

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception du système d'alimentation en eau potable des ilots
28-29 de la nouvelle ville Sidi Abdellah (w. Alger)..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-19

APA Citation (APA توثيق):

Menacere, Ahmed (2019). Conception du système d'alimentation en eau potable
des ilots 28-29 de la nouvelle ville Sidi Abdellah (w. Alger).[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، 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.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: conception des systèmes d'alimentation en eau potable

THEME :

**Conception du système d'Alimentation en Eau Potable des
îlots 28-29 de la nouvelle ville Sidi Abdellah (w.Alger)**

Présenté par :

Ahmed MENACERE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	MCB	Président
KAHLERRAS Malika	MCB	Examineur
BOUKHLIFA Mustapha	MAA	Examineur
TAFAT Leila	MAA	Examineur
AMMARI Abdelhadi	MCA	Promoteur

Session Novembre 2019

REMERCIEMENTS

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur monsieur AMMARI Abdelhadi pour son orientation et ses corrections de ce mémoire.

GHACI Sidali et HARFOUF Mustapha pour leurs contributions à l'élaboration de ce mémoire.

SEMMAR Nassim et sa femme pour leurs

Documentations et leurs conseils.

*Abdenour, Hichem, Karim, Walid, Ghoslaine, Abdelhak, Ziyed, Housseem ...
Tous ceux et celles de près ou de loin qui m'ont aidé d'une part ou d'une autre à
élaborer mon travail*

*L'ensemble des enseignants pour l'aide qu'ils m'ont apporté et pour leurs savoir,
leurs patience, leurs générosité durant mon cycle d'étude*

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

Ahmed MENACERE

DEDICACES

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

*A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin
atteindre cet objectif.*

A Imene ma chérie qui m'a tant soutenue durant toutes mes périodes difficiles

*A mes frères Abdeslem et Yassine qui n'ont pas cessés de suivre mon parcours et
essayer de m'orienter, sans oublier mes deux sœurs également Soumia et Latifa.*

*Smail, Nadjib, Abdenour, Amir, Sidali, Massi, Billel, Samir, Abdelhek, Alaa,
Mouloud, Karim, Amirouche, Mourad, Mustapha, Ousama, Abderahim, Nabil,*

Malek... et A tous mes chers amis

Ahmed MENACERE

ملخص

نضع بين أيديكم مذكرة نهاية الدراسة والمتمثلة في تحديد نظام (شبكة توزيع المياه) للمدينة الجديدة سيدي عبد الله ولاية الجزائر.

الهدف هو إنشاء شبكة للتزويد بالمياه الصالحة للشرب في هذه المنطقة، وذلك من خلال عدة مراحل، أولها تحديد عدد السكان لتقدير كمية الاحتياج للمياه، وكذا حجم الخزانات الضرورية، بعدها قمنا بإنجاز الشبكة بطريقة تخدم المستهلكين في المنطقة.

من ثم أخلقنا نظام الضخ في بعض المناطق لتحسين جودة وكمية المياه وبالتالي إرضاء السكان.

وفي الختام قدمنا إرشادات وحلول من أجل إنجاز المشروع تتضمن الإمكانيات المتاحة والتكلفة.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude a pour but le dimensionnement du système d'AEP de la nouvelle ville de sidi Abdelah wilaya d'Alger.

On vise à projeter un réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de sidi abdelah, ce dernier a été élaboré en plusieurs étapes, en premier on a fait une estimation de la population selon le nombre d'infrastructures de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable, ainsi que l'état de ses ouvrages hydrauliques tels que les réservoirs de stockage. Ensuite, on a élaboré notre réseau d'AEP de façon à desservir au mieux les consommateurs de la région.

On a rajouté par la suite un système de surpression sur quelque zones de la région afin de répondre qualitativement et quantitativement et avec un certain confort aux besoins de la population.

Enfin on a donné des recommandations et solutions pour la réalisation de ce projet en termes de moyens et de cout.

Summary :

Our dissertation has as pupose to deal with the sizing of the AEP system of the new town in Algiers' community "SIDI ABDELAH".

We aim to provide a drinkin-water supply for the new town "Sidi Abdelah". This latter has been developed into different steps ; first of all, we started by identifying, the need of the drinking-water based on the population rate according to the number of infrastructures of the town, as well as the conditions of its hydraulic structures such as the storage tanks. Then, we developed our AEP system in order to serve the consumers of the region better.

Furthermore, we have added an overpressure system over some areas of the region in order to fulfill qualitatively, quatitatively, and comfortably the needs of Sidi Abdelah's citizens.

Finally, we have proposed some recommendations and solutions for the implementation of our project in terms of means and cost.

TABLE DES MATIERES

Introduction Generale	6
Chapitre I : Description de la zone d'étude :	8
I.1.1. Introduction :	8
I.1.2. Présentation de ville nouvelle de sidi Abdellah :	8
I.1.3. Situation géographique :	8
I.1.4. Situation topographique :	9
I.1.5. Situation géologique :	10
I.1.6. Situation climatologique :	10
I.1.7. Situation hydrogéologique :	11
I.2. Zone (Quartiers 28 /29) nouvelle ville sidi abdelah :	11
I.3. Conclusion :	12
Chapitre II : Estimation des besoins	13
II.1. Introduction :	13
II.2. Estimation de la population :	13
II.3. Estimation des Besoins journalière :	13
II.3.1. Généralité :	13
II.3.2. Catégories des besoins :	14
II.3.3. Choix de la dotation :	14
II.3.4. Besoins en eau par catégorie :	15
II.3.4.1. Besoins domestiques :	15
II.3.4.2. Besoins des équipements :	15
II.3.5. Récapitulation des besoins journaliers en eaux :	16
II.4. Estimation des Besoins horaires :	16
II.4.1. Evaluation de la consommation horaire par les coefficients d'irrégularités .16	
II.4.1.1. Coefficients d'irrégularité Journalières :	16
II.4.1.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :	16
II.4.1.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :	16
II.4.1.2. Coefficients d'irrégularité Horaires :	17
II.4.1.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max h}$) :	17
II.4.1.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :	17
II.4.1.3. Détermination des débits journaliers :	18
II.4.1.3.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$) :	18

II.4.1.3.2	Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :.....	19
II.4.1.4.	Détermination des débits horaires :.....	19
II.4.1.4.1	Débit maximum horaire :.....	20
II.4.1.4.2	Débit minimum horaire :.....	21
II.4.2.	Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	21
II.5.	Calcul de la consommation horaire :.....	21
II.5.1.	Récapitulatif des résultats :.....	23
II.6.	Conclusion :.....	24
Chapitre III : Conception du système d'AEP		25
III.1.	Introduction :.....	25
III.2.	Choix du type de réseau de distribution :.....	25
III.3.	Conception du réseau de distribution :.....	25
III.4.	Choix du type de matériaux :.....	26
III.5.	Choix du système de distribution :.....	26
III.6.	Détermination des débits :.....	26
III.6.1.	Cas de pointe :.....	27
III.6.2.	Cas de pointe + incendie :.....	41
III.7.	Description du logiciel EPANET :.....	55
III.7.1.	Fonction et application :.....	55
III.7.2.	Résultat de la simulation du réseau :.....	55
III.7.2.1.	Cas de pointe :.....	56
III.8.	Interprétation du résultat :.....	68
III.9.	Type de canalisations :.....	68
III.10.	Appareil et accessoires du réseau :.....	68
III.11.	Conclusion :.....	69
Chapitre IV : Stockage et surpression		70
IV.1.	Stockage :.....	70
IV.1.1.	Rôle des réservoirs :.....	70
IV.1.2.	Emplacement du réservoir :.....	71
IV.1.3.	Calcul de la capacité du réservoir :.....	71
IV.2.	Surpression :.....	75
IV.2.1.	Cas général :.....	78
a)	Définition de surpression :.....	78

b) Définition de surpresseur :	78
c) Raccordement de surpresseur :	78
IV.2.2. Problématique :	83
IV.2.3. Solution :	84
IV.3. Dimensionnement de groupe surpresseurs :	86
IV.3.1. Calcul des paramètres hydraulique :	86
IV.3.2. Choix de la pompe du système de surpression :	89
IV.3.3. Calcul de la hauteur manométrique HMT :	89
IV.4. Simulation des résultats sur Epanet :	90
IV.5. Conclusion :	98
Chapitre V : Management de projet	99
V.1. Introduction	99
V.2. Les différents types de pose de la canalisation :	99
V.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations :	99
V.3.1. Matérialisation :	99
V.3.2. Nivellement :	100
V.3.3. Excavation des tranchées :	100
a) Enlèvement de la couche végétale :	100
b) Réalisation des fouilles :	100
V.4. la section de la tranchée:	102
V.5. Le volume de déblai :	103
V.6. Lit de pose :	104
V.7. Définitions des engins de terrassement utilisés :	106
V.7.1. Pelle hydraulique :	106
V.7.2. Chargeur :	108
V.7.3. Dozer :	108
V.7.4. Compacteur (vibrateur de sol) :	109
V.8. Evaluation du projet :	109
V.8.1. Devis estimatif et quantitatives :	109
V.9. Conclusion :	111
Conclusion Général :	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II-2 : β_{\min} en fonction des nombres d'habitants	18
Tableau II-3 : Débits horaires en fonction du nombre d'habitants (anexe).....	113
Tableau II-4 : Variation des débits horaires.....	22
Tableau III-1 : Calcul des débits en route cas de pointe.....	27
Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe.....	31
Tableau III-3 : Calcul des débits en route cas de pointe + incendie.....	42
Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie	45
Tableau III-5 : Cotes et Pression de chaque nœud.....	56
Tableau III-6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe)	58
Tableau III-7 : Cotes et Pression de chaque nœud (cas de pointe + incendie)	62
Tableau III-8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe + incendie)	64
Tableau IV-1 : calcul de volume de réservoir.....	73
Tableau IV-2 : Cotes et Pression de chaque nœud.....	91
Tableau IV-3 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe).....	93
Tableau IV-4 : Cotes et Pression de chaque nœud.....	96
Tableau IV-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe).....	97
Tableau V-1 : volume déblai et volume décapé.....	103
Tableau V-2 : volume remblais et du sable	105
Tableau V-3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation.....	110

LISTE DES FIGURES

Figure I-2 : Localisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah	9
Figure I-3 : Situation topographique de la zone.....	9
Figure I-4 : Carte du réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.....	10
Figure I-5 : Quartiers 28 /29 nouvelle ville sidi Abdallah.....	12
Figure II-1 : Graphique de le Consommation horaire.	23
Figure III-1 : Simulation sur epanet pour le cas de pointe	61
Figure III-2 : Simulation sur epanet pour le cas de pointe + incendie	67
Figure V-1 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	102
Figure V-2 : Pelle hydraulique.....	107
Figure V-3 : Chargeur	108
Figure V-4 : Bulldozer.....	109

INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très dépendants de la qualité et quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière) cependant, avec l'apparition de collectivité de plus en plus important, la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

L'alimentation en eau potable c'est une partie de l'hydraulique urbaine c.à.d toute satisfaction en eau pour les usagers ; en vue de répondre aux besoins humains (eau potable, industrielle et des incendies...). Les réseaux d'eau potable ont été introduits dans les immeubles à la fin du 18eme siècle. Les premiers réseaux d'eau étaient alors alimentés par des stockages puis, l'eau potable a progressivement été distribuée a tous les logements. Les consommations d'eau potable sont de l'ordre de 100 à 200 litres par personne et par jour. Le raccordement au réseau de distribution est obligatoire dans toutes les agglomérations.

Le projet de la nouvelle ville de Sidi Abdellah, situé à 30 km au Sud-Ouest d'Alger (fig.1) s'inscrit dans le cadre d'une politique urbaine et d'aménagement du territoire dont l'objectif est de limiter l'hyper concentration humaine dans la capitale, génératrice de difficultés de gestion urbaine (réseaux, équipements, circulations) et mettre un terme à l'extension de la ville aux détriments des meilleures terres agricoles et de l'environnement. Cette démarche conduit à définir une approche environnementale aussi bien dans l'aménagement de la ville que dans la gestion urbaine, et ce par le traitement des aspects suivants :

- Il s'agit d'une part du :
 - Développement des transports en commun,
 - Limitation de la pollution,
 - Préservation des ressources.

-
- Et d'autre part :
 - Préserver les ressources hydriques.

Il est d'ailleurs, devenu impératif de tenir compte de la rareté de cette ressource dans tout projet d'aménagement urbain et en particulier dans le cas de la ville nouvelle de Sidi Abdellah.

Ce qui nous conduit à faire une étude en alimentation d'eau potable bien approprié afin d'optimiser et de préserver au mieux ces ressources hydriques.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE :**I.1.1. Introduction :**

Il s'agit à travers ce premier chapitre de bien faire une description de notre zone d'étude en cernant ses caractéristiques géographique, topographiques, hydrographiques, hydrogéologiques et climatiques, on parlera également des ressources hydraulique présente.

I.1.2. Présentation de ville nouvelle de sidi Abdellah :

La nouvelle ville de Sidi Abdellah fait partie du Sahel d'Alger, compris entre la plaine de la Mitidja (au Sud) et la plaine littorale (au Nord). Il englobe deux communes chefs-lieux (Mahelma et Rahmania) et deux agglomérations secondaires (Douar Sidi Abdellah et Douar Zaâtria). Le principe d'aménagement s'est appuyé sur les centres urbains existants et la topographie. La voirie existante forme la structure de relation entre les nouveaux quartiers.

Le territoire de l'agglomération est divisé en 36 quartiers déterminés essentiellement soit par le site, soit par le tissu déjà existant. Ils sont conçus en continuité les uns avec les autres.

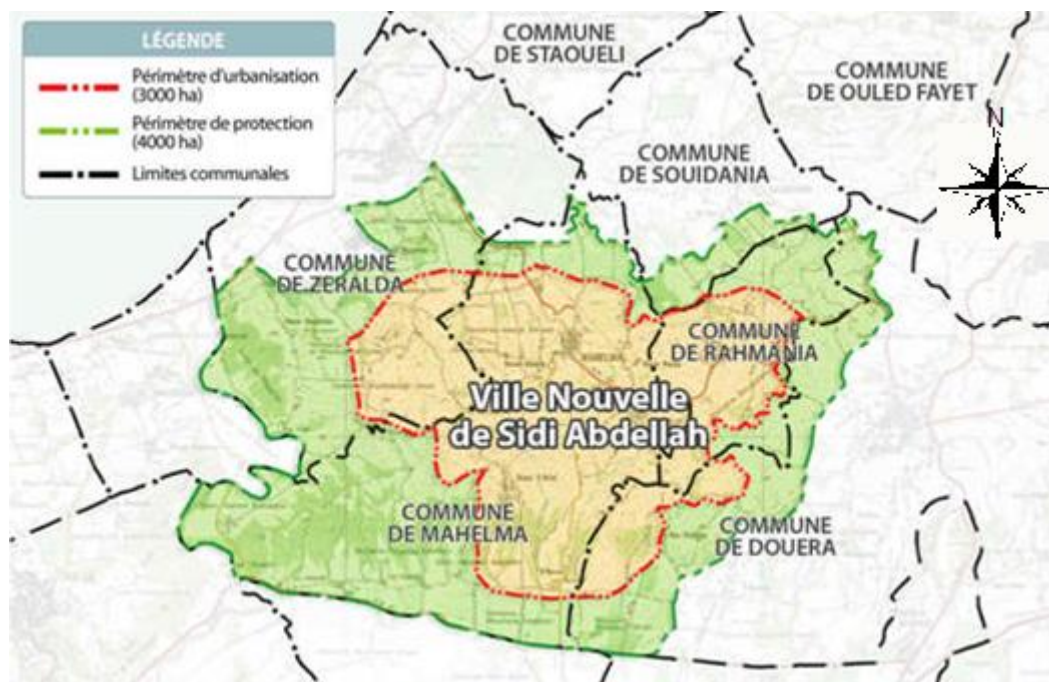
I.1.3. Situation géographique :

Située à 30 km à l'ouest d'Alger, s'étend sur 2 000 ha formés d'un paysage « collinaire » très calme et agréable elle est limitée comme suit :

- Au Nord par la commune de Staoueli, Ouled Fayet.
- Au sud par les communes de Beni Khelil, Tessala El Mardja, Birtouta.
- Au l'Est par la commune de Baba Hassen, Khraicia
- Au l'ouest par la commune de Mer méditerranée, Douaouda.

Le plan de localisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah est donné par la figure

N0 : I-2



FigureI-1 : Localisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah

I.1.4. Situation topographique :

Le relief de la zone d'étude est constitué par un ensemble de collines dénudées et ravinées, avec un niveau variant de 38m à 210 m. 81,19 % des terrains sont situés entre 100 et 200 m, le centre du territoire présente des reliefs importants, le sud qui donne sur la plaine de la Mitidja dont les altitudes ne dépassant pas les 60 m.

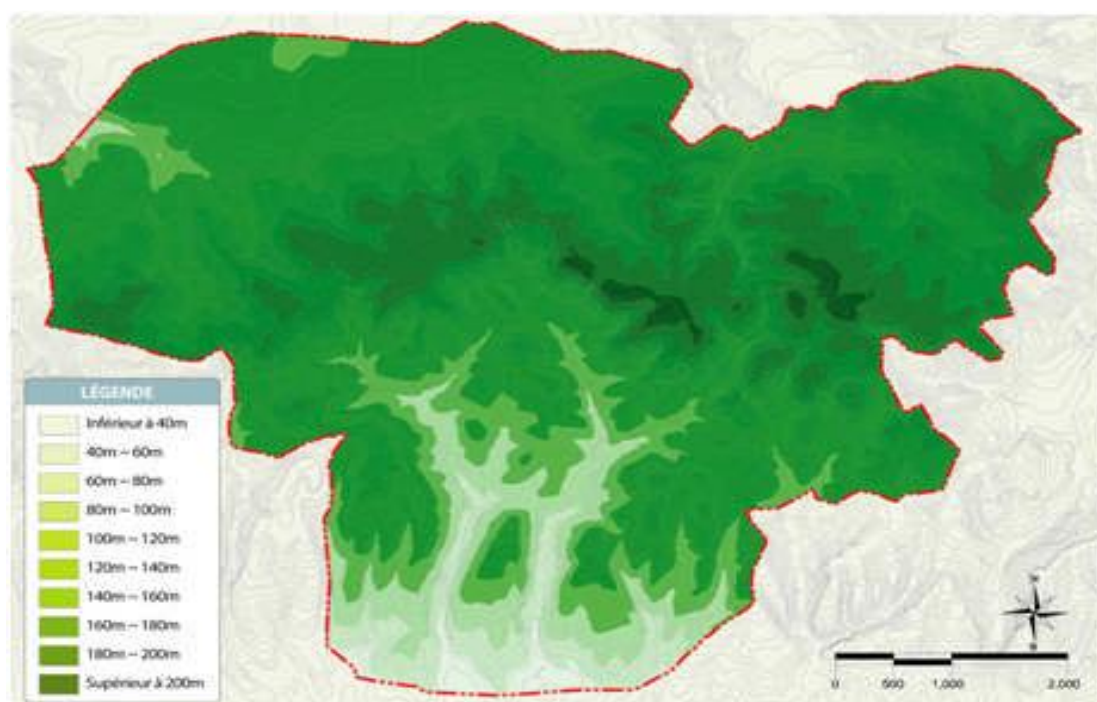


Figure I-2 : Situation topographique de la zone

I.1.5. Situation géologique :

La nouvelle ville de Sidi Abdellah fait partie de la Mitidja, alors sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), ce sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentant plus de 50% de sa composition géologique, ces terres sont les plus favorables pour les exploitations agricoles.

I.1.6. Situation climatologique :

Le climat de la région est méditerranéen tempéré avec un hiver doux et humide et un été chaud et sec. Il règne une température moyenne de 17 °C, notre région d'étude bénéficie d'une pluviométrie moyenne de l'ordre de 600 mm/an.

Les vents sont généralement de direction ouest-nord-ouest, leur vitesse peut atteindre des pointes de 120 km/h.

Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement par les oueds Sidi Bennour et Errabai qui tarissent en dehors de la saison des pluies, l'hydrosphère du site est divisée en 2 bassins versant (nord et sud) de part et d'autre de la RN63.

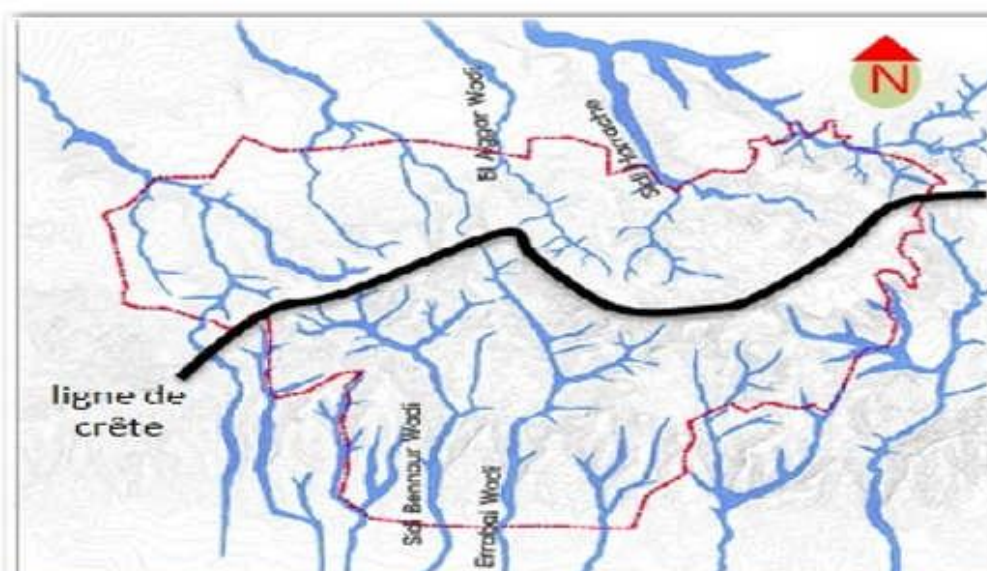


Figure I-3 : Carte du réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah

I.1.7. Situation hydrogéologique :

Le Sahel Algérois s'étend depuis le massif de Bouzaréah dominant Alger à l'est, au mont Chenoua à l'ouest. Il sépare l'ouest de la plaine de la Mitidja de la mer Méditerranée, et contribue au caractère marécageux de cette plaine. Le seul émissaire naturel qui la traverse est l'oued Mazafran. Les niveaux aquifères dans le Sahel s'établissent au-dessus des argiles sahéliennes, les quelques niveaux sableux inférieurs du Pliocène relativement potentiels ne suffisent pas pour constituer des nappes importantes. En effet leur faible épaisseur et leur extension dispersé et restreinte dans la région de Sidi Abdellah ne permet d'alimenter que quelques puits, ainsi les terrains de cette zone sont classés de très faible perméabilité avec absence d'aquifère souterrain.

I.2. Zone (Quartiers 28 /29) nouvelle ville sidi abdelah :

Notre étude se base sur les deux cartiers 28/29 de la nouvelle ville de sidi Abdallah.

Le type d'habitat majoritaire dans ce quartier des habitats collectifs avec des immeubles de 5-6 étages et quelques immeubles de 9 étages.

Ces deux quartiers comportent 20000 logements décevriez par un réservoir présent dans le cartier même d'une capacité de 5000 M³.

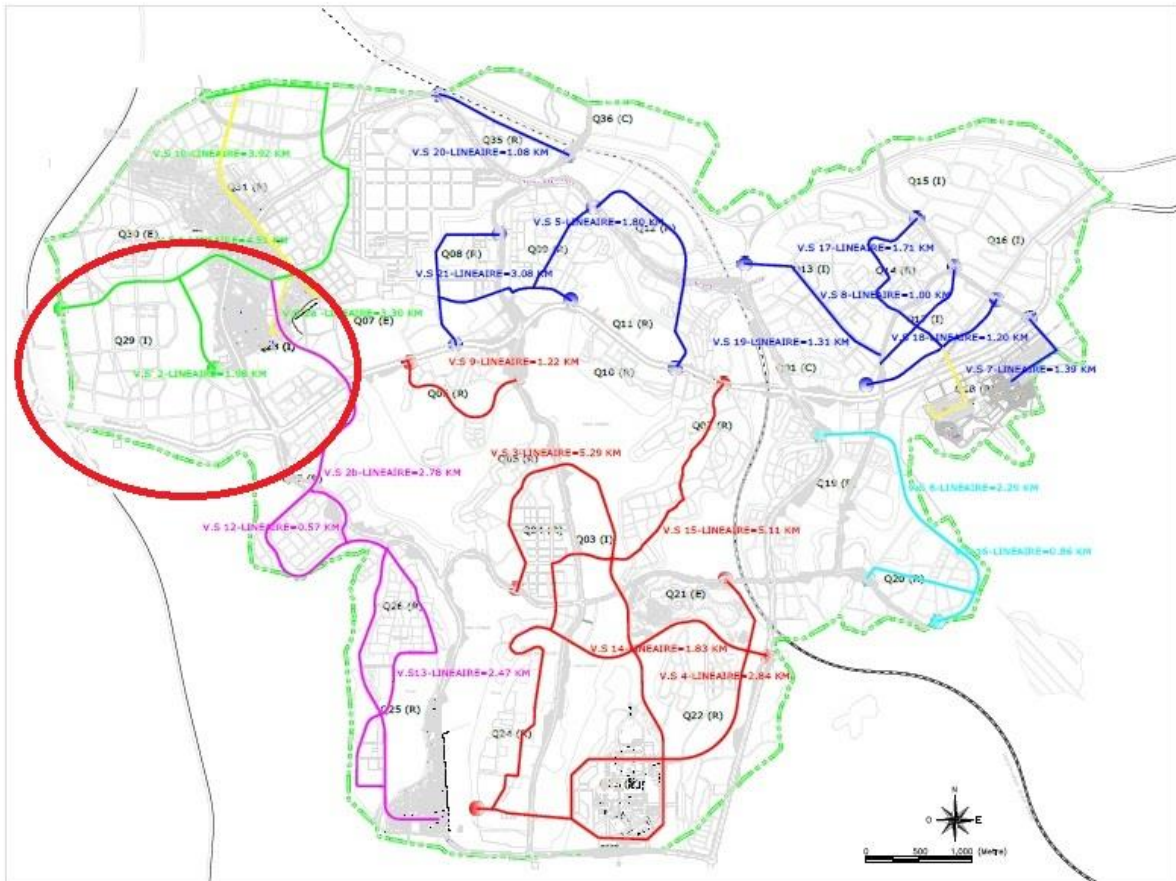


Figure I-4 : Quartiers 28 /29 nouvelle ville sidi Abdallah

I.3. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu un aperçu général sur la nouvelle ville de Sidi Abdallah, Connaissions la topographie, le climat, ainsi que les différentes ressources présentes.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend essentiellement d'une norme qu'on appelle « Dotation » et qui est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (Habitant, élèves, lits...).

Cette estimation diffère d'un pays à l'autre et d'une région à l'autre également, elle dépend essentiellement de la réserve d'eau et du niveau de vie de la région. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.2. Estimation de la population :

L'estimation de la population se base sur le taux d'occupation de logement 'T.O.L' qui diffère d'un pays à l'autre.

Le TOL en Algérie est estimé à 07.73 *selon le document du ministère de l'habitat daté du 'lundi 09 octobre 2017'*

Le nombre total des logements = 20000

Donc le nombre total de la population dans notre projet :

$(20000 * 07.73) = 154600$ habitants.

II.3. Estimation des Besoins journalière :

II.3.1. 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.3.2. Catégories des besoins :

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- Besoins domestiques
- Besoins publics
- Besoins industriels
- Autre besoins (Hôpitaux, sanitaire, protection civil...)

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

Donc L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau pour les besoins domestiques et avec un pourcentage moyen de 30% sur les besoins domestique pour tous les autres équipements, car le projet ne spécifie pas exactement ni le caractère ni le nombre d'équipement à prévoir.

II.3.3. Choix de la dotation :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur.

Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 l/j/hab et de 150 à 200 l/j/hab pour les agglomérations importantes.

Pour notre projet, on définit la dotation par 178 l/j par habitant. *Selon l'article 'POLITIQUE GOUVERNEMENTALE DANS LE DOMAINE DES RESSOURCES EN EAU' Septembre 2015 du ministère des ressources en eaux.*

II.3.4. Besoins en eau par catégorie :

II.3.4.1. Besoins domestiques :

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

$$Q_{\text{dmoy},j} = (\text{Dot} \times N) / 1000$$

Tels que :

$Q_{\text{dmoy},j}$: Le débits moyens journalier domestique

Dot : La dotation

N : Le nombre d'habitants

A.N : $Q_{\text{dmoy},j} = (178 \times 154600) / 1000$

$$Q_{\text{dmoy},j} = 27518.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.3.4.2. Besoins des équipements :

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels.

L'estimation du débit moyen de consommation des équipements selon le plan national de l'eau est estimée à 30 % du débit domestique, donc le débit des équipements est exprimé par la formule suivante :

$$Q_{\text{emoy},j} = 0.3 * Q_{\text{dmoy},j} \quad (\text{M}^3/\text{j})$$

Tels que :

- $Q_{\text{emoy},j}$: Le débit moyen journalier des équipements
- $Q_{\text{dmoy},j}$: Le débits moyens journalier domestique

A.N : $Q_{\text{emoy},j} = 0.3 \times 27518.8$

$$Q_{\text{emoy},j} = 8255,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.3.5. Récapitulation des besoins journaliers en eaux :

$$Q_{\text{moy},j} = Q_{\text{dmoy},j} + Q_{\text{emoy},j}$$

$$Q_{\text{moy},j} = 35774.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4. Estimation des Besoins horaires :**II.4.1. Evaluation de la consommation horaire par les coefficients d'irrégularités****II.4.1.1. Coefficients d'irrégularité Journalières :****II.4.1.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\text{max},j}$) :**

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{\text{max},j}$ sur le $Q_{\text{moy},j}$, Il faut qu'on tient compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{\text{max},j}$

Avec :

$Q_{\text{max},j}$: Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{\text{max},j}$ varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on va prendre $K_{\text{max},j} = 1,2$

NB : Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.4.1.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\text{min},j}$) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. Pour notre cas on prend : $K_{\min,j} = 0,8$

II.4.1.2. Coefficients d'irrégularité Horaires :

II.4.1.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

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

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

Le tableau N° II -1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	>100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 154600 hab., donc $\beta_{\max} = 1.04$.

$$K_{\max h} = 1.1 * 1.2 = 1.32$$

II.4.1.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$) :

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

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

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

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

Le tableau N°II-2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-2 : β_{\min} en fonction des nombres d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	>100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 154600 hab. donc $\beta_{\min} = 0,8$

$$K_{\min} = 0,6 * 0,8 = 0,65$$

II.4.1.3. Détermination des débits journaliers :

II.4.1.3.1 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 la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{dom } j} + Q_{\text{Equip } j}$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m³/j ;
- $Q_{\text{moy}, j}$: débit moyen journalier en m³/j ;
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule :(II-3-1-a)

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy}, j}$$

Donc :

$$Q_{\max j} = 1,2 \times 27518.80 + 8255.64 = 39902.26 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\max j} = 39902.26 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4.1.3.2 consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

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

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{do, j} + Q_{Equip, j}$$

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

D'où $Q_{\min, j} = 0,8 \times 27518.80 + 8255.64 = 30270.68 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\underline{Q_{\min j} = 30270.68 \text{ m}^3/\text{j}}$$

II.4.1.4. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

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

Donc :

$$Q_{moy,h} = \frac{39902.26}{24}$$

$$\underline{Q_{moy,h} = 1662.59 \text{ m}^3/\text{h}}$$

II.4.1.4.1 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 :

$$K_{\max h} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{moyh}}$$

Donc : $Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{moyh}$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1788.72 \text{ m}^3/\text{h}$.
- $K_{\max,h}$: coefficient de pointe, voir la formule (III-3-2-a)
- $Q_{\max,h}$: débit max horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{\max h} = 1.32 * 1662.59 = 2179.66 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\underline{Q_{\max h} = 2179.66 \text{ m}^3/\text{h}}$$

II.4.1.4.2 Débit minimum horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moy}h}} \quad \text{Donc :} \quad Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moy}h}$$

- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1788.72 \text{ m}^3/\text{h}$
- $K_{\min, h}$: coefficient de pointe, voir la formule (III-3-2-b)
- $Q_{\min, h}$: débit min horaire en m^3/h

On a donc :
$$Q_{\min h} = 0,65 \times 1662.59 = 1080.68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\underline{\underline{Q_{\min h} = 1080.68 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

II.4.2. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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 II-4 :

II.5. Calcul de la consommation horaire :

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux a plus fort débit instantané, soit

En l'heure de pointe :

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P(\%) \cdot Q_{\text{max}j}}{100} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II-5)}$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire [m^3/h]

$Q_{\text{max}j}$: débit journalière [m^3/j]

P% : pourcentage horaire (est donné par le tableau ci-après).

Tableau II-3 : Variation des débits horaires.

Heurs	%	Q (m ³ /h)	Q (l/s)	Cumule	Q cumulé (l/s)
0-1	3,35	1336,73	371,31	3,35	371,31
1-2	3,25	1296,82	360,23	6,60	731,54
2-3	3,30	1316,77	365,77	9,90	1097,31
3-4	3,20	1276,87	354,69	13,10	1452,00
4-5	3,25	1296,82	360,23	16,35	1812,23
5-6	3,40	1356,68	376,85	19,75	2189,08
6-7	3,85	1536,24	426,73	23,60	2615,81
7-8	4,45	1775,65	493,24	28,05	3109,05
8-9	5,20	2074,92	576,37	33,25	3685,42
9-10	5,05	2015,06	559,74	38,30	4245,16
10-11	4,85	1935,26	537,57	43,15	4782,73
11-12	4,60	1835,50	509,86	47,75	5292,59
12-13	4,60	1835,50	509,86	52,35	5802,45
13-14	4,55	1815,55	504,32	56,90	6306,77
14-15	4,75	1895,36	526,49	61,65	6833,26
15-16	4,70	1875,41	520,95	66,35	7354,21

Tableau II-4 : Variation des débits horaires (suite)

16-17	4,65	1855,46	515,40	71,00	7869,61
17-18	4,35	1735,75	482,15	75,35	8351,76
18-19	4,40	1755,70	487,69	79,75	8839,46
19-20	4,30	1715,80	476,61	84,05	9316,07
20-21	4,30	1715,80	476,61	88,35	9792,68
21-22	4,20	1675,89	465,53	92,55	10258,21
22-23	3,75	1496,33	415,65	96,30	10673,85
23-24	3,70	1476,38	410,11	100,00	11083,96
Total	100,00	41278,20	11083,96	-	-

D'après le tableau on a : $Q_{\max,h} = 2074.92 \text{ m}^3/\text{h}$ $Q_{\min,h} = 1296.82 \text{ m}^3/\text{h}$

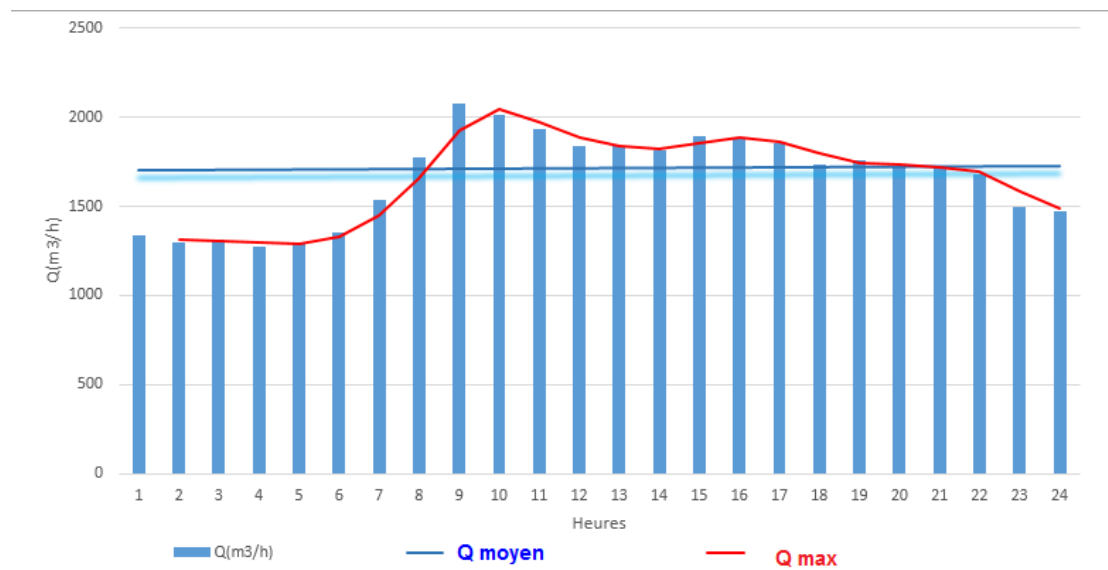


Figure II-1 : Graphique de le Consommation horaire.

II.5.1. Récapitulatif des résultats :

Le récapitulatif des débits par la méthode des coefficients d'irrégularité journalière (méthode analytique) et par l'évaluation des débits horaires en fonction du nombres d'habitants (méthode graphique) est donné par le tableau suivant :

Tableau II-5 : Récapitulatif

	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m ³ /h)
Méthode Graphique	2074.92	1296.82	1662.59
Méthode Analytique	2179.66	1080.68	1662.59

II.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié la variation de la consommation ainsi que ses caractéristiques par la méthode des coefficients d'irrégularité journalière et par l'évaluation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. Et on a calculé le débit de pointe qui nous servira de base pour le dimensionnement du système d'AEP de notre agglomération.

CHAPITRE III : CONCEPTION DU SYSTEME D'AEP

III.1. Introduction :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur.

L'eau qui arrive de la station de pompage est distribuée dans un réseau de canalisation dans lesquelles les branchements servent piquages en vue de satisfaire L'alimentation des abonnés

III.2. Choix du type de réseau de distribution :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types des réseaux de distribution dont :

1. Réseau ramifié
2. Réseau maillé
3. Réseau combiné
4. Réseau étagé

Nous avons opté pour un réseau maillé, qui est constitué de plusieurs conduites disposées de telle manière qu'il est possible de décrire un polygone fermé appelé maille. Bien que son coût soit élevé il reste préférable au réseau ramifié, car dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville.

A l'aide d'une simple fermeture des deux vannes positionnées aux deux extrémités de la conduite endommagée, on peut assurer l'alimentation du reste de l'agglomération et réparer la panne de ladite conduite

III.3. Conception du réseau de distribution :

Plusieurs facteurs influent sur la conception du réseau, On peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région.

III.4. Choix du type de matériaux :

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

1. Le diamètre
2. La pression de service à supporter par le matériau
3. Les conditions de pose
4. Le prix de la conduite
5. La durée de vie du matériau
6. La disponibilité de ce dernier sur le marché

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vue les avantages techniques qu'ils présentent tel que et suivant les recommandations du ministère des ressources en eau qui recommandent les PEHD pour les diamètres inférieurs ou égales à 315mm, et qui donnent une bonification de 25% dans les estimations financières.

III.5. Choix du système de distribution :

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distribution :

1. Système à réservoir de tête.
2. Système à contre réservoir.

Nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête, car on a déjà un réservoir existant de 5000M³.

III.6. Détermination des débits :

Avant de procéder au dimensionnement et au calcul hydraulique de notre réseau, nous devons déterminer les débits correspondants aux deux cas de calcul que l'on rencontre dans le cas d'un réseau d'AEP en absence d'une pompe, soit :

- Cas de pointe
- Cas de pointe + incendie

III.6.1. Cas de pointe :**a) Détermination du débit spécifique :**

Pour pouvoir utiliser le concept du débit spécifique ; nous supposons que les habitants sont repartis uniformément tout au long du réseau. Il sera égal à :

$$Q_{sp} = (Q_{pte} - Q_{cons}) / L$$

Dans notre cas, nous n'avons pas de débits concentrés qui représente le débit d'un industrie donc :

$$Q_{sp} = Q_{pte} / L$$

$$Q_{sp} = 2127,29 / 19841,96$$

$$Q_{sp} = 0,107 \text{ m}^3/\text{h/ml}$$

b) Détermination des débits en route :

Le débit en route est égal à : $Q_{pte} - Q_{cons}$

Donc :

$$Q_{pte} = 2127,29 \text{ m}^3/\text{h} = 590.91 \text{ l/s}$$

Le calcul de débit en route pour tous les tronçons du réseau est donné dans le tableau :

Tableau III-1 : Calcul des débits en route cas de pointe

N°des tronçons	longueur (m)	Q_{sp} (l/s/mL)	Q_{tron} (l/s)
P2	445,2	0,02972	13,23
P3	195,1		5,80
P4	99,3		2,95
P5	374,8		11,14
P6	276,3		8,21

Tableau III-1 : Calcul des débits en route cas de pointe (Suite)

P7	152,1		4,52
P8	296,6		8,81
P9	238,2		7,08
P10	386,1		11,47
P11	106,5		3,16
P12	247,9		7,37
P13	386		11,47
P14	333,4		9,91
P15	93,96		2,79
P16	484		14,38
P17	575,3		17,10
P18	396,8		11,79
P19	244,9		7,279
P20	445		13,22
P21	337,2		10,02
P22	383,2		11,38
P23	354,7		10,54
P24	74,23		2,21
P25	48,62		1,44
P26	455,1		13,53

Tableau III-1 : Calcul des débits en route cas de pointe (Suite)

P27	178,6		5,31
P28	70,15		2,08
P29	477,4		14,19
P31	355,1		10,55
P32	230,4		6,84
P33	393,8		11,70
P34	135		4,01
P35	620,6		18,44
P36	212		6,30
P37	219,2		6,51
P38	347,8		10,34
P39	585,9		17,41
P40	785,5		23,35
P43	255,5		7,59
P44	500		14,86
P45	124,1		3,69
P46	615,8		18,30
P47	648,3		19,27
P48	440,2		13,08
P49	707,9		21,04

Tableau III-1 : Calcul des débits en route cas de pointe (Suite)

P50	1028		30,55
P51	1160		34,48
P52	411,5		12,23
P53	676		20,09
P54	118,5		3,52
P55	243,8		7,25
P56	93,96		2,79
P57	288		8,56
P58	488,3		14,51

c) Détermination des débits aux nœuds :

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau :

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe

Noeuds	Trançons	Longeurs Li (m)	Somme Li	Q_n M3/h	Q_{cons}	Q_n L/s
n2	p2	445,2	544,5	29,13	0	8,09
	p4	99,3				
n3	p2	445,2	1015,1	54,30	0	15,08
	p3	195,1				
	p5	374,8				
n4	p3	195,1	610,2	32,64	0	9,07
	p8	296,6				
	p54	118,5				
n5	p4	99,3	478,1	25,58	0	7,10
	p34	135				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p55	243,8				
n6	p5	374,8	889,3	47,57	0	13,21
	p6	276,3				
	p9	238,2				
n7	p6	276,3	676,3	36,18	0	10,05
	p7	152,1				
	p12	247,9				
n8	p7	152,1	448,7	24,00	0	6,67
	p8	296,6				
n9	p9	238,2	1108,3	59,29	0	16,47
	p10	386,1				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p16	484				
n10	p10	386,1	1366,8	73,12	0	20,31
	p11	106,5				
	p18	396,8				
	p29	477,4				
n11	p11	106,5	740,4	39,61	0	11,00
	p12	247,9				
	p13	386				
n12	p13	386	949,8	50,81	0	14,11
	p14	333,4				
	p32	230,4				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

n13	p14	333,4	715,36	38,27	0	10,63
	p15	93,96				
	p57	288				
n14	p15	93,96	456,26	24,40	0	6,78
	p54	118,5				
	p55	243,8				
n15	p16	484	1304,2	69,77	0	19,38
	p17	575,3				
	p19	244,9				
n16	p17	575,3	1309,3	70,05	0	19,46
	p18	396,8				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p21	337,2				
n17	p19	244,9	1073,1	57,41	0	15,95
	p20	445				
	p22	383,2				
n18	p20	445	1165,4	62,35	0	17,32
	p21	337,2				
	p22	383,2				
n19	p22	383,2	812,13	43,45	0	12,07
	p23	354,7				
	p24	74,23				
n20	p24	74,23	1145,13	61,26	0	17,08

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p26	455,1				
	p46	615,8				
n21	p25	48,62	1312,72	70,23	0	19,51
	p46	615,8				
	p47	648,3				
n22	p25	48,62	943,92	50,50	0	14,03
	p26	455,1				
	p48	440,2				
n23	p27	178,6	951	50,88	0	14,13
	p45	124,1				
	p47	648,3				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

n24	p27	178,6	956,65	51,18	0	14,22
	p28	70,15				
	p49	707,9				
n25	p28	70,15	987,75	52,84	0	14,68
	p29	477,4				
	p48	440,2				
n28	p31	355,1	2310,2	123,59	0	34,33
	p37	219,2				
	p50	1028				
	p49	707,9				
n29	p31	355,1	979,3	52,39	0	14,55

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p32	230,4				
	p33	393,8				
n30	p33	393,8	861,3	46,08	0	12,80
	p36	212				
	p43	255,5				
n31	p34	135	1243,9	66,54	0	18,48
	p35	620,6				
	p58	488,3				
n32	p35	620,6	1418,5	75,89	0	21,08
	p36	212				
	p39	585,9				

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

n33	p37	219,2	978,6	52,35	0	14,54
	p38	347,8				
	p52	411,6				
n34	p38	347,8	2395,2	128,14	0	35,60
	p39	585,9				
	p53	676				
	p40	785,5				
n35	p40	785,5	1961,5	104,94	0	29,15
	p44	500				
	p53	676				
n39	p43	255,5	1031,8	55,20	0	15,33

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe (suite)

	p58	488,3				
	p57	288				
n40	p44	500	2071,5	110,82	0	30,78
	p51	1160				
	p52	411,5				
n41	p45	124,1	2312,1	123,70	0	34,36
	p50	1028				
	p51	1160				

III.6.2. Cas de pointe + incendie :

Cette partie concerne le cas de pointe + incendie-nous considérons une période de 02 heures d'incendie

Pour ce la prenons une réserve d'incendie dans le réservoir de 120m³ soit 17 l/s pendant deux heures

a) Détermination du débit spécifique :

Pour pouvoir utiliser le concept du débit spécifique ; nous supposons que les habitants sont repartis uniformément tout au long du réseau. Il sera égal à :

$$Q_{sp} = (Q_{pte} - Q_{cons}) / L$$

Dans notre cas, nous n'avons pas de débits concentres donc :

$$Q_{sp} = Q_{pte} / L$$

$$Q_{sp} = 2127,29 / 19841,96$$

$$Q_{sp} = 0,107 \text{ m}^3/\text{h/ml}$$

b) Détermination des débits en route :

Le débit en route est égal à : $Q_{pte} - Q_{cons}$

Dans notre cas, nous n'avons pas de débits concentres

Donc :

$$Q_{pte} = 2127,29 \text{ m}^3/\text{h} = 590.91 \text{ l/s}$$

Le calcul de débit en route pour tous les tronçons du réseau est donne dans le tableau :

Tableau III-3 : Calcul des débits en route cas de pointe + incendie

N°des tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/mL)	Q_{tron} (l/s)
P2	445,2	0,02972	13,23
P3	195,1		5,80
P4	99,3		2,95
P5	374,8		11,14
P6	276,3		8,21
P7	152,1		4,52
P8	296,6		8,81
P9	238,2		7,08
P10	386,1		11,47
P11	106,5		3,16
P12	247,9		7,37
P13	386		11,47
P14	333,4		9,91
P15	93,96		2,79
P16	484		14,38
P17	575,3		17,10
P18	396,8		11,79

Tableau III-3 : Calcul des débits en route cas de pointe + incendie (suite)

P19	244,9		7,279
P20	445		13,22
P21	337,2		10,02
P22	383,2		11,38
P23	354,7		10,54
P24	74,23		2,21
P25	48,62		1,44
P26	455,1		13,53
P27	178,6		5,31
P28	70,15		2,08
P29	477,4		14,19
P31	355,1		10,55
P32	230,4		6,84
P33	393,8		11,70
P34	135		4,01
P35	620,6		18,44
P36	212		6,30
P37	219,2		6,51
P38	347,8		
P39	585,9		10,34

Tableau III-3 : Calcul des débits en route cas de pointe + incendie (suite)

P40	785,5		17,41
P43	255,5		23,35
P44	500		7,59
P45	124,1		14,86
P46	615,8		3,69
P47	648,3		18,30
P48	440,2		19,27
P49	707,9		13,08
P50	1028		21,04
P51	1160		30,55
P52	411,5		34,48
P53	676		12,23
P54	118,5		20,09
P55	243,8		3,52
P56	93,96		7,25
P57	288		2,79
P58	488,3		8,56

c) Détermination des débits aux nœuds :

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau N016

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie

Noeuds	Trançons	Longeurs Li (m)	Somme Li	Q _n M3/h	Q _{cons}	Q _n L/s
n2	p2	445,2	544,5	29,13	0	8,09
	p4	99,3				
n3	p2	445,2	1015,1	54,30	0	15,08
	p3	195,1				
	p5	374,8				
n4	p3	195,1	610,2	32,64	0	9,07
	p8	296,6				
	p54	118,5				
n5	p4	99,3	478,1	25,58	0	7,10
	p34	135				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie (suite)

	p55	243,8				
n6	p5	374,8	889,3	47,57	0	13,21
	p6	276,3				
	p9	238,2				
n7	p6	276,3	676,3	36,18	0	10,05
	p7	152,1				
	p12	247,9				
n8	p7	152,1	448,7	24,00	0	6,67
	p8	296,6				
n9	p9	238,2	1108,3	59,29	0	16,47
	p10	386,1				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie (suite)

	p16	484				
n10	p10	386,1	1366,8	73,12	0	20,31
	p11	106,5				
	p18	396,8				
	p29	477,4				
n11	p11	106,5	740,4	39,61	0	11,00
	p12	247,9				
	p13	386				
n12	p13	386	949,8	50,81	0	14,11
	p14	333,4				
	p32	230,4				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + inendie (suite)

n13	p14	333,4	715,36	38,27	0	10,63
	p15	93,96				
	p57	288				
n14	p15	93,96	456,26	24,40	0	6,78
	p54	118,5				
	p55	243,8				
n15	p16	484	1304,2	69,77	0	19,38
	p17	575,3				
	p19	244,9				
n16	p17	575,3	1309,3	70,05	0	19,46
	p18	396,8				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + inendie (suite)

	p21	337,2				
n17	p19	244,9	1073,1	57,41	0	15,95
	p20	445				
	p22	383,2				
n18	p20	445	1165,4	62,35	0	17,32
	p21	337,2				
	p22	383,2				
n19	p22	383,2	812,13	43,45	0	12,07
	p23	354,7				
	p24	74,23				
n20	p24	74,23	1145,13	61,26	0	17,08

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie (suite)

	p26	455,1				
	p46	615,8				
n21	p25	48,62	1312,72	70,23	17	36,51
	p46	615,8				
	p47	648,3				
n22	p25	48,62	943,92	50,50	0	14,03
	p26	455,1				
	p48	440,2				
n23	p27	178,6	951	50,88	0	14,13
	p45	124,1				
	p47	648,3				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + inendie (suite)

n24	p27	178,6	956,65	51,18	0	14,22
	p28	70,15				
	p49	707,9				
n25	p28	70,15	987,75	52,84	0	14,68
	p29	477,4				
	p48	440,2				
n28	p31	355,1	2310,2	123,59	0	34,33
	p37	219,2				
	p50	1028				
	p49	707,9				
n29	p31	355,1	979,3	52,39	0	14,55

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie (suite)

	p32	230,4				
	p33	393,8				
n30	p33	393,8	861,3	46,08	0	12,80
	p36	212				
	p43	255,5				
	p35	620,6				
	p58	488,3				
n32	p35	620,6	1418,5	75,89	0	21,08
	p36	212				
	p39	585,9				
n33	p37	219,2	978,6	52,35	0	14,54

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + inendie (suite)

	p38	347,8				
	p52	411,6				
n34	p38	347,8	2395,2	128,14	0	35,60
	p39	585,9				
	p53	676				
	p40	785,5				
n35	p40	785,5	1961,5	104,94	0	29,15
	p44	500				
	p53	676				
n39	p43	255,5	1031,8	55,20	0	15,33
	p58	488,3				

Tableau III-4 : Calcul des débits nodaux à l'heure de pointe + incendie (suite)

	p57	288				
n40	p44	500	2071,5	110,82	0	30,78
	p51	1160				
	p52	411,5				
n41	p45	124,1	2312,1	123,70	0	34,36
	p50	1028				
	p51	1160				

III.7. Description du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte

Contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie.

III.7.1. Fonction et application :

Le modèle EPANET a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

-La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

III.7.2. Résultat de la simulation du réseau :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation, on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites dans le but d'avoir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de simulation sont regroupés dans les figures et les tableaux suivants :

III.7.2.1. Cas de pointe :**Tableau III-5 : Cotes et Pression de chaque nœud**

Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m3h)	Pression (m)
N2	183,81	8,09	6,29
N3	149,90	15,08	38,80
N4	146,20	9,06	38,40
N5	186,10	7,10	2,95
N6	137,67	13,21	40,75
N7	135,01	10,05	37,15
N8	132,25	6,66	47,08
N9	126,48	16,47	47,27
N10	113,62	20,31	46,24
N11	119,65	11,00	43,01
N12	135,75	14,11	46,97
N13	155,07	10,63	30,17
N14	154,18	6,78	31,96
N15	104,30	19,38	51,63
N16	102,25	19,45	34,77
N17	94,22	15,94	49,32
N18	91,51	17,32	37,58

Tableau III-5 : Cotes et Pression de chaque nœud (suite)

N19	86,32	12,07	35,38
N20	90,37	17,01	30,88
N21	80,71	19,50	33,97
N22	83,09	14,02	32,07
N23	103,23	14,13	35,15
N24	101,15	14,21	40,80
N25	108,20	14,68	34,74
N28	130,87	34,33	39,45
N29	133,73	14,55	39,75
N30	142,19	12,80	33,44
N31	184,68	18,48	3,72
N32	148,93	21,08	36,00
N33	136,00	14,54	30,52
N34	145,64	35,60	33,36
N35	127,35	29,15	35,41
N39	143,77	15,33	35,57
N40	122,11	30,78	31,14
N41	102,39	34,36	32,45
Reservoir	190,87	/	/

Tableau III-6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre Ext (mm)	Débit (m ³ h)	Vitesse (m/s)
P2	445,2	500	201,80	1,32
P3	195,1	250	86,99	2,28
P4	99,3	500	-377,37	2,48
P5	374,8	250	99,74	2,61
P6	276,3	63	2,69	1,12
P7	152,1	200	-73,09	3,00
P8	296,6	250	-79,75	2,09
P9	238,2	250	83,84	2,20
P10	386,1	63	2,98	1,24
P11	106,5	250	-97,46	2,55
P12	247,9	200	-65,73	2,70
P13	386	160	-42,73	2,74
P14	333,4	315	-94,24	1,56
P15	93,96	90	3,86	0,78
P16	484	200	64,38	2,64
P17	575,3	63	2,84	1,18
P18	396,8	160	-45,02	2,88
P19	244,9	160	42,16	2,70

Tableau III-6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe) (suite)

P20	445	63	2,82	1,17
P21	337,2	160	-28,42	1,82
P22	383,2	125	23,40	2,45
P23	354,7	125	-13,92	1,46
P24	74,23	200	25,25	1,04
P25	48,62	110	-6,71	0,91
P26	455,1	75	-3,22	0,94
P27	178,6	160	-26,11	1,67
P28	70,15	75	-2,92	0,85
P29	477,4	160	-35,11	2,25
P31	355,1	315	-102,45	1,69
P32	230,4	160	-37,40	2,40
P33	393,8	315	-79,60	1,32
P34	135	500	-251,06	1,65
P35	620,6	400	151,04	1,55
P36	212	125	20,45	2,14
P37	219,2	125	12,65	1,33
P38	347,8	160	-35,34	2,26
P39	585,9	315	-109,50	1,81
P40	785,5	110	9,83	1,34

Tableau III-6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe) (suite)

P43	255,5	250	71,95	1,89
P44	500	110	-9,42	1,28
P45	124,1	75	4,21	1,23
P46	615,8	90	5,02	1,02
P47	648,3	90	-7,77	1,58
P48	440,2	110	-17,51	2,38
P49	707,9	160	-37,40	2,40
P50	1028	125	18,07	1,89
P51	1160	125	-12,08	1,27
P52	411,5	160	-33,44	2,14
P53	676	160	28,73	1,84
P54	118,5	63	-1,82	0,76
P55	243,8	315	-119,21	1,97
P56	93,96	315	106,74	1,76
P57	288	90	5,74	1,17
P58	488,3	250	-81,54	2,14
Tuyau 1	109.4	500	587,26	3,85

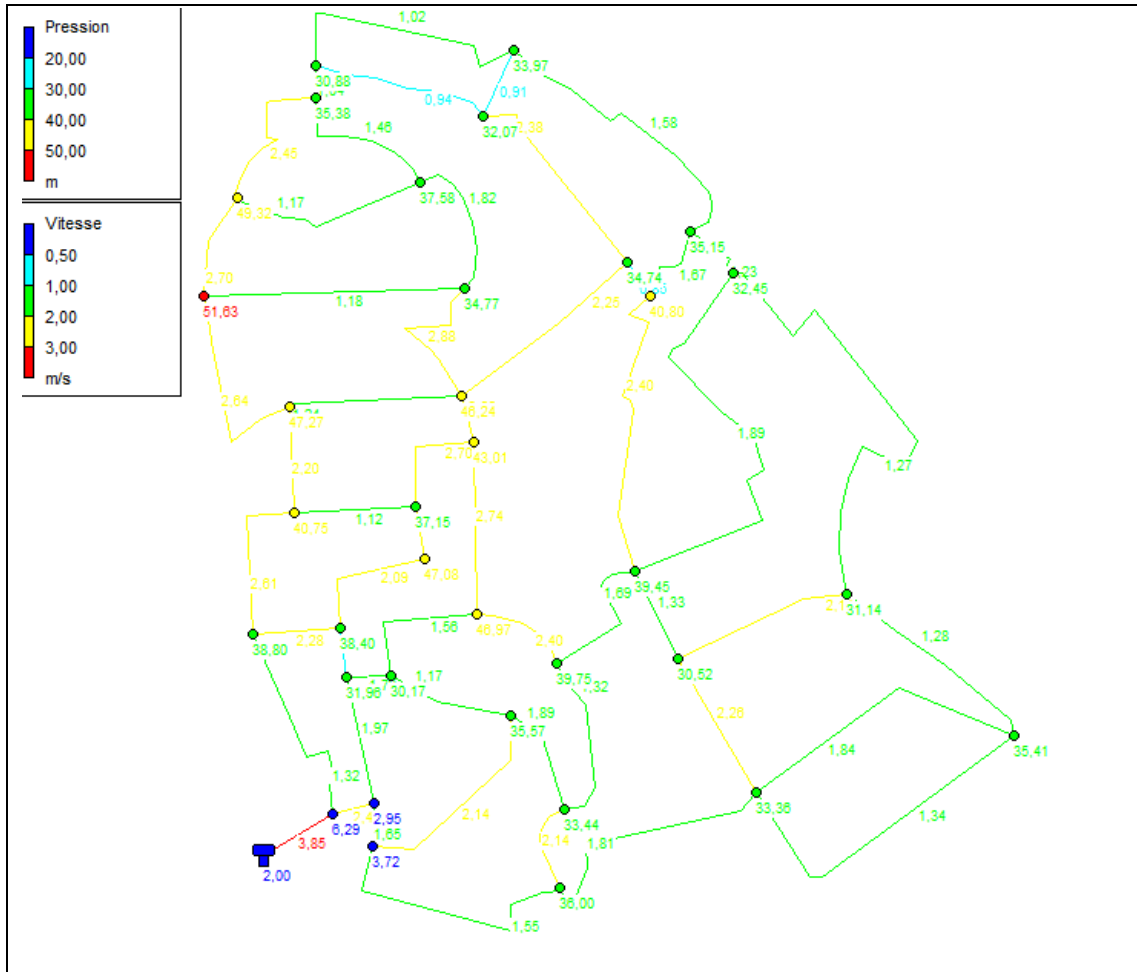


Figure III-1 : Simulation sur epanet pour le cas de pointe

Cas de pointe +d'incendie :**Tableau III-7 : Cotes et Pression de chaque nœud (cas de pointe + incendie)**

Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m3h)	Pression (m)
N2	183,81	8,09	6,13
N3	149,90	15,08	38,62
N4	146,20	9,06	38,14
N5	186,10	7,10	2,70
N6	137,67	13,21	40,54
N7	135,01	10,05	36,74
N8	132,25	6,66	46,75
N9	126,48	16,47	47,04
N10	113,62	20,31	45,69
N11	119,65	11,00	42,45
N12	135,75	14,11	45,84
N13	155,07	27,63	28,95
N14	154,18	6,78	30,99
N15	104,30	19,38	51,36
N16	102,25	19,45	34,29
N17	94,22	15,94	49,00
N18	91,51	17,32	37,12

Tableau III-7 : Cotes et Pression de chaque nœud (cas de pointe + incendie)
(suite)

N19	86,32	12,07	34,95
N20	90,37	17,01	30,45
N21	80,71	19,50	33,49
N22	83,09	14,02	31,60
N23	103,23	14,13	34,63
N24	101,15	14,21	40,26
N25	108,20	14,68	34,21
N28	130,87	34,33	38,88
N29	133,73	14,55	39,17
N30	142,19	12,80	32,91
N31	184,68	18,48	3,46
N32	148,93	21,08	35,72
N33	136,00	14,54	30,08
N34	145,64	35,60	33,06
N35	127,35	29,15	35,07
N39	143,77	15,33	35,10
N40	122,11	30,78	30,71
N41	102,39	34,36	31,94

Tableau III-8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe + incendie)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ h)	Vitesse (m/s)
P2	445,2	500	202,97	1,33
P3	195,1	250	87,98	2,31
P4	99,3	500	-393,20	2,58
P5	374,8	250	99,91	2,62
P6	276,3	63	2,74	1,14
P7	152,1	200	-73,55	3,02
P8	296,6	250	-80,21	2,10
P9	238,2	250	83,96	2,20
P10	386,1	63	3,02	1,25
P11	106,5	250	-97,34	2,55
P12	247,9	200	-66,23	2,72
P13	386	160	-42,11	2,70
P14	333,4	315	-92,47	1,53
P15	93,96	90	4,39	0,89
P16	484	200	64,48	2,64
P17	575,3	63	2,86	1,19
P18	396,8	160	-44,96	2,88
P19	244,9	160	42,24	2,70

Tableau III-8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe + incendie)
(Suite)

P20	445	63	2,84	1,18
P21	337,2	160	-28,37	1,82
P22	383,2	125	23,46	2,46
P23	354,7	125	-13,89	1,46
P24	74,23	200	25,28	1,04
P25	48,62	110	-6,71	0,91
P26	455,1	75	-3,23	0,95
P27	178,6	160	-26,09	1,67
P28	70,15	75	-2,92	0,85
P29	477,4	160	-35,09	2,25
P31	355,1	315	-102,20	1,69
P32	230,4	160	-36,25	2,32
P33	393,8	315	-80,50	1,33
P34	135	500	-252,59	1,66
P35	620,6	400	151,57	1,55
P36	212	125	20,74	2,17
P37	219,2	125	12,43	1,30
P38	347,8	160	-35,54	2,28
P39	585,9	315	-109,75	1,81

Tableau III-8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe + incendie)
(suite)

P40	785,5	110	9,84	1,34
P43	255,5	250	72,56	1,90
P44	500	110	-9,46	1,29
P45	124,1	75	4,20	1,23
P46	615,8	90	5,03	1,02
P47	648,3	90	-7,76	1,58
P48	440,2	110	-17,49	2,38
P49	707,9	160	-37,38	2,39
P50	1028	125	18,06	1,89
P51	1160	125	-12,11	1,27
P52	411,5	160	-33,43	2,14
P53	676	160	28,77	1,84
P54	118,5	63	-1,29	0,54
P55	243,8	315	-133,52	2,21
P56	93,96	315	121,05	2,00
P57	288	90	5,35	1,09
P58	488,3	250	-82,54	2,16

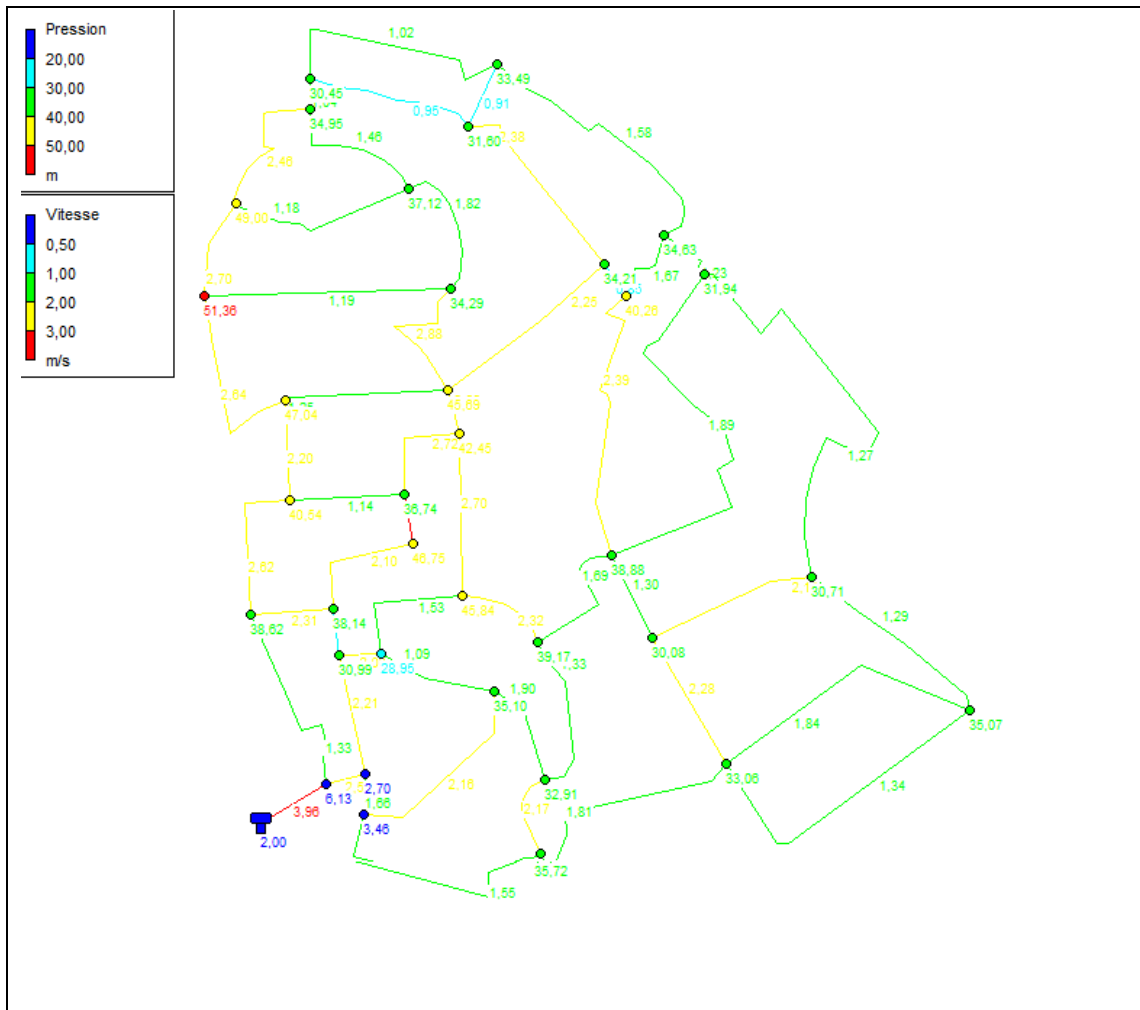


Figure III-2 : Simulation sur epanet pour le cas de pointe + incendie

III.8. Interprétation du résultat :

Les résultats obtenus sont comme suit :

- Pression dans les nœuds ne dépasse pas les 5 bars. (50mce)
- 3 nœuds avec des pressions très faibles ; ou on va installer un système de surpression.
- La vitesse est entre 1 – 3 (m/s) (norme des conduites en PEHD); excepté les conduites à la sortie de réservoir, que même avec un diamètre de 500 mm ils restent toujours élevés.

On a 3 nœuds avec des pressions très faibles, ce qui nous conduit à établir un système de surpression pour remédier à cela que nous allons détailler dans le chapitre suivant.

III.9. Type de canalisations :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD (PN10) de longueur qui peut atteindre 6 à 8 m, et les diamètres utilisés dans notre réseau variant entre 63 mm et 500mm

III.10. Appareil et accessoires du réseau :

Essayons de faire un dénombrement sommaire sur les accessoires qui peuvent être utilisés pour l'équipement de notre réseau

a) Robinet vannes :

Ces appareils sont généralement posés en vue de permettre l'isolement des différents tronçons du réseau de distribution lors d'une répartition sur prise d'eau ou bien en cas d'arrêt

Ils permettent ainsi la régulation convenable du débit selon les besoins des quartiers à desservir

b) Les bouches d'incendie :

Les bouches d'incendie doivent être raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s avec une pression de 10 m, généralement placées près d'un CEM marche

a) Les clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu ils sont placés, au niveau de la station de pompage, château d'eau

c) Les décharges :

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

III.11. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution, le réseau est du type maillé, suite au calcul des différents débits et à l'aide du logiciel EPANET, après avoir lancé la simulation du réseau pour voir son comportement de point de vue vitesse et pression. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes excepté 3 nœuds où la pression est très faible, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

CHAPITRE IV : STOCKAGE ET SURPRESSION**IV.1. Stockage :**

Dans cette partie, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution.

IV.1.1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que :

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égaux au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie. Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie : on peut avoir deux cas :
 - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

IV.1.2. Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau.

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.
- Les considérations esthétiques.

IV.1.3. Calcul de la capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir 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 situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire Q_h (Max)

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

Avec :

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

Donc :

$$Q_{\text{moy,h}} = 39902.26 / 24 = 1662.59 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 1662.59 \text{ m}^3/\text{h}$$

La méthode pour déterminer la capacité du réservoir consiste à déterminer les excès et les insuffisantes à différentes heures de la journée.

Le volume est donné par :

$$V = \left| \begin{array}{c} \blacktriangle V_{+ \text{ max}} \\ + \\ \blacktriangle V_{- \text{ max}} \end{array} \right| + V_{\text{inc}}$$

Avec :

$\blacktriangle V_{+}$: excédent en eau à différentes heures de la journée

$\blacktriangle V_{-}$: insuffisantes en eau à différentes heures de la journée

V_{inc} : réserve d'incendie égale à 120 m^3

Le résultat de ces calculs est donné dans le tableau suivant où :

- L'apport : volume maximal journalier est : $Q_{h \text{ max}} \times \Delta T$ ($\blacktriangle T = 1$ heure)
- La consommation est : $Q_{h \text{ max}} \times T \cdot a_h \cdot 24$
- a_h : coefficient de répartition horaire des apports en fonction des heures et de la population, il est exprimé en %.

Tableau IV-1 : calcul de volume de réservoir

		Volumes partiels		Volumes cumulés			
Temps	Coeff.	Apport	Cons	Apport	Cons	V+	V-
	ah %						
0h-1h	3,35	1662,59	1336,73	1662,59	1336,73	325,86	
1h-2h	3,25	1662,59	1296,82	3325,18	2633,55	691,63	
2h-3h	3,30	1662,59	1316,77	4987,77	3950,32	1037,45	
3h-4h	3,20	1662,59	1276,87	6650,36	5227,20	1423,16	
4h-5h	3,25	1662,59	1296,82	8312,95	6524,02	1788,93	
5h-6h	3,40	1662,59	1356,68	9975,54	7880,70	2094,84	
6h-7h	3,85	1662,59	1536,24	11638,13	9416,93	2221,20	
7h-8h	4,45	1662,59	1775,65	13300,72	11192,58	2108,14	
8h-9h	5,20	1662,59	2074,92	14963,31	13267,50	1695,81	
9h-10h	5,05	1662,59	2015,06	16625,90	15282,57	1343,33	
10h-11h	4,85	1662,59	1935,26	18288,49	17217,83	1070,66	
11h-12h	4,60	1662,59	1835,50	19951,08	19053,33	897,75	
12h-13h	4,60	1662,59	1835,50	21613,67	20888,83	724,84	
13h-14h	4,55	1662,59	1815,55	23276,26	22704,39	571,87	
14h-15h	4,75	1662,59	1895,36	24938,85	24599,74	339,11	
15h-16h	4,70	1662,59	1875,41	26601,44	26475,15	126,29	
16h-17h	4,65	1662,59	1855,46	28264,03	28330,60		66,57

Tableau IV-1 : calcul de volume de réservoir (suite)

17h–18h	4,35	1662,59	1735,75	29926,62	30066,35		139,73
18h–19h	4,40	1662,59	1755,70	31589,21	31822,05		232,84
19h–20h	4,30	1662,59	1715,80	33251,80	33537,85		286,05
20h–21h	4,30	1662,59	1715,80	34914,39	35253,65		339,26
21h–22h	4,20	1662,59	1675,89	36576,98	36929,54		352,56
22h–23h	3,75	1662,59	1496,33	38239,57	38425,88		186,31
23h–24h	3,70	1662,59	1476,38	39902,16	39902,26		0,10
	100,00		41278,20				

$V+$: Volume d'eau en excès $V+ = \text{Apport} - \text{Cons}$ si $\text{Apport} > \text{Cons}$

$V-$: insuffisance $V- = \text{Cons} - \text{Apport}$ si $\text{Cons} > \text{Apport}$

- D'après le tableau si dessus nous remarquons que de 0h à 16h nous avons un excès en eau car le Volume d'apport est supérieur au Volume Consommé.
- La valeur max $V+$ est atteinte de 6h à 7h et sa valeur est 2221.20m^3
- A partir de 16h jusqu'à minuit nous avons une insuffisance en eau $V-$ car l'apport est inférieur au volume consommé
- De 21h à 22h, la valeur maximale de $V-$ est atteinte et égale 352.56m^3

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$$V_{\text{cheau}} = V_{+\text{max}} + V_{-\text{max}} + V_{\text{inc}}$$

Avec :

V_{inc} : volume d'eau prévu pour les risques d'incendie

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$$

$$V = 2221.20 + 352.56 + 120 = 2693.76 \text{ m}^3$$

$$V = 2693.76 \text{ m}^3$$

En va utiliser un réservoir à eau avec un volume normalisé de 2700 m³

Remarque :

On a déjà le réservoir du sahel qui avec une capacité de 5000 M3 qui est destiné au quartiers (28 – 29 – 30 – 31) .

Les quartiers (30 – 31) ont 13000 logements et les quartiers (28 – 29) ont 20000 logements.

Faisant un petit calcul sur les besoins des quartier (30 – 31) en se basant sur nos résultats des quartiers (28 – 29) :

$$20000 \text{ log} \longrightarrow 2700 \text{ M3}$$

$$13000 \text{ log} \longrightarrow 1755 \text{ M3}$$

$$\text{Volume reservoir} = 2700 + 1755$$

$$\text{Volume reservoir} = 4455 \text{ M3}$$

Donc le réservoir du sahel est suffisant pour alimenter les 4 quartiers (28 – 29 – 30 – 31).

NB : chaque immeuble aura 2 réservoir de 2000 m³ pour les immeubles de 5 étages et 4 pour 9 étages qui servirant comme réservoirs de régulation et donneront une capacité de stockage supplémentaire.

Surpression :

L'ors d'un projet d'AEP et pour certain réseaux la pression d'eau de distribution urbaines devient insuffisante pour alimenter les étages supérieurs des immeubles et que la construction de réservoirs surélevés revient chère d'une part et leur insertion dans le site présente certaines difficultés d'autre part, ou que l'on est conditionné par un réservoir implanté déjà auparavant comme l'indique notre cas de figure, ce qui entraine l'utilisation d'un système de surpression.

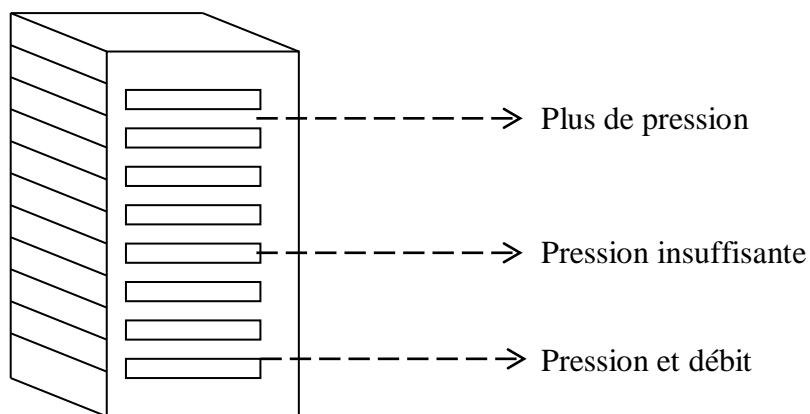


Figure IV-1 : Cas d'une alimentation d'un immeuble

IV.1.4. Cas général :**a) Définition de surpression :**

On entend par la surpression l'augmentation de pression dans les points le plus défavorable afin de toujours maintenir une pression normalisée et garantir un bon confort à notre utilisateur

b) Définition de surpresseur :

Le surpresseur est tout simplement une pompe qui permet d'augmenter la pression d'eau de votre réseau ou de la garder constante dans les canalisations en cas de trop forte demande. Il remédie aux problèmes de sous-pression).

Le surpresseur démarre et s'arrête seul ou plutôt, dès qu'il y a une chute ou hausse de pression grâce à un contact manométrique intégré, qui se déclenche par la pression

c) Raccordement de surpresseur :

La bache est alimentée par l'eau pompée par le surpresseur à l'aide d'un robinet flotteur.

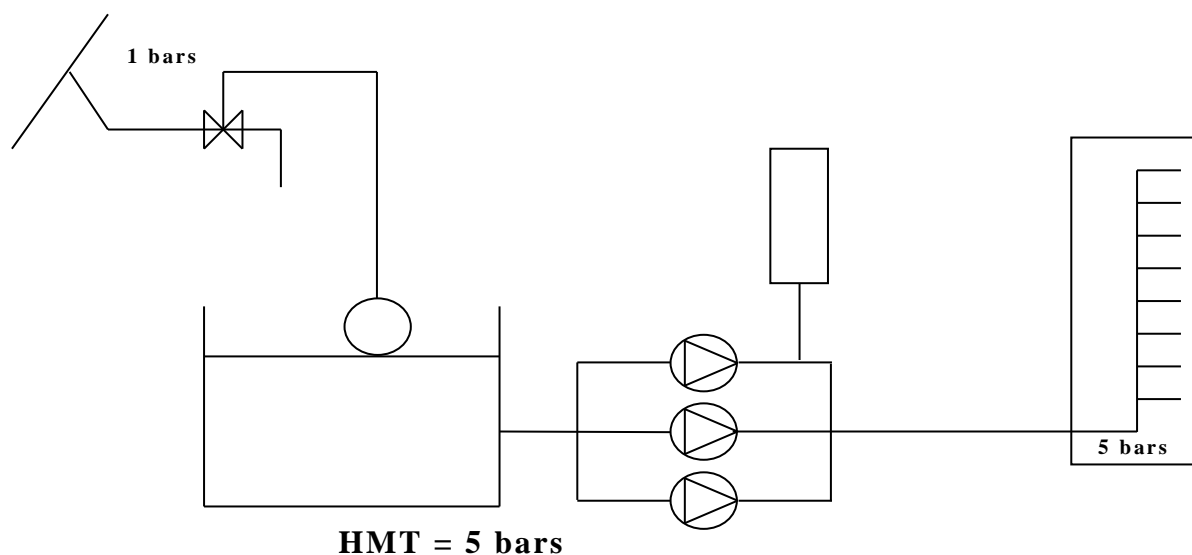


Figure IV-2 : Raccordement à une bache bache

Avantages :

- Les réseaux ne sont pas en dépression, alors il y a une grande sécurité de réseau.
- Il y a un réservoir nécessaire dans le cas de manque d'eau.

Inconvénients :

- a) La pression qui est disponible dans le réseau n'est pas utilisée alors le bilan énergétique est très peu favorable.
- b) IL y a une possibilité de contamination de bâche
- c) L'investissement est très coûteux.

d) Ballon hydropneumatique :

C'est un réservoir occupé à l'air comprimé dans leur partie supérieure. IL joue deux rôles :

- Assure de la pression lorsque la pompe est à l'arrêt
- Joue le rôle de réserve correspondant à la différence de volume d'eau dans le ballon
- Pour éviter le démarrage et l'arrêt incessant.

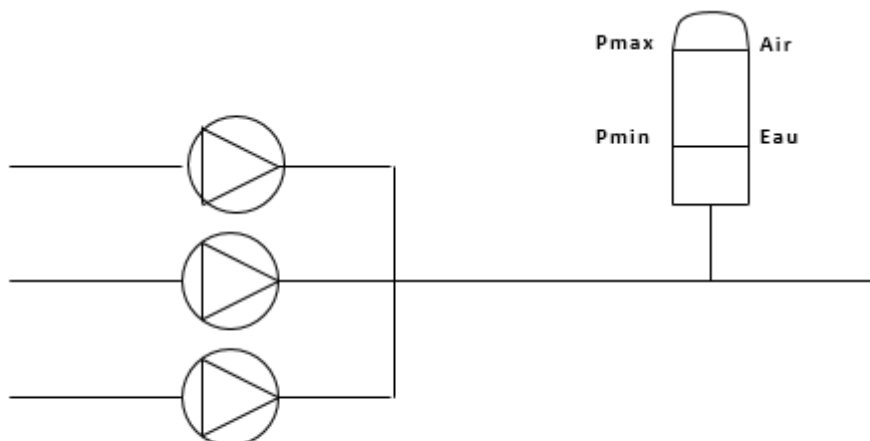


Figure no VI -2 : Ballon hydropneumatique

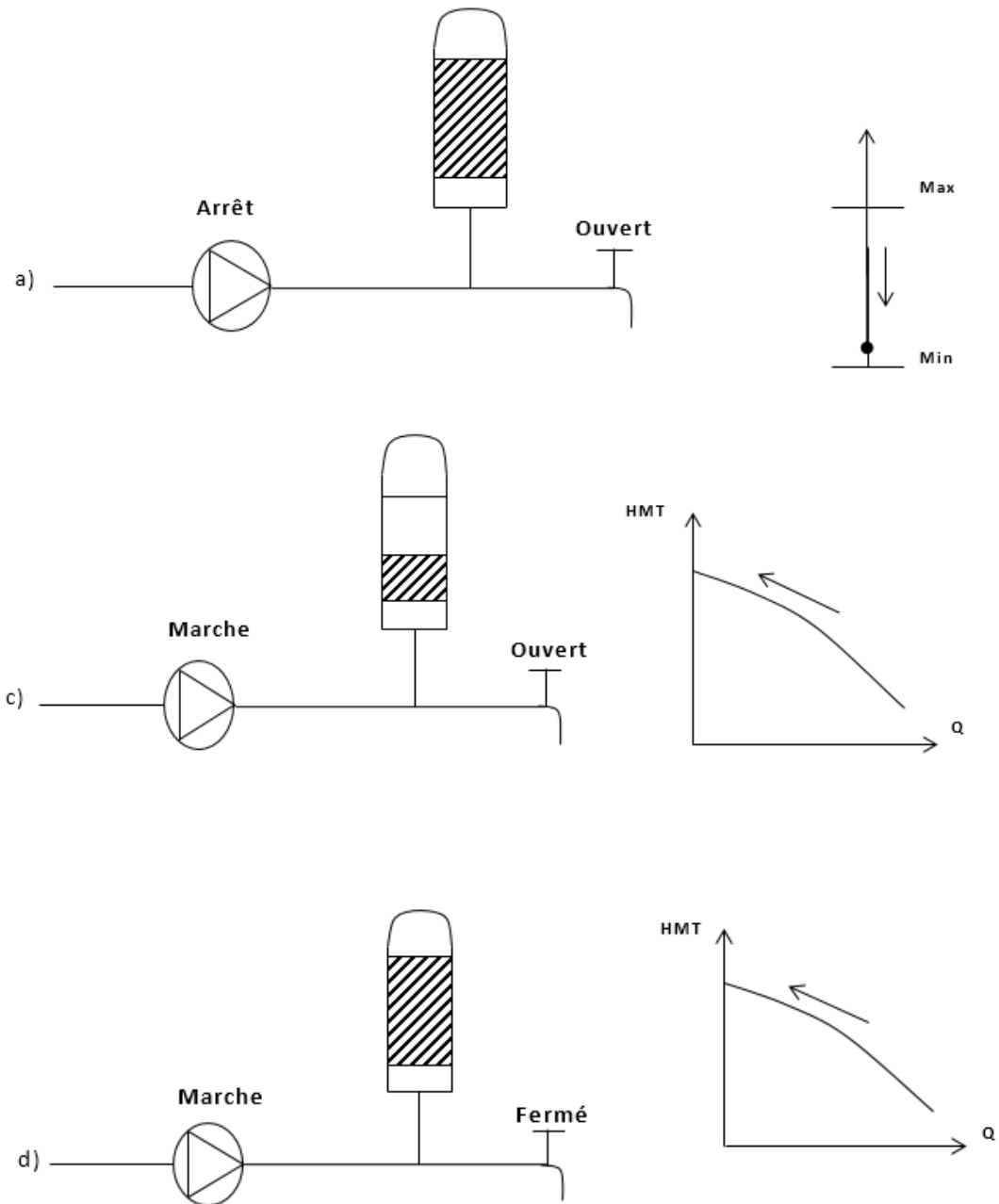


Figure N VI - 3 Schémas de fonctionnement :

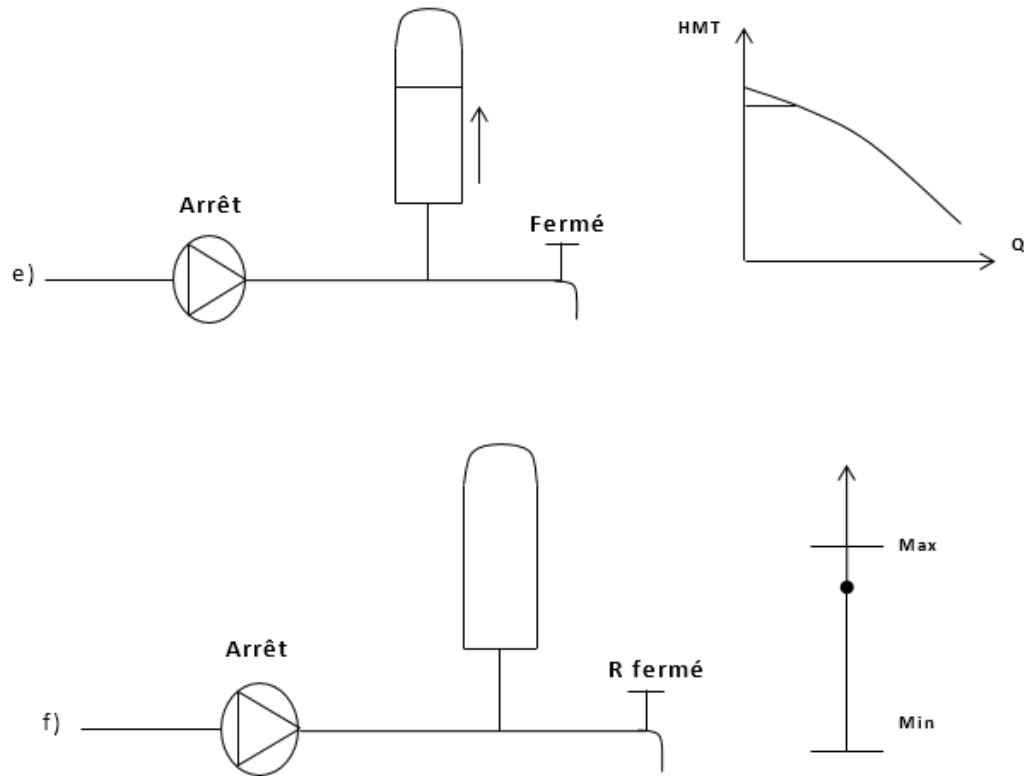


Figure N VI - 3 Schémas de fonctionnement (suite) :

Explication de chaque cas :

- a) Pas de consommation d'eau
- b) Début de consommation
- c) Augmentation de la consommation
- d) Diminution de la consommation
- e) Fermeture de robinet
- f) Arrêt de la consommation
- d) Choix de la pompe

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante est rapportés sur les courbes caractéristiques de différentes pompes possibles (données par le constructeur).

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élever.

IV.1.5. Problématique :

Sur notre projet on a des nœuds avec des pressions de 5mce et 8mce ce qui sont très faible vue qu'on a des immeubles de 5, 6 étages voir même 9 étages sur quelques zones avec une moyenne de 3m de hauteur pour chaque étage, donc on doit assurer un minimum de 37mce pour avoir une pression de 10mce au 9eme étage.

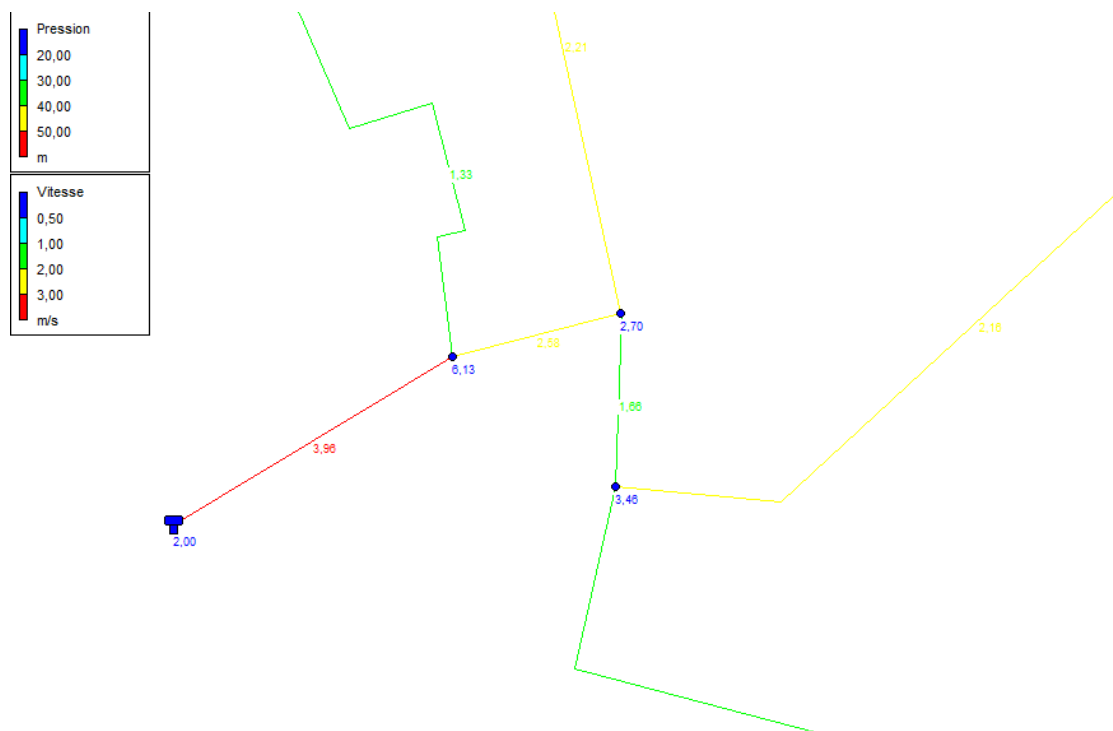


Figure IV - 4 : les nœuds avec faibles pressions sur la simulation Epanet

IV.1.6. Solution :

On a opté pour un système de surpression qui vas nous assurer une pression confortable pour les utilisateurs des points les plus défavorable (9eme étages)

Ce système comprend des baches a eau raccordé au réseaux principale et des surpresseurs raccordé à chaque immeuble.

On a fractionné le quartier en 3 Zone (A, B et C), selon le plan de masse, la zones A et B contient 22 immeubles et la zone C contient 17 immeubles.

On va implanter deux baches à eau d'une capacité de 100M3 pour la zones A et B (5M3 pour chaque immeubles) et 100M3 pour la zone C.

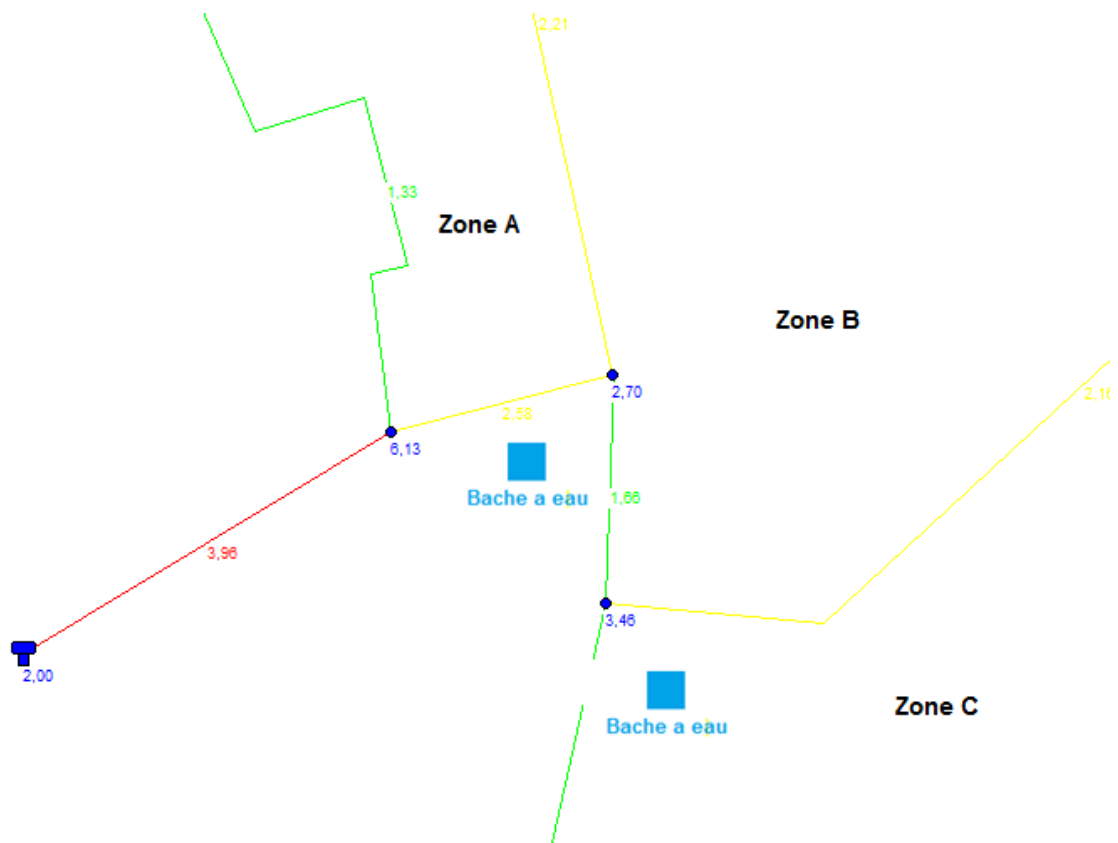


Figure : Zone A, B et C avec les baches a eaux

Après ces baches à eau on installe des surpresseurs a la sortie de ces baches a eaux raccordé à ces immeubles comme suit :

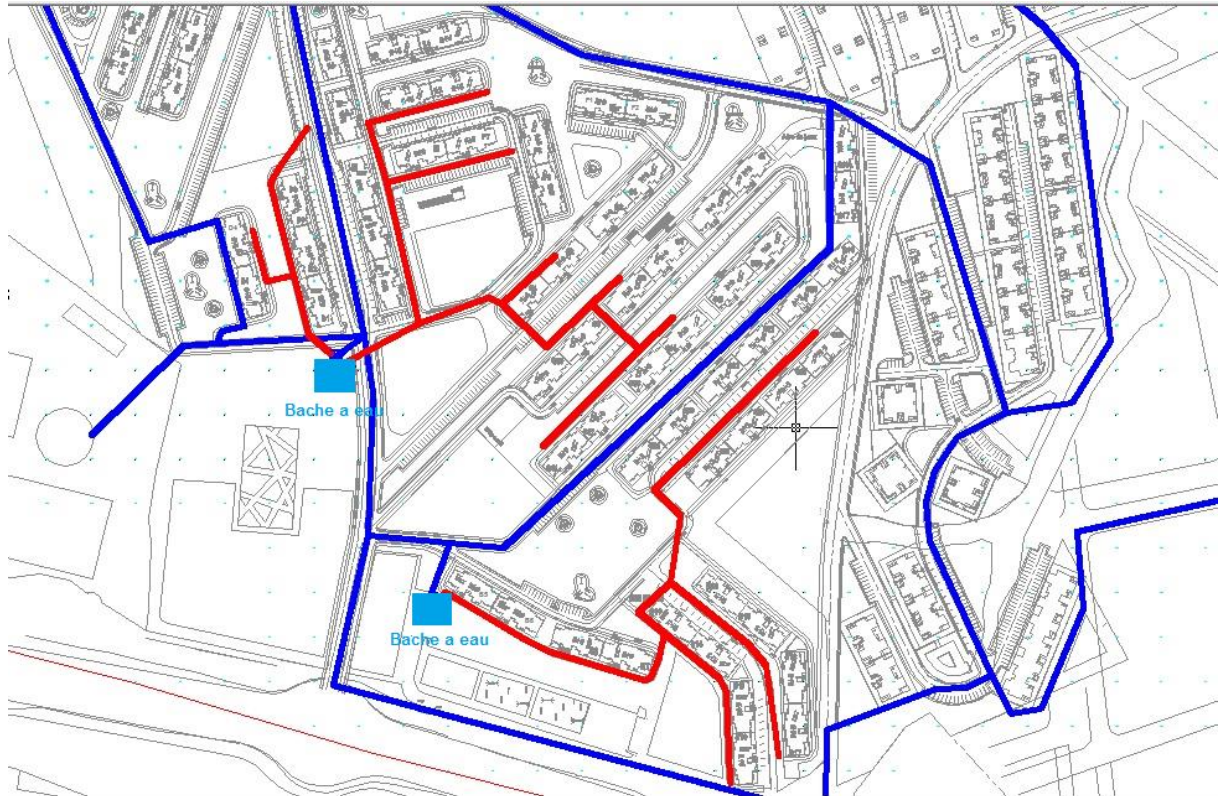


Figure : baches a eaux et reseaux secondaire projeté sur le plan de masse

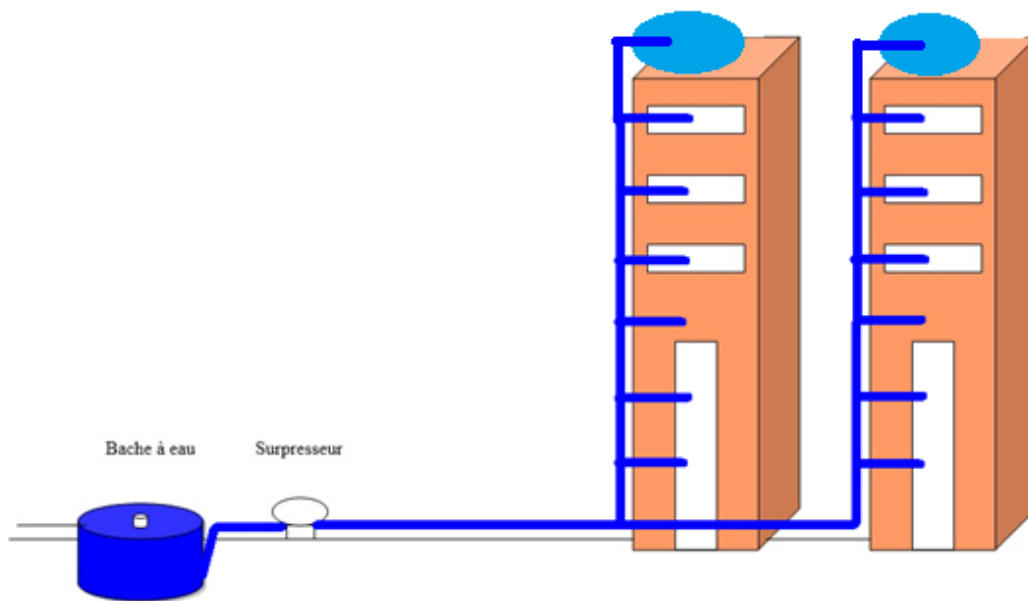


Figure : illustration du raccordement du surpresseur avec les immeubles

IV.3. Dimensionnement de groupe surpresseurs :

IV.3.1. Calcul des paramètres hydraulique :

Dans cette partie on va calculer les débits de pointe pour chaque immeuble et dimensionné notre système (Bâche, conduite et pompe) selon ce débit qui est la demande de base et prévoir une pression de 10mce au point le plus défavorable en rajoutant le débit d'incendie.

- **Zone A et B :** Selon le plan de masse on a 7 immeubles de 9 étages et 15 immeubles de 5 étages
- **Zone C :** Selon le plan de masse on a 4 immeubles de 9 étages et 13 immeubles de 5 étages

Débit de pointe :

➤ **Imeuuble de 9 étages :**

Nombre de logement :

$$\text{Nbr}_{\text{log}} = 9 * 2$$

$$\text{Nbr}_{\text{log}} = 18$$

Nombre habitant :

$$\text{Nbr}_{\text{hab}} = 18 * 7.73$$

$$\text{Nbr}_{\text{hab}} = 139.14 \text{ hab}$$

Debit moyen :

$$Q_{d \text{ moy/j}} = 139.14 * 178 = 24766.92 \text{ l/j}$$

$$Q_{\text{moy/j}} = 1.03 \text{ m}^3/\text{h}$$

Debit de pointe :

$$Q_p = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}}$$

$$K_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

$$\alpha_{\text{max}} = 1,2$$

$$\beta_{\text{max}} = 2$$

A N :

$$K_{\text{max h}} = 2.4$$

$$Q_p = 2.4 * 1.03$$

$$Q_p = 2.47 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ Imeuuble de 5 étages :

Nobre de logement :

$$\text{Nbr}_{\text{log}} = 5 * 2$$

$$\text{Nbr}_{\text{log}} = 10$$

Nobre habitant :

$$\text{Nbr}_{\text{hab}} = 10 * 7.73$$

$$\text{Nbr}_{\text{hab}} = 77.3 \text{ hab}$$

Debit moyen :

$$Q_{d \text{ moy/j}} = 77.3 * 178 = 13759.4 \text{ l/j}$$

$$Q_{\text{moy/j}} = 0.57 \text{ m}^3/\text{h}$$

Debit de pointe :

$$Q_p = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}}$$

$$K_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

$$\alpha_{\text{max}} = 1,2$$

$$\beta_{\text{max}} = 2$$

A N :

$$K_{\text{max h}} = 2.4 \quad Q_p = 2.4 * 0.57$$

$$Q_p = 1.37 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.3.2. Choix de la pompe du système de surpression :

On a :

- 1.37 M3/h pour chaque immeuble de 5étages
- 2.47 M3/h pour chaque immeuble de 5étages
- 4.72 M3/h débit d'incendie

On doit prévoir aussi pour le calcul de l'HMT ($9 \cdot 3 + 10$) = 37m

Zone A et B : 7 immeubles de 9 étages et 15 immeubles de 5 étages.

$$Q = 7 * 2.47 + 15 * 1.37 + 4.72$$

$$Q = 42.56 \text{ M3/h}$$

Nous devons donc choisir une pompe donnant un débit d'au moins 43 m3 /h.

Zone C : 4 immeubles de 9 étages et 13 immeubles de 5 étages

$$Q = 4 * 2.47 + 13 * 1.37 + 4.72$$

$$Q = 32.41 \text{ M3/h}$$

Nous devons donc choisir une pompe donnant un débit d'au moins 33 m3 /h.

IV.3.3. Calcul de la hauteur manométrique HMT :

Formules :

$HMT = HMa \text{ (aspiration)} + HMR \text{ (Refoulement)}$

- $HMA = ha + Ja$

- $HMR = hr + Jr + Pr$

HMa = Hauteur Manométrique aspiration

ha = hauteur aspiration

Ja = Pertes de charge aspiration due au frottement du liquide dans la tuyauterie et les accessoires.

HMR = Hauteur Manométrique refoulement

hr = hauteur refoulement

Jr = Pertes de charge refoulement

Pr = Pression résiduelle (disponible au robinet le plus éloigné)

IV.4. Simulation des résultats sur Epanet :

En introduisant les données calculées précédemment et en tâtonnant avec les courbes caractéristiques des pompes on a obtenu ces deux simulations

Zone A et B

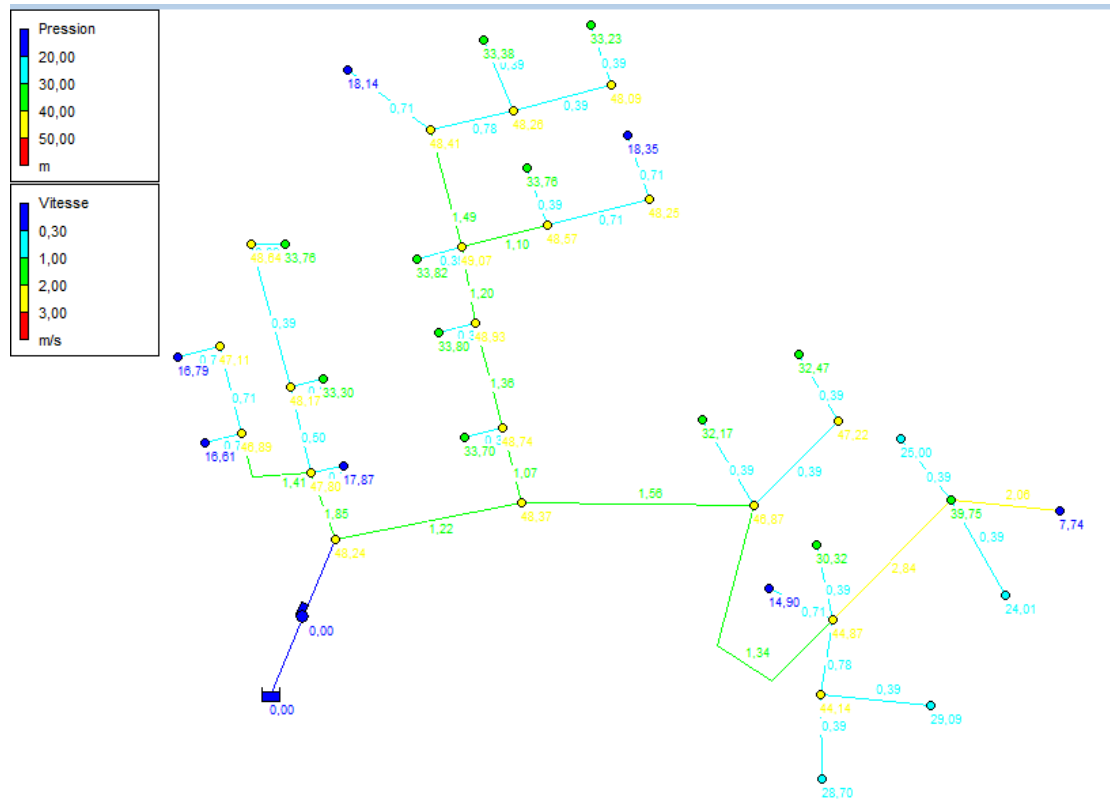


Figure : simulation sur EPANET de la Zone A et B

Récapitulatif des resultats :

Tableau IV-2 : Cotes et Pression de chaque nœud

Noeud	Altitude (m)	Demande de base (M3H)	Pression (mce)
Noeud n1	148,650815	0	48,24
Noeud n2	148,292116	0	47,80
Noeud n3	178,1382	2,47	17,87
Noeud n4	147,8426	0	48,17
Noeud n5	162,681169	1,37	33,30
Noeud n6	147,251743	0	48,64
Noeud n7	162,106613	1,37	33,76
Noeud n8	148,286212	0	46,89
Noeud n9	178,476384	2,47	16,61
Noeud n10	147,856786	0	47,11
Noeud n11	178,075383	2,47	16,79
Noeud n13	148,169357	0	48,37
Noeud n14	147,61449	0	48,74
Noeud n15	162,626066	1,37	33,70
Noeud n16	146,931301	0	48,93
Noeud n17	162,030701	1,37	33,80
Noeud n18	146,506811	0	49,07
Noeud n19	146,519732	0	48,57
Noeud n20	161,302038	1,37	33,76
Noeud n21	146,596127	0	48,25
Noeud n22	176,396944	2,47	18,35
Noeud n23	161,715683	1,37	33,82

Tableau IV-2 : Cotes et Pression de chaque nœud (suite)

Noeud n24	145,981293	0	48,41
Noeud n25	176,156678	2,47	18,14
Noeud n26	145,880954	0	48,26
Noeud n28	160,741743	1,37	33,38
Noeud n29	145,973458	0	48,09
Noeud n30	160,810205	1,37	33,23
Noeud n31	148,538332	0	46,87
Noeud n32	163,198911	1,37	32,17
Noeud n33	148,092412	0	47,22
Noeud n34	162,803306	1,37	32,47
Noeud n35	149,471434	0	44,87
Noeud n36	179,278909	2,47	14,90
Noeud n37	163,957953	1,37	30,32
Noeud n38	148,841333	0	39,75
Noeud n39	163,546406	1,37	25,00
Noeud n40	149,97467	0	44,14
Noeud n41	165,364518	1,37	28,70
Noeud n42	164,98109	1,37	29,09
Noeud n43	164,508916	1,37	24,01
Noeud n44	179,317815	7,2	7,74

Tableau IV-3 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (M3H)
Tuyau p1	7,631	50	10,15
Tuyau p2	3,527	40	2,47
Tuyau p3	9,397	40	2,74
Tuyau p4	3,61	40	1,37
Tuyau p5	15,92	40	1,37
Tuyau p6	3,608	40	1,37
Tuyau p7	11,09	40	4,94
Tuyau p8	4,147	40	2,47
Tuyau p9	9,52	40	2,47
Tuyau p10	4,635	40	2,47
Tuyau p12	20,4	110	32,42
Tuyau p13	8,348	75	13,16
Tuyau p14	4,194	40	1,37
Tuyau p15	11,56	63	11,79
Tuyau p16	4,104	40	1,37
Tuyau p17	8,243	63	10,42
Tuyau p18	9,471	40	3,84
Tuyau p19	4,216	40	1,37
Tuyau p20	11,34	40	2,47
Tuyau p21	4,21	40	2,47
Tuyau p22	4,942	40	1,37
Tuyau p23	12,93	40	5,21

Tableau IV-3 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe) (suite)

Tuyau p24	4,509	40	2,47
Tuyau p25	9,403	40	2,74
Tuyau p27	10,52	40	1,37
Tuyau p28	3,105	40	1,37
Tuyau p29	24,86	75	19,26
Tuyau p30	5,291	40	1,37
Tuyau p31	12,75	40	1,37
Tuyau p32	5,462	40	1,37
Tuyau p33	31,92	75	16,52
Tuyau p34	7,267	40	2,47
Tuyau p35	7,685	40	1,37
Tuyau p36	18	40	9,94
Tuyau p37	5,42	40	1,37
Tuyau p38	8,109	40	2,74
Tuyau p39	6,991	40	1,37
Tuyau p40	6,046	40	1,37
Tuyau p41	10,13	40	1,37
Tuyau p42	9,004	40	7,20
Tuyau p43	2,81	40	-1,37
Pompe 2	/	/	42,57

Zone C :

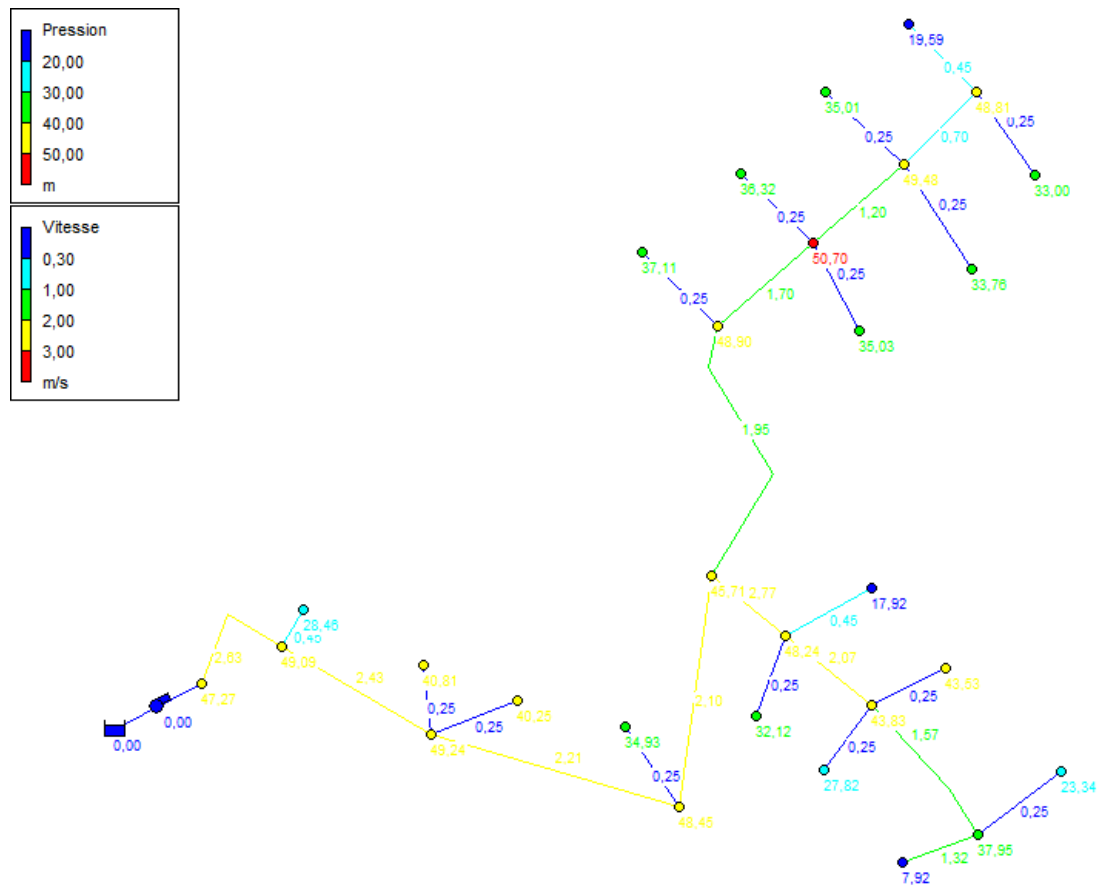


Figure : simulation sur EPANET de la Zone C

Récapitulatif des resultats :

Tableau IV-4 : Cotes et Pression de chaque nœud

Noeud	Altitude (m)	Demande Base (M3H)	Pression (m)
Noeud n1	152,461718	0	47,27
Noeud n2	152,869473	0	49,09
Noeud n3	182,469981	2,47	28,46
Noeud n4	154,080773	0	49,24
Noeud n5	168,502103	1,37	40,81
Noeud n6	169,054395	1,37	40,25
Noeud n7	158,865141	0	48,45
Noeud n8	172,375101	1,37	34,93
Noeud n9	152,963255	0	45,71
Noeud n10	155,535367	0	48,24
Noeud n11	185,81682	2,47	17,92
Noeud n12	171,644116	1,37	32,12
Noeud n13	158,677722	0	43,83
Noeud n14	158,958752	0	43,53
Noeud n15	174,667322	1,37	27,82
Noeud n16	163,403877	0	37,95
Noeud n17	178	1,37	23,34
Noeud n19	193,137068	7,2	7,92
Noeud n20	150,864939	0	48,90
Noeud n21	165,645552	1,37	37,11
Noeud n22	151,070471	0	50,70

Tableau IV-4 : Cotes et Pression de chaque nœud (suite)

Noeud n23	165,442817	1,37	50,70
Noeud n24	166,723023	1,37	36,32
Noeud n25	151,802519	0	35,03
Noeud n26	166,272174	1,37	49,48
Noeud n27	167,51434	1,37	35,01
Noeud n28	152,332031	0	33,76
Noeud n29	181,503166	2,47	48,81
Noeud n30	168,12132	1,37	19,59

Tableau IV-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (M3H)
Tuyau p1	6,241	75	32,42
Tuyau p2	3,866	50	2,47
Tuyau p3	15,34	75	29,95
Tuyau p4	4,398	50	1,37
Tuyau p5	6,757	50	1,37
Tuyau p6	22,75	75	27,21
Tuyau p7	4,156	50	1,37
Tuyau p8	20,51	75	25,84
Tuyau p9	8,304	50	15,15
Tuyau p10	6,108	50	2,47
Tuyau p11	5,357	50	1,37
Tuyau p12	9,825	50	11,31
Tuyau p13	6,034	50	1,37

Tableau IV-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas De pointe) (suite)

Tuyau p14	5,508	50	1,37
Tuyau p15	15,15	50	8,57
Tuyau p16	5,935	50	1,37
Tuyau p18	25,04	50	10,69
Tuyau p19	3,584	50	1,37
Tuyau p20	11,22	50	9,32
Tuyau p21	3,916	50	1,37
Tuyau p22	6,005	50	1,37
Tuyau p23	10,53	50	6,58
Tuyau p24	4,03	50	1,37
Tuyau p25	5,891	50	1,37
Tuyau p26	9	50	3,84
Tuyau p27	5,922	50	2,47
Tuyau p28	5,209	50	1,37
Tuyau p29	5,523	50	-7,20
Pompe 1	/	/	32,42

IV.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a résolu le problème de base pression sur quelques points de notre projet et notamment sur les étages les plus hauts des grandes tours, et cela en dimensionnant un système de surpression. Le système de surpression est considéré comme une solution, on a adopté une démarche par zones au lieu de prendre un système pour chaque immeuble ce qui réduira le coup de l'investissement.

CHAPITRE V : MANAGEMENT DE PROJET

V.1. Introduction

Le management des projets est l'ensemble des outils, techniques et méthodes qui permettent au chef de projet et à son équipe de conduire, coordonner et harmoniser les diverses tâches exécutées dans le cadre du projet. Dans l'hydraulique urbaine, nous intéressons sur la pose des canalisations.

V.2. Les différents types de pose de la canalisation :

Il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre ;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- la Passage de ponts
- la Pose sans tranchée ouverte

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et la nature du matériau de la canalisation et les différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs nous optons pour les poses suivantes :

V.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations :

V.3.1. Matérialisation :

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

V.3.2. Nivellement :

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

V.3.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a) Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivant :

$$V_{cr} = L \cdot b \cdot e$$

Avec :

V_{cr} : volume de la terre décapée en (m³) ;

L : longueur totale des tranchées en (m) ;

b : largeur de la couche végétale (m) ;

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer

b) Réalisation des fouilles :

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

-Environnement ;

-Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;

-Nature du terrain (avec ou sans eau) ;

-Profondeur de pose.

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.6 m pour :

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

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

- L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.
- Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique
- Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :
 - La largeur de la tranchée (b) ;
 - La profondeur de la tranchée (Htr) ;

c) Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{VII.1})$$

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

d) La profondeur de la tranchée :

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.50 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H_{tr} = D + H_1 + H_2 \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

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

H_1 : épaisseur de lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H_2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm ; on prend $H_2 = 1$ m

D : diamètre de la conduite (mm).

Donc :

$$H_{tr} = D + 1.1 \quad (\text{VII.3})$$

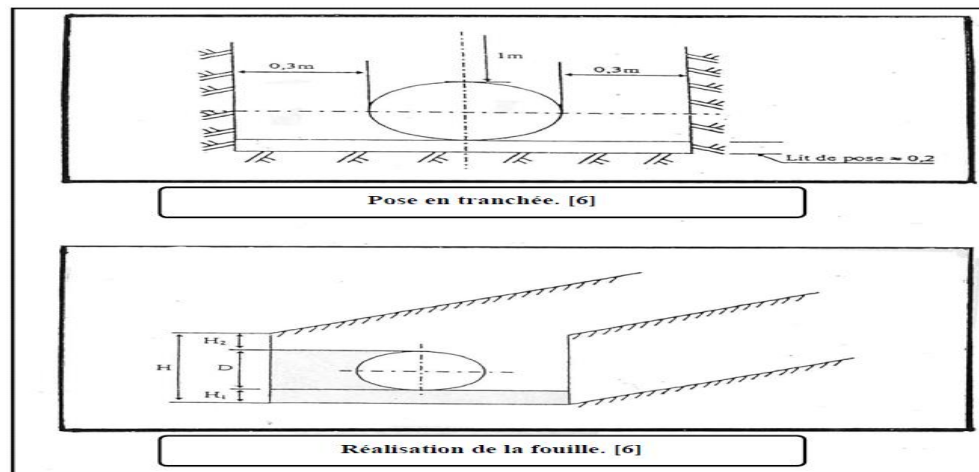


Figure V-1 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

V.4. la section de la tranchée:

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

$$S_{tr} = H_{tr} \times b$$

Avec :

S_{tr} : la section de tranchée (m²) ;

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

b : largeur de la tranchée (m) ;

V.5. Le volume de déblai :

Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivant :

$$V_d = S_{tr} \times L$$

Avec :

V_d : volume de déblai (m³) ;

S_{tr} : la section de tranchée (m²) ;

L : la longueur de la tranche (la longueur de la conduite) ;

Tableau V-1 : volume déblai et volume décapé

Linéaire (ml)	Diamètre (mm)	Largeur (m)	Htr(m)	V, deblais (m ³)	V, deblais Foisonné (m ³)	V,decapé (m ³)
788,9	500	1,1	1,7	1475,243	1770,2916	86,779
620,6	400	1	1,6	992,96	1191,552	62,06
2005,96	315	0,915	1,515	2780,7119	3336,8543	183,54534
1955	250	0,85	1,45	2409,5375	2891,445	166,175
958,23	200	0,8	1,4	1073,2176	1287,8611	76,6584
4394,5	160	0,76	1,36	4542,1552	5450,5862	333,982
661,2	125	0,725	1,325	635,16525	762,1983	47,937
1794,72	110	0,71	1,31	1669,2691	2003,1229	127,42512
331,56	90	0,69	1,29	295,12156	354,14587	22,87764
679,319	75	0,675	1,275	584,63891	701,5667	45,854033
1756,003	63	0,663	1,263	1470,4225	1764,507	116,423
194,296	50	0,65	1,25	157,8655	189,4386	12,62924
243,966	40	0,64	1,24	193,61142	232,3337	15,613824
totale				18279,919	21935,903	1297,9596

V.6. Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre projet on prend 0.2 m.

a) Le volume de lit de sable :

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{\text{sable}} = Ss \times L \quad (\text{VII.6})$$

Ss : la section de lit de sable est égale $Ss = e \times b$ (m²) ;

L : longueur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur de lit de sable, $e = 0.2$ m ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

b) Calcul Le volume de remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_R = V_d - \left[\left(\frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_{\text{sable}} \right] \quad (\text{VII.7})$$

V_R : volume de remblai

V_d : volume de déblai (m³) ;

V_{sable} : volume de lit de sable (m³) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur de la conduite ;

Tableau V-2 : volume remblais et du sable

diamètre(m)	Linéaire(m)	V,lit du sable m3	V,remblais m3
500	790	173,8	1146,4055
400	625	125	789,46
315	2010	367,83	2256,3197
250	1960	333,2	1980,175
200	960	153,6	889,4736
160	4400	668,8	3784,9328
125	670	97,15	529,79728
110	1800	255,6	1396,5718
90	340	46,92	246,03967
75	685	92,475	489,13921
63	1760	233,376	1231,5629
50	200	26	131,473
40	250	32	161,29742
total		2314,375	13508,315

V.7. Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée. [3]

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

V.7.1. Pelle hydraulique :

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

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



Figure V-2 : Pelle hydraulique

V.7.2. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure V-3 : Chargeur

V.7.3. Dozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure V-4 : Bulldozer.

V.7.4. Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

V.8. Evaluation du projet :

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

Les tableaux suivants montrent le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

V.8.1. Devis estimatif et quantitatives :

Le tableau suivant représente le devis estimatif et quantitatif

Tableau V-3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation

N°	DESIGNATIONDES TRAVAUX	UNITE	QUATITE	PRIX UNITAIRE(DA)	MONTANT ESTIMATIF(DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m ³	1300	300	390000
	Déblai	m ³	22000	300	6600000
	Pose de lit de sable	m ³	2300	400	920000
	Remblai	m ³	13500	300	4050000
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution (PEHD PN10)				
	500	ML	790	12125,22	9578923,8
	400	ML	625	7876,71	4922943,8
	315	ML	2010	4887,41	9823694,1
	250	ML	1960	3050,3	5978588
	200	ML	960	1951,08	1873036,8
Distribution	160	ML	4400	1275,86	5613784
	125	ML	670	774,78	519102,6
	110	ML	1800	608,4	1095120
	90	ML	340	415,95	141423
	75	ML	685	350,6	240161
	63	ML	1760	270,84	476678,4
	50	ML	200	220,5	44100
	40	ML	250	180,47	45117,5
3	Réalisation de regards de sectionnement en béton armé avec la pose de vanne de sectionnement et pièces spéciales de raccordement (croix, tés, coudes, réductionetc), realisation des baches a eaux				
Noeuds	/	U	35	25 000	875 000

Tableau V-3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation (suite)

Baches a eaux	/	U	2	1000000	2000000
3 pompes	/	U	2	500000	1000000
				Totale HT	44227673
				TVA 19 %	8403257.87
				TOTALE TTC	52630930.87

V.9. Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'AEP et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose.

Nous avons estimé aussi le cout total de projet qui est de 52 630 930.87 DA

CONCLUSION GENERAL :

A travers cette étude, nous avons fait une étude du système de l'alimentation d'eau potable des ilots 28 – 29 de la nouvelle ville de sidi abdelah.

Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle a été menée sur trois volets, la première partie basée sur la récolte de l'information et le calcul des besoins en eaux; la deuxième partie a consisté à établir le schéma du réseau de l'alimentation en eau potable de la région d'étude ; et enfin la dernière partie s'est focalisé sur le système de surpression.

A travers ces étapes nous avons : Examiné tout d'abord la zone d'étude et estimé ses besoins en eau, par la suite dimensionné le nouveau réseau de distribution en utilisant des conduites en PEHD. La simulation et le dimensionnement de ce réseau est faite au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique 'EPANET'. Aussi, nous avons dimensionné un système de surpression qui comporte des baches a eaux et deux pompe surpresseur raccordé a plusieurs immeubles sur 3 zones. Dans le but de garantir un bon confort au usagées.

Enfin, nous avons estimées le cout de la réalisation du projet en question.

ANNEXE :

Tableau 0-1 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
(h)					
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3

05-06	3	3.5	4.1	3.5	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.95	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.15	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.65	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5

17-18	6.5	5.5	4.1	4.45	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Tableau 0-3 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

(Suite)

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 ≥ 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants de notre projet est 154600), dont la partition est indiquée dans le Tableau N° II -12.

Références bibliographique

[1] SALAH Boualem (E.N.S.H 1994) : Cour d'alimentation en eau potable

[2] **Jacque Bonvin** : Hydraulique urbaine I Captages- Réseaux d'adduction-réservoirs Réseaux de distribution-Equipements- pompes – petites centrales hydrauliques (Version (2005))

[3] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977.

[4] **Guide** technique de réalisation de tranches DINEPA (juin 2013)

[5] Règles de *pose des canalisations en plastique destinées aux projets d'alimentation en eau potable* : Ministère des ressources en eau

[6] **DUVEAU (M)** , alimentation en eau des immeubles de grande Hauteur, Lyon 1996.

[7]. **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[9] **MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU** : POLITIQUE GOUVERNEMENTALE DANS LE DOMAINE DES RESSOURCES EN EAU Septembre 2015

[10] <http://www.mhuv.gov.dz/> : document du ministère de l'habitat daté du 'lundi 09 octobre 2017'