

REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB -BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement



Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ressource Hydraulique

THÈME :

**Etude du réseau d'alimentation en eau potable des 2500
logements location-vente (site N04) à sidi Abdellah
commune de Douera Wilaya d'Alger.**

Présenté par :

ISSAKA AKOUKOU Sofianou

MAHEND Sidi Abdellahi Salem

Devant le jury composé de :

Mme. BENZINEB	MCA	USDB1	Présidente
M. BESSENASSE	PROFESSEUR	USDB1	Examinateur
M. BELKACEM FILALI	MCB	USDB1	Promoteur

2024/2025

Remerciement :

Tout d'abord nous remercions « ALLAH » de nous avoir donné le courage, la volonté et la force pour terminer notre travail de fin d'étude.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur de mémoire, monsieur Belkacem filali.

A nous le remercions de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques, ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant nos recherches.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. Nous remercions nos frères et sœurs, pour leurs encouragements.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury d'avoir accepté du juger ce modeste travail.

Enfin, nous remercions nos amis qui ont toujours été là pour nous durant notre cursus, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

A tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Dédicace 1 :

Je dédie ce travail à ma famille, à mon
promoteur ainsi qu'à tous mes amis.

Sofianou

Dédicace 2 :

Je dédie mon modeste travail

A

L'homme, mon précieux offre de
l'ALLAH, qui doit ma vie, ma réussite et
tout mon respect

Mon cher père : **abdellahi salém**

La femme qui a souffert sans me laisser
souffrir qui ma protéger quand j'étais en
offensif et qui n'a épargné aucun effort
pour me rendre heureuse : ma chère et
adorable mère **mariem**.

A mon cher frère **mohamed** que je l'aime très fort
A ma grande de mère, mes cousins, mes
cousines, et toute la famille **aichetou**

A mes amies que j'ai connues jusqu' à maintenant
Merci pour leur amour et leur soutient et
encouragement

Sidi

ملخص

تدرس هذه المذكرة إمدادات مياه الشرب إلى حي 2500 مسكن (الموقع رقم 4) في بلدية سيدي عبد الله بولاية الجزائر العاصمة. تتضمن الدراسة تقييم الاحتياجات من المياه وتحديد حجم الخزانات وشبكة التوزيع. يبلغ عدد السكان المقدر 12,500 نسمة، مع حساب معدلات التدفق لضمان إمدادات كافية. يستخدم التصميم تقنيات حديثة لضمان الإدارة المستدامة للموارد المائية. يضع هذا المشروع المعرفة المكتسبة في مجال الهيدروليك موضع التنفيذ ويقدم حلولاً لتحسين الوصول إلى مياه الشرب.

الكلمات الرئيسية: إمدادات المياه، التحجيم، الخزان، التوزيع، برنامج واتركاد.

Résumé

Ce mémoire étudie l'alimentation en eau potable de la cité des 2500 logements location-vente (site N°4) à Sidi Abdellah Commune de Douera wilaya d'Alger. L'analyse comprend l'évaluation des besoins en eau, le dimensionnement des réservoirs et du réseau de distribution. La population estimée est de 12 500 habitants, avec des débits calculés pour garantir un approvisionnement adéquat. La conception utilise des technologies modernes pour assurer une gestion durable des ressources hydriques. Ce projet met en pratique les connaissances acquises en hydraulique et présente des solutions pour améliorer l'accès à l'eau potable.

Mots-clés : Alimentation, Eau potable, Dimensionnement, Distribution, WaterCAD

Abstract

This memoir studies the drinking water supply to the 2500 housing (site N°4) Sidi Abdellah estate in Douera, Algeria. The analysis includes assessment of water requirements, reservoir sizing and distribution network sizing. The estimated population is 12,500, with critical flow rates calculated to guarantee an adequate supply. The design uses modern technologies to ensure sustainable management of water resources. This project puts into practice the knowledge acquired in hydraulics and presents solutions for improving access to drinking water.

Keywords: Water supply, Sizing, Reservoir, Distribution, WaterCad

Table des matières

Remerciement :	i
Dédicace 1 :	ii
Dédicace 2 :	iii
Résumé	iv
Liste des Tableaux :	ix
INTRODUCTION GENERALE	
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	4
CHAPITRE 1 Présentation de la zone d'étude	5
1. Situation géographique	5
2. Situation administrative :	5
3. Situation climatique	6
3.1 La température	6
3.2 La pluviométrie	7
3.3 Le vent :	7
3.4 L'humidité	8
4. Situation topographique	9
4.1 Sismicité	10
5. Situation géologique	10
5.1 La lithologie	11
6. Situation hydraulique :	12
CHAPITRE 2 :	14
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION	14
2.1 Introduction :	14
2.2. Estimation de la population	15
2.3 Estimation des besoins en eau	15
2.3.1. Consommation moyenne journalière	16
2.3.2. Choix de la norme unitaire de la consommation	16
2.4 Les besoins domestiques	16
2.5 Estimation des besoins en eau actuel et future :	17
2.6 L'ensemble des besoins en eau	17
2.7 Besoins moyens journalier des commerces :	18
2.7.1 Pertes : [3]	18
2.7.2 Classification des besoins en eau	18
2.8 Coefficient d'irrégularité	19

2.8.1 coefficient d'irrégularité maximal journalier	19
2.8.2 Coefficient d'irrégularité minimal journalier	19
2.8.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire	19
2.8.4. Coefficient d'irrégularité minimal horaire	20
2.9 Calcul du débit moyen journalier :	21
2.10 Détermination des débits journaliers	24
2.10.1 Débit maximal journalier	24
2.10.2 Débit minimal journalier	24
Qminj=Kminj× Qmoy j	24
2.11.1 Débit moyen horaire	25
2.11.2. Débit maximal horaires	25
2.12. Débit minimal horaires	25
2.13 Détermination le débit de pointe	26
2.14 Conclusion	26
	27
CHAPITRE 3 :	27
Choix et dimensionnement du réservoir.	27
3. Choix et dimensionnement du réservoir	28
3.1. Introduction	28
3.2. Rôles des réservoirs	28
3.3. Fonctionnement de réservoir :	28
3.3.1. Fonctions Techniques :	28
3.3.2. Fonctions économiques :	29
3.4. Choix du type du réservoir	29
3.4.1. Classification selon le matériau de construction	29
3.4.2. Classification selon la situation des lieux	29
3.4.3. Classification selon l'usage	30
3.4.4. Classification selon la forme géométrique	30
3.5. Emplacement des réservoirs	32
3.6 Type de réservoir : [5]	33
3.7. Caractéristiques du réservoir	34
3.8. Équipements du réservoir	34
3.8.1. Conduite d'adduction :	35
3.8.2. Conduite de distribution	35
3.8.3. La conduite de trop plein	36
3.8.4. Conduite de vidange	36

3.8.5. Conduite de by-pass	36
3.9. Système de matérialisation de la réserve d'incendie [6]	37
3.9.1. Le système à deux prises	37
3.9.2 Le système à siphon	38
3.10. Dimensionnement du réservoir [5]	38
3.11. Capacité du réservoir :	38
3.12. Détermination de la capacité de réservoir par la méthode analytique	39
3.14. Conclusion :	41
CHAPITRE 4 :	42
Dimensionnement du réseau de distribution.	42
.....	42
4.1. Introduction	43
4.2. Description d'un réseau de distribution d'AEP	43
4.3. Types des réseaux	43
4.3.1. Réseau maillé	43
4.3.2. Réseau ramifié	44
4.3.3. Réseau mixte (étagée)	45
4.4. Choix du tracé :	46
4.5. Choix type du réseau	46
4.6. Les étapes pour traçage un réseau	47
4.7. Choix de type des conduites	47
4.7.1 Les conduites en acier	47
4.7.2 les conduites en PVC	48
4.7.3. Les conduites en fonte ductile	48
4.7.4. Les conduites en P.E.H.D	49
4.8. Paramètre des réseaux [6]	50
4.9. Simulation hydraulique du réseau de distribution :	50
4.10. Description du logiciel WATER CAD :	50
4.11. Calcul des débits nodaux :	52
4.12. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP	52
Conclusion :	78
CHAPITRE 5 :	79
POSE DE CANALISATIONS.	79
5.1 Introduction :	80
5.2 Les actions reçues par les conduites :	80

5.3 Exécution des travaux :	80
5.3.1 vérification manutention des canalisations :	81
5.2 Aménagement du lit de pose :	82
5.3 Mise en place des canalisations :	82
5.4 Assemblage des conduites :	83
5.5 Remblai des tranchées :	83
5.6 Nettoyage des conduites :	83
5.7 Surveillance et entretien du réseau :	83
CONCLUSION GÉNÉRALE	86
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	A
.....	A
ANNEXES	C
.....	C
La fenêtre principale du Water CAD	D
Traçage du réseau sur Autocad	E
Schéma de réseau sur Autocad	F
Résultats de la simulation	G
Profil en long	H
.....	H

Liste des Figures :

Figure 1.3 : L'altitude de la ville de Douera	i
Figure 1.4 : la carte géologique de la ville de Douera.....	1
Figure 3.1: schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable	1
Figure 3.2: Réservoir semi enterré cylindrique.....	1
Figure 3.3 : Réservoir surélevé	1
Figure 3.4 : Équipements du réservoir	1
Figure 3.5 : conduite de départ ou distribution.....	1
Figure 3.6: conduite de trop plein	1
Figure 3.7: un by-pass entre adduction et distribution	1
Figure 4.1: Réseau maillé	1
Figure 4.2: Réseau ramifié.....	1
Figure 4.3: Réseau maillé à une seule boucle.....	1
Figure 4.4: Réseaux maillés présentant de multiples boucles (mixtes).	1
Figure 4.5: Conduite en acier	1
Figure 4.6: Conduite en PVC.....	1
Figure 4.7: Conduite en fonte ductile	1
Figure 4.8: conduite en PEHD.....	1
Figure 5.1: Schéma d'une tranchée	1

Liste des Tableaux :

Tableau 1.1: Variation de la température mensuelle en °C période (2008-2015)	7
Tableau 1.2: Précipitations mensuelles période (2008-2015)	7
Tableau 1.3: Vitesse de vent mensuel moyen et maximal période (2008-2015). [1]	8
Tableau1. 4: Humidité mensuelle moyenne en % période (2008-2015).[1]	8
Tableau 2.1: Nombre de population	15
Tableau 2.2 : consommation moyens journalières.	16
Tableau 2.3: Base de calcul les dotations en fonction du nombre de la population.	17
Tableau 2.4: la consommation moyenne journalière totale	18
Tableau 2.5: la variation de β_{max} en fonction le nombre d'habitant.	20
Tableau 2.6: la variation de β_{min} en fonction le nombre d'habitant	20

Tableau 2.7: les valeurs optées des coefficients d'irrégularité.....	20
Tableau 2.8: Débit moyenne journalier domestiques de 2500 logements (la zone alimenter par un réservoir).....	21
Tableau 2.9: Débit moyenne journalier domestiques de 2500 logements (la zone alimenter par un château d'eau).....	23
Tableau 2.9: Débit moyenne journalier domestiques des blocs C-33 et C-37 du site N°03 (la zone alimenter par un château d'eau).....	23
Tableau 2.10: Débit moyenne journalier des équipements.....	24
Tableau 2.11: le débit maximal journalier	24
Tableau 2.12: le débit minimal journalier	24
Tableau 2.13: le débit moyen horaire.....	25
Tableau 2.14: le débit maximal horaire.....	25
Tableau 2.15: le débit minimal horaire.....	26
Tableau 2.16: le débit de pointe horaire.....	26
Tableau 3.1: Détermination de la capacité du réservoir	40
Tableau 4.1: Avantage et inconvénients du réseau ramifier	44
Tableau 4.2: Avantage et inconvénients du réseau	46
Tableau 4.3: Résultat de calcul pour conduite	52
Tableau 4.4: Résultat de calcul Pour les nœuds	61
Tableau 4.5: Résultat de calcul pour conduite	65
Tableau 4.6: Résultat de calcul Pour les nœuds Fonctionnement du réseau avec incendie	73

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, source indispensable à la vie et au progrès, est l'une des richesses naturelles les plus précieuses que l'humanité possède. Sa disponibilité et sa gestion efficace ont un impact direct sur le développement social et économique de toute civilisation. En effet, l'eau joue un rôle crucial non seulement dans la satisfaction des besoins fondamentaux tels que l'hydratation et l'agriculture, mais également dans les secteurs industriels, énergétiques et environnementaux. Pour l'Algérie, comme pour de nombreux autres pays, la question de l'approvisionnement en eau potable est devenue un enjeu majeur. Le pays fait face à une insuffisance alarmante de ressources hydriques, principalement causée par l'expansion démographique rapide, l'urbanisation croissante et l'élévation du niveau de vie de la population.

Cette pression sur les ressources en eau est exacerbée par des facteurs climatiques tels que la sécheresse et le changement climatique, qui accentuent la variabilité des précipitations et aggravent les pénuries. Dans ce contexte, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux et durables d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques. Ces systèmes doivent non seulement répondre à la demande croissante d'eau potable, mais également intégrer des pratiques de conservation et de valorisation des ressources disponibles. La mise en œuvre de technologies innovantes, de politiques de gestion intégrée et de sensibilisation de la population est essentielle pour assurer un avenir où chacun pourra bénéficier d'un accès équitable à l'eau. Ainsi, relever le défi de l'eau en Algérie est non seulement une nécessité, mais aussi une opportunité de promouvoir un développement durable et inclusif.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Etude de l'alimentation en eau potable des 2500 logements location-vente (site N°4) à Sidi Abdellah Commune de Douera wilaya d'Alger », et qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population concernée.

La présente étude s'articule sur cinq principaux chapitres :

- ❖ Le premier chapitre sera réservé pour la présentation de la zone d'étude en décrivant les différentes situations : géographique, démographique, topographique, climatique, hydrogéologique et hydraulique.

- ❖ Le second chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes et cela pour divers horizons, ce qui permettra d'estimer le déficit par rapport aux ressources actuelles.
- ❖ Dans le troisième chapitre, nous allons choisir et dimensionner, respectivement, les réservoirs existants et projetés ainsi que la station de reprise qui sert à l'adduction.
- ❖ Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution
- ❖ Le cinquième chapitre portera sur la pose de canalisations

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DE LA

ZONE D'ETUDE

CHAPITRE 1 Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons la zone d'étude. Il s'agit de la commune de Douera wilaya d'Alger.

On évoque ainsi la situation géographique, géologique et pédologique, topographique, hydrologique, hydrographique, pluviométrique, climatologique et hydraulique.

1. Situation géographique

La commune de Douera est l'une des cinquante-sept communes de la wilaya d'Alger, elle est située à 32 km au sud-ouest du centre-ville d'Alger et à environ 17km au nord de Boufarik.

Elle compte un peu plus de 56 998 hab et une densité de 1 425 hab. /km² (**RGPH 2018**)



Figure 1.1: Situation géographique de douera (Google Maps,2025).

2. Situation administrative :

La commune de Douera est située sur un plateau entre deux obstacles naturels, la mer par le nord et les monts de Bouzarah au sud.

La commune de Douera est limitée par :

- Au nord par les communes de Baba Hassen, ouled Fayet, Soidania et Rahmania ;
- À l'est par la commune de Khraicia ;
- À l'ouest par la commune de Mahelma ;
- Au sud par les communes de Tessala el Merdja et Birtouta.



Figure 1.2: Communes limitrophe de Douera.

3. Situation climatique

Pour tout projet d'alimentation en eau potable ou toute étude hydraulique, le climat est un facteur important.

En effet, Douera de par sa situation géographique du Nord de l'Algérie, possède un climat méditerranéen caractérisé par des saisons d'été chaudes et sèches et des hivers doux et relativement humides (**ONM, 2015**).

3.1 La température

Sur la plaine, le climat est légèrement continental et reçoive moins les effets de la mer. Les températures estivales sont plus élevées oscillent entre 10 et 35 °C et une moyenne annuelle de 18°C.

Mois	jan	Fev	Mars	avr	mai	Juin	juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
TMois(°c)												
Tmin (°c)	7,3	7,7	9,2	10,9	13,6	17	20,2	21	19,2	15,5	10,8	8,3
Tmax (°c)	14,2	15,4	17	19,3	22 ,3	26	28,9	30	27	22,8	18,2	15,1

Tableau 1.1: Variation de la température mensuelle en °C période (2008-2015) [1]

	10,7	11,5	13,1	15,1	18,9	21	24,5	26	23,1	18,9	14,5	11,7
--	------	------	------	------	------	----	------	----	------	------	------	------

3.2 La pluviométrie

La commune de DOUERA reçoit des précipitations surtout en hiver, et relativement moins de pluie en été, la différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de l'ordre de 123 mm

Tableau 1.2: Précipitations mensuelles période (2008-2015) [1]

Mois	Jan	Fev	Mars	Avrl	Mai	juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Précipitation (mm)	102	77	74	49	48	18	3	5	36	73	116	126

3.3 Le vent :

Le vent, phénomène atmosphérique dynamique, joue un rôle crucial dans le climat et l'environnement. Généralement, la force du vent atteint son maximum durant les mois d'hiver, lorsque les variations de température entre les masses d'air froides et chaudes sont les plus prononcées. Cette intensité accrue des vents hivernaux peut être attribuée à des systèmes météorologiques tels que les tempêtes et les dépressions qui se forment à cette période de l'année. En revanche, à la fin de l'été, on observe un minimum de force des vents. À cette

saison, les températures sont plus homogènes, et les conditions atmosphériques deviennent plus stables, ce qui entraîne une diminution significative de la vitesse du vent. Cette variation saisonnière est essentielle à la compréhension des écosystèmes et à la prévision météorologique.

Mois	Jan	Fev	Mars	avr	mai	juin	Juil	aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Moy (m/s)	2,3	2,3	2,4	2,7	2,7	2,8	2,8	2,5	2,4	2	2,9	2,4
Max (m/s)	9,8	9,7	10	11,1	10,6	11,1	10,9	10,7	10,7	9,7	10,4	9,9

Tableau I.3: Vitesse de vent mensuel moyen et maximal période (2008-2015). [1]

3.4 L'humidité

Dans notre région, le taux d'humidité se situe à un niveau relativement moyen. Cela signifie que l'air n'est ni trop sec, ce qui pourrait entraîner des problèmes de santé ou des conditions climatiques extrêmes, ni trop saturé en vapeur d'eau, ce qui pourrait favoriser la formation de brouillard ou de précipitations excessives. Cette humidité modérée contribue à un climat équilibré, propice à la croissance de la végétation et au bien-être des habitants. Elle joue également un rôle crucial dans les cycles écologiques locaux, influençant la disponibilité de l'eau et les pratiques agricoles.

Tableau 1.4: Humidité mensuelle moyenne en % période (2008-2015). [1]

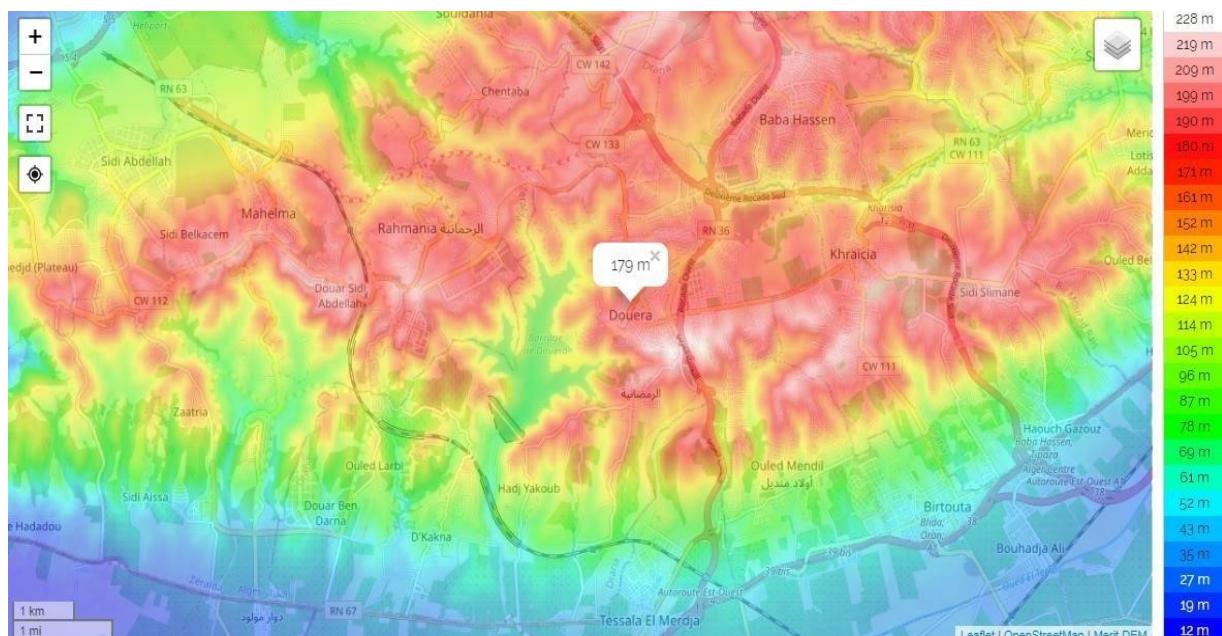
Mois	jan	Fev	mars	avr	mai	juin	Juil	aout	sept	Oct	Nov	Dec
humidité	79	81	77	76	77	71	70	70	72	75	78	80

4. Situation topographique

Dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, la topographie joue un rôle important vue la circulation des eaux qui se fait généralement sous pression. Les pentes longitudinales respectives y sont à peu près de : 0,35 et 0,25 pour 1000. De ce fait, la ville a un site peu accidenté mais d'une manière générale plat et facilement constructible.

Les coordonnées géographiques pour notre zone d'étude la ville de douera sont :

- **36.670°** de latitude
- **2.944°** de longitude



- 179m de l'altitude

Figure 1.3 : l'altitude de la ville de Douera (<https://fr-ca.topographic-map.com/map-3k8qs8/Douera/>)

L'étude de la topographie de la zone d'étude est importante afin de définir le choix de l'emplacement des ouvrages hydrauliques et pour assurer une pression d'eau, soit gravitairement ou par refoulement. En se référant au modèle numérique topographique (Figure I.3), nous remarquons que les points les plus hauts sont situés au Nord de la ville. Le

terrain descend graduellement du Nord au Sud. L'altitude varie entre 50 m sur la plaine et 200 m sur le littoral au Nord.

4.1 Sismicité

Le nord de l'Algérie se caractérise par une activité sismique superficielle particulièrement intense, ce qui en fait une région vulnérable aux tremblements de terre. Cette activité sismique est principalement attribuée aux interactions complexes à la frontière des plaques tectoniques africaine et euro-asiatique. Ces plaques, en constante mouvement, engendrent des tensions qui, lorsqu'elles se libèrent, provoquent des secousses sismiques pouvant avoir des conséquences dévastatrices sur les infrastructures et la vie humaine. Ainsi, l'étude de cette sismicité revêt une importance cruciale pour la prévention des risques et la mise en place de mesures de sécurité adaptées dans cette région.

5. Situation géologique

L'examen de la carte géologique montre que la zone d'étude est caractérisée par une pétrographie du pliocène qui se regroupe en formation du quaternaire et du tertiaire se présente comme suit :

- Des alluvions récentes, formée de limons argileux
- Plais ancien et sahélien ; marneux et argileux qui forment le substratum de la zone
- Les argiles sahéliennes et marnes du plaisir ancien

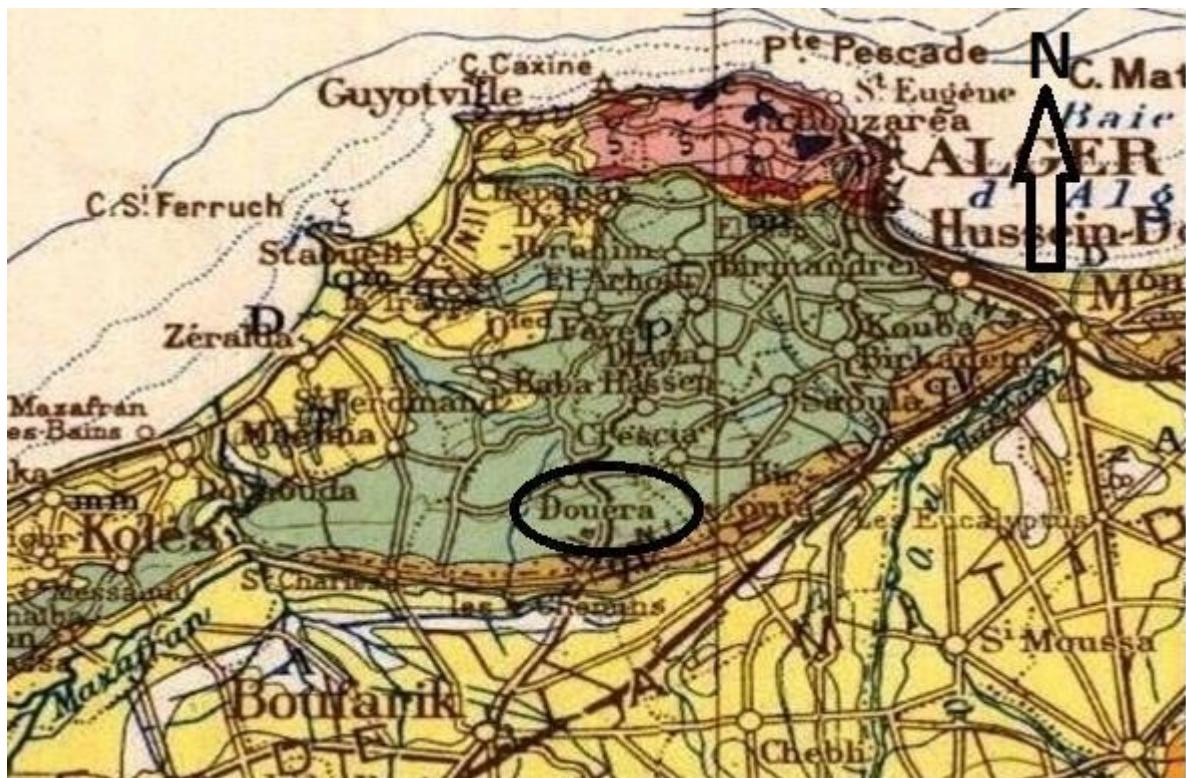


Figure 1.4 : la carte géologique de la ville de Douera.[2]

Le sahel d'Alger compris pour une grande part sur cette feuille est un plateau ondulé et très raviné qui s'appuie au nord contre le massif de Bouzaréa .Une deuxième ondulation de direction sensiblement S.O forme le ridement de Douera d'altitude moyenne sensiblement égale 200 m le point culminant au signal de Douera se trouve à 232 m ces deux hauteurs convergent vers saint Amélie ; la pliocène ancien présente des changements de faciès et d'épaisseur qui se manifestent surtout dans la partie est du sahel d'Alger dans la zone centrale « région de Douera » prédomine le faciès marneux qui se développe au-dessous des argiles sahélien a la base de tous les contre fort qui s'abaissent a la plaine , notre zone d'étude est très faible perméabilité avec absence d'aquifère souterraine.

5.1 La lithologie

La structure de la région a été déterminée par l'affaissement du socle rocheux entre deux failles d'orientation E-O et NE-SO. Les roches du socle rocheux, du miocène et du pliocène, ont réagi comme une couverture flexible pendant l'affaissement et remplissage

du bassin de la Mitidja, entre les unités ascendantes de l'atlas et du sahélien respectivement du sud et du nord.[2]

Ce phénomène d'affaissement synclinal a été accompagné par l'apparition des roches volcaniques au périphérique sud du bassin. Au nord, les collines du sahel, qui isolent le bassin de la mer, résultent d'un plissement anticlinal modéré découpé d'orientation E-O, produit à la fin du pliocène.

Le quaternaire a été caractérisé par la disposition de matériaux alluvionnaire dans le bassin de la Mitidja, les formations d'El Harrach et du Mazafran constituent les dépôts de remplissage de ce bassin.

6. Situation hydraulique :

Le barrage de douera est un grand complexe hydraulique stratégique près de la commune de douera wilaya d'Alger.

Le barrage réservoir de douera permet le stockage des eaux transférées par les oueds Mazafran et El Harrach ; ce dernier à une partie de l'eau stocker sera utilisé pour l'alimentation en eau potable et leur capacité 87 hm^3 .[2]

Conclusion

Ce chapitre de présentation de la zone d'étude établit les fondations essentielles pour une compréhension approfondie des défis liés à l'alimentation en eau potable dans la région de Douera. Nous avons examiné les aspects géographiques, démographique et environnementaux qui influencent la gestion de l'eau, identifié principales sources d'eau, les infrastructures existantes et les obstacles potentiels à la distribution d'eau potable. Cette analyse préliminaire constitue la base nécessaire pour orienter nos recherches et recommandations visant à améliorer l'accès à une eau potable de qualité. Les chapitre à venir approfondiront nos investigations et exploreront des solutions pour une gestion durable de l'alimentation en eau potable dans cette région.

CHAPITRE 2 :

ESTIMATION DES BESOINS

EN EAU DE

L'AGGLOMERATION

CHAPITRE 2 : Estimation des besoins en eau de l'Agglomération

2.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de définir une dotation spécifique pour chaque classe de consommateurs. Cette dotation unitaire est définie comme le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent de plusieurs facteurs, tels que le mode de vie et l'évolution de la population. Le calcul des besoins doit prendre en compte la population de la zone d'étude (site N°04 à Sidi Abdellah, commune de Douera, Wilaya d'Alger). Ces besoins varient également d'une période à l'autre et d'une agglomération à l'autre.

Après l'évaluation des besoins moyens en eau potable de la population, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de cette agglomération. Les variations de consommation peuvent être déduites à partir des coefficients d'irrégularité.

En particulier, l'évaluation des besoins en eau potable vise à satisfaire un niveau sanitaire général, en étroite relation avec le développement socioéconomique du pays.

2.2. Estimation de la population

L'estimation de la population de la zone d'étude est basée sur le nombre de logements avec comme hypothèse un taux d'occupation par logement de 5 personnes par logement. Le tableau ci-dessous le nombre de population :

Tableau 2.1: Nombre de population :

Cité	Taux d'occupation	Population
2500 logements	5	12500

D'après le tableau la population est estimée à **12500** habitants.

2.3 Estimation des besoins en eau

Dans notre projet d'AEP de la cité «2500 logements» il consiste une catégorie de besoin en eau tel que :

- Les besoins en eau domestique : sur la base des populations estimées, il a été procédé à l'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude.
- Les besoins des autres équipements sont estimés par hypothèse à 20% de la demande domestique

- Les pertes ont été estimées aussi par hypothèse à 25 % de la demande domestique [3].

2.3.1. Consommation moyenne journalière

Pour calculer la consommation moyenne journalière on utilise la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \sum N_i \times d_i / 1000 \quad \text{Avec :}$$

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

N : nombre d'habitants.

d : dotation moyenne en $l/j/hab$.

i : nombre de de groupe ($i = 1, 2, 3, \dots, n$)

2.3.2. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une l'agglomération est évalué en litre par habitant par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animale, par véhicule.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme unitaire de consommation (dotation) c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population,
- Le nombre d'habitant,
- Le développement urbain de la ville,
- Les ressources existantes.

2.4 Les besoins domestiques

Le tableau ci-dessous représente la consommation moyenne journalière

Tableau 2.2 : consommation moyens journalières.

Cité	Dotation (l/j/hab)	Demande domestique (m ³ /j)	Les pertes en (%)	Majoration pour les équipements (%)	Demande des équipements (m ³ /j)	Demande totale en (m ³ /j)	Besoin total (m ³ /j)
2500	150	1875	25	20	375	2250	4500

2.5 Estimation des besoins en eau actuel et future :

La norme de dotation de l'aire d'étude se situe aux alentours de 150-200 l/j/hab ; néanmoins, le dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude sera basé sur cette dotation.

Tableau 2.3 : Base de calcul les dotation en fonction du nombre de la population.

Population	Dotation (L/j/h)
P < 2000	125
2000 < P < 20.000	150 - 200
20.000 < P < 100.000	200 - 300
P > 100.000	300 - 400

Source Plan National de l'Eau PNE 2014

On prendre une dotation de **150 l/j/h**

Donc **Q_{moy}=1875 m³/j=78125 m³/h**

2.6 L'ensemble des besoins en eau

Après l'étude de l'estimation du besoin moyen en eau, nous établissons un tableau du débit nécessaire.

Le résultat est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 : la consommation moyenne journalière totale

Type de besoin en eau	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Besoin domestique	4500

2.7 Besoins moyens journalier des commerces :

Les besoins des services et commerces sont calculés avec une dotation de 15 l/j/m².

2.7.1 Pertes : [3]

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 20 % de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 20 % à 35 de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution mal entretenue, les pertes aboutissent ou dépassent les 50% de la consommation moyenne journalière.

Dans notre cas, les pertes sont de l'ordre de 20 %.

2.7.2 Classification des besoins en eau

La demande en eau varie selon le type d'utilisateur. Le concepteur devrait parfaitement utiliser les données de consommation enregistrées par les compteurs. En absence de telles données, il peut estimer les consommations en se basant sur une enquête recensant les différentes catégories d'utilisateur présentes dans une agglomération, telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins des équipement (scolaires, sanitaires, administratifs)
- Besoins industriels (Dotation effective).

2.8 Coefficient d'irrégularité

Pour déterminer les différents débits en tient en compte les différents coefficients d'irrégularité ($K_{\max j}$; $K_{\min j}$; $K_{\max h}$; $K_{\min h}$)

2.8.1 coefficient d'irrégularité maximal journalier

Ce coefficient est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{j\max}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{moy/j}$).

$$K_{j\max} = Q_{j\max} / Q_{j\text{moy}}$$

Ce coefficient d'irrégularité journalière maximal est pris égale à :

$$K_{j\max} = 1,1 \text{ à } 1,3$$

2.8.2 Coefficient d'irrégularité minimal journalier

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimal et la consommation moyen journalière.

$$K_{j\min} = Q_{j\min} / Q_{j\text{moy}}$$

Ce coefficient d'irrégularité journalier minimal varie entre les valeurs :

$$0,7 \text{ et } 0,9$$

2.8.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire

Ce coefficient peut être décomposé en deux coefficient α_{\max} et β_{\max} tel que :

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

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie entre 1,2 et 1,3 ; dépend du niveau de développement local.

β_{\max} : coefficient étroitement liée à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous présente la variation de β_{\max} en fonction de nombre d'habitant

Tableau 2.5 : la variation de β_{\max} en fonction le nombre d'habitant.

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

2.8.4. Coefficient d'irrégularité minimal horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire, et peut être décomposé en deux coefficient α_{\min} et β_{\min} tel que :

$K_{\min} h = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}$ avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipement de l'agglomération et du régime de travail varie entre 0,6 à 0,7 dépend de niveau de développement local.

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

Le tableau ci-dessous présente la variation de β_{\min} en fonction le nombre d'habitant.

Tableau 2.6 : la variation de β_{\min} en fonction le nombre d'habitant

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

Pour la présente étude nous avons optés pour :

Tableau 2.7 : les valeurs optées des coefficients d'irrégularité.

Désignation	Valeur maximale	Valeur minimale
A	1,20	0,50
B	1,15	0,60

Donc :

$K_{\max h} = 1,2 \times 1,15$

K_{maxh} = 1,38

K_{minh} = 0, 50 × 0, 60

K_{minh} = 0, 3

2.9 Calcul du débit moyen journalier :

Le calcul du débit moyen journalier de la zone d'étude est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Débit moyenne journalier domestiques de 2500 logements (la zone alimenter par un réservoir).

Nom de bloc	Nbr log	local	Nombre de Personne	Besoins Dom (m³/j)	Besoins commerce (m³/j)	Besoins Total m³/j	Perte (m³/j)	Qmoy (m³/j)
D1	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D2	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D3	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
T-D4	59	170,78	295	44,250	2,562	46,812	9,362	56,174
D5	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D6	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D7	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D8	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D9	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D13	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D14	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D15	36	311,08	180	27,000	4,666	31,666	6,333	37,999
D16	36	311,08	180	27,000	4,666	31,666	6,333	37,999
D17	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
D18	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
T-D19	59	170,78	295	44,250	2,562	46,812	9,362	56,174
D22	36	0	180	27,000	-	27,000	5,400	32,400
D23	36	0	180	27,000	-	27,000	5,400	32,400
D24	36	0	180	27,000	-	27,000	5,400	32,400
D25	36	0	180	27,000	-	27,000	5,400	32,400

D26	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D27	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D28	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D29	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D30	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D31	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D32	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D33	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D34	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D35	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D56	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D57	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D60	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D61	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D62	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D20	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D21	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D36	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D37	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D38	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D39	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D40	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D41	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D42	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D43	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D44	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D45	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D46	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D47	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D48	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D49	38	0	190	28,500	-	28,500	5,700	34,200
D50	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D51	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000

D52	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D53	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D54	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
D55	40	0	200	30,000	-	30,000	6,000	36,000
TOTAL	2 220	2 501	11 100	1 665,00	37,51	1 702,51	340,50	2 043,01

Tableau 2.9 : Débit moyenne journalier domestiques de 2500 logements (la zone alimenter par un château d'eau).

Nom de bloc	Nbr log	local	Nbr personne	Besoins Dom m³/j	Besoins commerce m³/j	Besoins Total m³/j	Perte (m³/j)	Qmoy (m³/j)
D10	38	170,78	190	28,500	2,562	31,062	6,212	37,274
T-D11	61	170,78	305	45,750	2,562	48,312	9,662	57,974
T-D12	59	170,78	295	44,250	2,562	46,812	9,362	56,174
T-D58	61	0	305	45,750	-	45,750	9,150	54,900
T-D59	61	0	305	45,750	-	45,750	9,150	54,900
TOTAL	280	512,340	1 400	210,00	7,69	217,69	43,54	261,22

Tableau 2.10 : Débit moyenne journalier domestiques des blocs C-33 et C-37 du site N°03 (la zone alimenter par un château d'eau).

Suite de Tableau 2.10:

Nom de bloc	Nbr log	local	Nbr personne	Besoins Dom m³/j	Besoins commerce m³/j	Besoins Total m³/j	Perte (m³/j)	Qmoy (m³/j)
C-33	58	170,78	290	43,500	2,562	41,062	9,212	55,274
C-37	60	0	300	45,000	-	45,000	9,000	54,000
TOTAL	118	170.78	590	89,00	2,562	91,06	18,21	109,27

Tableau 2.6 : Débit moyenne journalier des équipements.

Equipment	Superficie (m ²)	Dotations (l/j/m ²)	Q _{moy} (m ³ /j)
Lycée 2	9847,83	5	49,239
Ecole primaire 05	4375,24	5	21,876
Ecole primaire 06	3120,14	5	15,601
Polyclinique	3051,14	5	15,256

2.10 Détermination des débits journaliers

2.10.1 Débit maximal journalier

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{moy j}$$

On prend : $K_{\max j} = 1,2$

Tableau 2.12 : le débit maximal journalier

Cité 2500	K _{max j}	Q _{max j} (m ³ /j)
4500	1.2	5400

2.10.2 Débit minimal journalier

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

On prend : $K_{\min j} = 0,9$

Tableau 3.13 : le débit minimal journalier

Cité 2500	K _{min j}	Q _{min j}
4500	0.9	4050

2.11 Détermination des débits horaire

2.11.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = Q_{max\ j} / 24 \quad \text{Avec :}$$

$Q_{moy\ h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{max\ j}$: débit maximal journalier en m^3/j .

Tableau 2.14 : le débit moyen horaire.

Cité 2500	$Q_{max\ j} (m^3/j)$	$Q_{moyh} (m^3/h)$
4500	5400	225

2.11.2. Débit maximal horaires

Pour déterminer le débit maximal horaire on utilise la formule suivante :

$$Q_{max\ h} = K_{max\ h} \times Q_{moy\ h}$$

On prend : $K_{max\ h} = 1,38$

Tableau 2.15 : le débit maximal horaire.

Cité 2500	$K_{max\ h}$	$Q_{maxh}(m^3/h)$
225	1.38	310,5

2.12. Débit minimal horaires

Pour déterminer le débit minimal horaire on utilise la formule suivante :

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

On prend : $K_{min\ h} = 0,3$

Tableau 7: le débit minimal horaire.

Cité 2500	Kmin h	Qminh(m ³ /h)
187,5	0.3	56,25

2.13 Détermination le débit de pointe

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'AEP ceci nous permet de connaitre les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de point), afin de dimensionner le réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération

Pour déterminer le débit de pointe nous devrons aussi de prendre en compte du coefficient d'irrégularité horaire

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_{moyh}$$

Q_p : débit de pointe.

K_p : coefficient d'irrégularité de pointe.

Q_{moyh} : débit moyen horaire

$$K_p = 1.6$$

Tableau 2.17 8: le débit de pointe horaire.

Cité 2500	Kp	Qp (m ³ /h)	Qp(l/s)
187,5	1.6	300	83.33

2.14 Conclusion

À travers ce chapitre, qui comprend une catégorie de besoins (domestiques) et est basé sur des dotations fixées selon le plan de développement national, le débit journalier de **4 500 m³/j** est celui consommé en moyenne par la cité de 2 500 logements. Ainsi, le débit de pointe, qui nous permet de dimensionner le réseau de distribution pour ce site d'étude de 2 500 logements, est estimé à **300 m³/h**.

CHAPITRE 3 :

Choix et dimensionnement du réservoir.

Chapitre 3 : Choix et dimensionnement du réservoir

3. Choix et dimensionnement du réservoir

3.1. Introduction

Au cours de la même journée, le débit d'apport est uniforme alors que le débit de distribution est variable dans le temps, pour cela on utilise des réservoirs pour stocker le surplus d'eau pendant les heures de faible consommation et sa distribution durant les heures de pointes. Le réservoir est un ouvrage hydraulique, où son alimentation se fait soit gravitairement soit par refoulement. Il est situé entre les ouvrages d'adduction et le réseau de distribution.

3.2. Rôles des réservoirs

Les rôles du réservoir sont :

- Assurer la régulation du débit entre la demande et l'apport.
- Permettre le stockage de l'eau qui vient de l'adduction pour assurer un apport d'eau constant.
- Équilibrer les deux régimes d'adduction et de distribution, il permet pendant les heures de faible consommation le stockage de l'eau dû à la différence des débits entre adduction et distribution.
- Permettre l'alimentation des consommateurs pendant la panne de courant.
- Maintenir une réserve d'eau pour l'incendie.
- Assurer aux heures de pointe le débit nécessaire.
- Maintenir l'eau à l'abri de la pollution.
- Préserver l'eau contre les variations de température [4].

3.3. Fonctionnement de réservoir :

3.3.1. Fonctions Techniques :

- Simplification de l'exploitation : la présence d'un réservoir permet l'arrêt momentané des équipements de production, de pompage et même du réseau pour réparation et maintenance.

- Réacteur de traitement : permet d'assurer un temps de contact avec un agent désinfectant.

3.3.2. Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- Réduction des investissements sur les ouvrages de distribution ; la présence de réservoir d'équilibre en bout de réseau permet de réduire les diamètres des canalisations maitresse
- Réduction des dépenses d'énergie, du fait de l'économie sur le temps de pompage.

3.4. Choix du type du réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. Le choix se fait selon plusieurs facteurs :

- La topographie de la région a alimenté
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression...),
- La facilité de l'exploitation,
- Les facteurs économiques.

Il existe Différentes classifications des réservoirs. Ils peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération ;

3.4.1. Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs

- Réservoirs métalliques,
- Réservoir en maçonnerie,
- Réservoir en béton armé ou précontraint.

3.4.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré,
- Réservoir semi-enterré,
- Réservoir sur élevés ou sur tour.

3.4.3. Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage,
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon),
- Réservoir de traitement.

3.4.4. Classification selon la forme géométrique

Généralement on retrouve en pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique,
- Réservoir rectangulaire ou carré,

Aussi, on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique, ...).

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

Nous donnons ci-après un schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable :

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

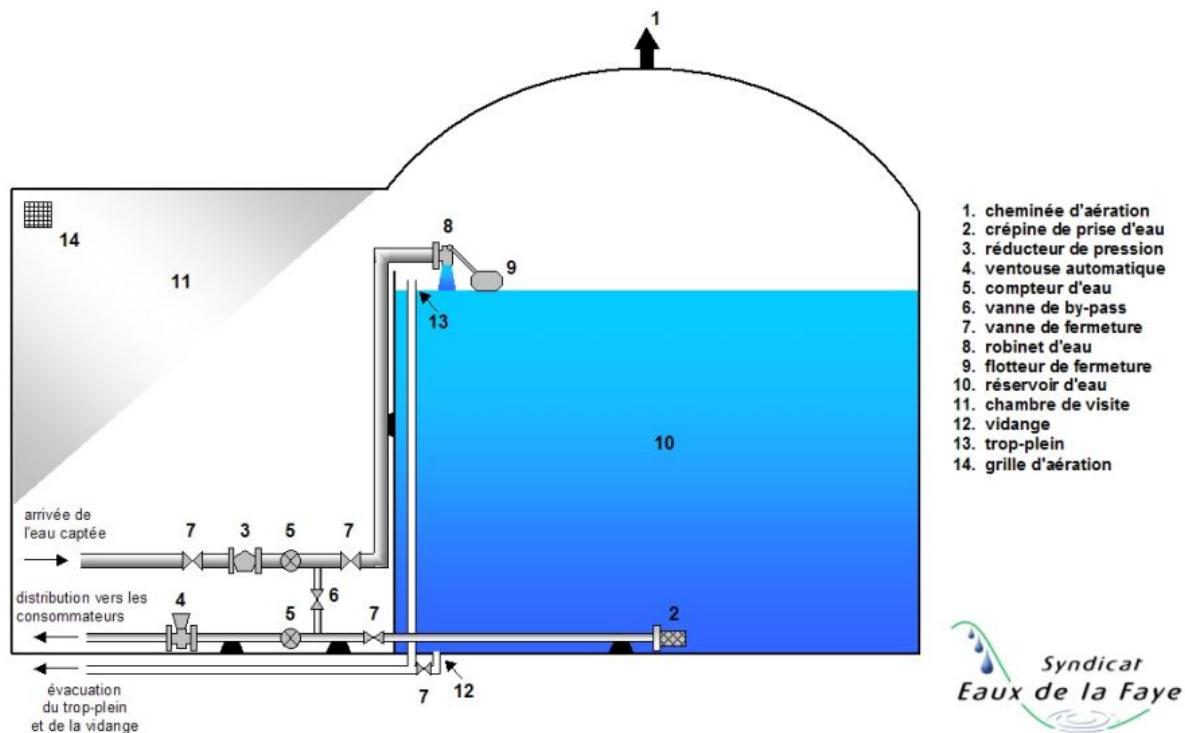


Figure 3.1: schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable

Schéma détaillé d'un réservoir semi enterré cylindrique est donné ci-après

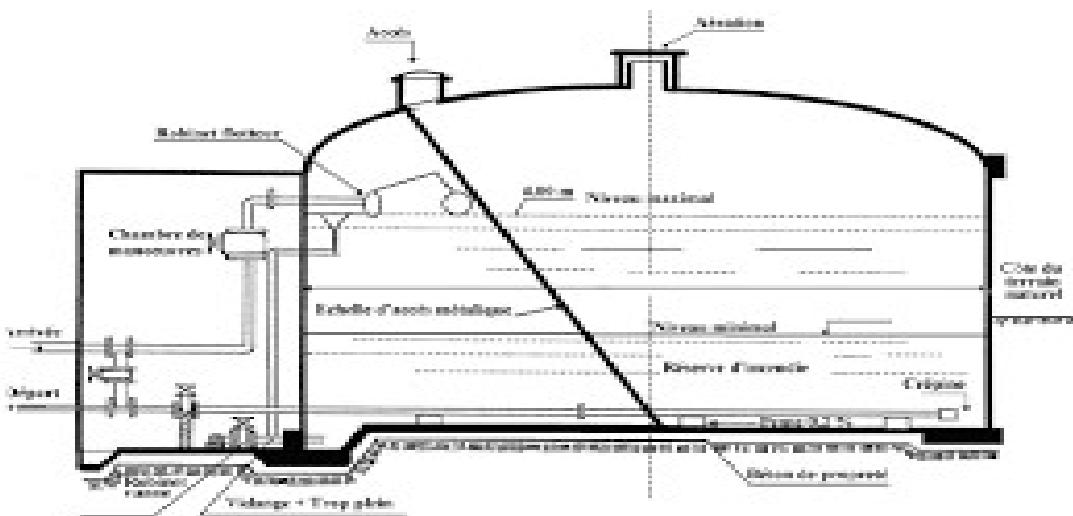


Figure 3.2: Réservoir semi enterré cylindrique

Schéma détaillé d'un réservoir surélevé est représenté ci-dessous :

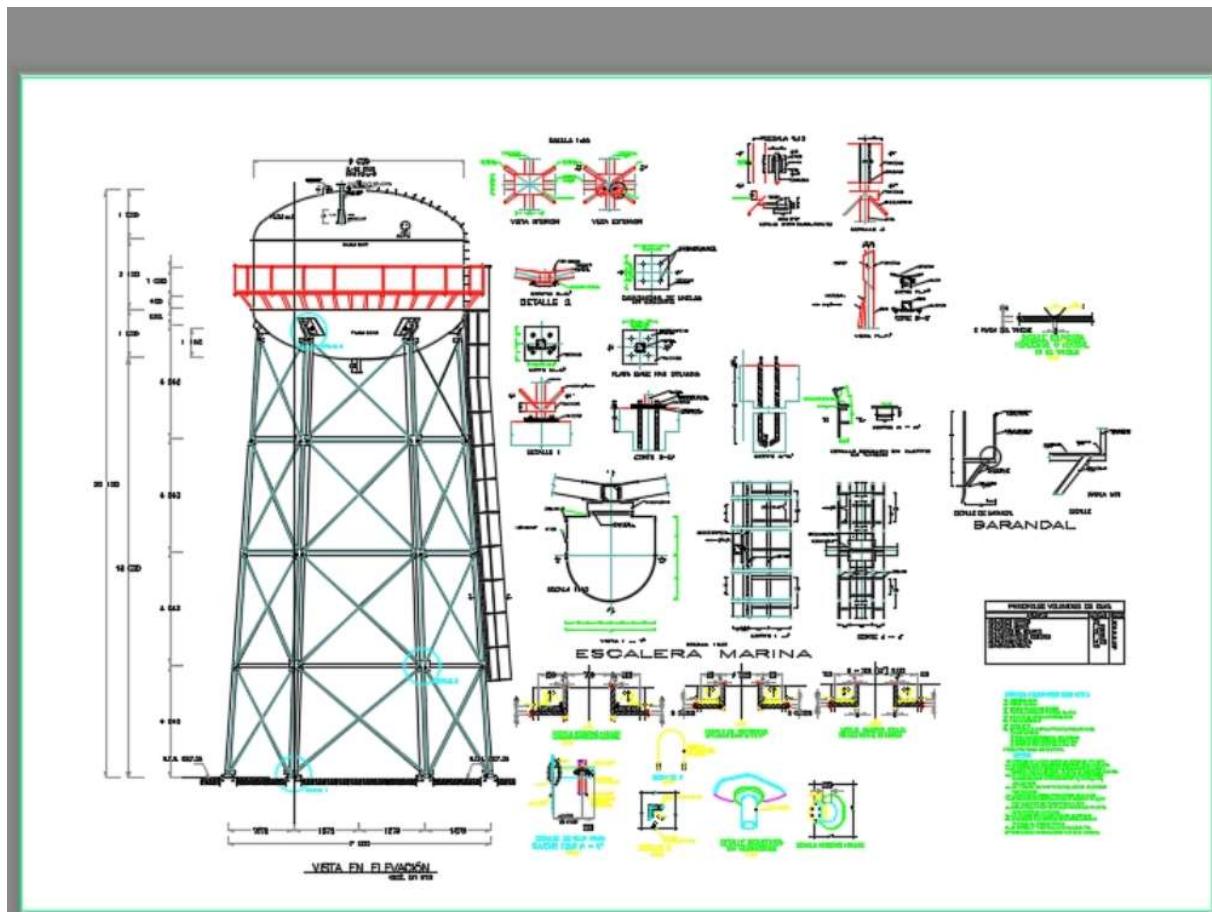


Figure 3.3: Réservoir surélevé

3.5. Emplacement des réservoirs

L'implantation d'un réservoir doit tenir compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissements et d'exploitations et il faut tenir compte des facteurs suivants : [5]

- Le point le plus éloigné à alimenter.
- Le point le plus bas à alimenter.
- L'altitude la plus élevée à alimenter.
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.
- Le réservoir plus près des utilisateurs.
- En terrain accidenté les conditions vont changer :
- Éviter les réservoirs surélevés.
- Choisir un site de côte dépassant celles des maisons les plus hautes d'une valeur de 10 à 20m

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique de le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, mais ça n'est pas été vérifié pour cette étude où l'adduction se fait par refoulement,
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération, ça veut dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau, ce qui est vérifié pour notre cas,
- La présence du relief à proximité d'une ville peut faciliter l'établissement du réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé.

3.6 Type de réservoir : [5]

Il existe plusieurs types des réservoirs on peut les classifier selon les trois paramètres :

a) D'après la nature des matériaux :

- Les réservoirs en métalliques.
- Les réservoirs en maçonneries.
- Les réservoirs en béton armé

b) D'après la situation des lieux ils peuvent être :

- Les Réservoirs Enterrée.
- Les réservoirs Semi enterrée.
- Les réservoirs surélevés.

c) D'après la forme de base, soit :

- Les réservoirs à base circulaire.
- Les réservoirs à base carré.
- Les réservoirs à base rectangulaire.
- Les réservoirs à base conique.

d) D'après les nombres usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon)

- Réservoir de traitement. Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

3.7. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

Résistance : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.

Étanchéité : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.

Durabilité : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

3.8. Équipements du réservoir

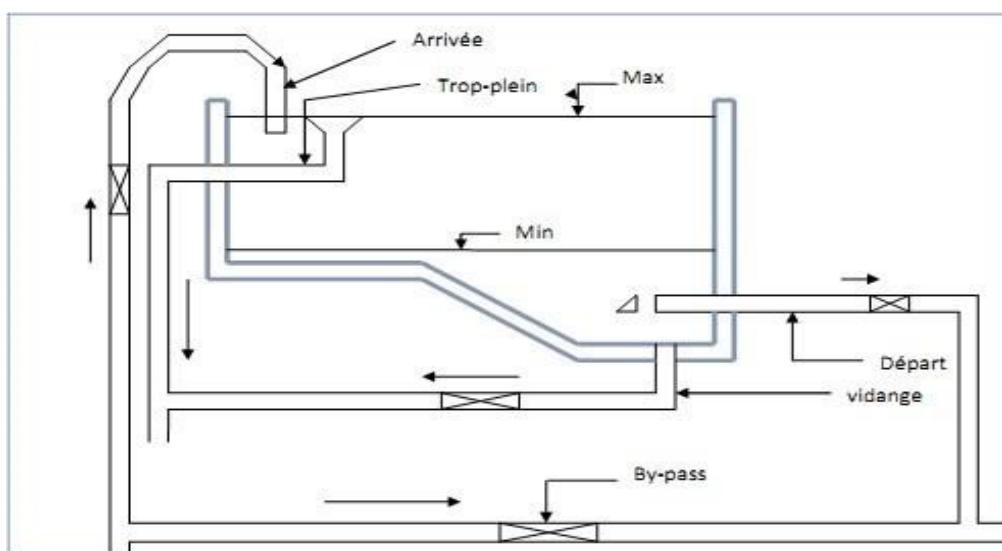


Figure 3.4: Équipements du réservoir [6]

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de bay-pass, dans certains cas ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés par adduction gravitaire seront commandés par un robinet à flotteur ou un obturateur. Toutes les conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

3.8.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal : Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ; Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

3.8.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 à 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite.

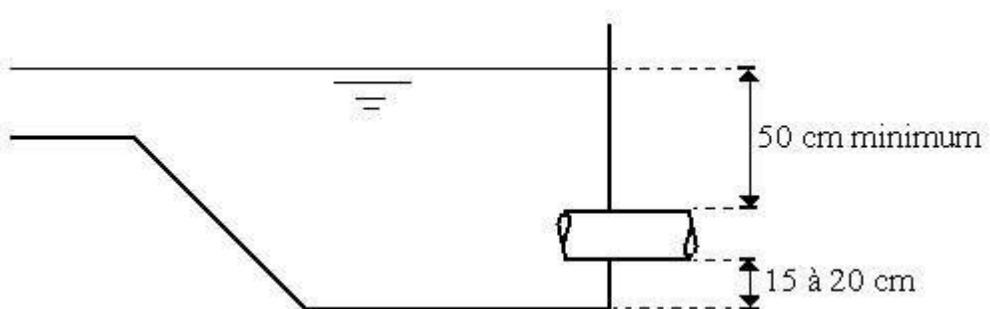


Figure 3.5: conduite de départ ou distribution.

3.8.3. La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

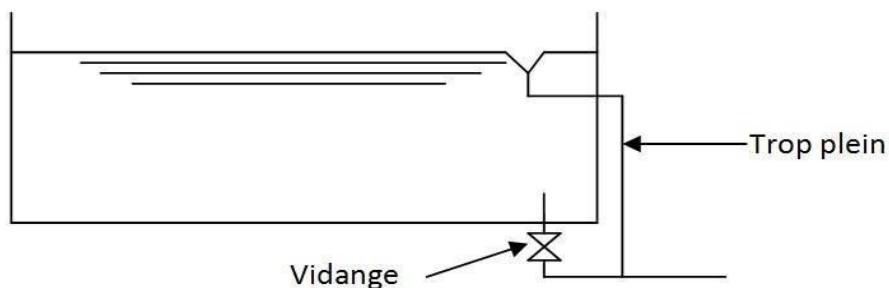


Figure 3.6: conduite de trop plein

3.8.4. Conduite de vidange

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein.

3.8.5. Conduite de by-pass

Le bay-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

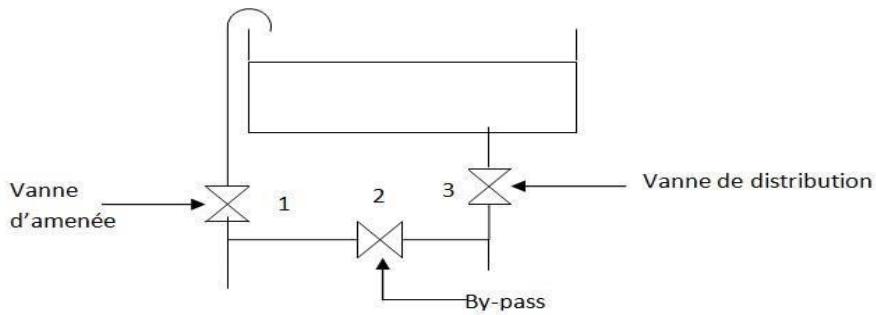


Figure 3.7: un by-pass entre adduction et distribution

3.8.6. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

3.9. Système de matérialisation de la réserve d'incendie [6]

Pour conserver surement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence :

3.9.1. Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2.

La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre.

L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroit de lui donner un goût désagréable. En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte. En cas d'incendie, 1 est ouverte.

3.9.2 Le système à siphon

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuit le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée

3.10. Dimensionnement du réservoir [5]

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée entendant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

3.11. Capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante, elle est définie comme étant la capacité correspondant à une journée de consommation augmenter de la réserve d'incendie elle doit être estimée un tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie. C'est-à dire du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode graphique : C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extrêmes des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage

est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V_+| + |\Delta V_-| \quad (3.1)$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (3.2)$$

Avec :

V_T : volume total du réservoir.

V_{max} : volume maximal de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie ($120m^3$).

• Méthode analytique : Dont laquelle on représente la consommation horaire en pourcentage et les débits horaire des pompes en pourcentage et à partir de ces deux régimes (apport et distribution) on détermine le résidu dans le réservoir par la formule suivante :

$$V_r = P_{max,j} \times Q_{max,j} + V_{inc} \quad (3.3)$$

Avec :

- V_r : volume du réservoir (m^3).
- $P_{max,j}$: résidu maximal dans le réservoir (%).
- $Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j).
- V_{inc} : volume d'incendie (m^3).

3.12. Détermination de la capacité de réservoir par la méthode analytique

Cette méthode repose sur l'analyse de la **consommation maximale journalière** et de l'apport de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts entre les deux extrêmes de la courbe de consommation et celle d'apport, on obtient le résidu maximal journalier.

Dans le cas d'une adduction par refoulement, les débits d'apport sont répartis sur une période de 24 heures, ce qui permet de prendre en compte les éventuelles pannes et de faciliter l'entretien de la station de pompage.

Ce réservoir assure la distribution vers **2500 logements**. Le nombre d'habitant de l'agglomération est **12500 habitants** et la consommation maximale journalière est **5400 m³/j**

Tableau 3.1 : Détermination de la capacité du réservoir

Heurs	Apport %	Consommation %	Apport Cumulé %	Consommation Cumulé %	Différentes entre les cumulé %
0-1	4,167	1,5	4,167	1,5	2,667
1-2	4,167	1,5	8,334	3	5,334
2-3	4,167	1,5	12,501	4,5	8,001
3-4	4,167	1,5	16,668	6	10,668
4-5	4,167	2,5	20,835	8,5	12,335
5-6	4,167	3,5	25,002	12	13,002
6-7	4,167	4,5	29,169	16,5	12,669
7-8	4,167	5,5	33,336	22	11,336
8-9	4,167	6,25	37,503	28,25	9,253
9-10	4,167	6,25	41,67	34,5	7,17
10-11	4,167	6,25	45,837	40,75	5,087
11-12	4,167	6,25	50,004	47	3,004
12-13	4,167	5	54,171	52	2,171
13-14	4,167	5	58,338	57	1,338
14-15	4,167	5,5	62,505	62,5	0,005
15-16	4,167	6	66,672	68,5	-1,828
16-17	4,167	6	70,839	74,5	-3,661
17-18	4,167	5,5	75,006	80	-4,994
18-19	4,167	5	79,173	85	-5,827
19-20	4,167	4,5	83,34	89,5	-6,16
20-21	4,167	4	87,507	93,5	-5,993
21-22	4,167	3	91,674	96,5	-4,826
22-23	4,167	2	95,841	98,5	-2,659

23-24	4,167	1,5	100,00	100	0
Somme	100	100	-	-	-

Calculer volume de réservoir

$$P_{\max} = |\Delta V_+| + |\Delta V_-| = |13,002| + |-6,16| = 19,162$$

$$V_t = P_{\max}/100 \times Q_{\max} j + V_{inc} = (19,162/100) \times 5400 + 120 = 1154,748 \text{ m}^3$$

Volume normalisé de 1200 m³.

3.14. Conclusion :

L'alimentation en eau potable du site 2500 logements location-vente (site N°4) à Sidi Abdellah Commune de Douera wilaya d'Alger, s'effectuera à partir de deux points de piquage sur deux réseaux le premier Réseau à partir d'un réservoir existant et le deuxième à partir d'un château d'eau projeté pour Assurer l'alimentation des zones haut.

CHAPITRE 4 :

Dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre 4 dimensionnement du réseau de distribution

4.1. Introduction

L'eau est distribuée sous pression par des canalisations souterraines, en général sous la voie publique sur lequel raccordement les branchements d'alimentation des immeubles.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer Le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

4.2. Description d'un réseau de distribution d'AEP

Le système de distribution d'Alimentation en eau potable comprend un ensemble d'installations reliant les sources d'approvisionnement en eau, généralement des réservoirs, aux branchements particuliers des utilisateurs.

Le réseau de distribution est constitué d'éléments tels que des réservoirs, des conduites, des pièces spéciales, des raccords, des accessoires, des appareils de robinetterie et des branchements. [7]

4.3. Types des réseaux

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue ces différents types des réseaux de distribution les plus utilisés (les réseaux maillés, les réseaux ramifies, les réseaux mixtes : ramifies + maillés).

4.3.1. Réseau maillé

Un réseau maillé est consisté d'une série des tronçons disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracées contrairement au réseau ramifie.

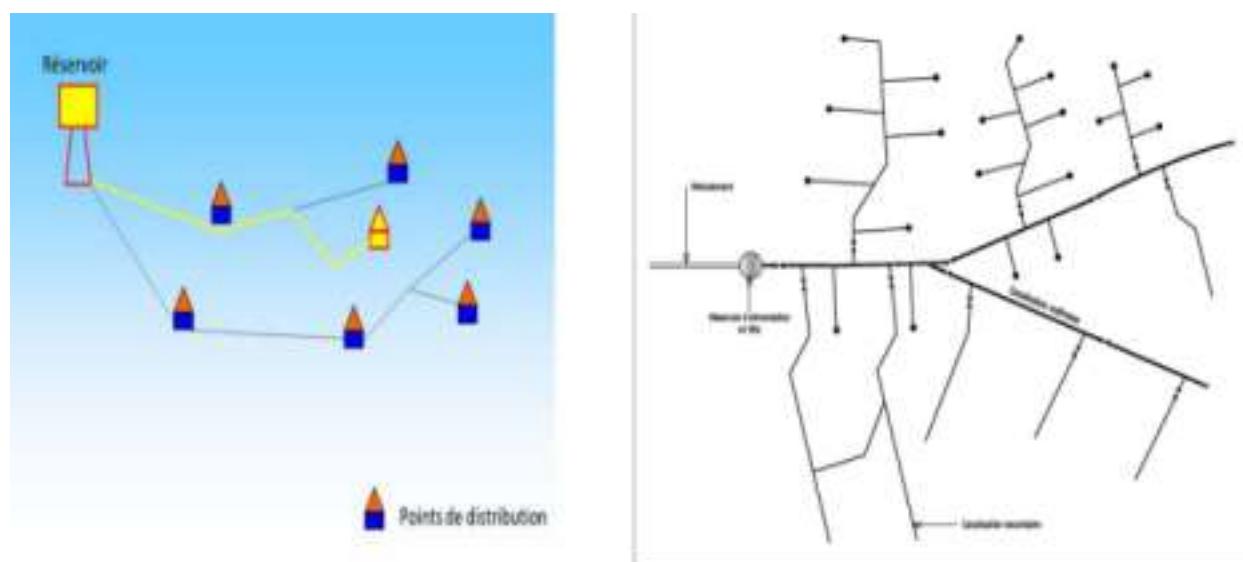


Figure 4.1: Réseau maillé [6]

Tableau 4.1: Avantage et inconvénients du réseau ramifier [7]

Avantages	Inconvénients
<p>Maîtrise des sens d'écoulement : L'hydraulique est maîtrisé sans calculs ni étude approfondie.</p>	Une rupture de conduite implique une interruption de service.
<p>Un réseau ramifié présentant les longueurs minimales de pose permet d'avoir un coût divertissement minimal.</p>	Le renouvellement de l'eau n'est assuré que par la demande à l'aval. Les longues branches pour des faibles demandes engendrent donc une stagnation de l'eau.

4.3.2. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale, c'est un réseau arborescent qui n'assurer aucune distribution de retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale toute la population à l'avale sera privée d'eau.

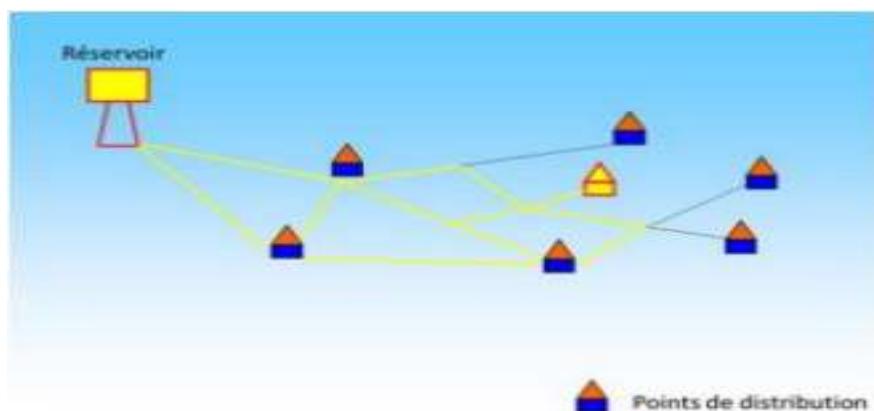


Figure 4.2: Réseau ramifié. [6]

4.3.2.1 Réseau maillé à une seule boucle :

Ce réseau est composé d'une seule boucle qui dessert des antennes ramifiées. Ce sont des structures généralement présentes en sites ruraux ou semi-ruraux.

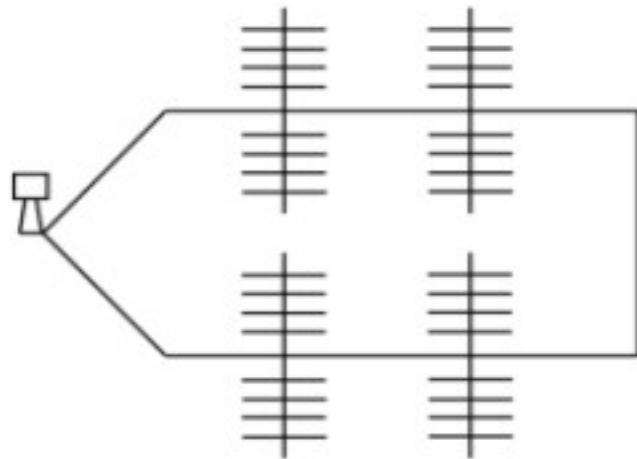


Figure 4.3: Réseau maillé à une seule boucle.

4.3.2.2. **Réseaux maillés présentant de multiples boucles (mixtes)** : Leur degré de maillage extrêmement élevé les rend confortables à exploiter. Ils illustrent parfaitement les réseaux urbains.

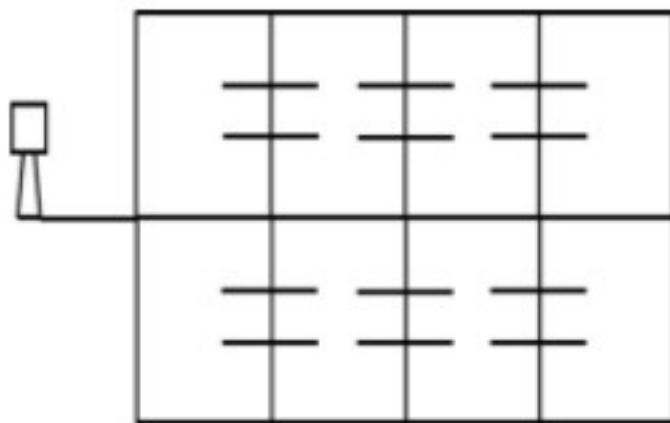


Figure 4.4: Réseaux maillés présentant de multiples boucles (mixtes).

4.3.3. Réseau mixte (étagée)

Le réseau mixte (maillé + ramifie) est caractérisé par les différences de niveau très important, ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas, en effet ce système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régulariser dans le réseau.

Tableau 4.2: Avantage et inconvénients du réseau [7]

Avantages	Inconvénients
Maintien de la distribution en cas de rupture, car le chemin fermé peut être pallié par un autre. L'exploitation en est alors plus aisée.	La multiplication des conduites engendre un volume de réseau plus élevé. Ainsi, le temps de résidence global de l'eau est notablement augmenté.
L'eau pouvant se partager sur plusieurs parcours, les débits qui transitent dans les tronçons sont réduits.	Certains tronçons peuvent voir leurs extrémités en équilibre de charge. Ceci implique que le renouvellement de l'eau ne peut se faire que par la demande et non par des transits d'un secteur à un autre. Ceci se caractérise alors par une stagnation locale qui peut provoquer des dépôts et une aggravation du goût de l'eau.
Les vitesses d'écoulement sont alors plus faibles et engendrent moins de pertes d'énergie (moins de pertes de charge). Ainsi, plus le réseau est maillé, moins il y a de pertes de pression.	Le sens d'écoulement devient parfois difficile à prévoir. Il est fréquent de constater des inversions de sens d'écoulement dans une journée.

4.4. Choix du tracé :

Afin de déterminer le tracé final, il est essentiel de tenir compte des recommandations suivantes :

- Réduire le nombre de passages difficiles (passage de route, de ravine...etc.) ;
- Éviter les pentes élevées ;
- Éviter les zones rocheuses : il faudra creuser une tranchée ;
- Favoriser les endroits facilement accessibles, le long des voies existantes (routes, etc.) ;
- Prendre en compte les questions de propriété de terrain et d'autorisation.

4.5. Choix type du réseau

Un réseau maillé est consisté d'une série des tronçons disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé contrairement au réseau ramifié.

Dans notre projet le type de réseau qui nous avons utilisé le réseau mixte (ramifier + maillé) car la répartition de l'agglomération.

4.6. Les étapes pour traçage un réseau

Pour tracer un réseau de distribution il faut suivre les étapes suivantes :

- Choisir les lieux de consommateurs ;
- La configuration de la ville ;
- La disposition des rues ;
- Le tracé le plus court possible ;
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution aux consommateurs ;
- Tracer les conduites principales parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes les plus élevées pour bien répartir l'eau.

4.7. Choix de type des conduites

Pour le choix du type des conduites, on prend en compte les paramètres suivants :

- La condition de pose ;
- Le prix ;
- La durée de la vie du matériau ;
- La disponibilité sur le marché ;
- La pression du service à supporter que le matériau.

Les types de tuyau disponibles sont : « acier » « PVC » « fonte ductile » et « P.E.H.D ».

4.7.1 Les conduites en acier

- Avantage :
 - extrême résistance ;
 - c'est un matériau durable dans le temps ;
 - moins couteuse.
- Inconvénient : moins sujette à la corrosion.

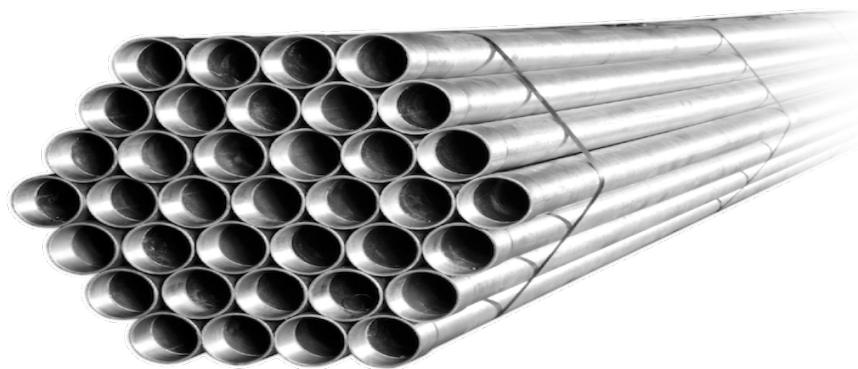


Figure 4.5: Conduite en acier

4.7.2 les conduites en PVC

- Avantage :
 - moins chère sur le marché et disponible ;
 - bonne résistance à la corrosion.
- Inconvénient :



- très fragiles.

Figure 4.6: Conduite en PVC.

4.7.3. Les conduites en fonte ductile

- Avantage :
 - une construction et d'une maintenance pratique et rapide ;

- une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- longue durée de vie.
- Inconvénient :
 - Très chère ;
 - Non disponible sur le marché ;
 - Très lourde.



Figure 4.7: Conduite en fonte ductile

4.7.4. Les conduites en P.E.H.D

Pour notre projet on utilise les canalisations en PEHD et sa pression nominale PN= 16 bar.

- Les avantages de ces conduites sont :
 - Solidité ;
 - Résistance à la corrosion ;
 - Durée de la vie 50 ans ;
 - Moins chère.



Figure 4.8: Conduite en PEHD.

4.8. Paramètre des réseaux [6]

- La vitesse : La vitesse d'écoulement varie entre 0.5 et 1.5 m/s.
- Le débit : Pour dimensionner un réseau de distribution, il faut calculer le débit de pointe.
- La pression : La pression de service varie entre 1 et 6 bars, ne doit pas dépasser 6 bars et elle ne peut pas être inférieure à 1 bar.
- Le diamètre : Le choix du diamètre joue un rôle très important dans le réseau de distribution, il permet de contrôler la vitesse d'écoulement et la pression.

4.9. Simulation hydraulique du réseau de distribution :

Nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD, en vue de le dimensionner. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc....).

4.10. Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Méthodes. 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 et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

Fonction et application :

Le modèle Water CAD® 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 ;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

La vérification de l'état de fonctionnement des conduites de distributions est faite sur la base de :

- La méthode linéaire pour la détermination des débits nodaux.
- La méthode d'HARDY CROSS pour les différentes simulations.

N.B : Pour l'application de la première méthode, il a été procédé aux calculs à l'aide d'un logiciel permettant de calculer les caractéristiques de tous les tronçons.

4.11. Calcul des débits nodaux :

Pour déterminer les débits nodaux dans notre cas on n'a pas une distribution tout le long de la conduite donc on a besoin de calculer débit en route et débit spécifique, dans notre cas on a un débit concentrer qui représente le débit de chaque bloc, il est calculé par la formule suivante :

Donc le débit nodal égal :

$$Q_{\text{noeud}} = Q_{\text{bloc}}$$

Avec :

- Q_{noeud} : Débit nodale en (l/s) ;
- Q_{bloc} : Débit d'un bloc ;

4.12. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP

1ere Cas : fonctionnement du réseau sans incendie :

Tableau 4.3: Résultat des calculs pour les conduites

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-2	N-1	N-2	22	51.4	DN63 PEHD- PN16	150	1.010	0.50
C-5	N-1	N-5	18	102.2	DN125 PEHD- PN16	150	9.676	1.18
C-6	N-5	N-6	30	102.2	DN125 PEHD- PN16	150	8.666	1.06
C-7	N-6	N-7	4	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	4.551	0.72
C-8	N-7	N-8	41	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.541	0.56

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-9	N-8	N-9	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.531	0.50
C-10	N-9	PT-01	18	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.521	0.50
C-11	PT-01	N-11	24	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.521	0.51
C-13	N-6	N-13	65	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.115	0.65
C-14	N-13	PT-02	29	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.781	0.54
C-15	PT-02	N-15	35	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	2.781	0.65
C-16	N-15	N-16	33	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.855	0.63
C-17	N-16	N-17	33	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	0.926	0.54
C-19	PQ Réservoir	N-19	10	257.8	DN315 PEHD-PN16	150	58.095	1.11
C-20	N-19	N-1	43	130.8	DN160 PEHD-PN16	150	10.686	0.80
C-21	N-19	N-20	125	257.8	DN315 PEHD-PN16	150	47.409	0.91
C-22	N-22	N-20	3	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	27.857	1.33

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-23	N-21	N-22	17	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	21.806	1.04
C-24	N-20	N-23	14	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	19.552	0.93
C-25	N-23	N-24	47	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	18.523	0.88
C-26	N-24	N-25	32	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	17.513	0.83
C-27	N-25	N-26	45	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	16.503	0.79
C-28	N-26	N-27	21	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.521	0.51
C-30	N-26	PT-04	34	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	14.982	0.71
C-31	PT-04	N-30	27	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	14.982	0.71
C-32	N-30	N-31	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	14.056	0.67
C-33	N-31	N-32	39	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	13.130	0.62
C-34	N-32	N-33	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	12.204	0.58
C-35	N-33	PT-05	15	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	11.278	0.54

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-36	PT-05	N-35	24	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	11.278	0.54
C-37	N-35	N-36	33	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	10.352	0.50
C-38	N-36	N-37	33	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	9.426	0.54
C-39	N-37	N-38	31	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	8.500	0.50
C-40	N-38	N-39	29	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	1.066	0.50
C-41	N-39	PT-06	17	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	6.293	0.53
C-42	PT-06	N-41	38	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	6.293	0.50
C-43	N-41	N-42	33	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	7.219	0.54
C-44	N-42	N-43	22	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	8.145	0.53
C-45	N-43	N-44	248	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	10.659	0.51
C-46	N-44	N-45	69	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	14.421	0.69
C-47	N-45	N-46	24	163.6	DN200 PEHD- PN16	150	15.431	0.73

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-48	N-46	N-47	10	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	19.767	0.94
C-49	N-21	N-47	49	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	20.777	0.99
C-50	N-22	PT-03	10	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	6.050	0.95
C-51	PT-03	N-49	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	6.050	0.95
C-52	N-49	N-50	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.172	0.81
C-53	N-50	N-51	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.294	0.68
C-54	N-51	N-52	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.416	0.54
C-56	N-53	N-54	34	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.612	0.52
C-57	N-54	N-55	41	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.686	0.51
C-58	N-55	N-56	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.240	0.54
C-59	N-56	N-57	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.166	0.51
C-60	N-57	N-58	10	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	-2.092	0.53

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-61	N-58	PT-07	10	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	-2.515	0.54
C-62	PT-07	N-43	35	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	-2.515	0.50
C-63	N-46	N-60	50	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	4.336	0.68
C-64	N-60	N-61	32	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.361	0.53
C-65	N-61	PT-08	59	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.386	0.50
C-66	PT-08	N-63	6	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.386	0.50
C-67	N-63	N-64	34	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	1.460	0.53
C-68	N-64	N-65	33	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.534	0.58
C-69	N-65	N-66	12	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.392	0.56
C-70	N-66	N-67	7	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.392	0.56
C-71	N-67	N-68	58	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.984	0.55
C-72	N-68	N-69	34	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	1.910	0.50

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-73	N-69	N-70	17	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.836	0.55
C-74	N-70	N-71	8	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.836	0.55
C-75	N-71	N-72	11	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.836	0.55
C-76	N-72	N-44	26	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.762	0.59
C-77	N-38	N-73	61	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	7.435	1.17
C-78	N-73	PT-09	28	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.966	0.62
C-79	PT-09	N-75	31	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.966	0.62
C-80	N-75	N-76	33	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	3.040	0.48
C-81	N-76	N-77	33	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	2.114	0.53
C-82	N-77	N-78	26	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	1.188	0.59
C-83	N-78	PT-10	14	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.775	0.52
C-84	PT-10	N-80	17	90.0	DN110 PEHD- PN16	150	0.775	0.52

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-85	N-80	N-81	5	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.151	0.52
C-86	N-81	N-82	28	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.582	0.59
C-87	N-82	N-83	28	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.508	0.54
C-88	N-83	N-84	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.483	0.59
C-89	N-84	PT-11	24	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.458	0.54
C-90	PT-11	N-86	18	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.458	0.54
C-91	N-86	N-87	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.433	0.70
C-92	N-87	N-88	42	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.408	0.85
C-93	N-88	N-89	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	6.383	1.00
C-94	N-89	N-39	14	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.358	1.16
C-95	N-73	N-90	20	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	3.469	0.82
C-96	N-90	N-91	32	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	2.494	0.59

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-97	N-91	N-92	37	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	1.519	0.56
C-98	N-92	N-93	33	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	0.544	0.53
C-99	N-93	N-81	34	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	0.431	0.50
C-100	N-78	N-94	36	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	0.413	0.52
C-102	N-95	PT-14	18	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.455	1.17
C-103	PT-14	N-97	82	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.455	1.17
C-104	N-97	PT-13	13	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.934	0.93
C-105	PQ Chateau	N-99	57	102.2	DN125 PEHD-PN16	150	10.035	1.22
C-106	N-99	N-95	12	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	9.025	1.42
C-107	N-99	N-100	53	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	1.010	0.50
C-110	N-111	N-103	39	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	2.974	0.70
C-111	N-103	N-104	80	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.487	0.50

Label	Start Node	Stop Node	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Hazen-Williams C	Débet (L/s)	Vitesse (m/s)
C-113	N-52	N-106	74	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.538	0.50
C-114	N-106	N-53	21	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.538	0.50
C-119	PT-13	N-108	4	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.934	0.93
C-121	N-108	N-109	93	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.497	0.51
C-123	N-108	PT-12	129	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.437	0.70
C-124	PT-12	N-111	4	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.437	0.70
C-125	N-111	N-112	48	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.463	0.50

Tableau 4.4 : Résultat de calcul Pour les nœuds

Cas fonctionnement du réseau sans incendie

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
PQ Réservoir	145,08	0.000	195,08	50
PQ Chateau	157,01	0.000	220,01	60
N-1	150.00	0.000	194.85	45
N-2	152.52	1.010	194.73	42
N-5	148.04	1.010	194.63	46
N-6	145.48	0.000	194.33	49

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
N-7	144.97	1.010	194.31	49
N-8	140.49	1.010	194.17	54
N-9	137.38	1.010	194.10	57
N-11	132.03	1.521	193.97	60
N-13 (eq) Lycée 2	149.00	1.334	194.03	45
N-15	149.00	0.926	193.74	45
N-16	148.00	0.929	193.51	45
N-17	147.00	0.926	193.36	46
N-19	145.95	0.000	195.04	49
N-20	142.69	0.000	194.72	52
N-21	144.48	1.029	194.60	50
N-22	142.99	0.000	194.69	52
N-23	141.41	1.029	194.66	53
N-24	133.51	1.010	194.46	60
N-25	130.51	1.010	194.34	60
N-26	123.99	0.000	194.19	50
N-27	120.50	1.521	194.09	60
N-30	121.97	0.926	194.01	60
N-31	122.96	0.926	193.93	61
N-32	123.51	0.926	193.85	60
N-33	123.48	0.926	193.78	60
N-35	123.00	0.926	193.72	60
N-36	122.50	0.926	193.67	60
N-37	123.89	0.926	193.63	60
N-38	125.48	0.000	193.60	58
N-39	127.15	0.000	193.60	56
N-41	130.01	0.926	193.63	61
N-42	132.02	0.926	193.65	61
N-43	133.55	0.000	193.67	60
N-44	151.70	0.000	194.05	42
N-45	151.50	1.010	194.23	43

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
N-46	151.00	0.000	194.30	43
N-47	149.99	1.010	194.34	44
N-49	140.08	0.878	194.29	54
N-50	138.07	0.878	194.05	56
N-51	136.02	0.878	193.89	58
N-52	134.02	0.878	193.78	60
N-53	134.59	0.926	193.59	59
N-54	135.54	0.926	193.57	58
N-55	136.54	0.926	193.56	57
N-56	136.56	0.926	193.56	57
N-57	136.57	0.926	193.57	57
N-58 eq Ecole primaire 06	136.02	0.423	193.59	57
N-60	149.30	0.975	194.04	45
N-61	147.31	0.975	193.94	47
N-63	145.50	0.926	193.82	48
N-64	145.50	0.926	193.80	48
N-65	145.49	0.926	193.80	48
N-66	145.45	0.000	193.80	48
N-67 eq Ecole primaire 05	145.96	0.592	193.80	48
N-68	148.51	0.926	193.82	45
N-69	150.57	0.926	193.86	43
N-70	151.98	0.000	193.90	42
N-71	151.99	0.000	193.91	42
N-72	151.96	0.926	193.94	42
N-73	120.47	0.000	192.74	60
N-75	118.45	0.926	192.48	60
N-76	117.47	0.926	192.39	61
N-77	116.50	0.926	192.34	60
N-78	115.00	0.000	192.33	60

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
N-80	114.52	0.926	192.32	60
N-81	114.50	0.000	192.32	60
N-82	114.50	0.926	192.33	58
N-83	113.52	0.975	192.35	59
N-84	116.49	0.975	192.41	56
N-86	119.51	0.975	192.55	53
N-87	121.53	0.975	192.73	51
N-88	125.00	0.975	193.05	58
N-89	127.00	0.975	193.40	56
N-90	119.00	0.975	192.56	53
N-91	117.51	0.975	192.40	55
N-92	115.99	0.975	192.33	56
N-93	114.50	0.975	192.32	58
N-94 eq Polyclinique	113.00	0.413	192.29	59
N-95	155.55	1.570	218.99	60
N-97	153.00	1.521	217.58	60
N-99	156.20	0.000	219.24	60
N-100	155.49	1.010	218.96	61
N-103	144.48	1.487	216.42	60
N-104	135.50	1.487	216.05	60
N-106	134.46	0.000	193.63	59
N-108	151.98	0.000	217.41	55
N-109	147.00	1.497	216.98	60
N-111	144.53	0.000	216.69	62
N-112	136.00	1.463	216.48	60
PT-01	134.06	0.000	194.09	60
PT-02	151.00	0.000	193.96	43
PT-03	142.58	0.000	194.60	52
PT-04	121.47	0.000	194.09	62
PT-05	122.89	0.000	193.76	61
PT-06	127.70	0.000	193.61	56

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
PT-07	135.50	0.000	193.61	58
PT-08	145.51	0.000	193.83	48
PT-09	119.02	0.000	192.61	60
PT-10	114.97	0.000	192.33	59
PT-11	118.22	0.000	192.49	59
PT-12	144.76	0.000	216.71	60
PT-13	152.22	0.000	217.45	55
PT-14	155.01	0.000	218.74	60

2eme Cas : fonctionnement du réseau avec incendie :

Tableau 4.5 : Résultat de calcul pour conduite

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-2	N-1	N-2	22	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	1.010	0.50
C-5	N-1	N-5	18	102.2	DN125 PEHD-PN16	150	9.676	1.18
C-6	N-5	N-6	30	102.2	DN125 PEHD-PN16	150	8.666	1.06
C-7	N-6	N-7	4	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.551	0.72
C-8	N-7	N-8	41	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.541	0.56
C-9	N-8	N-9	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.531	0.50
C-10	N-9	PT-01	18	90.0	DN110	150	1.521	0.54

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
					PEHD-PN16			
C-11	PT-01	N-11	24	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.521	0.51
C-13	N-6	N-13	65	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.115	0.65
C-14	N-13	PT-02	29	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.781	0.54
C-15	PT-02	N-15	35	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	2.781	0.65
C-16	N-15	N-16	33	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.855	0.63
C-17	N-16	N-17	33	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	0.926	0.54
C-19	PQ Réervoir	N-19	10	257.8	DN315 PEHD-PN16	150	74.765	1.43
C-20	N-19	N-1	43	130.8	DN160 PEHD-PN16	150	10.686	0.80
C-21	N-19	N-20	125	257.8	DN315 PEHD-PN16	150	64.079	1.23
C-22	N-22	N-20	3	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	36.590	1.54
C-23	N-21	N-22	17	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	28.960	1.38
C-24	N-20	N-23	14	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	27.489	1.31
C-25	N-23	N-24	47	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	26.460	1.26

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-26	N-24	N-25	32	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	25.450	1.21
C-27	N-25	N-26	45	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	24.440	1.16
C-28	N-26	N-27	21	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.521	0.51
C-30	N-26	PT-04	34	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	22.919	1.09
C-31	PT-04	N-30	27	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	22.919	1.09
C-32	N-30	N-31	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	21.993	1.05
C-33	N-31	N-32	39	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	21.067	1.00
C-34	N-32	N-33	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	20.141	0.96
C-35	N-33	PT-05	15	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	19.215	0.91
C-36	PT-05	N-35	24	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	19.215	0.91
C-37	N-35	N-36	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	18.289	0.87
C-38	N-36	N-37	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	17.363	0.83
C-39	N-37	N-38	31	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	16.437	0.78
C-40	N-38	N-39	29	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	0.927	0.54

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-41	N-39	PT-06	17	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	15.026	0.71
C-42	PT-06	N-41	38	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	15.026	0.71
C-43	N-41	N-42	33	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	15.952	0.76
C-44	N-42	N-43	22	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	16.878	0.80
C-45	N-43	N-44	248	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	17.813	0.85
C-46	N-44	N-45	69	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	21.056	1.00
C-47	N-45	N-46	24	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	22.066	1.05
C-48	N-46	N-47	10	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	26.921	1.28
C-49	N-21	N-47	49	163.6	DN200 PEHD-PN16	150	27.931	1.33
C-50	N-22	PT-03	10	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.630	1.20
C-51	PT-03	N-49	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.630	1.20
C-52	N-49	N-50	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	6.752	1.06
C-53	N-50	N-51	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.874	0.92
C-54	N-51	N-52	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.996	0.79

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-56	N-53	N-54	34	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.192	0.50
C-57	N-54	N-55	41	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.266	0.56
C-58	N-55	N-56	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.340	0.51
C-59	N-56	N-57	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.414	0.57
C-60	N-57	N-58	10	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	-0.512	0.58
C-61	N-58	PT-07	10	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	-0.935	0.55
C-62	PT-07	N-43	35	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.935	0.55
C-63	N-46	N-60	50	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.856	0.76
C-64	N-60	N-61	32	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.881	0.61
C-65	N-61	PT-08	59	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.906	0.56
C-66	PT-08	N-63	6	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.906	0.56
C-67	N-63	N-64	34	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.980	0.51
C-68	N-64	N-65	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.054	0.57
C-69	N-65	N-66	12	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.128	0.52

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-70	N-66	N-67	7	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.128	0.52
C-71	N-67	N-68	58	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	0.464	0.57
C-72	N-68	N-69	34	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	1.390	0.52
C-73	N-69	N-70	17	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.316	0.56
C-74	N-70	N-71	8	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.316	0.56
C-75	N-71	N-72	11	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	2.316	0.56
C-76	N-72	N-44	26	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	3.242	0.51
C-77	N-38	N-73	61	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	17.364	1.60
C-78	N-73	PT-09	28	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	10.297	1.50
C-79	PT-09	N-75	31	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	10.297	1.50
C-80	N-75	N-76	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	9.371	1.47
C-81	N-76	N-77	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	8.445	1.33
C-82	N-77	N-78	26	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.519	1.18
C-83	N-78	PT-10	14	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.106	1.12

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-84	PT-10	N-80	17	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	9.564	1.50
C-85	N-80	N-81	5	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	10.490	1.50
C-86	N-81	N-82	28	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.323	1.15
C-87	N-82	N-83	28	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	8.249	1.30
C-88	N-83	N-84	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	9.224	1.45
C-89	N-84	PT-11	24	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	10.199	1.50
C-90	PT-11	N-86	18	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	10.199	1.50
C-91	N-86	N-87	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	11.174	1.49
C-92	N-87	N-88	42	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	12.149	1.51
C-93	N-88	N-89	33	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	13.124	1.06
C-94	N-89	N-39	14	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	14.099	1.22
C-95	N-73	N-90	20	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	7.067	1.56
C-96	N-90	N-91	32	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	6.092	1.43
C-97	N-91	N-92	37	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	5.117	1.20

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-98	N-92	N-93	33	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	4.142	0.97
C-99	N-93	N-81	34	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	3.167	0.74
C-100	N-78	N-94	36	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	0.413	0.50
C-102	N-95	PT-14	18	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.455	1.17
C-103	PT-14	N-97	82	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	7.455	1.17
C-104	N-97	PT-13	13	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.934	0.93
C-105	PQ Chateau	N-99	57	102.2	DN125 PEHD-PN16	150	10.035	1.22
C-106	N-99	N-95	12	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	9.025	1.42
C-107	N-99	N-100	53	51.4	DN63 PEHD-PN16	150	1.010	0.50
C-110	N-111	N-103	39	73.6	DN90 PEHD-PN16	150	2.974	0.70
C-111	N-103	N-104	80	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.487	0.50
C-113	N-52	N-106	74	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.118	0.65
C-114	N-106	N-53	21	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.118	0.65
C-119	PT-13	N-108	4	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	5.934	0.93

Label	Start Node	Stop Node	Long (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
C-121	N-108	N-109	93	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.497	0.51
C-123	N-108	PT-12	129	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.437	0.70
C-124	PT-12	N-111	4	90.0	DN110 PEHD-PN16	150	4.437	0.70
C-125	N-111	N-112	48	61.4	DN75 PEHD-PN16	150	1.463	0.50

Tableau 4.6 : Résultat de calcul Pour les nœuds

Cas : Fonctionnement du réseau avec incendie

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)
PQ Réservoir	145,08	0.000	195,08	50
PQ Chateau	157,01	0.000	220,01	60
N-1	150.00	0.000	194.83	45
N-2	152.52	1.010	194.71	42
N-5	148.04	1.010	194.61	46
N-6	145.48	0.000	194.31	49
N-7	144.97	1.010	194.29	49
N-8	140.49	1.010	194.14	54
N-9	137.38	1.010	194.08	57

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H₂O)
N-11	132.03	1.521	193.95	60
N-13 eq lycée	149.00	1.334	194.00	45
N-15	149.00	0.926	193.72	45
N-16	148.00	0.929	193.49	45
N-17	147.00	0.926	193.34	46
N-19	145.95	0.000	195.02	49
N-20	142.69	0.000	194.46	52
N-21	144.48	1.029	194.25	50
N-22	142.99	0.000	194.41	51
N-23	141.41	1.029	194.34	53
N-24	133.51	1.010	193.96	60
N-25	130.51	1.010	193.72	58
N-26	123.99	0.000	193.40	59
N-27	120.50	1.521	193.30	53
N-30	121.97	0.926	193.02	60
N-31	122.96	0.926	192.83	60
N-32	123.51	0.926	192.62	59
N-33	123.48	0.926	192.47	59
N-35	123.00	0.926	192.29	59
N-36	122.50	0.926	192.16	60
N-37	123.89	0.926	192.03	60
N-38	125.48	0.000	191.93	58
N-39	127.15	0.000	191.93	58
N-41	130.01	0.926	192.08	60

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H₂O)
N-42	132.02	0.926	192.19	60
N-43	133.55	0.000	192.26	59
N-44	151.70	0.000	193.23	41
N-45	151.50	1.010	193.59	42
N-46	151.00	0.000	193.73	43
N-47	149.99	1.010	193.81	44
N-49	140.08	0.878	193.80	54
N-50	138.07	0.878	193.41	55
N-51	136.02	0.878	193.11	57
N-52	134.02	0.878	192.88	59
N-53	134.59	0.926	192.43	58
N-54	135.54	0.926	192.34	57
N-55	136.54	0.926	192.27	56
N-56	136.56	0.926	192.25	56
N-57	136.57	0.926	192.25	56
N-58 eq prim 5	136.02	0.423	192.25	56
N-60	149.30	0.975	193.41	44
N-61	147.31	0.975	193.28	46
N-63	145.50	0.926	193.12	48
N-64	145.50	0.926	193.08	47
N-65	145.49	0.926	193.06	47
N-66	145.45	0.000	193.06	48
N-67 eq prim 6	145.96	0.592	193.06	47
N-68	148.51	0.926	193.07	44

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H₂O)
N-69	150.57	0.926	193.09	42
N-70	151.98	0.000	193.12	41
N-71	151.99	0.000	193.13	41
N-72	151.96	0.926	193.15	41
N-73	120.47	0.000	187.78	57
N-75	118.45	0.926	186.26	58
N-76	117.47	0.926	185.54	58
N-77	116.50	0.926	184.94	58
N-78	115.00	0.000	184.57	59
N-80	114.52	0.926	184.77	59
N-81	114.50	0.000	184.90	60
N-82	114.50	0.926	185.29	60
N-83	113.52	0.975	185.77	60
N-84	116.49	0.975	186.45	60
N-86	119.51	0.975	187.50	58
N-87	121.53	0.975	188.48	57
N-88	125.00	0.975	189.95	55
N-89	127.00	0.975	191.27	54
N-90	119.00	0.975	187.11	58
N-91	117.51	0.975	186.28	59
N-92	115.99	0.975	185.59	59
N-93	114.50	0.975	185.17	59
N-94 ep poly	113.00	0.413	184.53	59
N-95	155.55	1.570	218.99	59

Label	Elévation (m)	Demande (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H₂O)
N-97	153.00	1.521	217.58	60
N-99	156.20	0.000	219.24	60
N-100	155.49	1.010	218.96	60
N-103	144.48	1.487	216.42	59
N-104	135.50	1.487	216.05	60
N-106	134.46	0.000	192.53	58
N-108	151.98	0.000	217.41	60
N-109	147.00	1.497	216.98	58
N-111	144.53	0.000	216.69	60
N-112	136.00	1.463	216.48	60
PT-01	134.06	0.000	194.07	60
PT-02	151.00	0.000	193.94	43
PT-03	142.58	0.000	194.27	52
PT-04	121.47	0.000	193.19	60
PT-05	122.89	0.000	192.40	59
PT-06	127.70	0.000	191.97	60
PT-07	135.50	0.000	192.25	57
PT-08	145.51	0.000	193.13	48
PT-09	119.02	0.000	187.06	58
PT-10	114.97	16.670	184.39	59
PT-11	118.22	0.000	187.06	59
PT-12	144.76	0.000	216.71	60
PT-13	152.22	0.000	217.45	60
PT-14	155.01	0.000	218.74	60

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement du réseau de distribution du quartier 2500 logements à Douira (site 4), qui présente un type de réseau mixte.

Les vitesses de circulation d'eau varient entre 0,5 et 1,5 m/s, tandis que les pressions se situent dans une plage de 1 à 6 bars. Ainsi, les vitesses et les pressions observées dans le réseau sont considérées comme acceptables. Pour effectuer cette modélisation, nous avons utilisé le logiciel WaterCad.

CHAPITRE 5 :

POSE DE CANALISATIONS.

Chapitre 5 Pose de canalisations

5.1 Introduction :

La pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent.

5.2 Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre Action des racines des arbres

5.3 Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints Remblai des tranchées

5.3.1 vérification manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

a) largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 0.5 \cdot 1.2 \text{ (m)} \quad (5-1)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b) profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « Htr »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

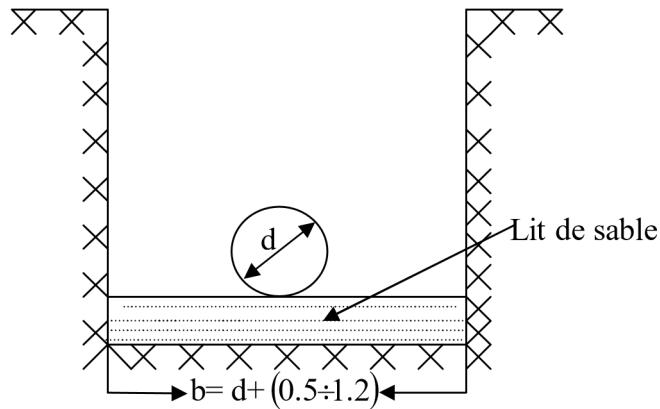


Figure 5.1: Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m}) \quad (5-2)$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée. (m)
- e : hauteur de lit de pose. (m)
- d : diamètre de la conduite. (m)
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

c) choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical
- Creuser à une profondeur importante
- Creuser dans la direction de la machine

5.2 Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

5.3 Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales à chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

5.4 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

5.5 Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

5.6 Nettoyage des conduites :

Dans les canalisations il se forme généralement des dépôts organiques et limoneux pour palier à ceci on utilise un procédé mécanique ou un procédé chimique à base d'acide passif

5.7 Surveillance et entretien du réseau :

Désinfection :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau cette désinfection peut se faire soit au chlore soit permanganate de potassium.

Détection des fuites d'eau :

Les principales causes de fuites et qui doivent donc être évitées lors de la mise en place du réseau sont les suivantes :

1. Conduites placées où il y a risque de gel

2. Terrain agressif ou instable
3. Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression distribution
4. Protection insuffisante par rapport au trafic de surface
5. Mauvaise qualité du matériau
6. Appui de la conduite sur un point dur
7. Diverses observations permettent de déceler la présence des fuites à savoir
8. Baisse de pression sur le réseau
9. Augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage
10. Consommation anormale relevée aux compteurs généraux
11. Affaissement de terrain :

Ce sont les observations qui permettent de localiser les fuites et les affaissements de terrain.

Conclusion :

Le chapitre 5 traite de la pose de canalisations, soulignant l'importance de la protection et des méthodes d'installation adaptées aux conditions du terrain. Il détaille les actions subies par les conduites, les étapes d'exécution, et les vérifications nécessaires. Des recommandations sur le remblaiement, l'assemblage et l'entretien des conduites, ainsi que des mesures de désinfection et de détection des fuites, sont également fournies.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif d'étudier l'alimentation en eau potable de la cité des 2500 logements « Douera », afin d'assurer des besoins suffisants en eau pour ses habitants.

L'estimation de la population, s'élevant à 12 500 habitants, est basée sur un taux d'occupation de 5 personnes par logement. À partir de cette hypothèse, nous avons calculé différents débits : moyen journalier, minimum, maximum et de pointe. En tenant compte des coefficients d'irrégularité journaliers et horaires, nous avons obtenu un débit de pointe de 300 m³/h, ce qui a permis de dimensionner le réseau de distribution.

La capacité du réservoir, de 1200 m³, est suffisante pour alimenter la zone d'étude. Nous avons choisi un réservoir en béton armé, de forme circulaire et semi-enterrée, pour sa solidité et son imperméabilité.

Pour la modélisation et la simulation du réseau, nous avons utilisé les logiciels AutoCAD et WaterCAD. Nous avons varié le diamètre des conduites, de 50 à 315 mm, en choisissant des tubes en polyéthylène haute densité (PEHD PN 16) pour leurs nombreux avantages. Nous avons respecté les normes de vitesse (0,5 m/s à 1,5 m/s) et les pressions ne dépassant pas 60 m (6 bar). Le réseau de distribution conçu est de type mixte (ramifié et maillé), offrant des avantages selon la répartition de l'agglomération.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre stage et de découvrir le monde professionnel à travers la réalisation de ce projet à partir de données réelles.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] : ONM , Office national de la météorologie

[2] : Bekhouche, S. : « Restructuration d'alimentation en eau potable de Douera »,
Mémoire de fin d'étude, ENP 2019.

[3] : Données sur le projet, BETH Taher M Birkhadem, Alger.

[4] : Jacques, j. : « Hydraulique Urbaine I Captage – Réseaux d'adduction –Réservoirs – Réseaux de distribution – Equipement – Pompes – Petites centrales Hydrauliques ». Edition 2005.

[5] : Bonnin, J. : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1986

[6] : Elmadahi, y. : « Polycopié du cours d'Alimentation en eau potable », Université de Chlef 2022/2023

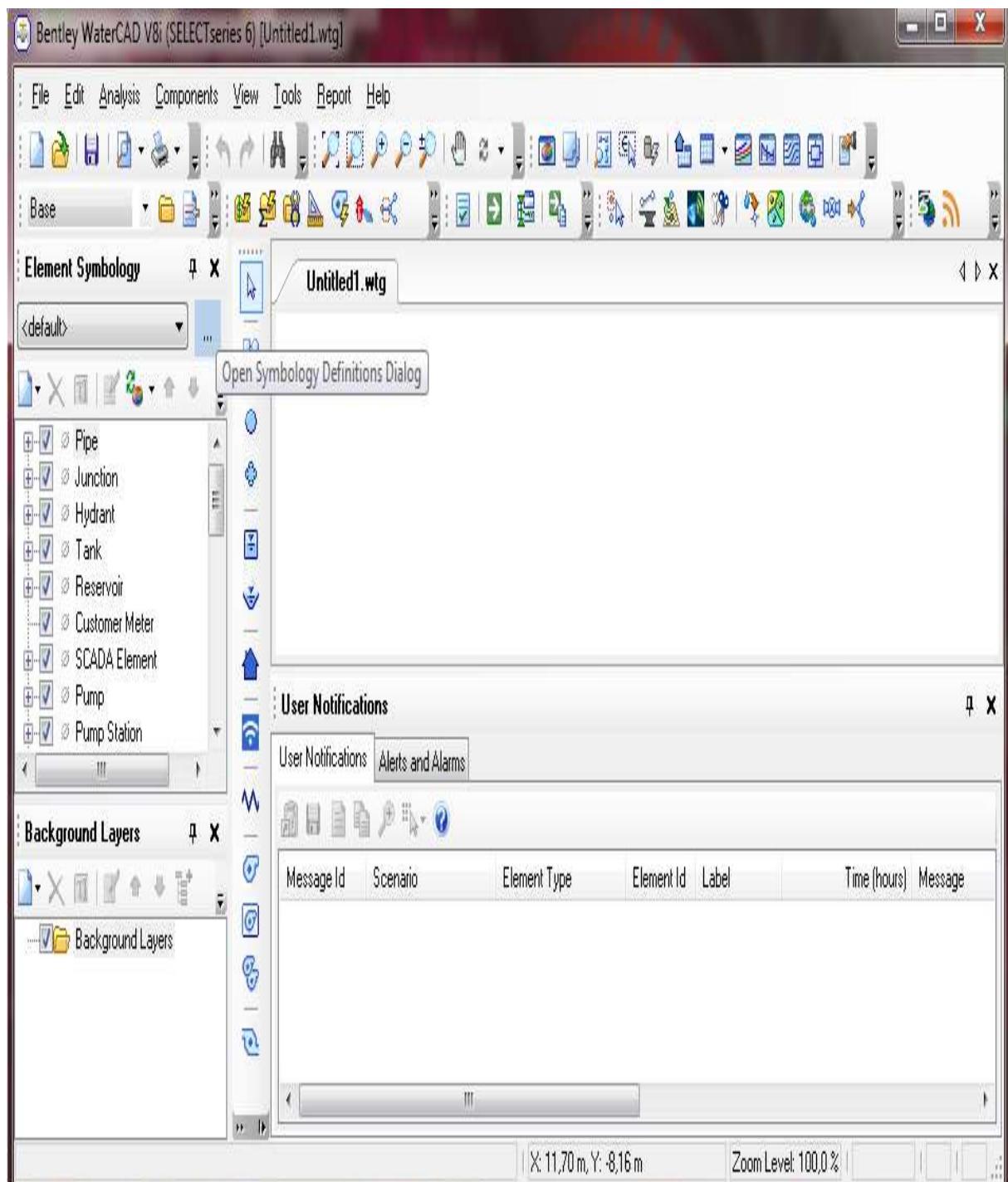
[7] : Dupont, A. : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transportElévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

Sites internet :

- [HTTPS://FR-CA.THOPOGRAPHIC-MAP.COM/MAPS/ISAZ/DOUERA/](https://fr-ca.topographic-map.com/maps/isaz/DOUERA/)
- <https://fr-fr.topographic-ap.com/map7/Douera/?center=36.67067%2C2.93942>
- <https://tg.maptons.com/288150>
- <http://siaep.faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs.html?blockedDomain=siaep.faye.free.fr>

ANNEXES

La fenêtre principale du Water CAD



Traçage du réseau sur Autocad

Ce travail nous permet de suivre plus précisément les longueurs des conduites. Le traçage du réseau existant, et ensuite extraire toutes les caractéristiques afférentes aux réseaux vers logiciel de la simulation

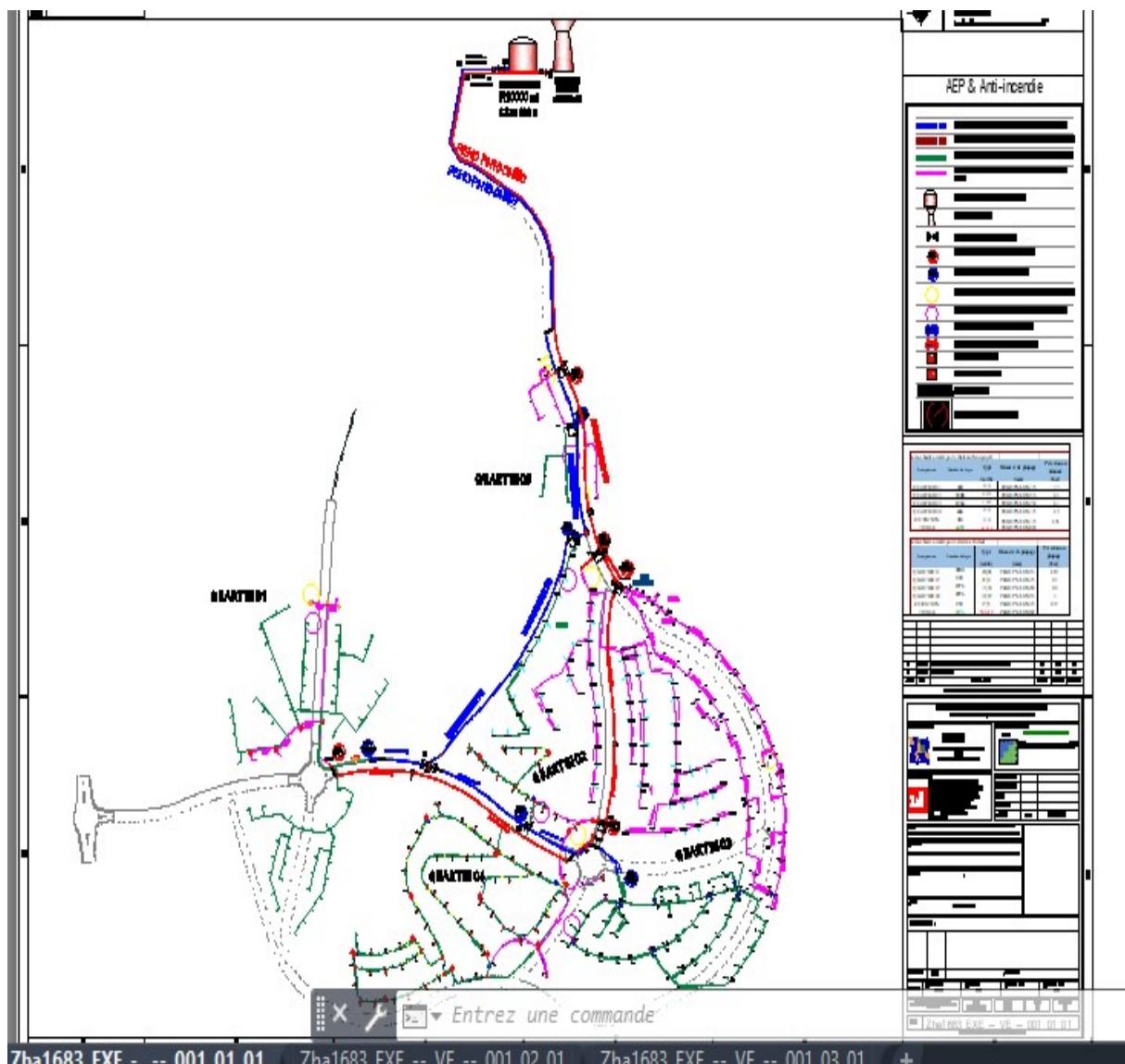
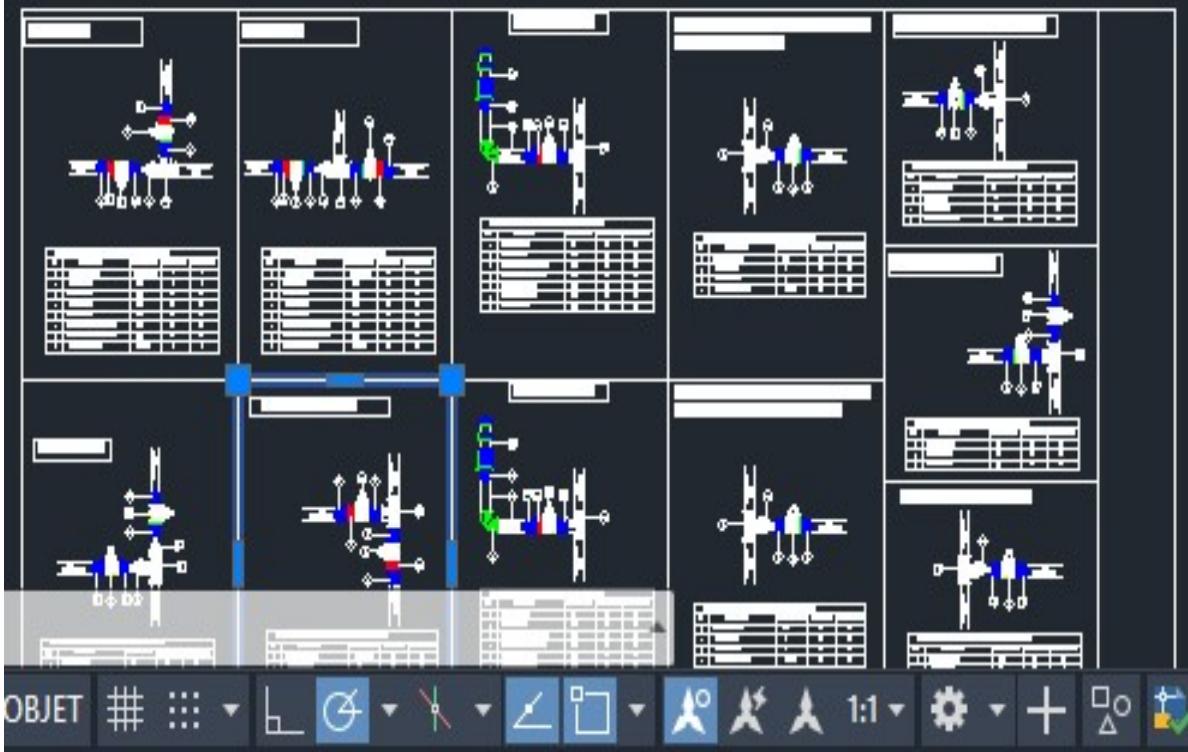
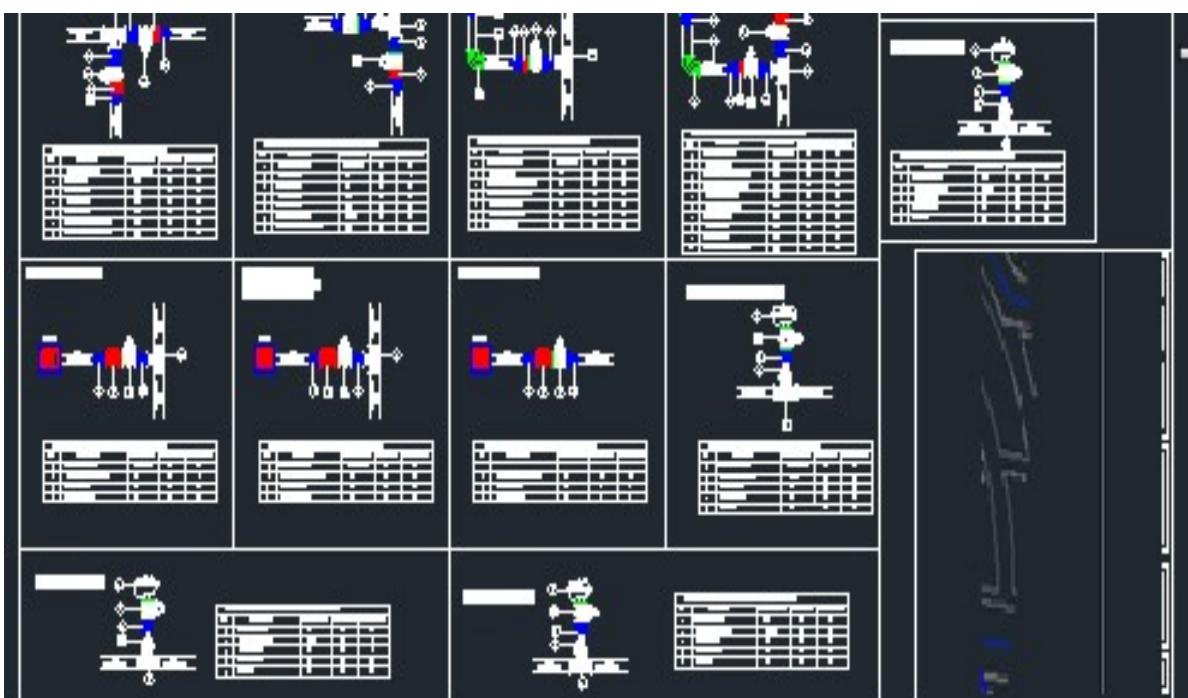
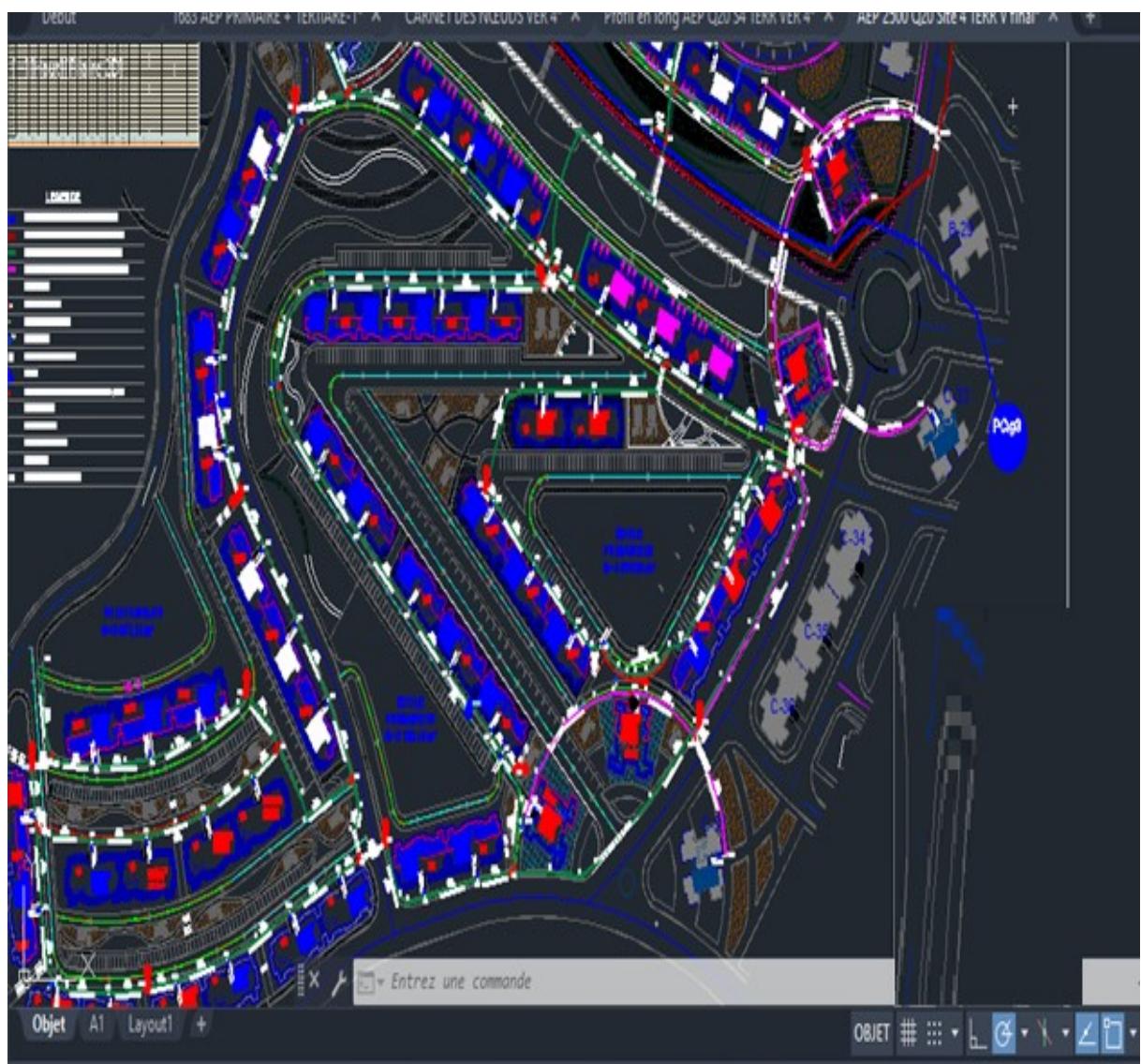


Schéma de réseau sur Autocad



Résultats de la simulation



G

Profil en long

