

Higher National School of Hydraulic

The Library

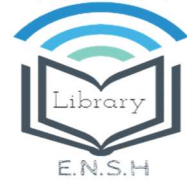
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Rénovation du réseau d'AEP centre Mouilha- sud -commune M'sila
(w. M'sila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-20

APA Citation (توثيق APA):

Bentoumi, Zahira Widad (2020). Rénovation du réseau d'AEP centre Mouilha- sud
-commune M'sila (w. M'sila)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Rénovation du réseau d'AEP centre Mouilha- sud –commune M'sila
(W.M'sila).

Présenté par :

BENTOUMI Zahira Widad

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Examineur
HOULI /KHALED Samia	M.A.A	Examinatrice
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Session 2019/ 2020

:

الهدف من اعداد مذكرة نهاية الدروس هذه هو مشكل المعيشي النمو الديمغرافي و نقص الموارد المائية.

بالمياه يتفاقم يوما بعد يوم وهذا راجع لمواجهة هذا المشكل قامت الدولة الجزائرية ببناء عدة سدود لتغطية عجز توفير المياه الصالحة للشرب , بهذا الصدد يقام مشروع تجديد شبكة المياه الصالحة للشرب لمويلحة _ غرب بولاية المسيلة بحيث يمكن تامين احتياجات المجمع السكني 1741.45 ³ في اليوم .

الكلمات المفتاحية: الماء الشروب، خزان، شبكة، توزيع.

Résumé :

En Algérie le problème d'eau se complexe de plus en plus, suite à l'amélioration de vie, la croissance démographique et le manque des ressources. Pour faire face à ce problème l'état Algérienne a réalisé plusieurs ouvrages hydrauliques pour satisfaire les besoins en eaux potable. Dans ce sens s'inscrire notre étude de rénovation de réseau de distribution d'eau potable de MOUILHA-SUD à partir du réservoir de Msila (2500 m³), qui vient du transfert de Sidi-Aissa.

Ce projet peut répondre aux besoins de l'agglomération qui sont estimés de 1741.45 m³/j.

Les mots clés: Eau potable, Réservoir, Réseau, Distribution.

Abstract:

In Algeria, the water problem is increasing every day, following life improvement, population growth and lack of resources. To face this problem, the Algerian government has built several hydraulic structures to meet drinking water needs. In this sense our study makes part of this strategy to renovate the drinking water distribution network of South-Mouilha from Msila's reservoir which comes from the transfer of Sidi-Aissa. This project can meet the needs of the agglomeration, which are estimated by 1741.45 m³/j.

Key words: Potable water, Reservoir, Network, Distribution.

Remerciements

Avants tous je tiens à remercier le bon dieu qui m'a donné le courage et la patience pour achever mes études.

Je remercie également mon promoteur Mr A. HACHEM de m'avoir guidé par ses précieux conseils pour mener à bien ce travail.

Je remercie ma famille pour son soutien et toute personne qui a contribué dans ce travail et spécialement les profs de l'ENSH.

Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury Mme MEDDI ainsi que Mr KALLERAS et Mme KALIED/HOULI de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail.

Bentoumi W.

Dédicace

Je dédie ce travail :

*À ma chère maman que dieu la protège pour ses sacrifices, ses meilleurs vœux,
son amour et son soutien.*

*À la personne la plus chère mon papa qui est présent toujours dans mon cœur
et mon esprit.*

*À mes chères sœurs (Khouloud, Bouhra et Mounira) et mon
frère (Khaled) qui ont été toujours là pour moi et qui ne m'ont jamais laissé
sentir seul.*

*À mes copines : Siham, Hanane, Khadidja, Fayza et à tous mes amis de
l'ENSH.*

Et à toutes la promotion de 2019 de l'école nationale supérieure d'hydraulique.

Bentoumi W.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude	
I. Introduction	3
I.1. Description de la zone d'étude	3
I.2. Situation topographique	3
I.3. Situation climatologique	4
I.3.1. Climatologie	4
I.3.2. Pluviométrie	4
I.3.3. Températures	4
I.3.4. Vents.....	4
I.4. Géologie.....	5
I.5. Sismicité	6
I.6. Situation démographique	7
I.7. Situation hydraulique de la wilaya de M'sila	8
I.7.1. Sources souterraines	8
I.7.2. Ressources en eau existantes en 2020	8
I.7.3. Ouvrages de stockages	8
I.8. L'état actuel du réseau	9
I.9. Conclusion	10
Chapitre II: Estimation des besoins	
II. Introduction	12
II.1. Situation démographique en(2008)	13
II.2. Situation démographique future	14
II.3. La norme unitaire de consommation	15
II.4. La consommation moyenne journalière	16
II.5. Estimation des besoins domestiques moyens	17
II.6. Les équipements existants	18
II.7. Récapitulation des besoins en eaux de la ville	19
II.8. Variations de la consommation journalière	20

II.8.1. Consommation maximale journalière	20
II.8.2. Consommation minimale journalière.....	20
II.9. Variations de la consommation horaire	21
II.9.1. Consommation maximale horaire	21
II.9.2. Consommation minimale horaire.....	21
II.9.3. Débit moyen horaire	21
II.10. Régime de la consommation de l'agglomération	22
II.11. Conclusion	23

Chapitre III : étude d'addiction

III. Introduction	25
III.1. Choix du tracé	26
III.2. Choix du type des conduites	27
III.3. Choix du matériau de la conduite	28
III.4. Les paramètres de choix des conduites.....	29
III.5. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire	30
III.6. Conclusion	31

Chapitre IV : Etude des réservoirs

IV. Introduction	33
IV.1. Rôles des réservoirs	34
IV.2. Emplacement des réservoirs	35
IV.3. Type de réservoir existant	36
IV.4. Principe de fonctionnement	37
IV.5. Equipement du réservoir	38
IV.6. Détermination de la capacité du réservoir	39
IV.6.1. Principe de calcul	39
IV.6.2. Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation	39
IV.7. Entretien des réservoirs	40
IV.8. Recommandations divers	41
IV.9. Matérialisation de la réserve d'incendie	42
IV.10. Conclusion	43

Chapitre. V : Dimensionnement de réseau de distribution

V. Introduction	45
V.1. Choix de type de réseau	44
V.2. Conception du réseau de distribution	45

V.3. Choix du type de matériaux	46
V.3.1. Tuyaux en P.E	46
V.3.2. Tuyaux en PVC	46
V.4. Principe du tracé de réseau	47
V.5. Calcul hydraulique du réseau maillé	48
V.6. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY CROSS	49
V.7. Principe de la méthode de HARDY CROSS	50
V.8. Calcul de réseau	51
V.9. Équipement du réseau de distribution	52
V.10. Conclusion.....	53

Chapitre VI : Pose des conduites et protection des canalisations contre le Coup de bélier

VI. Introduction	55
VI.1. Règles de manutention, de pose et de stockage des conduites	56
VI.1.1. Manutention.....	56
VI.1.2. Stockage	56
VI.1.3. Pose des conduites	56
VI.1.3.1. Exécution et aménagement de la canalisation	56
VI.1.3.2. La largeur et la profondeur de la tranchée	56
VI.2. Remblais de la tranchée	57
VI.3. Franchissement des points spéciaux	58
VI.3.1. Traversées des routes	58
VI.3.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued	58
VI.3.3. Pose en élévation	58
VI.3.4. Stabilisation de la conduite.....	58
VI.3.5. Essais hydrostatiques du réseau(en tranchée)	58
VI.3.6. Le remblaiement de la conduite	58
VI.3.6.1. Précaution intéressant des conduites	58
VI.3.6.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	58
VI.4. Protection des conduites contre le phénomène transitoire (le coup de bélier).....	59
VI.4.1. Causes du coup de bélier	59
VI.4.2. Les risques dus aux coups de bélier	59
VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	60
VI.5.1. Les volants d'inertie	60
VI.5.2. Les soupapes de décharge	60

VI.5.3. Les réservoirs d'air	60
VI.5.4. Les cheminées d'équilibre	60
VI.6. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	61
VI.7. Etude du coup de bélier	62
VI.7.1. Calcul de la célérité d'ondes	62
VI.7.2. Valeur numérique du coup de bélier	62
VI.8. Conclusion	63

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII. Introduction.....	65
VII.1. Les actions reçus par les conduites	66
VII.2. Exécution des travaux.....	67
VII.2.1. Vérification, manutention des canalisations	67
VII.2.2. Décapage de la couche de terre végétale ou goudron	67
VII.2.3. Excavation des tranchées	67
VII.2.4. Aménagement du lit de sable	67
VII.2.5. Accessoires.....	67
VII.2.6. L'épreuve des joints et canalisations principales	67
VII.2.7. Remblaiement des tranchées	67
VII.2.8. Volume excédentaire	67
VII.3. Choix des engins.....	68
VII.3.1. L'engin pour l'excavation des tranchées	68
VII.3.2. L'engin pour le remblaiement des tranchées	68
VII.4. Calcul du volume de terrassements	69
VII.4.1. Calcul du volume de la couche végétale ou la couche du goudron	69
VII.4.2. Calcul du volume de déblai.....	69
VII.4.3. Calcul du volume de lit de sable	69
VII.4.4. Calcul du volume de remblai	69
VII.4.5. Calcul du Volume excédentaire	69
VII.5. Devis quantitatif et estimatif.....	70
VII.6. Planification des travaux	71
VII.7. Conclusion	72
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	73

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Situation géographique de la wilaya de M'sila.	3
Figure I.2: La carte de zonage sismique de L'Algérie	6
Figure II.1: L'histogramme de la consommation journalière.....	22
Figure II.2: La courbe cumulée de consommation.....	22
Figure V.1: L'état des nœuds et des conduites le long de réseau de distribution (pointe)....	51
Figure V.2: L'état des nœuds et des conduites le long de réseau de distribution (pointe+ incendie)	51
Figure VI.1: Pose en tranchée d'une conduite	57
Figure VI.2: Protection pour la traversé des routes.....	58
Figure VI.3: Traversée d'oued	58
Figure VI.4: Butée sur coude horizontal	58
Figure VI.5: Butée sur coude vertical	58
Figure VI.6: butée sur branchement	58
Figure VI.7: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier	60
Figure VI.8: Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier)	61
Figure VII.1: Pelle équipée en rétro	68
Figure VII.2: chargeur.....	68
Figure VII.3: réseau à nœuds du réseau de distribution.....	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : précipitations moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.2: Température	4
Tableau I.3: Production de la ville de M'Sila à partir des champs captant existants :.....	6
Tableau I.4 : Forages des champs de captage de Birine.....	8
Tableau I.5: Les ouvrages de stockage en eau existants en 2020.....	8
Tableau II.1: les besoins domestiques.....	17
Tableau II.2 : Besoins publiques à l'horizon 2050.....	18
Tableau II.3 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	19
Tableau II.4 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la ville.	20
Tableau II.5 : max et min en fonction du nombre d'habitants	21
Tableau II.6 : les débits moyens min et max horaire	21
Tableau II.7: variation de débit horaire	22
Tableau III.1: Coefficients K' , m , pour différents types du tuyau	30
Tableau III.2: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :	30
Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	39
Tableau V.1 : Les débits route et débits nodaux pour le cas de pointe	48
Tableau V.2 : Les débits route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie	48
Tableau V.3 : La répartition des débits arbitraires dans les tronçons et leurs diamètres	48
Tableau V.4 : État des Nœuds du Réseau (pointe).....	51
Tableau V.5 : État des tronçons du Réseau (pointe)	51
Tableau V.6: État des Nœuds du Réseau (pointe plus incendie)	51
Tableau V.7: État des tronçons du Réseau (pointe plus incendie).....	51
Tableau VI.1: Les différents matériaux.....	56
Tableau VI.2: Les sur largeur de la tranché en mm	56
Tableau VI.3: Hauteur des couches de remblai.....	57
Tableau VI.4. : Les valeurs de surpression –dépression pour les deux cas.....	62
Tableau VII.1: calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau	69
Tableau VII. 2: calcul du volume de déblai pour le réseau	69
Tableau VII. 3:Calcul du volume de sable pour le réseau.....	69
Tableau VII.4: Calcul du volume de remblai pour le réseau	69
Tableau VII.5: Calcul du volume excédentaire pour le réseau	69
Tableau VII.6: Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution.....	69

Tableau VII.7: Volumes et cout des travaux total.....	70
Tableau VII.8 : temps de réalisation des opérations du réseau de distribution.....	71
Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.	71

Liste des planches

- 1- PLAN DE MASSE DE MOUILHA-SUD.
- 2- Profil en long du canalisation entre les nœuds 28 et 34.
- 3- PLAN DETAILS POSE DES CONDUITES.
- 4- Shéma de réseau de distribution d'eau et carnet des nœuds.

Introduction
générale

Introduction générale :

Depuis la naissance de l'homme, l'utilisation de l'eau est l'un des principales nécessités.

En Algérie, on a un problème de satisfaction et de gestion des ressources en eau, dans ce sens le ministère des ressources en eau a programmé plusieurs études pour combler ce déficit.

Mouilha-sud est un quartier de la commune de M'sila qui a besoin de rénover son réseau de distribution d'eau potable qui date depuis 1972. Le réseau de Mouilha-sud présente souvent des pertes d'eau remarquables et une irrégularité d'alimentation d'eau potable suite aux défaillances des conduites, donc on doit projeter un nouveau réseau pour satisfaire les besoins en eau potable de tout le quartier à partir du réservoir 2500m³ déjà existant et qui est alimenté à partir du transfert de Sidi-Aissa.

Afin d'atteindre notre but, on doit procéder aux étapes suivantes :

- En premier lieu, on caractérise le site du projet.
- En second lieu, nous estimons les besoins de chaque catégorie de l'agglomération pour calculer les besoins en eau à satisfaire à l'horizon futur.
- En troisième chapitre, nous allons faire une étude d'adduction.
- En quatrième chapitre, nous allons faire une étude du réservoir pour assurer qu'il va satisfaire les besoins de notre agglomération.
- En cinquième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites du réseau de distribution en tenant compte du facteur technico-économique.
- En sixième chapitre, on va faire la pose des canalisations selon les normes et une étude du coup de bélier pour éviter tous types de problèmes lors du fonctionnement.
- En fin, nous terminerons notre étude par l'organisation du chantier qui va définir tous les travaux à exécuter et déterminer le délai de réalisation.

On terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I

*Présentation de la zone
d'étude*

I. Introduction :

Afin de faire un projet de qualité, on doit ressortir les différentes caractéristiques propres à la zone d'étude, ces dernières sont présentées par : la situation géographique, climatique, topographique, sismicité et la situation hydraulique.

I.1. Description de la zone d'étude :

Mouilha-Sud est située à l'ouest de chef-lieu de la commune de M'sila au voisinage de la route nationale N°60 reliant M'sila et **H.HDALA**. Elle couvre une superficie de 60 hectares.

Le site du village est caractérisé par un relief peu accidenté, on peut constater deux formes de relief similaires pour le Mouilha-sud.

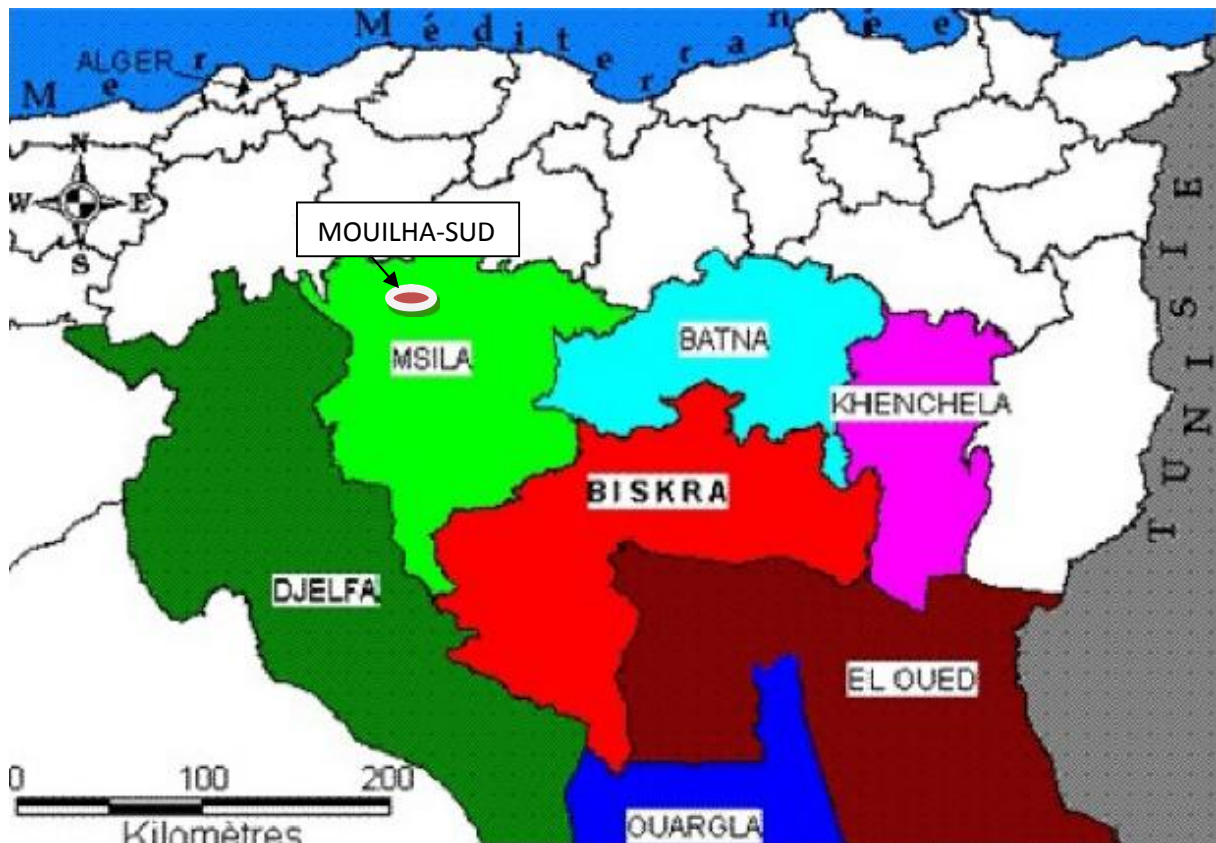


Figure I.1: Situation géographique de la wilaya de M'sila.

I.2. Situation topographique :

Relief :

Le territoire de la wilaya de M'sila constitue une zone charnière et de transition entre les deux grandes chaînes de montagnes qui sont l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien.

La configuration géographique y est comme suit :

-) Une zone de montagnes de part et d'autre de Chott El Hodna.
-) Une zone centrale constituée essentiellement de plaines et de hautes plaines.
-) Une zone de Chotts et de dépression avec le Chott El Hodna au centre.
-) Une zone de dunes de sable éolien.

I.3. Situation climatologique :

I.3.1. Climatologie:

Mouilha-sud appartient à une zone climatique continentale, caractérisé par un été chaud et un hiver très froid. La saison chaude est sèche ; elle s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre, suivie d'une saison froide de novembre à mars.

I.3.2. Pluviométrie:

La pluviométrie annuelle varie entre 175 mm et 250 mm, et arrivent avec une irrégularité très importante, dont la période d'observation allant de 1996 à 2019.

Tableau I.1 : précipitations moyennes mensuelles.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	13.7	24.4	26.7	22.0	16.9	18.6	18.4	25.2	29.5	14.2	5.1	6.5

Source : L'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) 2019.

I.3.3. Températures:

Le climat à **Mouilha-sud** est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Aout pouvant atteindre 45°C, celle-ci peut se rabattre jusqu'à 0° C durant le mois de Janvier, dont la période d'observation allant de 1996 à 2019.

Tableau I.2: Température

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{max} (°C)	40	37	31	27	25	26	29	34	38	41	45	45
T_{min} (°C)	10.6	7	0.7	0.0	0.0	0.2	0.3	0.5	8	10	14.1	13.2

Source : L'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) 2019.

I.3.4. Vents:

En hiver, les vents sont violents, ils soufflent souvent d'Ouest Nord-est ; en été, on signale la présence de vents chauds (Sirocco) durant une dizaine de jours, surtout durant les mois de Juillet et Aout.

I.6. Situation démographique:

Population:

D'après le recensement de la population et l'habitat effectué en 2008 la population de notre zone d'étude est de P= 3815 habitants avec un taux d'accroissement de t = 3 % (d'après les données recueillies au niveau de l'APC).

I.7. Situation hydraulique de la wilaya de M'sila:

La ville de M'Sila est alimentée actuellement en eau potable à partir de la nappe de Hodna. Cette source est arrivée à un seuil d'exploitation critique puisque l'on observe des rabattements allant jusqu'à 52 mètres (ANRH, 2019), par conséquence une diminution dramatique des débits avec une eau de qualité médiocre.

I.7.1. Sources souterraines:

La nappe du Hodna actuellement atteint sa limite d'exploitation, le seuil critique des 4258 l/s est largement dépassé (1331 m³ /an). Dans le but de préserver la nappe et de rester dans les limites des besoins socio-économiques de la ville (AEP, Industrie, Agriculture), il est indispensable de s'orienter vers d'autres ressources en eau.

I.7.2. Ressources en eau existantes en 2020:

Les caractéristiques des différents forages et puits sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.3: Production de la ville de M'Sila à partir des champs captant existants:

Champs captant	Forages	Débit fournis (m³ /h)	Production moy (m³ /h)	Qualité de l'eau des forages
Khebab	F 256/168	30	650	Eau présentant un excès de sulfates (gout salé) et une dureté élevée Forages F256, F11 bis, F06 bis
	F257/168 bis	7	150	
	F 224/168	35	750	
	F 08 bis	50	1100	
	F 05	35	750	
	F 11 bis	60	1400	
	F 06 bis	40	850	
	F 233/168	35	750	
Sous total 01		292	6400	
	F 284/168	50	1100	Eau présentant un excès
	F 311/168	55	1200	

Mezrir est 1	F250/168 bis	50	1100	de sulfates (gout salé) et une dureté élevée Forages F284, F311, F250 bis, F268 bis, f215
	F249/168bis	65	1400	
	F268/168 bis	55	1200	
	F 215/168	55	1200	
Sous total 02		330	7200	
Mezrir oust 2	F 252/168	60	1400	Eau présentant un excès de sulfates Forages F252, F283 bis
	F283/168 bis	50	1100	
Sous total 03		110	2500	
Guerfala	F260/168 bis	43	950	Eau présentant un excès de sulfates Forages F255 bis, F260 bis
	F255/168 bus	47	1050	
Sous total 04		90	2000	
Ghozal	F 236/168	45	1000	Eau présentant un excès de sulfates
Sous total 05		45	1000	
Boukhmissa	F 279/168	45	900	Eau présentant un excès de sulfates
Sous total 06		45	900	
Tarmount	F t 01	54	850	Eau dur, sulfatée et gout désagréable présence H ₂ S (Forage03-Forage 04)
	F t 02	36	850	
	F t 03	60	1400	
	F t 04	30	850	
Dokara		15	250	
Sous total 07		196	4200	
Total M'sila		1107	24200	

Source : ADE 2020

Tableau I.4: Forages des champs de captage de Birine.

Champs captant	Forages	Débit (m ³ /h)	Production moyenne m ³ /jour
	B 01	65	1400
	B 01 bis	45	1000
	B 03	82	1800
	B 04	43	950
	B 04 bis	83	1800
	B 05	45	1000
	B 06	45	1000
	B 07	42	900
	B 08	45	1000
	B 09	45	1000
Botisayeh		35	800
Total Birine		575	12650

Source : ADE 2020

D'où la production moyenne totale est de : 36850 m³ /jour.

I.7.3 Ouvrages de stockages :

Tableau I.5: Les ouvrages de stockage en eau existants en 2020.

N°	Désignation de l'ouvrage	Localisation et date de réalisation	Capacité	Etat de l'ouvrage
Bâche de reprise (stp-st. Reprise)				
1	R 1000 m ³ semi-enterrée	Khabbab	1000	Mauvais -état
2	R 2000 m ³ semi-enterrée	Mezrir I	2000	Bon -état
3	R 500 m ³ semi-enterrée	Mezrir I	500	Mauvais -état
4	R 500 m ³ semi-enterrée	Mezrir II	500	Mauvais -état
5	R 2000 m ³ semi-enterrée	Lougmane	2000	Bon -état
6	R 2000 m ³ semi-enterrée	Forestier	2000	Mauvais -état
7	R2 ×2000 m ³ semi-enterrée	Zone industriel	4000	Mauvais -état
8	R 2500 m ³ semi-enterrée	Ichbilia	2500	Bon -état
Réservoirs (stockage)				
9		Forestier	2500	Bon -état

10		Forestier	750	Bon –état
11		Forestier	1000	Bon –état
12		Ouledslama	6000	Mauvais –état
13		Ouledslama	5000	Bon –état
14		Guerfala	750	Mauvais –état
15		Boukhmissa	1000	Bon –état
16		Draa el –hadja	2000	Bon –état
17		Mouilha	2500	Bon –état
18		Mouilha	10000	Bon –état
19		Tarmounte	2500	Bon –état
20		Lachiakhe	500	Bon –état
Total			34500	

Source: ADE 2020

Notre zone d'étude est alimentée par le réservoir 2500 m³ de M'sila, qui est alimenté lui-même par le transfert de Sidi-Aissa avec un débit de 180 l/s, dont le débit réservé pour l'agglomération de Mouilha-sud est de 630 m³.

I.8. L'état actuel du réseau :

Le réseau de distribution de Mouilha-sud est un réseau maillé construit après l'indépendance (en 1972) arbitrairement avec de la fonte et de l'Acier. En plus de mauvaise état des conduites qui constituent ce réseau, on a constaté le passage de certaines conduites sous les habitations. (Source : CTH M'sila 2019).

I.9. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de caractériser notre zone d'étude et de voir sa situation hydraulique afin de mobiliser les sources hydrauliques qui seront la base de nos prochains chapitres.

Vu l'état de ce réseau et les problèmes rencontrés souvent qui peut affecter la santé et le confort des consommateurs et Puisque on a un réseau très défectueux et très ancien, on va proposer une rénovation totale du réseau de distribution.

Chapitre II

Estimation des besoins

II. Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de passer par le recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération.

Donc, dans ce chapitre, nous allons examiner les besoins en eau de notre zone d'ici 30 ans (l'horizon 2050), c'est pourquoi on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation du essentiellement à :

-) L'amélioration du cadre de vie.
-) Industrialisation.
-) L'accroissement de population.

II.1. Situation démographique en(2008) :

D'après les données recueillis à l'APC du chef-lieu, selon RGPH 2008 remis par l'administration, le nombre d'habitant du quartier (Mouilha-sud) est de 3815 habitants.

II.2. Situation démographique future :

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir :

$$P = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

Avec :

- P : population future à l'horizon considéré.
- P₀ : population de l'année de référence.
- T : taux d'accroissement considéré en %.
- n : nombre d'année séparent l'horizon considéré de l'année de référence.

D'après les renseignements fournis par le PDAU (plan d'Aménagement et d'urbanisme) de l'APC de M'sila le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude (Mouilha-sud) est estimé à 3 %.

Prenons exemple de calcul de la situation future de la population de notre zone d'étude :

Pour 2008 : P = 3815 hab.

Pour 2020 : P = 3815 * (1 + 0.03)¹² = 3929 hab.

Pour 2050 : P = 3929 * (1 + 0.03)³⁰ = 9537 hab.

II.3. La norme unitaire de consommation :

La dotation moyenne journalière octroyée est fonction:

-) Des ressources existantes et exploitables.
-) De la structure interne de l'agglomération (densification de l'urbanisme, typologie de l'habitat, pourvoi en équipement et vocation socio économique de l'agglomération).
-) Du niveau de vie de la population.
-) Du nombre d'habitants.

Pour notre cas et dans l'hypothèse d'évolution démographique suscitée, la population prendre en charge est estimé à 9537 habitants pour l'horizon 2050.

Les dotations de base, dans le cadre d'un avant-projet sont les suivantes:

-) Villes de: 5000 à 20000 habitants: 150 à 200 l/j/hab.
-) Villes de: 20000 à 100000 habitants: 200 à 300 l/j/hab.
-) Au-dessus de: 100000 habitants: 300 à 400 l/j/hab.

Donc il convient de donner une dotation de 180 l/j/hab.

Les normes fournies précédemment sont en général majorées, en raison des secondaires (sanitaire, socioculturels...etc.).

A cet effet, nous nous abstiendrons de procéder à une telle majoration, dans la mesure où les besoins en eau de chaque catégorie d'usager seront calculés à part selon les différents besoins.

II.4. La consommation moyenne journalière :

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau des différents catégories existants (domestiques, sanitaires, scolaires ...).

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = (q \cdot N_i / 1000) \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: la consommation moyenne journalière des consommateurs en m³ /j.

q : la dotation moyenne des consommateurs en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

II.5. Estimation des besoins domestiques moyens:

Dans le but de parvenir à une estimation des besoins domestiques moyens, ces derniers seront calculés sur la base d’une dotation de 180 l/j/hab., (y compris les besoins des jardins familiaux) avec un taux démographique prévisionnel de 3%.

Les résultats sont récapitulés au tableau suivant :

Tableau II.1: les besoins domestiques

Année	Pop	Dot (l/s)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2008	3815	150	572.25
2020	3929	150	589.35
2050	9537	180	1716.66

II.6. Les équipements existants :

Notre zone d’étude compris les équipements si -dessous :

Tableau II.2: Besoins publiques à l’horizon 2050

Equipement	Unité	Nombre d’unité	Dotation l/j/unité	Besoins moyens m ³ /j
Mosquée (Moaad ibn djabal)	Fidèle	550	5	2.75
Mosquée (Ammar ibn Yassir)	Fidèle	420	5	2.10
Ecole primaire (Aychouche Mohamed)	Etudiant	428	10	4.28
Ecole primaire (Salmi Salim)	Etudiant	514	10	5.14
CEM (Nadji Saïd)	Etudiant	707	10	7.07
Salle de soin	Malade	80	15	1.2
Total				22.54
Total (on prévoie un taux de 10%)				24.79

II.7. Récapitulation des besoins en eaux de la ville:

Les besoins moyens totaux en eaux de Mouilha-sud sont donnés par le tableau ci-dessous:

Tableau II.3 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestiques	1716.66
Publiques	24.79
Total	1741.45

Les pertes d'eau sont prisent en compte.

II.8. Variations de la consommation journalière:

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage.

II.8.1. Consommation maximale journalière:

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max,j}) qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = (Q_{max,j} / Q_{moy,j}) \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

$$K_{max,j} = (1.1 ; 1.3).$$

On prend **K_{max,j}=1,3**.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.8.2. Consommation minimale journalière:

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum (K_{min,j}) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = (Q_{min,j} / Q_{moy,j}) \dots \dots \dots (II.3)$$

$$K_{min,j} = (0.7 ; 0.9).$$

On prend **K_{min,j} = 0.8**.

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le **tableau II.4** :

Tableau II.4: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la ville.

Zone d'étude	$Q_{moy\ j} (m^3 /j)$	$K_{max\ j}$	$Q_{max\ j} (m^3 /j)$	$K_{min\ j}$	$Q_{min\ j} (m^3 /j)$
Mouilha –sud	1741.45	1.3	2263.88	0.8	1393.16

II.9. Variations de la consommation horaire:

II.9.1. Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients:

max et max;tel que: $k_{max\ h} = \max \times \max$

Avec :

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

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

Le tableau II .5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.5 : max et min en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
max	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1
min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $max=1.3$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera:

$K_{max\ h} = 1.2*1.3 = 1.56.$

$K_{max\ h} = 1.56.$

II.9.2. Consommation minimale horaire:

Elle est donnée par le coefficient d’irrégularité minimale horaire $K_{min, h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation:

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

Avec :

\min : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend **$\min=0,5$** .

\min : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau **II-6** ci-dessus donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Donc pour notre cas on prend $\min=0,4$; d’où la valeur de $K_{min, h}$ sera:

$K_{min, h} = 0,5 * 0,4 = 0,20$.

$K_{min h} = 0.20$

II.10.3. Débit moyen horaire:

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$Q_{moy h} = Q_{max j} / 24 \text{ m}^3 / \text{h}$.

Avec :

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

$Q_{max j}$: le débit maximum journalier en m^3 / j .

Donc :

$Q_{moy h} = 2263.88 / 24$

$Q_{moy h} = 94.33 \text{ m}^3 / \text{h}$.

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II .6 : les débits moyens min et max horaire

La zone	$Q_{moy h}(\text{m}^3 / \text{h})$	$K_{max h}$	$Q_{max h} (\text{m}^3 / \text{h})$	$K_{min h}$	$Q_{min h}$
Mouilha-sud	94.33	1.56	147.15	0.20	18.87

Notre travail est pour déterminer le débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d’habitants.

II.10. Régime de la consommation de l’agglomération :

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants.

Remarque:

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l’agglomération. (Voir ANNEXE N°1).

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d’habitants est moins de 10000 hab. (Puisque le nombre d’habitants à l’année 2050 sera 9537 hab.).

Tableau II.7: variation de débit horaire

Heure	Consommation totale		Courbe de la consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 2263.88 \text{ m}^3 / j$			
H	%	M^3 / h	%	M^3 / h
0-1	1	22.6388	1	22.6388
1-2	1	22.6388	2	45.2776
2-3	1	22.6388	3	67.9164
3-4	1	22.6388	4	90.5552
4-5	2	45.2776	6	135.8328
5-6	3	67.9164	9	203.7492
6-7	5	113.194	14	316.9432
7-8	6.5	147.1522	20.50	464.0954
8-9	6.5	147.1522	27	611.2476
9-10	5.5	124.5134	32.50	735.761
10-11	4.5	101.8746	37	837.6356
11-12	5.5	124.5134	42.50	962.149
12-13	7	158.4716	49.50	1120.6206
13—14	7	158.4716	56.50	1279.0922
14—15	5.5	124.5134	62	1403.6056
15—16	4.5	101.8746	66.50	1505.4802
16—17	5	113.194	71.50	1618.6742
17—18	6.5	147.1522	78	1765.8264
18—19	6.5	147.1522	84.50	1912.9786
19—20	5	113.194	89.50	2026.1726
20—21	4.5	101.8746	94	2128.0472
21—22	3	67.9164	97	2195.9636
22—23	2	45.2776	99	2195.9636
23—24	1	22.6388	100	2263.88

A partir ce tableau on trouve : $Q_{\max h} = 158.4716 \text{ m}^3 / h$.

$Q_{\min h} = 22.6388 \text{ m}^3 / h$.

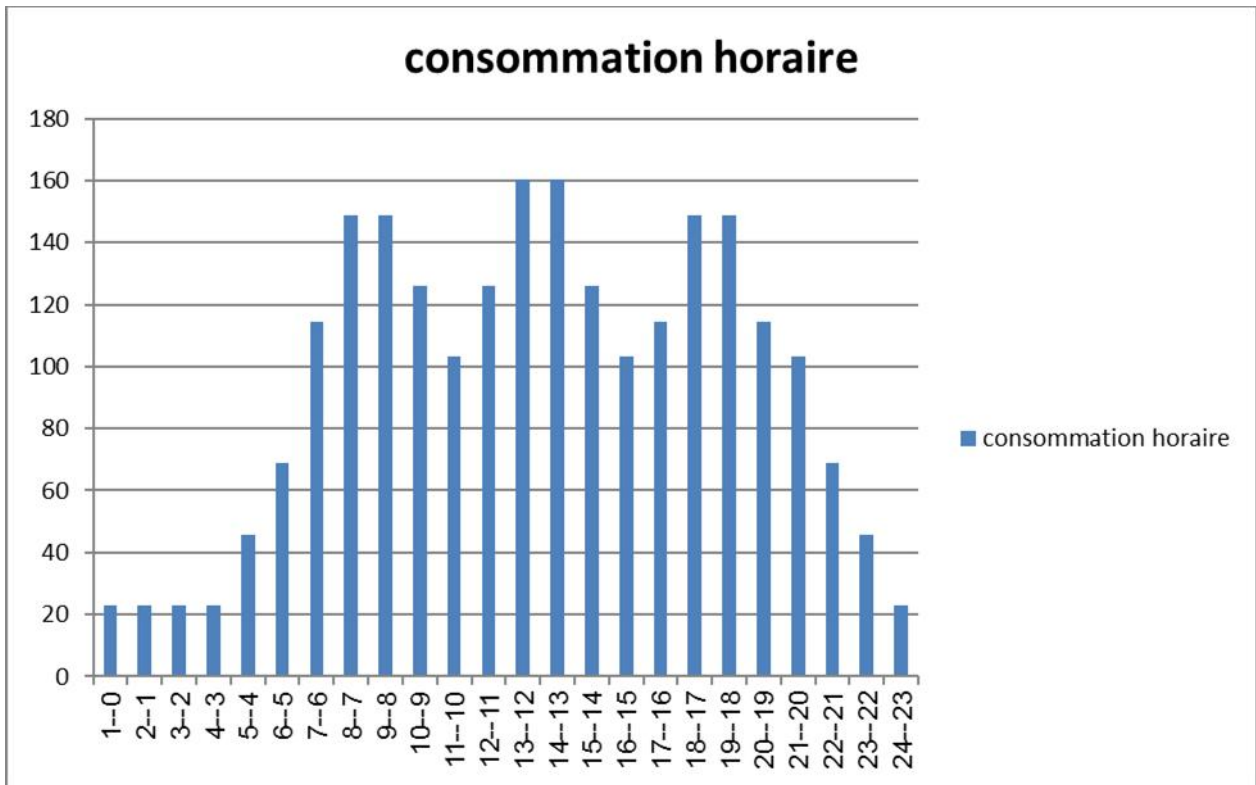


Figure II.1 : L'histogramme de la consommation journalière

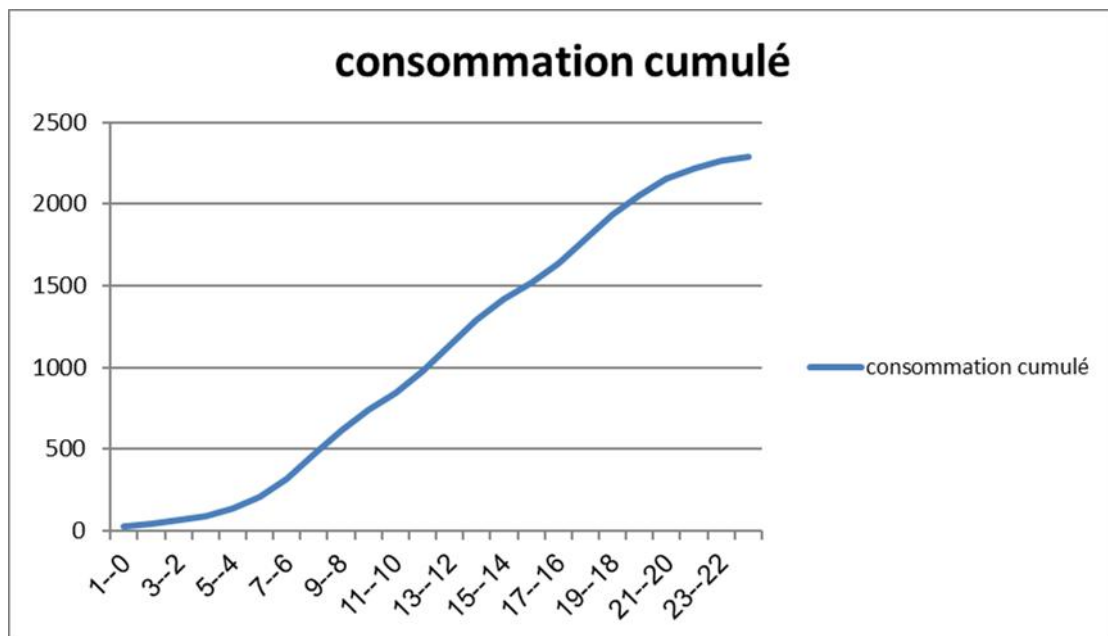


Figure II.2 : La courbe cumulée de consommation

II.11. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs de l'agglomération. Les besoins dominants sont beaucoup plus domestiques. Il n'existe pas d'industrie au niveau de notre zone d'étude, dont les besoins actuels sont estimés de **611.89** m³/j et les besoins futurs sont de **1741.45** m³/j.

Chapitre III

Etude de l'adduction

III. Introduction :

L'adduction c'est la partie qui permet le transport d'eau de la source (barrage, source naturelle, forage) aux ouvrages de stockage ou directement au réseau de distribution d'eau potable.

Selon son fonctionnement on distingue :

) Adduction gravitaire.

) Adduction par refoulement.

Notre partie d'adduction fait partie de transfert de Sidi-Aïssa qui alimente le réservoir 2500 m³ gravitaire ment par un débit de 180 l/s et qui est par suite alimente notre agglomération.

III.1. Choix du tracé :

Le tracé d'une conduite d'adduction doit avoir une trajectoire plus directe et doit répondre aux exigences technique et économiques telles que :

) Le profil doit être le plus régulier et court que possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.

) Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.

) Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

) Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.

) Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

Pour notre cas nous étudions le tracé d'une adduction gravitaire de 3500 mètres.

III.2. Choix du type des conduites :

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

-) Diamètre ;
-) Pressions supportées ;
-) Les conditions d'installation ;
-) Le revêtement ;
-) La disponibilité dans le marché;
-) Du prix unitaire ;
-) Du type de sol ;

Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

III.3. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur fiabilité technique et économique.

Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Dans notre projet nous avons projeté une conduite en PEHD à cause de ses avantages :

-) Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
-) Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
-) Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
-) Bonne propriétés hydrauliques.
-) Bonne résistance chimique.
-) Longue durabilité.
-) Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
-) Son élasticité lors du phénomène transitoire.
-) Cout faible du PEHD.

III.4. Les paramètres de choix des conduites :

Le choix du diamètre de la conduite résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.4 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge. [2]

III.5. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire :

- Détermination du diamètre avantageux :

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

$$\zeta H_T \frac{KL_{eq} Q^5}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(III.1)$$

H_T : Perte de charge totale $K' =$ coefficient de perte de charge

L_{eq} : longueur équivalent de la conduite.

$$L_e = L_g + L_{ec}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{ec} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$H_T = 1,1 * H_L$$

H_T : Perte de charge totale (m) ;

H_L : Perte de charge linéaire (m).

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

ζ : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type de matériau

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et qui sont donnés dans le **tableau III.1.**

Tableau III.1: Coefficients K', m, pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	M	
Acier et fonte	0.00179 - 0.001735	5.1 - 5.3	1.9 - 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} X_m \sqrt{\frac{K' L_{eq} Q^5}{\zeta H_T}} \dots\dots\dots (III.2)$$

Dans notre cas, on prend : K' = 0,001052 ; = 2 ; m = 4.772 (matériaux : PEHD).

$$D_{av} X_{4.772} \sqrt{\frac{0.001052 * 0.18^2}{92}} X 252 mm$$

250 D_{av} 400 mm.

La vitesse d'écoulement: Dans le cas d'adduction gravitaire, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,4 à 2 m/s.

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

$$Q = V * S \text{ donc : } Q = V \frac{f D^2}{4} \text{ ainsi : } V = \frac{4 Q}{f D^2}$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * 0.18}{f * 0.25^2} = 3.7 \text{ m/s (la vitesse n'est pas acceptable, elle dépasse 2 m/s)}$$

$$V = \frac{4 * 0.18}{f * 0.4^2} = 1.43 \text{ m/s (la vitesse est acceptable, elle est dans l'intervalle [0.4 ; 2] m/s)}$$

- Calcul des longueurs équivalentes de tronçon :

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 3500 = 3850 \text{ ml.}$$

Tableau III.2: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

Débit (m³/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)	H (m)	Diamètre calculé (mm)
180	3500	3850	92	400

III.6. Conclusion :

La conduite d'adduction est une conduite gravitaire en PEHD (PN 16), caractérisée par un diamètre de 400 mm et une longueur de 3500 m.

Chapitre IV

Etude des réservoirs

IV. Introduction :

Dans tous les réseaux d'alimentation d'eau on est besoin des réservoirs. Ces derniers sont des ouvrages hydrauliques qui servent généralement de stocker les eaux dont ils se trouvent après le réseau d'adduction et avant le réseau de distribution d'eau.

Dans ce chapitre on va vérifier si la capacité de réservoir existant est suffisante ou pas. Dans le cas où elle n'est pas suffisante, on recouvrira ce déficit de volume par projection d'un nouveau réservoir.

Notre partie d'adduction fait partie de transfert de Sidi-Aissa qui alimente le réservoir 2500 M³ de M'sila gravitairement par un débit de 180 l/s et qui est par suite alimente notre agglomération, ce réservoir est en bonne état.

IV.1. Rôles des réservoirs :

Parmi les rôles connus d'un réservoir dans le système d'AEP on trouve :

-) Une réserve permettant d'assurer le débit maximal demandé aux heures de pointes ;
-) Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
-) Relier le régime d'adduction au régime de distribution;
-) Dans le cas d'une distribution étagée, il joua le rôle d'une brise charge ;
-) Jouer le rôle d'un relais ;
-) Assurer la réserve d'incendie ;
-) Régulariser le fonctionnement de la pompe;
-) Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution;
-) Constitue une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).

IV.2. Emplacement des réservoirs :

Pour placer un réservoir, on doit tenir compte des considérations suivantes :

-) Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
-) 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;
-) L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante;

) L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de consommation importante.

IV.3. Type de réservoir existant :

C'est un réservoir sur sol (semi enterré), de forme cylindrique construit en béton armé et qui assure les deux fonctions de stockage et d'alimentation.

Ce réservoir reçoit l'eau à partir de l'adduction à travers une conduite d'arrivée de $\varnothing 400$ et PN16 en PEHD et distribuer de l'eau à travers une conduite de distribution de $\varnothing 250$ en PEHD. (Source C T H M'sila 2019).

IV.4. Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants:

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (apport-distribution). Cependant lors des heures de forte consommation (heure de pointe), le déficit sera assuré par le réservoir vers le réseau de distribution.

IV.5. Equipement du réservoir :

- Les équipements hydrauliques:

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation.

- **Un système d'arrêt de son alimentation:** Il peut être un robinet à flotteur, une vanne à commande hydraulique ou une vanne à commande électrique. Le plus souvent c'est un robinet à flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.
- **Une crépine d'alimentation de la distribution:** La crépine doit permettre de renouveler la réserve d'incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution.
- **Un compteur de distribution:** Il doit être facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.
- **Un robinet de prise:** Il sera placé sur la conduite de distribution, pour l'analyse de la qualité de l'eau.
- **Une conduite de soutirage:** De la réserve d'incendie dont le dispositif d'ouverture est à la disposition permanente des sapeurs pompiers,
- **Une conduite de trop plein :** Tous les réservoirs doivent être dotés d'un trop-plein qui descend jusqu'à une profondeur comprise entre 300 mm et 600 mm au-dessus de la

surface du sol, et se termine au-dessus d'une entrée d'évacuation ou d'une plaque anti-éclaboussures. Le trop-plein ne doit pas être raccordé directement à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales. Toutes les tuyauteries de trop-plein doivent être installées de façon que le point de sortie de l'eau soit visible. Le trop-plein d'un réservoir au sol doit être ouvert vers le bas et l'orifice doit être protégé au moyen d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau, à un endroit où les risques de dommage par vandalisme sont minimaux.

➤ **Une conduite de vidange:** Cette conduite est munie d'un robinet-vanne, dont le système de manœuvre protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution. Elle ne doit pas être directement reliée à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales.

L'ouvrage doit pouvoir être vidangé à fin d'être nettoyé ou entretenu sans qu'il en résulte une perte de pression dans le réseau de distribution.

➤ **Un by-pass:** Placé entre la conduite d'arrivée et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.

➤ **Un système de mesure du volume d'eau:** qui est contenue dans le réservoir.

➤ **Matérialisation de la réserve d'incendie:** Il importe que les dispositions soient prise sa fin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne sera pas puisée par la distribution. Aussi, on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorçé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment, car les réservoirs doivent être ventilés.

Les trop- pleins ne doivent pas être considérés comme des événements. Il ne doit y'a voir aucun espace ouvert entre la paroi et le toit. Les événements des réservoirs:

-) Doivent empêcher l'introduction d'eaux de ruissellement ou de pluie;
-) Doivent empêcher que des oiseaux et des animaux entrent dans le réservoir;
-) Devraient empêcher que les insectes et la poussière entrent dans le réservoir sans pour autant qu'une ventilation efficace devienne impossible. Dans le cas de notre réservoir au sol, on peut utiliser un grillage non corrosif;
-) Doivent se terminer avec un U inversé, dans le cas des réservoirs au sol, l'ouverture étant à au moins 600 mm au-dessus du sol ou du gazon et au-dessus du niveau prévu de la neige , et être protégés à l'aide d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce , installé dans un tuyau en un endroit ou le risques de vandalisme sont les plus faibles.

- **Collecteurs de sédiments:** Les tuyauteries de sortie de tous les réservoirs doivent être installées de manière à empêcher que des sédiments soient entraînés dans le réseau de distribution. Des collecteurs de sédiments amovibles devraient être prévus.

-Les équipements d'intervention :

- **Accès :** Les réservoirs d'eau doivent être conçus avec des moyens permettant l'accès à l'intérieur pour l'inspection, le nettoyage et l'entretien.

-Les trous d'homme au-dessus du niveau de l'eau :

-) Doivent comporter un cadre dépassant d'au-moins 150 mm au-dessus de la surface du toit à l'ouverture ; dans les réservoirs au sol, les trous d'homme devraient être surélevés de 600 à 900 mm au-dessus de sommet du réservoir ou du gazon qu'i le recouvre ;
-) Doivent être munis d'un couvercle étanche, solide pouvant être levé par une personne, recouvrant le bord du cadre et descendant autour de ce dernier d'au-moins 50 mm;
-) Devraient comporter une charnière latérale.

- Protection contre les intrus :

Des clôtures, des verrous sur les trous d'homme et toute autre précaution nécessaire doivent être prévus pour empêcher les intrusions, le vandalisme et les aboutage.

-Les équipements de nettoyage:

- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

IV.6. Détermination de la capacité du réservoir :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

IV.6.1. Principe de calcul :

La capacité d'un réservoir peut être estimée par deux méthodes ; analytique ou graphique. Elle tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients de variation de la consommation horaires et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumulés de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

IV.6.2. Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation :

Dans notre travail on va utiliser la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

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

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Le volume du réservoir est donnée par :

$$V_r = (a\% * Q_{maxj}) / 100 \dots \dots m^3 / j) \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

V_r : volume résiduel de réservoir ;

$Q_{max, j}$: débit maximal journalier (2263.88 m³ /j) ;

a% : pourcentage du volume maximal qui devant être stocker.

La capacité totale du réservoir sera:

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots (IV.2)$$

V_{inc} : volume d'incendie estimé avec une valeur de 120 l/s.

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité de réservoir.

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir

Heures	consommation d'eau(%)	Apports d'eau(%)	Arrivée d'eau dans Le réservoir(%)	départ d'eau du réservoir (%)	reste d'eau dans le réservoir(%)
0-1	1	0.00		1.00	-1.50
1-2	1	0.00		1.00	-2.50
2-3	1	5.00	4.00		1.50
3-4	1	5.00	4.00		5.50
4-5	2	5.00	3.00		8.50
5-6	3	5.00	2.00		10.50
6-7	5	5.00	0.00		10.50
7-8	6.5	5.00		1.50	9.00
8-9	6.5	5.00		1.50	7.50
9-10	5.5	5.00		0.50	7.00
10-11	4.5	5.00	0.50		7.50

11-12	5.5	5.00		0.50	7.00
12-13	7	5.00		2.00	5.00
13-14	7	5.00		2.00	3.00
14-15	5.5	5.00		0.50	2.50
15-16	4.5	5.00	0.50		3.00
16-17	5	5.00	0.00		3.00
17-18	6.5	5.00		1.50	1.50
18-19	6.5	5.00		1.50	0.00
19-20	5	5.00	0.00		0.00
20-21	4.5	5.00	0.50		0.50
21-22	3	5.00	2.00		2.50
22-23	2	0.00		2.00	0.50
23-24	1	0.00		1.00	-0.50
Total	100	100			

D'après le tableau on calcule le volume du réservoir :

$$V_t = [(10.5 * 2290.6) / 100] + 120$$

$$V_t = 500 \text{ m}^3$$

On prend un volume standardisé de réservoir (500 m³).

IV.7. Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des réservoirs ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

-) Isolement et vidange du réservoir ; afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte du temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
-) Elimination des dépôts sur les parois ;
-) Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
-) Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
-) Remise en service ;

Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts à fin d'être protégés contre corps étrangers et les variations de température.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

IV.8. Recommandations divers :

Il faut éviter l'entrée de la lumière pour lutter la prolifération des algues ;

Garantir une bonne isolation thermique pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre la microfissuration.

IV.9 .Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver notre réserve d'incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres. Il importe que des dispositions soient prises afin d'éviter que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution.

IV.10. Conclusion :

La capacité de notre réservoir est de 2500 m³ dont le débit réservé à la cité est de 630 m³ alors que le volume calculé est estimé à 500 m³. On conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Donc, on n'est pas besoin de projeter un autre réservoir.

Chapitre. V

*Dimensionnement de réseau
de distribution*

V. Introduction :

Après avoir évalué les besoins de notre agglomération, on doit dimensionner le réseau de distribution d'une façon à répondre à la demande en débit et en pression à chaque instant. Pour cela on doit avoir un diamètre optimum pour tous les tronçons du réseau.

V.1. Choix de type de réseau :

On distingue trois types suivant la structure et l'importance de l'agglomération :

1. Réseau ramifié.
2. Réseau maillé.
3. Réseau combinée (maillé+Ramifié).

Dans notre cas on a une structure ramassée dont les consommateurs sont rapprochés les uns aux autres, donc on choisit le réseau maillé.

Un réseau maillé : est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds.

Chaque point du réseau maillé peut être alimenté par deux nœuds. Et donc la sécurité dans la distribution et la qualité du service ont plus grandes. En cas de rupture de conduite, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes, par contre Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié.

V.2. Conception du réseau de distribution :

Pour concevoir un réseau de distribution, on doit prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

-) L'emplacement des quartiers.
-) l'emplacement des consommateurs.
-) le relief.
-) Le souci d'assurer un service souple et régulier.

V.3. Choix du type de matériaux :

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

-) Le diamètre ;
-) La pression de service supportée par le matériau;
-) Les conditions de pose;

-) Le prix de la conduite ;
-) La durée de vie du matériau;
-) La disponibilité de ce dernier sur le marché.

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

V.3.1. Tuyaux en P.E :

- Les avantages :

-) Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage; grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée;
-) Disponibilité sur le marché;
-) Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160. Ils s'adaptent donc bien au terrain; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
-) Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite); ce qui améliore l'étanchéité du réseau;
-) La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée;
-) Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);
-) Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

- Inconvénients :

La jonction nécessite une grande technicité.

V.3.2. Tuyaux en PVC :

- Avantages :

-) Bonne résistance à la corrosion.
-) Disponible sur le marché.
-) Une pose de canalisation facile.
-) Leur inconvénient est le risque de rupture.

Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PE 100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD) ou le PE 80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

V.4. Principe du tracé de réseau :

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

-) Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants, (débit concentrés), exemple usine;
-) Repérer les quartiers ayant une densité de population importante;
-) Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution a ces consommateurs;
-) Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle, ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
-) Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales reliées entre eux par des conduites secondaires pour former des boucles (maille).

V.5. Calcul hydraulique du réseau maillé :

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

-) On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
-) On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie).
-) On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
-) Sachant le débit spécifique; on détermine le débit supposé concentrés aux nœuds.

Calcul des débits :

Dans ce chapitre en s'intéresse des cas d'heure de pointe et celle de pointe plus incendie.

a-Détermination du débit spécifique :

Le calcul du débit spécifique est en fonction du linéaire comme suit :

$$Q_{sp} \times \frac{Q_{max/h}}{L_i} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Q_{sp} : Le débit spécifique en (l/s/ml).

$Q_{max/h}$: Le débit maximum horaire calculé dans le chapitre (02).

L_i : La somme du linéaire du réseau (6132.4211 m).

b-Détermination du débit en route :

Le débit en route c'est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon.

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

Q_{ri} : Le débit du tronçon (i) en (l/s)

Q_{sp} : Le débit spécifique en (l/s/ml).

L_i : La longueur du tronçon considéré (m).

c- Détermination des débits nodaux :

Les débits aux nœuds se calcul comme suit :

$$Q_{ni} = \sum Q_{ri} \times 0.5 \quad (V.3)$$

Avec :

Q_{ni} : Le débit au nœud (i) en (l/s).

Q_{ri} : les débits qui rentrent dans le nœud (i) en (l/s).

Les résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1: Les débits route et débits nodaux pour le cas de pointe

N° du nœud	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_{ri} (l/s)	Q_{ni} (l/s)
01	R-1	146.5721	0.0073	0	0.7112
	1-2	81.7308		0.5966	
	1-3	113.1376		0.8259	
02	2-1	81.7308		0.5966	1.6313
	2-6	161.0720		1.1758	
	2-5	204.1543		1.4903	
03	3-1	113.1376		0.8259	1.2665
	3-4	137.0019		1.0001	
	3-17	96.8500		0.7070	
04	4-3	137.0019		1.0001	1.2324
	4-5	148.0132		1.0805	
	4-15	52.6283		0.3842	
05	5-2	204.1543		1.4903	1.9502
	5-4	148.0132		1.0805	
	5-7	87.1305		0.6360	
	5-12	95.0250		0.6937	
06	6-2	161.0720		1.1758	1.3072
	6-7	60.8779		0.4444	
	6-9	136.1920	0.9942		

07	7-5	87.1305		0.6360	1.0580
	7-6	60.8779		0.4444	
	7-8	141.8622		1.0356	
08	8-7	141.8622		1.0356	1.1223
	8-9	61.9590		0.4523	
	8-10	103.6649		0.7567	
09	9-6	136.1920		0.9942	1.3632
	9-10	175.3323		1.2799	
	9-8	61.9590		0.4523	
10	10-9	175.3323		1.2799	1.3033
	10-8	103.6649		0.7567	
	10-11	78.0915		0.5701	
11	11-10	78.0915		0.5701	1.3547
	11-12	150.7267		1.1003	
	11-22	142.3439		1.0391	
12	12-11	150.7267		1.1003	1.4018
	12-5	95.0250		0.6937	
	12-13	138.3191		1.0097	
13	13-12	138.3191		1.0097	1.7587
	13-14	64.7887		0.4729	
	13-22	150.5566		1.0991	
	13-21	128.1938		0.9358	
14	14-13	64.7887		0.4729	1.0249
	14-15	90.5789		0.6612	
	14-20	125.4471		0.9158	
15	15-14	90.5789		0.6612	0.6824
	15-4	52.6283		0.3842	
	15-16	43.7696		0.3195	
16	16-15	43.7696		0.3195	0.8954
	16-17	122.2669		0.8925	
	16-19	79.2874		0.5788	
17	17-16	122.2669		0.8925	1.1039
	17-3	96.8500		0.7070	

	17-18	83.3405		0.6084	
18	18-17	83.3405		0.6084	0.8108
	18-19	105.4384		0.7697	
	18-27	33.3701		0.2436	
	19-18	105.4384		0.7697	
19	19-16	79.2874		0.5788	1.2109
	19-20	94.5084		0.6899	
	19-26	52.5392		0.3835	
	20-19	94.5084		0.6899	
20	20-14	125.4471		0.9158	1.0341
	20-21	63.3576		0.4625	
	21-20	63.3576		0.4625	
21	21-13	128.1938		0.9358	1.4445
	21-23	133.6297		0.9755	
	21-25	70.5909		0.5153	
	22-13	150.5566		1.0991	
22	22-11	142.3439		1.0391	1.5494
	22-23	131.5865		0.9606	
	23-22	131.5865		0.9606	
23	23-21	133.6297		0.9755	1.2970
	23-24	90.1356		0.6580	
	24-23	90.1356		0.6580	
24	24-25	107.5397		0.7850	1.0074
	24-32	78.3440		0.5719	
	25-24	107.5397		0.7850	
25	25-21	70.5909		0.5153	1.5970
	25-26	164.8761		1.2036	
	25-31	94.5472		0.6902	
	26-25	164.8761		1.2036	
26	26-19	52.5392		0.3835	1.5708
	26-27	102.1533		0.7457	
	26-29	110.8110		0.8089	
	27-18	33.3701		0.2436	
27	27-18	33.3701		0.2436	

	27-26	102.1533		0.7457	0.96
	27-28	127.4886		0.9307	
28	28-27	127.4886		0.9307	1.5489
	28-34	216.6117		1.5813	
	28-29	80.2647		0.5859	
	29-28	80.2647		0.5859	
29	29-26	110.8110		0.8089	0.844
	29-30	40.1618		0.2932	
	30-29	40.1618		0.2932	
30	30-31	106.3352		0.7762	0.8618
	30-33	89.6281		0.6543	
	31-30	106.3352		0.7762	
31	31-25	94.5472		0.6902	1.4504
	31-32	86.8638		0.6341	
	31-35	109.6326		0.8003	
	32-24	78.3440		0.5719	
32	32-31	86.8638		0.6341	1.4881
	32-36	242.4994		1.7702	
	33-30	89.6281		0.6543	
33	33-35	106.1857		0.7751	0.9339
	33-34	60.0559		0.4384	
	34-33	60.0559		0.4384	
34	34-36	109.9696		0.8028	1.4112
	34-28	216.6117		1.5813	
	35-33	106.1857		0.7751	
35	35-31	109.6326		0.8003	1.0394
	35-36	68.9537		0.5034	
	36-35	68.9537		0.5034	
36	36-32	242.4994		1.7702	1.5382
	36-34	109.9696		0.8028	

Pour le cas de pointe plus incendie on fait le même travail sauf qu'on injecte le débit d'incendie qui est égale à 17 l/s dans le nœud le plus défavorable (N° 36).

Tableau V.2: Les débits route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie

N° du nœud	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_{ri} (l/s)	Q_{ni} (l/s)
01	R-1	146.5721	0.0073	0	0.7112
	1-2	81.7308		0.5966	
	1-3	113.1376		0.8259	
02	2-1	81.7308		0.5966	1.6313
	2-6	161.0720		1.1758	
	2-5	204.1543		1.4903	
03	3-1	113.1376		0.8259	1.2665
	3-4	137.0019		1.0001	
	3-17	96.8500		0.7070	
04	4-3	137.0019		1.0001	1.2324
	4-5	148.0132		1.0805	
	4-15	52.6283		0.3842	
05	5-2	204.1543		1.4903	1.9502
	5-4	148.0132		1.0805	
	5-7	87.1305		0.6360	
	5-12	95.0250		0.6937	
06	6-2	161.0720		1.1758	1.3072
	6-7	60.8779		0.4444	
	6-9	136.1920		0.9942	
07	7-5	87.1305	0.6360	1.0580	
	7-6	60.8779	0.4444		
	7-8	141.8622	1.0356		
08	8-7	141.8622	1.0356	1.1223	
	8-9	61.9590	0.4523		
	8-10	103.6649	0.7567		
09	9-6	136.1920	0.9942	1.3632	
	9-10	175.3323	1.2799		
	9-8	61.9590	0.4523		
10	10-9	175.3323	1.2799	1.3033	
	10-8	103.6649	0.7567		

	10-11	78.0915		0.5701	
11	11-10	78.0915		0.5701	1.3547
	11-12	150.7267		1.1003	
	11-22	142.3439		1.0391	
12	12-11	150.7267		1.1003	1.4018
	12-5	95.0250		0.6937	
	12-13	138.3191		1.0097	
13	13-12	138.3191		1.0097	1.7587
	13-14	64.7887		0.4729	
	13-22	150.5566		1.0991	
	13-21	128.1938		0.9358	
14	14-13	64.7887		0.4729	1.0249
	14-15	90.5789		0.6612	
	14-20	125.4471		0.9158	
15	15-14	90.5789		0.6612	0.6824
	15-4	52.6283		0.3842	
	15-16	43.7696		0.3195	
16	16-15	43.7696		0.3195	0.8954
	16-17	122.2669		0.8925	
	16-19	79.2874		0.5788	
17	17-16	122.2669		0.8925	1.1039
	17-3	96.8500		0.7070	
	17-18	83.3405		0.6084	
18	18-17	83.3405		0.6084	0.8108
	18-19	105.4384		0.7697	
	18-27	33.3701		0.2436	
19	19-18	105.4384		0.7697	1.2109
	19-16	79.2874		0.5788	
	19-20	94.5084		0.6899	
	19-26	52.5392		0.3835	
20	20-19	94.5084		0.6899	1.0341
	20-14	125.4471		0.9158	
	20-21	63.3576		0.4625	

21	21-20	63.3576	0.4625	1.4445
	21-13	128.1938	0.9358	
	21-23	133.6297	0.9755	
	21-25	70.5909	0.5153	
22	22-13	150.5566	1.0991	1.5494
	22-11	142.3439	1.0391	
	22-23	131.5865	0.9606	
23	23-22	131.5865	0.9606	1.2970
	23-21	133.6297	0.9755	
	23-24	90.1356	0.6580	
24	24-23	90.1356	0.6580	1.0074
	24-25	107.5397	0.7850	
	24-32	78.3440	0.5719	
25	25-24	107.5397	0.7850	1.5970
	25-21	70.5909	0.5153	
	25-26	164.8761	1.2036	
	25-31	94.5472	0.6902	
26	26-25	164.8761	1.2036	1.5708
	26-19	52.5392	0.3835	
	26-27	102.1533	0.7457	
	26-29	110.8110	0.8089	
27	27-18	33.3701	0.2436	0.96
	27-26	102.1533	0.7457	
	27-28	127.4886	0.9307	
28	28-27	127.4886	0.9307	1.5489
	28-34	216.6117	1.5813	
	28-29	80.2647	0.5859	
29	29-28	80.2647	0.5859	0.844
	29-26	110.8110	0.8089	
	29-30	40.1618	0.2932	
30	30-29	40.1618	0.2932	0.8618
	30-31	106.3352	0.7762	

	30-33	89.6281		0.6543	
31	31-30	106.3352		0.7762	1.4504
	31-25	94.5472		0.6902	
	31-32	86.8638		0.6341	
	31-35	109.6326		0.8003	
32	32-24	78.3440		0.5719	1.4881
	32-31	86.8638		0.6341	
	32-36	242.4994		1.7702	
33	33-30	89.6281		0.6543	0.9339
	33-35	106.1857		0.7751	
	33-34	60.0559		0.4384	
34	34-33	60.0559		0.4384	1.4112
	34-36	109.9696		0.8028	
	34-28	216.6117		1.5813	
35	35-33	106.1857		0.7751	1.0394
	35-31	109.6326		0.8003	
	35-36	68.9537		0.5034	
36	36-35	68.9537		0.5034	18.5382
	36-32	242.4994		1.7702	
	36-34	109.9696		0.8028	

Remarque :

Dans le cas de pointe plus incendie, le débit horaire égale au débit de pointe plus le débit de lutte contre l'incendie qui est de 120 m³ pendant deux heures, donc 17 l/s ,on positionne ce dernier dans le nœud le plus défavorable comme un débit concentré dont il sera fourni par le réservoir de stockage .

$$Q_{maxh+inc} = 44.539 + 17.$$

$$Q_{maxh+inc} = 61.539 \text{ l/s.}$$

$$Q_{n36} = 1.5382 + 17.$$

$$Q_{n36} = 18.5382 \text{ l/s.}$$

d- Répartition des débits et diamètres des tronçons:

La répartition des débits arbitraires dans le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.3: La répartition des débits arbitraires dans les tronçons et leurs diamètres

Tronçons	Cas de pointe		Cas de pointe +incendie	
	Le débit (l/s)	Le diamètre (mm)	Le débit (l/s)	Le diamètre (mm)
R-1	44.539	250	61.539	250
1-2	16.5	160	21.5	160
1-3	-28.039	200	-40.039	200
2-6	6.5	90	9	110
2-5	-10	110	-12.5	125
3-4	20	160	31	200
3-17	-8.039	90	-9.039	90
4-5	12	110	22	160
4-15	-8	90	-9	110
5-7	5	75	14.5	125
5-12	17	160	20	160
6-9	4.5	75	6	90
6-7	-2	50	-3	63
7-8	7	90	17.5	160
8-9	-1.5	50	-2	50
8-10	8.5	110	19.5	160
9-10	3	63	4	63
10-11	11.5	110	23.5	160
11-12	8.5	110	8	90
11-22	17.5	160	31.5	200
12-13	11	110	12	110
13-22	-10	110	-19	160
13-14	-6	90	-11	110
13-21	15	125	20	160
14-20	11	110	16	160
14-15	5	75	5	75
15-16	3	63	4	63
16-17	-4	63	-1.5	50
16-19	7	90	2.5	50

17-18	-4.039	63	-10.539	110
18-19	-11	110	-8	90
18-27	-15.039	125	-12.539	125
19-20	-7	90	-9	110
19-26	3	63	3.5	63
20-21	4	63	7	90
21-23	13	125	19	160
21-25	6	90	8	90
22-23	7.5	90	12.5	125
23-24	20.5	160	31.5	200
24-25	-15	125	-21	160
24-32	5.5	75	10.5	110
25-26	-15	125	-22	160
25-31	6	90	7	90
26-27	6	90	6	90
26-29	24	160	31.5	200
27-28	-9.039	110	-12.539	125
28-29	-13	125	-19	160
28-34	-22.039	160	-31.539	200
29-30	11	110	12.5	125
30-31	7	90	9	110
30-33	4	63	3.5	63
31-35	14.5	125	20.5	160
31-32	-1.5	50	-4.5	75
32-36	4	63	6	90
33-35	7.039	90	10.039	110
33-34	-3.039	63	-6.539	90
34-36	19	160	25	160
35-36	21.539	160	30.539	200

Ces diamètres sont des diamètres normalisés selon le tableau des tubes PEHD, (Annexe2).

Remarque : Le signe (-) dans la colonne de débit signifie le sens de l'écoulement.

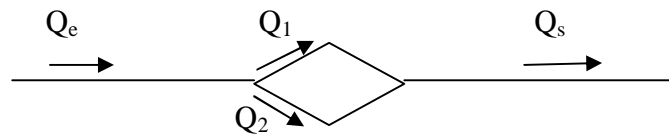
V.6. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS est l'une des méthodes de calcul du réseau maillé; elle est caractérisée par son ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau ainsi que son sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- 1^{er} loi de KIRCHOFF (l'équation de continuité 1^{ère} de KIRCHOFF) :

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s.$$



Avec :

Q_e : Débit entrant.

Q_s : Débit sortant.

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y entrent égale à la somme des débits qui y sortent.

- 2^{ème} loi (loi des mailles) :

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$H = 0 \dots\dots\dots(V.4)$$

La deuxième loi de KIRCHOFF peut se traduire par l'égalité suivante:

$$HT = RQ_i^2 \dots\dots\dots (V.5)$$

Si elle n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaction de cette loi.

V.7. Principe de la méthode de HARDY CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + Q_0.$$

Avec :

Q_1 : Débit supposé (l/s).

Q_0 : Débit corrigé (l/s).

Q0 : Débit correctif (l/s).

On à :

$$H_T = RQ_1^2 = R(Q_0 + Q_0)^2$$

$$R(Q_0 + Q_0)^2 = R(Q_0^2 + 2Q_0 Q_0 + Q_0^2) = 0$$

Avec :

R: Résistance de la conduite.

Q0: est très petit par rapport à Q0.

Donc, le calcul du débit correctif nous amènes à déterminer d'abord les pertes de charge totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$H_T = H_S + H_L \dots\dots\dots (V.5)$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires.

$$H_T = H_L + 0.15 H_L$$

$$H_T = 1.15 H_L$$

Avec :

H_T: Pertes de charge totale.

H_L: Pertes de charge linéaire

H_S: pertes de charge singulière.

Les pertes charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules de DARCY:

$$\Delta H_L = \frac{8\lambda L Q^2}{g D^5} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge dépendant des matériaux, du régime d'écoulement dans la conduite et du diamètre de la conduite.

L: Longueur de la conduite (en m).

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

g: gravité en (m/s²).

D : Diamètre de la conduite en (m).

En tenant compte des approximations définies précédemment, nous estimons que :

$$Q_0^2 = 0, (Q_0 \text{ est très petit par rapport à } Q_0)$$

$$\text{Donc : } R(Q_0^2 + 2Q_0 Q_0 + Q_0^2) = 0$$

$$RQ_0^2 = -2 R Q_0 Q_0$$

D'où :

$$\zeta Q_0 \times \frac{RQ_0^2}{2 RQ_0} m^3/s \dots\dots\dots (V.7)$$

Toute branche commune de deux mailles recevra bien entendu les deux corrections correspondantes, et chaque maille est calculée séparément ; les corrections apportées sont :

-) Correction propre à la maille considérée avec le même signe de Q_0
-) Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de Q_0

Pour pouvoir déterminer le débit Q_{i+1} , il suffit de faire, la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit Q_i

$$Q_{i+1} = Q_i + Q_0$$

Nous reprenons alors le calcul avec les nouvelles valeurs des débits obtenues pour le calcul, par itération successive, la méthode converge rapidement vers la solution. Le nombre d'itération nécessaire varie pratiquement entre 2 et 5 suivant la complexité du problème, la précision désirée est celle de l'approche initiale.

V.8. Calcul de réseau :

A l'aide du logiciel EPANET ; On procède à la simulation des différents paramètres du réseau; Les résultats des simulations sont retranscrits selon le mode de fonctionnement du réseau;

En vue de dimensionner le réseau, C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau ; pour ceci il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables, donc le cas de pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en routes pour chaque tronçon.

Description du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'agence Américaine de protection de l'environnement (EPA) ,qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau, Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau.

Dans cette étude nous avons travaillé avec logiciel EPANET (La version 2.0).

Répartition définitive des débits et des pressions:

Cas de pointe :

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau **V.4**; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau **V.5**.

Tableau V.4 : État des Nœuds du Réseau (pointe)

Cas de pointe				
Nœuds	Élévation (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
1	495.12	0.71	22.42	517.54
2	495.13	1.63	22	517.03
3	493	1.27	22.89	515.89
4	491.55	1.23	22.71	514.26
5	490.7	1.95	21.60	512.30
6	494.31	1.31	20.65	514.96
7	492.17	1.06	20.43	512.60
8	490.58	1.12	20.70	511.28
9	491.89	1.36	20.55	512.44
10	489.05	1.30	21.29	510.34
11	488.77	1.35	21.37	510.14
12	490.42	1.40	21.36	511.78
13	494.20	1.76	18.84	513 .04
14	493.52	1.02	19.13	512.65
15	493.32	0.68	20.80	514.12
16	495.00	0.89	18.83	513.83
17	495.76	1.10	17.83	513.59
18	496.24	0.81	19.16	515.40
19	495.85	1.21	17.03	512.88
20	492.97	1.03	19.16	512.13
21	492.12	1.44	19.35	511.47
22	491.05	1.55	20.26	511.31
23	491.98	1.30	19.30	511.28
24	490.37	1.01	19.94	510.31
25	490.80	1.60	19.69	510.49
26	494.56	1.57	18.00	512.56
27	494.92	0.96	17.98	512.90

28	493.25	1.55	18.51	511.76
29	493.52	0.84	18.41	511.93
30	492.76	0.86	18.71	511.47
31	490.08	1.45	19.85	509.93
32	489.05	1.49	20.29	509.34
33	493.17	0.93	18.49	511.66
34	491.79	1.41	19.10	510.89
35	490.88	1.04	19.49	510.37
36	489.99	1.54	19.87	509.86
R	538	44.54	4.33	542.33

On remarque que la majorité des nœuds ont une pression inférieure à 7 bars, donc les pressions de notre réseau sont acceptables.

Tableau V.5 : État des tronçons du Réseau (pointe)

Cas de pointe							
Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m/m)
R-1	146.57	250	PEHD	0.0015	44.54	1.16	0.008
1-2	81.73	160	PEHD	0.0015	16.50	1.00	0.011
1-3	113.14	200	PEHD	0.0015	-28.04	1.17	0.009
2-6	161.07	90	PEHD	0.0015	6.50	1.20	0.025
2-5	204.15	110	PEHD	0.0015	-10.00	1.43	0.026
3-4	137.00	160	PEHD	0.0015	20.00	1.33	0.013
3-17	96.85	90	PEHD	0.0015	-8.04	1.60	0.036
4-5	148.01	110	PEHD	0.0015	12.00	1.71	0.023
4-15	52.63	90	PEHD	0.0015	-8.00	1.60	0.051
5-7	87.13	75	PEHD	0.0015	5.00	1.67	0.014
5-12	95.02	160	PEHD	0.0015	17.00	1.06	0.009
6-9	136.19	75	PEHD	0.0015	4.50	1.50	0.021
6-7	60.88	50	PEHD	0.0015	-2.00	2.00	0.042
7-8	141.86	90	PEHD	0.0015	7.00	1.40	0.006
8-9	61.96	50	PEHD	0.0015	-1.50	1.50	0.011
8-10	103.66	110	PEHD	0.0015	8.50	1.21	0.002

9-10	175.33	63	PEHD	0.0015	3.00	1.50	0.005
10-11	78.09	110	PEHD	0.0015	11.50	1.57	0.001
11-12	150.73	110	PEHD	0.0015	8.50	1.14	0.011
11-22	142.34	160	PEHD	0.0015	17.50	1.06	0.002
12-13	138.32	110	PEHD	0.0015	11.00	1.57	0.015
13-22	150.56	110	PEHD	0.0015	-10.00	1.43	0.001
13-14	64.79	90	PEHD	0.0015	-6.00	1.20	0.001
13-21	128.19	125	PEHD	0.0015	15.00	1.67	0.007
14-20	125.45	110	PEHD	0.0015	11.00	1.57	0.004
14-15	90.58	75	PEHD	0.0015	5.00	1.67	0.040
15-16	43.77	63	PEHD	0.0015	3.00	1.50	0.065
16-17	122.27	63	PEHD	0.0015	-4.00	2.00	0.032
16-19	79.29	90	PEHD	0.0015	7.00	1.40	0.018
17-18	83.34	63	PEHD	0.0015	-4.04	2.02	0.069
18-19	105.44	110	PEHD	0.0015	-11.00	1.57	0.004
18-27	33.37	125	PEHD	0.0015	-15.04	1.67	0.006
19-20	94.51	90	PEHD	0.0015	-7.00	1.40	0.002
19-26	52.54	63	PEHD	0.0015	3.00	1.50	0.017
20-21	63.36	63	PEHD	0.0015	4.00	2.00	0.006
21-23	133.63	125	PEHD	0.0015	13.00	1.44	0.002
21-25	70.59	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.007
22-23	131.59	90	PEHD	0.0015	7.50	1.50	0.010
23-24	90.13	160	PEHD	0.0015	20.50	1.28	0.001
24-25	107.54	125	PEHD	0.0015	-15.00	1.67	0.001
24-32	78.34	75	PEHD	0.0015	5.50	1.83	0.006
25-26	164.88	125	PEHD	0.0015	-15.00	1.67	0.001
25-31	94.55	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.004
26-27	102.15	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.003
26-29	110.81	160	PEHD	0.0015	24.00	1.50	0.001
27-28	127.49	110	PEHD	0.0015	-9.04	1.28	0.003
28-29	80.26	125	PEHD	0.0015	-13.00	1.44	0.001
28-34	216.61	160	PEHD	0.0015	-22.04	1.37	0.001
29-30	40.16	110	PEHD	0.0015	11.00	1.57	0.001

30-31	106.33	90	PEHD	0.0015	7.00	1.40	0.001
30-33	89.63	63	PEHD	0.0015	4.00	1.33	0.001
31-35	109.63	125	PEHD	0.0015	14.50	1.61	0.001
31-32	86.86	50	PEHD	0.0015	-1.50	1.50	0.006
32-36	242.50	63	PEHD	0.0015	4.00	1.33	0.013
33-35	106.18	90	PEHD	0.0015	7.04	1.40	0.032
33-34	60.05	63	PEHD	0.0015	-3.04	1.01	0.043
34-36	109.97	160	PEHD	0.0015	19.00	1.19	0.012
35-36	68.95	160	PEHD	0.0015	21.54	1.31	0.001

Remarque :

On remarque que les tronçons ayant une vitesse comprise entre 0.5 m/s et 3m/s, donc ils conforment aux conditions hydraulique dans un réseau de distribution en PEHD.

Cas de pointe plus incendie:

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau **V.6**; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau **V.7**.

Tableau V.6: État des Nœuds du Réseau (pointe plus incendie)

Cas de pointe plus incendie				
Nœuds	Elévation (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Cote piézométrique (m)
1	495.12	0.71	22.01	517.13
2	495.13	1.63	22.39	516.52
3	493	1.27	22.02	515.02
4	491.55	1.23	22.06	513.61
5	490.7	1.95	21.64	512.34
6	494.31	1.31	20.53	514.84
7	492.17	1.06	20.37	512.54
8	490.58	1.12	20.65	511.23
9	491.89	1.36	20.81	512.70
10	489.05	1.30	21.02	510.07
11	488.77	1.35	20.92	509.69
12	490.42	1.40	21.31	511.73
13	494.20	1.76	17.94	512.14

14	493.52	1.02	18.22	511.74
15	493.32	0.68	20.76	514.08
16	495.00	0.89	18.84	513.84
17	495.76	1.10	17.64	513.40
18	496.24	0.81	16.45	512.69
19	495.85	1.21	16.88	512.73
20	492.97	1.03	18.33	511.30
21	492.12	1.44	18.59	510.71
22	491.05	1.55	19.72	510.77
23	491.98	1.30	18.52	510.50
24	490.37	1.01	19.09	509.46
25	490.80	1.60	18.77	509.57
26	494.56	1.57	16.95	511.51
27	494.92	0.96	16.74	511.66
28	493.25	1.55	17.35	510.60
29	493.52	0.84	17.23	510.75
30	492.76	0.86	17.56	510.32
31	490.08	1.45	18.97	509.05
32	489.05	1.49	19.60	508.65
33	493.17	0.93	16.97	510.14
34	491.79	1.41	17.54	509.33
35	490.88	1.04	17.73	508.61
36	489.99	18.54	18.10	508.09
R	538	61.54	4.33	542.33

On remarque que la majorité des pressions sont inférieure à 7 bars ; donc les pressions sont suffisantes et acceptables.

Tableau V.7: État des tronçons du Réseau

Cas de pointe plus incendie							
Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m/m)
R-1	146.57	250	PEHD	0.0015	61.54	1.36	0.008
1-2	81.73	160	PEHD	0.0015	21.50	1.34	0.018
1-3	113.14	200	PEHD	0.0015	-40.04	1.67	0.006
2-6	161.07	110	PEHD	0.0015	9.00	1.28	0.021
2-5	204.15	125	PEHD	0.0015	-12.50	1.39	0.017
3-4	137.00	200	PEHD	0.0015	31.00	1.29	0.032
3-17	96.85	90	PEHD	0.0015	-9.04	1.80	0.001
4-5	148.01	160	PEHD	0.0015	22.00	1.37	0.001
4-15	52.63	110	PEHD	0.0015	-9.00	1.28	0.009
5-7	87.13	125	PEHD	0.0015	14.50	1.61	0.001
5-12	95.02	160	PEHD	0.0015	20.00	1.25	0.013
6-9	136.19	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.001
6-7	60.88	63	PEHD	0.0015	-3.00	1.50	0.003
7-8	141.86	160	PEHD	0.0015	17.50	1.09	0.050
8-9	61.96	50	PEHD	0.0015	-2.00	2.00	0.001
8-10	103.66	160	PEHD	0.0015	19.50	1.22	0.001
9-10	175.33	63	PEHD	0.0015	4.00	2.00	0.001
10-11	78.09	160	PEHD	0.0015	23.50	1.47	0.016
11-12	150.73	90	PEHD	0.0015	8.00	1.60	0.001
11-22	142.34	200	PEHD	0.0015	31.50	1.31	0.005
12-13	138.32	110	PEHD	0.0015	12.00	1.71	0.001
13-22	150.56	160	PEHD	0.0015	-19.00	1.19	0.005
13-14	64.79	110	PEHD	0.0015	-11.00	1.57	0.001
13-21	128.19	160	PEHD	0.0015	20.00	1.25	0.008
14-20	125.45	160	PEHD	0.0015	16.00	1.00	0.003
14-15	90.58	75	PEHD	0.0015	5.00	1.67	0.009
15-16	43.77	63	PEHD	0.0015	4.00	2.00	0.001
16-17	122.27	50	PEHD	0.0015	-1.50	1.50	0.040

16-19	79.29	50	PEHD	0.0015	2.50	2.50	0.022
17-18	83.34	110	PEHD	0.0015	-10.54	1.50	0.083
18-19	105.44	90	PEHD	0.0015	-8.00	1.60	0.005
18-27	33.37	125	PEHD	0.0015	-12.54	1.39	0.002
19-20	94.51	110	PEHD	0.0015	-9.00	1.28	0.005
19-26	52.54	63	PEHD	0.0015	3.50	1.75	0.014
20-21	63.36	90	PEHD	0.0015	7.00	1.40	0.011
21-23	133.63	160	PEHD	0.0015	19.00	1.19	0.001
21-25	70.59	90	PEHD	0.0015	8.00	1.60	0.005
22-23	131.59	125	PEHD	0.0015	12.50	1.39	0.004
23-24	90.13	200	PEHD	0.0015	31.50	1.31	0.001
24-25	107.54	160	PEHD	0.0015	-21.00	1.31	0.001
24-32	78.34	110	PEHD	0.0015	10.50	1.50	0.002
25-26	164.88	160	PEHD	0.0015	-22.00	1.39	0.001
25-31	94.55	90	PEHD	0.0015	7.00	1.40	0.001
26-27	102.15	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.002
26-29	110.81	200	PEHD	0.0015	31.50	1.31	0.001
27-28	127.49	125	PEHD	0.0015	-12.54	1.39	0.002
28-29	80.26	160	PEHD	0.0015	-19.00	1.19	0.001
28-34	216.61	200	PEHD	0.0015	-31.54	1.31	0.100
29-30	40.16	125	PEHD	0.0015	12.50	1.39	0.010
30-31	106.33	110	PEHD	0.0015	9.00	1.28	0.001
30-33	89.63	63	PEHD	0.0015	3.50	1.75	0.001
31-35	109.63	160	PEHD	0.0015	20.50	1.28	0.020
31-32	86.86	75	PEHD	0.0015	-4.50	1.50	0.001
32-36	242.50	90	PEHD	0.0015	6.00	1.20	0.001
33-35	106.18	110	PEHD	0.0015	10.04	1.43	0.020
33-34	60.05	90	PEHD	0.0015	-6.54	1.31	0.050
34-36	109.97	160	PEHD	0.0015	25.00	1.56	0.001
35-36	68.95	200	PEHD	0.0015	30.54	1.27	0.001

On remarque que les vitesses sont comprises entre 0.5 et 3 m/s, donc on est dans les conditions hydrauliques acceptables du réseau de distribution.

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques du réseau à partir du logiciel EPANET, les résultats de simulation dans les deux cas de pointe et de pointe plus incendie sont représentés dans les figures ci-après.

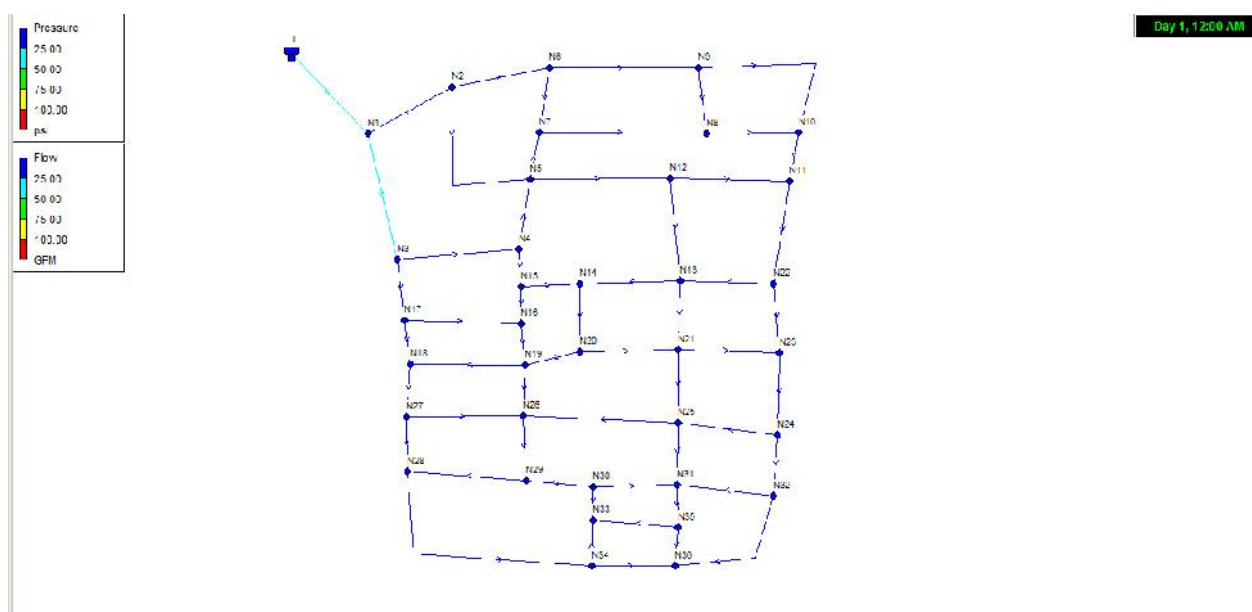


Figure V.1: L'état des nœuds et des conduites le long de réseau de distribution (pointe)

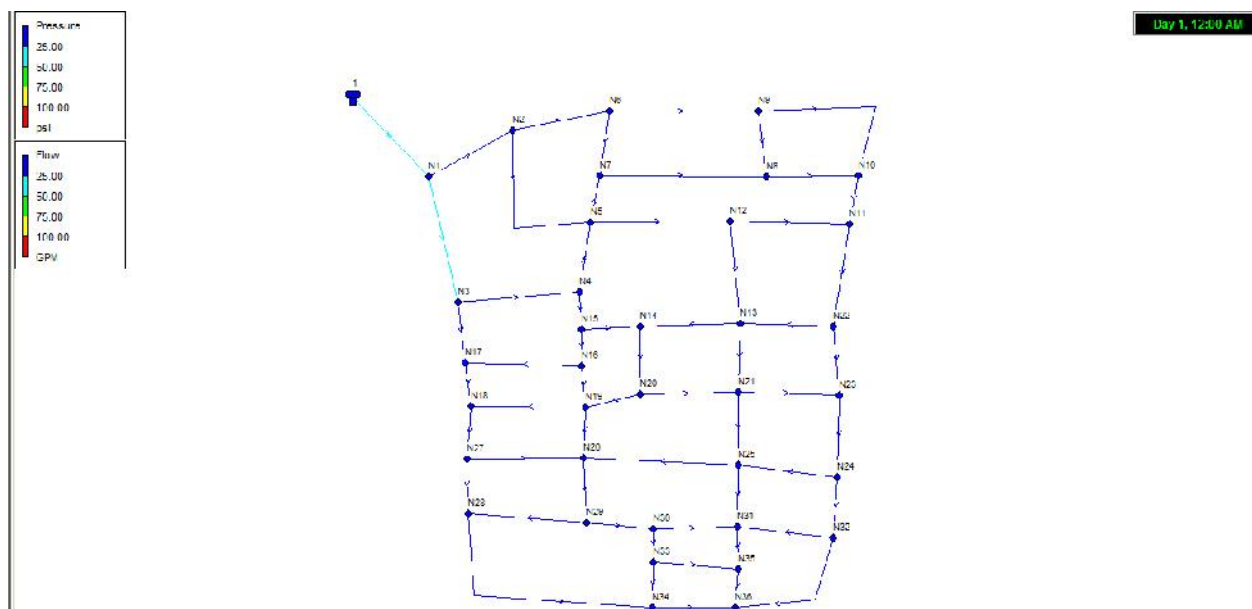


Figure V.2: L'état des nœuds et des conduites le long de réseau de distribution (pointe+ incendie)

V.9. Équipement du réseau de distribution :

) Type de canalisation:

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD de diamètres variés entre 50 mm et 250 mm.

) **Appareils et accessoires du réseau:** Les accessoires utilisés pour équiper un réseau de distribution sont les suivants :

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

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite «béquille».

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

) **Bouche sous poteau d'incendie:** Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

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

) **Ventouses :** Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

) **Robinets de vidange:** Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

) **Bouche d'arrosage:** Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

) Pièces spéciales de raccord:

1. **les Tés:** ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
2. **les coudes:** ils sont utilisés pour le changement de direction.
3. **les cônes:** ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
4. **les croix de jonction:** ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
5. **les manchons:** ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

6. **Les compteurs:** Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement de réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

V.10. Conclusion:

Dans ce chapitre on à pu déterminer les différents diamètres des canalisations à partir les débits ;

A l'aide du logiciel EPANET on à pu dimensionner notre réseau de distribution et voir son fonctionnement dans les cas les plus défavorables.

Chapitre VI

*Pose des conduites et protection des
canalisations contre le
Coup de bélier.*

VI. Introduction :

Lors des travaux de pose des conduites, on rencontre des problèmes liés aux efforts exercés par les remblais sur ces conduites et des difficultés de pose liées à la nature de matériau utilisé, donc on doit procéder à des préventions pour éviter les risques de cassure et le risque du coup de bélier, qui sont le but de ce chapitre.

VI.1. Règles de manutention, de pose et de stockage des conduites :

Les efforts exercés par le remblai sur les conduites enterrées posent un problème très sérieux qui se manifeste par des ruptures ou des déformations des canalisations. Le type de pose des conduites dans un sol influe sur les sollicitations autour de la canalisation ; cette influence dépend de la hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite et de la largeur de tranchée.

VI.1.1. Manutention :

Le PE est résistant, élastique, relativement léger, donc facile à manutention. Il résiste cependant aux agressions pouvant être causées par les objets pointus :

- Obturer provisoirement les extrémités des tubes.
- Préserver les emballages de protection jusqu'à la mise en œuvre du produit.
- Utiliser uniquement les sangles en nylon ou en polypropylène pour la manutention et l'arrimage [1].

VI.1.2. Stockage :

-) Eviter les contacts avec des pièces métalliques saillantes.
-) Eviter le contact de Goudron, ou fumée d'échappement sur le matériau.
-) Projection de gravillon.
-) Stocker les tubes sur les aires planes et aménagées.
-) Utiliser des palettes pour éviter le contact direct avec le sol.
-) Stocker les couronnes de préférence à plat, leur superposition ne devra pas excéder une hauteur de 1 mètre [1].

VI.1.3. Pose des conduites :

Le rôle d'une conduite est de transporter un débit voulu en résistant aux dépressions, aux surpressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations (dus à son propre poids, au poids d'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

La pose d'une conduite a une importance majeure; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite [1].

VI.1.3.1. Exécution et aménagement de la canalisation :

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins et le matériel mieux adapté, de manière à obtenir leurs meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur,

La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite; elle varie aussi selon la nature de sol.

Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15cm.

La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.

Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite [1].

Tableau VI.1: Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

Pour bien effectuer la pose en terre on doit :

-) Eliminer les grosses pierres des déblais placés à côté de la tranchée; de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
-) Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus.
-) Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concernent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
-) Préparer un fond de fouille bien rectiligne.

VI.1.3.2. La largeur et la profondeur de la tranchée :

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent.

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature des matériaux constituant la conduite et le type de joint [1].

Les largeurs en mm de la tranchée d'une part et les diamètres des tubes d'autre part sont les suivantes :

Tableau VI.2: Les sur largeur de la tranchée en mm

DN de tube en mm	Sur largeur en mm
20 à 160	100
180 à 600	300
>600	400

La profondeur minimale recommandée est de 0.8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

VI.2. Remblais de la tranchée :

Pour avoir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sur les tuyaux et sous ces flancs, on poursuit jusqu'à l'obtention d'une couche bien damée de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

Le tableau ci-après nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau VI.3: Hauteur des couches de remblai

Couche	Matériau	Hauteur remblais
Lit de pose	Sable 0, 1 à 5mm(1)	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0, 1 à 5mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblais de protection	Sable 0, 1 à 5mm	10 cm au dessus de tube
Remblais supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : Entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique.

(2) : après élimination des éléments impropres.

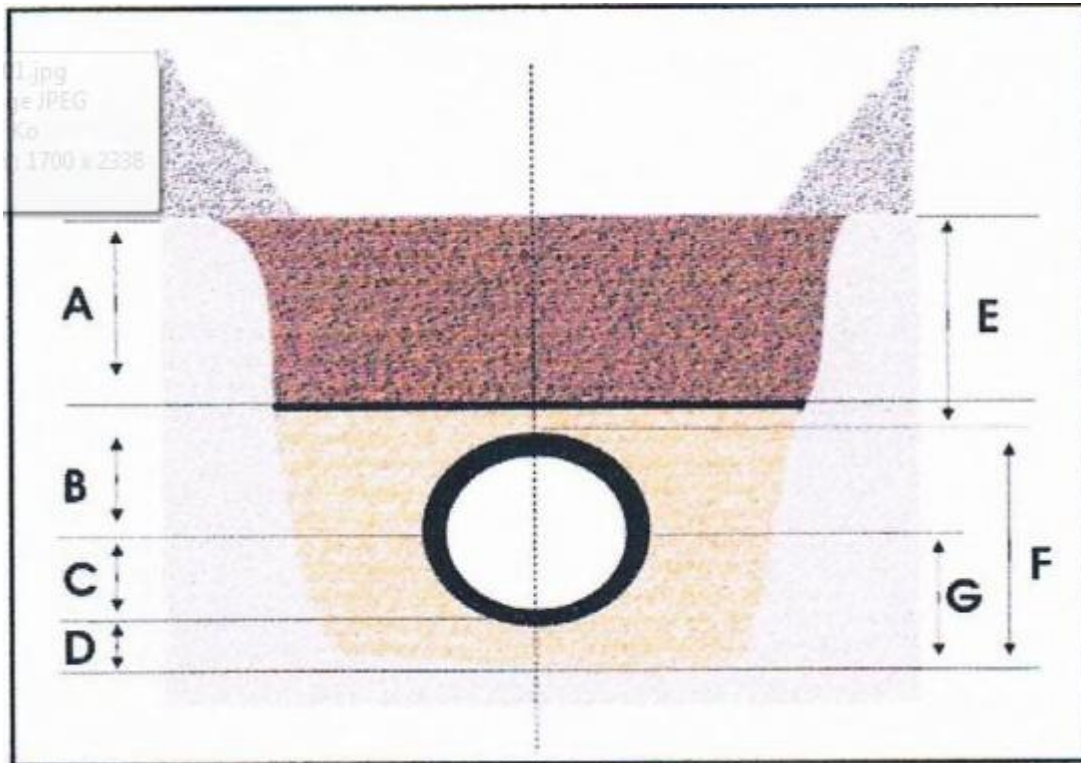


Figure VI.1: Pose en tranchée d'une conduite

- A : Remblai supérieur
- B: Remblai de protection
- C: Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F: Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur

VI.3. Franchissement des points spéciaux:

VI.3.1. Traversées des routes :

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent. Des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures.

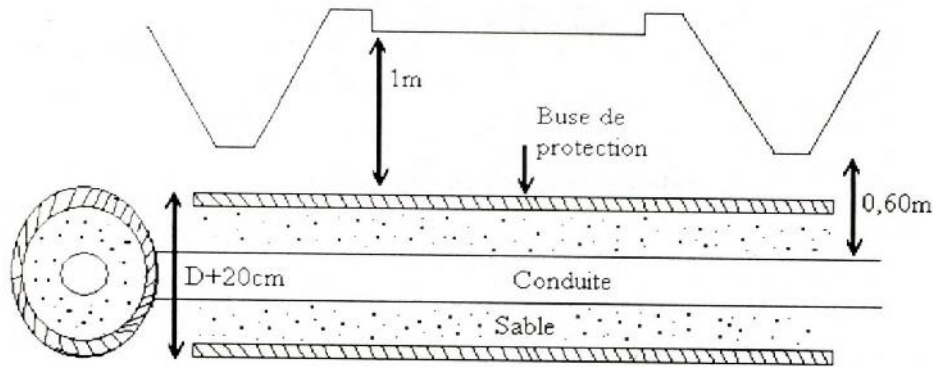


Figure VI.2: Protection pour la traversé des routes

VI.3.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son recouvrement, à la suite duquel se trouvait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier [2].

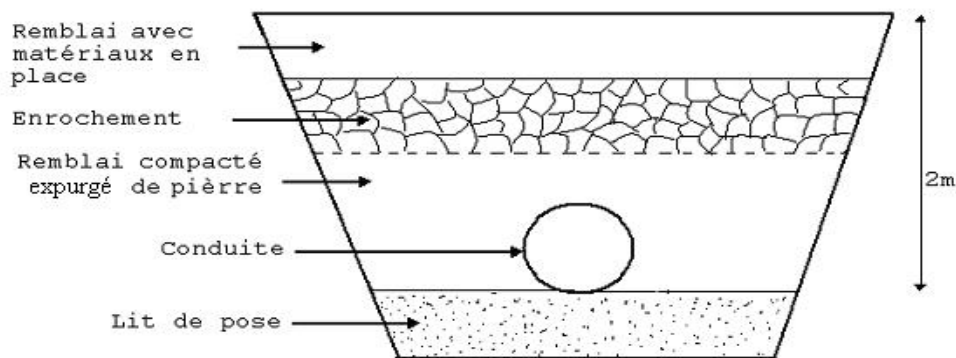


Figure VI.3: Traversée d'oued

VI.3.3. Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

VI.3.4. Stabilisation de la conduite :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il-y-a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue:

-) Butée sur coude horizontal
-) Butée sur coude vertical,
-) Butée sur branchement,
-) Butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids [3]. (Voir figures (VI-4), (VI-5) et (VI-6)).

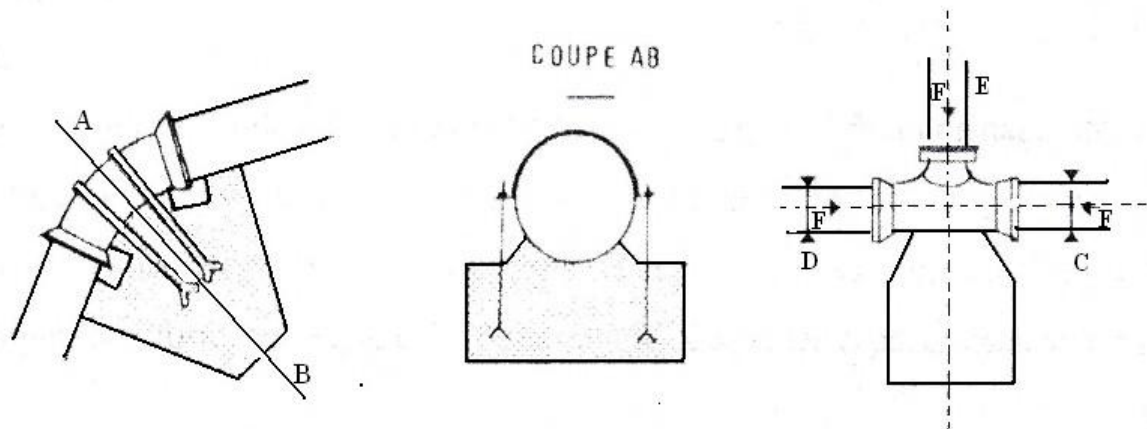


Figure VI.4: Butée sur coude horizontal

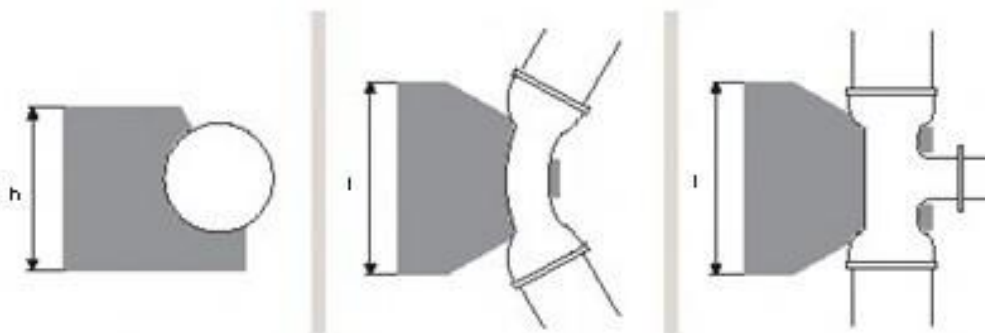


Figure VI.5: Butée sur coude vertical

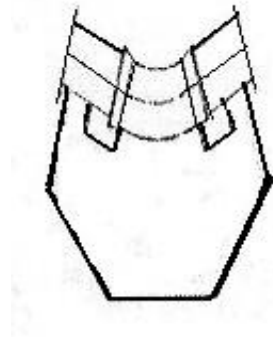


Figure VI.6: butée sur branchement

VI.3.5. Essais hydrostatiques du réseau(en tranchée) :

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un essai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50% pendant un temps d'épreuve de 30minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar [3].

VI.3.6. Le remblaiement de la conduite :

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

VI.3.6.1. Précaution intéressant des conduites :

L'entrepreneur prendra toutes les dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux des corps étrangers ne viennent pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

VI.3.6.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisante ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique [2].

VI.4. Protection des conduites contre le phénomène transitoire (le coup de bélier) :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes:

-) Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
-) Démarrage d'une pompe.
-) Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

VI.4.1. Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

-) L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
-) La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
-) Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
-) Modification de la vitesse d'une pompe.
-) Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
-) La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
-) La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.4.2. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique ses risques sont très importants.

) Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

) Risque de faible pression :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e; il reproduit une poche de cavitation.

Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

) Fatigue des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti-bélier pour effet de limiter ; la surpression ou la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.5.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble ; donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.5.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

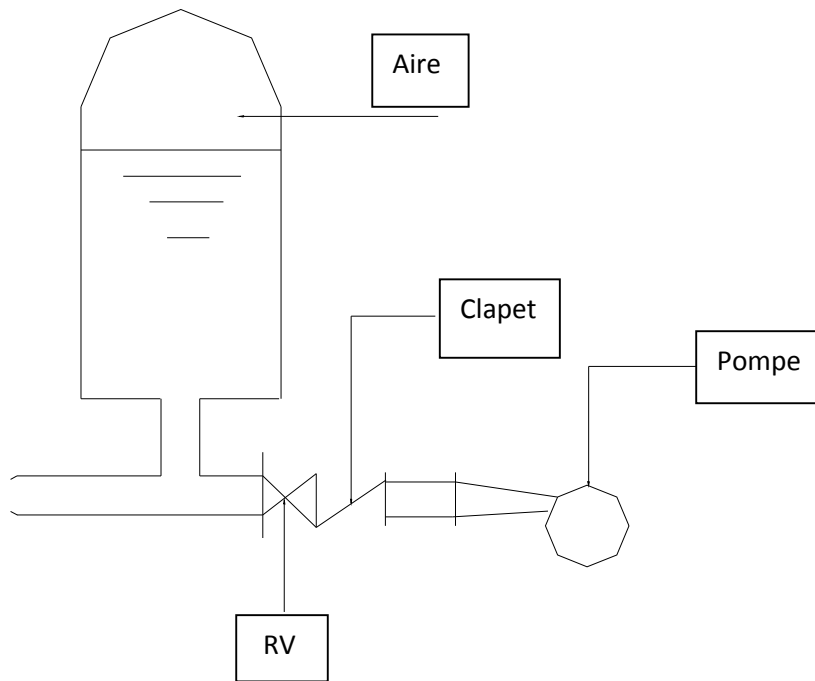


Figure VI.7: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

VI.5.3. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

VI.5.4. Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage. Un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre, cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charges.

VI.6. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané, quatre phases peuvent être envisagées:

Phase 01: (Figure VI.8-b)

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est: **L**, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir à une vitesse ou célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est: L, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$, au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02: (Figure VI.8- c)

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est-à-dire $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03: (Figure VI.8 -d)

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est-à-dire $\frac{3L}{a}$.

Depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: (Figure VI.8- e)

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$. C'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc : $\frac{4L}{a}$.

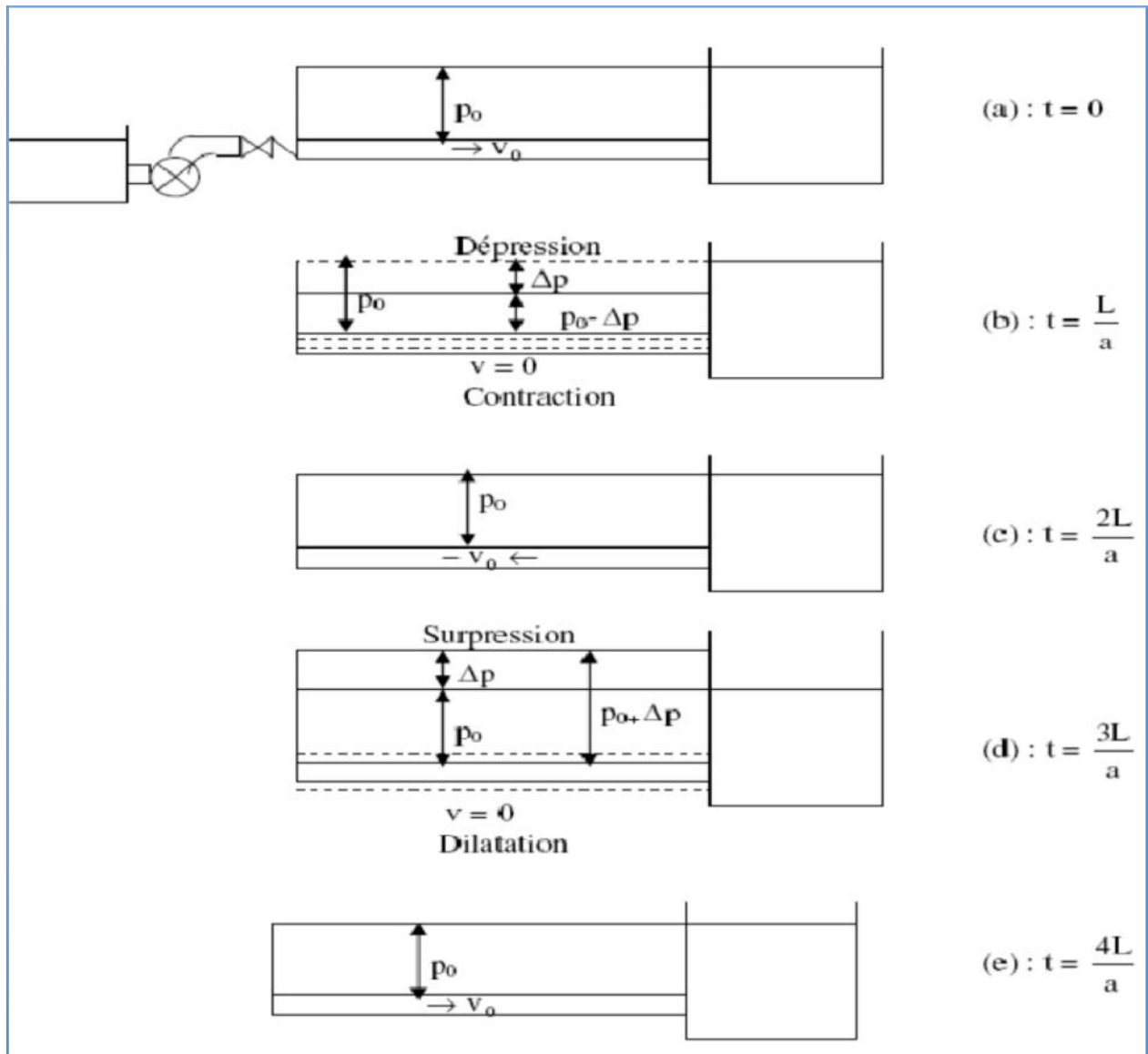


Figure VI.8: Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier)

Remarque : La première phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité commence à la troisième phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

VI.7. Etude du coup de bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions ainsi que la valeur numérique du coup de bélier dans les différents tronçons des conduites de gravitaires, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.7.1. Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 \Gamma K \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (VI-1)$$

D'ou:

- a : Célérité de l'onde (m/s).
 - D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
 - e : Epaisseur de la conduite (mm).
 - K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
- K= 83 pour le PEHD
K= 1 pour la fonte

On a: K= 83, D= 352.6 mm, e= 23.7 mm, L=3500 m, V₀=1.43 m/s, H₀= 92 m;

Donc : a=276.37 m/s.

VI.7.2. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas [5] :

1^{er} Cas : Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T, tel que :

$$T < \frac{2L}{a} \dots\dots\dots (VI-2).$$

Avec : Temps d'aller et retour de l'onde.

Donc : T < 26 S.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{aV_0}{g} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V₀ : Vitesse d'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \dots\dots\dots (VI-4)$$

La valeur minimale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \dots \dots \dots \text{(VI-5)}$$

Ou :

➤ H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots \text{(VI-6)}$$

Avec :

➤ H_g : Hauteur géométrique de refoulement (92 m),

➤ 10 : Pression atmosphérique,

➤ H_0 : Pression absolue de la conduite (102 m).

2^{ème} Cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2LV_0}{gT} \dots \dots \dots \text{(VI-7)}$$

Avec un **temps de fermeture** de la vanne qui est égale à **30 S**.

Les valeurs calculées pour les deux cas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Les valeurs de surpression –dépression pour les deux cas

	B (m)	H_d (m)	H_s (m)
Fermeture brusque : $T < \frac{2L}{a}$	40.29	61.71	142.29
Fermeture lente : $T > \frac{2L}{a}$	34.01	67.99	136.01

Remarque : on remarque que les valeurs de dépression et de surpression sont des valeurs acceptables.

VI.8. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu comment poser une conduite proprement selon les normes et comment évoluer un régime transitoire ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons décidé de placer une vanne de sectionnement pour protéger nos conduites d'éclatement.

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

VII. Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens humains et matériels nécessaires pour exécuter le projet dans les meilleures conditions. La réalisation de projet passe par plusieurs étapes : la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil. Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments. Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) ; la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis dans les plus brefs délais.

VII.1. Les actions reçus par les conduites :

Les actions qui peuvent soumis les conduites enterrées sont les suivantes:

-) La pression verticale due au remblai
-) La pression résultante des charges roulantes
-) La pression résultante 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 [3].

VII.2. Exécution des travaux :

Pour poser les canalisations on doit procéder aux étapes suivantes :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- 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.

VII.2.1. Vérification, manutention des canalisations:

Les vérifications font pour des conduites préfabriqués portant sur :

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

VII.2.2. Décapage de la couche de terre végétale ou goudron:

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par le décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs, Le volume de la couche à décaper:

$$V = B.h.L (m^3)..... (VII.1)$$

Avec :

B: largeur de la couche végétale (m);

h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;

L: longueur totale des tranchées (m).

VII.2.3. Excavation des tranchées:

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour:

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

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

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

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b).

a) Calcul de la largeur de tranchée:

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule:

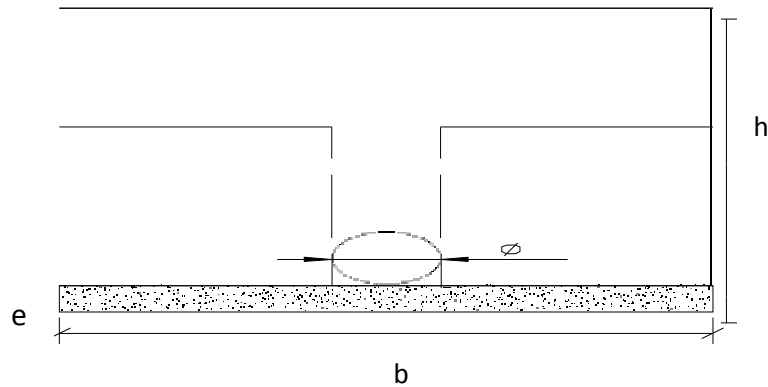
$$b = (L*2) + \emptyset..... (VII.2)$$

Ou ;

b : Largeur de la tranchée(m);

\emptyset : Diamètre de la conduite(m) ;

L: la distance entre la conduite et le fruit de talus=0.5m.



Avec :

H : la profondeur de la tranchée

e: l'épaisseur du lit de sable

b) Calcul de la profondeur de 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:

$$H=e+\varnothing+h \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{ (VII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée ;

e: hauteur de lit de pose(m);

Ø : diamètre de la conduite(m);

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

VI.2.4. Aménagement du lit de sable:

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0.1 mm. Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

VII.2.5. Accessoires:

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour:

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

On peut citer :

- Les robinets vannes.
- Robinet d'arrêt.

- Les vannes papillons.
- Les ventouses.

VI.2.6. L'épreuve des joints et canalisations principales:

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement, cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII.2.7. Remblaiement des tranchées:

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux [4].

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_s] \dots \dots \dots \text{(VII.4)}$$

Avec :

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_d : Volume du déblai en (m³)

V_{cdt} : Volume occupé par la conduite

V_{cv} : Volume de la couche végétale

V_s : Volume du lit de sable

VII.2.8. Volume excédentaire:

On le calcule suivant cette formule

$$V_{exc} = V_f - V_r \dots \dots \dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$V_f = V_d \cdot K_f \dots \dots \dots \text{(VII.6)}$$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol, pour notre cas on a: $K_f = 1,24$.

VII.3. Choix des engins :

VII.3.1. L'engin pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bras articulés, bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir. Son rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport;
- 3- Temps de déchargement;
- 4- Temps de remise en position de déblais [4].



Figure VII.1: Pelle équipée en rétro

VII.3.2. L'engin pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulées actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII.2: chargeur

VII.4. Calcul du volume de terrassements :

VII.4.1. Calcul du volume de la couche végétale ou la couche du goudron:

D’après la formule (VII.1), le volume de la couche à décaper est:

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

B: largeur de la couche végétale(m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L: longueur totale des tranchées (m)

Tableau VII.1: calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Largueur de tranchée b(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
50	263.53	1.05	27.67
63	422.15	1.063	44.87
75	177.44	1.075	19.07
90	1122.41	1.09	122.34
110	885.51	1.11	98.29
125	623.89	1.125	70.19
160	1758.48	1.16	203.98
200	878.98	1.2	105.48
250	146.57	1.25	18.32
Total	6278.96		710.21

Donc le volume total de la couche végétale: $V_{cv}=710.21 \text{ m}^3$

VII.4.2. Calcul du volume de déblai:

La surface à calculer est la surface rectangulaire $S=b*H$

$b=0.3(N-1) + (0.5*2) + (\emptyset*N)$; N= nombre de conduite=1

Donc: $b=1+\emptyset$

1. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII. 2, (ANNEXE N° 3)

Tableau VII.2: calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b: (m)	La profondeur d'une tranchée H (m)	Volume de déblai (m ³)
50	263.53	1.05	1.15	318.21
63	422.15	1.063	1.163	521.89
75	177.44	1.075	1.175	224.13
90	1122.41	1.09	1.19	1455.88
110	885.51	1.11	1.21	1189.33
125	623.89	1.125	1.225	859.80
160	1758.48	1.16	1.26	2570.19
200	878.98	1.2	1.3	1371.21
250	146.57	1.25	1.35	247.34
Total	6278.96		12.16	8757.98

Donc le volume total de déblai: $V_d=8757.98 \text{ m}^3$

VII.4.3. Calcule du volume de lit de sable:

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond du tranché, donc c'est

Une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule Suivante :

$$S = e*b*L$$

Tableau VII. 3: Calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b:(m)	Volume de sable (m ³)
50	263.53	1.05	27.67
63	422.15	1.063	44.87
75	177.44	1.075	19.07
90	1122.41	1.09	122.34
110	885.51	1.11	98.29
125	623.89	1.125	70.19
160	1758.48	1.16	203.98
200	878.98	1.2	105.48
250	146.57	1.25	18.32
Total	6278.96		710.21

Donc le volume total du lit de sable: $V_s = 710.21m^3$

VII.4.4. Calcul du volume de remblai:

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable, d'après la formule (VII.4)

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_s]$$

Dont :

$$V_{cdt} = XL * \frac{fW^2}{4} \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec :

L: Longueur de la conduite

Ø: Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VI. 4.

Tableau VII.4: Calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b:(m)	Volume de déblai (m ³)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume occupé par la conduite (m ³)	Volume du remblai (m ³)
50	263.53	1.05	318.21	27.67	27.67	0.52	262.35
63	422.15	1.063	521.89	44.87	44.87	1.31	430.84
75	177.44	1.075	224.13	19.07	19.07	0.78	185.21
90	1122.41	1.09	1455.88	122.34	122.34	7.14	1204.06
110	885.51	1.11	1189.33	98.29	98.29	8.41	984.34
125	623.89	1.125	859.80	70.19	70.19	7.66	711.76
160	1758.48	1.16	2570.19	203.98	203.98	35.36	2126.87
200	878.98	1.2	1371.21	105.48	105.48	27.61	1132.64
250	146.57	1.25	247.34	18.32	18.32	7.19	203.51
Total	6278.96	11.16	8757.98	710.21	710.21	95.98	7241.58

Donc le volume total du remblai : $V_r = 7241.58m^3$

VII.4.5. Calcul du Volume excédentaire:

D'après la formule(VI.5) on a:

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol, pour notre cas on a:

$K_f=1,24$.

Tableau VII.5: Calcul du volume excédentaire pour le réseau

Volume de déblai (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
318.21	394.58	262.35	132.23
521.89	647.14	430.84	216.30
224.13	277.92	185.21	92.71
1455.88	1805.29	1204.06	601.23
1189.33	1474.77	984.34	490.43
859.80	1066.15	711.76	354.39
2570.19	3187.03	2126.87	1060.16
1371.21	1700.30	1132.64	567.66
247.34	306.70	203.51	103.19
8757.98	10859.88	7241.58	3618.30

Donc le volume total excédentaire: $V_{exc.} = 3618.30 \text{ m}^3$

Tableau VII.6: Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire e (m ³)
50	263.53	27.67	318.21	27.67	262.35	132.23
63	422.15	44.87	521.89	44.87	430.84	216.30
75	177.44	19.07	224.13	19.07	185.21	92.71
90	1122.41	122.34	1455.88	122.34	1204.06	601.23
110	885.51	98.29	1189.33	98.29	984.34	490.43
125	623.89	70.19	859.80	70.19	711.76	354.39
160	1758.48	203.98	2570.19	203.98	2126.87	1060.16
200	878.98	105.48	1371.21	105.48	1132.64	567.66
250	146.57	18.32	247.34	18.32	203.51	103.19
Total	6278.96	710.21	8757.98	710.21	7241.58	3618.30

VII.5. Devis quantitatif et estimatif:

(voir ANNEXE N° 4)

Tableau VII.7: Volumes et cout des travaux total

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m ³	710.21	150	106531.5
2	Déblai terrain ordinaire	m ³	8757.98	300	2627394
3	Lit de sable	m ³	710.21	1500	1065315
4	Remblai compacté	m ³	7241.58	250	1810395
6	Transport des terres excédentaires	m ³	3618.30	350	1266405
7	Canalisation en PEHD PN10				
8	DN 50 mm	ml	263.53	500	131765
	DN 63 mm	ml	422.15	700	295505
	DN 75 mm	ml	177.44	800	141952
	DN 90 mm	ml	1122.41	1000	1122410
	DN 110 mm	ml	885.51	1500	1328265
	DN 125 mm	ml	623.89	2200	1372558
	DN 160 mm	ml	1758.48	3000	5275440
	DN 200 mm	ml	878.98	4000	3515920
	DN 250 mm	ml	146.57	5000	732850
Total (HT)					20792705.5
TVA 19%					3950614.04
Total (TTC)					24743319.55

On prévoio un taux égale à **10%** du cout total, donc le montant du présent devis est arrêté à la somme de : **27217651.51 DA TTC.**

VII.6. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui Consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) ; est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains [4].

Définition des taches et leur délai :

On admet que la réalisation du réseau de distribution sera divisée en plusieurs taches, ces derniers sera exécuté successivement et autres en même temps.

Les taches de construction du réseau de distribution et leurs durés d'exécution sont mentionnées dans le Tableau **VII. 8**.

Tableau VII.8: temps de réalisation des opérations du réseau de distribution.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	60
B	Déblaiement	174
C	Pose du lit de sable	116
D	Pose des canalisations	232
E	Remblaiement	120

Tableau VII.9: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.

Opération	Précède	Succède
A	-----	B, C, D
B	A	C
C	A, B	E
D	A	E
E	C, D	-----

Le réseau à nœuds est représenté sur la figure **VII.3**, où les dates de Commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finissions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

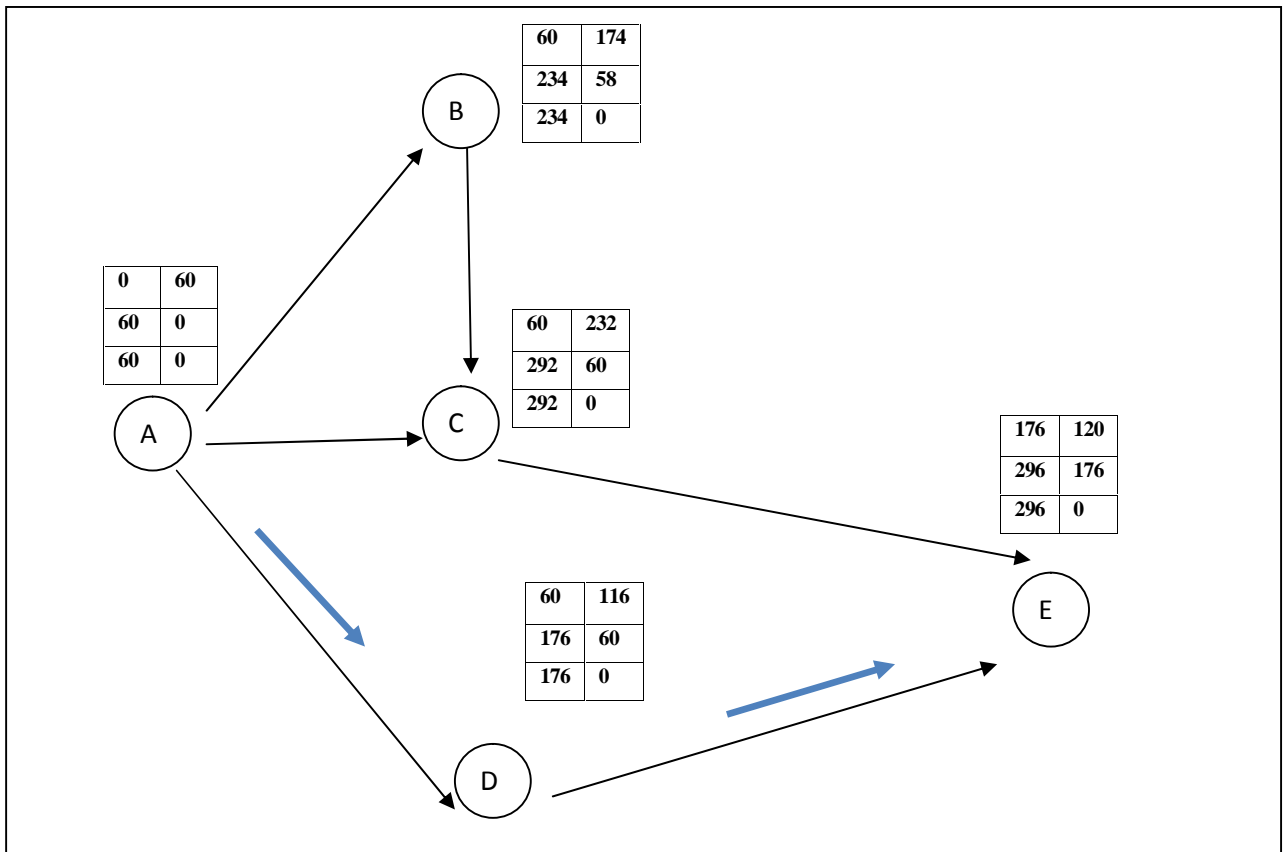


Figure VII. 3: réseau à nœuds du réseau de distribution.

Les flèches bleu portées sur la figure VI. 3 représentent le chemin critique du réseau.

VII.7. Conclusion :

La maîtrise de l'organisation de chantier et les techniques de pose de canalisation sont très importantes pour avoir un meilleur rendement de point de vue technique et économique.

Le temps de réalisation de ce projet est estimé de 296 jours, soit environ 9mois, avec un cout total estimé de **27217651.51 DA.**

Conclusion

générale

Ce mémoire fait l'objet de rénover le réseau de distribution d'eau potable de Mouilha-sud.

Après avoir estimé les besoins de l'agglomération à l'horizon 2050 qui sont de 2290 .60 m³ /j, on a fait une étude du réservoir et on a constaté que la capacité de stockage du réservoir est largement suffisante pour nos besoins.

L'adduction est assurée par une conduite gravitaire en PEHD (PN 16) de 3500m de longueur et ayant un diamètre calculé de 400 mm.

Le réseau de distribution a une longueur totale de 6132.42 m avec des conduites en PEHD de diamètre variant de 50 à 250 mm, dont les vitesses marquées varient entre [0.5 et 3m/s], et les pressions sont inférieures à 7bars. La protection de la conduite d'adduction gravitaire contre le coup de bélier nous a permis de calculer les surpressions et les dépressions et on a fini par placer une vanne de sectionnement pour maintenir les pressions dans des valeurs acceptables.

La pose de canalisation a été faite selon les normes pour garantir que les conduites restent toujours en bon état.

Pour la bonne exécution des travaux de réalisation nous avons étudié l'organisation de chantier qui a permis d'estimer le coût total du projet à **27217651.51** DA et le délai d'exécution à 9 mois.

A la fin, nous espérons que notre travail pourra être utile pour l'élaboration d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pour Mouilha-sud.

ANNEXES

ANNEXE N°1 : REPARATION DES DEBITSHORAIRESEN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANTS.

	Nombres d'habitants				
	Moins de	De10001 à	De50001	Plus de	Agglo.de
0 -1	1	1,5	3	3,35	0,75
1 -2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2 -3	1	1,5	2,5	3,3	1
3 -4	1	1,5	2,6	3,2	1
4 -5	2	2,5	3,5	3,25	3
5 -6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6 -7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7 -8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8 -9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9 -10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10 -11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11 -12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 -13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ANNEXE N° 2: TUBE PEHD EAU POTABLE (PN 10):

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Interne MM	Q en l/s pour	
					V=0,5m/s	V= 1m/s
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----			
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI

ANNEXE 3: Coefficient de foisonnement

Nature du terrain	Coefficient de foisonnement	
	Initial F%	Persistant F%
Terre végétal, sable	10-15	1-1.5
Gravier	15-20	1.5-2
Terre grasse mêlée de sable	20-25	2-4
Terre argileuse	25-30	4-6
Argile	30-35	6-7
Marne	35-40	7-8
Argile et marne très compactes	40-46	8-15
Eboulis	30-40	8-15
Rocher compact extrait a la mine (tout venant)	40-65	25-40

SOURCE: (Cour Organisation de chantier ENSH)

ANNEXE 4 : Prix unitaire des tuyaux PN10

Diamètres	Prix unitaire (DA)
50	500
63	700
75	800
90	1000
110	1500
125	2200
160	3000
200	4000
250	5000

SOURCE:(bureau d'étude 2020)

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]: **LAHDIRI, M.T. et MOUSSI, K.** : Diagnostique et renforcement du réseau d'AEP de la commune de Oued Ghir, Wilaya de BEJAIA, mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA. 2003.

[2] : **Dupont, A.** : Hydraulique Urbaine, Tome II: Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[3] : **IVANOV, E.** : Organisation de la construction d'un Système du projet de distribution de l'eau. ENSH1985.

[4] : **Cours organisation de chantier de la cinquième année.**

[5] : **BONNIN, J.** : Hydraulique urbaine, Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

Support pédagogique :

Dr SALAH.B : cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993.

REFERENCES ELECTRONIQUES

- ✓ <http://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/cartegéographiqueMSILA.html>.
- ✓ <http://doi.org/10.1016/j.crte.2005.11.002>.

