

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville
de Sidi-Aich (w. Bejaia) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-09

APA Citation (APA توثيق):

**Ayadi, Hamza (2009). Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville
de Sidi-Aich (w. Bejaia)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME

**Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la
ville de SIDI AICH (W. BEJAIA)**

Présenté par :
M^r : AYADI Hamza

Promoteur :
M^r : AYADI. A

Devant le jury composé de :

Président : M^r O. KHODJET-KESBA

**Examineurs : M^{me} K. ZERHOUNI
M^{me} L. CHENINI
M^r M. DJELLAB
M^r M.LAIDI**

juin 2009

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier du fond du cœur :

Mon promoteur M^r AYADI A, qui m'a énormément aidé à achever ce travail, que ce soit par ses conseils, ses orientations, sa disponibilité, ou même avec sa sympathie et son éternel sourire qui nous redonnent à chaque fois la volonté et la force de travailler ;

M^r BENHAFID, le directeur de l'école, ainsi que le sous directeur M^r KOUDJET, qui m'ont facilité des tas de procédures et qui ont veillé à la réussite de ce travail;

Tous les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger mon travail ;

Tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique qui ont participé à ma formation ;

Tous les personnels de la bibliothèque qui m'ont beaucoup aidé et orienté durant ma recherche au prés de leur service ;

Mes copains de chambre, Samir, Lyes, Mestafa;

Mes amis, Redouane, Lyes. H, Makhlouf, Sofiane, Nabil, Mahfoud, Larbi, Mohand, Takfarinas, Said, Madjid, Belkacem, Yazid, Morad, Hakim;

Ainsi que Habiba, Lilia, Khadra, Fariza, Amina, Mima, Lydia, Amel ;

Enfin tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.

AYADI A

DEDICACES

C'est avec une très grande émotion que je me permets de dédicacer ce présent travail à :

Particulièrement, à la mémoire de mon père, paix à son âme, qui a toujours cru en moi, et qui n'a cessé de me porter son soutien et son assurance ;

Ma chère mère, qui a beaucoup souffert pour moi, et qui sans elle je ne serais pas parvenu à grand-chose ;

Mon grand frère Farés qui a toujours été là pour moi ;

Mes frères, Locif, Rabah, et mes deux sœurs Mina et la petite Mamou,

Mon oncle paternel Brahim, sa femme Djedjia, ainsi que ses enfants Hassen, Tarik, et Nacera ;

Mon cousin Lakhal et sa femme Warda, ainsi que leur enfants,

Mon oncle paternels Malek, sa femme Tata, ainsi que ses enfants Karime, Redha,Zahir, et Kaled,

Ma grand-mère Taose, ainsi que ses enfants Fouad, mimi

Mes oncles maternels, Nadir et Sofi, ainsi que leur femme

Ma tante Atika , qui ma tant marqué par son courage,

Ma tante Dina, qui ma beaucoup encouragé et qui ma aidé à surmonter des tas d'obstacles ;

Mon oncle said, qui m'a beaucoup aidé a réalisé ce travail.

AYAD? h.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو التسيير الأمثل لشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة سيدي عييش. ان انجاز لنموذج هيدروليكي، سمح بتشخيص الشبكة وتحديد المناطق التي تواجه مشاكل. انطلاقا من هذا الوضع، تم اقتراح اعدادات و مخطط التجديد. الاعدادات المقترحة، سمحت بضمان الكمية والضغط المطلوب في المناطق الصعبة لعام 2009. تجديد الأنابيب الأكثر تدهورا يمكن من تجنب الانكسارات على هذه الأخيرة. التقسيم يسمح بكشف التسربات غير المرئية بكل سرعة و سهولة وذلك بمراعاة قطاع الشبكة.

Résumé

L'objectif de la présente étude est d'optimiser la gestion du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Sidi-Aïch.

La réalisation d'un modèle hydraulique a permis d'effectuer un diagnostic du réseau et d'identifier les zones à problèmes.

A partir de cet état des lieux, des aménagements et un plan de renouvellement, ont été proposés.

Les aménagements suggérés permettront d'assurer la quantité et la pression demandée dans les zones difficiles pour 2009.

Le renouvellement des canalisations les plus détériorées permettra d'éviter au maximum les ruptures sur ces dernières.

La sectorisation permettra, en tenant compte des disparités du réseau, de détecter plus facilement et plus rapidement les fuites non visibles.

Abstract

The objective of this study is to optimize the management of the distribution network of drinking water of town of Sidi-Aïch.

The realization of a hydraulic model made it possible to carry out a diagnosis of the network and to identify the zones with problems.

From this inventory of fixtures, installations and a plan of renewal were proposed.

Suggested installations will make it possible to ensure the quantity and the pressure required in the difficult zones for 2009.

The renewal of the most deteriorated drains will make it possible to avoid to the maximum the ruptures on these last.

The sectorisation will allow, by taking account of the disparities of the network, to detect more easily and more quickly the no visible escapes.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction	1
I- Situation géographique.....	1
II- Situation topographique	1
III- Situation climatologique	1
III-1- Climat	2
III-2- Température	2
III-3- Pluviométrie	2
III-4- Vent	2
IV- Situation hydrologique et hydrogéologique	2
V- Ressource mobilisées	3
VI- Le réseau d'AEP de Sidi Aich par les chiffres.....	3
VI-1- méthodologie.....	3
VI-2- Statistiques sur le réseau.....	4
VI-3- Classement des conduites dans notre réseau.....	5
VI-3-1- Classement des conduites selon leur nature.....	5
VI-3-2- Classement des conduites selon leur diamètre.....	5
Conclusion	5

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Introduction.....	9
I- L'évolution de la population :	10
I-1- prévision de la population	12
I-2- prévision de la population aux horizons d'études	12
II- L'évaluation des débits	12
II-1- Généralité	12
II-2- Consommation unitaire et choix de la dotation.....	13
II-3- Evaluation de nombres d'habitants a l'état actuel.....	13
II-4- Calcul du débit moyen journalier (2009).....	13
II-5- Besoins en eau des différents usagers.....	13
III- Variation des débits de consommation dans le temps.....	13
III-1- Coefficient d'irrégularité.....	14
III-1-1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)	14
III-1-2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	14
III-2- Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$).....	14
III-3- Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$).....	15
III-4- Détermination des débits journaliers.....	15
III-4-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	15
III-4-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	16
III-5- Débit moyen horaire.....	18

III-6- Détermination du débit maximum horaire.....	19
IV- L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	19
V- Estimation de la population a l'horizon 2035.....	20
V-1- Calcul des besoins en eau.....	20
V-2- Détermination des débits journaliers.....	20
V-2-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	20
V-2-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	24
V-3- Détermination des débits horaires.....	24
V-3-1- Débit moyen horaire.....	24
V-3-2- Débit maximum horaire.....	25
Conclusion.....	25
CHAPITRE III	
LES RESERVOIRS	
Introduction	25
I- Rôle des réservoirs	25
II- Emplacement des réservoirs	25
III- Choix du type du réservoir	25
IV- Equipement du réservoir.....	27
IV-1- Conduite d'arriver ou d'alimentation.....	27
IV-2- Conduite de départ ou de distribution.....	27
IV-3- Conduite de trop-plein.....	27
IV-4- Conduite de décharge ou de vidange	28
IV-5- Conduite by-pass	28
IV-6- Vidange et remplissage des réservoirs.....	28
V- Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant.....	28
VI- Détermination de la capacité du réservoir.....	29
VI-1- Principe de calcul.....	29
VI-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	30
a- Le volume utile pour l'état actuel.....	30
b- Le volume utile pour l'horizon 2035.....	30
Conclusion.....	30
CHAPITRE IV	
SIMULATION DU RESEAU A L'ETAT ACTUEL	
Introduction	31
I- Type du système de distribution existant.....	32
II- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	35
II-1- Détermination des débits.....	35
a. Cas de pointe.....	35
b. Cas de pointe+ incendie.....	37
II-2 Résultats de la simulation.....	38
a. Cas de pointe	38
b. Cas de pointe+ incendie.....	46
Conclusion.....	48

CHAPITRE V

REMARQUES ET SOLUTIONS

Introduction	35
I- Analyse de la situation actuelle 2009.....	37
II- Interprétation des résultats de calcul de 2009.....	37
II-1- Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieur à la normale.....	37
II-1-1- Cas de pointe.....	37
II-2- Présentation des noeuds dont les pressions sont inférieures et supérieur à la normale.....	37
II-2-1 Cas de pointe.....	37
II-2-2- Cas de pointe + incendie.....	38
III- Solution du réseau actuel.....	38
IV- Proposition des diamètres.....	38
V- Simulation du réseau après proposition des solutions.....	38
V-1- cas de pointe.....	49
V-2- Cas de point +incendie.....	55
Conclusion.....	55

CHAPITRE VI

SIMULATION DU RESEAU POUR L'HORIZON 2035

Introduction.....	71
I- Les types de réseaux.....	72
I-1- Réseaux maillés.....	72
I-2- Réseaux ramifiés.....	72
I-3- Réseaux étagés.....	72
II- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035.....	72
II-1- Détermination des débits.....	74
a. Cas de pointe.....	74
b. Cas de pointe + incendie.....	74
II-2- Résultats de la simulation de l'horizon 2035.....	75
a. Cas de pointe.....	75
b. Cas de pointe + incendie.....	75
Conclusion.....	75

CHAPITRE VII

OUTIL DE TRAVAIL POUR UN BRANCHEMENT DANS UN RESEAU

Introduction.....	79
I- Caractéristiques nodales.....	79
II- Etude de la variation de la pression au point de branchement.....	79
III- Corrélation courbe caractéristique – installation.....	79
III-1- Le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$).....	80
III-2- Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$).....	80

III-2-1- (Q_x, H_x) en zone C.....	104
III-2-2- (Q_x, H_x) en zone D.....	104
IV- Analyse de l'étude.....	102
Conclusion.....	103

CHAPITRE VIII
POSE DE CANALISATION

Introduction:.....	104
I- Différentes poses de la canalisation.....	104
I-1- Pose en terre.....	105
I-1-1- Exécution et aménagement de la tranchée.....	106
I-1-2- Pose de la conduite.....	107
I-1-3- Remplissage.....	108
I-1-4- Essai hydraulique.....	109
I-1-5- Remblayage.....	109
II- Franchissement des points spéciaux.....	109
II-1- Traversée de route.....	110
II-2- Traversée de rivière.....	111
II-3- Butées.....	111
III- Équipement du réseau de distribution.....	111
III-1- Type de canalisation.....	111
III-2- Appareils et accessoires du réseau.....	112

CHAPITRE IX
PROTECTION EST SECURITE DE TRAVAIL

Introduction.....	112
I- Analyse des actions et conditions dangereuses pendant L'organisation de la construction du système d'AEP.....	113
I-1- Facteur matériel.....	114
I-2- Facteur humain.....	114
II- Mesure préventives pour éviter les causes des accidents.....	114
II-1- Protection collective.....	114
a- Engins de levage.....	114
b- Equipement de mise en œuvre du béton.....	115
c- Appareillages électriques.....	115
II-2- Autres protections.....	115
II-3- Protection individuelle.....	115

CHAPITRE X
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Introduction.....	115
I- La corrosion.....	116
I-1- Généralité.....	116
I-2- Les facteurs de la corrosion.....	116
I-3- La corrosion interne.....	116
I-4- Corrosion externe.....	121

II- Protection des conduites contre la corrosion.....	121
II-1- Corrosion externe.....	121
II-2- Protection cathodique.....	121
II-3- protection cathodique par anode réactive ou consommable.....	121
II-4- protection cathodique par soutirage du courant.....	122
II-5- corrosion interne des conduites.....	122
Conclusion.....	122
CHAPITRE XI	
GESTION ET SUIVI DU RESEAU	
Introduction.....	123
I- La gestion des forages.....	123
I-1- Adapter la pompe au captage.....	123
I-2- La connaissance des paramètres patrimoniaux.....	123
I-3- Les équipements techniques.....	123
II- Maintenance.....	123
II-1- La maintenance préventive.....	124
II-1-1- L'entretien courant.....	125
II-1-2- L'entretien préventif systématique.....	126
II-1-3- L'entretien préventif exceptionnel.....	126
II-2- La maintenance curative.....	126
III- Gestion technique et suivie général des installations (pour un captage par forage)	126
a) Contrôles hebdomadaires.....	126
b) Contrôles semestriels.....	126
IV- Vieillessement et traitement des forages.....	126
IV-1- Phénomène de corrosion.....	127
IV-1-1- Protection active.....	127
IV-1-2- Protection passive.....	127
IV-2- Phénomène de colmatage.....	127
V- Gestion et exploitation des réservoirs.....	127
V-1- Equipement des réservoirs.....	128
V-2- Aspects liés à l'exploitation des réservoirs.....	129
V-2-1- Opération de nettoyage.....	129
V-2-2- Contrôle de la qualité de l'eau.....	129
VI- Gestion et exploitation des réseaux.....	129
VI-1- La surveillance et l'entretien courant des adductions et réseau de distribution.....	129
Conclusion.....	130

Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Température mensuelle.....	2
Tableau I.2 : Précipitation maximale mensuelles.....	3
Tableau I.3 : les vitesses du vent au cours de l'année.....	3
Tableau I.4 : Les différencier forage existant avec leur débit.....	4
Tableau I.5 : Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existants.....	6
Tableau I.6 : Classement des conduites selon leurs natures.....	9
Tableau I.7 : Classement des conduites selon leurs diamètres.....	11
Tableau II.1 : Evolution de la population.....	13
Tableau II.2 : La population de Sidi-Aïch pour différents horizons.....	14
Tableau II.3 : Débit moyen des différents consommateurs.....	16
Tableau II.4 : variation du coefficient β_{\max}	18
Tableau II.5 : variation du coefficient β_{\min}	18
Tableau II.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	21
Tableau II.7 : Variation des débits horaires (2009).....	22
Tableau II.8 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2035).....	24
Tableau II.9 : Variation des débits horaires (2035).....	26
Tableau III.1 : Les caractéristiques du réservoir d'Imadalou.....	32
Tableau III.2 : Les caractéristiques du réservoir d'Ighaouzen.....	33
Tableau III.3 : Les caractéristiques du réservoir de Timezghra (Mission).....	34
Tableau III.4 : Calcul de la capacité de réservoir.....	36
Tableau IV.1 : détermination des débits route.....	39
Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds.....	42
Tableau IV.3 : détermination des débits aux nœuds.....	49
Tableau IV.4 : Vitesse et perte de charge dans le réseau.....	56
Tableau IV.5 : Charge et pression dans le réseau.....	61
Tableau IV.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau.....	64
Tableau IV.7 : Charges et pressions dans le réseau existant.....	68
Tableau V.1 : Les vitesses inférieures à la normale.....	74
Tableau V.2 : les vitesses supérieures à la normale.....	75
Tableau V.3 : les pressions supérieures à la normale.....	75
Tableau V.4 : les pressions inférieures à lanormale.....	76

Tableau V.5 : les pressions supérieures à la normale.....	76
Tableau V.6 : les pressions inférieures à la normale.....	77
Tableau V.7 : les diamètres proposes.....	79
Tableau V.8 : Les pressions avant et après les changements.....	79
Tableau V.9 : Les pressions avant et après changements.....	80
Tableau VI.1 : détermination des débits route.....	83
Tableau VI.2 : Détermination des débits aux nœuds.....	85
Tableau VI.3 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté	89
Tableau VI.4 : charges et pressions dans le réseau projeté.....	92
Tableau VI.5 : vitesse et perte de charge dans le réseau	94
Tableau VI.6 : charges et pressions dans le réseau.....	97
Tableau VII.1 : zone de variation du débit Q_x appelé.....	103
Tableau VII.2 : zone de variation du débit appelé ($Q_x > Q_{max}$).....	103
Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus.....	107
Tableau XI.1 : équipement des réservoirs.....	131

LISTE DES FIGURES	Pages
Fig. 01 : Pourcentage selon la nature des conduites.....	10
Fig. 02 : Linéaire en fonction de la nature des conduites (m).....	10
Fig. 03 : Pourcentage selon le diamètre des conduites.....	11
Fig. 04 : Linéaire en fonction du diamètre des conduites (m).....	12
Fig. 05 : Graphique de consommation.....	23
Fig. 06 : Courbe intégrale.....	23
Fig. 07 : Graphique de consommation totale.....	27
Fig. 08 : Courbe intégrale.....	27
Fig. 09 : Schéma montrant le rôle du réservoir R3.....	73
Fig. 10 : Schéma montrant les emplacements des clapets au niveau des conduites 4 et 67.....	78
Fig. 11 : Courbe caractéristique du nœud.....	101
Fig. 12 : Différents lits de pose.....	108
Fig. 13 : Pose de la conduite dans la tranchée.....	108
Fig. 14 : Essai hydraulique.....	109
Fig. 15 : Remblayage des fouilles.....	110
Fig. 16 : Traverse de la rivière.....	111
Fig. 17 : Butée sur un coude vertical.....	112
Fig. 18 : Butée sur un coude horizontal.....	112
Fig. 19 : Butée sur un branchement.....	112
Fig. 20 : Corrosion interne.....	119
Fig. 21 : Corrosion externe.....	120

Introduction générale:

L'un des éléments essentiels qui caractérisent la vie sur notre planète est bien l'eau. Grâce à ce trésor la vie a pu se former depuis des millions d'années. Il s'agit bien entendu d'une source vitale inépuisable et sans égal où elle se considère comme étant un catalyseur inévitable de toute opération entre les être vivants.

Récemment, les changements climatiques et la forte demande simultanée en eau que ce soit par la population, l'agriculture, ou l'industrie, ont rendus cette ressource rare et parfois inaccessible.

En Algérie, de graves problèmes de pénurie d'eau se sont proclamés notamment lors de la sécheresse de 2001, où l'alimentation des villes, l'industrie, l'agriculture, et de diverses activités socioéconomiques ont été compromises.

A cette époque, le pays a failli opter pour l'importation de la ressource.

Ajoutons à cet égard la mauvaise gestion des réseaux, et l'augmentation du taux de fuite de ces derniers.

Il convient donc de veiller à préserver cette ressource et d'utiliser les meilleurs moyens pour l'acheminer, et l'exploiter d'une façon rationnelle et intelligente.

Dans ce qui suit, nous allons procéder à une étude de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi-Aïch, qui souffre d'une grave discontinuité concernant l'alimentation en eau potable malgré sa disponibilité.

Par ailleurs, ce réseau a été inauguré en 1998. A cet effet, notre étude aura comme objectif, une étude du réseau, son diagnostic et éventuellement proposer des solutions.

Chapitre I

Présentation de la ville

Introduction :

L'objet de la première phase est la collecte des plans existants, des informations sur le réseau d'alimentation en eau potable et sa reconnaissance sur le terrain en collaboration avec les services technico-administratifs en d'autres termes c'est la collecte des données auprès des services citées ci-dessous:

APC de Sidi-Aich

ADE de Sidi-Aich

Subdivision de l'hydraulique de Sidi-Aich

I- Situation géographique :

La ville de Sidi-Aich se situe dans la partie centrale de la vallée de la Soummam. Le chef-lieu de la commune est à 50 km de la wilaya de Bejaia. La commune de Sidi-Aich se caractérise par deux milieux naturels distincts:

La commune de Sidi-Aich compte l'agglomération et la zone épars.

Sidi-Aich est chef-lieu de la daïra et de la commune. La daïra de Sidi-Aich comprend les communes suivantes:- Sidi-Aich- Tinebdar- Tibane- Sidi-Ayad- El-Flaye- Tifra.

II- Situation topographique :

* L'altitude de la partie basse de la vallée de la Soummam varie de 80 à 100 m.

* Les versants de montagnes se trouvent à 600 m d'altitude.

Au niveau du chef-lieu de la commune, les versants se rapprochent l'un de l'autre pour former une cuvette.

Les versants se caractérisent par des cours d'eaux intermittents qui creusent des ravins importants débouchant sur l'Oued de la Soummam.

III- Situation climatologique :

III-1- Le Climat :

La commune de Sidi-Aich est exposée aux influences du climat méditerranéen du Nord Est (coté Remila) et du climat aride du Sud Ouest (coté Sidi-Aich), elle présente un climat méditerranéen sub-humide, caractérisé par une saison humide de novembre à la mi- mai et une saison sèche de la mi- mai à la mi- juin et des courtes périodes de sécheresse entre juillet – août.

III-2- La Température :

La région de la commune est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne annuelle varie entre 10° et 26°C. Voir tableau I.1

Tableau I.1: La température mensuelle (Source A.N.R.H – Blida):

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{min} (°C)	6,9	7,2	9,3	13,1	17,2	18,1	20,5	21,0	18,5	17,2	13,5	9,4
T _{max} (°C)	15,1	16,3	20,4	22,3	24,3	27,6	30,3	29,8	28,8	27,8	23,8	17,9
T _{moy} (°C)	10,2	10,9	13,9	17,3	20,3	22,2	25,4	25,4	23,1	21,9	17,6	12,7

Avec:

T_{min} : température minimale mensuelle en degré Celsius

T_{max} : température maximale mensuelle en degré Celsius

T_{moy} : température moyenne mensuelle en degré Celsius

III-3- La Pluviométrie :

La pluviométrie de la région est méditerranéenne caractérisé par une double irrégularité annuelle et interannuelle.

Malgré sa position septentrionale, il y a une nette opposition entre la saison froide et humide et la saison chaude et sèche.

Les précipitations moyennes mensuelles de la station de Bejaia sont représentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Précipitation maximale mensuelles (Source A.N.R.H – Blida):

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P_{maxj} (mm)	22,4	59,5	20,4	5,2	35,9	2,0	0,3	19,6	16,1	7,4	2,6	28,6

L'analyse de tableau nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les précipitations ne sont pas réparties uniformément au cours de l'année.
- Les mois juin, juillet et novembre accusent une très faible pluviométrie par contre au maximum très accusé

III-4- Le Vents :

Les vents constituent un facteur écologique important à des titres divers : agent de transport, facteur climatique, facteur mécanique.

Les vents soufflants dans notre région sont généralement de direction nord est, avec une vitesse qui croit avec l'altitude, la vitesse moyenne est de 2,5m/s à 3m/s.

La vitesse des vents au cours de l'année (en m/s) est représentée dans le tableau I.3

Tableau I.3 : La vitesse du vent au cours de l'année (Source A.N.R.H – Blida) :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	3,2	3,2	3,4	2,8	2,6	2,8	2,4	2,5	2,7	2,8	3,4	3,0

IV- Situation hydrologique et hydrogéologique

Le bassin versant de la Soummam est situé dans la partie Est de l'Algérie, il couvre une superficie de 9100 Km² de forme irrégulièrement étirée dans la direction Est Ouest et accède à la méditerranée par le golf de Bejaia.

Le bassin est délimité par la chaîne du Djurdjura est ses contrefort au Nord.

A l'Est, la limite est constituée par des élévations de faibles altitudes qui séparent le bassin du plateau de Constantine.

Au Sud Ouest, elle est constituée d'une succession de petites crêtes.

La commune de Sidi Aich est caractérisée par un réseau hydrographique dense.

L'oued Soummam est en général, de direction Sud Est au Nord est dans la commune.

Il fait trois grands méandres.

Au sein de la commune des affluents qui la traversent secs en été, et ne représentent que des petit ruisseaux (cours d'eaux) ramifiés alimentés soit par la fonte des neiges des montagnes, soit par les pluies intermittentes.

Le degré de ravinement est très important, cela est du au forte pente.

La région de Sidi Aich est alimentée par trois forages, les deux premiers font parties de la commune d'El flaye et alimentent le chef lieu, le troisième est localisé à Remila au niveau de la plaine de la Soummam donc alimenté par la nappe alluviale.

Les ressources en eaux souterraines sont très limitées vu que la vallée de l'oued Soummam est très étroite au niveau de la commune de Sidi Aich.

Il existe le long de la commune de Sidi Aich plusieurs puits au nombre de quarante huit (48), dont deux sont collectifs, un au niveau d'ERAD (débit= 10 l/s à l'arrêt depuis 1994, l'autre abandonné, il se trouve au niveau du la place SAINTE).

V- Ressources mobilisées :

L'alimentation en potable de la ville de Sid-Aich se fait à partir du champ de captage situé dans le lit de l'oued Assif Soummam. Les différentes régions de la commune sont alimentées par des réservoirs qui sont, à leur tour approvisionnés à partir des forages existants.

Tableau I.4: Les différents forages existant avec leur débit :

OUVRAGES	LOCALISATION	DEBIT (l/s)	AFFECTATION
Forage F1	Aghernouz	70	Sidi-Aich/El-Flaye/Tinebdar
Forage F2	Aghernouz	25	Sidi-Aich (rive gauche)
Forage.F3	Cône de déjection de l'Oued Imoula	25	Sidi-Aich (rive droite)/ Sidi-Ayad

VI- Le réseau d'AEP de Sidi Aich par les chiffres :

VI-1- Méthodologie :

Après la phase de récolement général qui a abouti à matérialiser le réseau sur les plans au 1/2000^{ème}, il a été procédé à sa digitalisation afin de le porter sur des supports informatiques.

Ensuite un travail sur les informations attributives (caractéristiques du réseau) a été organisé sur ce support et a débouché sur la mise en place d'une banque de données.

Cette banque de données numérique est reliée à un système d'information géographique (SIG), et met en correspondance les éléments graphiques (canalisations, vannes, réservoirs, ...) avec leurs caractéristiques.

Les concepts suivants ont été définis pour les réseaux d'eau potable considérés:

- Un tronçon est un élément possédant des caractéristiques homogènes sur toute sa longueur;
- Les équipements sont des éléments définissant les tronçons (noeuds aux extrémités, tels que les vannes et ouvrages) ou sections de tronçons (noeuds intermédiaires tels que les équipements publics, équipements spéciaux ou les branchements sensibles).

L'interrogation de ce système a permis d'obtenir et d'analyser les informations rapportées ci-après.

VI-2- Statistiques sur le réseau :

Il y a au total 95 conduites dans les réseaux d'AEP de Sidi-Aïch.

Ce type de réseau peut être pris en considération dans le cadre d'un système d'information Hydraulique (SIH) à l'échelle d'une unité géographique beaucoup plus étendue (bassin versant) ou d'une unité administrative (wilaya).

Les statistiques sur le réseau de la ville de Sidi-Aïch, se feront donc sur la base de l'échantillon des 95 conduites, cet échantillon représente un linéaire de 13077 m.

Les caractéristiques du réseau sont représentées sous forme de tableau :

Tableau I.5: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existants:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
1	1_8	40/49	ag	162
2	1_2	300	an	10
3	2_7	80/90	ag	127
4	2_3	300	an	2
5	3_71	90	pvc	69
6	3_6	300	an	138
7	4_67	100	an	133
8	4_77	33/42	ag	157
9	4_83	100	f	120
10	6_7	100	an	47
11	6_66	300	an	48
12	7_9	100	an	160
13	8_9	40/49	ag	186
14	8_10	40/49	ag	339
15	9_10	100	an	269
16	10_85	100	an	466
17	15_80	40/49	ag	85
18	15_67	100	f	37
19	15_81	100	f	221
20	18_19	100	f	270
21	18_98	100	an	31,3
22	18_99	50/60	ag	215
23	19_67	100	f	234
24	19_21	100	f	78
25	20_205	100	f	589,2
26	20_66	300	an	188
27	20_22	125	an	79
28	31_21	100	an	296
29	21_25	100	f	170
30	22_24	125	an	88
31	22_23	125	an	46

Suite du Tableau I.5:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
32	23_196	40/49	ag	43
33	23_65	125	an	162
34	24_26	125	an	84
35	24_132	40/49	ag	66
36	25_33	100	an	220
37	25_133	40/49	ag	370
38	25_100	100	f	338
39	26_28	125	an	36
40	26_27	125	an	143
41	27_101	125	an	41
42	27_63	40/49	ag	42
43	28_29	125	an	85
44	28_141	40/49	ag	57
45	29_32	125	an	89
46	29_139	40/49	ag	156
47	31_33	100	f	20
48	31_128	40/49	ag	62
49	32_34	125	an	29
50	32_160	125	an	31
51	33_37	100	f	219
52	34_35	125	an	142
53	34_131	50/60	ag	119
54	35_61	100	an	238
55	35_36	125	an	11,6
56	37_73	250	an	12
57	38_73	250	an	27
58	38_50	250	an	316
59	38_190	100	ag	30
60	41_109	80/90	ag	140
61	41_50	100	ag	29
62	41_108	100	an	72
63	42_44	100	an	87

Suite du Tableau I.5:

N°	Tronçons	Diamètres (mm)	Matériaux	Longueurs (m)
64	42_110	50/60	ag	89
65	42_50	100	an	209
66	43_44	100	an	16
67	43_45	50/60	ag	75
68	43_111	50/60	ag	124
69	44_122	50/60	ag	85
70	45_46	50/60	ag	48
71	45_123	50/60	ag	49
72	46_125	50/60	ag	186
73	46_47	50/60	ag	30
74	47_126	50/60	ag	242
75	47_124	50/60	ag	50
76	61_106	100	an	123
77	61_62	100	an	4
78	62_105	100	an	157
79	62_102	100	an	34
80	63_104	50/60	ag	50,48
81	63_103	50/60	ag	138
82	64_100	50/60	ag	112
83	64_105	50/60	ag	47
84	65_160	125	an	102
85	65_130	40/49	ag	60
86	66_84	40/49	ag	834
87	67_82	100	an	29
88	71_78	90	an	157
89	71_79	40/49	ag	52
90	73_145	33/42	ag	109
91	127_190	80/90	ag	235
92	160_161	40/49	ag	34
93	R1_4	100	an	393
94	R2_10	100	an	574,87
95	R3_64	60	ag	53,21

Avec :

An : acier noir, Ag : acier galvanisé, f : fente

VI-3- Classement des conduites dans notre réseau :

VI-3-1- Classement des conduites selon leur nature :

Les conduites en acier galvanisé pour les diamètres les plus faibles sont utilisées essentiellement pour le réseau de distribution.

On retrouve aussi des tronçons du réseau de distribution constitué par des conduites d'autres

L'acier noir utilisé pour les plus gros diamètres est utilisé en général pour les conduites d'adduction, de refoulement et d'aspiration. Les conduites en acier noir qui ne représentent que 46 % du nombre de conduites totalisent le linéaire la plus important avec 5 625 m de longueur.

Les conduites en fonte ont toutes un diamètre de 100 mm et sont utilisées par le réseau de distribution.

Tableau I.6: Classement des conduites selon leur nature :

n°	Nature	Nombre	Longueur (m)
1	acier galvanisé	39	5087
2	acier noir	44	5625
3	Fonte	11	2296
4	PVC	1	69
	Total	95	13077

Pour mieux imaginer la structure de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le matériau.

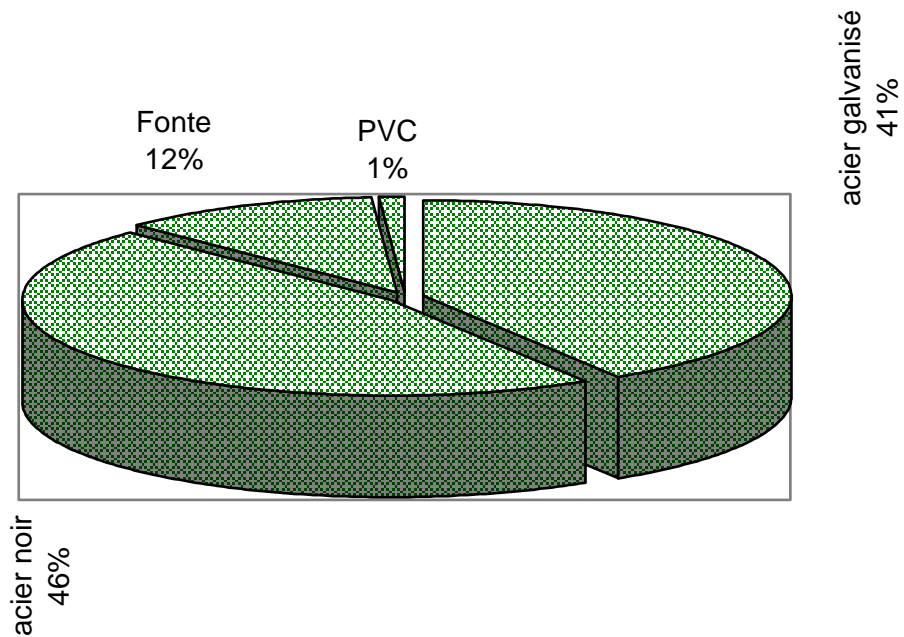


Fig.01 : Pourcentage selon la nature des conduites.

Le linéaire de chaque matériau est représenté sur la figure N°2

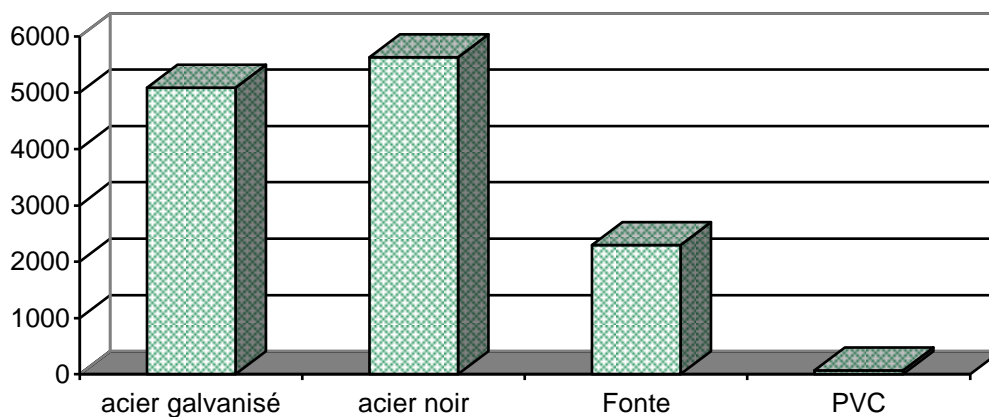


Fig.02 : Linéaire en fonction de la nature des conduites (m).

VI-3-2- Classement des conduites selon leur diamètre :

Les conduites de petit diamètre correspondent au réseau de distribution. Ce sont les dimensions 40/49 et 50/60 qui ont été les plus utilisées pour 24 % des effectifs. Les autres petits diamètres sont plus rares, et avec une à deux conduites seulement; les diamètres 33/42 et 80/90 sont moyennement répandus.

Le diamètre 100 mm, a été installé dans 35 % des cas.

Les grosses conduites avec des diamètres compris entre 125 à 300 mm représentent 24 % de l'ensemble des réseaux d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi-Aïch.

Tableau 1.7 : Classement des conduites selon leurs diamètres :

N	Diamètre mm	Nombre	Longueur m
1	33/42	2	266
2	40/49	15	2548
3	50/60	17	1712
4	80/90	5	728
5	100	33	5914
6	125	15	1168
7	250	3	355
8	300	5	386
	Total	95	13077

Pour mieux imaginer la structure de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le diamètre.

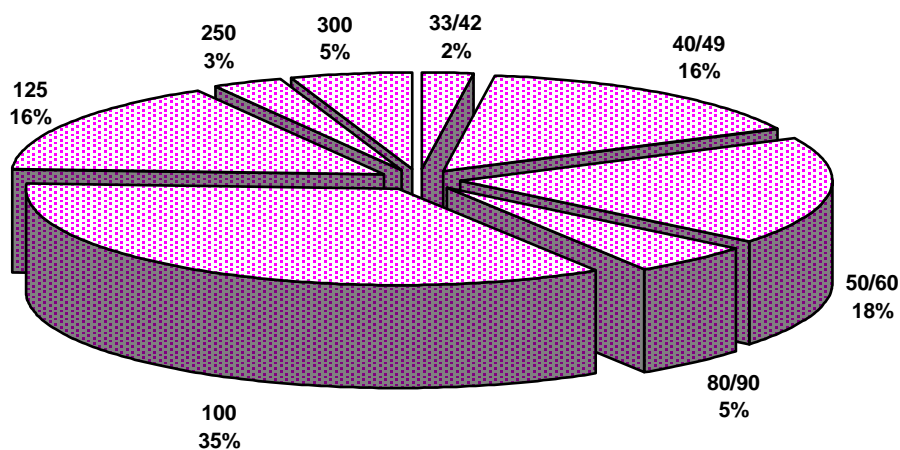


Fig.03 : Pourcentage selon le diamètre des conduites.

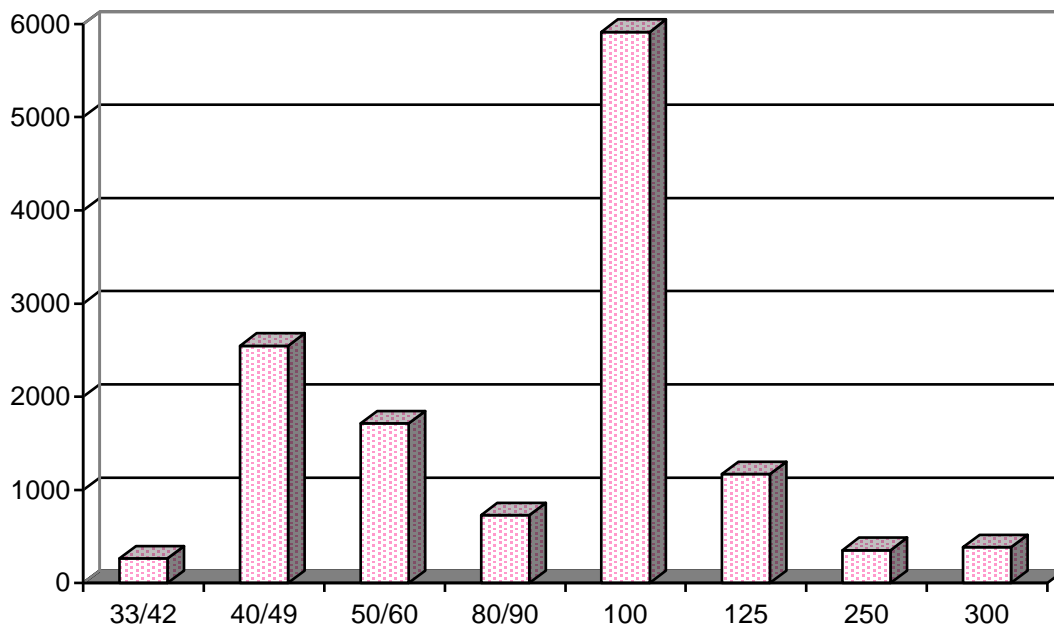


Fig.04: Linéaire en fonction du diamètre des conduites (m).

Conclusion :

L'objectif de ce diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état actuel du réseau et de ses différentes installations, aussi bien par des visites et relevés des lieux (collecte de documents, topographie, etc....) que par des moyens d'analyse informatique.

Dans l'ensemble des données recueillies, nous estimons que celles-ci sont suffisantes pour entamer :

L'Etude de diagnostic et de réhabilitation des réseaux existants;

L'Etude et conception du réseau d'AEP selon l'horizon qui nous a été fixé par la subdivision de l'Hydraulique de Sidi Aîch.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

Introduction :

Notre objectif dans ce chapitre intitulé évolution des besoins en eau, est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2035). Notre zone d'étude est une région à vocation agricole.

I- L'évolution de la population :

La population de la ville de Sidi-Aïch, à l'instar de toutes les autres villes d'Algérie, est répartie en deux zones distinctes et qui sont le chef-lieu de la commune et la zone éparse. D'après les données recueillies, 92 % de celle-ci se concentre au niveau de l'agglomération du chef-lieu (A.C.L).

I-1- Prévision de la population :

En ce qui concerne les prévisions pour le long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à $T=2,6\%$, et une population stable au-delà de 2035 en raison de la saturation du périmètre d'étude et le caractère agricole de la région. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 2008 qui est évalué à 13837

Tableau II.1: Evolution de la population source (APC de Sidi Aich)

Désignation	population				
	1987	1998	2004	2005	2008
	8766	11220	13650	13796	13837

I-2- Prévision de la population aux horizons d'études :

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 \times (1+r)^n \quad (1)$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population actuelle (2008).

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,026).

n : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : La population de Sidi Aich pour différents horizons :

Désignation	Commune de Sidi Aich						
	2008		2010		2025		2035
Années	2008		2010		2025		2035
Nombre d'habitants	13837	$\tau = 2,6\%$	14566	$\tau = 2,6\%$	21407	$\tau = 2,6\%$	27671

II- L'évaluation des débits:

II-1- Généralité :

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

II-2- Consommation unitaire et choix de la dotation :

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles. Selon l'ADE de la wilaya de Bejaia, les besoins actuelles sont estimés à 150 l/j/hab. Toute fois pour les besoins futures de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 180 l/j/hab.

II-3- Evaluation de nombres d'habitants a l'état actuel :

L'évolution de la population en Algérie est déterminée par la relation (1)

$$P_{2009} = 14131 \text{ habitants}$$

II-4- Calcul du débit moyen journalier (2009):

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i X N_i}{1000} (m^3 / j) \quad (2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

D_i : dotation journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

$$\text{AN : } Q_{\text{moy},j} = \frac{150 \times 14131}{1000} = 2119,65 \text{ m}^3/j$$

$$Q_{\text{moy},j} = 2119,65 \text{ m}^3/j$$

II-5- Besoins en eau des différents usagers :

Afin de répondre aux besoins de la population en matière d'alimentation en eau potable à moyen terme et plus longs termes, c'est à dire pour les horizons 2005 et 2025 et ainsi lui garantir un confort et un niveau de vie normalisés, nous utilisons une dotation de 200 l/j/hab. pour l'usage domestique, pour les deux horizons. [4]

Tableau II.3: Débit moyen des différents consommateurs :

Nature des usagers	Désignation	Nombre	Année	Unité de base	Dotation moy, (l/j.hab)	Q _{moy} (m ³ /j)
Habitants	Nombre d'Habitants	14131	2009	Habitant	150	2119,65
Hôpitaux	Capacité d'accueil	240	2009	lits	60	14,4
Ecole primaire	Capacité d'accueil	2133	2009	élèves	25	53,325
C E M	Capacité d'accueil	838	2009	élèves	30	25,140
Lycée	Capacité d'accueil	2504	2009	élèves	30	75,120
Mosquée	Nombre de fidèles	6000	2009	fidèles	25	150
Daïra	Nombre d'employés	40	2009	employés	25	1
A P C	Nombre d'employés	40	2009	employés	25	1
Commissariat de police	Nombre d'employés	60	2009	employés	25	1,5
Gendarmerie	Nombre d'employés	2000	2009	employés	25	50
TOTAL(m³/j)						2491,135

III- Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.
Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

III-1- Coefficient d'irrégularité :

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

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport : [3]

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (3)$$

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre 1.1 et 1.3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

III-1-2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (4)$$

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

III-2- Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

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

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (5)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.4 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.4 : variation du coefficient β_{\max}

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 14131, alors :

$$\beta_{\max} = 1,15$$

la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,15 \times 1,3 = 1,5$$

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

III-3- Coefficient minimum horaire ($K_{\min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (6)$$

Avec :

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

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.5 : variation du coefficient β_{\min}

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

$$B_{\min,h} = 0,45$$

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

$$K_{\min,h} = 0,45 \times 0,1 = 0,045.$$

$$K_{\min,h} = 0,045$$

III-4- Détermination des débits journaliers :

III-4-1- Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (7)$$

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

$$D'où : Q_{\min,j} = 0,8 \times 1400 = 1120 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\min,j} = 1120 \text{ m}^3/\text{j}$$

III-4-2- Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction.

Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. [3]

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (8)$$

Avec :

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

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

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

$$Q_{\max,j} = 1,2 \times 2491,135 = 2989,362 \text{ m}^3/j$$

D'où : $Q_{\max,j} = 2989,362 \text{ m}^3/j$

III-5- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

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

Donc : $Q_{\text{moy},h} = \frac{2989,362}{24} = 124,56 \text{ m}^3/h.$

$$Q_{\text{moy},h} = 124,56 \text{ m}^3/h$$

III-6- Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (10)$$

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

- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\max,h} = 1,62 \times 124,56 = 201,79 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{\max,h} = 201,79 \text{ m}^3/h \quad \text{ou} \quad 56,05 \text{ l/s}$$

IV- L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2009 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2035.

Tableau II.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

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

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

Tableau II.7 : Variation des débits horaires (2009) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 2989,362\text{m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1.5	44,84043	1.5	44,8404
01-02	1.5	44,84043	3	89,6809
02-03	1.5	44,84043	4.5	134,521
03-04	1.5	44,84043	6	179,362
04-05	2.5	74,73405	8.5	254,096
05-06	3.5	104,62767	12	358,723
06-07	4.5	134,52129	16.5	493,245
07-08	5.5	164,41491	22	657,66
08-09	6.25	186,83513	28.25	844,495
09-10	6.25	186,83513	34.5	1031,33
10-11	6.25	186,83513	40.75	1218,17
11-12	6.25	186,83513	47	1405
12-13	5	149,4681	52	1554,47
13-14	5	149,4681	57	1703,94
14-15	5.5	164,41491	62.5	1868,35
15-16	6	179,36172	68.5	2047,71
16-17	6	179,36172	74.5	2227,07
17-18	5.5	164,41491	80	2391,49
18-19	5	149,4681	85	2540,96
19-20	4.5	134,52129	89.5	2675,48
20-21	4	119,57448	93.5	2795,05
21-22	3	89.68086	96.5	2884,73
22-23	2	59,78724	98.5	2944,52
23-24	1.5	44,84043	100	2989,36
total	100	2989,362		

$Q_{\max h} = 186,84 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 51,9 l/s

$Q_{\min h} = 44,84 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 12,46 l/s

Choix du graphique de consommation en fonction du nombre d'habitant (2009)

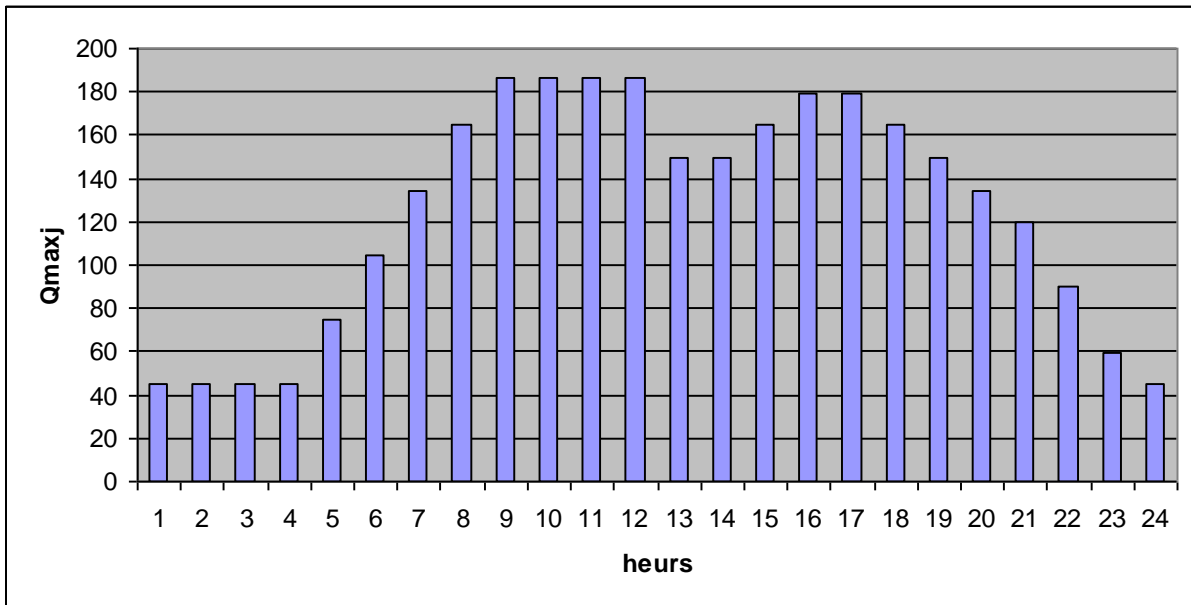


Fig. 05 : graphique de consommation

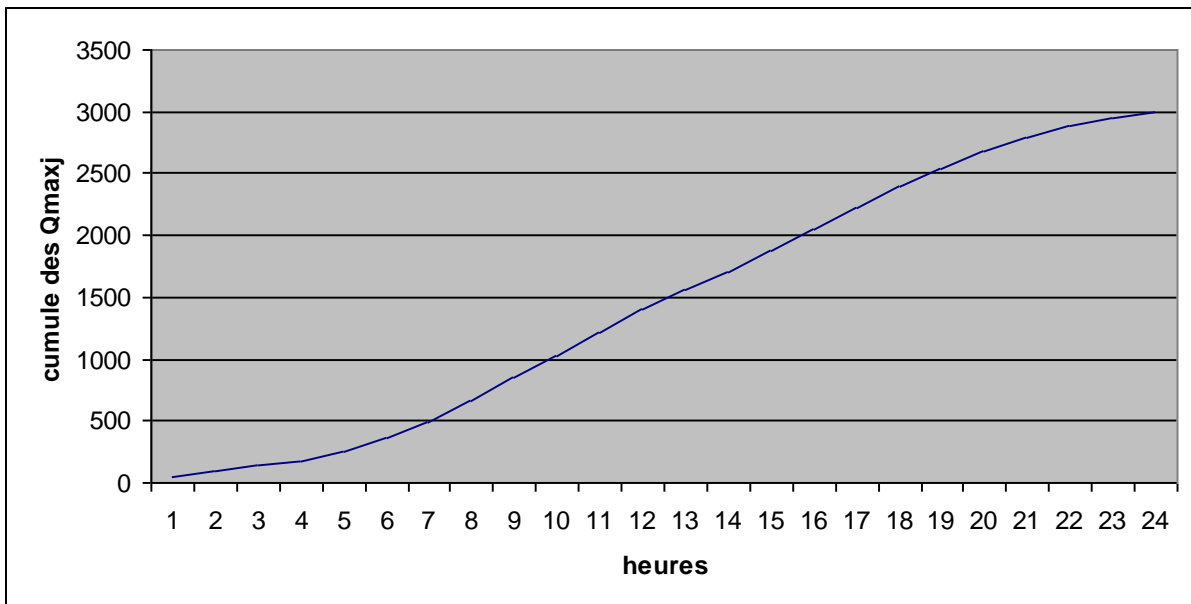


Fig.06 : courbe intégrale

V- Estimation de la population a l'horizon 2035 :

V-1- Calcul des besoins en eau :

Notre zone d'étude est actuellement dépourvue d'équipements, mis à part l'existence d'une mosquée, d'un centre de santé et d'une école primaire. Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour les calculs des débits mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommations vont changés avec l'évolution de la mentalité et les confort que procure l'évolution technologique. Nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon (2035) dans le tableau suivant.

Tableau II.8 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2035) :

Secteur	Usager	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Domestique	27671 hab	180	4980,78
Scolaire : - une école	500 élèves	45	22,5
Sanitaire : - centre de santé	100 lits de malades	80	8
Administratif : services divers	120 agents	25	3
Socioculturel : - Salle de sport - Sûreté urbaine - Mosquée.	150 abonnés 150 agents 600 fidèles	25	22,5
Commercial : - Marché - Un centre commercial - Super marché	800 marchands 200 marchands 120 marchands	25	28
TOTAL (m³/j)			5064,78

V-2- Détermination des débits journaliers :

V-2-1- Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (11)$$

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

d'où $Q_{\min,j} = 0,8 \times 5064,78 = 4051,824 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 4051,824 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-2-2- Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (12)$$

$$Q_{\max,j} = 1,2 \times 5064,78 = 6077,736 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où :
$$Q_{\max,j} = 6077,736 \text{ m}^3/\text{j}$$

V-3- Détermination des débits horaires :

V-3-1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (13)$$

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{6077,736}{24} = 253,24 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{moy},h} = 253,24 \text{ m}^3/\text{h}$$

V-3-2- Débit maximum horaire :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (14)$$

D'après interpolation nous avons obtenu $K_{\max,h} = 1,50$

D'où $Q_{\max,h} = 1,5 \times 253,24 = 379,86 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{\max,h} = 379,86 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 105,52 \text{ l/s}$$

La variation des horaires sera donnée par le tableau II.9

Tableau II.9: Variation des débits horaires (2035) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 6077.736\text{m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1.5	91,16604	1.5	91,16604
1-2	1.5	91,16604	3	182,33208
2-3	1.5	91,16604	4.5	273,49812
3-4	1.5	91,16604	6	364,66416
4-5	2.5	151,9434	8.5	516,60756
5-6	3.5	212,72076	12	729,32832
6-7	4.5	273,49812	16.5	1002,8264
7-8	5.5	334,27548	22	1337,1019
8-9	6.25	379,8585	28.25	1716,9604
9-10	6.25	379,8585	34.5	2096,8189
10-11	6.25	379,8585	40.75	2476,6774
11-12	6.25	379,8585	47	2856,5359
12-13	5	303,8868	52	3160,4227
13-14	5	303,8868	57	3464,3095
14-15	5.5	334,27548	62.5	3798,585
15-16	6	364,66416	68.5	4163,2492
16-17	6	364,66416	74.5	4527,9133
17-18	5.5	334,27548	80	4862,1888
18-19	5	303,8868	85	5166,0756
19-20	4.5	273,49812	89.5	5439,5737
20-21	4	243,10944	93.5	5682,6832
21-22	3	182,33208	96.5	5865,0152
22-23	2	121,55472	98.5	5986,57
23-24	1.5	91,16604	100	6077,736

$$Q_{\max,h} = 379.8585 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et} \quad Q_{\min,h} = 91.16604 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le graphique de consommation sert à déterminer le débit maximum horaire. Dans notre cas, l'heure où on enregistre le débit maximum selon le graphique ci-dessous est de 9 à 12 heures.

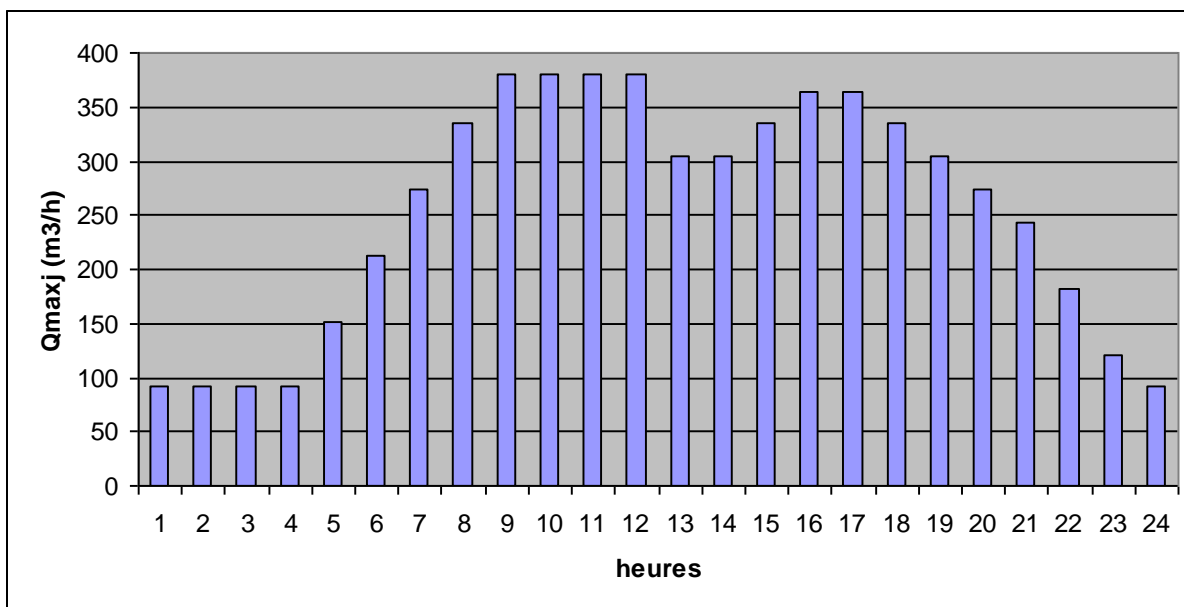


Fig.07 : graphique de consommation totale

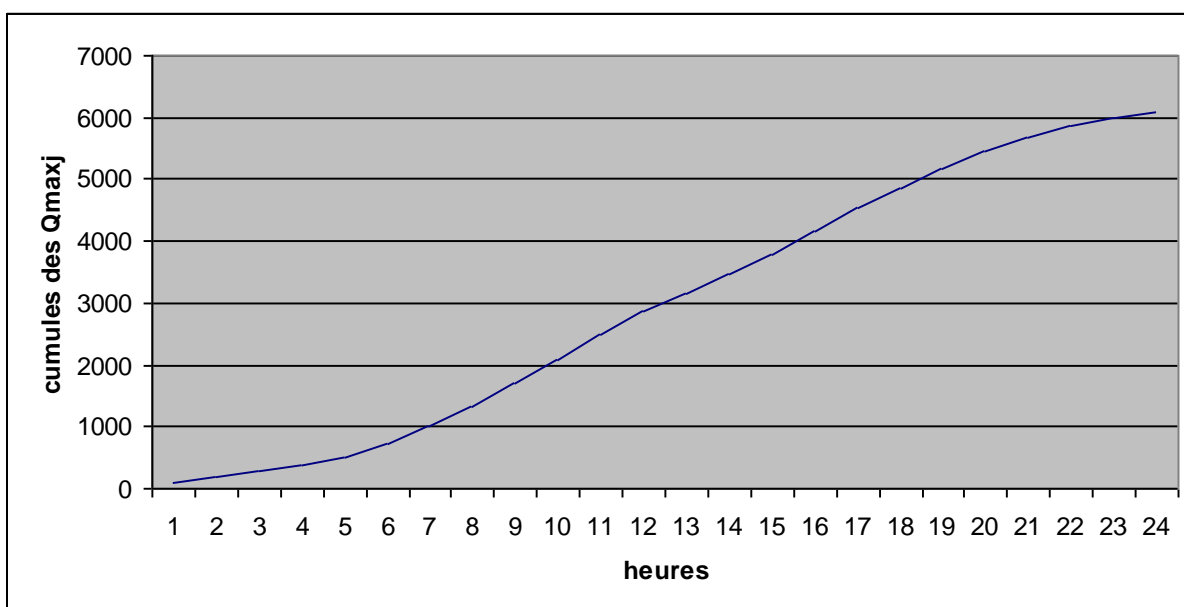


Fig.08 : courbe intégrale

Conclusion

Nous avons remarqué que la population de Sidi Aich a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité du réservoir de stockage de la commune et diagnostiquer les réservoirs existants.

Chapitre III

Les réservoirs

Introduction :

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

I- Rôle des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- * Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- * Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- * Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- * Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- * Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- * Assurer la réserve d'incendie ;
- * Jouer le rôle de relais ;
- * Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

II- Emplacement des réservoirs :

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

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

III- Choix du type du réservoir :

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

Soit complètement enterré ;

Soit semi enterré ;

Soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, les réservoirs existants sont les suivants :

- ✓ Réservoir d'IMADALOU
- ✓ réservoir d'IGHAOUZEN
- ✓ réservoir de TIMEZGHRA (Mission)

IV- Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

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

IV-1- Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

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

IV-2- Conduite de départ ou de distribution :

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

IV-3- Conduite de trop-plein :

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

IV-4- Conduite de décharge ou de vidange :

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

IV-5- Conduite by-pass :

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

IV-6- Vidange et remplissage des réservoirs :

Nous distinguons trois cas :

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

V- Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant :

Les caractéristiques des ouvrages hydrauliques sont récapitulées dans tableaux ci-après :

Tableau III.1 : Les caractéristiques du réservoir d'Imadalou :

STOKAGE N°		Réservoirs Imadalou
LOCALISATION		Imadalou
DATE		
NATURE	BON	X
	PASSABLE	
	MAUVAIS	
OBSERVATIONS		Corrosion dans la canalisation intérieure
COTES (m)	TERRAIN NATUREL CTP	169
	RADIER	164
TYPE	TROP PLEIN	
	ENTERRE	X
	AU SOL	
CAPACITE (m3)		2x300+300
FORME	CIRCULAIRE	X
	RECTANGULAIRE	
	AUTRE FORME	
ZONE D'INFLUENCE		Imadalou /Chet /Ainouche Sidi-Aich.

Tableau III.2 : Les caractéristiques du réservoir d'Ighaouzen :

STOKAGE N°		Réservoir Ighaouzen
LOCALISATION		Ighaouzen
DATE		92/93
ETAT	BON	X
	PASSABLE	
	MAUVAIS	
COTES (m)	TERRAIN NATUREL	
	RADIER	220
	TROP PLEIN	216
TYPE	ENTERRE	
	SEMI-ENTERRE	X
CAPACITE (m ³)		100
FORME	CIRCULAIRE	X
	RECTANGULAIRE	
	AUTRE FORME	
ZONE D'INFLUENCE		<ul style="list-style-type: none"> ✓ Quartier des Cavaliers ✓ Quartier des Oliviers
OBSERVATIONS		Fuites au voisinage du réservoir et des vannes

Tableau III.3 : Les caractéristiques du réservoir de Timezghra (Mission) :

STOCKAGE		Réservoir Timezghra
LOCALISATION		Timezghra
DATE		
ETAT	BON	
	PASSABLE	X
	MAUVAIS	
OBSERVATION		
COTES	TERRAIN NATUREL	
	RADIER	123
	TROP PLEIN	128
TYPE	SEMI ENTERRE	
	AU SOL	X
CAPACITE (m ³)		500
FORME	CIRCULAIRE	X
	RECTANGULAIRE	
	AUTRE FORME	
OBSERVATIONS		Chambre de vannes noyée. Dalle mal bitumée.

VI- 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'autres part de la variation de la demande.

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

VI-1- Principe de calcul

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

-Soit à 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.

VI-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

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

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{maxj} .

Tableau III.4 : Calcul de la capacité de réservoir :

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1.5		1, 5	8,5
1_2	0	1.5		1, 5	7
2_3	0	1.5		1, 5	5,5
3_4	0	1.5		1, 5	4
4_5	5	2.5	2,5		6,5
5_6	5	3.5	1,5		8
6_7	5	4.5	0,5		8,5
7_8	5	5.5		0,5	8
8_9	5	6.25		1,25	6,75
9_10	5	6.25		1,25	5,5
10_11	5	6.25		1, 25	4,25
11_12	5	6.25		1,25	3
12_13	5	5	0	0	3
13_14	5	5	0	0	3
14_15	5	5.5		0,5	2,5
15_16	5	6		1	1,5
16_17	5	6		1	0,5
17_18	5	5.5		0,5	0
18_19	5	5	0	0	0
19_20	5	4.5	0,5		0,5
20_21	5	4	1		1,5
21-22	5	3	2		3,5
22-23	5	2	3		6,5
23-24	5	1.5	3,5		10
total	100	100,000			

c- Le volume utile pour l'état actuel:

$$V_{cal} = \frac{10 \times 2989.362}{100} = 299 m^3$$

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

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

Donc

$$V_t = 299 + 120 = 419 m^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de $(2 \times 300 + 300) m^3 + 500 + 100$

Ce qui fait un volume total existant de $1500 m^3$, alors que le volume calculé est estimé à 419. La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

d- Le volume utile pour l'horizon 2035 :

$$V_{cal} = \frac{10 \times 6077.736}{100} = 608 m^3$$

$$V_t = 608 + 120 = 728 m^3$$

De même, la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon 2035.

Conclusion:

Après avoir calculé le volume utile, on a constaté qu'on n'a pas besoin de projeter les réservoirs de stockage que ce soit pour l'état actuel ou pour l'horizon 2035, car les réservoirs existants peuvent satisfaire facilement la demande de l'agglomération.

Chapitre IV

Simulation hydraulique du réseau existant a l'état actuel

Introduction :

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

I- Type du système de distribution existant:

Dans notre cas le système de distribution existant est de type réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

II- Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

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

II-1- Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante.

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

a. Cas de pointe :

D'après le tableau N°8 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 09h et 12h

$$Q_{pte} = 186,84 \text{ m}^3/\text{h} = 51,90 \text{ l/s}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- Débit route : Q_{rte}

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc}$$

Avec $\Sigma Q_{cc} = \Sigma Q_{ind} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc :

$$Q_{rte} = Q_{pte} = 51,90 \text{ l/s}$$

- Débit spécifique :

$$q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\Sigma L}$$

Donc :

$$q_{sp} = \frac{51,90}{12057,58} = 0,0043 \text{ l/s/m}$$

$$q_{sp} = 0,0043 \text{ l/s/m}$$

- Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} \times L_i$$

Tableau IV.1 : détermination des débits route :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
1	1_8	162	0,0043	0,6966
2	1_2	10		0,043
3	2_7	127		0,5461
4	2_3	2		0,0086
5	3_71	69		0,2967
6	3_6	138		0,5934
7	4_67	133		0,5719
8	4_77	157		0,6751
9	4_83	120		0,516
10	6_7	47		0,2021
11	6_66	48		0,2064
12	7_9	160		0,688
13	8_9	186		0,7998
14	8_10	339		1,4577
15	9_10	269		1,1567
16	10_85	466		2,0038
17	15_80	85		0,3655
18	15_67	37		0,1591
19	15_81	221		0,9503
20	18_19	270		1,161
21	18_98	31,3		0,13459
22	18_99	215		0,9245
23	19_67	234		1,0062
24	19_21	78		0,3354
25	20_205	589,2		2,53356
26	20_66	188		0,8084
27	20_22	79		0,3397
28	31_21	296		1,2728
29	21_25	170		0,731
30	22_24	88		0,3784
31	22_23	46		0,1978

Suite du tableau IV.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	Q_{rte} (l/s)
32	23_196	43	0,0043	0,1849
33	23_65	162		0,6966
34	24_26	84		0,3612
35	24_132	66		0,2838
36	25_33	220		0,946
37	25_133	370		1,591
38	25_100	338		1,4534
39	26_28	36		0,1548
40	26_27	143		0,6149
41	27_101	41		0,1763
42	27_63	42		0,1806
43	28_29	85		0,3655
44	28_141	57		0,2451
45	29_32	89		0,3827
46	29_139	156		0,6708
47	31_33	20		0,086
48	31_128	62		0,2666
49	32_34	29		0,1247
50	32_160	31		0,1333
51	33_37	219		0,9417
52	34_35	142		0,6106
53	34_131	119		0,5117
54	35_61	238		1,0234
55	35_36	11,6		0,04988
56	37_73	12		0,0516
57	38_73	27		0,1161
58	38_50	316		1,3588
59	38_190	30		0,129
60	41_109	140		0,602
61	41_50	29		0,1247
62	41_108	72		0,3096
63	42_44	87		0,3741

Suite du tableau IV.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{rte} (l/s)
64	42_110	89	0,0043	0,3827
65	42_50	209		0,8987
66	43_44	16		0,0688
67	43_45	75		0,3225
68	43_111	124		0,5332
69	44_122	85		0,3655
70	45_46	48		0,2064
71	45_123	49		0,2107
72	46_125	186		0,7998
73	46_47	30		0,129
74	47_126	242		1,0406
75	47_124	50		0,215
76	61_106	123		0,5289
77	61_62	4		0,0172
78	62_105	157		0,6751
79	62_102	34		0,1462
80	63_104	50,48		0,217064
81	63_103	138		0,5934
82	64_100	112		0,4816
83	64_105	47		0,2021
84	65_160	102		0,4386
85	65_130	60		0,258
86	66_84	834		3,5862
87	67_82	29		0,1247
88	71_78	157		0,6751
89	71_79	52		0,2236
90	73_145	109		0,4687
91	127_190	235		1,0105
92	160_161	34		0,1462

- **Débits aux nœuds**

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{ndi} = 0.5 \sum Q_{rtei}$$

Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{rte} (l/s)	Q _n (l/s)
1	1_8	162	0,7	0,37
	1_2	10	0,04	
2	2_7	127	0,55	0,3
	2_3	2	0,01	
	1_2	10	0,04	
3	3_71	69	0,3	0,45
	2_3	2	0,01	
	3_6	138	0,59	
4	4_67	133	0,57	0,88
	4_77	157	0,68	
	4_83	120	0,52	
6	6_7	47	0,2	0,5
	6_66	48	0,21	
	3_6	138	0,59	
7	7_9	160	0,69	0,72
	6_7	47	0,2	
	2_7	127	0,55	
8	1_8	162	0,7	1,48
	8_9	186	0,8	
	8_10	339	1,46	
9	8_9	186	0,8	1,32
	9_10	269	1,16	
	7_9	160	0,69	
10	9_10	269	1,16	2,31
	10_85	466	2	
	8_10	339	1,46	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Q _n (l/s)
15	15_80	85	0,37	0,74
	15_67	37	0,16	
	15_81	221	0,95	
18	18_19	270	1,16	1,11
	18_98	31.3	0,13	
	18_99	215	0,92	
19	18_19	270	1,16	1,25
	19_67	234	1,01	
	19_21	78	0,34	
20	20_205	589	2,53	1,84
	20_66	188	0,81	
	20_22	79	0,34	
21	19_21	78	0,34	1,17
	31_21	296	1,27	
	21_25	170	0,73	
22	20_22	79	0,34	0,46
	22_24	88	0,38	
	22_23	46	0,2	
23	22_23	46	0,2	0,54
	23_196	43	0,18	
	23_65	162	0,7	
24	22_24	88	0,38	0,51
	24_26	84	0,36	
	24_132	66	0,28	
25	25_33	220	0,95	2,36
	25_133	370	1,59	
	25_100	338	1,45	
	21_25	170	0,73	
26	26_28	36	0,15	0,57
	24_26	84	0,36	
	26_27	143	0,61	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
27	26_27	143	0,61	0,49
	27_101	41	0,18	
	27_63	42	0,18	
28	26_28	36	0,15	0,38
	28_29	85	0,37	
	28_141	57	0,25	
29	28_29	85	0,37	0,71
	29_32	89	0,38	
	29_139	156	0,67	
31	31_33	20	0,09	0,81
	31_21	296	1,27	
	31_128	62	0,27	
32	32_34	29	0,12	0,32
	29_32	89	0,38	
	32_160	31	0,13	
33	33_37	219	0,94	0,99
	25_33	220	0,95	
	31_33	20	0,09	
34	34_35	142	0,61	0,62
	32_34	29	0,12	
	34_131	119	0,51	
35	34_35	142	0,61	0,84
	35_61	238	1,02	
	35_36	11.6	0,05	
36	36_120	10.4	0,04	0,16
	35_36	11.6	0,05	
	36_37	53	0,23	
37	33_37	219	0,94	0,61
	36_37	53	0,23	
	37_73	12	0,05	
38	38_73	27	0,12	0,8
	38_50	316	1,36	
	38_190	30	0,13	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
41	41_109	140	0,6	0,52
	41_50	29	0,12	
	41_108	72	0,31	
42	42_44	87	0,37	0,83
	42_110	89	0,38	
	42_50	209	0,9	
43	43_44	16	0,07	0,46
	43_45	75	0,32	
	43_111	124	0,53	
44	43_44	16	0,07	0,4
	42_44	87	0,37	
	44_122	85	0,37	
45	45_46	48	0,21	0,37
	45_123	49	0,21	
	43_45	75	0,32	
46	46_125	186	0,8	0,57
	45_46	48	0,21	
	46_47	30	0,13	
47	46_47	30	0,13	0,69
	47_126	242	1,04	
	47_124	50	0,22	
50	42_50	209	0,9	1,19
	38_50	316	1,36	
	41_50	29	0,12	
61	35_61	238	1,02	0,78
	61_106	123	0,53	
	61_62	4	0,02	

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
62	61_62	4	0,02	0,4
	62_105	157	0,68	
	62_102	34	0,15	
63	63_104	50.5	0,22	0,5
	63_103	138	0,59	
	27_63	42	0,18	
64	64_100	112	0,48	0,3
	64_105	47	0,2	
65	65_160	102	0,44	0,7
	23_65	162	0,7	
	65_130	60	0,26	
66	66_84	834	3,59	2,3
	6_66	48	0,21	
	20_66	188	0,81	
67	4_67	133	0,57	0,9
	67_82	29	0,12	
	19_67	234	1,01	
	15_67	37	0,16	
71	71_78	157	0,68	0,6
	71_79	52	0,22	
	3_71	69	0,3	
73	73_145	109	0,47	0,3
	37_73	12	0,05	
	38_73	27	0,12	
77	4_77	157	0,68	0,34

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
78	71_78	157	0,68	0,34
79	71_79	52	0,22	0,11
80	15_80	85	0,37	0,18
81	15_81	221	0,95	0,48
82	67_82	29	0,12	0,06
83	4_83	120	0,52	0,26
84	66_84	834	3,59	1,79
85	10_85	466	2	1
98	18_98	31.3	0,13	0,07
99	18_99	215	0,92	0,46
100	64_100	112	0,48	0,97
	25_100	338	1,45	
101	27_101	41	0,18	0,09
102	62_102	34	0,15	0,07
103	63_103	138	0,59	0,3
104	63_104	50.5	0,22	0,11
105	62_105	157	0,68	0,44
	64_105	47	0,2	
106	61_106	123	0,53	0,26
108	41_108	72	0,31	0,15
109	41_109	140	0,6	0,3
110	42_110	89	0,38	0,19
111	43_111	124	0,53	0,27
120	36_120	10.4	0,04	0,02

Suite du tableau IV.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
122	44_122	85	0,37	0,18
123	45_123	49	0,21	0,11
124	47_124	50	0,22	0,11
125	46_125	186	0,8	0,4
126	47_126	242	1,04	0,52
127	127_190	235	1,01	0,51
128	31_128	62	0,27	0,13
130	65_130	60	0,26	0,13
131	34_131	119	0,51	0,26
132	24_132	66	0,28	0,14
133	25_133	370	1,59	0,8
139	29_139	156	0,67	0,34
141	28_141	57	0,25	0,12
145	73_145	109	0,47	0,23
160	32_160	31	0,13	0,36
	160_161	34	0,15	
	65_160	102	0,44	
161	160_161	34	0,15	0,07
190	38_190	30	0,13	0,57
	127_190	235	1,01	
196	23_196	43	0,18	0,09
205	20_205	589	2,53	1,27
TOTAL				51,90

b. Cas de pointe+ incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n° 110 avec une cote de terrain de **145,60 m** et une pression de **3,26 m**.

Tableau IV.3 : détermination des débits aux nœuds :

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{cc} (l/s)	Q _{nt} (l/s)
1	1_8	0,37	-	0,37
	1_2			
2	2_7	0,3	-	0,3
	2_3			
	1_2			
3	3_71	0,45	-	0,45
	2_3			
	3_6			
4	4_67	0,88	-	0,88
	4_77			
	4_83			
6	6_7	0,5	-	0,5
	6_66			
	3_6			
7	7_9	0,72	-	0,72
	6_7			
	2_7			
8	1_8	1,48	-	1,48
	8_9			
	8_10			
9	8_9	1,32	-	1,32
	9_10			
	7_9			
10	9_10	2,31	-	2,31
	10_85			
	8_10			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{cc} (l/s)	Q _{nt} (l/s)
15	15_80	0,74	-	0,74
	15_67			
	15_81			
18	18_19	1,11	-	1,11
	18_98			
	18_99			
19	18_19	1,25	-	1,25
	19_67			
	19_21			
20	20_205	1,84	-	1,84
	20_66			
	20_22			
21	19_21	1,17	-	1,17
	31_21			
	21_25			
22	20_22	0,46	-	0,46
	22_24			
	22_23			
23	22_23	0,54	-	0,54
	23_196			
	23_65			
24	22_24	0,51	-	0,51
	24_26			
	24_132			
25	25_33	2,36	-	2,36
	25_133			
	25_100			
	21_25			
26	26_28	0,57	-	0,57
	24_26			
	26_27			

Suite du tableau IV.3 :

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{rte} (l/s)	Q _n (l/s)
27	26_27	0,49	-	0,49
	27_101			
	27_63			
28	26_28	0,38	-	0,38
	28_29			
	28_141			
29	28_29	0,71	-	0,71
	29_32			
	29_139			
31	31_33	0,81	-	0,81
	31_21			
	31_128			
32	32_34	0,32	-	0,32
	29_32			
	32_160			
33	33_37	0,99	-	0,99
	25_33			
	31_33			
34	34_35	0,62	-	0,62
	32_34			
	34_131			
35	34_35	0,84	-	0,84
	35_61			
	35_36			
36	36_120	0,16	-	0,16
	35_36			
	36_37			
37	33_37	0,61	-	0,61
	36_37			
	37_73			
38	38_73	0,8	-	0,8
	38_50			
	38_190			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{cc} (l/s)	Q _{nt} (l/s)
41	41_109	0,52	-	0,52
	41_50			
	41_108			
42	42_44	0,83	-	0,83
	42_110			
	42_50			
43	43_44	0,46	-	0,46
	43_45			
	43_111			
44	43_44	0,4	-	0,4
	42_44			
	44_122			
45	45_46	0,37	-	0,37
	45_123			
	43_45			
46	46_125	0,57	-	0,57
	45_46			
	46_47			
47	46_47	0,69	-	0,69
	47_126			
	47_124			
50	42_50	1,19	-	1,19
	38_50			
	41_50			
61	35_61	0,78	-	0,78
	61_106			
	61_62			

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{cc} (l/s)	Q _{nt} (l/s)
62	61_62	0,4	–	0,4
	62_105			
	62_102			
63	63_104	0,5	–	0,5
	63_103			
	27_63			
64	64_100	0,3	–	0,3
	64_105			
65	65_160	0,7	–	0,7
	23_65			
	65_130			
66	66_84	2,3	–	2,3
	6_66			
	20_66			
67	4_67	0,9	–	0,9
	67_82			
	19_67			
	15_67			
71	71_78	0,6	–	0,6
	71_79			
	3_71			
73	73_145	0,3	–	0,3
	37_73			
	38_73			
77	4_77	0,34	–	0,34

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Q _{cc} (l/s)	Q _{nt} (l/s)
78	71_78	0,34	–	0,34
79	71_79	0,11	–	0,11
80	15_80	0,18	–	0,18
81	15_81	0,48	–	0,48
82	67_82	0,06	–	0,06
83	4_83	0,26	–	0,26
84	66_84	1,79	–	1,79
85	10_85	1	–	1
98	18_98	0,07	–	0,07
99	18_99	0,46	–	0,46
100	64_100	0,97	–	0,97
	25_100			
101	27_101	0,09	–	0,09
102	62_102	0,07	–	0,07
103	63_103	0,3	–	0,3
104	63_104	0,11	–	0,11
105	62_105	0,44	–	0,44
	64_105			
106	61_106	0,26	–	0,26
108	41_108	0,15	–	0,15
109	41_109	0,3	–	0,3
110	42_110	0,19	17	17,19
111	43_111	0,27	–	0,27
120	36_120	0,02	–	0,02

Suite du tableau IV.3:

N° de nœud	Tronçon	Q _n (l/s)	Qrte l/s	Qn (l/s)
122	44_122	0,18	–	0,18
123	45_123	0,11	–	0,11
124	47_124	0,11	–	0,11
125	46_125	0,4	–	0,4
126	47_126	0,52	–	0,52
127	127_190	0,51	–	0,51
128	31_128	0,13	–	0,13
130	65_130	0,13	–	0,13
131	34_131	0,26	–	0,26
132	24_132	0,14	–	0,14
133	25_133	0,8	–	0,8
139	29_139	0,34	–	0,34
141	28_141	0,12	–	0,12
145	73_145	0,23	–	0,23
160	32_160	0,36	–	0,36
	160_161			
	65_160			
161	160_161	0,07	–	0,07
190	38_190	0,57	–	0,57
	127_190			
196	23_196	0,09	–	0,09
205	20_205	1,27	–	1,27
TOTAL		51,90	17	68,90

II-2 Résultats de la simulation :

a. Cas de pointe

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.4

Tableau IV.4 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
1	1	2	100	300	31,17	0,44	1,12
2	2	3	100	300	33,95	0,48	1,33
3	2	7	127,24	90	3,08	0,48	3,32
6	6	7	48,05	100	8,58	1,09	13,5
7	67	82	29,51	100	0,06	0,01	0
8	67	15	37,75	100	1,4	0,18	0,47
9	15	81	221,86	100	0,48	0,06	0,07
10	15	80	85,14	40	0,18	0,14	1,04
11	6	66	48,75	300	40,53	0,57	1,02
12	67	19	232,34	100	9,03	1,15	14,88
13	66	20	186,66	300	36,44	0,52	0,84
14	19	21	78,35	100	6,14	0,78	7,14
15	20	22	79,22	125	33,33	2,72	59,43
16	22	23	45,93	125	16,7	1,36	15,57
17	22	24	88,61	125	16,17	1,32	14,65
18	21	25	170,1	100	8,55	1,09	13,4
19	1	8	161,7	40	1,02	0,81	24,46
20	8	9	88,75	40	0,56	0,44	7,89
21	10	8	334,75	49	1,94	1,03	29,71
22	9	10	258,04	100	14,26	1,82	35,83
23	7	9	159,24	100	12,38	1,58	27,29
24	10	85	457,98	100	1	0,13	0,26
25	66	84	799,41	49	1,79	0,95	25,41
26	50	41	29,01	100	0,97	0,12	0,24

Suite du tableau IV.4:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
27	41	108	72,46	100	0,15	0,02	0,01
28	41	109	140,21	90	0,3	0,05	0,05
29	50	42	210,01	100	5,1	0,65	5,04
30	42	110	89,53	60	0,19	0,07	0,16
31	42	44	87,12	100	4,08	0,52	3,32
32	44	43	16,75	100	3,5	0,45	2,49
33	43	111	125,42	60	0,27	0,1	0,3
34	44	122	87,14	60	0,18	0,06	0,14
35	43	45	50,46	60	2,77	0,98	20,86
37	45	46	49,02	60	2,29	0,81	14,54
38	46	125	178,47	60	0,4	0,14	0,6
39	46	47	30,24	60	1,32	0,47	5,19
40	47	124	50,36	60	0,11	0,04	0,04
41	47	126	213,11	60	0,52	0,18	0,95
36	45	123	49,31	60	0,11	0,04	0,04
42	50	38	314,58	250	7,26	0,15	0,11
43	38	190	30,09	100	1,08	0,14	0,29
44	190	127	256,61	90	0,51	0,08	0,13
45	38	73	27,68	250	9,14	0,19	0,16
46	73	37	12,36	250	9,69	0,2	0,18
47	37	36	42,05	125	15,81	1,29	14,02
48	36	120	14,16	49	0,02	0,01	0,02
49	36	35	11,5	125	15,99	1,3	14,33
50	35	61	238,63	100	8,69	1,11	13,84
51	61	62	4,95	100	7,65	0,97	10,85
5	61	106	124	100	0,26	0,03	0,02

Suite du tableau IV.4:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
52	62	105	157,68	100	7,16	0,91	9,57
53	105	64	47,52	60	6,72	2,38	114,76
54	64	100	64,47	60	4,42	1,56	50,9
55	27	101	41,69	125	0,09	0,01	0
56	62	102	34,57	100	0,07	0,01	0
57	27	63	42,32	49	0,91	0,48	7,15
58	63	103	88,82	60	0,3	0,11	0,36
59	63	104	50,55	60	0,11	0,04	0,04
60	27	26	144,44	125	1,49	0,12	0,18
61	26	28	36,7	125	13,46	1,1	10,31
62	28	141	56,8	49	0,12	0,06	0,15
63	25	100	339,8	100	5,39	0,69	5,58
64	28	29	85,54	125	12,96	1,06	9,59
65	29	131	156,23	49	0,34	0,18	1,2
66	29	32	89,31	125	11,91	0,97	8,16
69	160	161	43,57	49	0,07	0,04	0,05
70	31	128	62,85	49	0,13	0,07	0,19
71	32	160	30,55	125	14,81	1,21	12,37
72	160	65	71,07	125	15,24	1,24	13,06
73	65	130	60,17	49	0,13	0,07	0,19
74	24	132	84,78	40	0,14	0,11	0,67
75	24	26	84,94	125	15,52	1,26	13,54
76	23	196	43,93	40	0,09	0,07	0,21
77	23	65	162,67	125	16,07	1,31	14,46
78	21	31	296,84	100	3,58	0,46	2,6

Suite du tableau IV.4:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
79	31	33	20,35	100	4,52	0,58	4,01
80	32	34	29,57	125	26,4	2,15	37,75
81	34	35	142	125	25,52	2,08	35,34
82	33	37	215,17	100	5,51	0,7	5,82
83	73	145	109,32	33	0,23	0,27	4,1
84	34	131	120,46	50	0,26	0,13	0,67
85	19	18	270,71	100	1,64	0,21	0,62
86	18	98	31,63	100	0,07	0,01	0
87	20	205	591,41	100	1,27	0,16	0,39
88	18	99	215,62	60	0,46	0,16	0,77
89	4	83	120,35	100	0,26	0,03	0,02
90	3	6	138,27	300	32,45	0,46	0,68
91	4	67	136,88	100	11,42	1,45	23,35
92	3	71	69,19	90	1,05	0,17	0,47
93	71	78	157,7	90	0,34	0,05	0,06
94	4	77	157,5	42	0,34	0,25	2,54
95	71	79	52,37	40	0,11	0,09	0,39
4	R1	1	323,59	300	30,52	0,43	0,6
67	R1	4	392,97	100	12,9	1,64	29,53
68	R2	10	574,87	100	19,51	2,48	65,88
96	R3	64	53,21	60	10,8	3,82	289,63
98	25	133	370,9	49	0,8	0,42	5,63

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau **IV.5**.

Tableau IV.5 : Charge et pression dans le réseau existant :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	101,5	0,37	166,49	64,99
2	101,4	0,3	166,38	64,98
3	101,4	0,45	166,24	64,84
4	101,4	0,88	155,08	53,68
6	91,4	0,5	166,15	74,75
7	91,2	0,72	166,8	75,6
8	107,1	1,48	170,45	63,35
9	96,5	1,32	171,15	74,65
10	108,3	2,31	180,39	72,09
15	89,4	0,74	151,87	62,47
18	91,1	1,11	148,26	57,16
19	93,2	1,25	148,43	55,23
20	92,8	1,84	165,94	73,14
21	93,5	1,17	147,87	54,37
22	93,5	0,46	161,24	67,74
23	93,1	0,54	160,52	67,42
24	93,3	0,51	159,94	66,64
25	94,1	2,36	145,59	51,49
26	94,05	0,57	158,79	64,74
27	94,1	0,49	158,76	64,66
28	95,4	0,38	158,41	63,01
29	96,7	0,71	157,59	60,89
31	104,45	0,81	148,64	44,19
32	104,6	0,32	156,86	52,26

Suite du tableau IV.5:

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
33	104,6	0,99	148,72	44,12
34	104,2	0,62	155,75	51,55
35	112,5	0,84	150,73	38,23
36	115,5	0,16	150,56	35,06
37	117,2	0,61	149,97	32,77
38	117,8	0,8	149,97	32,17
41	129,1	0,52	149,93	20,83
42	142	0,83	148,88	6,88
43	134,9	0,46	148,55	13,65
44	141,5	0,4	148,59	7,09
45	112	0,37	147,49	35,49
46	102,2	0,57	146,78	44,58
47	101,3	0,69	146,62	45,32
50	138	1,19	149,93	11,93
61	94,4	0,78	147,43	53,03
62	94,3	0,42	147,37	53,07
63	92,3	0,5	158,46	66,16
64	95,85	0,34	140,41	44,56
65	99,4	0,7	158,17	58,77
66	93	2,3	166,1	73,1
67	94	0,93	151,88	57,88
71	102,9	0,6	166,21	63,31
73	114,5	0,32	149,97	35,47
77	109	0,34	154,68	45,68
78	113,3	0,34	166,2	52,9

Suite du tableau IV.5:

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
79	80	0,11	166,19	86,19
80	87,1	0,18	151,78	64,68
81	88,22	0,48	151,85	63,63
82	91,2	0,06	151,88	60,68
83	91,3	0,26	155,08	63,78
84	104	1,79	145,79	41,79
85	105,6	1	180,27	74,67
98	91,2	0,07	148,26	57,06
99	86,3	0,46	148,09	61,79
100	92,6	0,97	143,69	51,09
101	93,7	0,09	158,76	65,06
102	93,5	0,07	147,37	53,87
103	92,2	0,3	158,43	66,23
104	92	0,11	158,46	66,46
105	94,1	0,44	145,86	51,76
106	94	0,26	147,42	53,42
108	117,6	0,15	149,93	32,33
109	138,7	0,3	149,92	11,22
110	145,6	0,19	148,86	3,26
111	134,7	0,27	148,51	13,81
120	117	0,02	150,56	33,56
122	123	0,18	148,57	25,57
123	117,5	0,11	147,49	29,99

Suite du tableau IV.5:

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
124	111,7	0,11	146,62	34,92
125	105,15	0,4	146,67	41,52
126	101,5	0,52	146,42	44,92
127	108,2	0,51	149,93	41,72
128	107,02	0,13	148,63	41,61
130	102,1	0,13	158,16	56,06
131	101,3	0,26	155,67	54,37
132	97,4	0,14	159,88	62,48
133	91,6	0,8	143,5	51,9
139	100,5	0,34	157,4	56,9
141	94,2	0,12	158,4	64,2
145	125,33	0,23	149,52	24,19
160	100	0,36	157,24	57,24
161	102	0,07	157,24	55,24
190	119,45	0,57	149,96	30,51
196	92	0,09	160,51	68,51
205	90,5	1,27	165,71	75,21
Réservoir R1	164	-43,42	166	2
Réservoir R2	216	-19,51	218	2
Réservoir R3	123	10,8	125	2

b. Cas de pointe + incendie

Tableau IV.6 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant :

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert, Charge Unit,
			m	mm	LPS	m/s	m/km
1	1	2	100	300	41,31	0,58	1,96
2	2	3	100	300	43,74	0,62	2,2
3	2	7	127,24	90	2,73	0,43	2,65
6	6	7	48,05	100	9	1,15	14,78
7	67	82	29,51	100	0,06	0,01	0
8	67	15	37,75	100	1,4	0,18	0,47
9	15	81	221,86	100	0,48	0,06	0,07
10	15	80	85,14	40	0,18	0,14	1,04
11	6	66	48,75	300	50,74	0,72	1,57
12	67	19	232,34	100	12,31	1,57	27
13	66	20	186,66	300	46,65	0,66	1,34
14	19	21	78,35	100	9,42	1,2	16,15
15	20	22	79,22	125	43,54	3,55	100,21
16	22	23	45,93	125	22,07	1,8	26,67
17	22	24	88,61	125	21,01	1,71	24,24
18	21	25	170,1	100	6,88	0,88	8,87
19	1	8	161,7	40	-1,01	0,8	23,9
20	8	9	88,75	40	-0,54	0,43	7,49
21	10	8	334,75	49	1,95	1,03	29,79
22	9	10	258,04	100	14,31	1,82	36,07
23	7	9	159,24	100	12,45	1,58	27,56
24	10	85	457,98	100	1	0,13	0,26
25	66	84	799,41	49	1,79	0,95	25,41

Suite du tableau IV.6:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert, Charge Unit,
			m	mm	LPS	m/s	m/km
26	50	41	29,01	100	0,97	0,12	0,24
27	41	108	72,46	100	0,15	0,02	0,01
28	41	109	140,21	90	0,3	0,05	0,05
29	50	42	210,01	100	22,1	2,81	84,02
30	42	110	89,53	60	17,19	6,08	723,12
31	42	44	87,12	100	4,08	0,52	3,32
32	44	43	16,75	100	3,5	0,45	2,49
33	43	111	125,42	60	0,27	0,1	0,3
34	44	122	87,14	60	0,18	0,06	0,14
35	43	45	50,46	60	2,77	0,98	20,86
37	45	46	49,02	60	2,29	0,81	14,54
38	46	125	178,47	60	0,4	0,14	0,6
39	46	47	30,24	60	1,32	0,47	5,19
40	47	124	50,36	60	0,11	0,04	0,04
41	47	126	213,11	60	0,52	0,18	0,95
36	45	123	49,31	60	0,11	0,04	0,04
42	50	38	314,58	250	24,26	0,49	0,97
43	38	190	30,09	100	1,08	0,14	0,29
44	190	127	256,61	90	0,51	0,08	0,13
45	38	73	27,68	250	26,14	0,53	1,11
46	73	37	12,36	250	26,69	0,54	1,16
47	37	36	42,05	125	27,86	2,27	41,91
48	36	120	14,16	49	0,02	0,01	0,02
49	36	35	11,5	125	28,04	2,28	42,43
50	35	61	238,63	100	6,85	0,87	8,79

Suite du tableau IV.6:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert, Charge Unit,
			m	mm	LPS	m/s	m/km
51	61	62	4,95	100	5,81	0,74	6,43
5	61	106	124	100	0,26	0,03	0,02
52	62	105	157,68	100	5,32	0,68	5,45
53	105	64	47,52	60	4,88	1,73	61,68
54	64	100	64,47	60	2,75	0,97	20,58
55	27	101	41,69	125	0,09	0,01	0
56	62	102	34,57	100	0,07	0,01	0
57	27	63	42,32	49	0,91	0,48	7,15
58	63	103	88,82	60	0,3	0,11	0,36
59	63	104	50,55	60	0,11	0,04	0,04
60	27	26	144,44	125	1,49	0,12	0,18
61	26	28	36,7	125	18,3	1,49	18,57
62	28	141	56,8	49	0,12	0,06	0,15
63	25	100	339,8	100	3,72	0,47	2,79
64	28	29	85,54	125	17,8	1,45	17,61
65	29	131	156,23	49	0,34	0,18	1,2
66	29	32	89,31	125	16,75	1,36	15,66
69	160	161	43,57	49	0,07	0,04	0,05
70	31	128	62,85	49	0,13	0,07	0,19
71	32	160	30,55	125	20,18	1,64	22,43
72	160	65	71,07	125	20,61	1,68	23,36
73	65	130	60,17	49	0,13	0,07	0,19
74	24	132	84,78	40	0,14	0,11	0,67
75	24	26	84,94	125	20,36	1,66	22,82
76	23	196	43,93	40	0,09	0,07	0,21

Suite du tableau IV.6:

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert, Charge Unit,
			m	mm	LPS	m/s	m/km
77	23	65	162,67	125	21,44	1,75	25,22
78	21	31	296,84	100	1,37	0,17	0,45
79	31	33	20,35	100	0,43	0,06	0,06
80	32	34	29,57	125	36,61	2,98	71,37
81	34	35	142	125	35,73	2,91	68,06
82	33	37	215,17	100	0,56	0,07	0,09
83	73	145	109,32	33	0,23	0,27	4,1
84	34	131	120,46	50	0,26	0,13	0,67
85	19	18	270,71	100	1,64	0,21	0,62
86	18	98	31,63	100	0,07	0,01	0
87	20	205	591,41	100	1,27	0,16	0,39
88	18	99	215,62	60	0,46	0,16	0,77
89	4	83	120,35	100	0,26	0,03	0,02
90	3	6	138,27	300	42,24	0,6	1,11
91	4	67	136,88	100	14,7	1,87	38,04
92	3	71	69,19	90	1,05	0,17	0,47
93	71	78	157,7	90	0,34	0,05	0,06
94	4	77	157,5	42	0,34	0,25	2,54
95	71	79	52,37	40	0,11	0,09	0,39
4	R1	1	323,59	300	40,67	0,58	1,03
67	R1	4	392,97	100	16,18	2,06	45,81
68	R2	10	574,87	100	19,56	2,49	66,23
96	R3	64	53,21	60	7,29	2,58	134,4
98	25	133	370,9	49	0,8	0,42	5,63

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Charges et pressions dans le réseau existant :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	101,5	0,37	166,35	64,85
2	101,4	0,3	166,16	64,76
3	101,4	0,45	165,94	64,54
4	101,4	0,88	148,68	47,28
6	91,4	0,5	165,78	74,38
7	91,2	0,72	166,49	75,29
8	107,1	1,48	170,22	63,12
9	96,5	1,32	170,88	74,38
10	108,3	2,31	180,19	71,89
15	89,4	0,74	143,46	54,06
18	91,1	1,11	137,03	45,93
19	93,2	1,25	137,2	44
20	92,8	1,84	165,46	72,66
21	93,5	1,17	135,94	42,44
22	93,5	0,46	157,52	64,02
23	93,1	0,54	156,29	63,19
24	93,3	0,51	155,37	62,07
25	94,1	2,36	134,43	40,33
26	94,05	0,57	153,43	59,38
27	94,1	0,49	153,41	59,31
28	95,4	0,38	152,75	57,35
29	96,7	0,71	151,24	54,54

Suite du tableau IV.7 :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
31	104,45	0,81	135,8	31,35
32	104,6	0,32	149,85	45,25
33	104,6	0,99	135,8	31,2
34	104,2	0,62	147,73	43,53
35	112,5	0,84	138,07	25,57
36	115,5	0,16	137,58	22,08
37	117,2	0,61	135,82	18,62
38	117,8	0,8	135,78	17,98
41	129,1	0,52	135,46	6,36
42	142	0,83	117,83	-24,17
43	134,9	0,46	117,5	-17,4
44	141,5	0,4	117,54	-23,96
45	112	0,37	116,44	4,44
46	102,2	0,57	115,73	13,53
47	101,3	0,69	115,57	14,27
50	138	1,19	135,47	-2,53
61	94,4	0,78	135,97	41,57
62	94,3	0,42	135,94	41,64
63	92,3	0,5	153,1	60,8
64	95,85	0,34	132,15	36,3
65	99,4	0,7	152,19	52,79
66	93	2,3	165,71	72,71
67	94	0,93	143,48	49,48
71	102,9	0,6	165,9	63

Suite du tableau IV.7 :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
73	114,5	0,32	135,81	21,31
77	109	0,34	148,28	39,28
78	113,3	0,34	165,89	52,59
79	80	0,11	165,88	85,88
80	87,1	0,18	143,37	56,27
81	88,22	0,48	143,44	55,22
82	91,2	0,06	143,47	52,27
83	91,3	0,26	148,68	57,38
84	104	1,79	145,4	41,4
85	105,6	1	180,07	74,47
98	91,2	0,07	137,03	45,83
99	86,3	0,46	136,87	50,57
100	92,6	0,97	133,48	40,88
101	93,7	0,09	153,41	59,71
102	93,5	0,07	135,94	42,44
103	92,2	0,3	153,07	60,87
104	92	0,11	153,1	61,1
105	94,1	0,44	135,08	40,98
106	94	0,26	135,97	41,97
108	117,6	0,15	135,46	17,86
109	138,7	0,3	135,46	-3,24
110	145,6	17,19	53,08	-92,52
111	134,7	0,27	117,46	-17,24
120	117	0,02	137,58	20,58

Suite du tableau IV.7 :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
122	123	0,18	117,52	-5,48
123	117,5	0,11	116,44	-1,06
124	111,7	0,11	115,57	3,87
125	105,15	0,4	115,62	10,47
126	101,5	0,52	115,37	13,87
127	108,2	0,51	135,73	27,53
128	107,02	0,13	135,79	28,77
130	102,1	0,13	152,18	50,08
131	101,3	0,26	147,65	46,35
132	97,4	0,14	155,31	57,91
133	91,6	0,8	132,34	40,74
139	100,5	0,34	151,06	50,56
141	94,2	0,12	152,74	58,54
145	125,33	0,23	135,36	10,03
160	100	0,36	150,53	50,53
161	102	0,07	150,53	48,53
190	119,45	0,57	135,77	16,32
196	92	0,09	156,28	64,28
205	90,5	1,27	165,22	74,72
Réservoir R1	164	-56,86	166	2
Réservoir R2	216	-19,56	218	2
Réservoir R3	123	7,29	125	2

Conclusion :

Après la simulation on a constaté que le réservoir R3 n'alimente plus le réseau. Au contraire, au lieu de participer à la distribution, il joue le rôle de consommateur. Son trop plein fonctionne tout le temps. C'est une eau consommée mais non comptabilisée. Ce réservoir joue le rôle de gaspilleur et par conséquent, il faudra l'isoler et l'affecter pour d'autres services.

Chapitre V

Remarques et solutions

Introduction :

Vu les problèmes trouvés dans le réseau de distribution de la ville de Sidi Aich, on essaiera de donner des solutions pour remédier à ces derniers.

I- Analyse de la situation actuelle 2009:

Les réseaux d'alimentation en eau potable des agglomérations posent de nombreux problèmes du point de vue hydraulique, dus aux accroissements démographiques, et au mode d'exploitation du système d'alimentation en eau et aussi aux sous dimensionnement du réseau.

II- Interprétation des résultats de calcul de 2009 :

Le réseau de distribution de la ville de Sidi Aich présente des anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

D'après nos calculs, on constate que :

1/ Les résultats des pressions obtenues sont défavorables c'est-à-dire que la majorité des pressions dépassent la norme et certaines d'autres sont très faibles comme les noeuds **42 ,44 ,110** où les pressions sont respectivement **6.88, 7.09, 3.26** m.c.e. Ces pressions ne peuvent assurer l'alimentation des abonnés convenablement.

2/ Les vitesses dans le réseau d'alimentation en eau potable sont très faibles, sachant que la vitesse admissible dans un tronçon est entre 0.5m/s à 1.5m/s, les vitesses dans ces tronçons sont comprises entre 0.1m/s jusqu'à 0,3m/s et voir même une vitesse de 0.01 m/s où on peut dire qu'il n'y a pas d'écoulement. Et dans d'autres, la vitesse dépasse la norme, car on a trouvé des vitesses qui dépassent les 2 m/s

3/ Le réservoir N° 3 situé à la côte 123 mètres qui a été réalisé pour le renforcement de l'alimentation en eau potable de Sidi Aïch s'avère inutile. Au lieu de participer à la distribution, au contraire il joue le rôle d'un consommateur ou gaspilleur. Un débit de 10,52 l/s destiné aux abonnés va directement vers ce réservoir. Ce débit rempli le réservoir N°3 et une fois rempli tout le surplus déborde par le trop plein et se jette dans la nature. C'est la raison qui nous a poussé à employer le terme gaspilleur c'est-à-dire qu'il n'alimente plus le réseau est cela durant toute la journée. Voir figure ci-dessous.

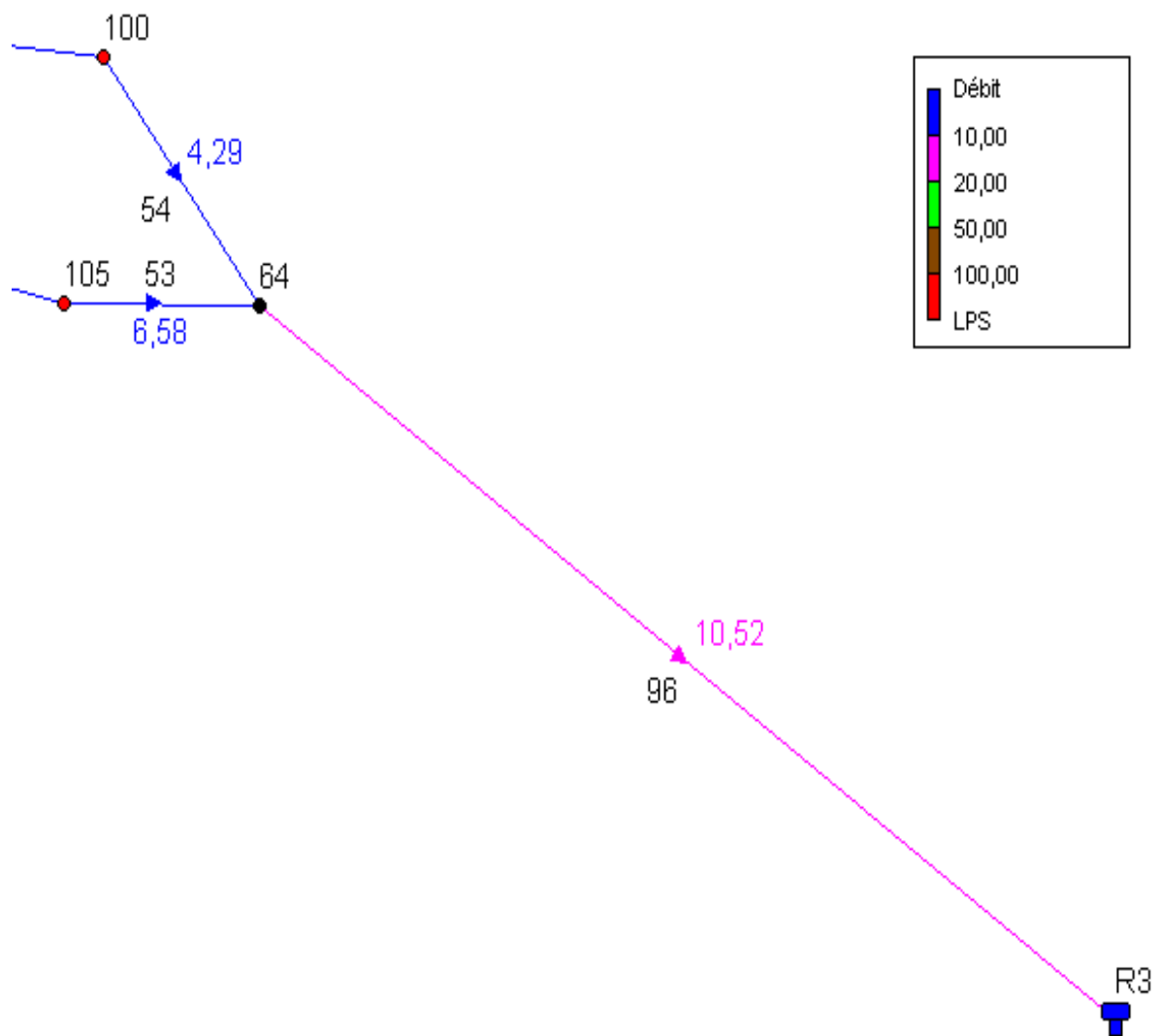


Fig .09 : Schéma montrant le rôle du réservoir R3.

II-1- Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale :

II-1-1- Cas de pointe :

Tableau V.1 : Les vitesses inférieures à la normale :

Nom	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)	Nom	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)
7	67	82	0,01	58	63	103	0,11
8	67	15	0,18	59	63	104	0,04
9	15	81	0,06	60	27	26	0,12
26	50	41	0,12	62	28	141	0,06
27	41	108	0,02	65	29	131	0,18
28	41	109	0,05	69	160	161	0,04
34	44	122	0,06	70	31	128	0,07
38	46	125	0,14	73	65	130	0,07
40	47	124	0,04	74	24	132	0,11
41	47	126	0,18	76	23	196	0,07
36	45	123	0,04	84	34	131	0,13
42	50	38	0,15	85	19	18	0,21
43	38	190	0,14	86	18	98	0,01
44	190	127	0,08	87	20	205	0,16
45	38	73	0,19	88	18	99	0,16
46	73	37	0,2	89	4	83	0,03
48	36	120	0,01	92	3	71	0,17
5	61	106	0,03	93	71	78	0,05
55	27	101	0,01	94	4	77	0,25
56	62	102	0,01	95	71	79	0,09

Ce genre de vitesses faibles favorise la formation du tartre. Le tartre en alimentation en eau potable est assimilé au cancer chez l'être humain. Si la tartre se forme dans une conduite, il est impossible de lutter contre celui-ci. Son élimination est impossible. Il réduit la section réelle de l'écoulement d'une manière considérable, ceci provoque une augmentation des pertes de charge, par conséquent une diminution de la pression.

TableauV.2 : les vitesses supérieures à la normale :

Nom	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)	Nom	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Vitesse (m/s)
15	20	22	2,72	68	R2	10	2,48
22	9	10	1,82	80	32	34	2,15
53	105	64	2,38	81	34	35	2,08
67	R1	4	1,64	96	R3	64	3,82

Ces vitesses sont à proscrire du fait du coup de bélier. Elles fatiguent la conduite et provoquent une usure prématurée.

II-2- Présentation des nœuds dont les pressions sont inférieures et supérieur à la normale :

II-2-1 Cas de pointe :

TableauV.3 : les pressions supérieures à la normale :

Noeud	Pression	Noeud	Pression
	m		m
1	64,99	63	66,16
2	64,98	66	73,1
3	64,84	71	63,31
6	74,75	79	86,19
7	75,6	80	64,68
8	63,35	81	63,63
9	74,65	82	60,68
10	72,09	83	63,78
15	62,47	85	74,67
20	73,14	99	61,79
22	67,74	101	65,06
23	67,42	103	66,23
24	66,64	104	66,46
26	64,74	132	62,48
27	64,66	141	64,2
28	63,01	196	68,51
29	60,89	205	75,21

Ces pressions élevées présentées ci-dessus peuvent facilement fatiguer les conduites surtout aux heures creuses la ou la consommation est très faible, ce qui provoque par conséquence apparition des fuites et le dysfonctionnement des appareils.

TableauV.4 : les pressions inférieures à la normale :

Noeud	Pression (m)
42	6,88
44	7,09
110	3,26

Ce sont des pressions qui ne répondent pas à la demande exigée par le consommateur qui est de l'ordre de **10 m**.

II-2-2- Cas de pointe + incendie :

TableauV.5 : les pressions supérieures à la normale :

Noeud	Pression	Noeud	Pression
	m		m
1	64,85	22	64,02
2	64,76	23	63,19
3	64,54	24	62,07
4	47,28	63	60,8
6	74,38	71	63
7	75,29	79	85,88
8	63,12	85	74,47
9	74,38	103	60,87
10	71,89	104	61,1
15	54,06	196	64,28
18	45,93	205	74,72
20	72,66		

On donne ici la même remarque que pour le TableauV.3

TableauV.6 : les pressions inférieures à la normale :

Noeud	Pression
	m
41	6,36
42	-24,17
43	-17,4
44	-23,96
45	4,44
50	-2,53
109	-3,24
110	-92,52
111	-17,24
122	-5,48
123	-1,06
124	3,87

Là, on enregistre des pressions pratiquement négatives, ce que veut dire que l'écoulement n'aura pas lieu, alors cette région souffre d'un manque d'eau en cas de point + incendie. Ces pressions provoqueront un aplatissement des conduites à long terme.

III- Solution du réseau actuel :

1^{ère} solution :

On doit d'abord isoler le réservoir **N°3**, pour qu'il soit destiné pour d'autres usages, mais après l'isolement de ce dernier, on a constaté que le réservoir **N° 1** reçoit de l'eau à partir de la conduite **N° 4**, c'est pour ça qu'on a pensé à lui placer un clapet anti retour mais le réservoir reçoit toujours de l'eau par l'autre conduite **n° 67** alors l'unique solution est de placer des clapet au niveau des deux conduites, voire figure ci-dessous.

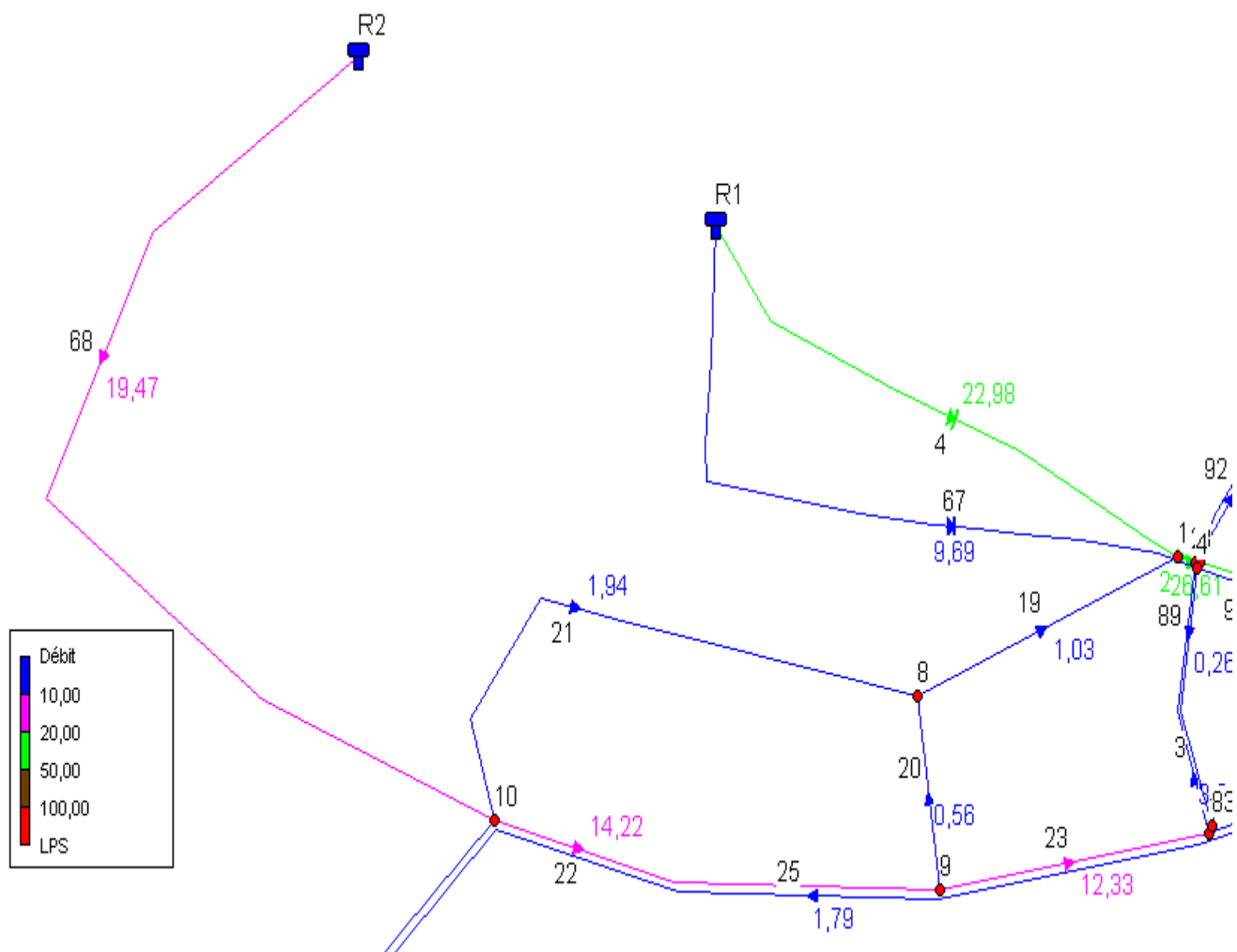


Fig.10 : Schéma montrant les emplacements des clapets au niveau des conduites 4 et 67.

2^{ème} solution :

Changement de certains diamètres le long des conduites qui mènent vers les nœuds les plus défavorables. Ces changements que nous proposons vont aider le réseau à fonctionner avec des pressions acceptables et les pressions négatives disparaîtront (voir tableau N° V 9.)

IV- proposition des diamètres :

Tableau V.7: les diamètres proposés :

Nom	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Diamètre existant	Diamètre proposé
29	50	42	100	200
47	37	36	125	200
49	36	35	125	200
81	34	35	125	200
16	22	23	125	200
77	23	65	125	200

V- Simulation du réseau après proposition des solutions :

V-1- cas de pointe :

On a remarqué qu'après avoir appliqué les changements au réseau, on a pu élever les pressions de 10 m.c.e , surtout au niveau des nœuds les plus défavorables, **noeuds (110 - 109 – 42- 43 – 44).**

Tableau V.8 : Les pressions avant et après les changements :

Noeud	Pression avant	Pression après
42	6,88	18,44
44	7,09	18,68
110	3,26	14,83

V-2- Cas de point +incendie :

Tableau V.9 : Les pressions avant et après les changements :

Noeud	Pression avant	Pression après
	m	m
41	6,36	22,54
42	-24,17	9,13
43	-17,4	15,90
44	-23,96	9,34
45	4,44	38,55
50	-2,53	13,65
109	-3,24	12,94
110	-92,52	5,52
111	-17,24	16,06
122	-5,48	27,83
123	-1,06	33,05
124	3,87	38,64

Conclusion :

On a pu régler les faibles pressions que ce soit dans le cas de point, ou pointe + incendie, est cela après avoir effectué certains changements des diamètres, mais malgré ça notre réseau ne pourra pas répondre aux besoins de cette agglomération dans le temps.

Chapitre VI

Simulation hydraulique du réseau pour l'horizon 2035

Introduction :

Après avoir présenté les problèmes faisant obstacle au réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Aich, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à projeter un nouveau système d'alimentation en eau potable.

I- Les types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié
- Réseau étagé

I-1- Réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

I-2- Réseaux ramifiés :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

I-3- Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir existant donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées)

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on opte pour le réseau mixte étagé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour, et la répartition parfaite des pressions.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

Cette variante est prise à cause de la forte dénivelée de 93 mètres qui existe entre les réservoirs.

Après avoir choisi cette variante et tracé notre réseau, nous avons constatés que les réservoirs R1 et R2 présentent des côtes très élevées par rapport aux points les plus bas de la ville. Ces deux réservoirs sont existants et nous sommes obligés de les prendre en considération lors de notre présente étude. Cela dit ; pour éviter les pressions élevées au niveau de ces points bas ; de placer des réducteurs de pression a la sortie de ces deux réservoirs.

II- Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035 :

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

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

II-1- Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante.

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

a. Cas de pointe :

D'après le tableau N°10 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 09h et 12h

$$Q_{pte} = 379.8585 \text{ m}^3/\text{h} = 105.52 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- **Débit route : Q_{rte}**

$$Q_{rte} = Q_{pte} - Q_{cc}$$

Avec $Q_{cc} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 105.52 \text{ l/s}$

- **Débit spécifique :** $Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L}$

Donc : $Q_{sp} = \frac{105.52}{13838} = 0,00763 \text{ l/s/m}$

$$Q_{sp} = 0,00763 \text{ l/s/m}$$

- **Calcul du Débit route pour chaque tronçon**

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} \times L$$

Tableau VI.1 : détermination des débits route:

N°	Tronçons	Longueur (m)	$q_{sp}(l/s/m)$	$Q_{rte} (l/s)$
1	1_2	65,7	0,00763	0,501
2	2_7	433,5		3,308
3	2_4	128,9		0,984
4	2_5	553		4,219
5	3_9	275		2,098
6	14_15	476,7		3,637
7	13_14	548,5		4,185
8	11_14	450,2		3,435
9	7_10	148		1,129
10	12_13	296,1		2,259
11	9_13	526,5		4,017
12	8_9	73,7		0,562
13	8_12	376,9		2,876
14	11_12	145,1		1,107
15	4_10	474		3,617
16	39_40	195		1,488
17	11_40	300		2,289
18	5_6	293,8		2,242
19	6_37	103,5		0,79
20	37_35	494		3,769
21	10_16	242,3		1,849
22	16_17	58,16		0,444
23	17_18	95,9		0,732
24	18_20	53,8		0,41
25	17_19	253,5		1,934
26	19_20	150,1		1,145
27	19_22	397,1		3,03
28	21_22	297,3		2,268
29	21_24	265,5		2,026
30	23_24	87,5		0,668
31	24_25	401,2		3,061

Suite du tableau VI.1 :

N°	Tronçons	Longueur (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{rte} (l/s)
32	23_25	264,9	0,00763	2,021
33	25_27	14,3		0,109
34	26_27	191,7		1,463
35	26_34	91,1		0,695
36	27_28	301,2		2,298
37	26_30	398,7		3,042
38	28_30	123,5		0,942
39	29_30	100		0,763
40	28_29	416,8		3,18
41	29_31	97		0,74
42	31_32	203,3		1,551
43	32_34	340,1		2,595
44	32_33	203,2		1,55
45	33_34	575,3		4,39
46	31_33	495,8		3,783
47	16_31	90		0,687
48	4_6	270		2,06
49	18_23	415,72		3,172
50	20_21	239,34		1,826
51	10_40	96		0,732
52	8_39	94		0,717
53	3_39	156		1,19

Tableau VI.2 Détermination des débits aux nœuds :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	65,7	0,5013	1,77
	1_7	398,7	3,0421	
2	1_2	65,7	0,5013	4,51
	2_4	128,9	0,9835	
	2_5	553	4,2194	
	2_7	433,5	3,3076	
3	3_9	415,3	3,1687	2,18
	3_39	156	1,1903	
4	2_4	128,9	0,9835	3,33
	4_10	474	3,6166	
	4_6	270	2,0601	
5	2_5	553	4,2194	3,23
	5_6	293,8	2,2417	
6	4_6	270	2,0601	2,55
	5_6	293,8	2,2417	
	6_37	103,5	0,7897	
7	2_7	433,5	3,3076	3,87
	2_7	433,5	3,3076	
	7_10	148	1,1292	
8	8_9	73,7	0,5623	2,08
	8_12	376,9	2,8757	
	8_39	94	0,7172	
9	3_9	415,3	3,1687	3,87
	9_13	526,5	4,0172	
	8_9	73,7	0,5623	
10	10_11	401,3	3,0619	3,39
	10_16	242,3	1,8487	
	7_10	148	1,1292	
	10_40	96	0,7325	

Suite du tableau VI.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
11	11_14	450,2	3,435	3,42
	11_12	145,1	1,1071	
	11_40	300	2,289	
12	8_12	376,9	2,8757	3,12
	11_12	145,1	1,1071	
	12_13	296,1	2,2592	
13	12_13	296,1	2,2592	5,23
	9_13	526,5	4,0172	
	13_14	548,5	4,1851	
14	14_15	476,7	3,6372	5,63
	13_14	548,5	4,1851	
	11_14	450,2	3,435	
15	14_15	476,7	3,6372	1,82
16	10_16	242,3	1,8487	1,49
	16_17	58,16	0,4438	
	16_33	90	0,6867	
17	16_17	58,16	0,4438	155
	17_18	95,9	0,7317	
	17_19	253,5	1,9342	
18	17_18	95,9	0,7317	2,16
	18_20	53,8	0,4105	
	18_23	415,7	3,1719	
19	17_19	253,5	1,9342	3,05
	19_20	150,1	1,1453	
	19_22	397,1	3,0299	
20	18_20	53,8	0,4105	1,69
	19_20	150,1	1,1453	
	20_21	239,3	1,8262	

Suite du tableau VI.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
21	20_21	239,3	1,8262	3,06
	21_22	297,3	2,2684	
	21_24	265,5	2,0258	
22	19_22	397,1	3,0299	2,65
	21_22	297,3	2,2684	
23	23_24	87,5	0,6676	2,93
	23_25	264,9	2,0212	
	18_23	415,7	3,1719	
24	21_24	265,5	2,0258	2,88
	23_24	87,5	0,6676	
	24_25	401,2	3,0612	
25	24_25	401,2	3,0612	2,6
	23_25	264,9	2,0212	
	25_27	14,3	0,1091	
26	26_27	191,7	1,4627	1,08
	26_34	91,1	0,6951	
27	25_27	14,3	0,1091	1,93
	26_27	191,7	1,4627	
	27_28	301,2	2,2982	
28	27_28	301,2	2,2982	3,21
	28_30	123,5	0,9423	
	28_29	416,8	3,1802	
29	29_30	100	0,763	2,34
	28_29	416,8	3,1802	
	29_31	97	0,7401	
30	26_30	398,7	3,0421	2,37
	28_30	123,5	0,9423	
	29_30	100	0,763	

Suite du tableau VI.2 :

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qrte (l/s)	Qn (l/s)
31	29_31	97	0,7401	3,38
	31_32	203,3	1,5512	
	31_33	495,8	3,783	
	16_31	90	0,6867	
32	31_32	203,3	1,5512	2,85
	32_34	340,1	2,595	
	32_33	203,2	1,5504	
33	32_33	203,2	1,5504	4,86
	33_34	575,3	4,3895	
	31_33	495,8	3,783	
34	32_34	340,1	2,595	3,84
	33_34	575,3	4,3895	
	26_34	91,1	0,6951	
35	37_35	494	3,7692	1,88
39	8_39	94	0,7172	1,7
	3_39	156	1,1903	
	39_40	195	1,4879	
40	10_40	96	0,7325	2,25
	39_40	195	1,4879	
	11_40	300	2,289	

b. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (**17 l/s**) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°**22** avec une cote de terrain de **130,50 m** et une pression de **25,43 m**.

II-2- Résultats de la simulation hydraulique de réseau pour l'horizon 2035 :

a. cas de pointe :

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.3

Tableau VI. 3 : vitesse et perte de charge dans le réseau projeté :

N° du tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
2	1	2	65,7	250	30,96	0,63	1,53
3	2	4	128,9	250	20,17	0,41	0,69
4	4	6	270	90	3,19	0,5	3,55
5	5	6	293,8	80	1,24	0,25	1,12
6	9	8	73,7	100	6,76	0,86	3,58
7	11	12	145,1	80	3,66	0,73	2,28
8	12	13	296,1	80	1,3	0,26	1,22
9	9	13	526,5	125	8,9	0,73	2,69
10	13	14	548,5	100	4,97	0,63	4,8
11	11	14	450,2	80	2,48	0,49	3,99
12	14	15	476,7	80	1,82	0,36	2,25
13	10	16	242,3	200	24,06	0,77	2,91
14	16	17	58,16	200	22,57	0,72	2,58
15	17	19	253,5	150	7,66	0,43	1,43
16	17	18	95,9	150	13,36	0,76	4,05
17	18	20	53,8	125	4,38	0,36	1,25
18	20	19	150,1	60	0,41	0,15	0,63
19	20	21	239,24	125	3,1	0,25	0,66

Suite du tableau VI.3 :

N° du tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
20	21	22	297,3	100	1,54	0,2	0,56
21	19	22	397,1	175	4,19	0,17	0,22
22	21	24	265,5	80	1,59	0,32	1,75
23	24	23	87,5	80	1,9	0,38	2,43
24	18	23	415,72	150	6,82	0,39	1,15
25	24	25	401,2	60	0,6	0,21	1,24
26	23	25	264,9	80	2	0,4	2,67
27	28	27	301,2	100	4,5	0,57	3,98
28	26	27	191,7	125	6,43	0,52	2,55
29	26	34	91,1	175	13,5	0,56	1,91
30	34	32	340,1	100	5,41	0,69	2,64
31	32	33	203,2	80	0,95	0,19	0,69
32	34	33	575,3	100	4,25	0,54	3,58
33	31	33	495,8	60	0,34	0,12	0,45
34	31	32	203,3	80	1,61	0,32	1,8
35	31	29	97	100	1,43	0,18	0,48
36	30	29	100	80	3,04	0,61	2,84
37	28	30	123,5	60	0,57	0,2	1,11
38	28	29	416,8	60	0,72	0,26	1,73
39	16	31	90	100	0	0	0

Suite du tableau VI.3 :

N° du tronçon	Noud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
40	27	25	14,29	100	0	0	0
41	R3	26	73	250	25,86	0,53	1,09
42	26	30	398,7	100	4,85	0,62	2,58
43	8	12	376,9	125	8,09	0,66	3,92
44	2	5	553	125	4,47	0,36	1,3
45	1	7	398,7	200	15,6	0,5	1,29
46	7	10	148	200	13,8	0,44	1,02
47	3	8	94	80	3,4	0,68	2,21
48	3	39	156	150	9,59	0,54	2,17
50	2	7	433,5	100	2,07	0,26	0,95
51	4	10	474	200	13,65	0,43	1
52	10	40	96	200	0	0	0
53	39	40	195	80	4,49	0,89	3
54	40	11	300	80	2,24	0,44	3,01
55	3	9	100	175	19,53	0,81	3,03
56	6	35	100	80	1,88	0,37	2,39
57	R2	1	195	300	48,33	0,68	60
58	R1	3	151,2	200	31,3	1	10

Remarque : d'après les résultats indiqués dans le tableau ci-dessus on constate que les vitesses dans les tronçons sont fiables ce qui évite le phénomène d'entartrage ce qui implique le bon fonctionnement de notre réseau

Les tronçons **39,40** et **52** sont équipés par des vannes fermées, pour empêcher le passage d'eau vers les réservoirs R1 et R3 de côtes de radier respectivement 164 et 123 m

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau VI.4.

Tableau VI.4 : charges et pressions dans le réseau projeté :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	122,7	1,77	157,9	35,2
2	120,6	4,25	157,8	37,2
3	130	2,18	155,94	25,94
4	106,8	3,33	157,71	50,91
5	140	3,23	157,08	17,08
6	106	2,55	156,75	50,75
7	102	3,87	157,39	55,39
8	102,8	2,08	154,92	52,12
9	134,3	3,87	155,55	21,25
10	98	3,39	157,24	59,24
11	98	3,42	152,24	54,24
12	124,5	3,12	153,44	28,94
13	140,5	5,23	153,08	12,58
14	96	5,63	150,45	54,45
15	98,5	1,82	149,37	50,87
16	98	1,49	156,53	58,53
17	98,5	1,55	156,38	57,88
18	98,5	2,16	155,99	57,49
19	104	3,05	156,02	52,02
20	100	1,69	155,92	55,92

Suite du Tableau VI.4 :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
21	130,5	3,06	155,77	25,27
22	130,5	2,65	155,93	25,43
23	112,6	2,93	155,51	42,91
24	118,2	2,88	155,3	37,1
25	106,5	2,6	154,8	48,3
26	94,6	1,08	134,87	40,27
27	102,8	1,93	134,38	31,58
28	98,5	3,21	133,18	34,68
29	92,6	2,34	132,46	39,86
30	92,7	2,37	133,04	40,34
31	92	3,38	132,41	40,41
32	91,5	2,85	132,78	41,28
33	86,7	4,86	132,63	45,93
34	90	3,84	134,69	44,69
35	106,8	1,88	156,51	49,71
39	103	1,7	155,6	52,6
40	100	2,25	153,23	53,23
Réservoir R1	164	-31,3	165,94	1,94
Réservoir R2	216	-48,33	217,9	1,9
Réservoir R3	133	-25,86	134,95	1,95

Remarque : Comme on le voit sur le tableau ci-dessus les pressions données après la simulation sont acceptables, donc notre réseau ne présente aucun problème et répond très bien à la demande de l'abonné et cela dans le cas de pointe.

b. Cas de pointe + incendie :**Tableau VI.5 :** Vitesse et perte de charge dans le réseau :

N° du tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
2	1	2	65,7	250	40,26	0,82	2,52
3	2	4	128,9	250	28,26	0,58	1,29
4	4	6	270	90	3,13	0,49	3,43
5	5	6	293,8	80	1,3	0,26	1,21
6	9	8	73,7	100	6,76	0,86	3,58
7	11	12	145,1	80	3,66	0,73	2,28
8	12	13	296,1	80	1,3	0,26	1,22
9	9	13	526,5	125	8,9	0,73	4,69
10	13	14	548,5	100	4,97	0,63	4,8
11	11	14	450,2	80	2,48	0,49	3,99
12	14	15	476,7	80	1,82	0,36	2,25
13	10	16	242,3	200	41,06	1,31	2,07
14	16	17	58,16	200	39,57	1,26	3,52
15	17	19	253,5	150	17,78	1,01	2,97
16	17	18	95,9	150	20,24	1,15	2,93
17	18	20	53,8	125	10,08	0,82	2,94
18	20	19	150,1	60	1,14	0,4	2,94
19	20	21	239,24	125	7,25	0,59	3,19

Suite du tableau VI.5:

N° du tronçon	Noud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
20	21	22	297,3	100	3,78	0,48	2,88
21	19	22	397,1	175	15,87	0,66	2,59
22	21	24	265,5	80	0,41	0,08	0,15
23	24	23	87,5	80	2,94	0,59	2,49
24	18	23	415,72	150	8	0,45	1,55
25	24	25	401,2	60	0,47	0,17	0,79
26	23	25	264,9	80	2,13	0,42	3,01
27	28	27	301,2	100	4,5	0,57	3,98
28	26	27	191,7	125	6,43	0,52	2,55
29	26	34	91,1	175	13,5	0,56	1,91
30	34	32	340,1	100	5,41	0,69	2,64
31	32	33	203,2	80	0,95	0,19	0,69
32	34	33	575,3	100	4,25	0,54	3,58
33	31	33	495,8	60	0,34	0,12	0,45
34	31	32	203,3	80	1,61	0,32	1,8
35	31	29	97	100	1,43	0,18	0,48
36	30	29	100	80	3,04	0,61	2,84
37	28	30	123,5	60	0,57	0,2	1,11
38	28	29	416,8	60	0,72	0,26	1,73
39	16	31	90	100	0	0	0

Suite du tableau VI.5:

N° du tronçon	Noud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
40	27	25	14,29	100	0	0	0
41	R3	26	73	250	25,86	0,53	1,09
42	26	30	398,7	100	4,85	0,62	2,58
43	8	12	376,9	125	8,09	0,66	3,92
44	2	5	553	125	4,53	0,37	1,33
45	1	7	398,7	200	23,3	0,74	2,74
46	7	10	148	200	22,65	0,72	2,6
47	3	8	94	80	3,4	0,68	7,21
48	3	39	156	150	9,59	0,54	2,17
50	2	7	433,5	100	3,22	0,41	2,14
51	4	10	474	200	21,8	0,69	2,41
52	10	40	96	200	0	0	0
53	39	40	195	80	4,49	0,89	2,15
54	40	11	300	80	2,24	0,44	3,29
55	3	9	100	175	19,53	0,81	3,03
56	6	35	100	80	1,88	0,37	2,39
57	R2	1	195	300	65,33	0,92	60
58	R1	3	151,2	200	31,3	1	10

Remarque : On remarque aussi que dans le cas de pointe + incendie, les vitesses sont acceptables car elles sont presque entre 0,3 et 1,5 m/s

Tableau VI.6 : Charges et pressions dans le réseau :

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	122.7	1,77	157,86	35,16
2	120.6	4,25	157,7	37,1
3	130	2,18	155,94	25,94
4	106.8	3,33	157,53	50,73
5	140	3,23	156,96	16,96
6	106	2,55	156,61	50,61
7	102	3,87	156,77	54,77
8	102.8	2,08	154,92	52,12
9	134.3	3,87	155,55	21,25
10	98	3,39	156,39	58,39
11	98	3,42	152,24	54,24
12	124.5	3,12	153,44	28,94
13	140.5	5,23	153,08	12,58
14	96	5,63	150,45	54,45
15	98.5	1,82	149,37	50,87
16	98	1,49	154,43	56,43
17	98.5	1,55	154	55,5
18	98.5	2,16	153,14	54,64
19	104	3,05	152,23	48,23
20	100	1,69	152,82	52,82

Suite du tableau VI.6:

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
21	130.5	3.06	152,06	21,56
22	130.5	19.65	151,2	20,7
23	112.6	2.93	152,5	39,9
24	118.2	2.88	152,02	33,82
25	106.5	2.6	151,7	45,2
26	94.6	1.08	134,87	40,27
27	102.8	1.93	134,38	31,58
28	98.5	3.21	133,18	34,68
29	92.6	2.34	132,46	39,86
30	92.7	2.37	133,04	40,34
31	92	3.38	132,41	40,41
32	91.5	2.85	132,78	41,28
33	86.7	4.86	132,63	45,93
34	90	3.84	134,69	44,69
35	106.8	1.88	156,37	49,57
39	103	1.7	155,6	52,6
40	100	2.25	153,23	53,23
Réservoir R1	164	-31.3	165,94	1,94
Réservoir R2	216	-65.33	217,86	1,86
Réservoir R3	133	-25.86	134,95	1,95

- On donne la même remarque citée dans le Tableau VI.4.

Conclusion :

Les résultats de la simulation du réseau de distribution projeté pour la ville de Sidi Aich sont très fiables, avec ces derniers nos conduites ne cour aucun risque, que se soit la corrosion ou bien dépôt de calcaire.

Chapitre VII

Outil de travail pour un branchement dans un réseau

Introduction :

Le développement, les extensions irrégulières des agglomérations et les caractéristiques des habitations rendent les habitudes de consommation de plus en plus difficiles à connaître et perturbent énormément la loi de consommation d'eau en fonction de la longueur des conduites. Malgré l'approximation faite sur la détermination des débits de dimensionnement, l'influence reste quand même très pertinente sur la détermination de la pression de service, qui est elle même variable dans le temps, dans chaque nœud.

Cette pression, paramètre hydraulique fondamental, est un outil de travail permettant de tracer la courbe caractéristique de chaque nœud en fonction du débit. Cette caractéristique permet, sur la loi de variation de la charge au nœud en fonction du débit, de connaître la capacité de nœud en terme de débit et de pression. Elle est semblable à celle d'une pompe.

A travers cette étude, différents cas de comportement de la pression au nœud par rapport à la pression demandée seront étudiés. Il convient de souligner que ces courbes caractéristiques des nœuds sont obligatoires à faire par les maîtres de l'œuvre pour être remises au maître de l'ouvrage. Ce dernier les mettra à la disposition de l'entreprise chargée de la gestion des réseaux d'eau potable. Chose qui ne se fait pas actuellement en Algérie.

I- Caractéristiques nodales :

Un nœud d'un réseau de distribution d'eau potable est caractérisé par un débit de consommation variable en fonction de la demande et la pression de service qui diminue quand le débit soutiré augmente. Cette diminution est la conséquence de l'influence des pertes de charge engendrées par le débit distribué au niveau du nœud. Il faut préciser que le degré de variation de la pression au nœud, dans le sens d'une diminution, est fonction de l'éloignement du nœud correspondant par rapport au réservoir et de la configuration en accessoires des réseaux verticaux. Le mode de fonctionnement hydraulique d'une conduite influe énormément sur la variation de pression.

Ainsi, un ingénieur gestionnaire ne peut se prononcer sur l'autorisation d'un branchement ou l'adjonction d'un suppresseur que sur consultation de la courbe caractéristique du nœud lui donnant tous les renseignements concernant la loi de variation de la pression compatible avec la demande de branchement.

II- Etude de la variation de la pression au point de branchement

L'étude de cette loi permet à partir de l'ensemble des données recueillies d'assurer de bonne condition de fonctionnement hydraulique général du système de la chaîne de distribution : production / adduction / stockage / distribution. Pour étudier la loi de variation de la pression d'un nœud, on doit connaître :

La pression maximal absolu : qui est obtenue pour un débit théorique nul, correspondant à la pression statique ou niveau du trop plein du réservoir.

La pression moyenne horaire : qui correspond au débit moyen horaire. Cette pression théorique est loin d'être stable à cause des irrégularités de la consommation.

La pression minimal horaire : qui correspond au débit maximum horaire.

Cette dépendance pression - débit n'est autre que la caractéristique du nœud qui ne pourra être qu'à partir d'une étude complète c'est-à-dire : étude du réseau pour Q_{\max}/h , Q_{moy}/h . Cette dépendance a l'allure suivante : [1]

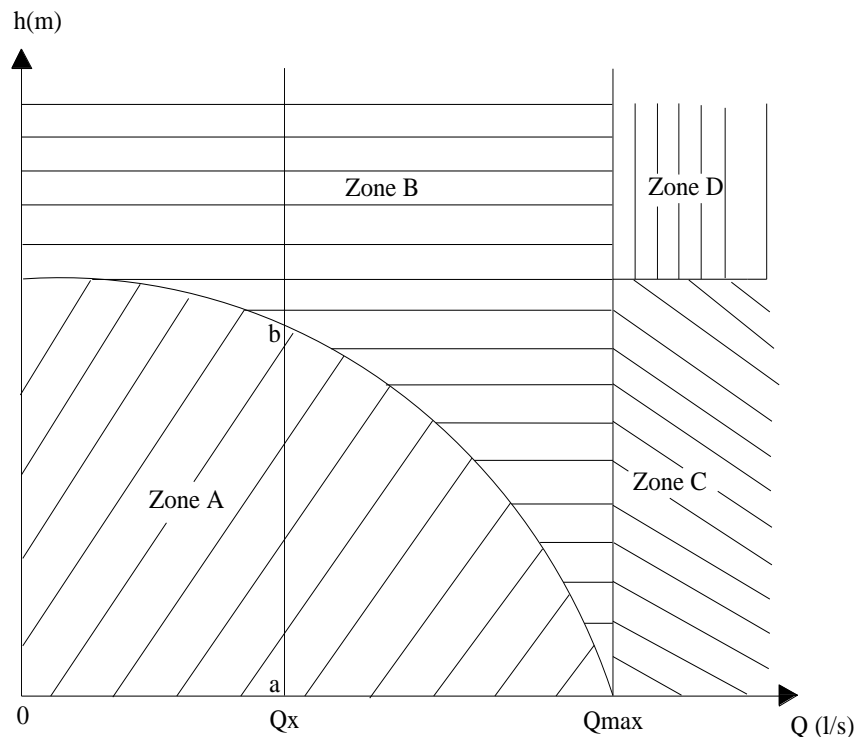


Fig.11 : Courbe caractéristique du nœud.

III- Corrélation courbe caractéristique – installation :

Une installation, à usage hydraulique, est raccordée à un réseau fonctionne dans une fourchette de couple débit – pression. La compatibilité de la pression au nœud à celle de l'installation limite tous désagréments. Sur la courbe caractéristique, on délimite 4 zones A, B, C, D qui seront étudiés ci-après :

III-1- Le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$)

Du point du vue débit, les caractéristiques du réseau répondent favorablement à l'installation.

- (Q_x, H_x) en zone A.

Les caractéristiques du réseau conviennent à l'installation à la seule condition que l'écart entre la pression du réseau et la pression de l'installation soit tolérable sinon il faut la réduire en utilisant la technique la plus favorable à l'installation.

- (Q_x, H_x) en zone B.

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La pression H_x de l'installation se trouve au dessus de la courbe caractéristique du réseau. Dans ce cas, il faut augmenter la pression du réseau de Δh afin de la ramener à la pression de l'installation H_x .

- (Q_x, H_x) sur la courbe caractéristique : les caractéristiques du réseau coïncident exactement avec celles de l'installation. C'est l'idéal.

III-2- Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$)

Deux cas auxquels l'ingénieur devra trouver de solution :

III-2-1- (Q_x, H_x) en zone C :

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La seule solution possible est de stocker l'eau aux heures creuse pour en disposer aux heures de pointe. Plusieurs solutions s'offrent à l'ingénieur.

- a- stocker dans des réservoirs surélevés.
- b- Stocker dans des réservoirs hydropneumatiques.
- c- Stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x ; H_x aux heures de pointe.

La solution a et b sont possible que si la grandeur H_x est située au dessous de la courbe caractéristique.

Si ce n'est pas le cas, seule la solution c est réalisable. Il convient de souligner qu'il faut ramener Q_x de l'installation au débit d'heures creuses selon la possibilité du réseau.

III-2-2- (Q_x, H_x) en zone D :

La seule solution est stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer

$Q_x ; H_x$ aux heures de pointe.

Résumons cette étude du couple débit – pression (tableau N°1 et N°2). [1]

- **Tableau VII.1** : zone de variation du débit Q_x appelé :

H_x	Q_x	$0 < Q_x < Q_{max}$	$0 < Q_x < Q_{max}$
	position	A	B
H réseau > H_x avec excès	1	1	2 0
H réseau < H_x sans excès	3	0	4 0
H réseau = H_x	5	1 ; 0	6 0
H réseau < H_x	7	0	8 1

Tableau VII.2 : zone de variation du débit appelé ($Q_x > Q_{max}$)

H_x	Q_x	$Q_x > Q_{max}$	$Q_x > Q_{max}$
	position	C	D
H réseau > H_x		1	0
H réseau < H_x		0	1

IV- Analyse de l'étude :

Pour $Q_x > Q_{max}$: la seule solution possible est de stocker pendant les heures creuses avec un débit $Q_c < Q_x$ pour créer Q_x , H_x . A défaut de cette solution, il faut rechercher une source d'eau suffisante répondant aux conditions de l'installation (tableau N°1).

L'étude du tableau N°1 nous dicte la conduite à tenir suivante :

- a- soit case 5 , 6 ou **H réseau = H_x (idéal)**.
- b- Soit case 3 , 4 ou **H réseau < H_x sans excès**.
- c- Soit case 1 vers 3 ou 9 (réduction de pression).
- d- Soit case 8 vers 6 ou 4 (augmentation de la pression).

Conclusion :

A travers cette étude, il a été développé une analyse d'une étude de la courbe caractéristique des nœuds en vue de doter les responsables gestionnaires des réseaux d'eau potable d'une méthodologie de travail leur permettant de mieux gérer en étudiant au cas par cas tous les piquages des gros consommateurs.

En fonction de la demande en eau et en pression de l'installation, différentes zones ont été considérées afin de situer la plage de compatibilité de fonctionnement de l'installation.

Cette étude est d'un intérêt pratique important, car elle permet de prévoir et de limiter le dysfonctionnement des installations voire même leur endommagement.

Avec ces courbes caractéristiques, le gestionnaire sera en possession d'un carnet des nœuds de son réseau lui permettant d'ordonner des piquages sans aucune répercussion éventuelle sur le rendement du réseau.

Cette étude trouve également son utilité lors de l'utilisation des surpresseurs afin d'éviter leur surdimensionnement qui est synonyme d'une surconsommation en énergie électrique.

Chapitre VIII

Pose de canalisation

Introduction:

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise installation de ces dernières.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

I- Différentes poses de la canalisation :

I-1- Pose en terre :

I-1-1- Exécution et aménagement de la tranchée :

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent. La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins, les matériels les mieux adoptés, de manière à obtenir leur meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le coté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus, ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible.

- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20cm en dessous de la cote définitive. On rétablit ensuite le niveau en confectionnant un lit de pose bien damé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant au besoin sur des pieux battus.

- **Réalisation des tranchées**

La section transversale de la tranchée dépend de :

- La profondeur.
- La longueur.
- Le coefficient de talus.

a. Profondeur

La profondeur de la tranchée se détermine par :

$$H=H_1+D+H_2$$

H : Profondeur de la tranchée en (m) ;

H₁: Epaisseur du lit de pose (0,10 à 0,15m)

D : Diamètre de la conduite ;

H₂: Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,60 à 1,20m)

b. Largeur

La largeur est fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0,30m de part et d'autre de la conduite.

$$L=D+2. 0, 30$$

Où :

L : largeur de la tranchée en (m)

c. Coefficient du talus

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

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus :

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

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

I-1-2- Pose de la conduite :

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre, chiffon,...etc.) ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à coté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Toute les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en s'attachant à sauvegarder la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités de tronçon de conduite en attente à l'aide de tompons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers ou l'entrée d'animaux qui pourraient y périssent.

Les différents lits de pose sont représentés dans la figure **Fig.12** .

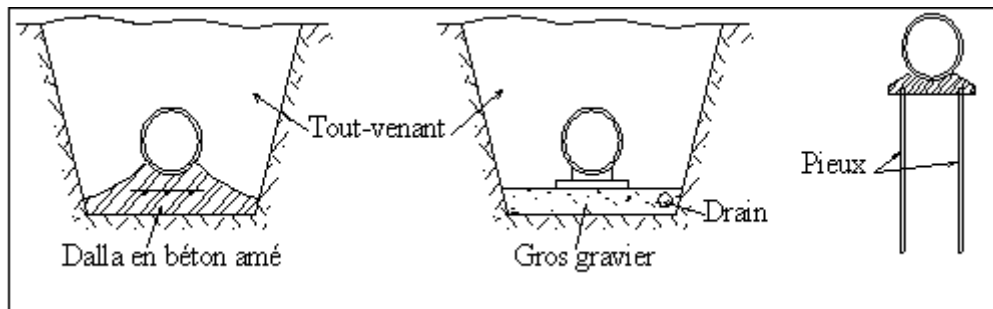


Fig.12 : Différents lits de pose.

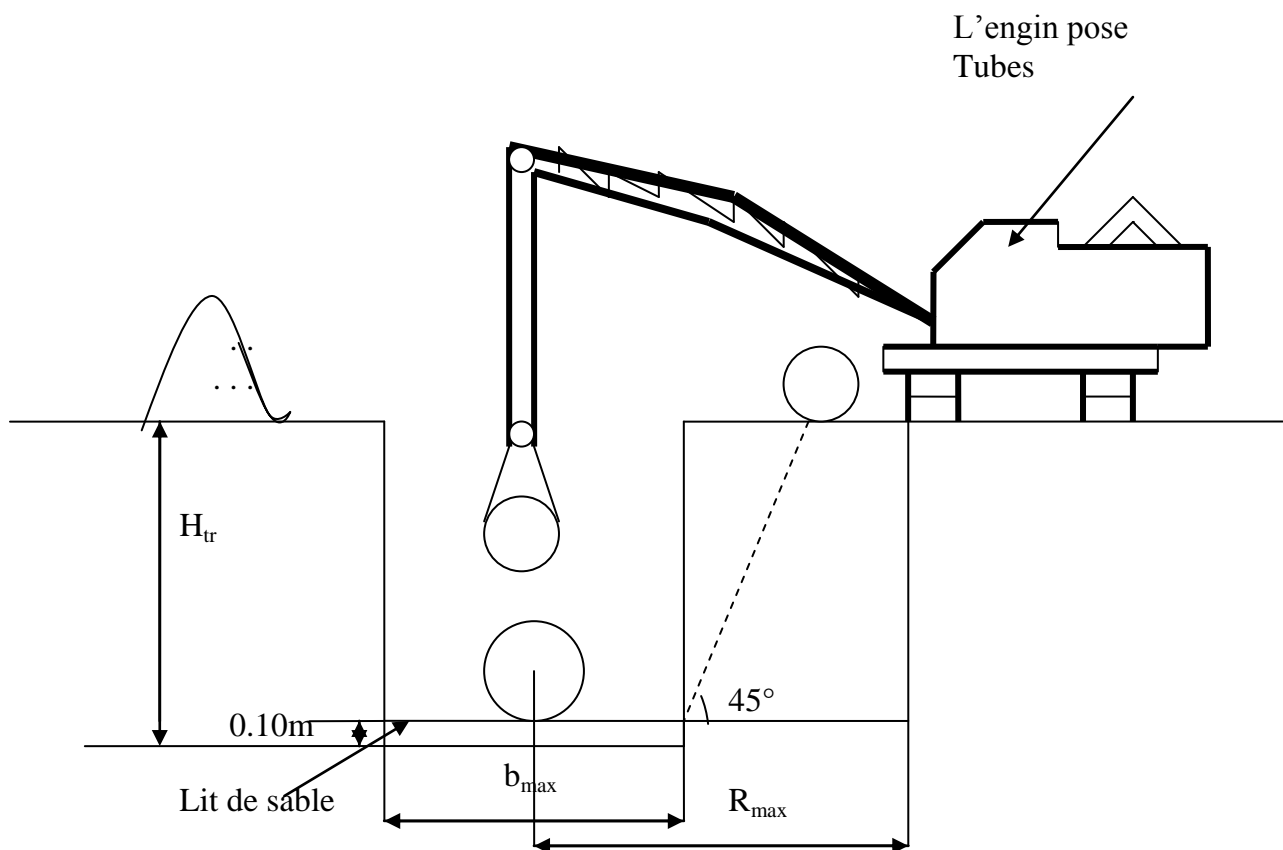


Fig.13 : Pose de la conduite dans la tranchée.

I-1-3- Remplissage :

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de $1/20$ à $1/15$ de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils.

On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

S'il s'agit d'une conduite de refoulement, se servir de pompe pour remplir par le bas, en limitant le débit à la valeur indiquée ci-dessus.

I-1-4- Essai hydraulique :

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve.

On remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise majorée de 50 %, la variation de la pression doit rester à 0,2 Bars.

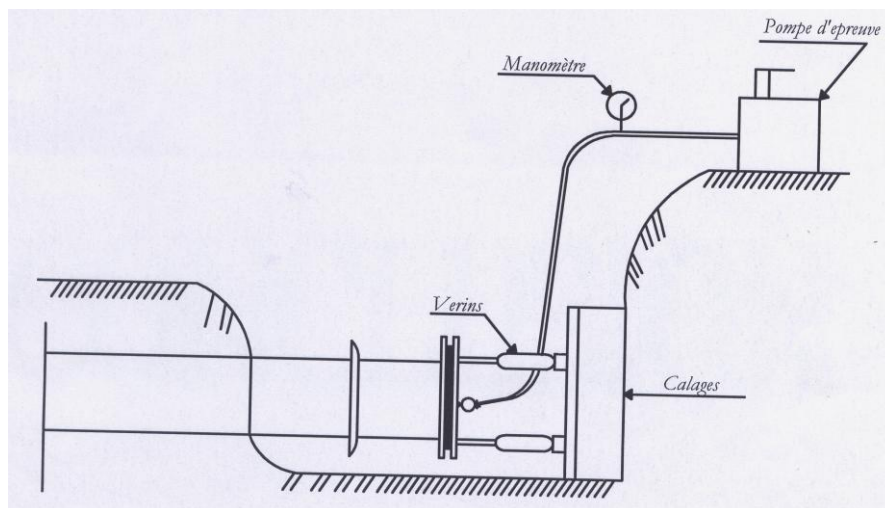


Fig.14 : Essai hydraulique.

I-1-5- Remblayage :

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux.

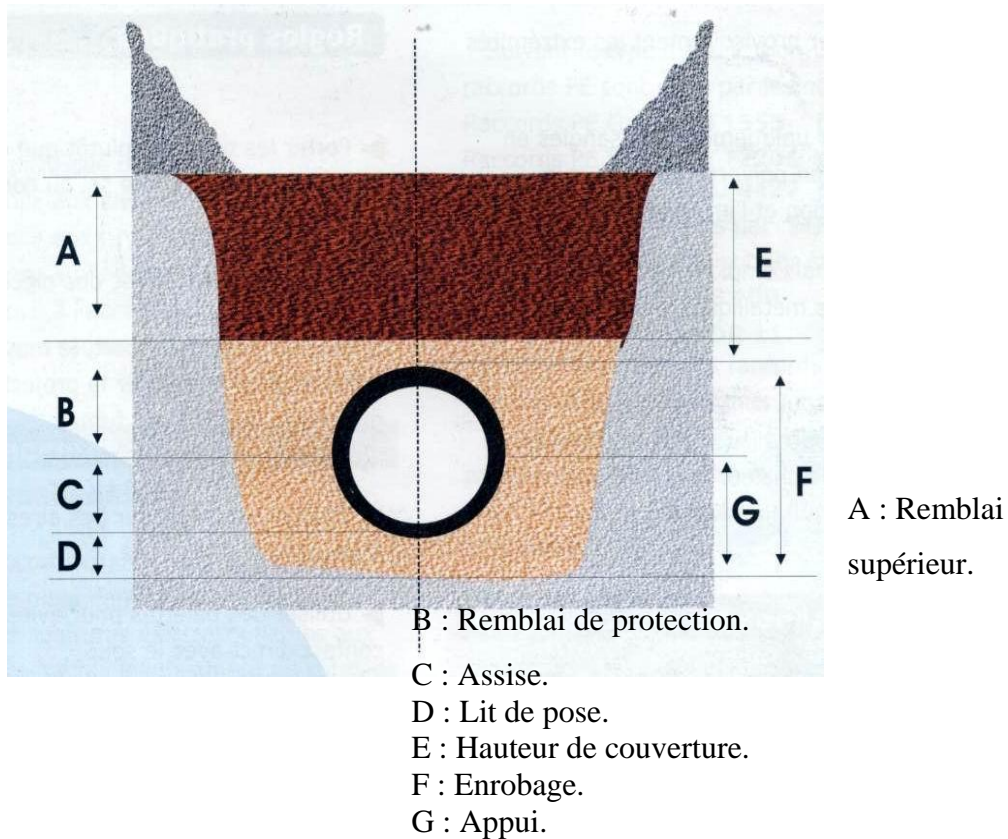


Fig.15: Remblayage des fouilles.

II- Franchissement des points spéciaux :

Lors d'exécution des travaux, la conduite traversera quelques points spéciaux.

On citera :

- Traversées de route
- Traversée de rivière

II-1-Traversée de route :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

II-2- Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la Conduite.

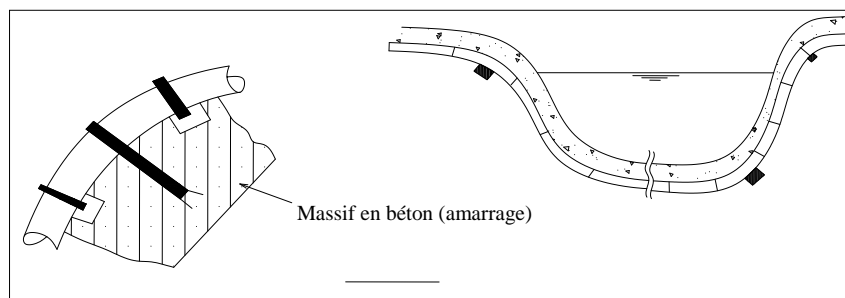


Fig.16: Traversée de la rivière.

II-3- Butées :

Sous la poussée de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures.

Pour remédier à cela, on prévoit, la construction de massifs en béton, qui, par leur poids, s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue :

- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique (voir **Fig.14**)

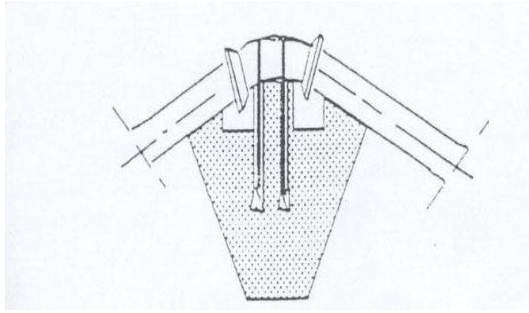


Fig.17 : Butée sur un coude vertical.

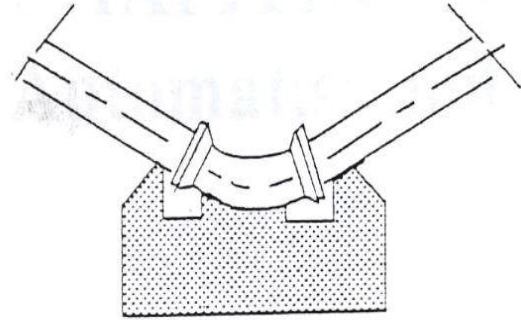


Fig.18 : Butée sur un coude horizontal.

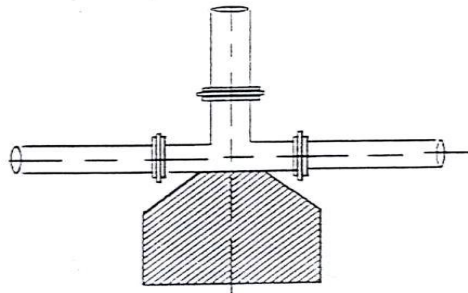


Fig.19 : Butée sur un branchement.

III- Équipement du réseau de distribution :

III-1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 60mm et 250 mm.

III-2- Appareils et accessoires du réseau :

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

A- Robinets vannes :

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

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

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

B- Bouches ou poteau d'incendie:

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 mce (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

C- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

D- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

E- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

F- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

G- pièces spéciales de raccord :

1- **les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisation secondaires sur la canalisation principale.

2- **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

3- **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

Chapitre IX

Protection et Sécurité de travail

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) sont mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont incotés stablement appliquées. Car ils contribueront à éviter au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeant du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, briques, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

I- Analyse des actions et conditions dangereuses pendant l'organisation de la construction du système d'AEP :

Les enquêtes effectuées après tous les accidents montrent que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

I-1- Facteur matériel :

Les conditions dangereuses susceptibles d'évaluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretien.
- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection..

I-2- Facteur humain :

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- N'avoir pas utilisé l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adopté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

II- Mesure préventives pour éviter les causes des accidents :

II-1- Protection collective :

a- Engins de levage :

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- 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.

b- Equipement de mise en œuvre du béton :

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

c- Appareillages électriques :

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

II-2- Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).

- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs oeuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

II-3- Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

Chapitre X

Protection des conduites contre la corrosion

Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent de la corrosion, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagé pour lutter contre ce phénomène.

I- La corrosion :

I-1- Généralité :

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

Toute fois, dans le domaine qui nous concerne, la corrosion est liée directement au phénomène électrochimique, s'agissant d'un échange d'électron en présence d'autre électrolyse. D'où il y a dissolution du métal.

En général, ce phénomène peut endommager la conduite par perforation, c'est pourquoi nous sommes appelés à attacher, une grande importance à cette corrosion et plus particulièrement les conduites en acier, lesquelles ordinairement sont plus vulnérables, pour cela nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution. [2]

I-2- Les facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- **L'eau :**

Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive ,c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion intérieure se généralisera si, aucune mesure de protection n'a été préalablement prise.

Le lecteur trouvera les moyens de rectifier la qualité de l'eau, pour éviter ces inconvénients.

Enfin, les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

- **Le PH :**

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier si, sa valeur est inférieure à 10, donc nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (en acier surtout) tout en veillant sur son oxydation, à fin de diminuer la corrosion.

- **La température :**

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet donc, pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

- **Le métal :**

Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

- **La vitesse de l'eau :**

L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

- **L'homme :**

L'homme aussi a sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :

- Dans la qualité de la conduite et le choix de remblai.
- La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

- **Hétérogénéité du terrain :**

La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.

- **Hétérogénéité du métal :**

L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

I-3- La corrosion interne :

Liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne (voir Fig.20) peut provenir:

- du pH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calcocarbonique ;
- de l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de Manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues.

- du développement d'un biofilm bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites.

De plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées :

- par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées
- par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées.



Fig.20 : Corrosion interne.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le biofilm se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.

I-4- Corrosion externe :

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- les courants « vagabonds » du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré ;
- l'hétérogénéité du sol : plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante. L'évaluation de la corrosivité du milieu ambiant est définie sous la norme AFNOR NF 250 « Evaluation de la corrosivité des sols vis-à-vis des canalisations en matériaux ferreux » ;
- l'hétérogénéité de surface : lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique;
- l'hétérogénéité de contact : la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.

En outre, le phénomène de corrosion peut interagir avec d'autres faits gênants - l'entartrage, la prolifération et fixation bactérienne dans les réseaux - qui aggravent souvent l'attaque des matériaux.



Fig.21 : Corrosion externe.

II- Protection des conduites contre la corrosion

II-1- Corrosion externe :

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégé comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée)
- assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.
- poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pille géologique.

II-2- Protection cathodique :

La mesure de la résistivité permet de se prononcer sur l'agression du sol et de l'eau sur la conduite, cette protection s'impose dès que la résistivité moyenne du sol est inférieure à 50Ω/m

Principe de protection cathodique :

Former avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de la cathode, ou bien :

- Relier la conduite d'une part à la source d'énergie électrique extérieure, et d'autre part à une anode enterrée dans le sol destinée à se corroder. [5]

II-3- protection cathodique par anode réactive ou consommable :

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode.

Les anodes réactives sont de 15 à 30Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

Le nombre d'anode à prévoir est :

$$n = S \cdot i / I$$

Avec :

S : surface de la canalisation à protéger (m²)

i : densité du courant de protection.

I : densité du courant de l'anode (m.A) = 250mA

II-4- protection cathodique par soutirage du courant :

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

II-5- corrosion interne des conduites :

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin

Conclusion :

La protection cathodique est un moyen efficace (économiquement que pratiquement) de lutte contre la corrosion des conduites.

La protection cathodique n'est pas utilisée seulement pour les conduites nues mais aussi pour celles revêtues sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides que pour la canalisation nue.

En fin l'efficacité de la protection cathodique est fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

Chapitre XI

Gestion et suivi du réseau

Introduction :

La gestion d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec exactitude un ensemble de tâches. L'objectif est d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toute circonstance, dans les bonnes conditions de qualité, de pression.

Dans cette optique d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'alimentation en eau potable, la notion de gestion, maintenance, et exploitation, et les opérations d'entretiens et de contrôles à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'alimentation en eau potable seront élaborés dans ce qui suit.

I- La gestion des forages :

Pour exploiter correctement un captage d'eau souterraine, on doit impérativement considérer que le captage et le pompage sont indissociablement liés. On ne serait en aucun cas de gérer l'un sans l'autre. Trois conditions essentielles pour assurer la gestion de cet ensemble particulier que constituent le captage et son pompage.

I-1- Adapter la pompe au captage :

Il est fondamental que l'ouvrage soit équipé en fonction de ses caractéristiques propres, identifiées à la vue des résultats des pompages d'essai, et non en fonction des besoins à couvrir qui se réalisent après le nettoyage, ou le développement d'un ouvrage.

La surexploitation d'un captage entraînera inévitablement des phénomènes graves d'ensablement, de corrosion, de colmatage, etc. Il convient soit de réaliser d'autres ouvrages d'appoint dont on pourra fixer les consignes d'exploitation qu'après avoir réalisé des essais, soit d'augmenter les capacités de stockage par la création du réservoir.

La pompe est un élément essentiel du captage. Elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critères :

- caractéristiques du réseau d'exhaure (forage directement connecté au réseau après une simple chloration, au forage alimentant en eau brute une installation de traitement) ;
- équipement de l'ouvrage, position des crépines, localisation de la chambre de pompage, diamètre des équipements, etc.
- caractéristiques hydrogéologiques locales, position du niveau piézométrique, du niveau dynamique, du régime de pompage prévisible ;

- NPSH de la pompe, en particulier pour les ouvrages dont le niveau dynamique est très bas (aquifère peu épais, risque de vortex) ;
- Risque d'interférence avec d'autre forage au sein d'un champ captant ;
- Position géographique du captage par rapport aux unités de traitement, l'installation de limiteurs de débit permet notamment de minimiser les oscillations du niveau de la nappe en exploitation.

Le pompage d'essai permet de déterminer :

- Les caractéristiques de complexe aquifère/ouvrage, avec la courbe caractéristique

$$S = f(Q)$$

Tel que :

S : est le rabattement (m)

Q : le débit (m³/s)

- Les paramètres hydrodynamiques, S et T, calculés d'après les pompages d'essai de longue durée

S : coefficient d'emmagasinement

T : transmissivités.

- les conditions d'exploitation de l'ouvrage.
- L'évolution des rabattement en fonction du débit et du temps pour une exploitation de longue durée.

I-2- La connaissance des paramètres patrimoniaux :

La connaissance des données patrimoniales est un élément essentiel pour une bonne gestion. Les paramètres d'exploitation de l'ouvrage doivent absolument être mis à la disposition des exploitants. Des sorties sur papier permettent de disposer de toutes les variables de l'ensemble des forages au sein de chaque champ captant. Ces données regroupent notamment :

- La coupe technique de l'ouvrage,
- Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau,
- La position du niveau statique et du niveau dynamique à différents débits (courbe caractéristique),
- Le débit spécifique de l'ouvrage,

- La position de la pompe et ses caractéristiques,
- Le débit d'exploitation maximum à ne pas dépasser, etc.

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces captages sans avoir connaissances de ces informations patrimoniales. A défaut de cette information de base, aucune surveillance n'est possible et par suite, aucun entretien préventif.

I-3- Les équipements techniques :

Pour juger de bon fonctionnement d'un captage d'eau souterraine et déceler une anomalie, il est nécessaire que l'installation soit pourvue d'un minimum d'équipements techniques, au demeurant peu onéreux. Conformément aux recommandations des agences de l'eau, ces appareillages sont,

Pour les équipements de pompage :

- un compteur d'eau.
- Un compteur horaire par pompe.
- Un ampèremètre par pompe.
- Un voltmètre.
- Un manomètre.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyses.

La pratique montre également qu'il est nécessaire que le captage soit équipé, au refoulement de la pompe, d'un piquage permettant d'évacuer l'eau pompée sans passer dans le réseau. Ce dispositif permet notamment de faire des essais de pompage divers, de stériliser le puits et d'évacuer l'eau, etc.

Pour le captage lui-même

- Un tube piézométrique permettant, à condition de disposer d'une sonde de niveau, de vérifier les différents niveaux de la nappe (statique et dynamique).
- Eventuellement, un capteur de pression qui transmettra les mêmes indications que ci-dessus, mais sous une forme permettant une exploitation informatisée.

Il convient également que le captage soit nivelé de manière à pouvoir disposer des cotes piézométriques dans un ensemble cohérent de données.

II- Maintenance :

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable: en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état. On distingue deux types de la maintenance :

II-1- La maintenance préventive :

Elle comporte toutes les opérations de contrôles et d'entretien que l'on effectue sur les ouvrages ou leurs équipement, pour la maintenir en bon état de fonctionnement.

La maintenance préventive est une opération programmée et en se basant sur la définition de la maintenance préventive on peut distinguer trois concepts principaux :

II-1-1- L'entretien courant :

Cela concerne les opérations qui interfèrent le plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle, et de détections des anomalies (bruit, fuites etc....)

II-1-2- L'entretien préventif systématique :

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure ou :

- Son coût inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- Sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

II-1-3- L'entretien préventif exceptionnel :

On entend par un entretien préventif exceptionnel un entretien préventif non systématique, c'est-à-dire qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une pompe de forage à la suite d'une baisse significative des performances par exemple).

II-2- La maintenance curative :

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Ces interventions sont généralement caractérisées par un haut degré d'urgence.

Les pannes peuvent être dues :

- A un défaut d'entretien sur l'ouvrage,
- A la vétusté du matériel, ou réseau, au quel cas l'entretien préventif peut s'avérer inopérant,
- A une défaillance des systèmes et organes de protection de l'appareil.

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

- Une parfaite connaissance des installations à dépanner (plan à jour des installations, fiches techniques des matériels, catalogues et monocultures des pièces de échanges, etc.
- Du personnel qualifiée.

III- Gestion technique et suivie général des installations (pour un captage par forage) :

La gestion d'un forage ou d'un champ captant nécessite un suivie général des installations et des équipements qui les composent pour les maintenir le plus possible.

Pour cela, les opérations de contrôles, de suivies et d'inspections seront détaillées dans ce qui ce suit :

a) Contrôles hebdomadaires :

- Etanchéité de la fermeture des trappes
- Etanchéité de la fermeture de la tête du puits
- Mesure des niveaux statique et dynamique.

b) Contrôles semestriels :

- Affaissement de terrains contournant les forages.
- Comparaison du niveau de forage et du niveau d'eau et du piézomètre de contrôle.
- Mesure des prélèvements et niveau.
- État de fonctionnement de l'installation.
- Aération, état des grilles d'aération
- Hauteur de remplissage du matériau filtrant.

- conduites et robinetteries : étanchéité, corrosion, peinture, fonctionnement des organes de robinetterie.

Les opérations de contrôle et inspection pour les machines tournantes et installations électriques sont :

- Contrôle hebdomadaires :
 - Étanchéité des pompes, vannes, robinetterie, presse étoupe et conduite,
 - Remplissage d'air des réservoirs anti-bélier
 - Fonctionnement des réservoirs électriques.
- Contrôles mensuels :
 - Essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires, fonctionnement des organes de robinetterie tel que réducteur de pression soupape de sécurité, manostats et clapet
 - Fonctionnement et indication de l'installation de télécommande et télétransmission.
- Contrôles annuels :
 - Révision générale de l'ensemble de l'installation électrique, en particulier l'appareillage de commande. L'isolement des enroulements des moteurs et de la mise à la terre.
 - Installation de mesure selon la sensibilité et les instructions du constructeur,
 - Compteurs généraux.

IV- Vieillessement et traitement des forages :

Malgré toutes les protections et tous les contrôles réguliers dont peut bénéficier un ouvrage de captage, il est impossible de la maintenir éternellement en bon état. Le vieillissement est donc un phénomène inéluctable qui s'accompagne de plusieurs effets :

IV-1- Phénomène de corrosion :

Généralement il existe deux types de corrosion :

Corrosion électrochimique,

Corrosion bactérienne.

Cette corrosion est causée par :

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

Elle est causée par :

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

Pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suite :

IV-1-1- Protection active :

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité du sol et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

IV-1-2- Protection passive :

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

IV-2- Phénomène de colmatage :

Le colmatage des forages se traduit par une baisse progressive du rendement de l'ouvrage. C'est généralement le premier symptôme caractéristique du vieillissement. Les origines de ce colmatage peuvent être très diverses, mais le résultat est toujours le même : baisse de la perméabilité du milieu environnant immédiat (massif de graviers filtrant ou formation elle-même), ou bien accroissement des pertes de charges dû à la diminution du pourcentage de vide de la crépine (concrétions ou incrustations)

Colmatage mécanique : des particules fines (sable, argiles, colloïde) peuvent être entraînées sous l'effet de pompage et venir boucher l'ouvrage ou colmater le massif filtrant.

Colmatage chimique : les deux phénomènes susceptibles de déclencher un colmatage chimique sont le dégagement de CO₂ et l'apport d'O₂.

Colmatage biologique : se caractérise généralement par la présence d'élément filamenteux dans l'eau pompée, de flocons ou de bloc gélatineux, parfois bien avant que ne se manifeste la perte de productivité de l'ouvrage.

V- Gestion et exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

V-1- Equipement des réservoirs :

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour le nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipement hydrauliques...)

La liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir est représentée dans le tableau XI.1

Tableau XI.1 : équipement des réservoirs :

Fonction	équipements
hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> -Vanne diverses - Clapet - Equipements de trop plein -Vidange - Siphon pour réserve d'incendie -Canalisation de liaison - Compteur Clapet à rentre d'air -Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> -Niveau -Poste de liaison électrique -Débit -Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> -Trappes de visite pour les personnels et le matériel -Equipements spéciaux pour le nettoyage -Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> -Appareils de manutention -Joints de montage -Eclairage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Qualité de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air -Robinet de prélèvement -Equipement de désinfection, analyseurs, -Dispositif de protection contre les actes de malveillance et - les intrusions
Sécurité lors des interventions	<ul style="list-style-type: none"> -Passerelle -Echelle à crinoline -Garde –corps -Ancrage pour harnais de sécurité -Eclairage
Divers	<ul style="list-style-type: none"> -Suivant le réservoir : compresseur d'air, protection thermique des équipement, alarmes diverses

V-2- Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage) ou occasionnelles

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

V-2-1- Opération de nettoyage :

Le vidage et le nettoyage des réservoirs doit se faire au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.

Prévention des accidents (sécurité) :

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

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...

V-2-2- Contrôle de la qualité de l'eau :

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

- d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi enterrés.
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-plein...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux ;
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

- **Contrôle mensuel :**
 - ouvrages de croisements, étanchéité
 - Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.
- **Contrôles semestriels :**
 - Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes
 - Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards

VI- Gestion et exploitation des réseaux:

Afin d'assurer une bonne gestion de réseau d'adduction et de distribution il faut que le réseau soit bien conçu en respectant les divers normes, en adaptant les matériaux appropriés, choix du tracé des conduites en dehors des zones sensibles, en respectant les conditions de pose des conduites et équiper le réseau de différents organes et accessoires qui facilitent sa gestion et son entretien.

VI-1- La surveillance et l'entretien courant des adductions et réseau de distribution :

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

Contrôles mensuels :

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

Contrôles semestriels :

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

Contrôles annuels :

- organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...)
- Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération,
- Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise,

- Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau,
- Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression)

Conclusion :

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

Conclusion générale :

A partir de notre diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi-Aïch, nous avons pu identifier les anomalies qui empêchent le bon fonctionnement de ce dernier, et par la suite, de pouvoir proposer des solutions techniques qui peuvent remédier à ces problèmes.

Dans ce mémoire, mon travail consiste à récolter toutes les données qui concernent le réseau existant ainsi que les ouvrages de stockage, ensuite le calcul hydraulique de toute la chaîne de distribution.

A la lumière de cette étude, je me permet de conclure qu'après avoir estimé les besoins actuels en eau, que notre réseau ne peu répandre à la demande de la ville de Sidi-Aïch que se soit à l'état actuel ou pour l'horizon 2035.

Cela revient essentiellement à :

- sous dimensionnement des conduites de distribution,
- la mauvaise gestion des ouvrages de stockages
- le choix de la variante de réseau.

Il existe aujourd'hui une crise de l'eau qui n'est pas due à son insuffisance à satisfaire nos besoins, elle résulte plutôt comme je l'ai souligné, d'une mauvaise gestion de cette ressource.

En l'état actuel des choses, il est encore possible de prendre des mesures constructives pour éviter que la crise ne s'amplifie c'est-à-dire réduire au maximum le taux de fuites on changeons certains diamètres, et en remplaçons carrément les tronçons défectueux.

Et pour les estimations à long terme des besoins, on a constaté que notre réseau à l'état actuel ne remplira plus sa mission vers l'horizon 2035.

A cet effet j'ai proposé une nouvelle variante du réseau qui nous permettra d'assurer une meilleur distribution tout on vérifiant les vitesses et les pressions aux les plus défavorable.

En fin, je souhaiterai que mon projet fasse l'objet d'un contrôle avant sa réalisation et servira comme guide bénéfique pour d'autres projets orientés dans la perspective de promouvoir le secteur hydraulique dans la zone en question.

Bibliographie

[1] **A. AYADI, B. SALAH, M. MOUSSAOUI** : Outils de travail pour un branchement dans un réseau d'eau potable, colloque méditerranéen eau –environnement 2000

[2] **C.BASALO, G.GATSCH** : les canalisations d'eau et de gaz, corrosion, dégradation et protection. Technique et documentation Lavoisier 1987

[3] **DUPONT.A** : Hydraulique urbaine (tome 2). Edition Eyrolles (1979)

[4] **J.BONNIN** : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance

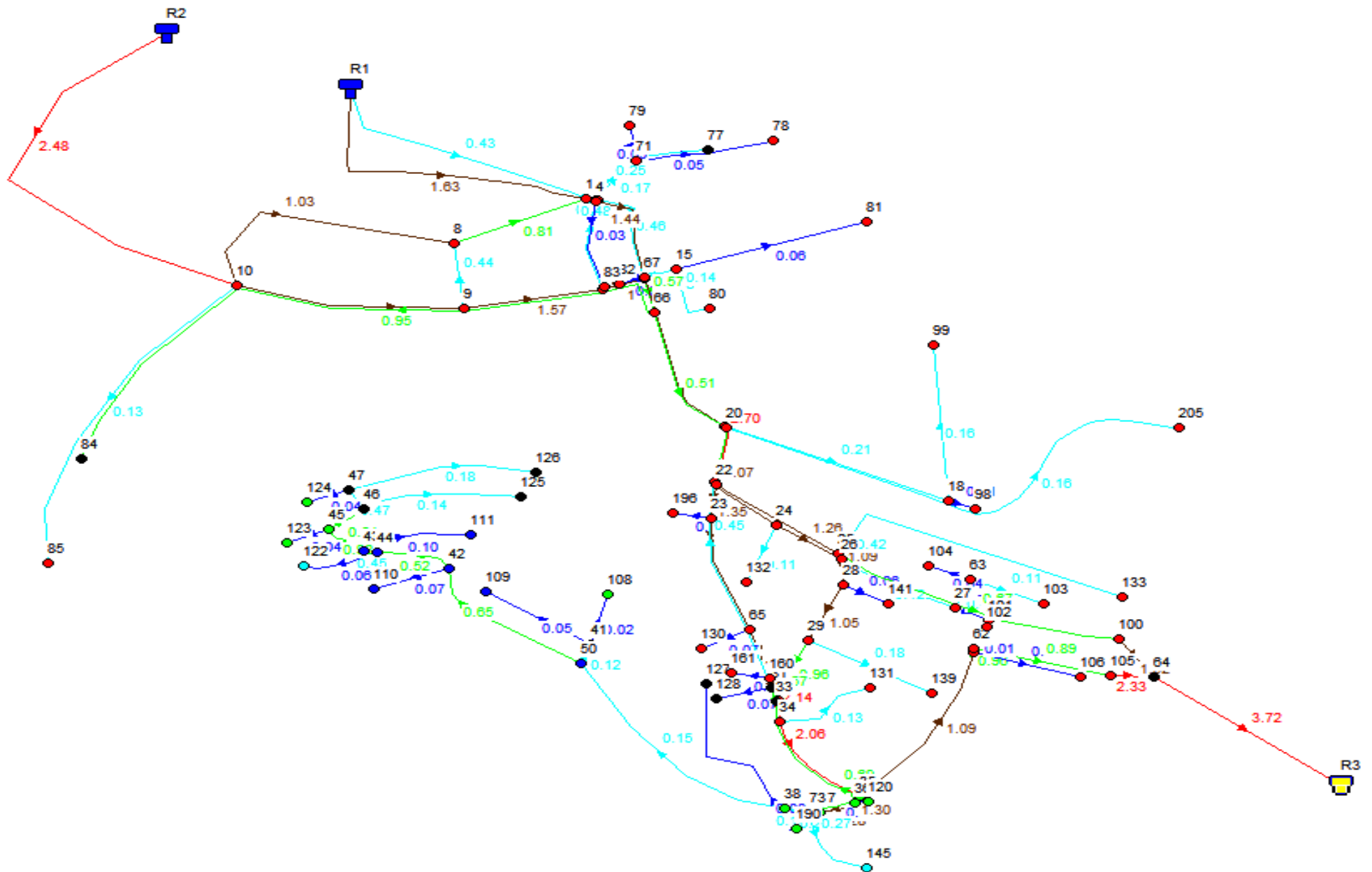
[5] **REVUE AMERICAIN**: water works association (AWWA) internal corrosion of water distribution system 2^e edition 1996

Webographie

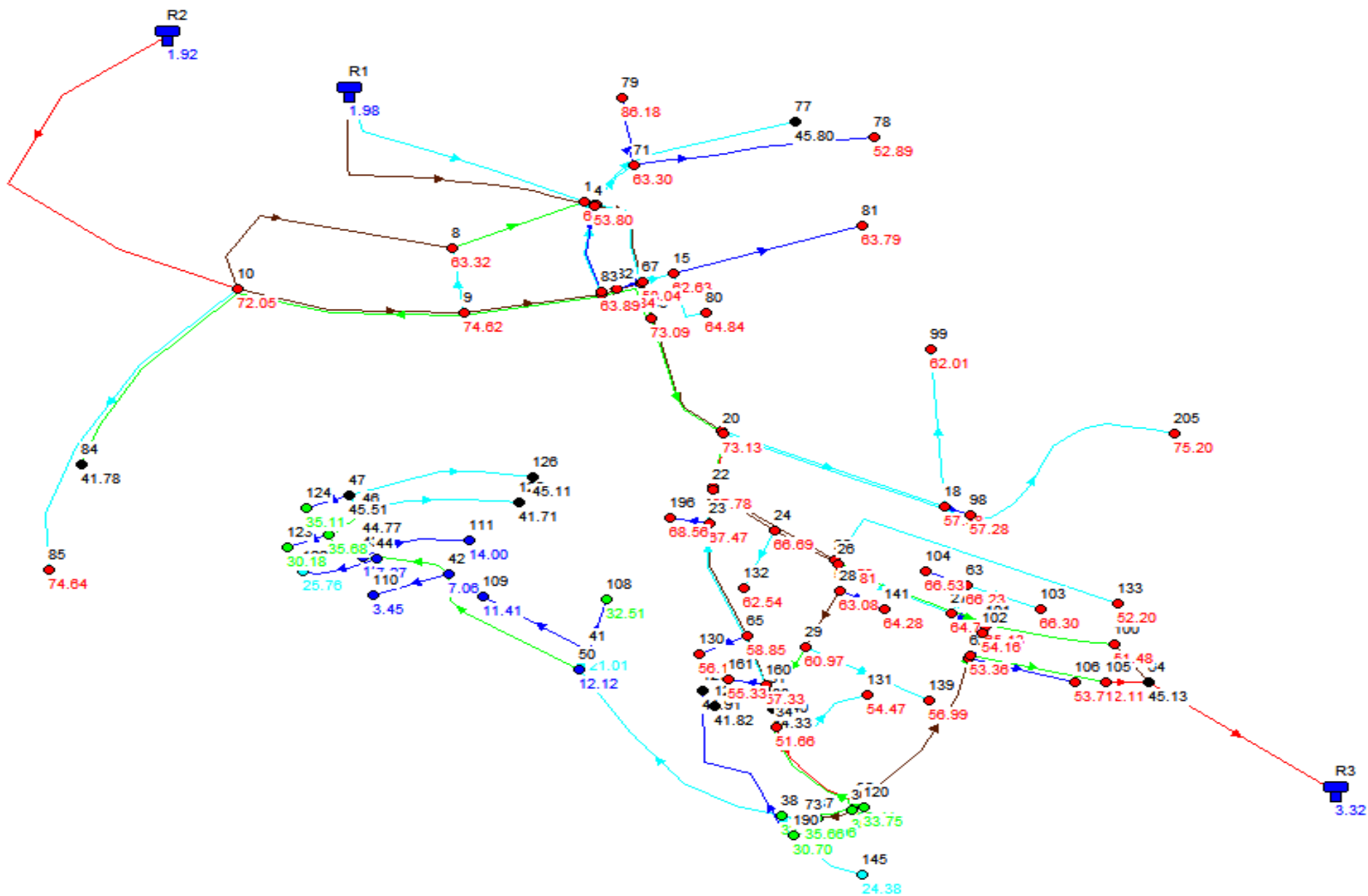
http://www.eau.fndae.fr/documentation/numero_HS12.htm

<http://www.astee-org/commision/corrosion-protection-reseau>

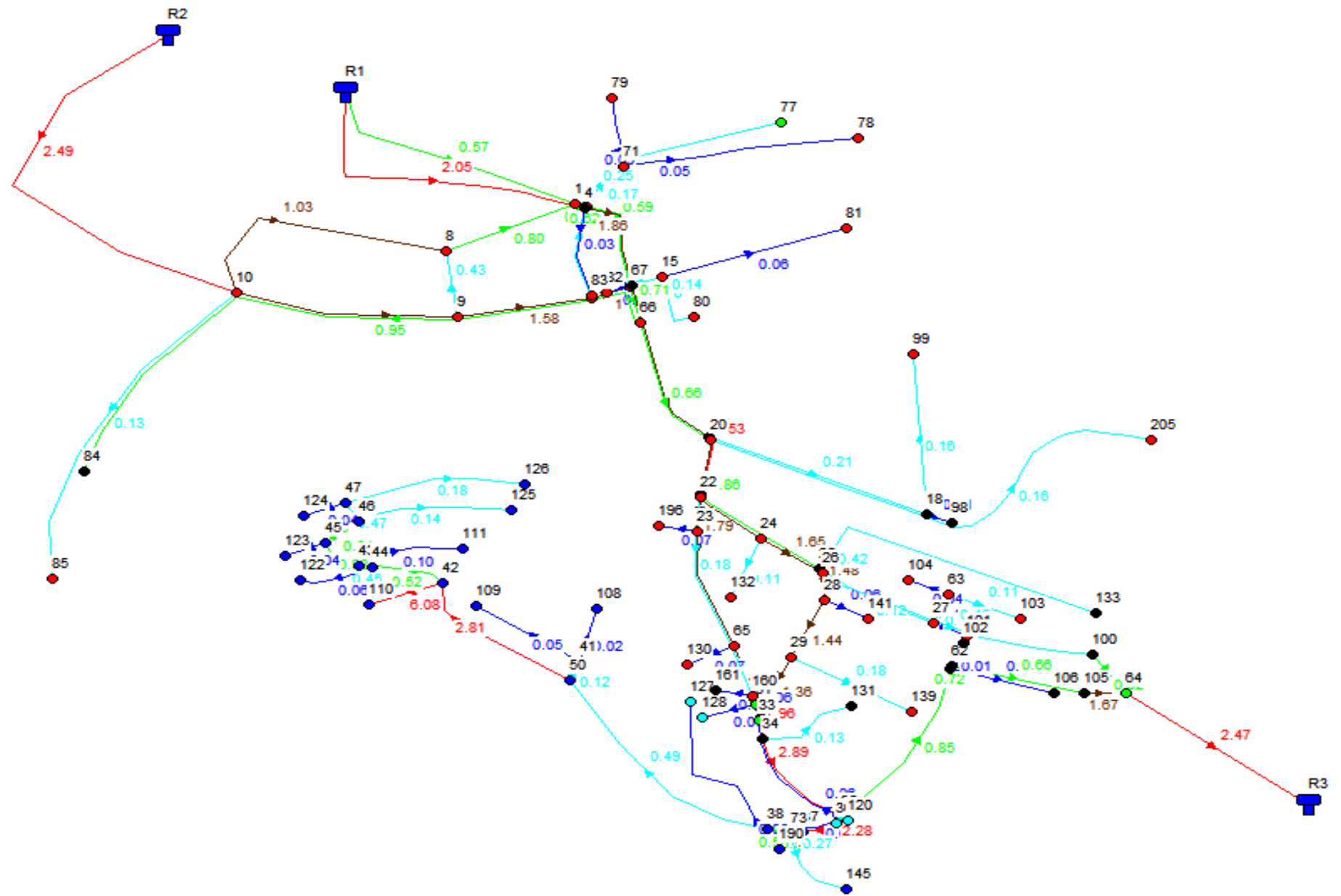
ANNEXES



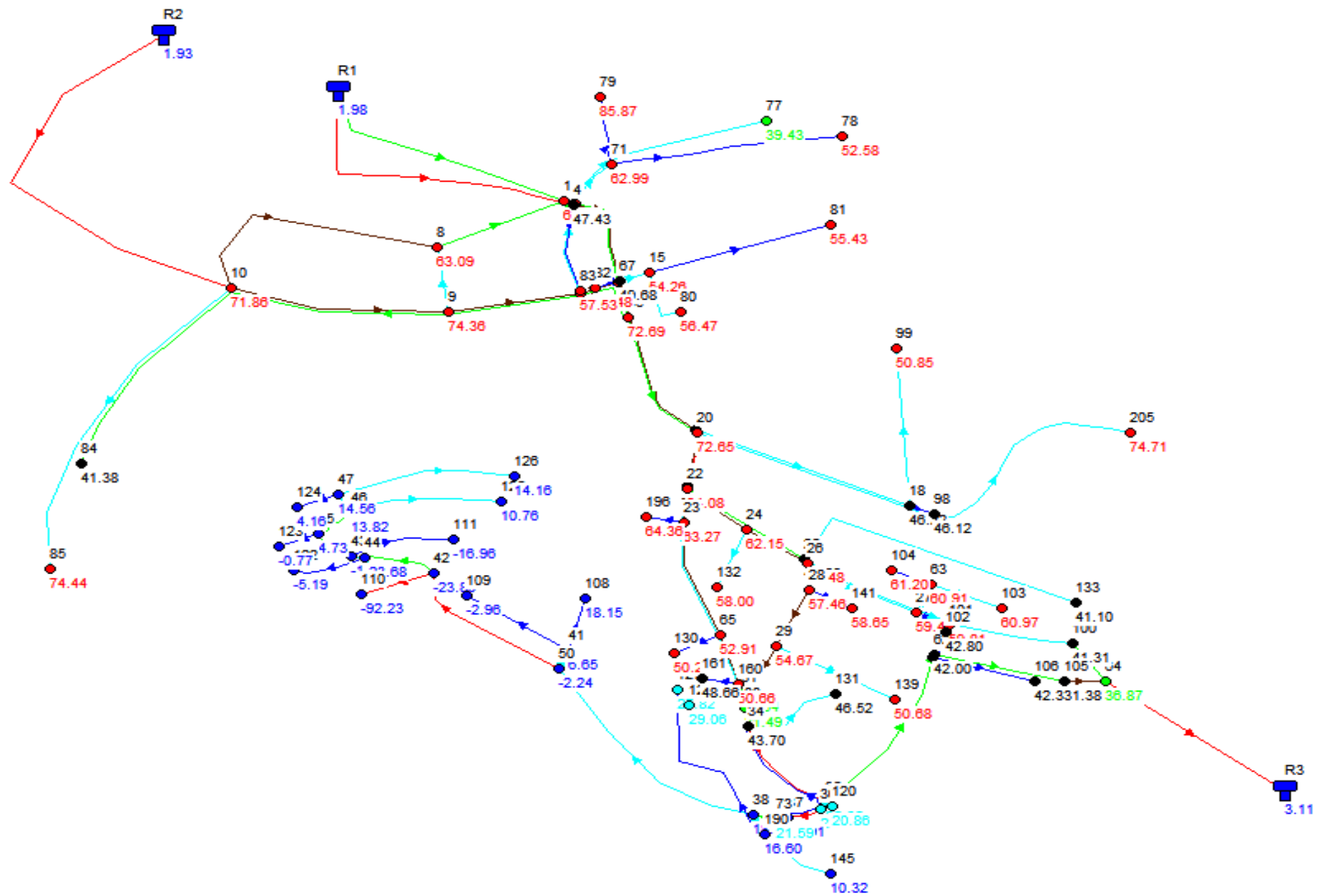
Répartition des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe)



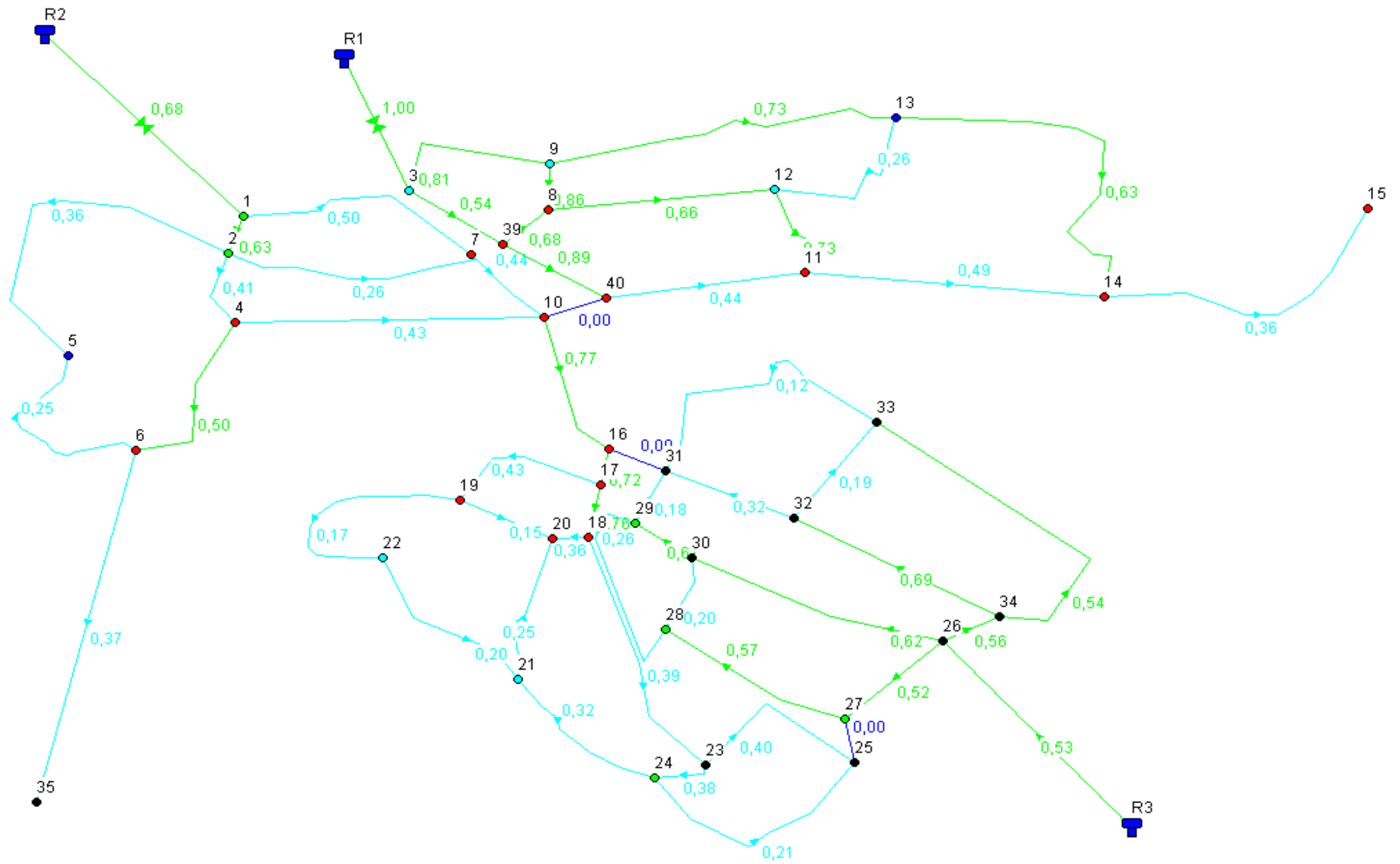
Répartition des pressions dans le réseau existant (cas de pointe)



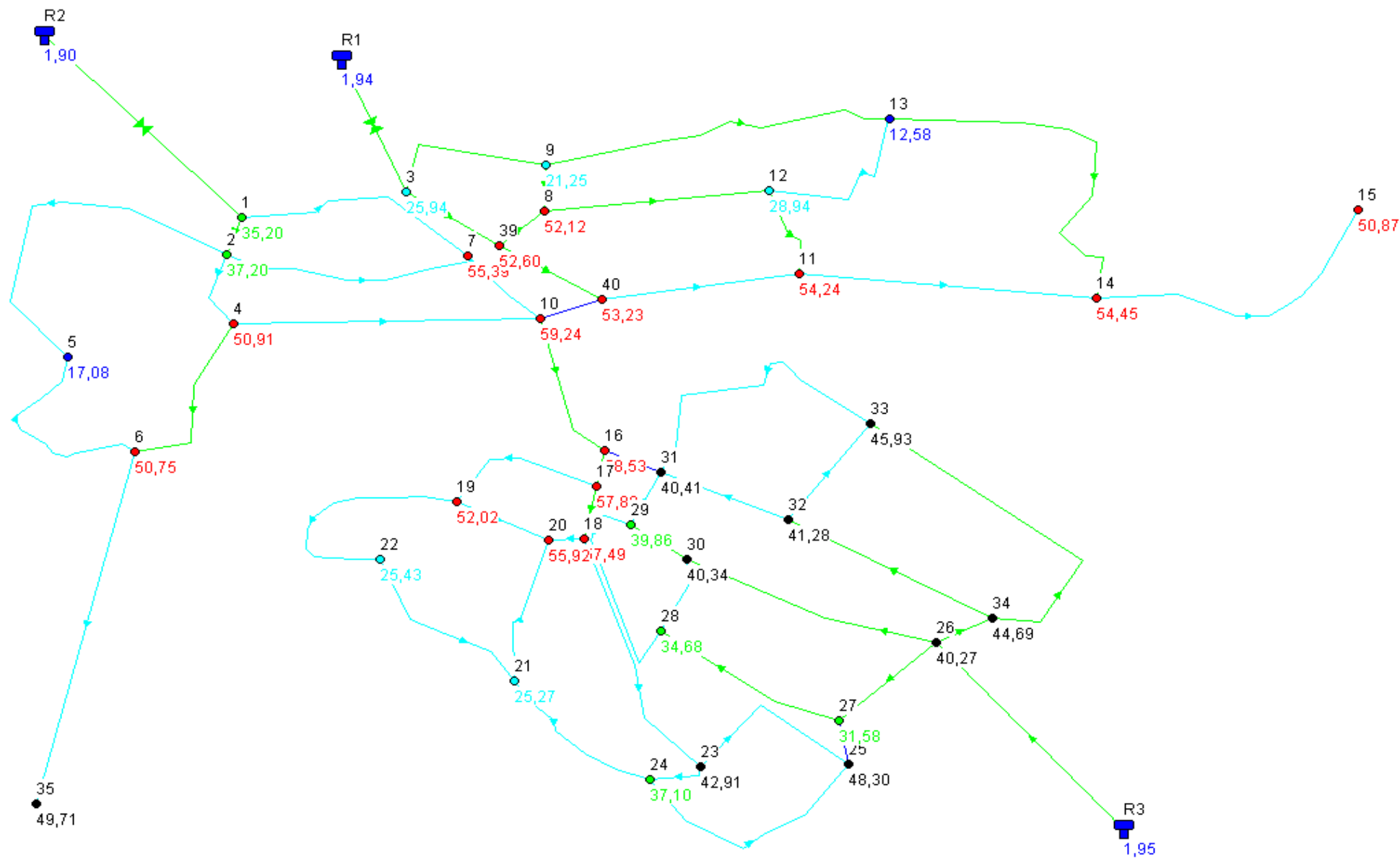
Répartition des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe +incendie)



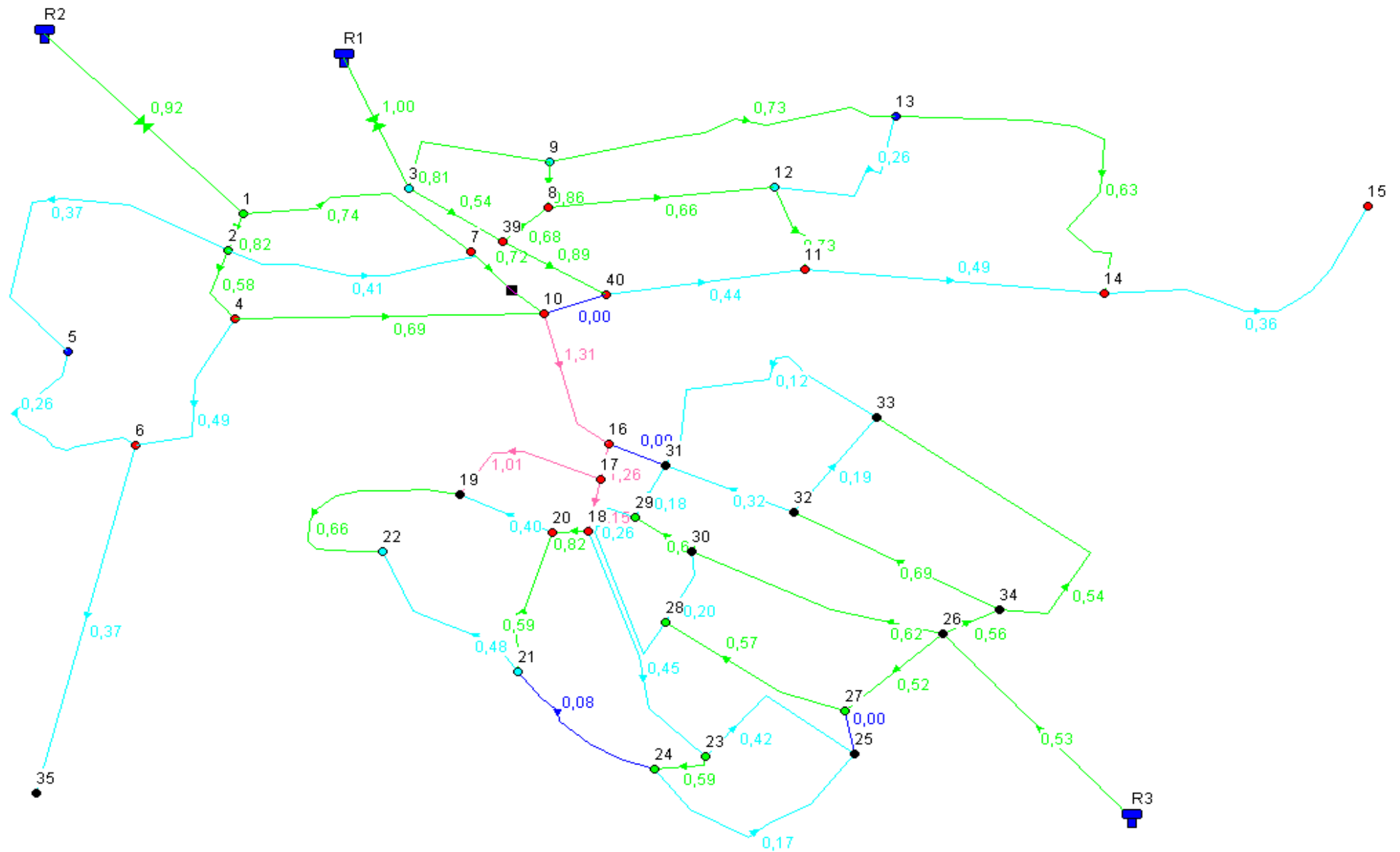
Répartition des pressions dans le réseau existant (cas de pointe +incendie)



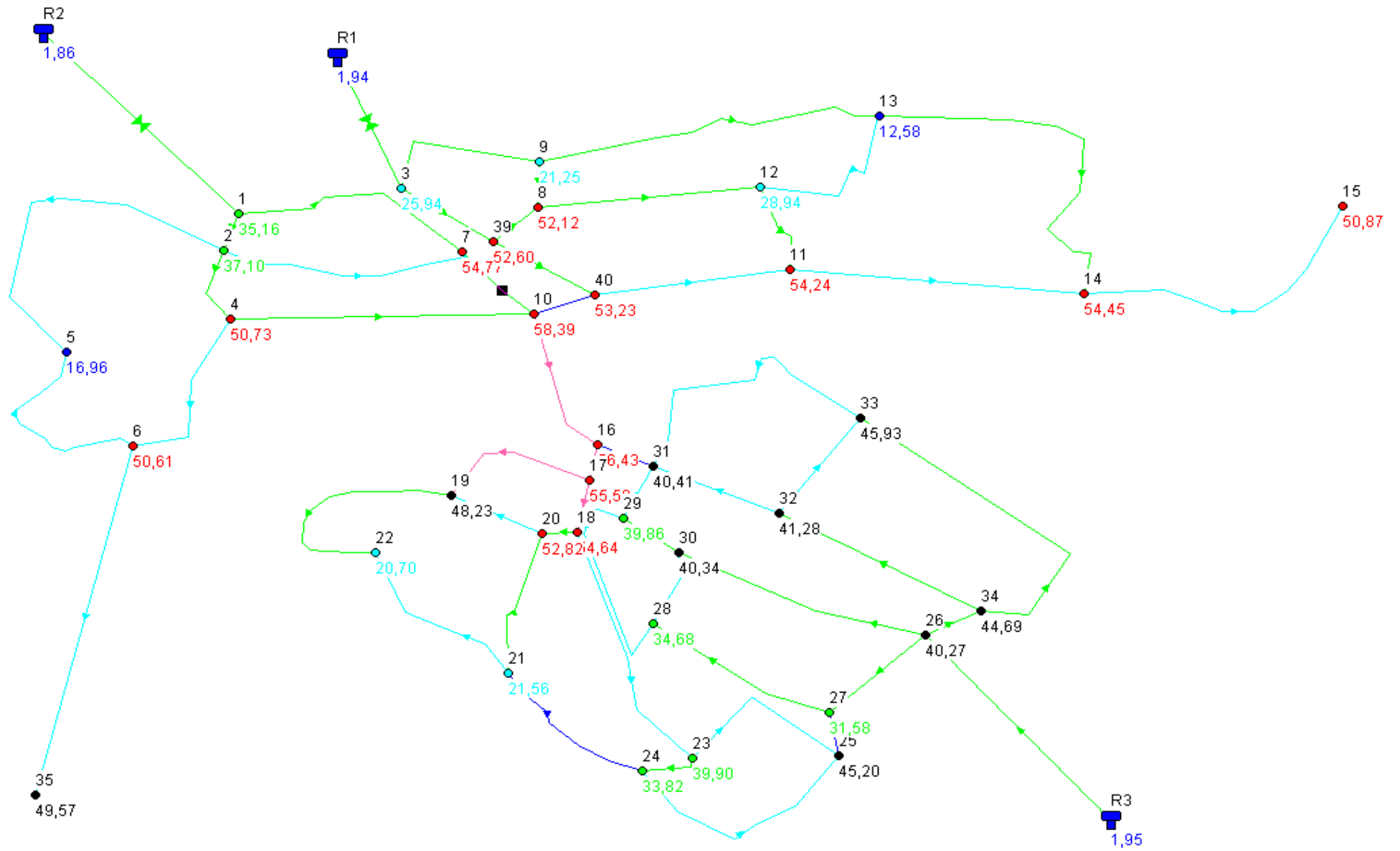
Répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)



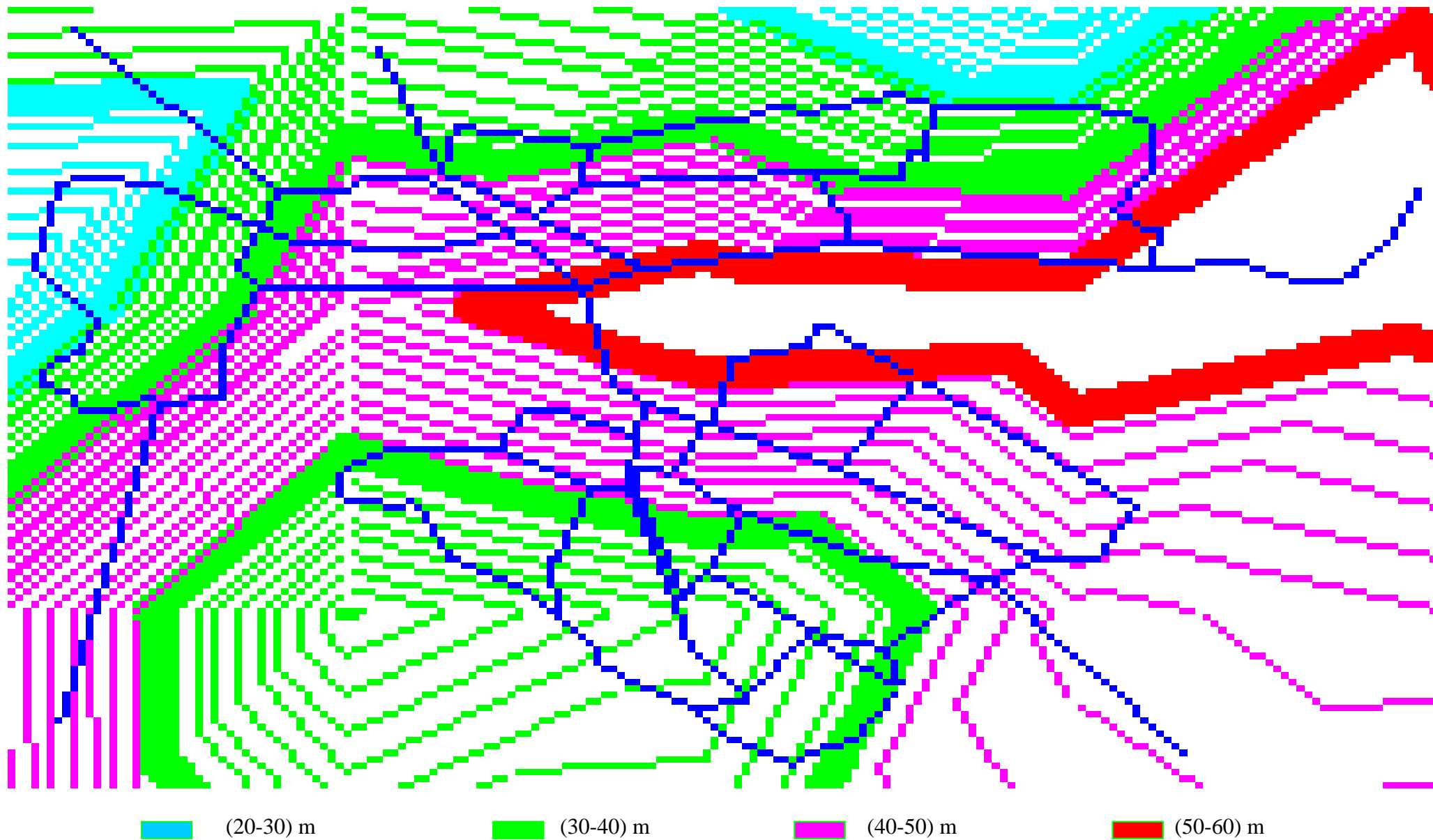
Répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe)



Répartition des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe +incendie)



Répartition des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe +incendie)



Répartition des pressions dans la ville de Sidi-Aïch par zonage

