcul a été fait pour les deux cas à savoir le cas de pointe et pointe et incendie. Le nœud « 8 » choisi comme point de soutirage du débit d'incendie .Le nœud défavorable qui est le point « 6 » du fait de sa cote de terrain la plus élevée , où la pression est acceptable .

Chapitre 4

Les réservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomération

4.1-Introduction

Vu que les réservoirs destinés à notre agglomération sont existants. Leur emplacement, et plus particulièrement leurs cotes nous ont permis d'obtenir des pressions acceptables en tout point du réseau. Il nous reste maintenant dans ce chapitre de déterminer la capacité d'eau que demande cette agglomération pour pouvoir la comparer avec celle des deux réservoirs existants.

4.2-Rôles des réservoirs

Les réservoirs assurent en général une interface entre la production et la distribution de l'eau potable. Dans notre cas, les deux réservoirs sont déjà existants. Ils ont pour rôles d'assurer des pressions et des débits équitablement répartis sur tout le réseau projeté : c'est ce que nous avons montré dans le chapitre précédent.

4.3- Les différents types de réservoir [6]

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- de leur position par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi-enterrés, au sol, sur tour) ;
- des matériaux employés (réservoirs en béton armé, métalliques) ;
- de leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique) ;
- de leur fonction (stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge pour distribution étagée).

Dans notre agglomération, nous avons deux réservoirs existants semi enterrés en béton armé avec une forme circulaire. Cette forme est très recommandée pour mener la bonne gestion des réservoirs.

4.4 - Emplacement des réservoirs

Dans le chapitre précédant, nous avons vu que les pressions nodales obtenues sont acceptables dans la fourchette recommandée en hydraulique urbaine. Ces pressions ont été déterminées à partir des cotes piézométriques imposées par les deux réservoirs.

Vu leur emplacement par rapport à la zone à alimenter, ces deux réservoirs existants se trouvent à la limite de cette zone c'est ce qui est recommandé.

4.5 - Détermination de la capacité du réservoir

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

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

4.5.1- Principe de calcul

Ce principe de calcul se base :

- Soit sur la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

Pour notre cas, on va utiliser la méthode analytique qui dépendra de deux points essentiels :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par la courbe de consommation présentée dans la figure 2.2 (chapitre -2-).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source composée de forages vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport. Nous tenons à rappeler que les forages au nombre de deux, débitent un débit total de 47 l/s.

Tableau 4.1 : Calcul de la capacité demandée par l'agglomération

heure	Consommation en prctage de Q_{maxj}	Apport d'eau en prctage de Q_{maxj}	Débit horaire entrant dans le réservoir en % de Q_{maxj} (4)	Débit horaire distribué en % de Q_{maxj} (5)	Différence en % de Q_{maxj} (4)-(5)
(1)	(2)	(3)			(4)-(5)
0-1	1.5			1.5	5
1-2	1.5			1.5	3.5
2-3	1.5			1.5	2
3-4	1.5			1.5	0.5
4-5	2.5	5	2.5		3
5-6	3.5	5	1.5		4.5
6-7	4.5	5	0.5		5
7-8	5.5	5		0.5	4.5
8-9	6.25	5		1.25	3.25
9-10	6.25	5		1.25	2
10-11	6.25	5		1.25	0.75
11-12	6.25	5		1.25	-0.5
12-13	5.0	5		0	-0.5
13-14	5.0	5		0	-0.5
14-15	5.5	5		0.5	-1
15-16	6.0	5		1.0	-2
16-17	6.0	5		1.0	-3
17-18	5.5	5		0.5	-3.5
18-19	5.0	5		0	-3.5
19-20	4.5	5	0.5		-3
20-21	4.0	5	1.0		-2
21-22	3.0	5	2.0		0
22-23	2.0	5	3.0		3
23-24	1.5	5	3.5		6.5

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (21-22) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et(5).

Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue, les valeurs les plus grandes de la partie positive et négative (les extremums)

On calcul la capacité du réservoir de l'agglomération :

Le volume utile sera :

$$V_u = \frac{|6.5| + |-0.5|}{100} \times 3743,21 = 262,02 m^3$$

A cela on ajoute le réserve d'incendie de l'ordre de 17 l/s pendant 2 heures soit un volume d'incendie minimum de 120 m³, qui sera pris en considération en cas ou notre agglomération demande un réservoir à part. Néanmoins étant donné que les réservoirs existent, ce volume est déjà pris en considération. Nous nous contentons uniquement du volume utile et voir si ces deux réservoirs existants en question assurent cette fraction de Vu.

La capacité demandée par l'agglomération sera de : $V_u = 262.02 = 300 m^3$

On note que la capacité totale du réservoir d'ouled yahia est de 300 m³

Remarque

Dans notre étude, nous sommes arrivés à déterminer une capacité 300m³, qui est inférieur à nos deux (2) réservoirs existants (2×1500) m³, (1000+250) m³.

Conclusion

Le réseau de distribution a été dimensionné dans l'hypothèse que les réservoirs sont imposés avec leurs cotes ; c'est -à-dire que les pressions nodales sont déterminées à partir des cotes piézométriques imposées. Ces réservoirs doivent en principe assurer le Q_{maxj} déterminé pour la dite agglomération ou à la limite projeter un autre réservoir ayant la même cote piézométrique que les réservoirs existants. Nous notons que les réservoirs existants de forme circulaire, sont en bon état et répondent aux normes du génie civil.

Chapitre 5

Accessoires du réseau de distribution

5.1-Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste.

C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

5.2- Rôles des accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

5.3- Organes accessoires utilisés dans le réseau [7]

Notre réseau de distribution sera doté des accessoires suivants :

5.3.1- Robinets vannes

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

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension, commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

5.3.1.1- Vanne à coin (à opercule)

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Ils permettent d'isoler un tronçon en cas d'entretien ou de réparation d'une conduite avarié.

NB : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle (n-1) où n est le nombre de conduites aboutissant au nœud)



Figure 5.1: Robinet vanne à opercule

5.3.1.2- Vannes papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.

NB : Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau. Dans notre projet nous plaçons ce genre des vannes à l'amont des conduites : C21 qui relie le réservoir R_1 au nœud 1 et C22 qui relie le réservoir R_2 au nœud 14.

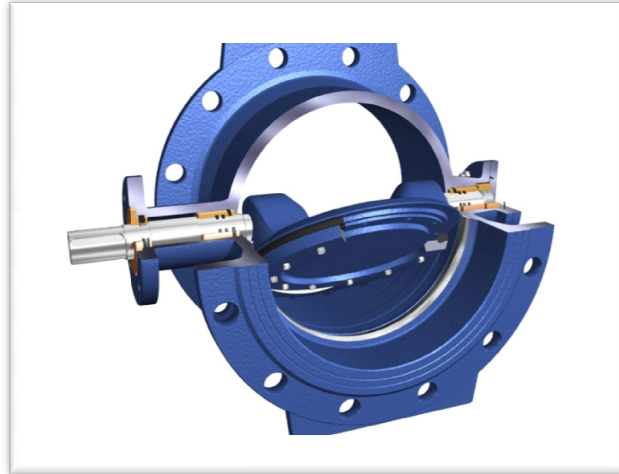


Figure 5.2: Robinet vanne papillon

5.3.1.3- Clapets anti retour

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

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour au niveau de réservoir à l'amont des conduites : C21 qui relié le réservoir R_1 au nœud 1 et C22 qui relié le réservoir R_2 au nœud 14

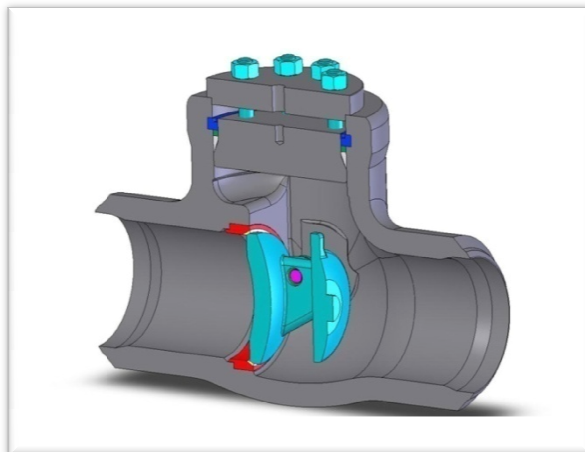


Figure 5.3: Clapet anti retour

5.3.2- Ventouses à un seul flotteur

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

NB : Dans notre projet on utilise les ventouses seulement dans la conduite C22 qui relié le réservoir R₂ au nœud 14, par contre au réseau de distribution les ventouses ne sont pas indispensables car elles sont remplacées par les robinets de prise des habitations. Leur ouverture simultanée permet le dégazage

5.3.3-Robinets de vidange

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

NB : Dans notre cas on prévoit ces robinets aux points bas des conduites formant les mailles pour vidanger, nettoyer et réparer ces conduites.

5.3.4- Poteaux d'incendie

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

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

5.4-Organes de raccordement

5.4.1- Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes de 90° et 120° sont maintenus par des massifs de butées en béton

NB : Dans notre cas, on prévoit des coudes de 90° au niveau des nœuds N5 ,N7 , N9, N11,N15



Figure 5.4 : Un coude

5.4.2- 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.

NB : Dans notre cas, on prévoit des Tés de diamètre 160mm au niveau des nœuds N1 ,N2 , N4 , de diamètre 75mm au niveau de nœud N6, de diamètre 63mm au niveau des nœuds N10, N12, N13et de diamètre 110mm au niveau de nœud N14.



Figure 5.5 : Un Tés

5.4.3- Cônes

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

NB : Dans notre cas, on prévoit des cônes au niveau des nœuds suivant :N1 ,N2 , N 3 , N4, N5, N6, N7, N8, N12, N13, N14, N15.

5.4.4-Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...). Dans notre cas nous avons utilisé les joints Gibout qui ils sont adapté avec le matériau PEHD

5.4.5-*Les croix de jonction*

Ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires

NB : Dans notre cas, on prévoit des croix de diamètre 75mm au niveau de nœud N3 et de diamètre 63 mm au niveau de nœud N8

5.4.6-*By-pass*

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;

NB : Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau de la conduite C22 qui relie le réservoir R₂ et le nœud 14 pour remplir les deux rôles.

5.5-**Organes de mesure [3]**

5.5.1-*Mesure de débit*

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

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

NB : On prévoit pour notre cas, on utilise ces appareils à la rentrée et la sortie des réservoirs et au niveau de chaque conduite de distribution.

5.5.2- *Mesure de pression*

Les appareils les plus utilisés sont :

a-Manomètres à aiguilles : Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

b-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.

NB : Dans notre cas on prévoit des manomètres au niveau des réservoirs et au niveau des nœuds pour définir la courbe caractéristique nodale.

Conclusion

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

Chapitre 6

**Protection anti belier de la
conduite (Réservoir R₂-Neud 14)**

6.1-Introduction

Ce chapitre a pour but la protection de la conduite de distribution, à écoulement gravitaire, reliant le réservoir R₂ au nœud de jonction du réseau, contre le coup de bélier.

Notre étude consiste à voir l'évolution de la pression dans la conduite, suite à une manœuvre d'un robinet vanne placé à l'extrémité aval de la conduite. La méthode d'étude utilisée est celle de Streeter qui néglige les pertes de charge pour obtenir les valeurs extrêmes du coup de bélier.

6.2- Causes et effets du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques [8]

6.2.1- Causes du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques

La perturbation du régime d'écoulement dans un système hydraulique en charge survient lorsqu'il y a modification des conditions aux limites. Il y a différentes conditions aux limites qui peuvent induire le phénomène transitoire, celles qui requièrent le plus souvent une analyse sont :

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- Démarrage ou arrêt des pompes.
- Disjonction des pompes à la suite d'une coupure d'électricité.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Mise en service (remplissage ou vidange) d'un système d'alimentation en eau potable, (réseau de distribution ou ligne adduction)
- Présence de poches d'air dans une conduite.
- Vibration des accessoires déformable tels que les vannes.

6.2.2- Effets du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques en charge

Lorsque il se produit pour une raison ou pour une autre une variation temporelle et spatiale des caractéristiques hydrauliques, par accélération ou par décélération, d'un écoulement en régime permanent de liquide dans une conduite forcée, cela induirait un transfert d'énergie entre l'énergie cinétique et celle de pression (potentielle) pour chercher à atteindre un nouvel équilibre, en tenant compte des pertes d'énergies et sans enfreindre le principe de conservation de l'énergie, il se produit alors des actions néfastes qui peuvent causer des dégâts conséquents sur le système hydraulique, ces actions se résument en :

6.2.2.1- La surpression

A l'issue de la fermeture brusque d'une vanne ou à la suite d'une dépression due à l'arrêt d'une pompe, il se produit la formation d'une onde de surpression qui se propage le long de la conduite. Cette surpression peut atteindre plusieurs fois la valeur de la pression en fonctionnement normal et provoquer la rupture de la canalisation (si la contrainte ainsi créée dépasse la contrainte admissible de la conduite), d'importants dégâts au niveau des raccords (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

6.2.2.2- La dépression

Le coup de bélier provoqué à la suite de l'arrêt d'une pompe ou de l'ouverture rapide d'une vanne, crée une onde de dépression qui se propage le long de la conduite en donnant des pressions nettement inférieures à la pression de la conduite . Si ces pressions prennent des valeurs inférieures à la pression atmosphérique (<1bar, le vide) en certaines sections (particulièrement les points hauts), il y aurait cavitation aux endroits correspondants.

Ces poches d'air ainsi formées ne constituent pas un grave danger en elles mêmes pour les conduites. Généralement les tuyaux utilisés résistent bien au vide sauf cas exceptionnel, il y aurait alors un aplatissement de la conduite voire la rupture. Le vide créé posera problème en agissant sur l'étanchéité de la conduite, et ce en aspirant les joints et en détériorant le revêtement intérieur de cette dernière.

La succession de surpression et de dépression provoque la fatigue de la conduite (détérioration du matériau la constituant) ce qui donnerait naissance à des fissurations et par la suite tout simplement la rupture de la canalisation.

6.3-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne. L'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s). Cette déformation se propage à l'amont de la conduite en constituant un danger pour la conduite.

6.3.1-Schéma explicatif de notre cas

Notre conduite gravitaire comme elle est représenté dans la figure 6.1 est en PEHD, de longueur $L=2813\text{m}$ véhicule de l'eau d'une vitesse $V_0= 1,7\text{m/s}$ et de diamètre $D=160\text{mm}$, l'épaisseur de la paroi $e=25\text{mm}$. Cette conduite est reliée à son extrémité amont à un réservoir alors que l'extrémité aval est équipée d'une vanne à fermeture lente.

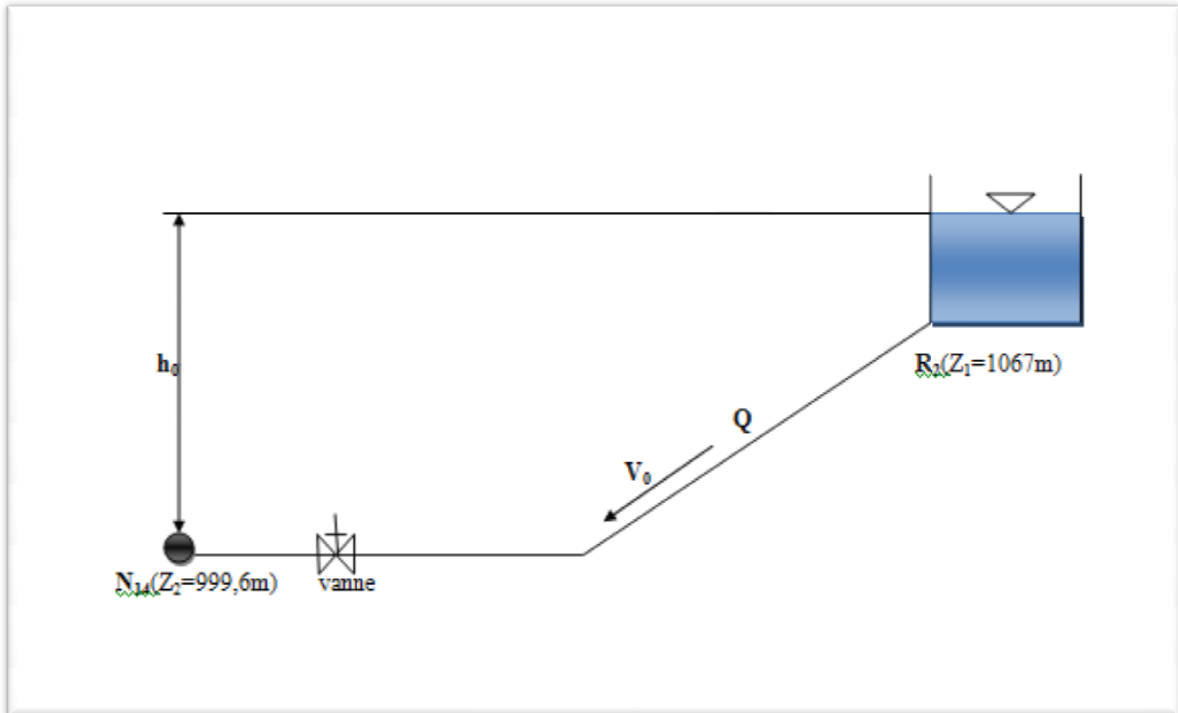


Figure 6.1 : Schéma explicatif de la conduite R2-N14

Pour la charge statique constante ($h_0=67.4\text{ m}$), et la vanne totalement ouverte, il s'établit un débit permanent.

Supposons qu'à l'instant $t=0$ nous fermons la vanne instantanément. La colonne liquide lancée à la vitesse V_0 va trouver la vanne fermée, il est obligée de s'arrêter. Ceci aura quatre effets combinés :

- Annulation de la vitesse ;
- Augmentation de la pression, dilatation (éventuellement allongement de la conduite dans les limites élastiques)
- Compressibilité du liquide.

Il ya naissance à la vanne d'ondes qui se traduisent par des alternances de surpression et de dépression par rapport à la pression de service. Ces ondes seront peu à peu amorties par les frottements.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

6.4-Protection de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête au nœud de distribution contre le coup de bélier

6.4.1-Calcul de la célérité d'ondes

La célérité d'onde « C » donnant le coup de bélier est déterminée par la formule habituelle suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad (6.1)$$

K : coefficient d'élasticité de l'eau : $K=2,16.10^9$ pa.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³.

E : module d'Young de la conduite : PEHD : $1,2.10^9$ pa.

e : Epaisseur de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

A.N:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,16.10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,16.10^9 \times 0,160}{1,2.10^9 \times 0,025}}} \Rightarrow C = 415.36 \text{ m/s}$$

Cette célérité sera majorée de 34% tenant compte du fait que la conduite est enterrée. Nous obtenons donc :

$$C' = 556,58 \text{ m/s}$$

L'onde réfléchie atteint la vanne au bout d'une durée de temps :

$$t_r = \frac{2L}{C'} = \frac{2 \times 2813}{556,58} = 10 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C' ci-dessus déterminée en appliquant l'équation (6.2)

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{cv_0}{gh_0} \frac{\Delta v}{v_0} \quad (6.2)$$

Tel que :

$\frac{\Delta h}{h_0}$: Le coup de bélier adimensionnel

$\frac{\Delta v}{v_0}$: L'écart de la vitesse

h_0 : c'est la charge statique qui est égale à : $h_0 = C_{\text{trp}} - C_{T14} = 1967 - 999,6 = 67,4\text{m}$

C_{trp} : la cote du trop plein

C_{T14} : cote terrain au nœud 14(au droit de la vanne)

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{556,58 \times 1,27}{9,81 \times 67,4} \frac{\Delta v}{v_0} = 1,069 \frac{\Delta v}{v_0}$$

La fraction de l'aire de section laissé ouverte par la vanne : A_v/A_{v0} est une fraction du temps, nous admettons que la fermeture continue peut être considérée comme une série de fermetures partielles brusques

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (6.3)$$

L'application des équations (6.2) et (6.3) nous permettent d'obtenir des valeurs adimensionnelles présentées dans le tableau (6.1) :

Tableau 6.1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier

t (seconds)	t/t _c	A _v /A _{v0}	ΔV/V ₀	Δh/h ₀	V/V ₀	h/h ₀	P (bar)
0	0	1	0	0	1	1	6.6119
2	0.2	0.85	0.105	0.1123	0.8964	1.1123	7.3545
4	0.4	0.6	0.2043	0.2184	0.6921	1.3307	8.7985
6	0.6	0.35	0.2497	0.2670	0.4424	1.5976	10.5632
8	0.8	0.1	0.3038	0.3248	0.1387	1.9224	12.7108
10	1	0	0.1326	0.1418	0	2.0642	13.6483
12	1.2	0		-0.2246		1.8396	12.1633
14	1.4	0		-0.4368		1.4028	9.2752
16	1.6	0		-0.534		0.8688	5.7444
18	1.8	0		-0.6496		0.2192	1.4493
20	2	0		-0.2836		-0.0644	-0.4259

Nous avons imposé les caractéristique de la vanne tel que nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $A_v/A_{v0}=0,85$.

La fonction $A_v/A_{v0}=f(t)$ représente la loi de manœuvre de fermeture. Donc pour que la charge en cas de coup de bélier ne dépasse pas 139.12m, la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante

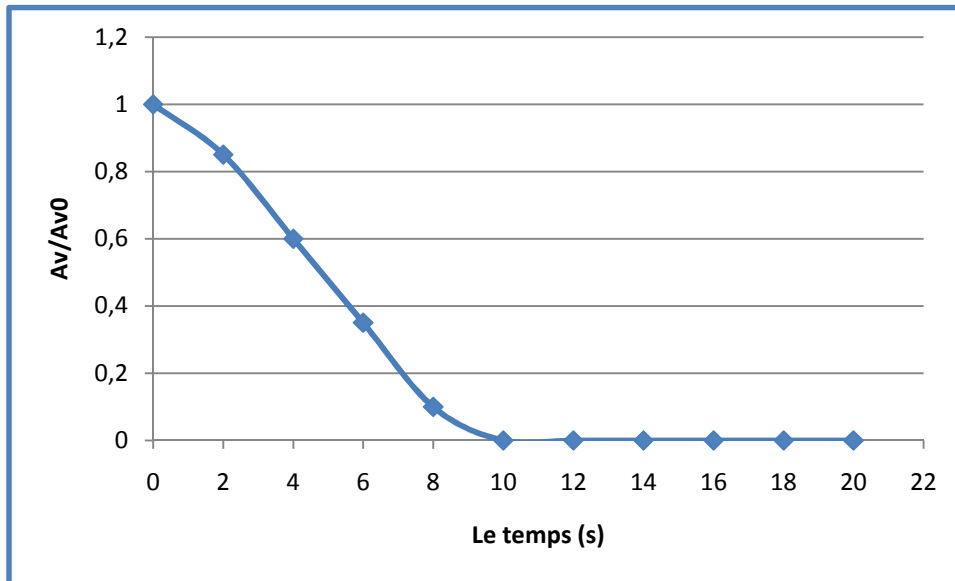


Figure 6.2 : la loi de manœuvre de la vanne

6.5-Interprétation

Le graphique de la figure 6.2 représente la courbe caractéristique du robinet vanne et montre la loi de manœuvre de la vanne tel que la vanne achève son mouvement de fermeture à l'instant $t=t_c=10$ secondes, l'accroissement $\Delta h/h_0$ correspondant à cette dernière étape de fermeture est celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse se réduise à zéro.

Pour $t/t_c = 1,2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c=0,2$ réfléchié par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique.

Les dites ondes réfléchiées continuent à réduire la hauteur piézométrique à partir d'une surpression maximale qui est égal à 13.6483 bar jusqu'à une dépression maximale de -0.4259 bar pour $t/t_c=2$.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons proposé un moyen de protection en cas gravitaire en charge contre le coup de bélier. Cela consiste à doter le robinet vanne d'un temps de fermeture pour lequel, la surpression est de 13.6483 bar . Le temps choisi est de t=20minutes.

Puis en fonction des caractéristiques du robinet vanne nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier. Cette manœuvre permet d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne ce qui garantira son bon fonctionnement et sa longévité.

Chapitre 7

La surpression (Dimensionnement d'un réseau vertical d'immeuble)

7.1-Introduction

Suite au dimensionnement du réseau de distribution et notamment la détermination des pressions nodales déjà faits au chapitre précédent, Il a été constaté que certaines zones de l'agglomération où sont implantés des immeubles, présentent des pressions insuffisantes. Ces dernières, assurées par les deux réservoirs déjà implantés, n'arrivent pas à desservir les étages supérieures, notamment en période où la demande en eau est forte. Devant cette situation courante en pratique, nous proposons la méthode de la surpression qui permet d'y remédier à ce problème en matière de pressions – débits. Pour illustrer notre étude, nous prenons comme exemple un immeuble de quelques étages implantés au point défavorable.

7.2-La surpression [10]

La surpression est un ensemble d'appareils hydrauliques permettant à partir d'une pression disponible (pression de service du réseau public) d'élever une colonne d'eau à la pression manométrique désirée.

7.2.1 -La surpression collective

La surpression collective s'applique aux immeubles d'habitations collectives, aux applications tertiaires et industrielles, telles que bureaux, hôtels, centres commerciaux, Pour maintenir une pression indépendamment des variations de la consommation et offrir la même prestation, quels que soient :

- La topographie du terrain ;
- Les pics de consommation ;
- Les variations de pression du réseau d'eau de ville ;
- La hauteur du bâtiment.

7.3-Surpresseur [11]

Un surpresseur est constitué en premier lieu d'une pompe. C'est elle qui va être à l'origine de la pression. Il y a ensuite la commande de la pompe qui va se réaliser par un interrupteur un peu spécial, dont la manœuvre est assurée directement par la pression (Pressostat), pour permettre le stockage d'eau sous pression, il y a le fameux ballon qui est pré rempli d'air qui va assurer le rôle de ressort d'une part, et permettre d'une façon antagoniste avec l'eau, de stocker celle-ci sous pression.

Enfin, un élément important qui est le clapet anti-retour. Le but est d'éviter tout retour d'eau d'un particulier vers le réseau, mais aussi d'éviter la vidange de la canalisation.

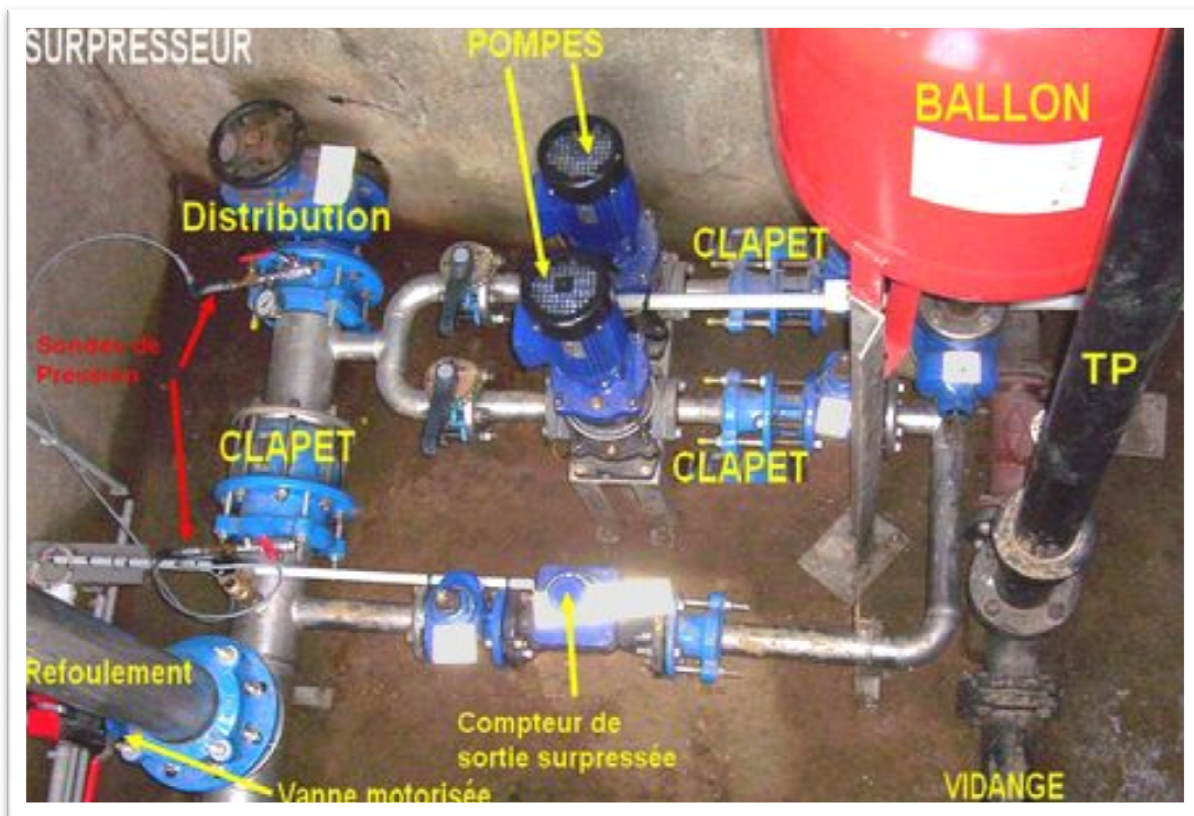


Figure7.1 : présentation d'un surpresseur.

7.3.1-Utilité du surpresseur

- Pour les immeubles élevés ;
- Pour les fermes de grande importance ;
- Lorsque les conditions géologiques n'autorisent pas la construction d'un château d'eau ;
- Système d'alimentation de moyenne importance ;
- Région sismique.

7.4-Calcul des paramètres hydrauliques

7.4.1-Débits

Une habitation convenablement équipée comprend quelques appareils de puisage avec leurs débits correspondants ; à savoir.

Tableau 7.1 : Débit de base par appareil à prendre en considération

Désignation de l'appareil	Débit minimal par robinet en (l/s)
Evier	
Lavabo	0.20
Douche	0.10
W-C avec robinet de chasse	0.25
	1.50

En réalité tous ces appareils ne sont pas ouverts en même temps. La proportion des appareils en service dépend des habitudes et du mode de vie des occupants.

A l'exception de quelques collectivités où le débit de pointe est déterminé en fonction de leur vie, il ya lieu d'appliquer pour le calcul du débit de pointe un coefficient de simultanéité K_s en fonction du nombre d'appareils N , avec $N \geq 2$.

Le coefficient est donné par la relation suivante :

$$K_s = \frac{1}{\sqrt{N-1}} \quad (7.1)$$

7.4.2-Pression

Etant donnée l'existence des chauffe-eau dans une habitation, il convient de respecter une colonne d'eau de 3 à 5 m pour le bon fonctionnement de ces appareils ; tout en tenant compte :

7.4.2.1-pertes de charge dans les canalisations : qui englobent deux types :

a- Les pertes de charge linéaire : déterminées d'après la relation suivante :

$$\Delta H = jL \quad (7.2)$$

Avec

ΔH : Perte de charge linéaire;

L :longueur de la conduite

j :gradient de perte de charge

Tel que :
$$j = K \cdot U^{1.75} \cdot D^{-1.25} \quad (7.3)$$

U: vitesse du fluide;

D : diamètre de canalisation.

K : coefficient de transmission thermique.

Tel que :
$$k = \frac{\alpha v^{0.25}}{2g} \quad (7.4)$$

α : dilatabilité linéique, $\alpha = 1$

v : viscosité cinématique, $v = 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$

b- Les pertes de charge singulières : occasionnées au niveau des pièces spéciales et accessoires, qui sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

7.4.2.2-pertes de charge au niveau des compteurs

Chaque compteur est désigné par son débit qu'il doit contrôler. La perte de charge occasionnée dépend de la pression au branchement et du calibre du compteur.

Généralement la perte de charge du compteur est comprise entre 3 et 6 m.

7.5-Exemple de calcul

Notre exemple pris en considération suppose quatre immeubles avec cinq étages, chaque étage contient trois appartements, implantés dans une zone de faible pression de service

La figure (7.2) ci –dessous représente un schéma explicatif de notre exemple

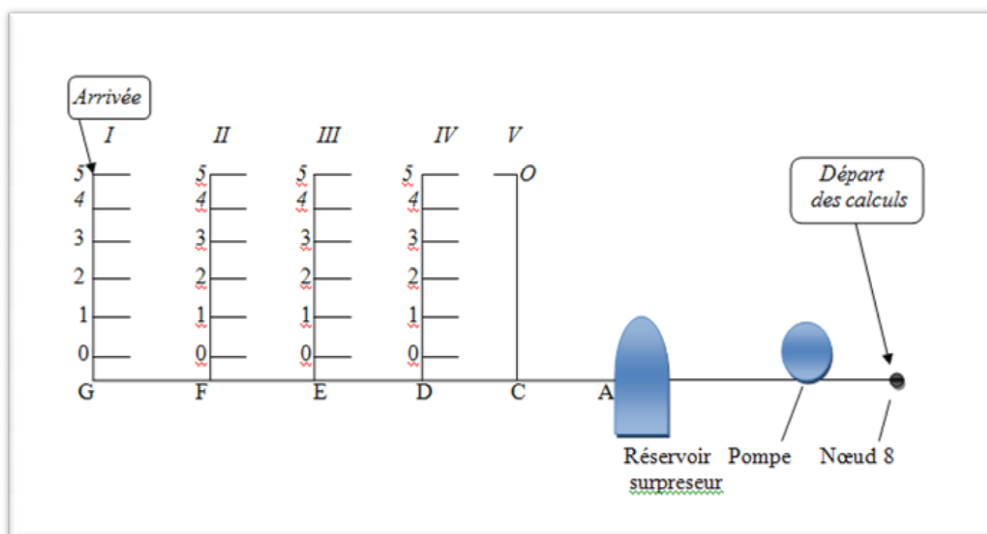


Figure 7.2 : Schéma explicatif de notre exemple

Hauteur géométrique de chaque étage =3m ; (0-G)=(0-F)=(0-E)=(0-D)=1m ; (D-C)=2m;
(G-F)= (F-E)=(E-D)=(C-A)=5m .

7.5.1-Calcul des débits probables

Il faut évaluer pour chaque tronçon, le débit probable tel que ;

$$Q_p = K_s \times \sum Q_b \quad (7.5)$$

Avec :

Q_p : débit probable ;

$\sum Q_b$: sommes des débits de base ;

K_s : coefficient de simultanéité.

Dans notre cas nous avons à chaque appartement les appareils H(1 évier ,1 lavabo, 1 douche)
pour les colonnes I,II,III et IV.

Pour La colonne V nous avons un robinet de chasse à 1 ,5 l /s

Remarque

-Les débits probables ne s'ajoutent pas sauf dans des cas particulières comme les robinets de chasse.

-Il est recommandé d'alimenter les robinets de chasse par des colonnes spéciales

Tableau 7.2 : Calcul des débits probables

Repère		Appareils	nombre	Q_b (l /s)	K_s	Q_p (l/s)
5	4	Détail (H)	3	0.55	0.71	0.39
4	3	2Détail (H)	6	1.1	0.45	0.5
3	2	3 Détail (H)	9	1.65	0.35	0.58
2	1	4Détail (H)	12	2.2	0.3	0.66
1	0	5Détail (H)	15	2.75	0.27	0.74
0	G	Identique (0-1)	15	2.75	0.27	0.74
G	F	Identique (0-G)	15	2.75	0.27	0.74
F	E	(G-F)+colonne II	30	5.5	0.19	1.05
E	D	(F-E)+colonne III	45	8.25	0.15	1.24
D	C	(E-D)+colonne IV	60	11	0.13	1.43
O	C	Robinet de chasse	60	1.5	–	1.5
C	A	(D-C)+(O-C)	120	–	–	2.93

7.5.2-Détermination de La valeur moyenne du gradient de perte de charge

$$P_e = (r + h + P_s) + 1.15j_m \cdot L \quad (7.6)$$

P_e : la pression d'entrée ; $P_e = 32.7 \text{ m.c.e}$;

r : perte de charge du compteur ;

P_s : la pression de la sortie ; en première approximation on prend $P_s = 10 \text{ m.c.e}$.

j_m : gradient de perte de charge moyenne.

D'après l'équation (7.6) :

$$1,15j_m = \frac{P_e - (r + h + P_s)}{L} = \frac{32.7 - (5 + 16 + 10)}{38} = 0.045$$

7.5.3-Calcul des diamètres et des pressions

Nous utilisons l'abaque (voir Annexe 7.1) pour déterminer les diamètres au niveau de chaque tronçon.

Tableau 7.3 : Calcul des diamètres et des pressions de chaque tronçon

Repère	Q_p (l/s)	D(mm)	U(m/s)	$1.15j_m$ (m.c.e/m)	L(m)	ΔH (m.c.e)	P_e (m.c.e)	$P_e - J$	h(m)	P_s (m.c.e)
A-C	2.93	60	1	0.039	5	0.20	27.7	27.5	–	27.5
C-D	1.43	50	0.84	0.028	2	0.06	27.5	27.44	–	27.44
D-E	1.24	40	0.98	0.065	5	0.33	27.44	27.11	–	27.11
E-F	1.05	40	0.85	0.048	5	0.24	27.11	26.87	–	26.87
F-G	0.74	40	0.78	0.028	5	0.14	26.87	26.73	–	26.73
G-0	0.74	33	0.78	0.05	1	0.05	26.73	26.68	1	25.68
0-1	0.74	33	0.78	0.05	3	0.15	25.68	25.53	3	22.53
1-2	0.66	33	0.68	0.04	3	0.12	22.53	22.41	3	19.41
2-3	0.58	33	0.58	0.03	3	0.09	19.41	19.32	3	16.32
3-4	0.5	33	0.5	0.027	3	0.081	16.32	16.24	3	13.24
4-5	0.39	26	0.78	0.052	3	0.16	13.24	13.08	3	10.08

7.5.4-Zonage

C'est la limitation des zones qui ont une pression supérieure à la pression de service demandé, si nous avons un immeuble de n étages et la pression max demandé P_{\max} .

Nous s'intéressons par le nombre d'étage où la pression est inférieure au P_{\max} . (Ces étages constituent une zone).

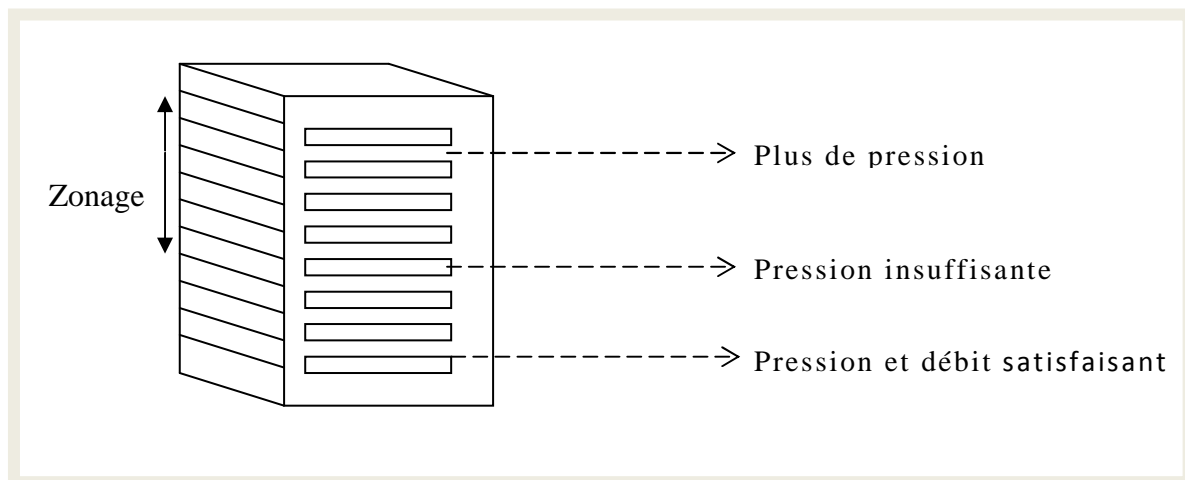


Figure 7.3 : Distribution de pression suivant la hauteur

Fixons la pression maximale d'immeuble P_{\max} à 20 m.c.e et déterminons les niveaux où la pression nécessaire est inférieure à la pression maximale $P \leq P_{\max}$

$$\Delta P = P_{\max} - P_s = 20 - 10.08 = 9.92 \text{ m. c. e}$$

$$\Delta P = h + 1.15j. h = h(1 + 1.15j) = h \times 1.045$$

$$h = \frac{\Delta P}{1.045} = \frac{9.92}{1.045} = 9.5 \text{ m}$$

Nombre d'étages :

$$n = \frac{9.5}{3} = 3.16 \text{ m}$$

Donc : $n=3 \longrightarrow n+1=4$ niveau où $P \leq P_{\max}$

Ces 4 niveaux constituent une « zone »

Pour les niveaux inférieurs où $P \geq P_{\max}$, il faut réduire la pression

7.5.5-Dimensionnement du ballon surpresseur

La mise en pression est assurée par un réservoir sous pression d'air, l'eau refoulée par la pompe s'accumule dans un réservoir.

A la partie supérieure du réservoir se trouve de l'air sous la pression de H_{\max} et H_{\min} correspondant à un maximum et un minimum.

La pompe démarre quand la pression tend à tomber au-dessous de H_{\min} , s'arrête quand elle tend à dépasser H_{\max} ,

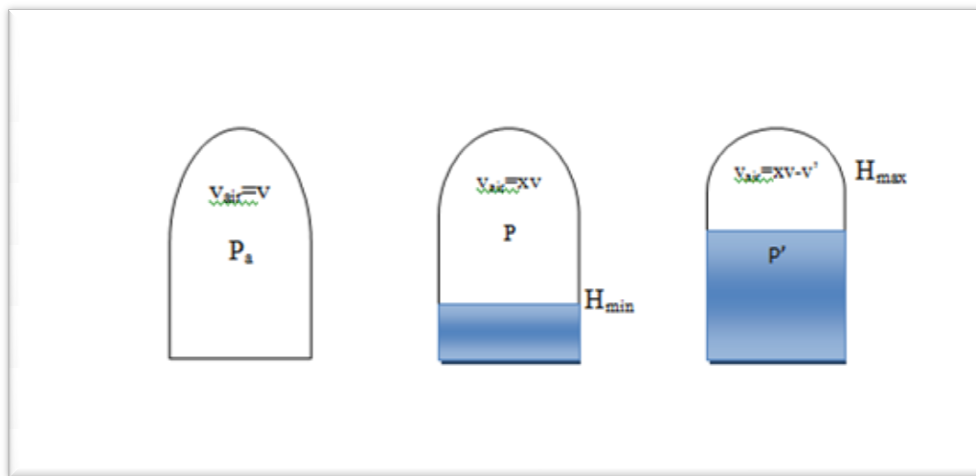


Figure 7.4 : Réservoir surpresseur

7.5.5.1-Volume utile du réservoir dans le cas d'une seule pompe

Soit Q_0 le débit maximum du réseau et H_{\min} la hauteur manométrique minimum à assurer en tête du réseau, Q_1 le débit correspondant à la pression de déclenchement.

Le fonctionnement par intermittence est obtenu lorsque le débit appelé est inférieur à Q_1 . La caractéristique d'une pompe doit être choisie de telle façon qu'elle puisse donner le débit Q_0 maximum à la hauteur H_{\min} et un débit Q_1 à la hauteur importante H_{\max} tenant compte de toutes les pertes de charge dans le réseau. Donc, nous pouvons dire que les débits refoulés varient entre Q_1 et Q_0

7.5.6-Principe de dimensionnement

Pour dimensionner un réservoir surpresseur, nous avons appliqué le contenu du tableau (7.4) afin de déterminer le volume du ballon de réservoir surpresseur, le débit et la hauteur manométrique de la pompe.

Tableau 7.4 : Principe de dimensionnement [5]

Elément à déterminer	symboles	Méthode
Réseau		
-Consommation/jour	C_j	Dans notre cas en prend 180l/hab.jour
-Consommation/heure	C_h	$C_h = C_j / D_j$ ($D_j = 4$ à 5h de puisage/jour)
-Pression nécessaire	P_1	$P_1 = h + P_s + \sum \Delta H$
Pression d'enclenchement	P	$P = P_1 + P_a$
Pression de déclenchement	P'	$P' = P + \text{fourchette}$ (fourchette=1 à 1.5bar)
Durée d'un cycle (6 à 15 T_c/h)	T_c	$T_c = T_p + T_d$ (temps de pompage+temps de débit)
Ballon :-Volume utilisable	V'	$V' = Q_p \times T_d$ ou $V' = (C_j / D_j \cdot 3600) \cdot T_d$
-Volume et % d'air	V et X	$V = (V' / X) \cdot P' / (P' - P)$, $X = 0.7$
Pompe :-Débit maximum	Q_{po}	$Q_{po} = Q [1 + (T_d / T_p)]$
-Hauteur manométrique maximum	H_{max}	$H_{max} = P_{s,max} - P_e = (P' - P_a) - P_e$
-Hauteur manométrique minimum.	H_{min}	$H_{min} = P_{s,min} - P_e = (P - P_a) - P_e$

Dans notre cas nous avons :

La pression d'entrée : $P_e = 32.7$ m.c.e

La pression de sortie ou d'appartement : $P_s = 10.08$ m.c.e

Le débit probable : $Q_p = 2.93$ l/s

D'autre part, nous avons pour chaque colonne une hauteur de 16 m et 60 appartements de type F3 avec un taux d'occupation 6 personnes/ appartement

Donc : le nombre d'habitation = $6 \times 60 = 360$ habitants

7.5.6.1-Consommation moyenne journalière

$$C_j = 180 \times 360 = 64800 \text{ l/j}$$

7.5.6.2-Pression nécessaire pour chaque immeuble

$$P_1 = h + P_s + \sum \Delta H = 16 + 10.08 + 1.71 = 27.79 \text{ m.c.e}$$

7.5.6.3-Pression d'enclenchement

$$P = P_1 + P_a = 2.779 + 1 = 3.779 \text{ bars}$$

Avec : P_a : c'est la pression atmosphérique

7.5.6.4-Pression de déclenchement

$$P' = P + \text{fourchette} = 3.779 + 1 = 4.78 \text{ bars}$$

7.5.6.5-Cycle de fonctionnement

10 cycles/heure ; 2min pompage et 4min débit

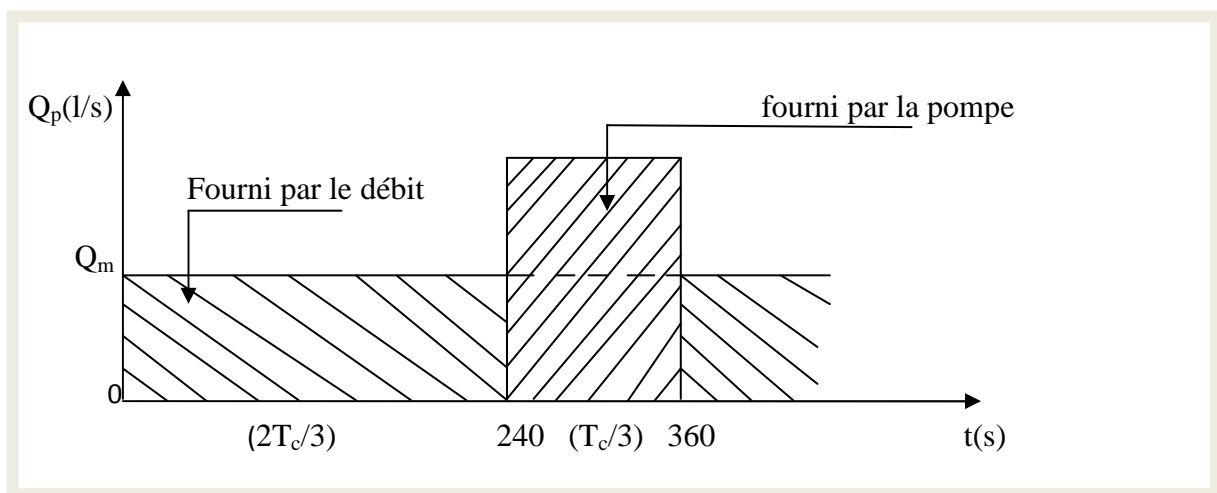


Figure 7.5 : Graphe de cycle de fonctionnement

a- Volume utilisable

1^{re} méthodes

$$V_1' = Q_p \times T_d = 2.93 \times \frac{360 \times 2}{3} = 2.93 \times 240 = 704 \text{ l}$$

2^{eme} méthodes

$$Q_i = \frac{C_j}{D_j \times 3600} \frac{64800}{4 \times 3600} = 4.5 \text{ L/s}$$

$$V_2' = Q_i \times T_d = 4.5 \times \frac{360 \times 2}{3} = 1080 \text{ l}$$

b- Volume du ballon

D'après chaque méthode

$$V_1 = \frac{V'}{X} \times \frac{P'}{P' - P} = \frac{704}{0.7} \times \frac{5.28}{1.5} = 3541 \text{ l}$$

Avec

X : c'est un pourcentage d'air dans un groupe hydropneumatique, X=0.7

$$V_2 = \frac{V'}{X} \times \frac{P'}{P' - P} = \frac{1080}{0.7} \times \frac{5.28}{1.5} = 5431 \text{ l}$$

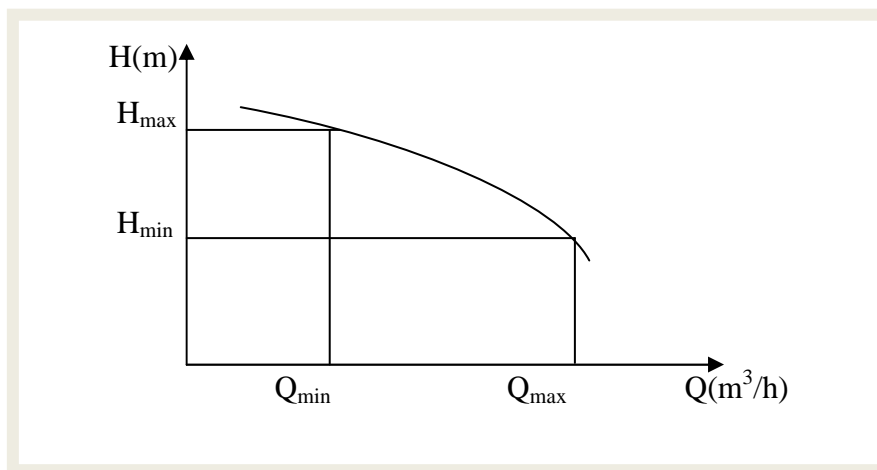
c- Détermination du débit de la pompe

Figure 7.6 : La courbe caractéristique de la pompe

La hauteur manométrique de refoulement étant variable, le débit de la pompe est aussi variable.

➤ Débit pour $V_1' = 704 \text{ l}$

$$Q_{po} = \frac{Q_p}{1 + \frac{T_d}{T_p}} = 2.93 \times \left(1 + \frac{4}{2}\right) = 2.93 \times 3$$

$$Q_{po} = 8.79 \text{ l/s} = 31.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ Débit pour $V_2' = 1080 \text{ l}$

$$Q_{po} = \frac{Q_i}{1 + \frac{T_d}{T_p}} = 4.5 \times \left(1 + \frac{4}{2}\right) = 4.5 \times 3$$

$$Q_{po} = 13.5 \text{ l/s} = 48.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

Remarque

Les deux méthodes de calcul de volume utilisable donnent les valeurs maximal et minimal de la plage de choix.

d- Hauteurs manométriques de la pompe➤ *Hauteur maximale*

$$H_{\max} = P_{s,\max} - P_e = (P' - P_a) - P_e = (4.78 - 1) - 1.08$$

$$H_{\max} = 2.71 \text{ bar} = 27.1 \text{ m.c.e}$$

➤ *Hauteur minimale*

$$H_{\min} = (3.78 - 1) - 1.08$$

$$H_{\min} = 1.7 \text{ bar} = 17 \text{ m.c.e}$$

Tableau 7.5 : Récapitulation des résultats

V' (m ³)	V (m ³)	T_p (min)	T_d (min)	Q_p (m ³ /h)	H_{\max} (m)	H_{\min} (m)
0.704	3.541	4	2	31.64	27.1	17
1.08	5.431			48.6		

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons donné un principe de dimensionnement d'un ballon surpresseur alimentant un immeuble au moyen d'un réseau vertical. Dans ce dimensionnement, nous avons pris en considération la pression d'entrée qui est entre autre la pression de service donnée par le réservoir. La pompe utilisée fonctionne avec un débit constant, régularisé par le ballon surpresseur. Les pressions minimale et maximale ainsi provoquées permettent dans tous les cas d'atténuer le zonage provoqué par le couple pression –débit. Le nombre de cycles ainsi choisi est adéquat pour éviter les arrêts et démarrage intempestifs de la pompe.

Chapitre 8

Pose de canalisation

8.1-Introduction

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement.

Dans ce chapitre nous allons étudier tous les cas qui peuvent se présenter dans notre projet afin de prévoir tous les obstacles auxquels nous risquons d'être confrontés au cours de la réalisation des travaux de la pose des canalisations.

8.2- Principe de Pose des Canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

8.2.1- Pose selon la Nature de Terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalies (absence de rivière, de galerie et de marécage). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), Le fond de tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au dessous du tuyau.

Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

8.2.2- Pose Selon la Nature des Conduites

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire.

En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

8.2.3-Traversées des routes

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

8.2.4- Traversée des Oueds

La pose de canalisation à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont -route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

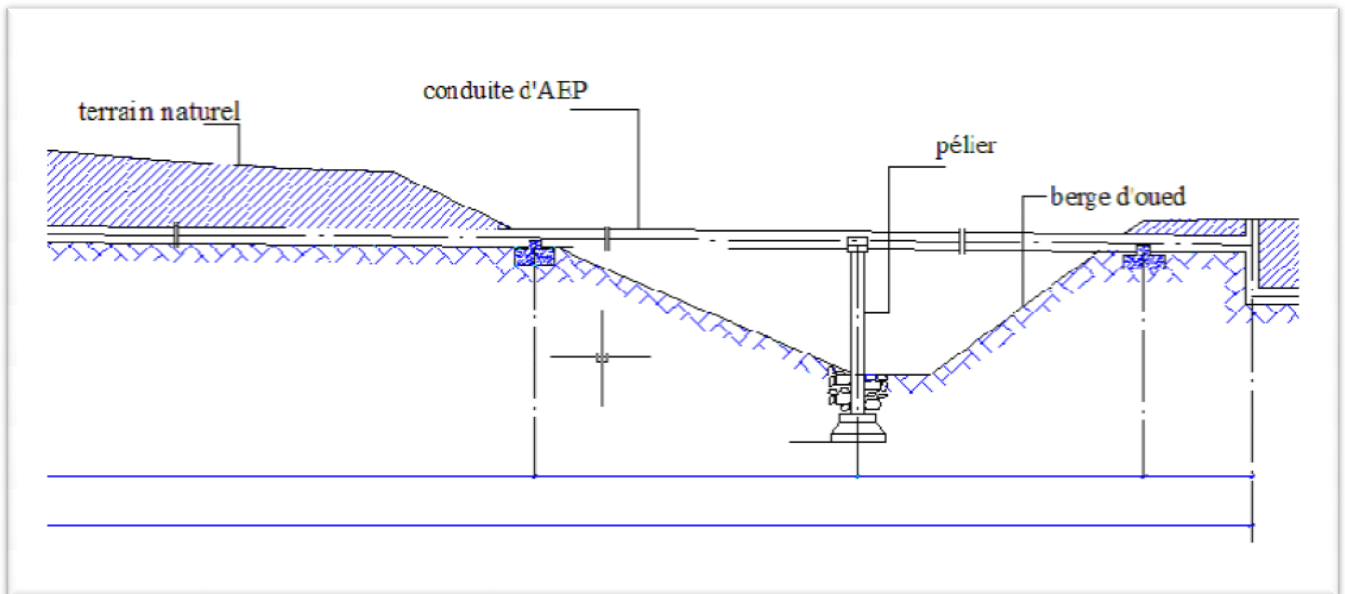


Figure 8.1 : La traversée d'un oued

8.3- Utilisation des Butées et verrouillage [3]

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

8.3.1- L'utilisation de massifs de butées en béton

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

8.3.2- Verrouillage

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

NB : pour notre cas nous optons pour le verrouillage sur tout le réseau mise à part au niveau des coudes ou l'on prévoit des butées en béton.

8.4-Exécution des Travaux de Pose des Canalisations

8.4.1- Travaux Préliminaires

Avant de commencer le chantier de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisations de gaz).

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

8.4.2- Excavation des Tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement.

La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

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

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

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

8.4.2.1- La Profondeur de Tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiquée au profil en long, en général la profondeur est donnée par la relation suivante

$$H_{tr} = D + h + e \quad \text{en (m)} \quad (8.1)$$

Avec

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, elle varie entre 80 et 120 cm. Dans notre projet on prend $h = 1\text{m}$.

e : Epaisseur du lit de pose ($e = 0,2\text{ m}$).

8.4.2.2- La Largeur de Tranchée (B)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque coté de la conduite.

$$B = D + 0,6 \quad \text{en (m)} \quad (8.2)$$

Avec

D : Diamètre de la conduite (m).

8.4.2.3-La Section de Tranchée (S_{tr})

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad \text{en (m}^2\text{)} \quad (8.3)$$

Avec

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

b : Largeur du fond de la tranchée (m).

8.4.3-Lit de pose

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le sable puisque le terrain est de nature ordinaire.

8.4.4- L'assise

Au dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.

8.4.5- Remblayage des tranchées

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

8.4.5.1- Le remblai d'enrobage

Il comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

8.4.5.2. Le remblai supérieur

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Les déblais seront toute fois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

8.4.5.3-Grillage avertisseur

Pour la signalisation de la conduite, un grillage avertisseur sera mise en place à l'intérieur du remblai supérieur à une hauteur de 60 cm en dessous du terrain fini. Il devra dans tous les cas être situé à une hauteur de 30 cm au dessus de la génératrice supérieure extérieure de la conduite.

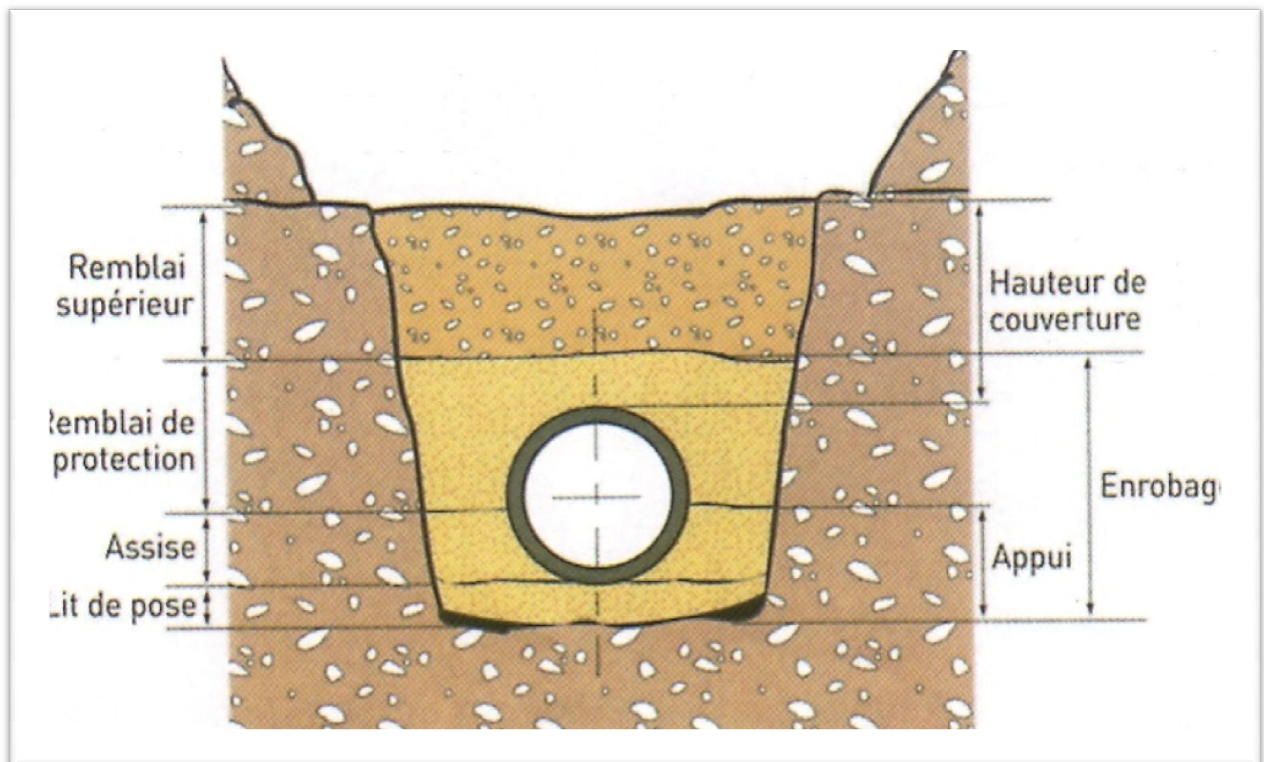


Figure 8.2: Remblayage des tranchées.

8.5-Prescription spéciale concernant le PEHD

Il est déconseillé de poser les canalisations en polyéthylène :

- A proximité de réseaux de chauffage urbain et d'égouts industriels où la température qui dépasse 25°C. Lorsque l'éloignement n'est possible, il convient de protéger la canalisation par un matériau isolant.
- A proximité d'une zone imprégnée d'hydrocarbure, auquel cas la conduite doit être placée dans un barreau afin d'éviter tout risque de pollution des eaux.
- Comme pour le PVC, les conduites en polyéthylène doivent être stockées à l'abri du soleil, ils ne doivent pas être posés lorsqu'ils sont portés (au soleil par exemple) à une température élevée.
- La mise en place des tuyaux doit être réalisée en larges ondulations destinées à compenser le retrait et la dilatation (le polyéthylène a une dilatation linéaire qui peut atteindre 8 mm/m pour une différence de température de 40 °C).
- Un soin particulier est à apporter lors de la manipulation des conduites du fait de la sensibilité de polyéthylène aux blessures tranchantes.

8.6- Epreuve de joints et de la canalisation

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

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

8.7- Mise en Place des Canalisations

1-Avant la descente des conduites aux fouilles, nous procédons à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs.

2-la descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.

3-Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards.

4- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.

5- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieurs à 250mm), les conduites seront descendues manuellement.

8.8- Mise en Service du Réseau d'eau

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

La désinfection peut s'effectuer soit au chlore soit au permanganate de potassium. Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour l'opération de désinfection. Après cette opération, on doit procéder un rinçage du réseau à l'eau clair.

8.9-Choix des Engins du Chantier

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement.

Pour notre cas nous avons envisagé de choisir les engins classiques de chantier qui sont présentés dans le tableau 8.1.

Tableau 8.1: Les Engins Utilisés pour la Mise en Place des Conduites et Leurs Rôles

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer Equipé en Rétro	Enlever les roches et les racines des arbres
Un Camion Citerne	Arroser le remblai avant le compactage
Un Chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une Pelle Mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
Un Compacteur à Rouleau Lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm
Un Camion	Évacuer les déblais

8.10-Calcul des Volumes de Terrassement

8.10.1-Volume des Déblais (V_d)

Le volume d'excavation est donné par la relation suivante :

$$V_{tr}=L_{tr}\times S_{tr} \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.4)$$

Avec

L_{tr} : Longueur de la tranchée en (m).

S_{tr} : Section de la tranchée en (m²).

8.10.2-Volume des Déblais Foisonnés V_{df}

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df}=K_j\times V_d \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.5)$$

Avec

K_j : Coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol , dans notre cas $K_j=1.2$

V_d : Volume des déblais en (m³).

8.10.3-Volume du Lit de Sable (V_s)

Ce lit correspond à une couche de sable de 20 cm sur le fond de la tranchée. Nous calculons ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s=b\times e\times L_{tr} \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.6)$$

Avec

b : Largeur de la tranchée en (m).

e : Epaisseur du lit de sable avec $e=20\text{cm}$.

L_{tr} : Longueur de la Tranchée (m).

8.10.4-Volume de la Conduite (V_c)

Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = \frac{\pi D^2}{4} L_{tr} \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.7)$$

Avec

D : Diamètre des conduites à poser en (m).

L_{tr} : Longueur de la Tranchée (m).

8.10.5-Volume des Remblais (V_r)

Le volume des remblais c'est le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable, il est calculé comme suit :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.8)$$

Avec

V_d : Volume total des déblais en (m^3).

V_c : Volume total occupé par les conduites en (m^3).

V_s : Volume total de sable pour le lit de pose des conduites en (m^3).

8.10.6-Volume Excédentaire (V_{exc})

Il est calculé comme suit :

$$V_{exc} = V_d - V_r \text{ en (m}^3\text{)} \quad (8.9)$$

Avec

V_d : Volume total des déblais en (m^3).

V_r : Volume total des remblais en (m^3).

Les résultats de calcul des volumes de terrassement sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 8.2 : Récapitulatif des Différents Volumes de Terrassement

Diamètres (mm)	63	75	110	125	160	200
Largeur de Tranchée L_{tr} (m)	0.663	0.675	0.71	0.73	0.76	0.80
Hauteur de Tranchée H_{tr} (m)	1.263	1.275	1.31	1.33	1.36	1.40
Section de Tranchée S_{tr} (m ²)	0.84	0.86	0.93	0.96	1.03	1.12
Hauteur du Lit du Sable e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Section du Lit du Sable S_s (m ²)	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15	0.16
Section de Conduite S_c (m ²)	0.0031	0.0044	0.0095	0.0123	0.0201	0.0314
Longueur de Tranchée L_{tr} (m)	1214	535	930	186	3843	715
Volume des Déblais V_d (m ³)	1020	461	865	179	3959	801
Volume de Conduite V_c (m ³)	4	3	9	3	78	23
Volume de Sable V_s (m ³)	158	75	130	28	577	114
Volume des Déblais Foisonnés V_{df} (m ³)	1224	553	1038	215	4751	961
Volume de Remblais V_r (m ³)	858	383	726	148	3304	664
Volume Excédentaire V_{exc} (m ³)	1066	478	908	187	4174	847

Alors :

- Le volume total des déblais = 7285 (m³).
- Le volume total de sable = 1082 (m³).
- Le volume total des déblais foisonnés = 8742 (m³).
- Le volume total des remblais = 6083 (m³).
- Le volume total excédentaire = 7660 (m³).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'alimentation en eau potable, puis nous avons calculé les volumes de terrassement et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyau, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, Pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement.

Chapitre 9

Protection et sécurité de travail

9.1-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 humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

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

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

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

Pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

NB : pour notre cas nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation.

9.2-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique [1]

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

9.2.1- 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.

9.2.2- 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.)

9.3- 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.

9.4-Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- 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.
- Travailler dans une altitude inappropriée.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

9.5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents [1]

9.5.1- 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.)

9.5.2- Autre protections

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

9.6-Protection collective

9.6.1. 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 rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

9.6.2- 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.

9.6.3- 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

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.

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

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

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Suite à l'état très vétuste du réseau de distribution de l'agglomération de Ouled Yahia nous avons procédé à sa rénovation totale en passant par un dimensionnement.

Afin d'entamer cette étude, nous avons procédé à l'étude de toutes les étapes présentées par les chapitres qui contribuent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable à savoir :

Le dimensionnement du réseau de distribution a été abordé au moyen du logiciel Watercad et qui a concerné le cas de pointe et pointe+incendie.

Après simulation, les diamètres retenus pour le réseau varient de 63 à 200mm engendrant des vitesses acceptables. Le matériau choisi pour les conduites étant le PEHD, pour les avantages qu'il offre ; et surtout leur disponibilité sur le marché.

Après étude et analyse nous avons déduit que les deux réservoirs existants ,en bon état, alimentant le réseau occupent un volume suffisant à l'horizon futur .

Le moyen le plus adéquat pour la protection anti bélier de la conduite de distribution gravitaire reliant le réservoir au premier nœud du réseau , consiste à proposer une loi de manœuvre du robinet de caractéristique choisie. Cette loi garantira la protection de cette conduite contre le coup de bélier ainsi engendré lors de la manœuvre. Ce travail a été illustré par un chapitre détaillé portant sur l'étude de la surpression et le dimensionnement du réseau vertical.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] AMBARATSOUMIAN, V. Recommandations méthodologiques : relatives à l'exécution de la partie «protection du travail » du mémoire de fin d'étude. 2^{ème} Edition. ENSH Blida, 1994.72p
- [2] BONNIN, J .Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petites et moyennes importances. Editions : Eyrolles. Paris, 1986, 228p.
- [3] CARLIER, M. Hydraulique générale et appliquée. Editions :Eyrolles. Paris, 1972, 582p.
- [4] CHIALI Group (éd).Catalogue technique des tubes polyéthylène.7p.
- [5] DELEBECQUE, R ,REUX,C. Les formulaires des installations sanitaires, Tome 1, eau froide. Editions : Delagrave. 1976. 95p.
- [6] DUPONT.A. Hydraulique urbaine : ouvrages de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2. Editions :Eyrolles . Paris, 1979. 582p.
- [7] L'équipe de Saint-Gobain (éd) .Pipe Systems Belgiumsa. Robinetterie pour réseau d'eau potable. 4^{ème} Edition. 2009. 84p.
- [8] MEUNIER,M. Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. Edition :Dunod. Paris, 1980. 198p

Références Webo- Bibliographiques

- [9] Gestion et modélisation de la distribution d'eau [en ligne]

[http:// www.bentley.com/fr.FR/products/watercad/](http://www.bentley.com/fr.FR/products/watercad/) (consulté le 10.04.2012).

- [10] Le portail expert de la performance énergétique, la surpression d'eau [en ligne]

[http:// consiels.xpair.com](http://consiels.xpair.com) (consulté le 25.05.2012).

- [11] Présentation générale d'un supprimeur [en ligne]

[http:// lokistagnepas.canalblog.com.archives/2008/09/206/10724310.htm](http://lokistagnepas.canalblog.com.archives/2008/09/206/10724310.htm)

(consulté le 25.05.2012).

ANNEXES

Annexe 2.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures (h)	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	2	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

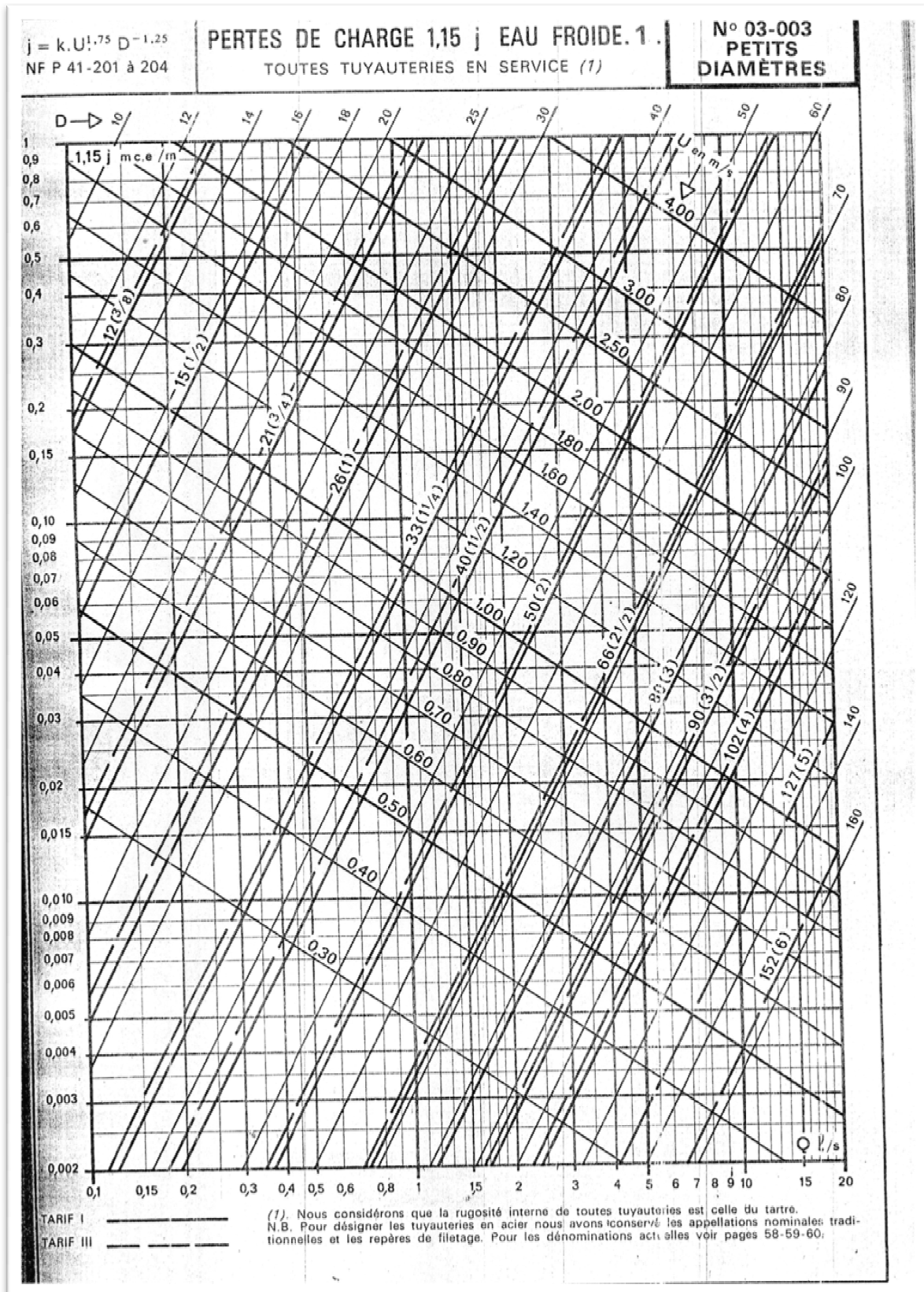
Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe 3.1: Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s) D (mm) 1000i	0.4 50 1.43	0.7 50 3.97	1.0 5.0 7.61	1.5 50 160	2.0 50 27.3	2.2 50 32.6	2.2 75 4.51	2.5 75 5.77	3.0 75 7.97	3.5 75 10.7
Q (l/s) D (mm) 1000i	4.0 75 13.6	4.5 75 16.9	5.0 75 20.5	5.2 75 22.0	5.2 100 5.40	5.5 100 6.00	6.00 100 7.03	7.00 100 12.0	8.0 100 12.0	9.1 100 15.2
Q (l/s) D (mm) 1000i	9.1 125 6.49	10 125 7.72	11 125 9.21	12 125 10.8	13 125 12.6	13.8 125 14.0	13.8 150 6.02	16 150 8.05	18 150 10.0	20 150 12.2
Q (l/s) D (mm) 1000i	22 150 14.5	23.6 150 16.5	23.6 200 3.94	25 200 4.38	30 200 6.14	35 200 8.18	40 200 10.5	44 250 12.5	44 250 4.29	50 250 5.45
Q (l/s) D (mm) 1000i	55 250 6.50	60 250 7.64	65 250 8.88	71 250 10.5	71 300 4.50	80 300 5.63	90 300 7.00	100 300 8.53	103 300 9.01	103 350 4.29
Q (l/s) D (mm) 1000i	110 350 5.03	120 350 5.92	130 350 6.87	140 350 7.89	144 350 8.31	144 400 4.31	150 400 4.65	160 400 5.24	170 400 5.87	180 400 6.53
Q (l/s) D (mm) 1000i	190 400 7.23	200 400 7.96	217 400 9.20	217 500 3.20	220 500 3.30	240 500 3.89	260 500 4.52	280 500 5.19	300 500 5.93	320 500 6.66
Q (l/s) D (mm) 1000i	340 500 7.47	360 500 8.31	380 500 9.21	400 500 9.21	420 500 11.1	440 500 12.1	460 500 13.2	480 500 14.3	500 500 15.5	505 500 15.8

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe 7.1 : perte de charge en fonction de débit et de diamètre



Extrait de l'ouvrage : Les formulaires des installations sanitaires, Tome 1, eau froide.
Editions : Delagrave. 1976.