الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵙⵔⵜ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵙⵙⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES ILOTS 10 ET 11 DE LA NOUVELLE VILLE DE SIDI ABDELLAH W.ALGER

Présenté par :
BOURKAB AYMENE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
DJOUDAR HALLAL Dahbia	M.C.A	Promoteur

Session Juin 2022

Dédicace

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

- Ma mère et mon père pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but.
- Mes frères Maroua et Abdou.
- Tous mes amis et spécialement : Hichem,Chakib,Nadir,Zaki.
- Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.

BOURKAB AYMENE.

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études. Je remercie fortement ma promotrice : Mme. DJOUDAR DAHBIA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

- Je remercie également M. Salah BOUALEM, M. AMMARI AbdelhadI, Mme. KADI Latifa qui m'ont donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers leurs services.

- Sans oublier aussi mon père BOURKAB NOURREDINE et ma mère BENSMAIL NACERA pour leurs soutiens durant toute ma scolarité.

- Je tiens à remercier aussi: Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

ملخص :

تتضمن مذكرة نهاية الدراسة تحديد شبكة توزيع المياه على مستوى المدينة 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 الإحتياج للمياه، وكذا حجم الخزانات الضرورية، بعدها قمنا بإنجاز الشبكة بطريقة تخدم المستهلكين في المنطقة.

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 d'un réseau d'AEP au niveau de la nouvelle ville de sidi Abdellah wilaya d'Alger.

On vise à projeter un réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Sidi Abdellah, 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 les réservoirs de stockage nécessaire. Ensuite, on a élaboré notre réseau d'AEP de façon à desservir au mieux les consommateurs de la région.

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

Abstract:

The purpose of this thesis is the dimensioning of an AEP network for the new city of the "SIDI ABDELAH" in Algiers.

The main objective is to supply drinking water for the new city "Sidi Abdelah". This was developed in several steps: first, we started by identifying the need for drinking water according to the population rate and the number of infrastructures of the city, as well as the necessary storage tanks. Then, we developed our water network to better serve the consumers in the area.

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

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTIONGENERALE ……2

I. CHAPITRE I : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE : 4

I.1.1 Introduction : 4
I.1.2 Présentation de ville nouvelle de sidi Abdellah : 4
I.1.3 Situation géographique : 4
I.1.4 Situation topographique : 5
I.1.5 Situation géologique : 5
I.1.6 Situation climatologique : 6
I.1.7 Situation hydrographie : 6
I.1.8 Situation hydrogéologique : 7

I.2 Zone d'étude nouvelle ville Sidi Abdellah : 7

I.3 Conclusion : 8

II. CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS 10

II.1 Introduction : 10

II.2 Estimation de la population : 10

II.3 Estimation des Besoins journalière : 10
II.3.1 Généralité : 10
II.3.2 Catégories des besoins : 10
II.3.3 Choix de la dotation : 11
II.3.4 Besoins en eau par catégorie : 11
II.3.5 Récapitulation des besoins journaliers en eaux : 12

II.4 Estimation des Besoins horaires : 12
II.4.1 Evaluation de la consommation horaire par les coefficients d'irrégularités : 12
II.4.2 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant : 16

II.5 Calcul de la consommation horaire : 17
II.5.1 Récapitulatif des résultats : 20

II.6 Conclusion : 20

III. CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION 22

III.1 Introduction : 22

III.2 Type de l'Adduction : 22
III.2.1 Etude des adductions gravitaires : 22

III.3 Critères de sécurité Et choix du tracé : 24

III.4 Choix des matériaux : 24

III.5 Equipements hydrauliques des conduites d'adduction : 28

III.6 Proposition des variantes : 28

III.7 Etude des variantes : 30
III.7.1 Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire : 30
III.7.2 Comparaison des deux variantes : 35
III.8 Conclusion : 36

IV. CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION 38
IV.1 Introduction : 38
IV.2 Choix du type de réseau de distribution : 38
IV.2.1 Réseau ramifié : 38
IV.2.2 Réseau maillé : 38
IV.2.3 Réseau mixte : 38
IV.2.4 Réseau étagé : 39
IV.3 Conception du réseau de distribution : 39
IV.4 Choix du type de matériaux : 39
IV.5 Principe du tracé du réseau : 39
IV.6 Détermination des débits : 40
IV.6.1 Cas de pointe : 40
IV.6.2 Cas de pointe + incendie : 43
IV.7 Description du logiciel EPANET : 46
IV.7.1 Fonction et application : 46
IV.7.2 Le plan de réseau projeté : 47
IV.7.3 Résultat de la simulation du réseau : 47
IV.8 Interprétation du résultat : 55
IV.9 Type de canalisations : 55
IV.10 Appareil et accessoires du réseau : 56
IV.11 Le réseau vertical d'un bâtiment : 58
IV.11.1 Choix des matériaux pour un réseau : 58
IV.11.2 Les paramètres hydrauliques des réseaux intérieurs de distribution d'eau: 58
IV.11.3 La pression origine de l'eau : 59
IV.11.4 Le débit : 59
IV.11.5 Simultanéité des puisages : 59
IV.11.6 La vitesse : 61
IV.11.7 Pertes de charges : 61
IV.11.8 Calcul du diamètre des canalisations intérieures et branchement général : 61
IV.11.9 Le Dimensionnement : 62
IV.12 Conclusion : 68

V. CHAPITRE V: ESTIMATION DU STOCKAGE 70
V.1 Introduction : 70
V.2 Rôle des réservoirs : 70

V.3 Emplacement du réservoir : 71
V.4 Classification des réservoirs : 71
V.4.1 Le matériau de construction : 71
V.4.2 Selon la forme de la cuve : 72
V.5 Equipement du réservoir : 72
V.6 Analyse de la capacité de stockage : 73
V.6.1 Principe de calcul : 73
V.6.2 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation : 73
V.7 Conclusion : 76

VI. CHAPITRE VI: MANAGEMENT DE PROJET....78

VI.1 Introduction : 78
VI.2 Les différents types de pose de la canalisation : 78
VI.3 Les différents travaux de mises en place des canalisations : 78
VI.3.1 Matérialisation : 78
VI.3.2 Nivellement : 79
VI.3.3 Excavation des tranchées : 79
VI.4 La section de la tranchée : 81
VI.5 Le volume de déblai : 82
VI.6 Lit de pose : 82
VI.6.1 Le volume de lit de sable : 83
VI.6.2 Calcul Le volume de remblai : 83
VI.7 Définitions des engins de terrassement utilisés : 84
VI.7.1 Pelle hydraulique : 84
VI.7.2 Chargeur : 85
VI.7.3 Dozer : 85
VI.7.4 Compacteur (vibrateur de sol) : 85
VI.8 Evaluation du projet : 85
VI.8.1 Devis estimatif et quantitatives : 86
VI.9 Planification des travaux : 87
VI.9.1 Planification par la méthode du réseau....87
VI.10 Conclusion : 89

CONCLUSION GENERALE 91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Besoin en eau d'équipements.....12
Tableau II-2:βmax en fonction du nombre d'habitants. 13
Tableau II-3: le coefficient βmin en fonction du nombre d'habitants.....14
Tableau II-4:Répartition horaire du débit maximum journalier. Source : (polycop D'AEP de Salah Boualem). 17
Tableau II-5: variation des débits horaires. 18
Tableau II-6: variation des débits horaires(suite).....19
Tableau II-7: Récapitulatif des résultats. 20
Tableau III-1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P. 26
Tableau III-2 Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P. 27
Tableau III-3: les caractéristiques des deux variantes (donnés par le bureau d'étude hydraulique Cosider Sidi Abdellah). 29
Tableau III-4: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau. 30
Tableau III-5: le diamètre calculé pour les deux variantes. 31
Tableau III-6: les longueurs des diamètres normalisés imposées, et la vitesse dans chaque tronçon. 32
Tableau III-7: la charge et la pression pour la première variante. 33
Tableau III-8: la vitesse et le diamètre pour la première variante. 34
Tableau III-9: charge et la pression pour la première variante. 35
Tableau III-10: la vitesse et le diamètre pour la première variante. 35
Tableau III-11: Comparaison économique entre les variantes retenues. 35
Tableau IV-1: débits nodaux du réseau en cas de pointe. 42
Tableau IV-2: débits nodaux du réseau en cas de pointe. (Suite). 43
Tableau IV-3: débits nodaux du réseau en cas de pointe+incendie. 44
Tableau IV-4: débits nodaux du réseau en cas de pointe+incendie (Suite). 45
Tableau IV-5: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe. 48
Tableau IV-6: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe(suite). 49
Tableau IV-7: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe. 50
Tableau IV-8: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe(suite). 51
Tableau IV-9: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie. 52
Tableau IV-10: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie(suite). 53

Tableau IV-11: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie. 54
Tableau IV-12: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie (suite). 55
Tableau IV-13: Les débits de base. 63
Tableau IV-14: les coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant (bâtiment de R+6). 64
Tableau IV-15: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+6). 64
Tableau IV-16: les pertes de charge (bâtiment de R+6). 65
Tableau IV-17: Calcul des pressions (bâtiment de R+6). 65
Tableau IV-18: les coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant (bâtiment de R+9). 66
Tableau IV-19: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+9). 66
Tableau IV-20: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+9). 67
Tableau IV-21: Calcul des pressions (bâtiment de R+9). 67
Tableau V-1: Détermination de la capacité du stockage. 74
Tableau V-2: Détermination de la capacité du stockage(suite). 75
Tableau VI-1: volume déblai et volume décapé. 82
Tableau VI-2: volume remblais et du sable. 84
Tableau VI-3: Devis estimatif et quantitatives de canalisation. 86
Tableau VI-4: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier. 88
Tableau VI-5: Détermination des délais. 89

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Localisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah Situation topographique. 5
Figure I-3Carte géologique de la Mitidja-Est (MacDonald et Partners,1983).....6
Figure I-4:Carte du réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.....7
Figure I-5: image satellite non traitée de la zone d'étude au niveau de la nouvelle ville Sidi Abdellah.....8
Figure II-1:Graphique de la consommation. 19
Figure II-2:Courbe de la consommation. 20
Figure III-5: résultat simulation pour la première variante.....33
Figure III-6: résultat simulation pour la deuxième variante. 34
Figure IV-1: plan de réseau projeté. 47
Figure IV-2: la résultat de la simulation en cas de pointe. 48
Figure IV-3: la résultat de la simulation en cas de pointe+ incendie. 52
Figure V-1: schéma d'un réservoir de distribution. 72
Figure VI-1: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire. 81

INTRODUCTION GENERALE

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 à 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 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. CHAPITRE I : DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE :

I.1.1 Introduction :

C'est à travers ce premier chapitre que notre zone d'étude est bien décrite en identifiant ses caractéristiques géographiques, topographiques, hydrologiques, hydrogéologiques et climatiques, et nous aborderons également les ressources hydrauliques actuelles.

I.1.2 Présentation de ville nouvelle de sidi Abdellah :

La ville nouvelle de Sidi Abdallah fait partie de la région sahélienne d'Alger, entre la plaine de Mitidja (sud) et la plaine littorale (nord). Elle se compose de deux villes principales (Mahelma et Rahmania) et de deux agglomérations secondaires (Douar Sidi Abdellah et Douar Zaâtria). Le principe de développement est basé sur le centre-ville et la topographie existants. Le réseau routier existant forme la structure relationnelle entre les nouveaux quartiers.

L'agglomération est divisée en 36 zones, principalement déterminées par le site ou la structure existante. Leurs conceptions sont continuées les unes 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 Douaouda.

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



Figure I-1: Localisation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah Situation topographique.

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 230 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.

I.1.5 Situation géologique :

La ville nouvelle Sidi Abdellah fait partie de la Mitidja, sa nature géologique est donc très riche, les terres fertiles sont principalement composées de couches alluviales (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 meilleures pour l'agriculture.

La Mitidja a donné naissance à une sédimentation active dont les éléments proviennent des reliefs de l'Atlas Blidéen. A la fin du Pliocène et au Quaternaire, deux réservoirs aquifères se sont individualisés.

Il s'agit de :

- L'Astien formé par des calcaires et grès d'origine continentale.

- La formation quaternaire composée principalement d'alluvions grossières (graviers, galets, limons et argiles en quantités variables). Ces dernières sont puissantes au centre (100 à 200 m) et s'amincissent en allant vers les bordures.

Ces deux réservoirs sont séparés dans toute la plaine par les marnes jaunes semi-Perméables de la formation d'El Harrach (Villafranchien) sauf au niveau de la poche de Rouïba où les deux aquifères sont en contact. Ces deux aquifères reposent sur un substratum imperméable, généralement constitué par les marnes grises et bleues du Plaisancien.

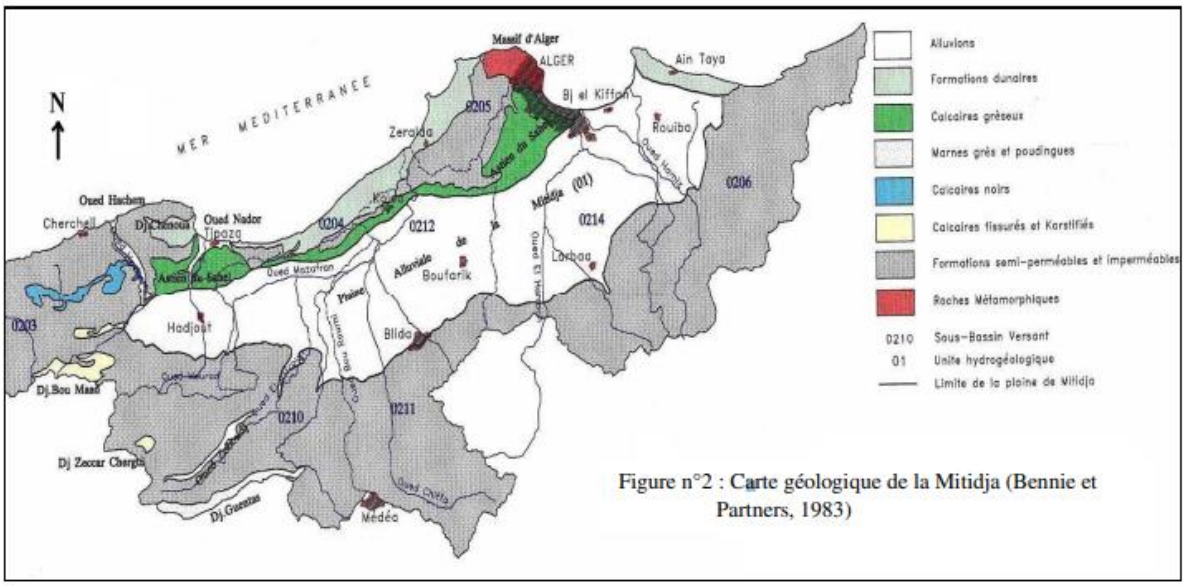


Figure n°2 : Carte géologique de la Mitidja (Bennie et Partners, 1983)

Figure I-2Carte géologique de la Mitidja-Est (MacDonald et Partners,1983).

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.

I.1.7 Situation hydrographie :

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.

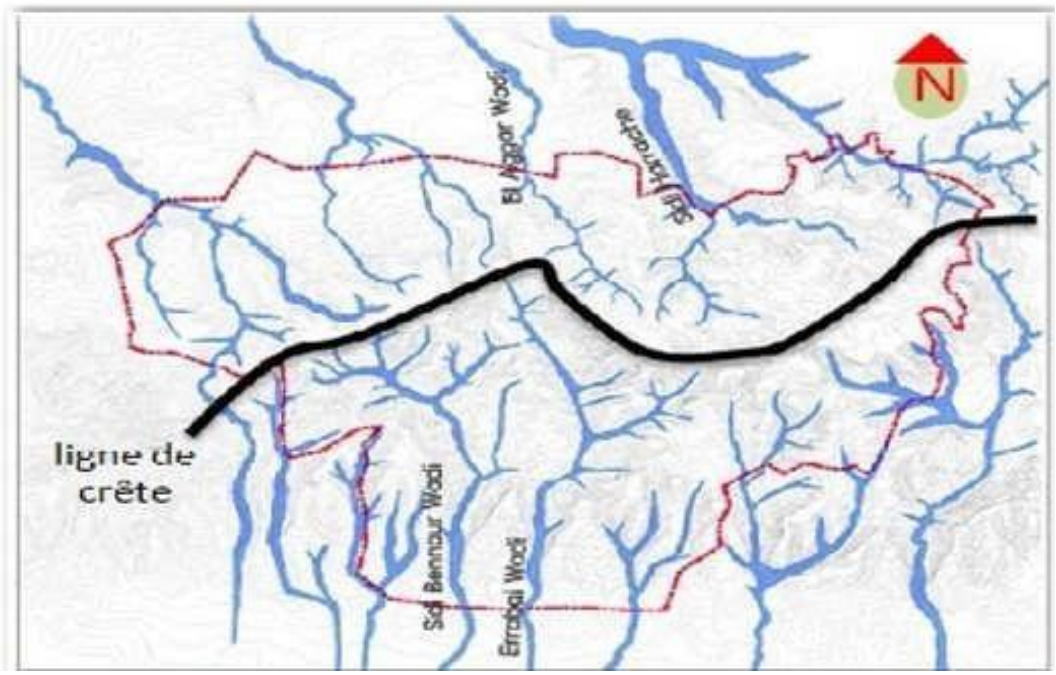


Figure I-3:Carte du réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.

I.1.8 Situation hydrogéologique :

Le Sahel Algérois s'étend depuis le massif de Bouzaréah dominant Alger à l'est, au mont Chenouaà 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 (INFO 599 TEFESCHOUN). En effet leur faible épaisseur et leur extension dispers 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 d'étude nouvelle ville Sidi Abdellah :

Notre étude se base sur les ilots 10 et 11 au niveau de la nouvelle ville de Sidi Abdellah (voir la planche N°1)

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

L'ilot comporte 1398 logements.



Figure I-4: image satellite non traitée de la zone d'étude au niveau de la nouvelle ville Sidi Abdellah.

I.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu un aperçu général de la ville nouvelle de Sidi Abdallah, nous donnant une idée de la topographie, du climat, et des diverses ressources disponibles.

Ces différentes informations représentent les données de base pour le développement de notre travail, à savoir la conception du réseau d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

II. CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

II.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau est une étape importante pour le dimensionnement d'un réseau D'AEP, elle a pour but d'estimer avec le plus d'exactitude possible la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération. 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'évaluation des besoins en eau potable pour le programme des 1398 logements. Se fera sur la base de la consommation domestique et les besoins pour les équipements.

L'estimation de la population se base sur le taux d'occupation de logement 'T.O.L'.

Le nombre total des logements = 1398.

Donc le nombre total de la population dans notre projet :

(1398* $\boldsymbol{\theta}$) = 1398*6= 8388 habitants.

$\boldsymbol{\theta}$: Taux d'occupation des logements 6 habitants/logement (source Apc Mahelma).

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 rencontreplusieurs types de besoins :

- Besoins domestiques.

- Besoins publics.

- Besoins industriels.

Autre besoins (Hôpitaux, sanitaire, protection civile...).

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.

II.3.3 Choix de la dotation :

La consommation en eau dépend du confort des habitations, le niveau de vie de la population ainsi l'accroissement démographique, la dotation moyenne par habitant et par jour est estimée comme suit : Ville de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant. Ville de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant. Ville de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant

Pour notre projet, on définit la dotation par 150 l/j par habitant (source Apc Mahelma).

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:

$$Q_{moy,\,j} = \frac{Dot \times N}{1000}$$

Tels que :

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

Dot : La dotation.

N : Le nombre d'habitants.

A.N :

$$Q_{moy,\,j} = \frac{150 \times 8388}{1000}$$

$$Q_{moy,\,j} = 1258{,}2\ m3/j$$

II.3.4.2 Besoins des équipements :

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

Le site est équipé par deux écoles primaires et un collège.

Les Besoins en eaux d'équipements sont représentés dans Le tableau suivant :

Tableau II-1: Besoin en eau d'équipements.

Equipement	Surface (m2)	Dotation (l/j/m2)	Q l/j	Q m3/j	Q l/s
Ecole 1	2370	5	11850	11.85	1.37
Ecole 2	2100	5	10500	10.50	1.21
CEM	4600	5	23000	23.00	2.66

(source Apc Mahelma).

Donc:

$$Q_{emoy,\,j} = 45{,}35\ m3/j$$

II.3.5 Récapitulation des besoins journaliers en eaux :

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

$$Q_{moy,j} = 1303{,}55 \times 1{,}2 = 1564{,}26\ m3/j$$

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

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 ($K_{max\,j}$) :

L'irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$\text{Kmax, j} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}}$$

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

Avec :

Kmax,j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

Qmax,j : Débit de consommation maximum journalier.

Qmoy,j : Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de Kmax,j varie entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas on prend : Kmax,j= 1,2.

II.4.1.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale journalière (Kmin.j) :

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

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. Kmin,j varie de 0,7 à 0,9. Pour notre cas nous prenons Kmin, j = 0,8.

II.4.1.2 Coefficients d'irrégularité Horaires :

II.4.1.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax.h) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il dépend de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort C'est ce qui permet de déterminer le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

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

Avec :

- α max : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend α max = 1,2.

- βmax : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-2: le coefficient βmax en fonction du nombre d'habitants.

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

(source polycopie D'Aep de Salah Boualem).

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 8388 hab., donc βmax = 1,34.

$$K_{max\,h} = 1{,}2 \times 1{,}34 = 1{,}61$$

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire :

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

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 αmin = 0,5.

βmin : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-3: le coefficient βmin en fonction du nombre d'habitants.

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

(source polycopie D'Aep de Salah Boualem).

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 8388 hab. donc βmin = 0,34.

$$K_{min\,h} = 0{,}5 \times 0{,}34 = 0{,}17$$

II.4.1.3 Détermination des débits journaliers :

II.4.1.3.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif à la journée de la plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} . Q_{moy,j}$$

Avec :

Qmax,j : débit maximum journalier en m 3 /j.

Qmoy.j : débit moyen journalier en m3 /j.

Kmax,j : coefficient d'irrégularité maximale des variation de la consommation journalièr.

$$Q_{max\,j} = K_{max\,j} \times Q_{moy,j} = 1564{,}26 \times 1{,}2$$

Qmax j = 1877,112 m3/j

II.4.1.3.2 Consommation minimale journalière (Qmin.j) :

C'est le débit du jour de faible consommation pendant l'année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j}$$

Avec :

Qmin,j : débit minimal journalier en m 3 /j.

Qmoy.j : débit moyen journalier en m3 /j.

Kmin,j : coefficient d'irrégularité minimal des variation de la consommation journalière.

$$Q_{min,j} = 0.8 \times 1564{,}26$$

$$\boldsymbol{Q_{min,j} = 1251{,}408\ m3/j}$$

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 formule suivante :

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

Avec :

Qmoy,h : débit moyen horaire en m3/h.

Qmax,j : débit maximum journalier en m3/j.

$$Q_{moy,h} = \frac{\mathbf{1877{,}112}}{24}$$

$$Q_{moy,h} = 78{,}213\ m3\ /h$$

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 formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h}$$

$$Q_{max,h} = 1{,}61 \times 78{,}213 = 125{,}92\ m3/h$$

Avec :

Q moy,h : débit moyen horaire en m 3 /h.

Q max,h : débit maximum horaire en m 3 /j.

K max,h : coefficient d'irrégularité maximale horaire ; donne notre cas égale à 1,5.

II.4.1.4.2 Débit minimum horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h}$$

$$Q_{min,h} = 0.17 \times 78{,}213 = 13{,}30\ m3/h$$

Avec :

Q moy,h : débit moyen horaire en m3 /h.

Q max,h : débit minimum horaire en m3 /j.

K min,h : coefficient d'irrégularité min horaire; donne notre cas égale à 0,18.

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 dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau

Tableau II-4:Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	' 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(source polycopie D'Aep de Salah Boualem).

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 :

$$Q_h = \frac{P(\%) * Q_{maxj}}{100} (m3/h)$$

Avec :

Qh : Débit horaire nécessaire [m3/h].

Qmaxj : débit journalière [m3/j].

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

Tableau II-5: variation des débits horaires.

Heures	C(%)	Q(m3/h)	C (%) cumul	Q(m3/h) cumul
00_1	1,00%	18,77112	1,00%	18,77112
1_2	1,00%	18,77112	2,00%	37,54224
2_3	1,00%	18,77112	3,00%	56,31336
3_4	1,00%	18,77112	4,00%	75,08448
4_5	2,00%	37,54224	6,00%	112,62672
5_6	3,00%	56,31336	9,00%	168,94008
6_7	5,00%	93,8556	14,00%	262,79568
7_8	6,50%	122,01228	20,50%	384,80796
8_9	6,50%	122,01228	27,00%	506,82024
9_10	5,50%	103,24116	32,50%	610,0614
10_11	4,50%	84,47004	37,00%	694,53144
11_12	5,50%	103,24116	42,50%	797,7726
12_13	7,00%	131,39784	49,50%	929,17044
13_14	7,00%	131,39784	56,50%	1060,56828
14_15	5,50%	103,24116	62,00%	1163,80944
15_16	4,50%	84,47004	66,50%	1248,27948

Tableau II-6: variation des débits horaires(suite).

16_17	5,00%	93,8556	71,50%	1342,13508
17_18	6,50%	122,01228	78,00%	1464,14736
18_19	6,50%	122,01228	84,50%	1586,15964
19_20	5,00%	93,8556	89,50%	1680,01524
20_21	4,50%	84,47004	94,00%	1764,48528
21_22	3,00%	56,31336	97,00%	1820,79864
22_23	2,00%	37,54224	99,00%	1858,34088
23_24	1,00%	18,77112	100,00%	1877,112

D'après le tableau on a : $Q_{max,h}$ = 131,397 m^3/h $Q_{min,h}$ = 18,77 m^3/h

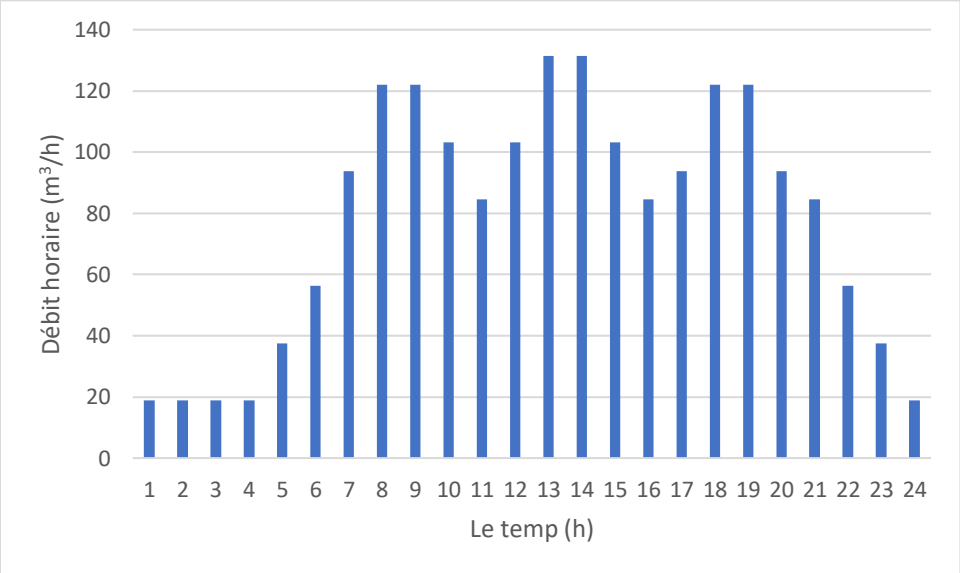


Figure II-1:Graphique de la consommation.

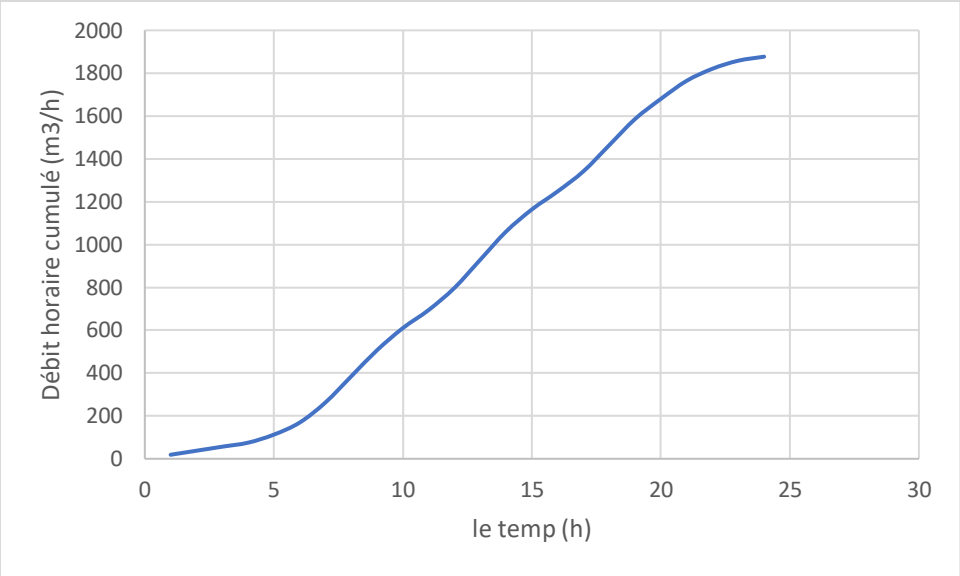


Figure II-2:Courbe de la consommation.

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 nombre d'habitants (méthode graphique) est donné par le tableau suivant :

Tableau II-7: Récapitulatif des résultats.

	$Q_{max,h}$ (m^3/h)	$Q_{min,h}$ (m^3/h)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)
Méthode Graphique	131,39	18,77	78,213
Méthode Analytique	125,92	13,30	78,213

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 réseau d'AEP de notre agglomération.

CHAPITRE III: Dimensionnement de l'adduction

III. CHAPITRE III: Dimensionnement de l'adduction

III.1 Introduction :

Le but de ce présent chapitre est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs, et pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qui est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

III.2 Type de l'Adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire : la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).
- Adduction par refoulement : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge).
- Adduction mixte : rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

III.2.1 Etude des adductions gravitaires :

L'écoulement se fait sous la seule action de la pesanteur :

- ✓ **Adduction gravitaire en charge :**

Pour l'élaboration d'un projet d'adduction gravitaire en charge, on suit les étapes suivantes :

- Détermination du diamètre de la conduite le plus avantageux.
- Choix du tracé d'adduction pour avoir une longueur minimale, en suivant les voies de communication de préférence (pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance).
- Types de tuyaux à utiliser.
- Nombre de lignes de conduites.

- Pose de conduites, enterrées le plus souvent dans un souci de protection, de facilité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau.

- Protection des conduites contre le régime transitoire, les poussées et la corrosion.

✓ **Conduites gravitaires en série reliant deux réservoirs :**

Cas 1 :

Lorsque les cotes amont et aval sont imposées, le débit et la longueur imposés et, que le diamètre est à déterminer alors :

- Si le diamètre déterminé est unique et satisfait théoriquement les conditions imposées, la ligne de charge est une ligne droite qui relie le plan d'eau des deux réservoirs.

- Le plus souvent le diamètre Dc (calculé) ne coïncide pas avec le diamètre normalisé DN et par conséquent sera compris entre deux diamètres normalisés DN1 et DN2.

- DN1 <Dc< DN2.

Cas 2 : existence sur le tracé d'un point écrêté par la ligne piézométrique :

Il arrive qu'en pratique, l'eau n'arrive pas au réservoirs « C_2 du fait d'un écrêtement de la ligne de charge en un ou plusieurs points du profil en long et, ceci dans le cas d'un diamètre unique.

Etant donné que les cotes C1 et C_2 sont imposées, on doit relever la ligne piézométrique C1-BC2 de quelques mètres au-dessus du point B en provoquant une cassure de cette ligne par utilisation de deux tronçons C_1B et BC_2 (DC1B> DBC2) et étudier la position de la ligne piézométrique brisée pour différents niveaux d'eau dans les réservoirs de façon à éviter l'écrêtement.

Cas 3 : Un tronçon de l'adduction gravitaire présente une pression exagérée.

Le réservoir A est supposé destiner à alimenter une agglomération avec des pressions au sol suffisantes.

Selon le tracé de la canalisation, on porte le profil piézométrique correspondant (diamètre unique) qui sera une ligne droite joignant les points S et A.

Vu le profil en long du terrain accidenté, il faut examiner si certains tronçons ne supportent pas des pressions trop importantes.

Dans le cas contraire les tronçons concernés doivent comporter des conduites spécialement étudiées.

Dans certains cas, on utilise des brises-charges qui permettent de diminuer la pression acceptable (CD) par les tronçons concernés. Le brise-charge sera installé à une cote égale à la cote du point défavorable (D) augmentée de la pression susceptible d'être jusqu'à une valeur supportée par la conduite concernée.

La ligne de charge résultante sera : S-1-2-A et la grandeur brisée sera : 1-2.

III.3 Critères de sécurité Et choix du tracé :

Pour effectuer un tracé meilleur de la conduite d'adduction on doit s'efforcer de réunir dans la mesure du possible les conditions suivantes :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible pour des raisons économiques.
- Eviter la traversée des massifs boisés.
- Eviter les contres pentes.
- Donner la priorité au passage sur les terrains publics donc éviter les terrains privés et non cultivés.
- Contourner les zones rocheuses.
- Éviter les zones d'instabilité géotechnique.
- Éviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles. (Traversée de rivières, chemin de fer, etc…).

III.4 Choix des matériaux :

Le choix du matériau pour les conduites représente une des options fondamentales du projet.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue :

- Les tuyaux en fonte.
- Les tuyaux en acier.
- Les tuyaux en matière thermoplastique.
- Les tuyaux en béton.

✓ **Sur le plan technique :** cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service.

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des chargesmobiles.

- Adaptation aux terrains de pose.

- Bonne étanchéité.

- Facilité d'entretien et de mise en service.

- ✓ **Sur le plan économique :** cette faisabilité dépend essentiellement :

Du prix de la fourniture et du transport.

De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable.

- **A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment.

- **En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène(PEHD).

Les plus utilisés sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Pression nominal selon le diamètre de la conduite (mm)	**Longueur courante de la conduite**	**Avantages**	**Inconvénients**
Acier			
60bars φ<150 50bars 150<φ<270 40bars 275<φ<400	6 - 12 m	-Bonne étanchéité. -Découpable et soudable. -Cintrable selon la demande. -Resistance à des pressions élevées. -Disponible sur le marché. -Plus léger que la fonte ductile. -Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). -Durée de vie courte 20 ans
Fonte ductile			
50 barsφ<600 40bars φ>600	6m: φ<800 7m: φ>800	-Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	-Sensible à lasurcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à lacorrosion. -Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	-5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites.	-Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.

Tableau III-2 Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Poly Ethylène à Haute Densité (P.E.H.D.)			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	-Faible rugosité qui se maintient au long des années. -Bonnes caractéristiques hydrauliques. -Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. -Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. -Plus souple et moins cher -Resistance aux rayons U-violet.	-Pression de service limitée.

III.5 Equipements hydrauliques des conduites d'adduction :

Les équipements classiques prévus sur notre réseau d'adduction se résument comme suit

- ✓ **Les ventouses :**

Il s'agit d'ouvrages abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Les ouvrages seront installés aux points hauts des tronçons de la conduite. Pour des raisons de sécurité, les ventouses doivent assurer les trois fonctions suivantes :

- Évacuation de l'air qui en fonctionnement normal de la conduite, à tendance à s'accumuler aux points hauts.

- Évacuation de l'air dans la conduite au moment de son remplissage.

- Admission de l'air lors des vidanges provoquées ou accidentelles de la conduite.

- ✓ **Les vidanges :**

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les bas du tronçon de conduite. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite principale.

- ✓ **Vanne de sectionnement :**

Les vannes de sectionnement permettent d'isoler des tronçons de conduite afin d'éviter de vidanger l'ensemble de la conduite en cas d'intervention. Elles sont implantées d'une part au niveau de franchissements particuliers (oueds, routes...), et d'autre part de telle sorte que les tronçons à vidanger ne soient pas trop longs. On prévoira au moins une vanne de sectionnement tous les 5 kilomètres de conduite ainsi que, sur une conduite principale d'adduction, à l'aval de chaque piquage important

III.6 Proposition des variantes :

Le but de cette étude, est l'établissement d'un système d'AEP de l'ilot à partir des ressources existantes.

Il faut que la variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique (une étude technico–économique entre les variantes proposées), et pour cela on a proposé deux variantes :

- ✓ **Variante 01 :**

La conduite principale qui suit la voirie principale 1.1 (on PEHD, débit de 250 l/s) est alimenté à partir d'un réservoir existant avec une capacité de 5000m3. Nous avons proposé un piquage gravitaire à partir de cette conduite on suit la voirie 'A' jusqu'à la zone d'étude.

- ✓ **Variante 02 :**

Nous avons proposé un piquage gravitaire à partir de la même conduite principale.
Mais cette fois on suivent la voirie N°05 jusqu'à la zone d'étude.

Le tableau suivant regroupe les caractéristiques des deux variantes.

Tableau III-3: les caractéristiques des deux variantes (donnés par le bureau d'étude hydraulique Cosider Sidi Abdellah).

Variante	Cote de terrain naturel au point de piquage (m)	Pression au Point de piquage (mce)	Longueur de la Conduite (m)
Variante n°01	192,10	30	315,718
Variante n°02	195,34	25,95	693.3

III.7 Etude des variantes :

III.7.1 Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire :

III.7.1.1 Méthode analytique :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta HT = \frac{K * Leq * Q^B}{{D_{av}}^m}$$

ΔHT : Perte de charge totale.

Le : longueur équivalent de la conduite.

Le=Lg+Lec ,Lg : Longueur géométrique de la conduite (m).

Lec : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s).

Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

ΔHT=1,10*ΔH^{lin} Leq=1.10*Lg

ΔH^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K', m et qui sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-4: les Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

(source polycopie D'Aep de Salah Boualem).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type de matériau.

K' : coefficient de perte de charge.

Par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite, et On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{K' * Leq * Q^{\beta}}{\Delta HT}}$$

Dans notre cas, on prend : K'= 0,001052 ; β= 2 ; m =4,772 (matériaux : PEHD).

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité

Q=V*S $V = \frac{4*Q}{\pi*D^2}$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s).

S : section de la canalisation (m2).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Le tableau suivant nous montre le diamètre calculé pour les deux variantes :

Tableau III-5: le diamètre calculé pour les deux variantes.

Variantes	Q (l/s)	Leq (m)	ΔHT	Ctn (m)	Pression (mce)	Cp (m)	Diamètre calculé (mm)
Variante n°01	36,49	347,29	1,05	166,48	54.47	220,95	200
Variante n°02	36,49	762,63	0,692	180,33	40,268	220,598	278,26

Tel que :

Q : le Débit à transférer par la conduite d'adduction (l/s).

Leq :la Longueur équivalent de la conduite (m).

ΔHT : la Charge disponible (m).

Ctn : la cote de terrain naturel au Point d'arrivé de l'adduction (m).

Cp :la cote piézométrique de terrain naturel au Point d'arrivé de l'adduction (m).

Pression :la pression au Point d'arrivé de l'adduction (m).

On peut résumer le calcul dans le tableau suivant :

Tableau III-6: les longueurs des diamètres normalisés imposées, et la vitesse dans chaque tronçon.

Variantes	Diamètre normalisé (mm)	Longueurs(m)	Vitesse(m/s)
Variante n°01	D_n=200	315,718	1,74
Variante n°02	D_n=315	693.3	0,7

III.7.1.2 Méthode avec logiciel «EPANET» :

Nous avons utilisé le logiciel « EPANET » pour le calcul du diamètre avantageux.

➢ La résultat simulation pour la première variante est donnée par la figure suivante :

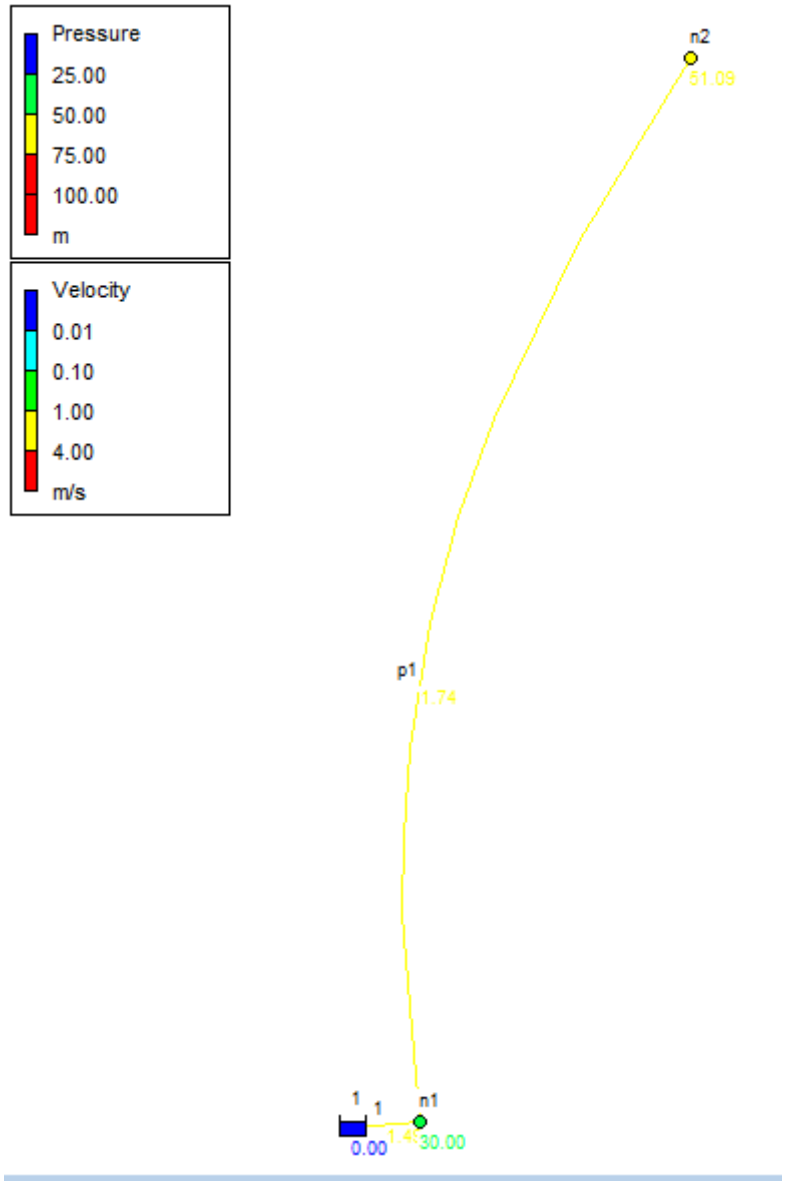


Figure III-1: résultat simulation pour la première variante.

La charge et la pression sont données par le tableau suivant :

Tableau III-7: la charge et la pression pour la première variante.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression mce
Nœud n1	192.08	0	222.08	30.00
Nœud n2	166.48	36.49	217.57	51.09

La vitesse et le diamètre sont données par le tableau suivant :

Tableau III-8: la vitesse et le diamètre pour la première variante.

Tronçons	Longueurs m	Diamètre mm	Diamètre intérieur mm	Vitesse m/s
n1-n2	315,718	200	163,6	1,74

- La résultat simulation pour la deuxième variante est donnée par la figure suivante :

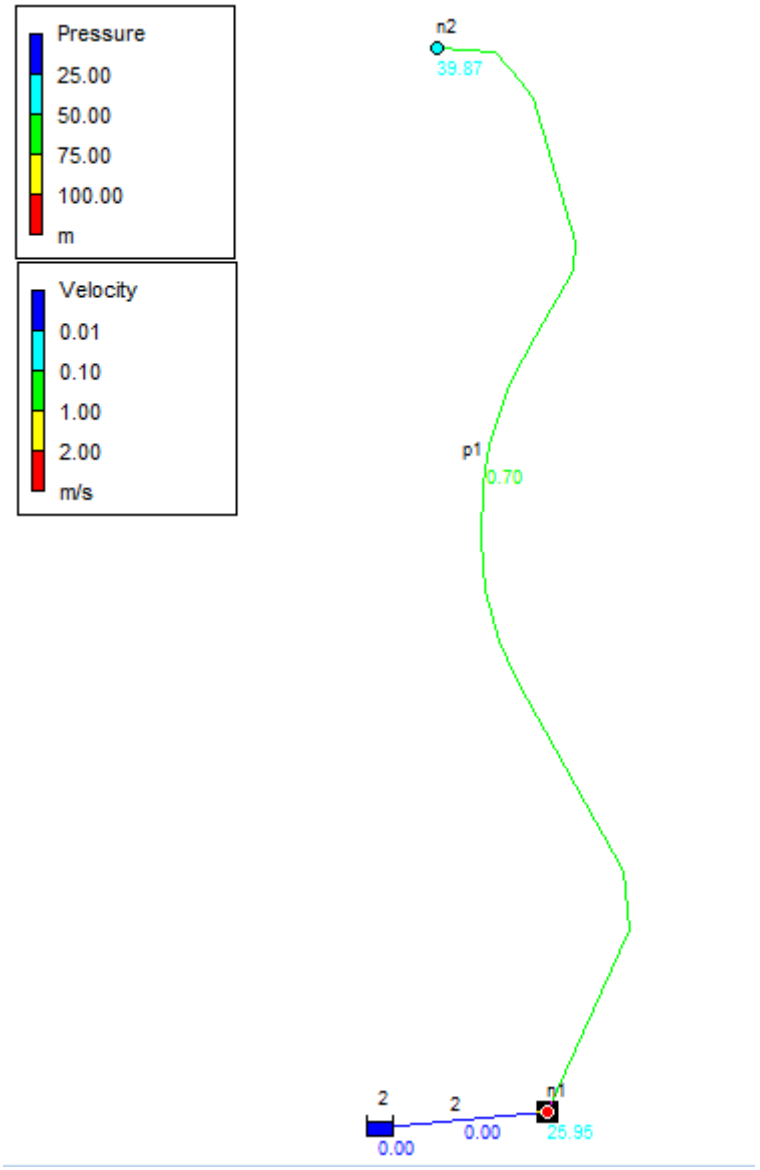


Figure III-2: résultat simulation pour la deuxième variante.

La charge et la pression sont données par le tableau suivant :

Tableau III-9: charge et la pression pour la première variante.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression mce
Nœud n1	195.34	0	221.29	25.95
Nœud n2	180.32	36.49	220.19	39.87

La vitesse et le diamètre sont données par le tableau suivant :

Tableau III-10: la vitesse et le diamètre pour la première variante.

Tronçons	Longueurs m	Diamètre mm	Diamètre intérieur mm	Vitesse m/s
n1-n2	693.3	315	257,8	0,7

Après le calcul du diamètre avantageux avec les deux méthodes, on a trouvé les mêmes résultats.

III.7.2 Comparaison des deux variantes :

Techniquement les deux variantes traitent de manière cohérente l'alimentation projetée, puisqu'elles offrent des pressions suffisantes avec des vitesse d'écoulement dans les normes,

On est arrivé à déterminer la conduite d'adduction à partir de la comparaison économique entre le bilan des variantes retenues.

Tableau III-11: Comparaison économique entre les variantes retenues.

Variante n°01					
Longueur	**Diamètre in**	**Diamètre ex**	**Prix TTC**	**Cout**	**Bilan**
m	**mm**	**mm**	**DA/ML**	**DA**	**DA**
315,718	**163,6**	**200**	**7425.44**	**2344345.066**	**2344345.066**
Variante n°02					
Longueur	**Diamètre in**	**Diamètre ex**	**Prix TTC**	**Cout**	**Bilan**
693.3	**315**	**257.8**	**17969.32**	**12458129.56**	**12458129.56**

✓ **Interprétation :**

Après l'évaluation économique des deux variantes :

- La variante qui présente un investissement avantageux est la première, elle offre un gain de l'ordre de 7500 mille de DA par rapport à l'autres variantes.
- La première variante a un tracé plus direct que la deuxième, donc elle ne nécessite pas des accessoires.

III.8 Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de récapituler notre projet par une étude technique qui consiste à réaliser une conduite en PEHD DN200mm entre le conduite principale et la zone d'étude.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

CHAPITRE IV: Dimensionnement de réseau de distribution

IV. CHAPITRE IV: Dimensionnement de réseau de distribution

IV.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.

IV.2 Choix du type de réseau de distribution :

Selon la structure et l'importance des agglomérations, on distingue Différents types de réseaux de distribution, y compris :

IV.2.1 Réseau ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborescente, fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient, c'est que dans les conduites il y a qu'un seul cheminement possible. Ce type de réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit, ainsi tout réseau initialement ramifié sera modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties du réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

IV.2.2 Réseau maillé :

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines. Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou mailles. Ce type de réseau présente les avantages suivants : plus de sécurité d'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler cette dernière et tous les abonnés situés à l'aval seront alimenté par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre couteux et plus difficile à calculer.

IV.2.3 Réseau mixte :

Il s'agit d'un réseau maillé, comprenant certaines succursales nécessaires, qui peut fournir de l'eau à certaines zones reculées de la ville (zones rurales ou zones industrielles).

IV.2.4 Réseau étagé :

Dans le cas où la topographie est très accidentée.

Rq : Nous avons opté pour un réseau maillé. 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

IV.3 Conception du réseau de distribution :

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

IV.4 Choix du type de matériaux :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

- ✓ **Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.

- ✓ **Exigences économiques :**

- Le prix de la fourniture, du transport et de pose.
- La disponibilité sur le marché local.

Rq: nous avons opté pour des canalisations en PEHD PN16, présente plus d'avantage que les autres matériaux (Résiste mieux aux remblais et aux forte pression).

IV.5 Principe du tracé du réseau :

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.

- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle, ces conduites principales doivent être bien reparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (maille).

IV.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.

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On détermine le débit spécifique.
- Connaissant le débit spécifique.
- On détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.
- On détermine les débits des tronçons pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure de pointe plus incendie) en respectant la continuité.

IV.6.1 Cas de pointe :

Le débit de pointe de notre agglomération est égal :

$$Q_{maxh} = 131{,}39 \text{ m3/h}$$

$$Q_{maxh} = 36{,}49 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte} = 36{,}49 \text{ l/s}$$

Avec :

Qpte : débit de pointe de consommation.

IV.6.1.1 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 :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{maxh} - Q_{cons}}{Li}$$

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

$$Q_{sp} = \frac{Q_{maxh}}{\sum L\, i}$$

$$Q_{sp} = \frac{36{,}49}{3945.98}$$

$$Q_{sp} = 0{,}00924739 \text{ l/s/ml}$$

Avec :

Qsp : débit spécifique (l/s/ml).

Qmaxh : débit maximum horaire.

ΣLi : somme des longueurs du réseau.

IV.6.1.2 Débit en route :

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times Li$$

Avec :

Li : longueur du tronçon numéro (i), (m).

Qri : débit du tronçon numéro (i), (l/s)

Tableau IV-1: débits nodaux du réseau en cas de pointe.

Nœuds	Tronçons	Longueur(m)	Qsp (l/m/s	Qr (l/s)	0,5 ∑ Qr (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
	p1	37,95		0,3509			
	p20	28,77		0,2660			
	p3	93,76		0,8670			
n2	p13	28,58	0,0092	0,2642	0,87		0,87
	p20	28,77		0,2660			
	p5	79,41		0,7343			
n3	p21	168,3	0,00924	1,5563	1,28		1,28
	p21	168,3		1,5563			
	p6	65,35		0,6043			
n4	p2	206,1	0,00924	1,9058	2,21		2,21
	p6	65,35		0,6043			
	p5	79,41		0,7343			
n5	p19	150,3	0,00924	1,3898	1,36		1,36
	p19	150,3		1,3898			
	p4	108,7		1,0051			
	p2	206,1		1,9058			
n6	p9	72,13	0,00924	0,6670	2,49		2,49
	p3	93,76		0,8670			
	p4	108,7		1,0051			
n7	p7	34,07	0,00924	0,3150	1,09		1,09
	p7	34,07		0,3150			
	p8	252,9		2,3386			
n8	p10	107,4	0,00924	0,9931	1,82		1,82
	p10	107,4		0,9931			
	p17	53,99		0,4992			
n9	p18	214,8	0,00924	1,9863	1,74		1,74
	p18	214,8		1,9863			
	p8	252,9		2,3386			
n10	p11	131,3	0,00924	1,2141	2,77		2,77
	p11	131,3		1,2141			
	p22	132,1		1,2215			
n11	p12	106,3	0,00924	0,9829	1,71		1,71
	p12	106,3		0,9829			
n12	p15	320	0,00924	2,9591	1,97		1,97

Tableau IV-2: débits nodaux du réseau en cas de pointe. (Suite).

	p15	320		2,9591			
	p16	254,1		2,3497			
n13	p14	231,5	0,00924739	2,1407	3,72		3,72
	p14	231,5		2,1407			
	p16	254,1		2,3497			
n14	p13	28,58	0,00924739	0,2642	2,38		2,38
	p9	72,13		0,6670			
	p17	53,99		0,4992			
n15	p24	291,7	0,00924739	2,6974	1,93		1,93
	p24	291,7		2,6974			
	p25	35,49		0,3281			
n16	p28	141,7	0,00924739	1,3103	2,17		2,17
	p28	141,7		1,3103			
	p22	132,1		1,2215			
n17	p23	39,18	0,00924739	0,3623	1,45		1,45
	p23	39,18		0,3623			
	p27	243,5		2,2517			
n18	p29	160,7	0,00924739	1,4860	2,05		2,05
	p25	35,49		0,3281			
	p29	160,7		1,4860			
n19	p26	155,9	0,00924739	1,4416	1,63		1,63
	p26	155,9		1,4416			
n20	p27	243,5	0,00924739	2,2517	1,85		1,85

IV.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.

IV.6.2.1 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 :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{maxh} - Q_{cons}}{Li}$$

Dans notre cas, nous n'avons pas de débits concentres qui représente le débit d'une industrie

Donc :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{maxh}}{\sum L\, i}$$

$$Q_{sp} = \frac{36{,}49}{3945.98}$$

$$Q_{sp} = 0{,}00924739 \text{ l/s/ml}$$

Avec :

Qsp : débit spécifique (l/s/ml).

Qmaxh : débit maximum horaire.

ΣLi : somme des longueurs du réseau.

IV.6.2.2 Débit en route :

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times Li$$

Avec :

Li : longueur du tronçon numéro (i), (m).

Qri : débit du tronçon numéro (i), (l/s).

Tableau IV-3: débits nodaux du réseau en cas de pointe+incendie.

Nœuds	Tronçons	Longueur(m)	Qsp (l/m/s	Qr (l/s)	0,5 ∑ Qr (l/s)	Qcc (l/s)	Qn (l/s)
	p1	37,95		0,3509			
	p20	28,77		0,2660			
	p3	93,76		0,8670			
n2	p13	28,58	0,00924	0,2642	0,87		0,87
	p20	28,77		0,2660			
	p5	79,41		0,7343			
n3	p21	168,3	0,00924	1,5563	1,28		1,28
	p21	168,3		1,5563			
	p6	65,35		0,6043			
n4	p2	206,1	0,00924	1,9058	2,21		2,21
	p6	65,35		0,6043			
	p5	79,41		0,7343			
n5	p19	150,3	0,00924	1,3898	1,36		1,36
	p19	150,3		1,3898			
	p4	108,7		1,0051			
	p2	206,1		1,9058			
n6	p9	72,13	0,00924	0,6670	2,49		2,49

Tableau IV-4: débits nodaux du réseau en cas de pointe+incendie (Suite).

	p3	93,76		0,8670			
	p4	108,7		1,0051			
n7	p7	34,07	0,00924	0,3150	1,09		1,09
	p7	34,07		0,3150			
	p8	252,9		2,3386			
n8	p10	107,4	0,00924	0,9931	1,82		1,82
	p10	107,4		0,9931			
	p17	53,99		0,4992			
n9	p18	214,8	0,00924	1,9863	1,74		1,74
	p18	214,8		1,9863			
	p8	252,9		2,3386			
n10	p11	131,3	0,00924	1,2141	2,77		2,77
	p11	131,3		1,2141			
	p22	132,1		1,2215			
n11	p12	106,3	0,00924	0,9829	1,71		1,71
	p12	106,3		0,9829			
n12	p15	320	0,00924	2,9591	1,97		1,97
	p15	320		2,9591			
	p16	254,1		2,3497			
n13	p14	231,5	0,00924	2,1407	3,72		3,72
	p14	231,5		2,1407			
	p16	254,1		2,3497			
n14	p13	28,58	0,00924	0,2642	2,38		2,38
	p9	72,13		0,6670			
	p17	53,99		0,4992			
n15	p24	291,7	0,00924	2,6974	1,93		1,93
	p24	291,7		2,6974			
	p25	35,49		0,3281			
n16	p28	141,7	0,00924	1,3103	2,17		2,17
	p28	141,7		1,3103			
	p22	132,1		1,2215			
n17	p23	39,18	0,00924	0,3623	1,45		18,45
	p23	39,18		0,3623			
	p27	243,5		2,2517			
n18	p29	160,7	0,00924	1,4860	2,05		2,05
	p25	35,49		0,3281			
	p29	160,7		1,4860			
n19	p26	155,9	0,00924	1,4416	1,63		1,63
	p26	155,9		1,4416			
n20	p27	243,5	0,00924	2,2517	1,85		1,85

IV.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.

IV.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.

IV.7.2 Le plan de réseau projeté :

Le plan de réseau projeté est comme suit :

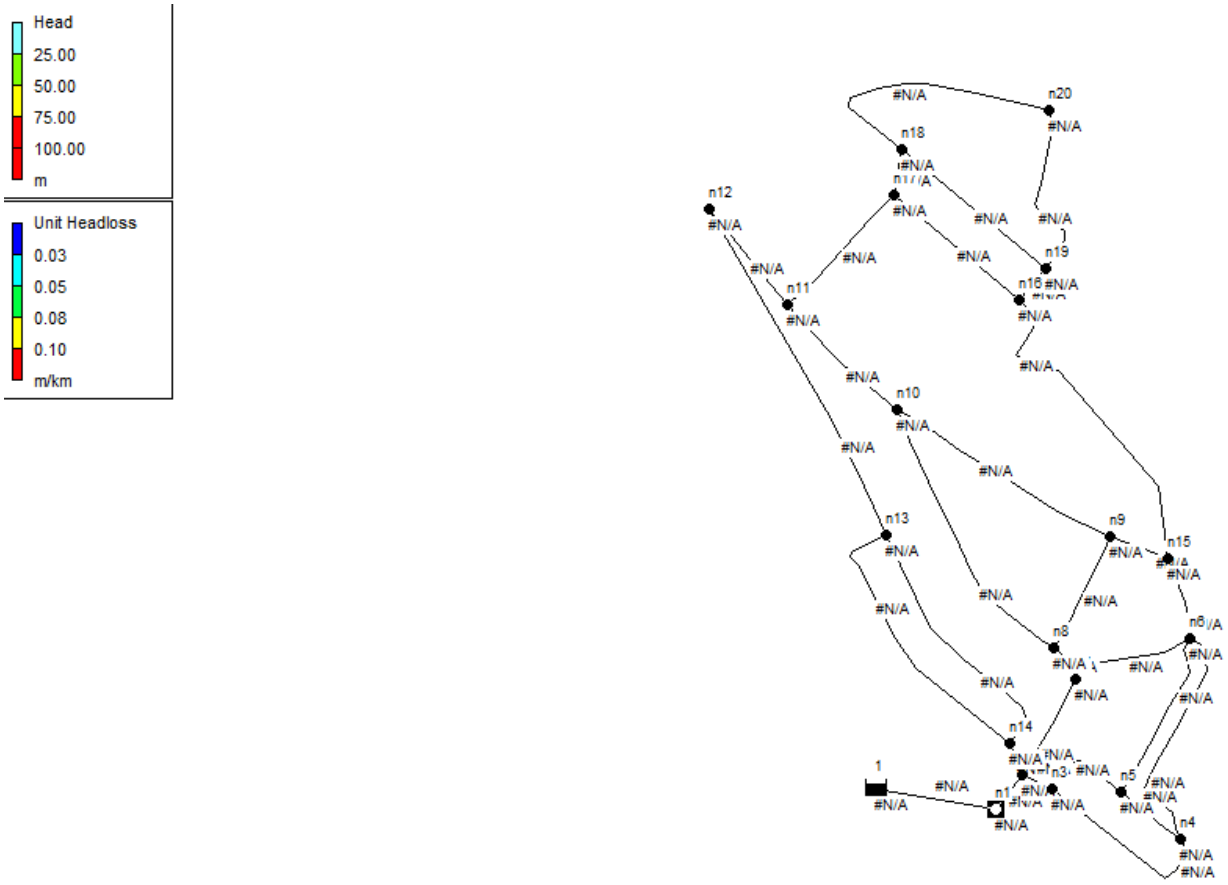


Figure IV-1: plan de réseau projeté.

IV.7.3 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 :

IV.7.3.1 Cas de pointe :

Les résultats de la simulation sont représentés dans la figure ci- après :

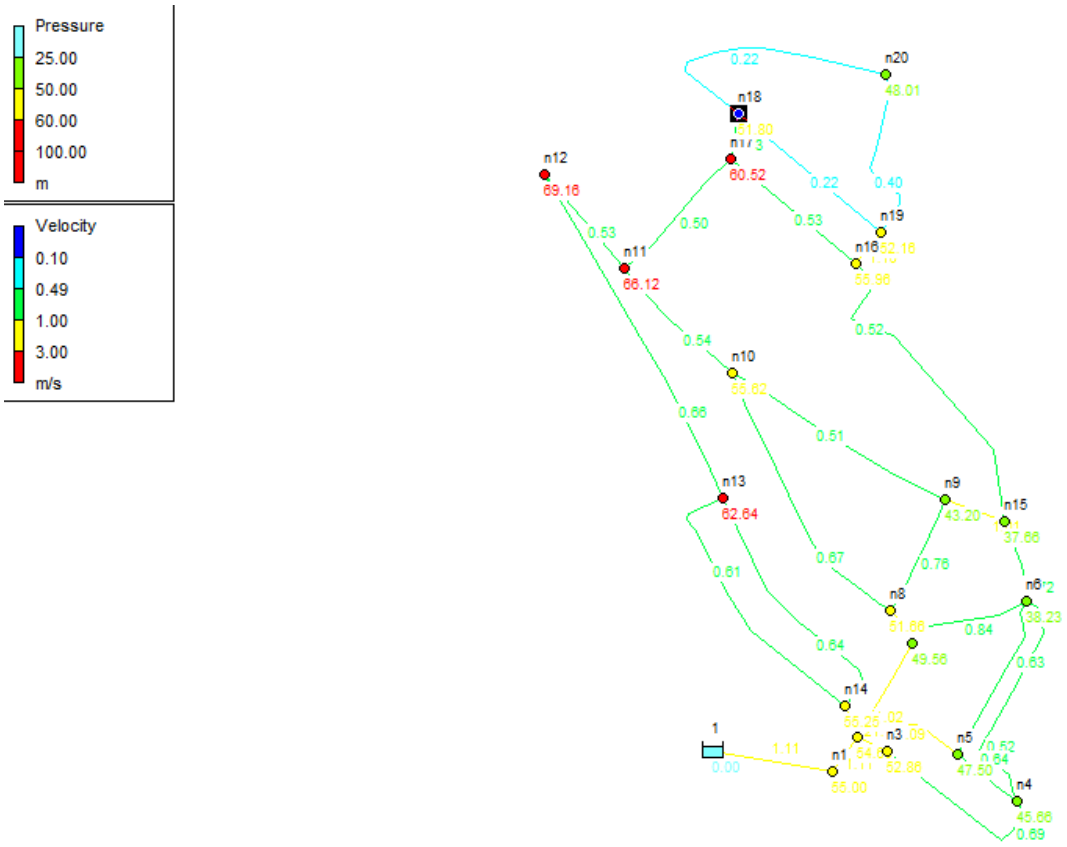


Figure IV-2: la résultat de la simulation en cas de pointe.

La charge et la pression dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-5: l'état des nœuds du réseau en cas de pointe.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n1	165.95	-36,49	220.95	55.00
Nœud n2	166.16	0.87	220.76	54.60
Nœud n3	167.41	1.28	220.27	52.86
Nœud n4	173.82	2.21	219.48	45.66
Nœud n5	171.48	1.36	218.98	47.50
Nœud n6	180.16	2.49	218.39	38.23
Nœud n7	170.54	1.09	220.10	49.56

Tableau IV-6: l'état des nœuds du réseau en cas de pointe(suite).

Nœud n8	167.91	1.82	219.57	51.66
Nœud n9	175.77	1.74	218.97	43.20
Nœud n10	162.26	2.77	217.88	55.62
Nœud n11	151.02	1.71	217.14	66.12
Nœud n12	148.45	1.97	217.61	69.16
Nœud n13	156.61	3.72	219.25	62.64
Nœud n14	165.11	2.38	220.36	55.25
Nœud n15	180.36	1.93	218.02	37.66
Nœud n16	161.44	2.17	217.40	55.96
Nœud n17	156.10	1.45	216.62	60.52
Nœud n18	164.64	2.05	216.44	51.80
Nœud n19	164.51	1.63	216.67	52.16
Nœud n20	168.14	1.85	216.15	48.01
Réservoir	220.95	-36,49	220.95	0.00

Le calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-7: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe.

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tronçon p1	37.95	204.6	36.49	1.11
Tronçon p2	206.1	61.4	1.54	0.52
Tronçon p3	93.76	130.8	13.76	1.02
Tronçon p4	108.7	51.4	1.75	0.84
Tronçon p5	79.41	73.6	4.60	1.09
Tronçon p6	65.35	61.4	-1.90	0.64
Tronçon p7	34.07	102.2	10.92	1.33
Tronçon p8	252.9	73.6	2.86	0.67
Tronçon p9	72.13	102.2	5.94	0.72
Tronçon p10	107.4	102.2	6.24	0.76
Tronçon p11	131.3	61.4	1.59	0.54
Tronçon p12	106.3	73.6	-2.26	0.53
Tronçon p13	28.58	102.2	10.33	1.26
Tronçon p14	231.5	90	4.08	0.64
Tronçon p15	320	90	4.23	0.66
Tronçon p16	254.1	90	3.87	0.61
Tronçon p17	53.99	61.4	-3.00	1.01
Tronçon p18	214.8	61.4	1.50	0.51
Tronçon p19	150.3	102.2	5.14	0.63
Tronçon p20	28.77	102.2	11.53	1.41
Tronçon p21	168.3	102.2	5.65	0.69
Tronçon p22	132.1	73.6	2.13	0.50

Tableau IV-8: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe(suite).

Tronçon p23	39.18	73.6	2.26	0.53
Tronçon p24	291.7	130.8	7.02	0.52
Tronçon p25	35.49	61.4	3.27	1.10
Tronçon p26	155.9	61.4	1.19	0.40
Tronçon p27	243.5	61.4	0.66	0.22
Tronçon p28	141.7	61.4	1.58	0.53
Tronçon p29	160.7	51.4	0.45	0.22
Tronçon p30	1	204.6	36.49	1.11

IV.7.3.2 Cas de pointe + incendie :

Les résultats de la simulation du cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure ci-dessous :

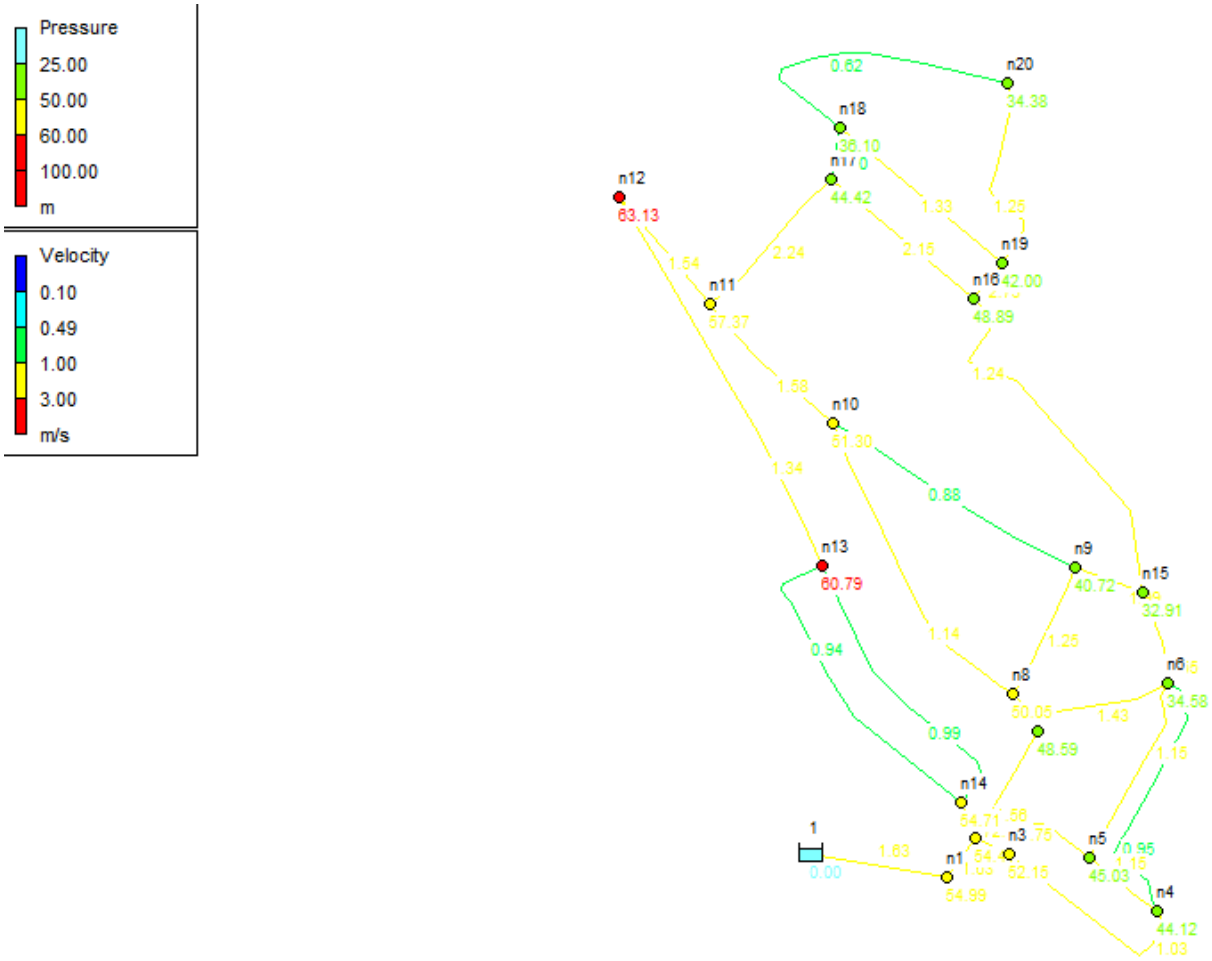


Figure IV-3: la résultat de la simulation en cas de pointe+ incendie.

La charge et la pression dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-9: l'état des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n1	165.95	-36,49	220.94	54.99
Nœud n2	166.16	0.87	220.57	54.41
Nœud n3	167.41	1.28	219.56	52.15
Nœud n4	173.82	2.21	217.94	44.12

Tableau IV-10: l'état des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie(suite).

Nœud n5	171.48	1.36	216.51	45.03
Nœud n6	180.16	2.49	214.74	34.58
Nœud n7	170.54	1.09	219.13	48.59
Nœud n8	167.91	1.82	217.96	50.05
Nœud n9	175.77	1.74	216.49	40.72
Nœud n10	162.26	2.77	213.56	51.30
Nœud n11	151.02	1.71	208.39	57.37
Nœud n12	148.45	1.97	211.58	63.13
Nœud n13	156.61	3.72	217.40	60.79
Nœud n14	165.11	2.38	219.82	54.71
Nœud n15	180.36	1.93	213.27	32.91
Nœud n16	161.44	2.17	210.33	48.89
Nœud n17	156.10	18.45	200.52	44.42
Nœud n18	164.64	2.05	200.74	36.10
Nœud n19	164.51	1.63	206.51	42.00
Nœud n20	168.14	1.85	202.52	34.38
Réservoir	220.95	-36,49	220.95	0.00

Le calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe+ incendie) dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-11: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie.

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tronçon p1	37.95	204.6	53.49	1.63
Tronçon p2	206.1	61.4	2.81	0.95
Tronçon p3	93.76	130.8	20.94	1.56
Tronçon p4	108.7	51.4	2.96	1.43
Tronçon p5	79.41	73.6	7.38	1.75
Tronçon p6	65.35	61.4	-3.39	1.15
Tronçon p7	34.07	102.2	16.89	2.06
Tronçon p8	252.9	73.6	4.85	1.14
Tronçon p9	72.13	102.2	12.69	1.55
Tronçon p10	107.4	102.2	10.22	1.25
Tronçon p11	131.3	61.4	4.68	1.58
Tronçon p12	106.3	73.6	-6.54	1.54
Tronçon p13	28.58	102.2	14.61	1.78
Tronçon p14	231.5	90	6.27	0.99
Tronçon p15	320	90	8.51	1.34
Tronçon p16	254.1	90	5.96	0.94
Tronçon p17	53.99	61.4	-5.88	1.99
Tronçon p18	214.8	61.4	2.61	0.88
Tronçon p19	150.3	102.2	9.42	1.15
Tronçon p20	28.77	102.2	17.07	2.08
Tronçon p21	168.3	102.2	8.41	1.03
Tronçon p22	132.1	73.6	9.51	2.24

Tableau IV-12: Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie (suite).

Tronçon p23	39.18	73.6	-2.57	0.60
Tronçon p24	291.7	130.8	16.64	1.24
Tronçon p25	35.49	61.4	8.10	2.73
Tronçon p26	155.9	61.4	3.70	1.25
Tronçon p27	243.5	61.4	-1.85	0.62
Tronçon p28	141.7	61.4	6.37	2.15
Tronçon p29	160.7	51.4	2.77	1.33
Tronçon p30	1	204.6	53.49	1.63

IV.8 Interprétation du résultat :

Les résultats obtenus sont comme suit :

- Pression dans les nœuds ne dépasse pas les 7 bars. (70mce).

- La vitesse est entre 0,5 – 3 (m/s) (norme des conduites en PEHD).

IV.9 Type de canalisations :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD (PN16) de longueur qui peut atteindre 6à8 m, et les diamètres utilises dans notre réseau variant entre 63mm et 250mm.

IV.10Appareil et accessoires du réseau :

Le long d'une conduite, différent organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.

- Protéger les canalisations.

- Raccorder deux conduites.

- Changer la direction.

- Changer le diamètre.

- Régulation les pressions et mesurer les débits.

- Soutirer les débits.

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

- **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.

- **Les décharges :**

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution ou d'adductionpour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regarden maçonnerie.

- **Venteuses :**

Les ventouses sont des organes installés aux points hauts pour évacuer l'aire accumulé suit à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

- **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 places près d'un CEM marche.

- **Clapets anti retour :**

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Cet appareil s'ouvreautomatiquement dans une direction pour éviter le retour en sens inverse. Leur emploi est général dans les stations de pompage ou ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celle-ci et les robinets de sectionnement, on en trouve également sur lescanalisations de distribution.

- **Régulateur de pression :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge Variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

- **Les pièces spéciales de raccordements :**

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.

- Les tés.

- Les croix de jonction.

- Les manchons.

IV.11Le réseau vertical d'un bâtiment :

Le réseau d'alimentation en eau sanitaire doit alimenter en eau chaude et froide les différents robinets (éviers, douches, etc.) à une pression appropriée. Pour ce faire, la conception du réseau est passée par plusieurs étapes, à commencer par l'estimation des besoins spécifiques qui serviront à déterminer le diamètre des canalisations et à contrôler et ajuster la pression.

IV.11.1 Choix des matériaux pour un réseau :

Le choix des matériaux nécessite une attention particulière, car le fonctionnement normal du réseau en dépend en grande partie. Certains paramètres sont essentiels pour le choix des matériaux, dont les propriétés mécaniques, la résistance à l'eau, le prix de revient et la facilité d'utilisation selon la disposition, et enfin la température de l'eau. N'oubliez pas que l'eau chaude ou froide en contact avec certains matériaux peut produire du sel nocif pour la consommation. Les matériaux les plus couramment utilisés pour les canalisations de distribution d'eau domestique sont : le cuivre, l'acier, le PVC.

IV.11.2 Les paramètres hydrauliques des réseaux intérieurs de distribution d'eau:

- **Branchement d'eau général** : conduite amenant l'eau du réseau public jusqu'au compteur général ou robinet d'arrêt général.
- **Compteur général :** compteur placé sur le branchement d'eau général enregistrant la totalité de la consommation de ce branchement.
- **Conduite principale :** Tuyauterie d'allure horizontale partant du compteur général, généralement placée au plafond du sous-sol et sur laquelle sont raccordées les prises partielles d'alimentation des divers services.
- **Colonne montante** : tuyauterie verticale desservant les étages,
- **Rampe d'alimentation :** tuyauterie horizontale partant de la colonne montante et alimentant les appareils sanitaires, Dans les immeubles collectifs le compteur divisionnaire est placé à l'origine de cette canalisation.
- **Robinet d'arrêt général :** robinets placés sur le branchement d'eau général et commandant l'arrivée de l'eau de tous les bâtiments desservis.
- **Robinet d'arrêt** : Robinets placés sur les différents éléments décrits ci-dessus. Ils permettent d'isoler différentes parties d'installation. Les robinets d'arrêt doivent être placés aux endroits suivants :

- Origine de la conduite principale**.**

- Pieds des colonnes montantes.

- Départ de rampe d'alimentation.

- À côté et avant le compteur général.

- **Conduite d'alimentation :** tout tuyau transportant l'eau du compteur ou du robinet d'arrêt général jusqu'à un appareil d'utilisation.

- **Anti-bélier :** dispositif situé généralement au point le plus élevé d'une colonne montante en vue d'atténuer les chocs produits par les brusques variations de pression de l'eau.

IV.11.3 La pression origine de l'eau :

Elle déprend du niveau et de l'éloignement du point de piquage par rapport à la source. En règle générale, la valeur de la pression origine est fournie par la société des distributions, si la pression est trop faible, il devient nécessaire de faire appel à un ou plusieurs suppresseurs. Si la pression est trop forte, il devient nécessaire d'introduire dans le réseau un ou plusieurs réducteurs de pression (cas des étages inférieurs des immeubles à grande hauteur).

IV.11.4 Le débit :

Dans les canalisations intérieures doivent être prises en compte : le débit de puisage ou débit de soutirage des différents bâtiments, le nombre d'appareils qui s'y trouvent et susceptibles de fonctionner en même temps. Pour la détermination du débit de conception, il nécessaire de connaître d'autres variables telles que les débits de base des appareils ainsi que la simultanéité de fonctionnement de ces appareils.

IV.11.4.1 Débit de base des appareils :

Le débit de base d'un appareil de puisage est celui que cet appareil est capable de fournir au minimum en litres par secondes.

IV.11.5 Simultanéité des puisages :

Déterminer la simultanéité de fonctionnement des appareils de puisage alimentés par une distribution relève dans la plupart des cas de l'hypothèse. A cet effet on doit tenir compte des horaires d'utilisation des appareils ainsi que de la connaissance aussi exacte que possible du genre d'existence des usagers de la distribution.

IV.11.5.1 Coefficient de simultanéité (k) :

La consommation d'eau d'un bâtiment varie selon les activités de ses occupants tout au long de la journée. La valeur de la pointe Qpte correspond rarement à l'ouverture simultanée de tous les robinets. Cependant on peut prendre comme pointe le produit des q par un coefficient k, inférieur à l'unité et dénommé coefficient de simultanéité.

IV.11.5.2 La simultanéité en fonction du nombre de robinets :

Dans le calcul de k, la norme fait seulement intervenir le nombre n de robinets installés ou prévus sans tenir compte de leurs débits respectifs.

$$K = \frac{1}{\sqrt{N-1}}$$

Dans laquelle :

- N : nombre de robinets dans un bâtiment.

- K : le coefficient de simultanéité.

➢ **Remarques sur le coefficient de simultanéité :**

Pour les appareils munis de robinets de chasse, la norme (NF P 41-204) dit ceci : Seront pris en compte :

- Pour 3 robinets installés : 1 seul en fonctionnement.

- Pour 4 à 12 robinets installés : 2 robinets en fonctionnement.

- Pour 13 à 24 robinets installés : 3 robinets en fonctionnement.

- Pour plus de 24 robinets installés : 4 robinets en fonctionnement.

Dans le cas général, c'est à dire où une même colonne dessert à la fois la colonne des robinets de chasse et celle des autres appareils, on applique à chaque catégorie d'appareils son coefficient de simultanéité propre.

Le débit de calcul est la somme des deux résultats obtenus.

IV.11.6 La vitesse :

La vitesse doit être le plus possible maintenue constante à l'intérieur des canalisations pour éviter certaines anomalies dont le plus important est le "coup de bélier ».

IV.11.7 Pertes de charges :

Les pertes de charge sont une perte d'énergie ou de pression. En hydraulique c'est la perte de pression nécessaire pour vaincre la résistance due au frottement, entre le fluide et les parois, et entre les différents filets de ce fluide. Ce type de pertes de charges est appelé « Perte de charge linéaire ». La perte de pression nécessaire pour vaincre les différents obstacles que le fluide rencontre sur son parcours s'appelle "Perte de charge particulière ». Les pertes de charge dues aux accidents de parcours, coudes, tés etc., sont généralement prises en compte de manière conventionnelle sous forme d'équivalence exprimés pour chaque obstacle, en une certaine longueur supplémentaire de tuyauterie de même diamètre nominal que celui de la conduite. D'autres cependant préfèrent simplifier les calculs en comptant forfaitairement ces pertes de charges à 15% des pertes de charges linéaires.

IV.11.8 Calcul du diamètre des canalisations intérieures et branchement général :

Le calcul des diamètres d'un réseau est basé sur :

- Le schéma du réseau (éventuellement ses accessoires et accidents de parcours).

- Les longueurs des tronçons - les niveaux des extrémités des tronçons.

- Les débits à assurer (débits probables).

- Les caractéristiques du réseau qui doit alimenter.

L’installation, à savoir :

- Pression disponible pour le débit maximal de l'installation.

- Niveau du point de branchement.

On appellera extrémité amont de la canalisation son origine sur la conduite publique et extrémité aval, le point le plus éloigné de cette conduite.

IV.11.8.1 Méthodes de calcul :

Nous savons maintenant qu'une installation sanitaire se caractérise par son diamètre, son débit, sa pression, la vitesse de circulation de l'eau, et les pertes de charge du réseau.

✓ **Calculer le débit brut :**

Le débit brut Qb d'une installation est la somme des débits de base de chaque appareil en tenant compte de l'eau froide et de l'eau chaude.

✓ **Calculer le débit probable :**

Le débit probable Qr est obtenu en multipliant le débit brut par le coefficient de simultanéité. Le coefficient de simultanéité tient compte du fait que l'ensemble des appareils ne seront pas ouverts en même temps.

✓ **Déterminer le diamètre de la conduite :**

On peut directement utiliser la formule donnant le diamètre en fonction du débit et de la vitesse.

En effet on sait que :

$$Q = S \times V$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

Avec :

- Q = débit en m 3/s.

- S = section transversale de la conduite en m2.

- V = vitesse d'écoulement de l'eau en l par seconde.

- D = diamètre conduite en m.

IV.11.9 Le Dimensionnement :

L'étude des réseaux consiste le plus souvent en la détermination des diamètres susceptibles d'alimenter les divers postes correctement ; c'est-à-dire :

- En respectant les débits nécessaires.

- En assurant les pressions exigées à l'entrée des robinetteries ou appareils. Ceci afin qu'ils aient un débit satisfaisant compte tenu de leur morphologie ou de leur utilisation.

- En ne dépassant pas des vitesses de circulation de fluide susceptible de crée des « coups de bélier » ou d'engendre des bruits gênant pour les occupants ou les voisins.

IV.11.9.1 Calcul des débits nécessaires :

On alimente divers postes à partir d'un réseau de distribution. C'est le cas le plus fréquent des installations sanitaires dans lesquelles partant d'un branchement public, on alimente l'ensemble des appareils installés.

Pour les réseaux d'alimentation d'appareils sanitaires ou d'ensembles de postes qui ne sont pas susceptibles de débiter simultanément, il convient de minorer les débits bruts par le « coefficient de simultanéité » que nous avons calculés.

Dans notre cas on a :

- Des bâtiments de six à neuf étages et quatre appartements dans chaque étage.
- Une même colonne dessert à la fois la colonne des robinets de chasse et celle des autres appareils.

Les valeurs des débits de base dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-13: Les débits de base.

Appareils	débit de base l/s
Evier de cuisine	0,2
Lavabo	0,1
Baignoire	0,25
Bidet	0,1
Total	0,65
Robinet de chasse	0,5
Total	1,15

IV.11.9.2 Calcul des débits probables :

- **Un bâtiment de R+6 avec 4 logements dans l'étage :**

Les valeurs des coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-14: les coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant (bâtiment de R+6).

Tronçon	Les autres robinets		Robinet de chasse	
	N	K	N	K
AB	96	0,1025	24	3
1	96	0,1025	24	3
2	80	0,1125	20	3
3	64	0,1259	16	3
4	48	0,1458	12	2
5	32	0,1796	8	2
6	16	0,2581	4	2

Le tronçon « AB » représente la conduite horizontale qui relie la conduite principale avec la colonne montante.

✓ **Calcul des diamètres :**

Les diamètres des conduites sont calculés en fonction de la vitesse d'écoulement de l'eau, nous avons fixé la vitesse à 1.5 m/s. La détermination des diamètres sera conduite par tronçons de distribution avec les débits que nous avons calculés.

Les valeurs des débits probables, et les diamètres des tronçons dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-15: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+6).

Tronçons	Colonnes des autres robinets			Colonnes des Robinets de chasse			Qtotal (l/s)	Diamètre (mm)	Diamètre normalisé (mm)
	Qbrute (l/s)	K	Qprobable (l/s)	Qbrute (l/s)	K	Qprobable (l/s)			
AB	15,6	0,1025	1,60	0,5	3	1,5	3,10	0,051	50
1	15,6	0,1025	1,60	0,5	3	1,5	3,10	0,051	50
2	13	0,1125	1,46	0,5	3	1,5	2,96	0,050	50
3	10,4	0,1259	1,31	0,5	3	1,5	2,81	0,048	50
4	7,8	0,14586	1,13	0,5	2	1	2,13	0,042	50
5	5,2	0,1796	0,93	0,5	2	1	1,93	0,040	40
6	2,6	0,2581	0,67	0,5	2	1	1,67	0,037	40

✓ **Calcul des pertes de charge :**

Nous utilisons l'abaque des petits diamètres pour déterminer les pertes de charge. Ce genre de calcul ne permet pas d'isoler d'une manière parfaite chaque perte locale mais il permet quand même de connaitre les pressions aux divers points du réseau en admettant évidemment que sur chaque tronçon les pertes locales valent constamment 15% des pertes de charge linéaires des tuyauteries.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-16: les pertes de charge (bâtiment de R+6).

Tronçon	Q l/s	D mm	J m/ml	1,15j m/ml	L m	Δhtotale m
AB	3,10	50	0,045	0,0517	15	0,776
1	3,10	50	0,045	0,0517	3	0,155
2	2,96	50	0,042	0,0483	3	0,145
3	2,81	50	0,04	0,046	3	0,138
4	2,13	50	0,023	0,0264	3	0,079
5	1,93	40	0,07	0,0805	3	0,242
6	1,67	40	0,042	0,0483	3	0,145

✓ **Détermination de la pression de projet :**

Nous avons proposé pour le point défavorable une pression de 7 m.c.e. Ce point représente le dernier étage du dernier bâtiment.

Tableau IV-17: Calcul des pressions (bâtiment de R+6).

Tronçon	ΔH (m)	P (m.c.e)	Pe+j (m.c.e)	H (m)	Pe (m.c.e)
6	0,145	7	7,145	3	10,145
5	0,242	10,145	10,386	3	13,386
4	0,079	13,386	13,466	3	16,466
3	0,138	16,466	16,604	3	19,604
2	0,145	19,604	19,749	3	22,749
1	0,155	22,749	22,904	3	25,904
AB	0,776	25,904	26,680	/	26,680

- **Un bâtiment de R+9 avec 4 logements dans l'étage :**

Les valeurs des coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-18: les coefficients de simultanéité de la conduite horizontale, et de la colonne montant (bâtiment de R+9).

Tronçon	Les autres robinets		Robinet de chasse	
	N	K	N	K
1	144	0,0836	36	4
2	128	0,0887	32	4
3	112	0,0949	28	4
4	96	0,1025	24	3
5	80	0,1125	20	3
6	64	0,1259	16	3
7	48	0,1458	12	2
8	32	0,1796	8	2
9	16	0,2581	4	2

✓ **Calcul des diamètres :**

Les valeurs des débits probables, et les diamètres des tronçons dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-19: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+9).

Tronçons	Colonnes des autres robinets			Colonnes des Robinets de chasse			Qtotal (l/s)	Diamètre (mm)	Diamètre normalisé (mm)
	Qbrute (l/s)	K	Qprobable (l/s)	Qbrute (l/s)	K	Qprobable (l/s)			
1	23,4	0,0836	1,95	0,5	4	2	3,95	0,057	60
2	20,8	0,0887	1,84	0,5	4	2	3,84	0,057	60
3	18,2	0,0949	1,72	0,5	4	2	3,72	0,056	60
4	15,6	0,1025	1,60	0,5	3	1,5	3,10	0,051	50
5	13	0,1125	1,46	0,5	3	1,5	2,96	0,050	50
6	10,4	0,1259	1,31	0,5	3	1,5	2,81	0,048	50
7	7,8	0,1458	1,134	0,5	2	1	2,13	0,042	50
8	5,2	0,1796	0,93	0,5	2	1	1,93	0,040	40
9	2,6	0,2581	0,67	0,5	2	1	1,67	0,037	40

✓ **Calcul des pertes de charge :**

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-20: débits probables, et les diamètres des tronçons (bâtiment de R+9).

Tronçon	Q l/s	D mm	J m/ml	1,15j m/ml	L m	Δhtotale m
AB	3,95	60	0,031	0,036	15	0,534
1	3,95	60	0,031	0,036	3	0,106
2	3,84	60	0,03	0,035	3	0,103
3	3,72	60	0,028	0,032	3	0,096
4	3,1	50	0,045	0,052	3	0,155
5	2,96	50	0,04	0,046	3	0,138
6	2,81	50	0,038	0,044	3	0,131
7	2,13	50	0,025	0,029	3	0,086
8	1,93	40	0,06	0,069	3	0,207
9	1,67	40	0,05	0,058	3	0,172

✓ **Détermination de la pression de projet :**

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-21: Calcul des pressions (bâtiment de R+9).

Tronçon	ΔH (m)	P (m.c.e)	Pe+j (m.c.e)	H (m)	Pe (m.c.e)
9	0,172	7	7,172	3	10,172
8	0,207	10,172	10,379	3	13,379
7	0,086	13,379	13,465	3	16,465
6	0,131	16,465	16,596	3	19,596
5	0,138	19,596	19,734	3	22,734
4	0,155	22,734	22,890	3	25,890
3	0,096	25,890	25,986	3	28,986
2	0,103	28,986	29,090	3	32,090
1	0,106	32,090	32,197	3	35,197
AB	0,534	35,197	35,731	/	35,731

IV.12Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution, ainsi que le réseau vertical des bâtiments.

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.

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

CHAPITRE V: Estimation du stockage

V. CHAPITRE V: Estimation du stockage

V.1 Introduction :

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.

V.2 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 certain 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.

V.3 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.

V.4 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

V.4.1 Le matériau de construction :

Ils peuvent être réalisés :

- En maçonnerie.
- En béton ordinaire ou précontraint.
- En acier pour de petites capacités.

La position par rapport au terrain naturel :

- Sur sol.
- Enterrés.
- Semi-enterrés.

- Sur tour.

V.4.2 Selon la forme de la cuve :

Rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

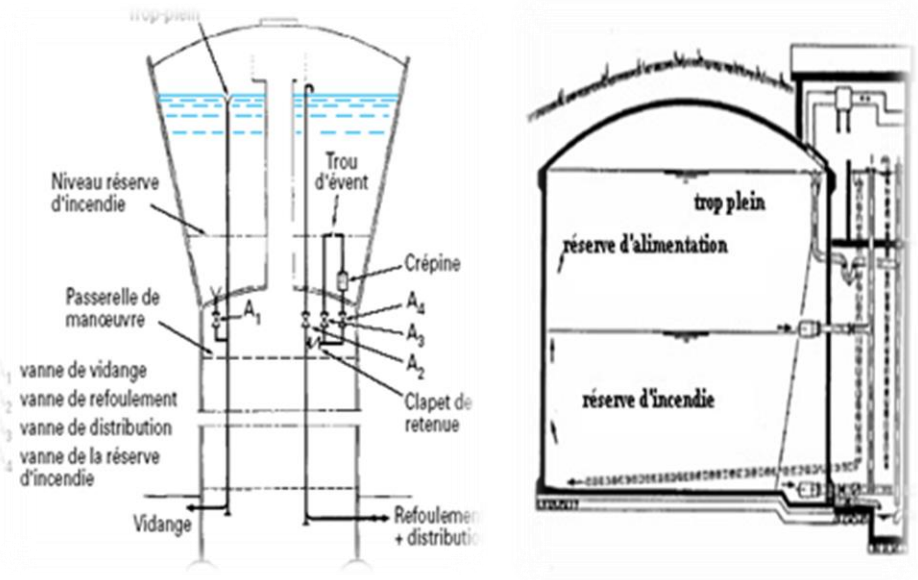


Figure V-1: schéma d'un réservoir de distribution.

V.5 Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;

- Conduite de trop-plein.
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

V.6 Analyse de la capacité de stockage :

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. La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

V.6.1 Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

V.6.2 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation :

Dans notre projet, nous utilisons la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de

Départ d'eau pour chaque heure pendant 20 heures comme le montre le tableau suivant.

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante.

$$V_r = \frac{a \times Q_{maxj}}{100}$$

Avec :

Vr : volume résiduel de réservoir.

Qmax, j : débit maximal journalier.

a (%) : pourcentage du volume maximal devant être stocké.

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec :

Vinc : volume d'incendie estimé à une valeur de 120 m3.

Tableau V-1: Détermination de la capacité du stockage.

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
00_1	1,00%	5%	4,00%		4,00%
1_2	1,00%	5%	4,00%		8,00%
2_3	1,00%	5%	4,00%		12,00%
3_4	1,00%	5%	4,00%		16,00%
4_5	2,00%	5%	3,00%		19,00%
5_6	3,00%	5%	2,00%		21,00%
6_7	5,00%	5%	0,00%		21,00%
7_8	6,50%	5%		-1,50%	19,50%
8_9	6,50%	5%		-1,50%	18,00%
9_10	5,50%	5%		-0,50%	17,50%
10_11	4,50%	5%	0,50%		18,00%

Tableau V-2: Détermination de la capacité du stockage(suite).

11_12	5,50%	5%		-0,50%	17,50%
12_13	7,00%	5%		-2.00%	15,50%
13_14	7,00%	5%		-2.00	13,50%
14_15	5,50%	5%		-0,50%	13,00%
15_16	4,50%	5%	0,50%		13,50%
16_17	5,00%	5%	0,00%		13,50%
17_18	6,50%	0%		-6,50%	7.00%
18_19	6,50%	0%		-6,50%	0,50%
19_20	5,00%	0%		-5,00%	-4,50%
20_21	4,50%	0%		-4,50%	-9.00%
21_22	3,00%	5%	2,00%		-7.00%
22_23	2,00%	5%	3,00%		-4.00%
23_24	1,00%	5%	4%		0,00%

D'après le tableau ci-dessus on a :

Vt = [(21%+9%)*1877,112] + 120 = 683,13 m3

Vt=683,13 m3.

On va utiliser un réservoir à eau avec un volume normalisé de 1000m3.

- **Remarque :**

On a déjà le réservoir qui avec une capacité de 5000 M3 qui est destiné aux quartiers

De 15000 logements.

15000 ⟶ 3500 m3.

Volume réservoir = 3500+1000= 4500 m3.

Donc le réservoir 5000 m3 est suffisant pour alimentation.

V.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le volume du réservoir nécessaire à l'alimentation en eau de notre zone d'étude, ce qui a abouti à une valeur 600 de m3 pour l'horizon de l'étude. La région étant déjà dotée d'un réservoir de 5000m3 (en bot état), qu'est suffisant pour alimentation.

CHAPITRE VI: MANAGEMENT DE PROJET

VI. CHAPITRE VI: MANAGEMENT DE PROJET

VI.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.

VI.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 :

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

VI.3.1 Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées 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 déterminées.

VI.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.

VI.3.3 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VI.3.3.1 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 décaper est donné par la formule suivant :

$$V_{cr} = L.b.e$$

Avec :

- Vcr : 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.

VI.3.3.2 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).

VI.3.3.3 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 :

$$B = D + (2 \times 0{,}30)$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VI.3.3.4 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 :

$$H_{TR} = D + H1 + H2$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m).

H1 : épaisseur de lit du pose prise égale à 0.2 m.

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm ; on prend H2 = 1 m

D : diamètre de la conduite (mm). Donc :

$$H_{TR} = D + 1{,}1$$

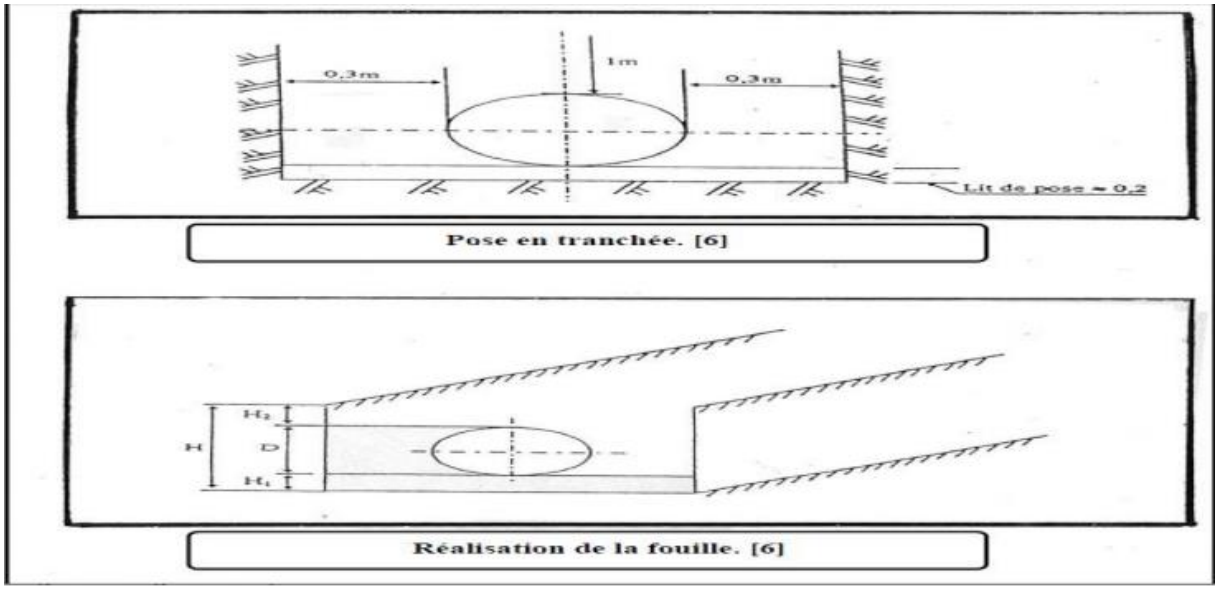


Figure VI-1: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.

VI.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 :

Str : la section de tranchée (m2).

Htr : la profondeur de la tranchée (m).

b: largeur de la tranchée (m).

VI.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 :

Vd : volume de déblai (m3).

Str : la section de tranchée (m2).

L : la langueur de la tranche (la langueur de la conduite).

Tableau VI-1: volume déblai et volume décapé.

Linéaire (m)	Diamètre (mm)	Largeur (m)	Htr (m)	V, déblais (m3)	V, déblais Foisonné (m3)	V,decapé (m3)
37,95	250	0,85	1,45	46,77	56,12	3,22
315,72	200	0,80	1,40	353,61	424,33	25,26
385,46	160	0,76	1,36	398,41	478,09	29,29
589,55	125	0,725	1,325	566,33	679,60	42,74
805,6	110	0,71	1,31	749,28	899,14	57,19
609,89	90	0,69	1,29	542,86	651,43	42,08
1248,13	75	0,675	1,275	1074,17	1289,00	84,24
269,4	63	0,663	1,263	225,58	270,70	17,86
Totale				3957,04	4748,442	301,91

VI.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.

VI.6.1 Le volume de lit de sable :

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{Sable} = Ss \times L$$

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

L : longueur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de sable, e = 0.2 m.

b : largeur de la tranchée (m).

VI.6.2 Calcul Le volume de remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_r = V_d - \left[\left(\frac{\pi \times D^2}{4} \times L\right) + V_{sable}\right]$$

VR : volume de remblai (m3).

Vd : volume de déblai (m3).

Vsable : volume de lit de sable (m3).

D : diamètre de la conduite (m).

L : longueur de la conduite.

Tableau VI-2: volume remblais et du sable.

diamètre(m)	Linéaire(m)	V, lit du sable m3	V, remblais m3
250	37,95	6,4515	47,81
200	315,72	50,52	363,89
160	385,46	58,58	411,75
125	589,55	85,48	586,88
110	805,6	114,39	777,09
90	609,89	84,16	563,39
75	1248,13	168,49755	1114,99
63	269,4	35,72	234,14
Total		603,82	4099,98

VI.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.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.

- Un dozer.

- Un chargeur.

- Un vibrateur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.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…).

VI.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.

VI.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).

VI.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.

VI.8 Evaluation du projet :

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuit 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.

VI.8.1 Devis estimatif et quantitatives :

Le tableau suivant représente le devis estimatif et quantitatif :

Tableau VI-3: Devis estimatif et quantitatives de canalisation.

N°	DESIGNATIONDES TRAVAUX	UNITE	QUATITE	PRIX UNITAIRE(DA)	MONTANT ESTIMATIF(DA)
1	**Terrassement d'adduction et distribution**				
	Décapage	m3	301,91	300	90573
	Déblai	m3	4748,442	300	1424532,6
	Pose de lit de sable	m3	603,82	400	241528
	Remblai	m3	4099,98	300	1229994
2	**Diamètres des conduites d'adduction et distribution (PEHD PN16)**				
	250	ML	37,95	11411,94	433083,123
	200	ML	315 ,718	7425,44	2344345,07
	160	ML	385,46	4793,05	1847529,05
	125	ML	589,55	2999,42	1768308,06
	110	ML	805,6	2310,46	1861306,58
	90	ML	609,89	1599,76	975677,626
	75	ML	1248,13	1110,15	1385611,52
	63	ML	269,4	808,67	217855,698
Totale HT					13820344,3
TVA 19 %					2625865,42
TOTALE TTC					**16446209,7**

VI.9 Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.

- Méthodes basées sur le graphique.

VI.9.1 Planification par la méthode du réseau

Les principales opérations pour la conception des collecteurs d'un projet d'AEP

A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation ;

B. Piquetage.

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D. Aménagement du lit de pose.

E. La mise en place des canalisations en tranchée.

F. Construction des regards et les vannes.

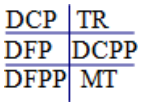
G. Assemblage des tuyaux H. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

I. Remblai des tranchées.

J. Travaux de finition.

Tableau VI-4: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

OPERATION	TR	succède	Précède
A	10	B	-
B	4	C	A
C	25	D, E, F	B
D	10	G	C
E	12	G	C
F	13	G	C
G	10	H	D, E, F
H	3	I	G
I	9	J	H
J	5	-	I



Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finition au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Tableau VI-5: Détermination des délais.

Opération	TR (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	10	0	10	0	10	**0**
B	4	10	14	10	14	**0**
C	25	14	39	14	39	**0**
D	10	39	49	42	52	**3**
E	12	39	51	40	52	**1**
F	13	39	52	39	52	**0**
G	10	52	62	52	62	**0**
H	3	62	65	62	65	**0**
I	9	65	74	65	74	**0**
J	5	74	**79**	74	**79**	**0**

- Le chemin critique : A-B-C-F-G-H-I-J tel que $\sum TR$= 79 jours, donc la durée de la réalisation de ce projet est estimée à 2 mois et 19 jours.

VI.10Conclusion :

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 16446209,7 DA.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE :

A travers ce travail, nous avons fait une étude de l'alimentation d'eau potable des ilots 10 – 11 de la nouvelle ville de sidi Abdellah.

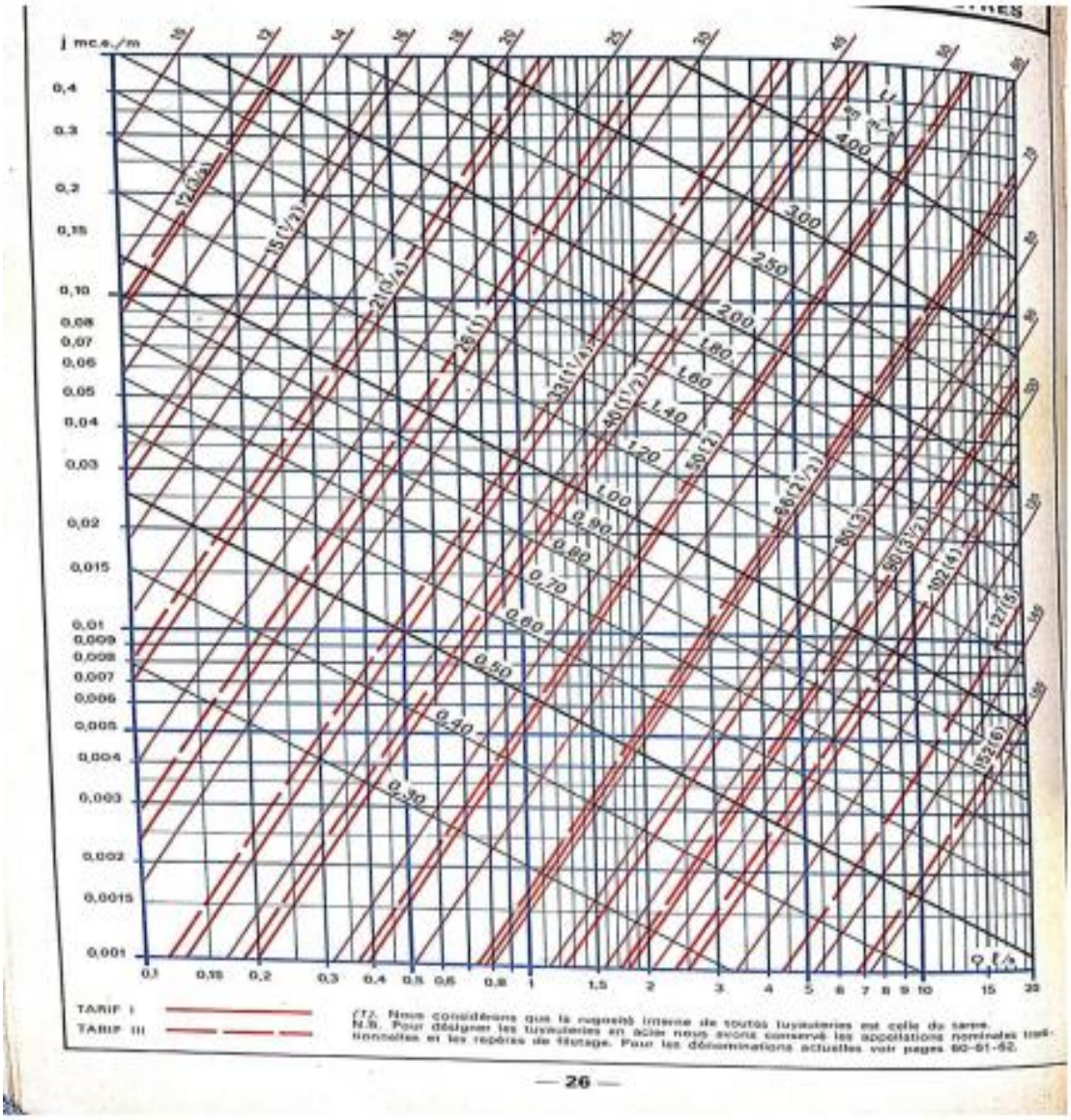
Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle a été menée sur trois volets, la première partie basée sur la récolte de l'information et le calcul des besoins en eaux ; la deuxième partie a consisté à établir le schéma du réseau de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

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 l'adduction et distribution en utilisant des conduites en PEHD PN16. La simulation et le dimensionnement de ce réseau est faite au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique 'EPANET'. Aussi, nous avons dimensionné le réseau vertical des immeubles. Dans le but de garantir un bon confort au usagées.

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

ANNEXE

L'abaque N° 03-104 des petits diamètres pour déterminer les pertes de charge.



Références bibliographiques

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

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

[3] MEMOIRE DE MASTER Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique « **ENSH »**. ETUDE D'UN RESEAU D'AEP VERTICAL D'UN BATIMENT.

[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] Etat actuel de l'invasion marine dans la baie d'Alger Djoudar /Hallal Dahbia. ENSH. https://www.iwra.org/congress/2008/resource/authors/abs142_article.pdf.

[7] Prix en Algérie de m de Tube en polyéthylène. http://www.algerie.prix-construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html.

Liste des planches

Planche n°01: Plan de situation.

Planche n°02: Plan de masse.

Planche n°03: Profil en long.

Planche n°04: Tracé en plan du réseau de distribution.

Planche n°05: Les accessoires dans un réseau d’alimentation en eau potable.