

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable de la zone industrielle El Kseur -
Fenaia Il Maten(w.Bejaia) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-17

APA Citation (APA توثيق):

**Adjed, Soumya (2017). Alimentation en eau potable de la zone industrielle El Kseur
-Fenaia Il Maten(w.Bejaia)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
ZONE INDUSTRIELLE EL KSEUR –FENAIA IL
MATEN(W.BEJAIA)**

Présenté par :

M^{elle} ADJED SOUMYA

DEVANT LES MEMBRE DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r. O.KHODJET-KESBA	Professeur	Président
M^{me} S.BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M^r M. DJELLAB	M.C.A	Examineur
M^{me} N.CHENITI	M.A.A	Examineur
M^{me} H.MEDDI	M.A.A	Promotrice

Septembre 2017

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de sagesse ainsi que la bonne volonté pour achever mes études

Je tiens à remercier particulièrement Madame MEDDI ma promotrice, pour ses conseils avisés, son aide précieuse et sa disponibilité au cours de toute l'année.

Je remercie le personnel de CNERU pour leurs conseils et orientations et spécialement M^r ZOUAOUI SAID et M^r IDIR

Je remercie également tout les enseignants qui m'on aidé par leurs savoir faire à mieux élaborer mon travail, spécialement M^r AMMARI.

Également mes sincères remerciements à :

Mr. O. KHODJET - KESBA: qui m'a fait l'honneur de présider mon jury et aussi tous les membres de jurys.

Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié , ses conseils ou son soutien moral.

DÉDICACES

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement ma très chère mère que dieu la protège, qui n'a jamais cessé de m'encourager et qui a toujours sacrifié et souffert pour mon bien être et ma réussite.

Mon père qui s'est toujours montré présent et qui a fait en sorte que je ne manque de rien.

A mes frères AMINE , AYOUB

A mes deux amies et sœurs : SAMIA , AMINA

A toute la famille ADJED et BOUKETCHOUIOU

Et à tous mes amis de l'ENSH.

ملخص

اعددنا مذكرتنا المتمثلة في دراسة توزيع المياه الصالحة للشرب للمنطقة الصناعية لمدينة القصر- فناية ال ماتن بولاية بجاية من أجل تلبية الاحتياجات الكمية لمختلف المصانع و هذا بدراسة هياكل التخزين وشبكة التوزيع وكذلك الشبكة الخاصة بالحرائق لضمان تدفق كافي بضغط مقبول لكافة المصانع ضمان حسن تشغيل الشبكة.

Résumé

Nous élaborons ce mémoire intitulé: alimentation en eau potable de la zone industrielle d'el kseur –Fénaia il maten (w.béjaia), dans le but de satisfaire quantitativement les besoins en eau des différents types d'industries. On dimensionnant tous les ouvrages de stockages et le réseau de distribution et d'incendie afin d'assurer un débit suffisant, une pression acceptable pour toutes les industries pour le bon fonctionnement du réseau.

Abstract

Our work is entitled: drinking water supply in the industrial zone of El-Kseur - Fenaia Il-Maten (W.Bejaia) and it aims at quantitatively satisfying the water needs of the different types of industries. For this, we have designed all the storage structures and the distribution network and the fire system to ensure a sufficient flow, an acceptable pressure for all industries to ensure the proper functioning of the network.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone industrielle

Tableau I.1 :	Précipitation mensuelle.....	3
Tableau I.2 :	Température mensuelle.....	4
Tableau I.3:	Secteur d'activité 01.....	11
Tableau I.4 :	Secteur d'activité 02.....	12
Tableau I.5 :	Secteur d'activité 03.....	12
Tableau I.6 :	Secteur d'activité 04.....	13
Tableau I.7:	Secteur d'activité 05 (partie 1).....	14
Tableau I.8:	Secteur d'activité 05 (partie2).....	14
Tableau I.9	Secteur d'activité 05 (partie3).....	15
Tableau I.10	Secteur d'activité 06.....	
tableau I.11	espace de service : infrastructures d'accompagnement.....	18
tableau I.12	Zone de logistique.....	20
tableau I.13	Secteur d'activité 07(partie 1).....	21
tableau I.14	Secteur d'activité 07(partie 2).....	21
tableau I.15	Secteur d'activité 08(partie 1).....	
tableau I.16	secteur d'activité 08 (partie 2).....	21
tableau I.17	secteur d'activité 08 (partie 3).....	21
tableau I.18	Espace de service : infrastructures de soutien.....	22
tableau I.19	Espace vert	22
tableau I.20	Servitude.....	22

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1:	Besoins en eau potable Industriel	23
Tableau II.2:	Besoins en eau potable de la population occupant le secteur d'activité	24
Tableau II.3:	Besoins en eau potable des équipements.....	25
Tableau II.4:	Besoins en eau potable pour l'arrosage.....	25
Tableau II.5 :	Tableau récapitulatif des Besoins en eau potable	26
Tableau II.6 :	Tableau de Calcul de la consommation maximale journalière.....	27

Chapitre III: Les réservoirs

Tableau III.1:	Tableau donnant la capacité des réservoirs projetés	35
-----------------------	-----------------------------------------------------------	----

Chapitre IV: Réseau de distribution

Tableau IV.1 :	Détermination de débit spécifique	40
Tableau IV.2 :	détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	42
Tableau IV.3:	diamètres avantageux en fonction des débits limites	46
Tableau IV.4 :	Calcul des paramètres hydrauliques (réseau de distribution).....	48
Tableau IV.5:	Calcul des pressions (réseau de distribution)	50
Tableau IV.6 :	Calcul des paramètres hydrauliques (réseau d'incendie)	52
Tableau IV.7 :	Calcul des pressions (réseau d'incendie)	54

Chapitre V: Etude d'Adduction

Tableau V.1 :	valeur de α, β, m en fonction du matériau	
Tableau V.2 :	les valeurs de M en fonction de type de matériaux.....	67
Tableau V.3 :	Coefficient K', m et β pour différents types de tuyau.....	71
Tableau V.4	Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	71
Tableau V.5 :	Les altitudes des différents points de l'adduction.....	72
Tableau V.6	Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction	72
Tableau V.7	Diamètre économique et la vitesse correspondante	73
Tableau V.8 :	Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	73
Tableau V.9:	.nouveau diamètre et vitesse correspondante :.....	74
Tableau V.6 :	Calcul des pertes de charge	74
Tableau V.7 :	calcul la hauteur manométrique de forage.....	74
Tableau V.8	Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).....	75
Tableau V.9	Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	75
Tableau V.10	Calcul des Frais d'amortissement des conduites.....	75
Tableau V.11	Bilan des frais des conduites.....	75
Tableau V.12	Calcul de la hauteur manométrique total(HMT) (variante 2).....	76
Tableau V.13	Calcul des Frais d'exploitation des conduites.(variante 2).....	76
Tableau V.14	Calcul des Frais d'amortissement des conduites.(variante 2).....	76
Tableau V.15	Bilan des frais des conduites(variante 2).....	76

Chapitre VI: Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.1:	Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	83
Tableau VI.2:	Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	83
Tableau VI.3 :	Calcul de volume de réservoir d'air.....	83
Tableau VI.4 :	Les dimensions du réservoir d'air	84

Chapitre VII : Organisation du chantier

Tableau VII.1 :	Choix du coefficient du talus	87
Tableau VII.2 :	Calcul du volume du déblai	88
Tableau VII.3 :	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	89
Tableau VII.4 :	Calcul du volume du remblai	90
Tableau VII.5 :	volumes et cout des travaux total.....	92

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone industrielle

Figure I.1 :	Situation géographique de la zone industrielle.....	2
Figure I.2 :	Situation entouré par la zone d'étude.....	2
Figure I.3	Zone susceptible au risque d'inondation.....	6
Figure I.4 :	Réservoir existant 250 m ³	7
Figure I.5 :	Secteur d'activité 01.....	11
Figure I.6 :	Secteur d'activité02.....	11
Figure I.7 :	Secteur d'activité03.....	12
Figure I.8 :	Secteur d'activité04.....	13
Figure I.9 :	Secteur d'activité05.....	14
FigureI.10 :	Secteur d'activité06.....	13
Figure I.11 :	Espace de service.....	17
Figure I.12 :	Espace de logistique	19
Figure I.13 :	Secteur d'activité 07.....	20
Figure I14. :	Secteur d'activité 08.....	22

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III.1	Arrivée par su verse (Chute libre).....	32
Figure III.2:	Arrivée par sur verse (Noyé).....	32
FigureIII.3:	Arrivée par dessous (par le bas).....	33
FigureIII.4:	Arrivée par dessous (par le fond).....	33
Figure III.5:	Conduite de départ	33
FigureIII.6 :	Conduite de vidange et de trop plein.....	34
FigureIII.7 :	Conduite by-pass	35
Figure III.8:	Matérialisation de la réserve d'incendie	36

Chapitre IV: réseau de distribution

FigureVI.1 :	Variation de vitesse et de pression dans le réseau (réseau de distibution)	51
FigureVI.2 :	Variation de vitesse et de pression dans le réseau (réseau d'incendie)	54
FigureVI.3 :	les différents types de vanne	58
FigureVI.4 :	Les différents types de ventouses.....	58
FigureVI.4 :	Clapet anti retour	59
FigureVI.5 :	poteau d'incendie.....	59
FigureVI.6 :	Manomètre à aiguilles	60
FigureVI.7 :	Manomètre à soufflet.....	60

Chapitre VI: Protection contre le coup de bélier

FigureVI.1 :	Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.96	84
---------------------	-----------------------------------------------------------------------	----

Chapitre VII: Organisation de chantier

FigureVII.1: un angledozer	85
FigureVII.2: une pelle mécanique.....	86
FigureVII.3 : coupe en travers de tranché de la conduite.....	87
FigureVII.4 : Rouleau lisse.....	91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse de la zone industrielle EL Kseur –fénéaia –il-maten (w.béjaia)

Planche N° 2 : le réseau de distribution de la zone industrielle EL Kseur –fénéaia –il-maten (w.béjaia)

Planche N° 3 : le réseau d'adduction de la zone industrielle EL Kseur –fénéaia –il-maten (w.béjaia)

Planche N° 4 : le détail types des accessoires dans le réseau d'incendie

Planche N° 5 : Profil en long de l'adduction (Piquage –réservoir R1,R2)

Planche N° 6 : profil en long de l'adduction (forage-réservoir 1)

Introduction générale

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants. La construction de nouveaux barrages, la réalisation de grands transferts régionaux et de grandes adductions urbaines et agricoles, ont permis d'augmenter nettement le volume des ressources en eau mobilisées et d'améliorer les conditions d'approvisionnement des régions.

Mais cela ne suffit pas pour régler le problème de manque d'eau, pour cette raison le programme a accordé aussi une attention très particulière à lutter contre le gaspillage et les pertes tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources et des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la zone industrielle EL KSEUR –FENAIA IL MATEN Bejaia.

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder on second lieu les ouvrages de stockage, le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable et d'incendie, l'adduction .Enfin, nous terminons par la protection contre le coup de bélier et l'organisation des différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet.

Dans cette zone y a pas un système d'alimentation donc on va projeter un réseau de distribution pour l'alimentation des différentes lots ainsi le réseau d'incendie qui sert à protéger la zone

Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet parmi ces facteurs .nous citent :

- les différents types d'industries.
- les données propres au réseau d'alimentation en eau potable
- la connaissance de la géologie et géographique, topographique, climatique, démographique et hydraulique.

Présentation général du parc industriel

I.1. Situation Géographique :

La wilaya de BEJAIA est située dans la région Nord-est de l'Algérie à 250km d'Alger. Le périmètre d'étude chevauche entre deux communes :

EL KSEUR: celle-ci est située à 24 km au Sud- Ouest de son chef de wilaya Bejaia et à 224 km d'Alger ;

et **FENAIA IL MATEN**.

La plus grande surface est située dans la commune d'El Kseur

Elle est comprise entre 36° 41 '04' Latitude Nord et 4° 51'' 08' longitude Est.

Elle est délimitée par :

- Au Nord : La commune de Toudja
- Au sud- Ouest : La commune de Fénaïa
- Au Sud : La commune d'Amizour
- A l'Est : La commune d'Oued Ghir

Le site d'étude est partie intégrante du territoire de la commune d'El Kseur et de Fenaia Il maten ,, localisé dans la partie Nord- Est, Elle est située à la périphérie de la zone urbaine, La superficie du site étant estimée à environ 175ha.

La RN26 reliant la wilaya de Bejaia et de Bouira, en traversant le périmètre d'étude dans sa partie Sud.

Le CV 07 assurant la liaison de la commune d' El kaseur avec la commune Fenaia Il prend départ à partir de la RN n°26

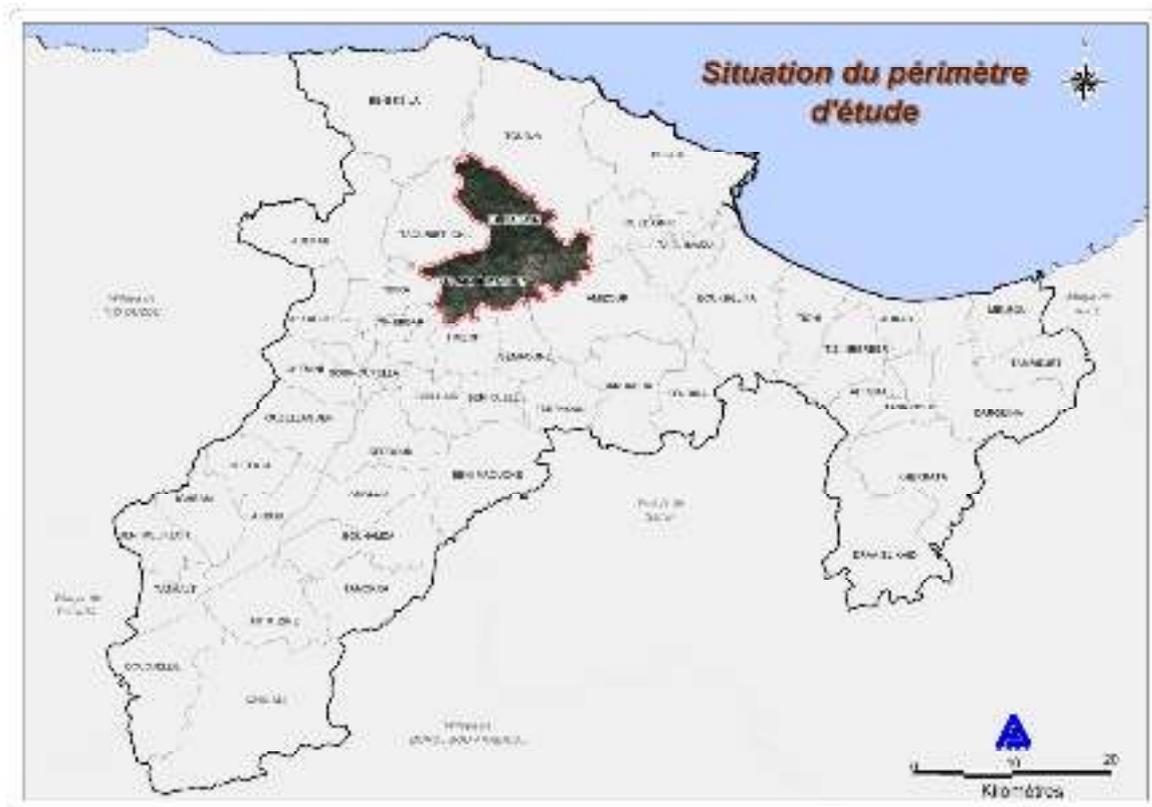


Figure I.1 : Situation géographique de la zone industrielle

I.2.Contexte environnant :

La zone d'étude s'inscrit dans un environnement immédiat marqué par la présence de :

- Une zone industrielle située au sud du périmètre d'étude
- Une zone d'activité
- L'aéroport international situé à 24Km
- Le port situé à 24Km
- La gare située à 100m



Figure I.2 : Situation entouré par la zone d'étude (source : google earth)

I.3.Occupation du sol:

Le terrain choisi pour accueillir le parc industriel est dépourvu de toute construction, une partie du site étant plantée.

I.4.Contrainte :

Nous avons noté :

- Le passage des lignes électriques M.T (15 mètres de part et d'autre).
- La présence d'une Ligne H.T (25 mètres de part et d'autre).
- Le passage de la conduite de la voie ferrée (25 mètres de part).
- La conduite d'alimentation en eau (5mètres de part et d'autre)
- Les oueds nécessitant (5mètres)
- La RN 26 (35 mètres de part et d'autre à partir de l'axe)
- Le CW 21 (15 mètres de part et d'autre de l'axe)
- Le site archéologique de TEKLAT (un rayon de 200m)

I.5.Caractéristiques Climatologiques:

I.5.1. Les Précipitations:

La ville d' El Kseur bénéficie d'un climat tempéré et humide avec un hiver doux caractéristique des zones méditerranéennes et une pluviométrie importante, comme toutes les villes de la moitié Est du littoral algérien. En raison des massifs montagneux qui entourent la ville, il neige chaque année en hiver entre décembre et février pour les hautes altitudes de plus.

Tableau I.1: Précipitation mensuelle(1990-2010).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév.	M.A
Précipitations mensuelle moyenne (mm)	40.4	89.5	99.7	135	99.7	85.9	767.5
Mois	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	
Précipitations mensuelle moyenne (mm)	100.4	70.7	41.2	16.2	5.8	13	

Source : station météorologique de Bejaïa

I.5.2. La Température :**Tableau I.2:** La Température mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	M.A
Tmax (°C)	27,8	24,3	20,3	16,9	16.4	16,8	17,7	19,3	22	25,3	28,7	29,3	22,1
Tmin (°C)	18,5	15	11,2	8.4	7.7	7.6	8.5	10.1	13,1	16,6	19,3	20,2	12.9
Tmoy (°C)	23,2	19,7	15,8	12,7	12.1	12.3	13.1	14.7	17,6	21	24	24,8	17,6

Source : station météorologique de Bejaïa

L'analyse du tableau ci-dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de Juin au mois de Septembre, marquée par une température moyenne 23° C.

Le mois le plus chaud étant le moi de Juillet.

- Une période froide s'étalant du mois de Janvier au mois d'Avril avec une valeur moyenne de 8°C.

Le mois le plus froid étant le mois de Janvier.

I.5.3. Les vents :

Les vents dominants sont les vents du nord ouest (marin) qui s'engouffrent facilement dans la vallée de la Soummam.

I.6. Relief :

Le relief d'El kseur est caractérisé par son aspect montagneux. En effet, la ville est située dans une vallée étroite entre le massif d'Ibarissen (L'avant dernier massif rocheux du Djurdjura à l'est avant le massif du Gouraya) et les premiers conforts des Babors au Sud Est ainsi qu'un lit d'oued important qui sépare le centre ville à la cité Berchiche l'une des plus anciennes cités de la ville (Source : Plan de masse).

I.7. Situation géologique :

Le site est stable de point de vue topographique et géologique. son terrain appartenant à une zone caractérisée par des successions de couches d'argile , limoneuse, sableuse, graveleuse avec des intercalations de marnes altérées, des limons et des schistes friables avec trace d'oxydation.

I.8. Analyse physique :**- synthèse géotechnique :****I.8.1 Classe de terrain à propriétés variables :**

Cette classe englobe la major partie du terrain C'est la classe qui se situe entre les terrains moyennement favorables à défavorables dans certains cas. Les marnes qui présentent de bonnes caractéristiques géotechniques peuvent devenir de qualité médiocre au delà d'une certaine pente (supérieure à 7%). Aussi les argiles sont sujettes à des tassements et gonflements et à des glissements donc en général défavorables surtout en zones pentues, quoi que dans le cénomanien les terrains constitués par une alternance de marnes calcaire, ceci favorise l'érosion donc décape la roche tendre et met en relief la roche dure dans ce cas la on est en présence d'une bonne assise. Il faudra donc procéder à des essais mécaniques.

I.8.2. Classe de terrain moyennement favorable à la construction :

Correspond à la formation d'alluvions récentes C'est un limon argileux fissuré à l'état sec il est de tenue médiocre, et plastique à l'état humide. Il faut noter que cette zone peut être sujet au risque d'inondation .Il faudra donc procéder impérativement a des essais mécaniques.

I.8.3. Classe de terrain défavorable :

Ce sont des terrains à caractères physiques et géotechniques présentant un relief très en pente et les berges d'oued.

➤ REMARQUE IMPORTANTE

D'après les données géologiques et hydrologiques (réseau hydrographique) et hydrogéologique il existe une zone susceptible d'être sujet au risque d'inondation, c'est une zone formée essentiellement par des terrains jeunes meubles non consolidé c.à.d. des alluvions actuelle (sables limons gravier et argiles) formant la nappe alluviale. (Voir sur la carte la zone en rouge.) (Source : CNERU).



Figure I .4 : Zone susceptible au risque d'inondation

I.9. Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique renferme un grand bassin versant à savoir le bassin de l'Oued-Soummam. La ville d'El kseur est alimentée en eau par le barrage de Tichy-haf situé dans la localité de Bouhamza. Le barrage est alimenté par les eaux de pluie et de fonte du manteau nival du Djurdjura. Il est doté d'une capacité de stockage de 150 millions de m³ et il alimente la wilaya de Béjaïa à raison de 20 000 m³/jour.

I.10. Situation hydraulique :

L'air de l'étude est pratiquement dépourvu de tout systèmes de production d'eau potable, mais cependant on signale quelque infrastructures existants ou traversant le site à savoir :

-Un réservoir de capacité de 250 m³ dans un état de dégradation avancé, ce réservoir est alimenté par une conduite DN 250 mm acier, ce réservoir est actuellement inexploitable, une zone de servitude de 10m*10m lui était attribuer suite à la recommandation de la SRE d'El Kseur. Les conduite qui alimente se réservoir serons annulées.



Figure I.5. Réservoir existant 250 m³

-Une conduite DN 400 PEHD, traverse le site dans sa partie Nord Est pour relier la conduite de transfert de barrage Tichi Haff au réservoir El kseur, cette dernière véhicule un débit de 95 l/s.

- La conduite de transfert Tichi-Haff – Bejaia, de diamètre DN 1000, véhiculant un débit de 756 l/s, délimite le site dans ca partie Sud parallèlement à la voie ferré.

-Un forage situé sur la rive gauche d'Oued Soummam d'un Q=24 l/s

I.11.Sismicité:

Selon le ministère de l'équipement, la wilaya de Bejaia est classée en zone Sismique II qui se définit ainsi: la secousse sismique est modérée, les études d'aménagement doivent procurer la rigidité et la résistance nécessaire à une protection acceptable contre des dommages corporels et des désordres structuraux importants (Source CGS 2003).

I.12.Analyse environnementale :

Analyse des impacts du parc industriel « d'El kseur-Fenaïa Il Mathen » doit aider le maître d'ouvrage à concevoir un projet le plus respectueux possible du milieu dans lequel celui-ci s'inscrit, tout en répondant à des soucis économiques et sociaux et aussi environnementaux, ce qui permet un développement durable de la région.

- Le parc industriel engendrera deux types d'impact sur l'environnement; impact en phase de chantier et impact en phase exploitation.

I.12.1.Les impacts du parc industriel sur l'environnement :

- ***Impacts en phase de chantier :***

La phase de construction du nouveau parc industriel se limitera aux travaux de viabilisation et construction (les voiries, les accès au site, la clôture du parc, VRD, excavation, terrassement et génie civil ...etc) se qui engendrera des impacts négatifs sur le milieu récepteur.

- Impact sur la topographie.
- Impact sur les terres.
- Impact sur l'atmosphère.
- Impact par le bruit.

- **Impact en phase exploitation :**

Tous les secteurs de l'industrie laissent une empreinte sur l'environnement du fait qu'ils utilisent de l'énergie et des matières premières, produisent des déchets ou des effluents que l'on retrouve ensuite dans le milieu naturel.

- Impact sur l'air
- Impact sur l'eau
- Impact liées aux déchets solides
- Impact socio-économique
- Impact sur l'énergie

I.12.2 Les recommandations :

La réalisation de ce projet offre un grand champ de possibilités pour concilier préservation de l'environnement et efficacité économique. En vue de

progresser dans cette optique, de nombreuses opérations doivent être réalisées pour créer le label du développement durable.

- **Réaliser des études d'impact sur l'environnement propre à chaque installation classée. En effet, chaque promoteur devra établir sa propre étude d'impact.**
- **Réduire la consommation en énergie par :**
 - ✓ Réaliser des audits énergétiques pour minimiser le gaspillage de l'énergie.
 - ✓ Mettre en application la loi d'isolation thermique pour les installations industrielles.
 - ✓ Le bon choix des équipements de production ;
- **Prendre en charge les recommandations de l'étude d'impact du parc industriel réalisé au paravent, pour diminuer les impacts en phase de chantier sur ; l'air, le sol, eaux, paysage, le périmètre agricole...etc.**

I.13.Secteur d'activité :

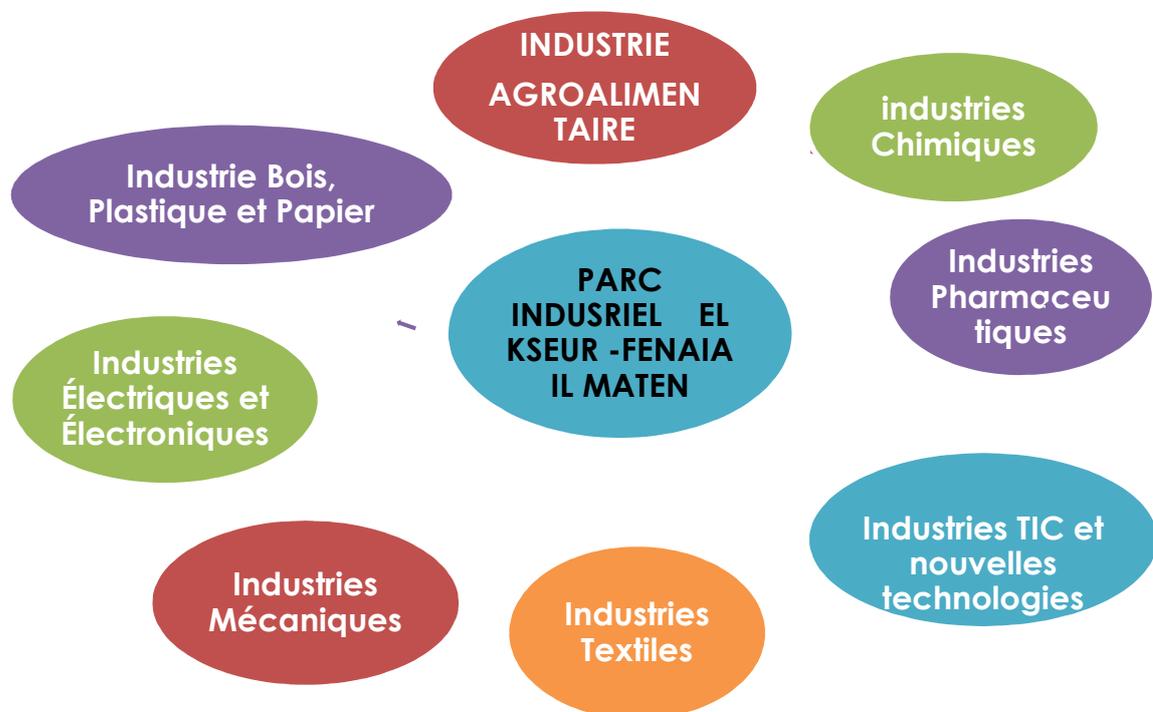


Figure I.5 : Les différents types d'industries

➤ ZONE 1 :

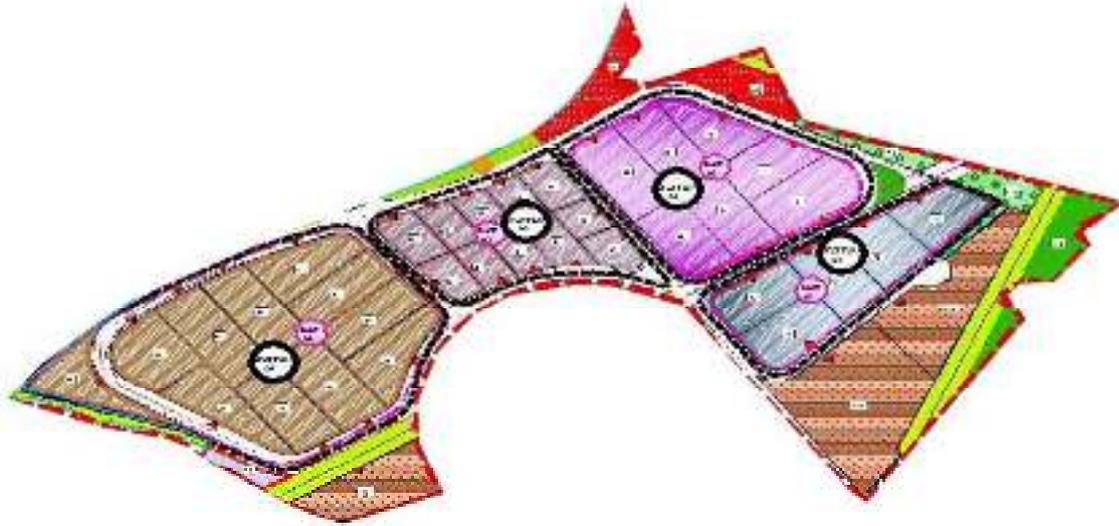
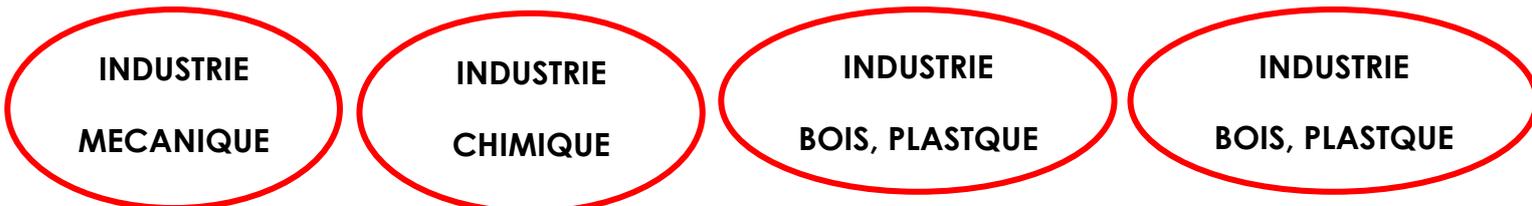


Figure I.6 : Les différentes industries de la zone 1



• SECTEUR 1 :

Secteur d'industrie 01	Mécanique
Surface	31 904m²/ 3.19 ha

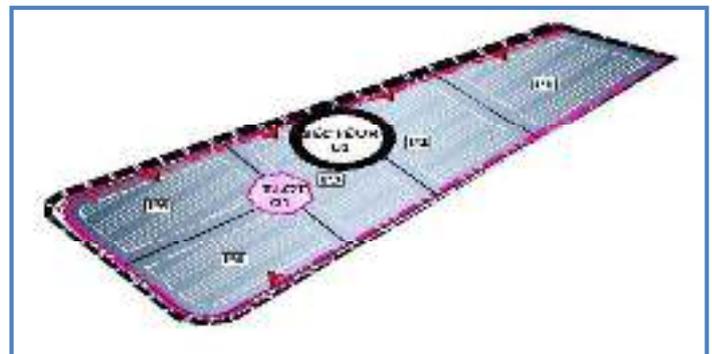


Figure I.7 : Secteur d'activité 01

Tableau I.3 : Secteur d'activité 01 (Source : Plan de masse)

Zone 01 : Secteur d'activité 01			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
01	01	Industrie mécanique	6 251
	02	Industrie mécanique	6 305
	03	Industrie mécanique	6 346
	04	Industrie mécanique	6 559
	05	Industrie mécanique	6 443
Surface cessible			31 904 m²/ 3.19 ha

• **SECTEUR 2 :**

Secteur d'industrie 02	Chimique
Surface	46 642 m²/4.66ha

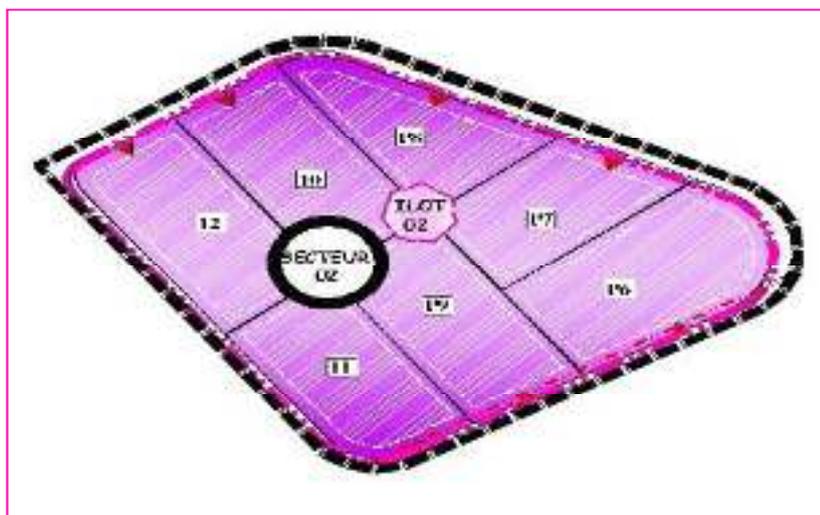


Figure I.8 : Secteur d'activité 02

Tableau I .4 : Secteur d'activité 02 (Source : Plan de masse)

Zone 01 ; Secteur d'activité 02			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
02	06	Industrie chimique	8 073
	07	Industrie chimique	5 544
	08	Industrie chimique	5 550
	09	Industrie chimique	6 877
	10	Industrie chimique	6 845
	11	Industrie chimique	6 432
	12	Industrie chimique	7 321
Surface cessible			46 642m ² /4.66ha

• **SECTEUR 3 :**

Secteur d'industrie 03	Bois, Plastique et Papier
Surface	30 335m ² / 3.03ha

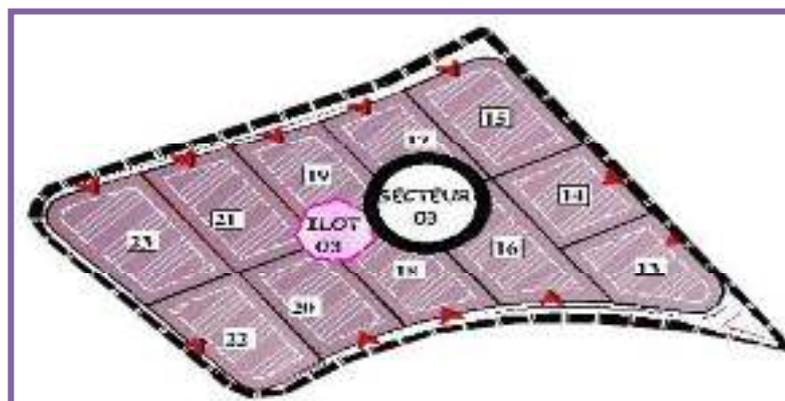


Figure I.9.Secteur d'activité 02

Tableau I .5 : Secteur d'activité 03 (Source : Plan de masse)

Zone 01 : Secteur d'activité 03			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
03	13	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 494
	14	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 260
	15	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 960
	16	Industrie Papier, Bois, Plastique	3194
	17	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 623
	18	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 650
	19	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 700
	20	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 512
	21	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 842
	22	Industrie Papier, Bois, Plastique	2 636
	23	Industrie Papier, Bois, Plastique	3 464
Surface cessible			30 335m ² / 3.03ha

• SECTEUR 4

Secteur d'industrie 04	Pharmaceutique
Surface	76 874m ² / 7.68 ha

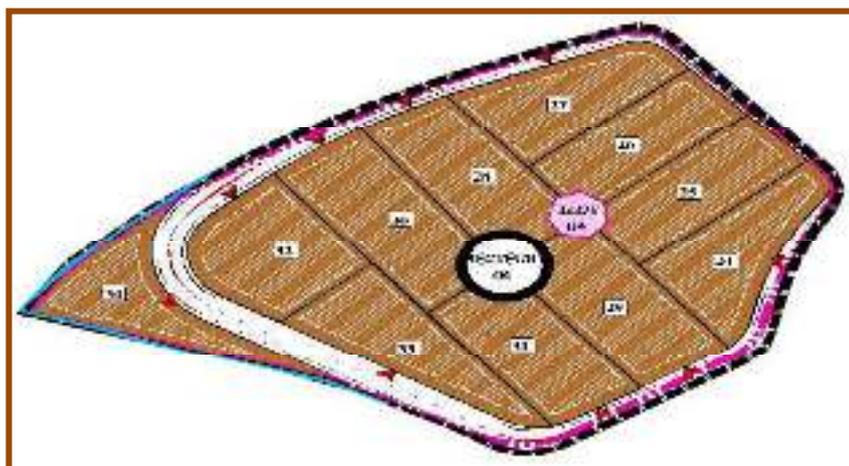


Figure I.10.Secteur d'activité 04

Tableau I.6 : Secteur d'activité 04 (Source : Plan de masse)

Zone 01 : Secteur d'activité 04			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
04	24	Industrie Pharmaceutique	6 528
	25	Industrie Pharmaceutique	6 390
	26	Industrie Pharmaceutique	6 110
	27	Industrie Pharmaceutique	6 532
	28	Industrie Pharmaceutique	7 629
	29	Industrie Pharmaceutique	7 786
	30	Industrie Pharmaceutique	8 311
	31	Industrie Pharmaceutique	6 991
	32	Industrie Pharmaceutique	7 197
	33	Industrie Pharmaceutique	6 698
	34	Industrie Pharmaceutique	6 702
Surface cessible			76 874m ² / 7.68ha

➤ ZONE 2 :

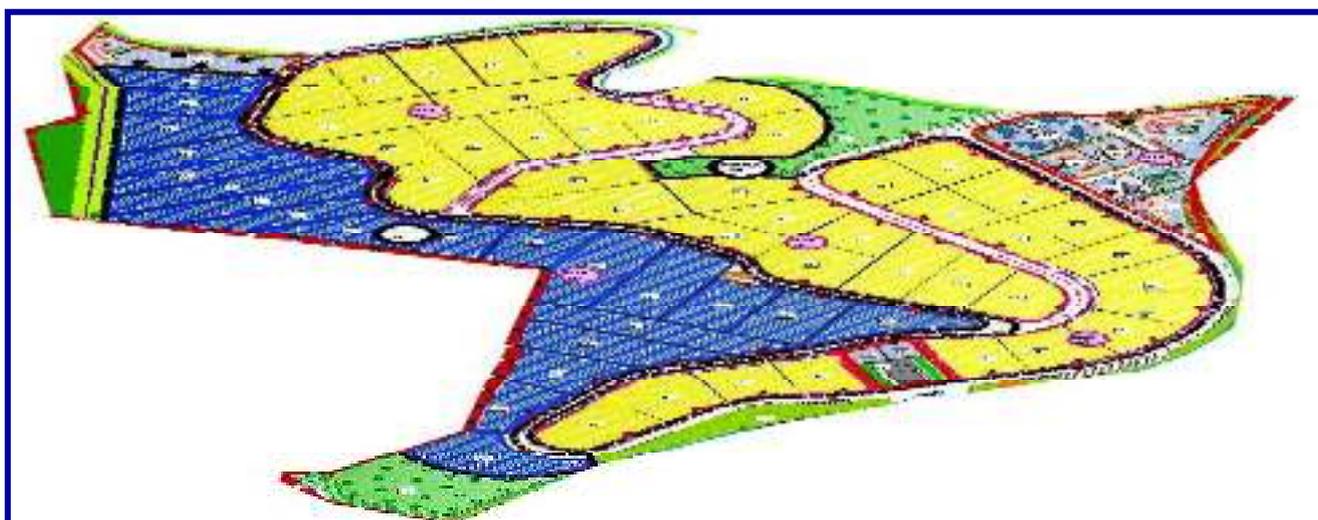


Figure I.11 : Les différentes industries de la zone 2



• SECTEUR 5 :

Secteur d'industrie 05	agroalimentaire
Surface	284 235m²/28.41ha

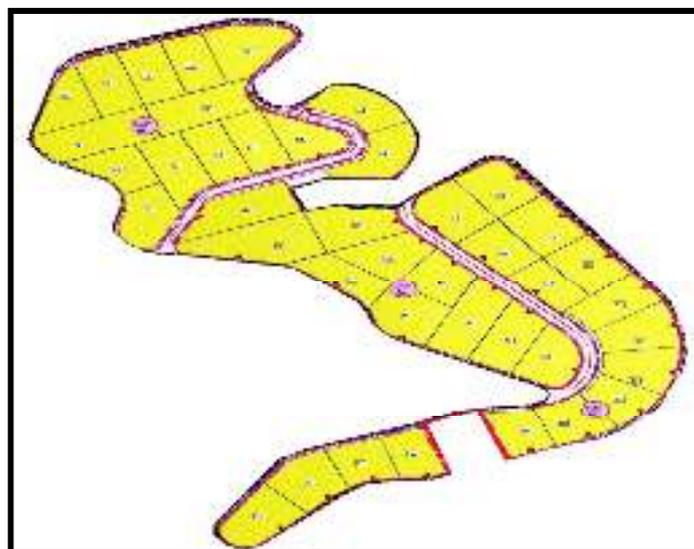


Figure I.12.Secteur d'activité 05

Tableau I .7 : Secteur d'activité 05(partie1) (Source : Plan de masse)

Zone 02 : Secteur d'activité 05			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m²)
05	35	Industrie Alimentaire	7 350
	36	Industrie Alimentaire	7 165
	37	Industrie Alimentaire	5 465
	38	Industrie Alimentaire	6 026
	39	Industrie Alimentaire	6 287
	40	Industrie Alimentaire	6 177
	41	Industrie Alimentaire	5 752
	42	Industrie Alimentaire	6 434
	43	Industrie Alimentaire	6 861
	44	Industrie Alimentaire	6 789
	45	Industrie Alimentaire	5 502
	46	Industrie Alimentaire	6 903
	47	Industrie Alimentaire	6 121
	48	Industrie Alimentaire	7 001
49	Industrie Alimentaire	7 506	
	50	Industrie Alimentaire	6 893
Surface cessible			104 232m²/ 10.42ha

Tableau I .8 : Secteur d'activité 05(partie2) (Source : Plan de masse)

Zone 02 : Secteur d'activité 05			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m²)
06	51	Industrie Alimentaire	6 817
	52	Industrie Alimentaire	7 257
	53	Industrie Alimentaire	8 554
	54	Industrie Alimentaire	7 487
	55	Industrie Alimentaire	6 328
	56	Industrie Alimentaire	6 035
	57	Industrie Alimentaire	7 060
	58	Industrie Alimentaire	11 109
	59	Industrie Alimentaire	8 037
	60	Industrie Alimentaire	8 426
	61	Industrie Alimentaire	7 247
	62	Industrie Alimentaire	6 882
Surface cessible			91 239m²/ 9.12ha

Tableau I .9: Secteur d'activité 05(partie3) (Source : Plan de masse)

Zone 02 : Secteur d'activité 05			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m²)
07	63	Industrie Alimentaire	5 933
	64	Industrie Alimentaire	6 494
	65	Industrie Alimentaire	6 145
	66	Industrie Alimentaire	7 652
	67	Industrie Alimentaire	6 780
	68	Industrie Alimentaire	5 849
	69	Industrie Alimentaire	7 983
	70	Industrie Alimentaire	9 729
	71	Industrie Alimentaire	8 021
	72	Industrie Alimentaire	5 707
	73	Industrie Alimentaire	6 259
	74	Industrie Alimentaire	6 350
	75	Industrie Alimentaire	5 862
Surface cessible			88 764m²/ 8.87ha

• SECTEUR 6 :

Secteur d'industrie 06	TEXTILE
Surface	173 207m²/17.32ha

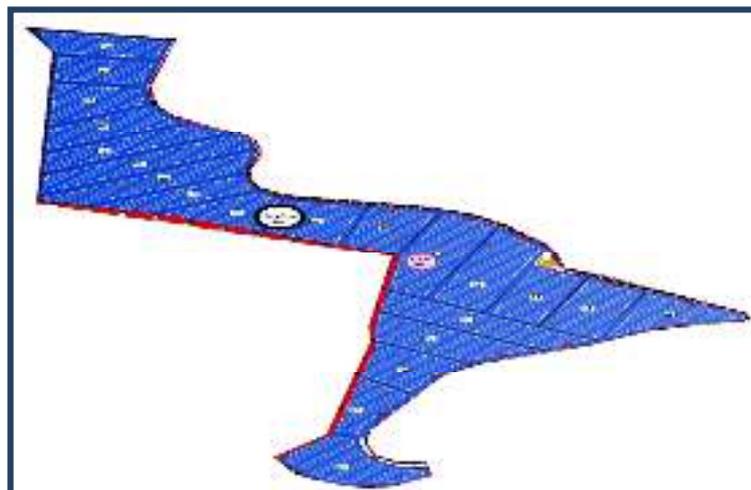


Figure I.13.Secteur d'activité 06

Tableau I .10: Secteur d'activité 06 (Source : Plan de masse)

Zone 02 : Secteur d'activité 06			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
08	76	Industrie Textile	9 879
	77	Industrie Textile	6 167
	78	Industrie Textile	7 650
	79	Industrie Textile	9 583
	80	Industrie Textile	10 352
	81	Industrie Textile	6 825
	82	Industrie Textile	8 190
	83	Industrie Textile	7 611
	84	Industrie Textile	11 452
	85	Industrie Textile	11 907
	86	Industrie Textile	7 173
	87	Industrie Textile	7 684
	88	Industrie Textile	6 614
	89	Industrie Textile	6 527
	90	Industrie Textile	9 516
	91	Industrie Textile	10 074
	92	Industrie Textile	8 145
93	Industrie Textile	7 485	
94	Industrie Textile	7 398	
95	Industrie Textile	6 229	
96	Industrie Textile	6 746	
Surface cessible			173 207m²/ 17.32ha

• ESPACE DE SERVICE

Ilot 09	
ESPACES DE SERVICE : Infrastructures d'Accompagnement	
Surface	81 210 m / 8.12 ha



Figure I.14.Espace de service

Tableau I .11: espace de service : infrastructures d'accompagnement
(Source : Plan de masse)

Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
09	S1	Restaurants et cafétérias	1 950
	S2	Aire De Stationnement (Poids Lourd)	4 856
	S3	Aire De Stationnement (Poids Léger)	5 533
	S4	Siege de gestion du parc industriel	4 241
	S5	Réserve d'équipement	1 115
	S6	Réserve d'équipement	1 050
	S7	Crèches	3 762
	S8	Centre de santé	2 374
	S9	Mosquée	2 570
	S10	Hôtel	9 033
	S11	Restaurants et cafétérias	3 327
	S12	Centre commercial	3 672
	S13	Protection civile	7 277
	S14	Hôtel (centre de repos et mise en forme)	9 540
	S15	Aire De Stationnement (Poids Lourd)	7 280
	S16	Aire De Stationnement (Poids Léger)	6 441
	S17	Restaurants et cafétérias	2 993
	S18	Restaurants et cafétérias	2 237
	S19	Restaurants et cafétérias	1 959
Surface cessible=81 210 m / 8.12 ha			

➤ ZONE 3 :



Figure I.11 : Les différentes industries de la zone 3

INDUSTRIE
TIC

INDUSTRIE
Electrique et
Electronique

Espace de
logistique

• SECTEUR 7 :

Ilot 10	
ESPACES DE LOGISTIQUE	
Surface	82 498 m² / 8.24 ha

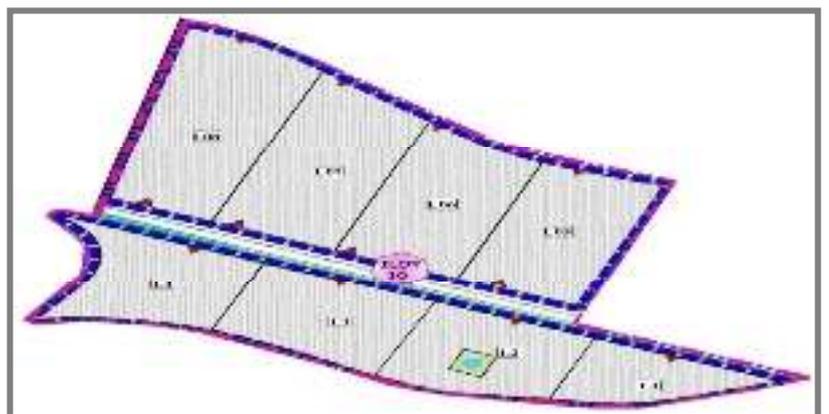


Figure I.16.espace de logistique

Tableau I .12 : zone de logistique (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03 : ZONE DE LOGISTIQUE</u>			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
10	L01	Zone de stockage et d'entreposage	5 385
	L02	Zone de stockage et d'entreposage	8 846
	L03	Zone de stockage et d'entreposage	9 198
	L04	Zone de stockage et d'entreposage	8 849
	L05	Zone de stockage et d'entreposage	10 870
	L06	Zone de stockage et d'entreposage	11 245
	L07	Zone de stockage et d'entreposage	13 125
	L08	Zone de stockage et d'entreposage	14 980
Surface cessible			82 498 m ² / 8.24 ha

Secteur d'industrie 07	ELECTRIQUE et ELECTRONIQUE
Surface	127 624 m ² /12.75 ha



Figure I.17.Secteur d'activité 07

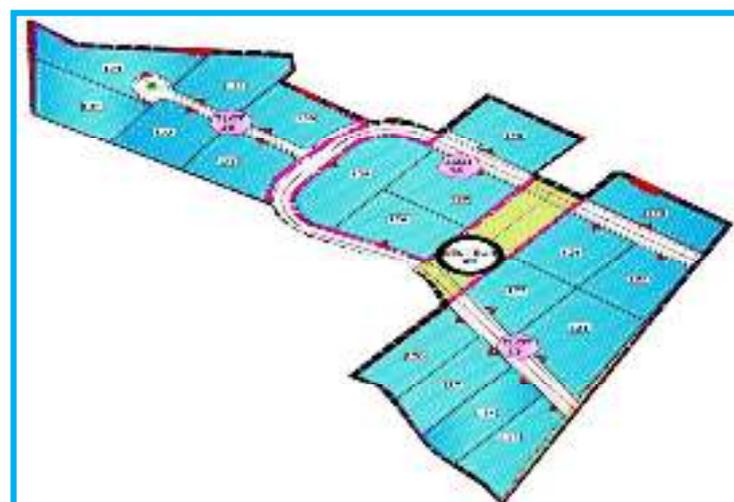
Tableau I .13: Secteur d'activité 07(partie 1) (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03</u> : Secteur d'activité 07			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
11	97	Industrie Electrique Et Electronique	6 137
	98	Industrie Electrique Et Electronique	4 796
	99	Industrie Electrique Et Electronique	5 398
	100	Industrie Electrique Et Electronique	4 622
	101	Industrie Electrique Et Electronique	5 487
	102	Industrie Electrique Et Electronique	5 605
	103	Industrie Electrique Et Electronique	5 577
	104	Industrie Electrique Et Electronique	7 001
	105	Industrie Electrique Et Electronique	5 770
	106	Industrie Electrique Et Electronique	8 552
	107	Industrie Electrique Et Electronique	6 275
	108	Industrie Electrique Et Electronique	8 093
	109	Industrie Electrique Et Electronique	7 872
	110	Industrie Electrique Et Electronique	6 687
111	Industrie Electrique Et Electronique	8 003	
112	Industrie Electrique Et Electronique	7 214	
113	Industrie Electrique Et Electronique	6 067	
Surface cessible			109 156 m² 10.91 ha

Tableau I .14: Secteur d'activité 07(partie 2) (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03</u> : Secteur d'activité 07			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
12	114	Industrie Electrique Et Electronique	5 518
	115	Industrie Electrique Et Electronique	6 406
	116	Industrie Electrique Et Electronique	6 544
Surface cessible			18 468m²/1.84ha

• SECTEUR 8



Secteur d'industrie 08	TIC
Surface	107 579m²/ 10.75 ha

Figure I.18.Secteur d'activité 08

Tableau I .15: Secteur d'activité 08(partie 1) (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03 : Secteur d'activité 08</u>			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
13	117	Industrie T.I.C	5 723
	118	Industrie T.I.C	5 358
	119	Industrie T.I.C	5 373
	120	Industrie T.I.C	5 359
	121	Industrie T.I.C	8 096
	122	Industrie T.I.C	5 099
	123	Industrie T.I.C	5 089
	124	Industrie T.I.C	5 510
	125	Industrie T.I.C	5 200
Surface cessible			50 807m²/5.08ha

Tableau I .16: Secteur d'activité 08(partie 2) (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03 : Secteur d'activité 08</u>			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
14	126	Industrie T.I.C	5 324
	127	Industrie T.I.C	5 901
	128	Industrie T.I.C	7 083
	129	Industrie T.I.C	5 948
Surface cessible			24 256m²/2.42ha

Tableau I.17 : secteur d'activité 08 (partie 3) (Source : Plan de masse)

<u>Zone 03 : Secteur d'activité 08</u>			
Ilot	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
15	130	Industrie T.I.C	4 892
	131	Industrie T.I.C	5 350
	132	Industrie T.I.C	5 193
	133	Industrie T.I.C	5 074
	134	Industrie T.I.C	5 975
	135	Industrie T.I.C	6 032
Surface cessible			32 516m²/ 3.25ha

Tableau I.18.Espace de service : infrastructures de soutien (Source : Plan de masse)

<u>ESPACES DE SERVICE : Infrastructures de Soutien</u>			
	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
	ST1	Station d'épuration	23 066
	ST2	Déchèterie	14 029
	ST3	Poste de détente	9 378
	ST4	Poste de transformation	14 065
	ST5	Châteaux d'eau	6 810
Total	67 348m²/ 6.73 ha		

Tableau I.19 : Espace verts(Source : Plan de masse)

<u>ESPACES VERTS</u>			
	Parcelle	Affectation	Surface (m ²)
	V1	Zone non aedificandie	7 314
	V2	Espace vert	4 973
	V3	Espace vert	3 354
	V4	Espace de repos	15 590
	V5	Espace de loisirs et Aires de jeux	19 947
	V6	Espace de détente	13 170
	V7	Foret récréative	61 394
		Espace à planter	381 658
Total	165 400m² / 16.54 ha		

Tableau I .20 : Servitude (Source : Plan de masse)

SERVITUDES	Surface
LIGNE HAUTE TENSION	26 530 m²
LIGNES MOYENNES TENSION	86 153 m²
ROUTE NATIONALE	46 434 m²
CHEMIN VICINAL	38 140 m²
CONDUITE D'EAU	6 710 m²
OUEDS	12 960 m²
MONUMENT HISTORIQUE	42 843 m²
TOTAL	259 770 m² / 25.97ha

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de cerner les données nécessaires des différents points de vue concernant la zone d'étude. Son relief est caractérisé par son aspect montagneux et une géologie stable. La connaissance de la situation hydraulique existante, nous servira de base pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable.

Introduction :

Une bonne étude de l'alimentation en eau potable d'une zone industrielle nécessite la connaissance de certains paramètres fondamentaux pour le bon dimensionnement du réseau de distribution. Et afin de mener une étude exacte de notre projet en doit estimer les différents besoins en eau de notre zone industrielle, exige une fixation impérative des normes de consommation unitaire qui doivent rester valable tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

II .1. Estimation des besoins en eau potable

II.1.1. Consommation moyenne journalière :

1-La consommation industrielle :

La consommation en eau dans les zones industrielles varie considérablement selon les types d'industries qui y sont établies. Il est donc important de fixer une valeur de consommation avec autant de fiabilité que dans les zones résidentielles

Est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * S) \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

S : surface des ilots destinés à recevoir les bâtis (ha)

Qi : dotation en eau de la future zone (m³/j/ha). (Source CNERU)

Tableau II .1 : Besoins en eau potable Industriel

secteurs d'activité	Nombre d'industries	Surface de chaque type	Dotation	Q moy,j
		(Ha)	(m ³ /j/ha)	(m ³ /j)
zone de pharmaceutique	11	7,68	35	268,8
Industrie Agro-alimentaire	41	28,41	35	994,4
Industrie textile	21	17,32	35	606,2
Industrie Mécanique	5	3,1900	35	111,7
Industrie Plastiques, papier et bois	11	3,03	35	106,1
Industrie Chimique	7	4,66	35	163,1
Tic	19	10,75	35	376,3

Tableau II.1 : Besoins en eau potable Industriel (suite)

électrique et électronique	20	12,75	35	446,3
Equipement technique et logistique	8	19,2543	35	673,9
Total	143	107,0		3746,6

2 .La consommation domestique :

C'est l'eau utilisée par les employés qui travaillent dans les différents types d'industries, et aussi les besoins d'équipements telles que les besoins socioculturels (mosquée), besoins sanitaire (centre de santé), besoins commerciaux (centre commercial, restaurant, café)

2.1. Secteur d'activité :

Débit moyen journalier : La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * S) \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

S : surface des ilots (ha)

Qi : dotation en eau de la future zone (5 m³/j/ha).50 employés à raison de 100 l/j/emp

Tableau II. 2 : Besoins en eau potable de la population occupant le secteur d'activité

secteurs d'activité	Nombre d'industries	Surface total de chaque type	Dotation	Q moy,j
		(Ha)		
zone de pharmaceutique	11	7,68	5	38,4
Industrie Agro-alimentaire	41	28,41	5	142,1
Industrie textile	21	17,32	5	86,6
Industrie Mécanique	5	3,1900	5	16,0
Industrie Plastiques, papier et bois	11	3,03	5	15,2

Tableau II. 2 : Besoins en eau potable de la population occupant le secteur d'activité (suite)

Industrie Chimique	7	4,66	5	23,3
Tic	19	10,75	5	53,8
électrique et électronique	20	12,75	5	63,8
Équipement technique et logistique	8	19,2543	5	96,3
Total	143	107,0		535,2

2.2 Les besoins d'équipements :

Tableau II.3 : Besoins en eau potable des équipements

Les équipements	Unité	Nombre	Dotation	Q moy j
			(l/j/unité)	(m ³ /j)
Centre commercial	m ²	3672	30	110,2
3 restaurant+café	Repas + café	3600	30	108,0
Crèche	Enfant	250	150	37,5
C santé	Patient	100	20	2,0
2 Hôtel	Lit	600	200	120,0
Bâtiment de gestion	Employé	80	100	8,0
P Civil	Employé	200	150	30,0
Mosquée	Fidèle	6000	20	120,0
2 Réserve équipements	m ²	2165	10	21,7
TOTAL		40777		557,3

3. Les besoins d'arrosage :

Tableau II.4 : Besoins en eau potable pour l'arrosage

Arrosage	Surface	Dotation	Q moy j
	(m ²)	(l/j/m ²)	(m ³ /j)
Voirie	240210	2	480,42
espace vert	165400	5	827
Total	405610,0		1307,42

II.2. Les besoins moyens totaux :

Les besoins totaux en eaux de la zone industrielle d'El kseur-Fenaia II Maten sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II. 5 : Tableau récapitulatif des Besoins en eau potable

Catégorie des besoins		Q moy, j (m3/j)
Industries		3746,6
Domestique	Secteur d'activité	535,2
	Equipement	557,3
Arrosage		1307,42
Total		6146,5

II.3. Coefficient d'irrégularité :

II.3.1. Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max}) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier . Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre 1.1 et 1.3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%..Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,2$ pour les besoins domestiques, par contre pour les besoins d'industrie et d'arrosage on prend $K_{max,j} = 1$.

II.3.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

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

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

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de 0.7 à 0.9

II.4.Détermination des débits journaliers :

II.4.1.Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

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

On prend $K_{\min,j}=0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 \cdot 6146,5 = 4917,2016 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 4917,2016 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4.2.Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Ce débit est calculé ainsi :

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

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière

Le calcul se fait dans le tableau II. 06 :

Tableau II .6 : Calcul de la consommation maximale journalière.

Catégorie des besoins		$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Industrie		3746,6	1,00	3746,6
Domestique	Secteur d'activité	535,2	1,20	642,3
	Equipement	557,3	1,20	668,8
Arrosage		1307,42	1,00	1307,42
Total				6365,00

II.5. Débit Moyen Horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en **m³/h**.

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en **m³/j**.

$$Q_{\text{moy,h}} = 6365,0 / 24 = 265,21 \text{ m}^3\text{/h}$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 265,21 \text{ m}^3\text{/h}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer les besoins en eau des différents types d'industries de la zone industrielle. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable.

On remarque que le débit entrant (les ressources) est supérieur au débit sortant (la consommations) donc une satisfaction des besoins.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, destinée à les différents types de consommations donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III. Etude des réservoirs projetés :**III.1. Rôles des réservoirs :**

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, on peut citer :

- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les pointes de consommation.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité (d'équilibre).
- la continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe.
- la réserve d'incendie doit être prévue dans le cas où l'agglomération le nécessite.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

III.2. Emplacement des réservoirs

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

- pour des raisons d'économie, 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.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la Ville ou à proximité du centre important de consommation.

III.3.Choix du type du réservoir :

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

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, les deux réservoirs projetés sont de type semi enterré.

III.4. Les équipements des réservoirs :

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.4.1.1 Par sur verse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

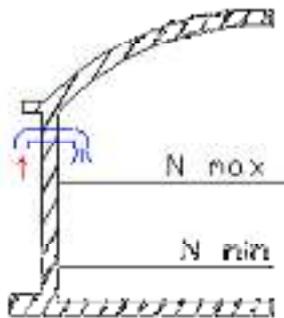


Figure III.1:Arrivée par sur verse
(Chute libre)

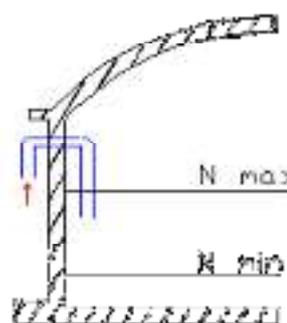


Figure III.2:Arrivée par sur verse (Noyée)

III.4.1.2 Par dessous

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

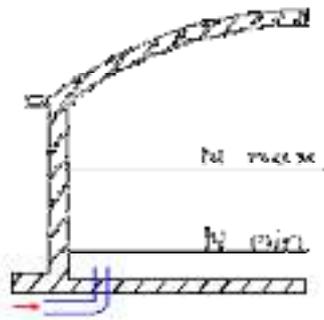


Figure III.3: Arrivée par dessous
(Par le bas)

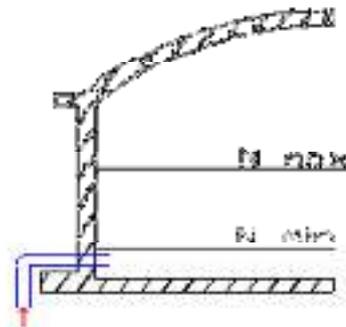


Figure III.4: Arrivée par dessous (Par le fond)

III.4.2. Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitesses se manifesterà dans la conduite.

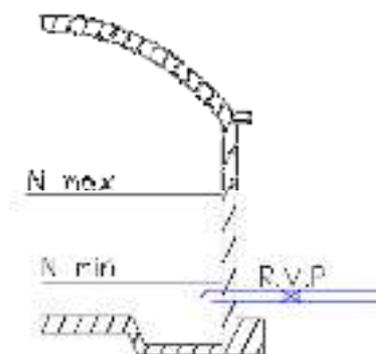


Figure III.5: Conduite de départ

III.4.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein..

III.4.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre). Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination. Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

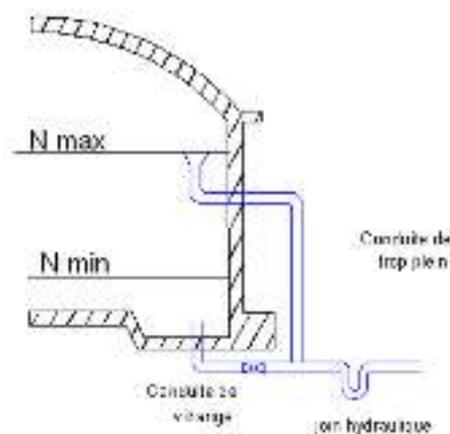


Figure III.6 : Conduite de vidange et de trop plein

III.4.5. Conduite BY-PASS:

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

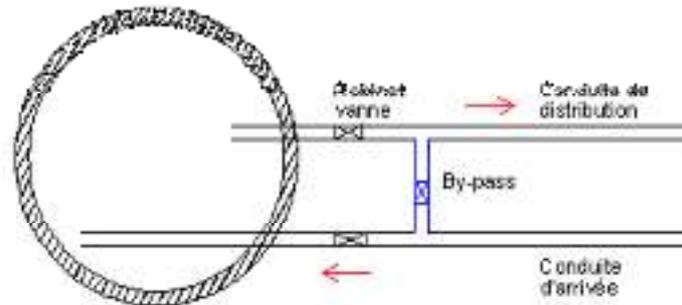


Figure III.7: Conduite by-pass

III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

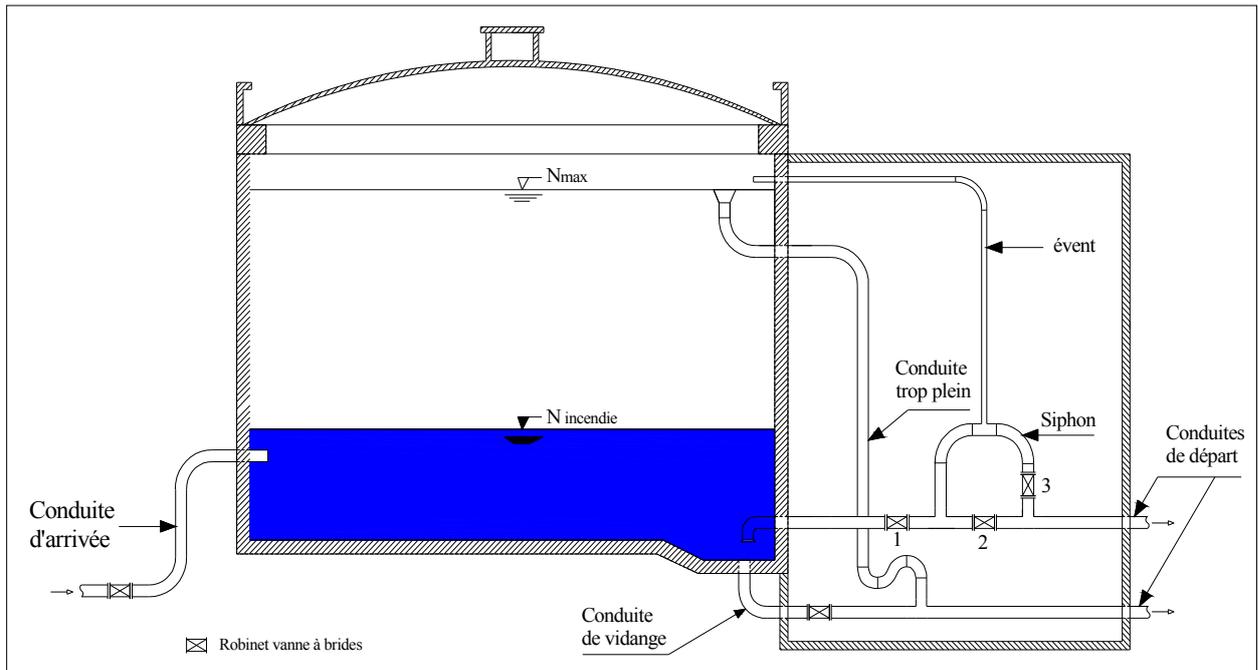


Fig. III.8 : Matérialisation de la réserve d'incendie

III.4. 7. Système automatisé

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

III .5.Détermination de la capacité du réservoir :

Les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

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

$$V_{\text{stockage}} = V_{\text{maxj}} + n \cdot V_{\text{incendie}}$$

Avec : V_{maxj} : Volume maximum journalier (m³)

n : Nombre d'incendie égal à 3

V_{incendie} : volume d'incendie

Tableau III.1: Tableau donnant la capacité des réservoirs projetés en fonction de Tf

Qmax.j (m ³ /j)	nombre d'incendie	Vol Incendie (m ³)	Capacité du Réservoir d'eau		
			Temps de fonctionnement (Heure)	Calculé (m3)	Théorique (m3)
6365	3	360	24H/24H =1	6725.00	3500+3500
			20H/24H=0,83	5643.00	4000+2000
			12H/24H=0,5	3542.50	4000
			8H/24H=0,333	2481.50	3000

On a choisi un temps de fonctionnement de 20h/24h parce que la majorité des industries ne fonctionnent pas 24h/24h et pour réaliser un projet économique on opte par ce temps de fonctionnement.

$$Vt=5643.00 \text{ m}^3$$

On prend un volume de deux réservoirs :

$$V1=4000 \text{ m}^3 \text{ et } V2=2000 \text{ m}^3$$

III.6.Dimensionnement de réservoir

- **Forme des réservoirs :**

On opte pour la forme circulaire puisque le volume est inférieur à 10000 m³. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III-1)}$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

Donc la hauteur que nous avons optés est : h=5m.

- **La hauteur d'eau h**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad \text{(III-2)}$$

- **Section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad \text{(III-3)}$$

- **Hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir (m) ;

h: Hauteur d'eau (m) ;

R : Revanche (m).

- **La hauteur de la réserve d'incendie**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III-5)}$$

Les dimensions de réservoir terminal sont portées dans le tableau III-2:

Tableau III.2: Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté

Paramètre	Dimension	Réservoir 1	Réservoir 2
Hauteur d'eau	m	5	5
Volume du réservoir	m ³	4000	2000
Diamètre calculé	m	31,8	22,6
Diamètre théorique	m	31,8	22,6
Rayon théorique	m	16,0	11,3
Surface de la cuve	m ²	800	400
Revanche	m	0.35	0.35
h inc	M	0,45	0.9

III.7. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les deux réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre.
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.

III.8. Conclusion :

Après ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution) ; pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage de la cuve. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

-Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la zone industrielle, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différents types d'industries et d'équipements.

À partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de conduites sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Il faut prévenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

IV .Dimensionnement de réseau de distribution et d'incendie :**IV.1.Classification des réseaux :**

Le réseau de distribution peut avoir une forme ramifié ou maillé ce qui est plus courant La structure du réseau est dictée par la configuration des rues, la localisation des quartiers des industries, en terme général nous distinguons :

IV.1.1.Le réseau ramifié :

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

IV.1.2.Le réseau maillé :

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

Le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généralisé dans les agglomérations rurale sous forme associées a des résumés ramifiés (Limitation de nombres de maille en conservant certaine ramification. Bien que son cout soit élevé ; il reste préférable au réseau ramifié car : dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville. Ce réseau présente les avantages suivants :

- 1) Une alimentation de retour.
- 2) Isolation du tronçon accidenté par une simple manœuvre de robinet.

IV.1.3.Le réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisée par les différences de niveau très important ; ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas (norme de pressions ne sont pas respectées). En effet ce Système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régularisés la pression dans le réseau.

IV.2. Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution nous soumis appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lequel, nous avons :

- 1) L'emplacement des cartiers.
- 2) L'emplacement des consommateurs.
- 3) Le relief.
- 4) Le souci d'assurer un service souple et précis.

IV.3. Principe de tracé de réseau choisi :

Pour tracer un réseau de type maillé, il faut disposer d'un plan topographique de la zone d'étude et un certain nombre de condition qu'il faut respecter :

- Avant tout , il faut repérer les gros consommateurs .
- Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle qui doivent être bien réparties afin d'avoir une bonne répartition d'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entres elles par des conduites secondaires pour former des boucles afin d'alimenter l'intérieur .

IV.4. Choix de type des matériaux :

Dans le but de bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivantes :

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

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à Haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD qui présentent les avantages suivants :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Souplesse, légèreté e facilité d'utilisation.
- Facilité de transport et de stockage.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.
- Résistance aux conditions climatiques

IV.5. Calcul hydraulique du réseau :

Les conduites devront transiter les eaux avec plus fort débit instantané l'heure de pointe ainsi l'heure pour laquelle la consommation est minimale.

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante, tout à bord nous déterminant :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- Les débits de route pendant les heures considérées.
- Le débit spécifique en considérant les débits de route.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV.6. Détermination des débits :

IV.6.1.1. Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau IV.1 : Détermination de débit spécifique :

Heure de pointe	Q_{Pointe} (l/s)	73.67
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	11202.35
	q_{sp} (l/s/m)	0,0065763

IV.6.1.2. Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

IV.6.1.3. Détermination des débits nodaux:

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1-2	193,19	0,0065763	1,270	0,635
2	2-3	395,03		2,598	2,085
	2-5	239,21		1,573	
3	3-2	395,03		2,598	3,52
	3-4	208,79		1,373	
	3-6	467		3,071	
4	4-3	208,79		1,373	3,201
	4-5	196,79		1,294	
	4-7	567,89		3,735	

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) (suite)

5	5-r1	226,44		1,489	2,178
	5-2	239,21		1,573	
	5-4	196,79		1,294	
6	6-3	467		3,071	3,540
	6-7	192,27		1,264	
	6-9	417,43		2,745	
7	7-4	567,89		3,735	3,826
	7-6	192,27		1,264	
	7-8	403,52		2,653	
8	8-7	403,52		2,654	2,636
	8-9	158,62		1,043	
	8-10	239,57		1,575	
9	9-6	417,43		2,746	1,894
	9-8	158,62		1,043	
10	10-8	239,57		1,575	3,516
	10-11	319,32		2,10	
	10-12	510,27		3,356	
11	11-10	319,32		2,10	2,195
	11-13	348,32		2,291	
12	12-10	510,27		3,356	3,391
	12-13	125,81		0,827	
	12-20	395,3		2,60	

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) (suite)

13	13-11	348,32	2,291	2,115
	13-12	125,81	0,827	
	13-15	168,97	1,111	
14	14-15	497,38	3,271	3,058
	14-20	432,66	2,845	
15	15-13	168,97	1,111	4,093
	15-14	497,38	3,271	
	15-16	622,32	4,093	
16	16-15	622,32	4,093	4,646
	16-17	349,23	2,297	
	16-19	441,31	2,902	
17	17-16	349,23	2,297	2,143
	17-18	302,54	1,99	
18	18_17	302,54	1,99	2,00
	18-19	304,96	2,006	
19	19-16	441,31	2,902	3,868
	19-18	304,96	2,006	
	19-r2	429,93	2,827	
20	20-12	395,3	2,60	3,072
21	21-20	106,16	0,698	3,694
	21-22	636,85	4,188	
	21-24	380,45	2,502	

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) (suite)

22	22-21	636,85	4,188	3,982
	22-23	574,43		
23	23-22	574,43	3,778	4.454
	23-24	465,95	3,064	
	23-25	314,37	2,067	
24	24-21	380,45	2,502	2,783
	24-23	465,95	3,064	
25	25-23	314,37	2,067	1,034
R1	r1-5	225,33	1,482	
R2	r2-19	429,93	2,827	

IV.7. Calcul des débits donnés par chaque réservoir (cas de pointe) :***IV.7.1. Le débit donné par le réservoir R₁ (Q_{R1}) :***

On a la somme de débits aux nœuds pour le cas de pointe :

$$\sum Q_{ni} = 73,70 \text{ l/s}$$

Le volume total des 2 réservoirs est égal 6000 m³, et le volume du réservoir (R₁) égal 4000 m³

Nous déduisons que le débit Q_{R1} qui sera égal :

$$Q_{R1} = (4000 \cdot 73,70) / 6000 = 49,14 \text{ l/s}$$

Donc:

Q_{R1} = 49,14 l/s

IV.7.2. Le débit donné par le réservoir R₂ (Q_{R2}) :

De la même façon on calcul le débit donné par le réservoir R₂ :

$$Q_{R2} = (2000 \cdot 73,70) / 6000 = 24,57 \text{ l/s}$$

Donc:

$$Q_{R2} = 24,57 \text{ l/s}$$

IV.8.Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

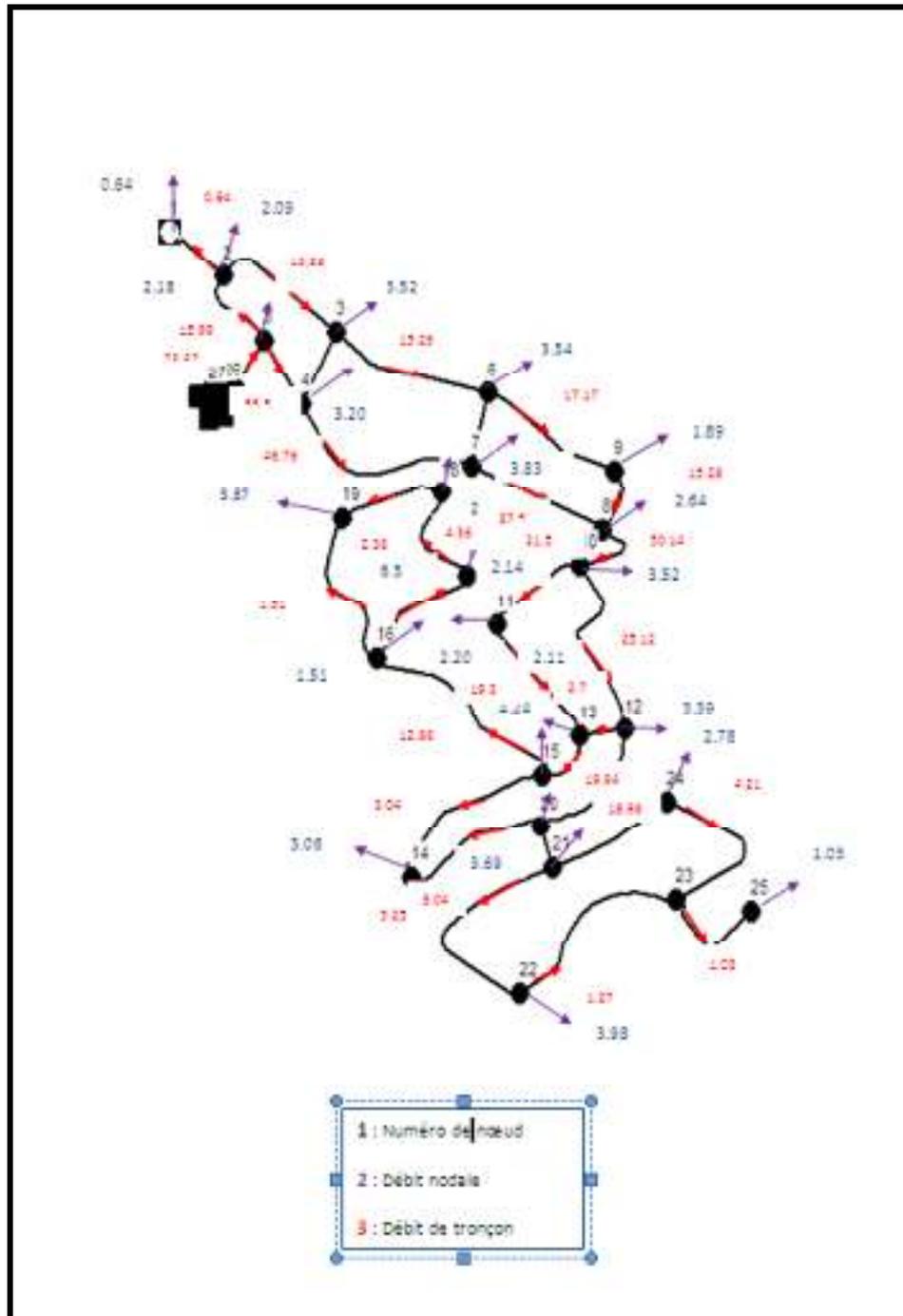


Figure IV.1: Répartition arbitraire des débits en cas de pointe

IV.9. Calcul du réseau de distribution (cas de pointe) :**IV.9.1. Détermination Des diamètres avantageux :**

Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), en se basant sur le tableau suivant qui donnent les diamètres avantageux en fonction des débits limites.

Tableau IV.4: Diamètres avantageux en fonction des débits limite

Diamètres (mm)	Débits limites (l/s)
50	<2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 à 9.1
125	9.1 à 13.8
150	13.8 à 23.6
200	23.6 à 44
250	44 à 71
300	71 à 103
350	103 à 144
400	144 à 217
500	217 à 505

(Source : CNERU)

IV.9.2. Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transition.

IV.10. Calcul du réseau par logiciel EPANET:

IV.10.1. présentation du logiciel :

IV.10.1.1. Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. **EPANET** calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, **EPANET** fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

IV.10.1.2. capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

La formule choisie pour le calcul des pertes de charge est la formule de Darcy Weisbach.

IV.10.2. Les résultats de calcul :

Les résultats de calcul de réseau sont indiqués dans des tableaux selon les cas :

V.10.2.1.réseau de distribution :

Tableau IV.6: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau de distribution)

N° de Conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge unitaire(m/km)
P-1	R1,R2	5	226.44	315	73.71	1.22	4,72
P-2	5	4	196.79	315	59,28	0.9	3.19
P-3	5	2	239,21	160	12.25	0.67	3.26
P-4	2	1	193,19	75	0.64	0.24	1.6
P-5	2	3	395.03	160	9.52	0.56	2.45

Tableau IV.6: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau de distribution)

P-6	3	6	467	200	10.68	0.87	4.75
P-7	4	3	208.79	160	4.68	0.84	5.36
P-8	4	7	567.89	250	51,40	1.15	5.58
P-9	6	9	417.43	200	10.31	0.75	3.60
P-10	7	8	403.52	250	44.40	1.18	6.48
P-11	9	8	158.62	160	8.42	0.89	5.97
P-12	8	10	239.57	250	50.18	1.20	5.74
P-13	10	11	319.32	200	22.24	0.86	4.03
P-14	10	12	510.27	200	24.42	0.97	5.29
P-15	11	13	348.32	200	20.98	0.89	4.21
P-16	12	20	395.30	200	19.42	0.95	5.57
P-17	13	12	125.81	63	0.29	0.22	0.40
P-18	13	15	168.97	200	19.54	0.78	3.54
P-19	15	14	497.38	90	2.64	0.51	4.73
P-20	15	16	622.32	160	12.66	0.74	3.97
P-21	16	17	349.23	125	5.17	0.61	4.39
P-22	17	18	302.54	110	3.03	0.45	2.94
P-23	18	19	304.96	90	1.03	0.18	0.64
P-24	16	19	441.31	90	2.84	0.61	5.93
P-25	20	21	106.16	200	15.93	0.76	3.65
P-26	20	14	432.66	75	0.42	0.28	1.85
P-27	21	24	380.45	160	7.27	0.58	2.96
P-28	21	22	636.85	125	4.97	0.53	3.40
P-29	22	23	574.43	75	0.99	0.15	0.69
P-30	24	23	465.95	125	4.49	0.53	3.08
P-31	23	25	314.37	63	1.03	0.46	5.75

Tableau IV.7: Calcul des pressions (réseau de distribution) :

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pression (m)
J-1	110.06	0.64	152,4	42.34
J-2	108.78	2.09	151.48	43.06
J-3	93.23	3.52	135.09	41.86
J-4	158.99	3.2	192.30	42.69
J-5	179.70	2.18	192.93	20.33
J-6	77.08	3.54	120.85	43.77
J-7	100.99	3.83	129.62	28.63
J-8	81.60	2.64	108.52	26.92
J-9	65.89	1.89	112.54	46.56
J-10	72.08	3.52	121.91	49.83
J-11	95.77	2.20	117.67	21.90
J-12	89.36	3.39	114.6	25.24
J-13	95.64	2.11	126.03	30.39
J-14	86.58	3.06	119.92	33.34
J-15	143.84	4.24	189.74	45.90
J-16	130.26	4.65	158.78	28.52
J-17	101	2.14	136.26	35.26
J-18	115.71	2	152.71	37.00
J-19	147.32	3.87	176.9	29.58
J-20	88.06	3.07	135.13	47.04
J-21	85.83	3.69	131.7	45.87
J-22	63.74	3.98	100.75	37.01
J-23	50.05	4.45	82.34	32.29
J-24	77.32	2.78	110.95	33.63
J-25	39.58	1.03	67.16	27.58
R1,R2	192	73.51	194	2

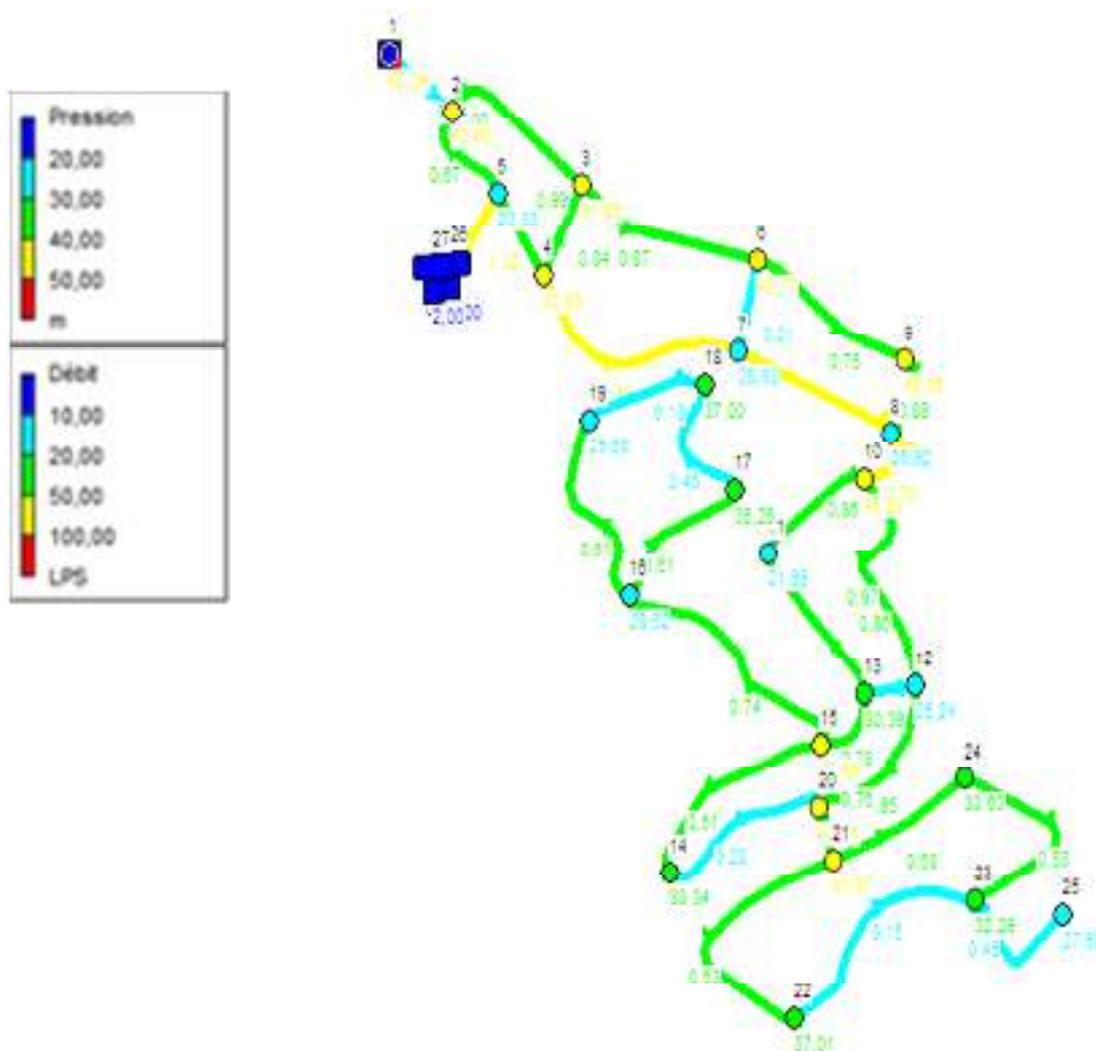


Figure IV.2: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (réseau de distribution)

IV.11. Réseau incendie :

Le réseau incendie a été développé suivant le plan d'aménagement du site, allongeant les trottoirs, il suit parallèlement le réseau d'alimentation en eau potable. Donc on va réaliser un réseau d'incendie séparatif.

Ce réseau assure la protection du site par l'alimentation direct des lots par branchement particuliers à partir de piquage réalisé sur ce dernier, et aussi par moyen de poteaux d'incendies implantés à l'extérieur des lots, sur les trottoirs, sachant que chaque poteau d'incendie est conçu pour sécurisé un rayon de 150 m.

Et aussi dans chaque industries y aura des bâches d'incendies.

Si la superficie de l'industrie est petite on réalise une bache d'incendie de 60 m³

Et si la superficie de 'industrie est grandes on réalise une bache d'incendie de 120 m³

IV.11.1.Hypothèse de calcul :

Le réseau incendie se calcul sur la base d'un débit de 17 l/s pour une durée de 2 heures.

La réserve en eau incendie minimale est assuré de 120 m³, vu l'importance de notre parc nous avons prévu un volume de 360 m³, calculé précédemment .ce volume est stocké directement dans les réservoirs d'eau potable.

la simulation de ce dernier a été effectué sur la base de 3* 17 l/s, soutirés à partir des points les plus défavorables du réseau (Nœud 11 et Nœud 12 et Nœud 24). Sur ce qui suit nous allons vérifier la vitesse et la pression minimale de 1 bar que dois assurer notre réseau en ces points.

Le réseau d'incendie a un diamètre de 127.6 mm et le type de matériaux est en acier.

Tableau IV.8: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau d'incendie)

N° de Conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge unitaire(m/km)
P-1	R1,R2	5	226.44	51	0.84	2.33
P-2	5	4	196.79	44.39	0.73	1.79
P-3	5	2	239,21	6.61	0.39	1.18
P-4	2	1	193,19	0.4	0.42	0.21
P-5	2	3	395.03	6.61	0.42	1.47
P-6	3	6	467	15.28	0.73	3.38
P-7	4	3	208.79	8,67	0.56	2.45
P-8	4	7	567.89	35.72	0.94	3.78
P-9	6	9	417.43	14.68	0.7	3.13
P-10	7	8	403.52	36.32	1.10	5.68
P-11	9	8	158.62	14.68	0.94	6.61
P-12	8	10	239.57	51	1.22	5.92

Tableau IV.8: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau d'incendie) (suite)

P-13	10	11	319.32	21.45	0.8	3.50
P-14	11	13	348.32	4.45	0.18	0.24
P-15	10	12	510.27	29.55	1.21	5.16
P-16	13	12	125.81	2.72	1.08	2.03
P-17	12	20	395.30	15.28	0.73	3.38
P-18	13	15	168.97	1.73	0.12	0.04
P-19	15	14	497.38	1.73	0.41	3.11
P-20	15	16	622.32	0.12	0.17	0.12
P-21	16	17	349.23	0.15	0.30	0.11
P-22	17	18	302.54	0.20	0.52	0.17
P-23	18	19	304.96	0.17	0.38	0.22
P-24	16	19	441.31	0.22	0.42	0.31
P-25	20	21	106.16	17	0.81	4.13
P-26	20	14	432.66	1.73	0.54	6.33
P-27	21	24	380.45	15.62	1.16	1.89
P-28	21	22	636.85	1.38	0.17	0.28
P-29	22	23	574.43	1.38	0.52	6.53
P-30	24	23	465.95	1.38	0.22	0.28
P-31	23	25	314.37	0.3	0.12	0.11

Tableau IV.9: Calcul des pressions (réseau d'incendie)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pression (m)
J-1	110.06	0.00	152,4	43.69
J-2	108.78	0.00	151.48	44.10
J-3	93.23	0.00	135.09	43.28
J-4	158.99	0.00	192.30	43.51
J-5	179.70	0.00	192.93	20.87

Tableau IV.9: Calcul des pressions (réseau d'incendie) (suite)

J-6	77.08	0.00	120.85	45.83
J-7	100.99	0.00	129.62	30.47
J-8	81.60	0.00	108.52	29.08
J-9	65.89	0.00	112.54	48.83
J-10	72.08	3.52	121.91	51.95
J-11	95.77	17	117.67	24.27
J-12	89.36	17	114.6	25.90
J-13	95.64	0.00	126.03	34.03
J-14	86.58	0.00	119.92	38.40
J-15	143.84	0.00	189.74	50.25
J-16	130.26	0.00	158.78	35.25
J-17	101	0.00	136.26	43.52
J-18	115.71	0.00	152.71	46.15
J-19	147.32	0.00	176.9	38.92
J-20	88.06	0.00	135.13	48.56
J-21	85.83	0.00	131.7	47.34
J-22	63.74	0.00	100.75	40.39
J-23	50.05	0.00	82.34	32.31
J-24	77.32	17.00	110.95	32.08
J-25	39.58	0.00	67.16	29.41
R1,R2	192	51.00	194	2

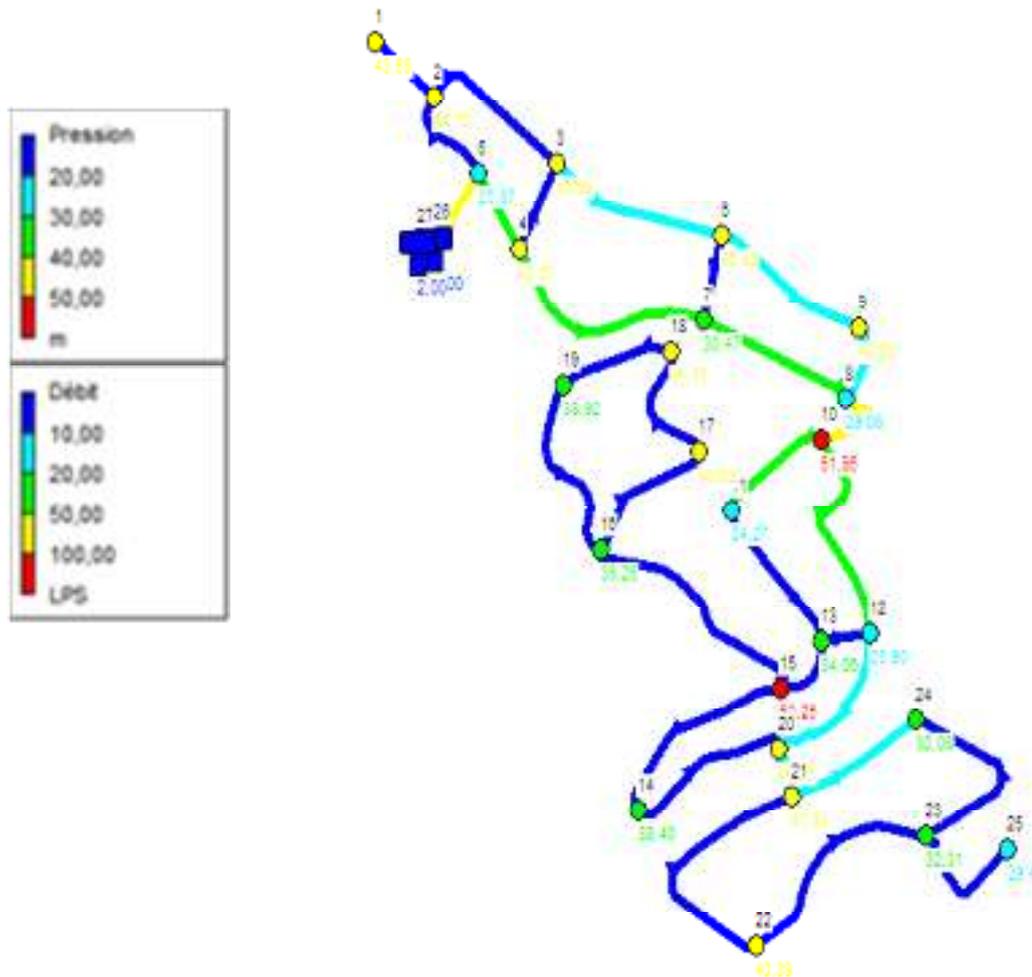


Figure IV.3: Variation de vitesse et de pression dans le réseau d'incendie

IV.12. Equipement du réseau de distribution et d'incendie :

1. Type du matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 500 mm.

Le réseau d'incendie a un diamètre de 127.6 mm et le type de matériaux est en acier.

2. Appareils et accessoires du réseau :

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

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;

- Protéger la canalisation ;
- Vidangé une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- **Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

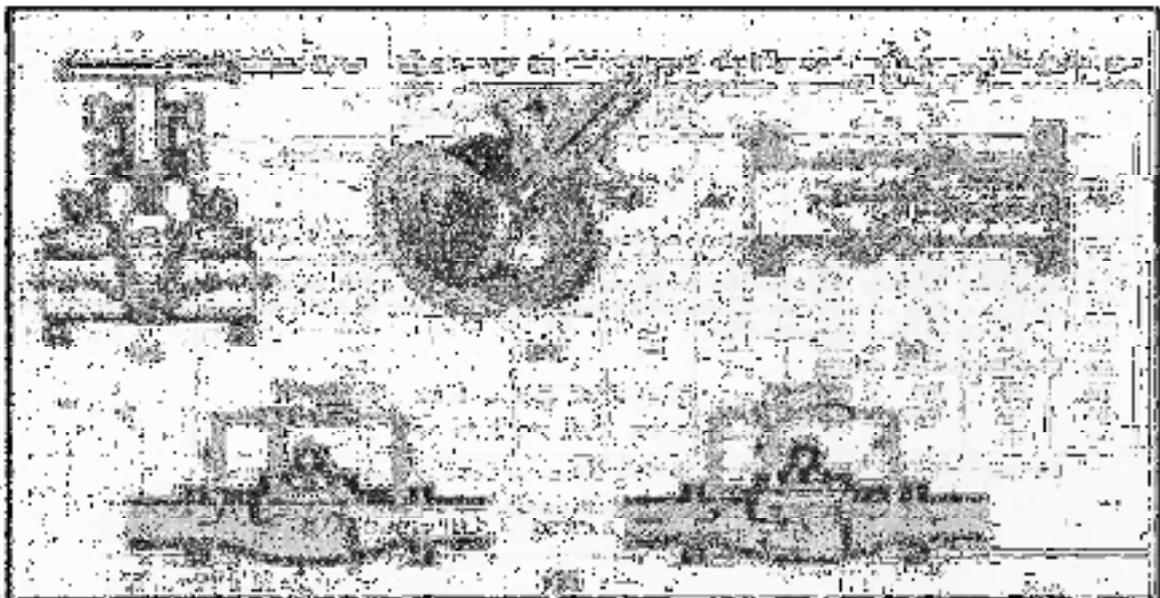


Figure VI.4: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

2.2. Ventouses :

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

2.2.1. Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

2.2.2. Types de ventouses :

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VI.5 : Les différents types de ventouses

2.3. Vidange :

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite

2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

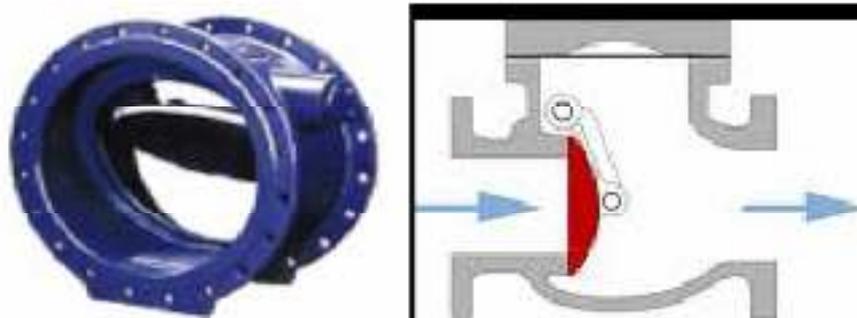


Figure VI.6 : Clapet anti retour

2.5. Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau

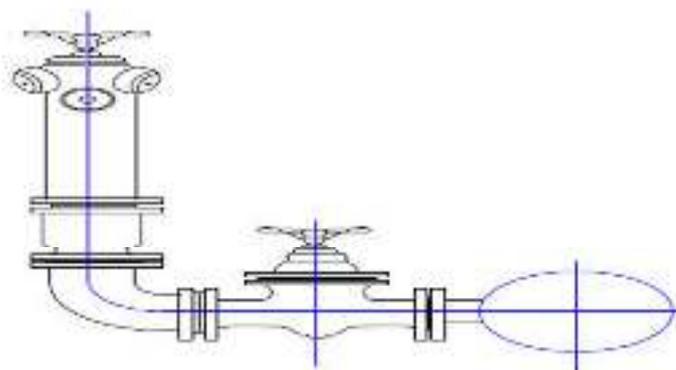


Figure VI.7 : Poteau d'incendie.

2. 6.Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

1) COUDES : Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

2) CONES : Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

3) TÉS : Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

4) JOINTS : En pratique on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

2. 7.Organes de mesure

2.7.1 .Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- **Le diaphragme et Le venturi.**

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient de ces débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

2.7.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

2.7.2.1. Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette

transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VI.8: Manomètre à aiguilles

2.7.2.2. Manomètres à soufflet :

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

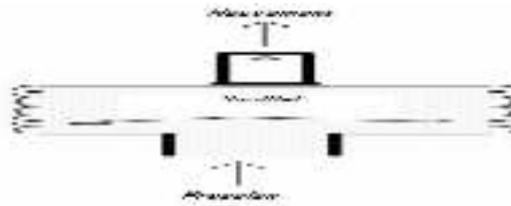


Figure VI.9 : Manomètre à soufflet

Conclusion

A la fin de ce chapitre on peut dire qu'après la conception du réseau, un bon fonctionnement du réseau de distribution et d'incendie a été remarqué, et cela s'est traduit par l'apparition de bonnes pressions aux noeuds et des bonnes vitesses d'écoulement dans les conduites.

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 75mm et 500 mm.

Le réseau d'incendie a un diamètre de 127.6 mm et le type de matériaux est en acier.

Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont en régime turbulent.

V.1 Quelques notions simples sur l'adduction :**V.1.1. Types d'adduction :**

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

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement
- ✓ Adduction mixte

- **Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

- **Adduction par refoulement :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques (pompe). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

- **Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.1.2. Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- ***Écoulement à surface libre:***

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

- ***Écoulement en charge :***

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

IV.1.3. Dépôts dans l'adduction:

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au Niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ✓ Dimensionner correctement de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- ✓ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ✓ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

IV.1.4.Choix du tracé:

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir,
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des Tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner Lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des Coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

V.1.5. Choix du type du matériau de la tuyauterie:

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

- ♦ Diamètre.
- ♦ Pressions supportées.
- ♦ Les conditions d'installation.
- ♦ Le revêtement.
- ♦ La disponibilité.
- ♦ Du prix unitaire.
- ♦ Du type de sol.

- ♦ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.
- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- ♦ Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- ♦ Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend

Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique :

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

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: les conduites métalliques (L'acier, la fonte) matériaux thermoplastique (le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)).

V.1.5.1.les conduites métalliques :

a-conduites en fonte ductile :

la fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2,2 et 4% elle présente les avantages suivants :

- Bonne caractéristique mécanique : résistance élevée et flexibilité
- Longévité importante (50ans)
- Présente une bonne résistance au mouvement du terrain.
- Leur résistance aux pressions peut atteindre 50bars des tuyaux ne dépassent pas 600mm de diamètre et 40bars pour des tuyaux de diamètre supérieur.

Les inconvénients de ce matériau sont :

- En joint express.
- Le non disponibilité sur le marché national.
- Lourds et très chères.
- La nécessité des pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à bride.
- La fragilité et la sensibilité à la surcharge et aux mouvements de sous sol qui provoque le déboîtement des conduites.
- Sensible à la corrosion.

b-conduites en acier :

Les avantages des conduites en acier se présentent comme suit :

- Une longueur des tuyaux qui varie entre 6 à 16 m suivant les diamètres.
- Souplesse de la manutention de ce matériau.
- Ils peuvent supporter des pressions élevées.
- Bonne étanchéité
- Disponible sur marché.
- Plus léger que la fonte ductile.
- Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus ou moins accidentés.

Les inconvénients de ce matériau sont :

- Une sensibilité à la corrosion des sols agressifs ce qui nécessite une protection cathodique avec une maintenance rigoureuse.
- La pose et le soudage de ce matériau exigent une main d'œuvre spécialisée ainsi qu'une forte consommation d'énergie.
- L'élasticité de ce matériau peut entraîner une ovalisation de la conduite pendant le transport.

V.1.5.2.les conduites en plastique (thermoplastiques) :

Les conduites en matière thermoplastique sont principalement réalisées

a- les conduites en PVC (chlorure de polyvinyle) :

Ces conduites présentent les avantages suivants :

- 5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte).
- Faible rugosité.
- Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartage)
- La pose facile des conduites
- La finition des surfaces internes des tubes (lisse) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.

Les inconvénients des conduites PVC :

- Risque de rupture.
- Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
- Une pression nominale inférieure à 20 bars.

b- les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) :

Ils présentent les avantages suivants :

- Faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Bonnes caractéristique hydrauliques.
- Montage facile des vannes, des ventouses et des pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats .
- Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites.
- Plus souple et moins chère
- Il résiste à la corrosion et l'entartrage .

Les inconvénients des conduites en PEHD :

- Pression de service limitée.

V.2.calcul hydraulique :**V.2.1.Diamètre économique :**

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes :

la notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement, ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules :

1/ Formule de BRESSE :

$$Dec = 1.5 \sqrt{Q} \quad (V.1)$$

Remarque: La formule de BRESSE n'est valable que pour les petits projets (longueur De conduite ≤ 1 Km)

2/ Formule de BONNIN :

$$Dec = \sqrt{Q} \quad (V.2)$$

3/ Formule de MUNIER :

$$Dec = (1 + 0.02n)\sqrt{Q} \quad (V.3)$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

Q = débit en m³/s.

4/ autre formule (Source : Cours B.SALAH) :

$$Dec = \frac{1}{E^{\alpha+m}} \cdot Q^{\beta+1} \cdot Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \quad (V.4)$$

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

β, α et m des paramètres qui dépend de type des matériaux, ils sont donnés dans le tableau (V-1) ;

Tableau V.1 : la valeur de α, β, m en fonction du matériau

Tuyau	A	B	M
Acier	1.4	1.9-2	1.9-2
Fonte	1.6	1.9-2	1.9-2
A .ciment	1.95	1.85	4.89
Plastique	1.95	1.77	4.774

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certains exposants hydraulique.

$$E = 10M \cdot \sigma \cdot \gamma \quad (V.5)$$

M : facteur tenant compte des matériaux de la canalisation.

Les valeurs de M sont données dans le tableau (V.2) en fonction de type de matériaux

Tableau V.2 : Les valeurs de M en fonction de type de matériaux

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

σ = 4.67 prix de KWh de l'information : SONALGAZ

γ ; coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage.

Le coefficient γ est donné par la relation suivante ;

$$\gamma = \frac{1}{(k_0 * K_j * k_h)^3} \quad (\text{V.6})$$

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $k_0 := 1.03$ à 1.04

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la de consommation

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{1}{(1.03 * 1.3 * 1.52)^3} = 0.491$$

$M = 0.13$ qui donne $E = 10 * 0.13 * 4.67 * 0.491 = 2.982$

$$D_{ec} = E^{0.15} \cdot Q^{0.45} \cdot Cj^{0.68}$$

$$D_{ec} = 1.18 \cdot Q^{0.45} \quad (\text{V.7})$$

A partir de ces diamètres déterminés par ces formules on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

V.2.2. calcul des pertes de charge :

V.2.2.1. Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m^3/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L \quad (\text{V.8})$$

- V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

- I : gradient hydraulique en (m/m)

- Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{V.9})$$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{V.10})$$

- K_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

- T : temps de service, ($t = 19$ ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 19 = 1,56$ mm.

IV.2.2.2.Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

IV.2.2.3.Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

V.2.3.Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{V.11})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.2.4.Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{V.12})$$

η : rendement de la pompe en (%) (65÷90)%

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

V.2.5. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{V.13})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

V.2.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{V.14})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

V.2.7.Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{V.15})$$

P_{rc}: prix de ml de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (V-16):

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.16})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 19 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10.41\%$$

V.3.Adduction à partir de piquage vers le réservoir R2 :**V.3.1 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-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{V.17})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_c} \quad (\text{V.18})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{eq} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad (\text{V.19})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **β** .

Tableau V.3: Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types de tuyau

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

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,001052**; **$\beta = 2$** ; **m = 4,772**

V.3.2 Calcul de la longueur équivalente :

La longueur de tronçon est présentée dans le tableau suivant:

Tableau V.4: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Piquage 1	Réservoirs projetés R1	1403,70	1544,07

V.3.3 Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)	Pression (m.c.e)	Cote piézométrique (m)
1	Piquage	82,15	120	202,15
3	Réservoirs projeté R1	192	5	197

V.3.4. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (\text{V.20})$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

- **La vitesse d'écoulement**

Dans le cas d'adduction, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{V.21})$$

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).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.6: Diamètre calculé pour le tronçon de l'adduction

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{\text{calculé}}$ (mm)
50,52	1403,70	1544,07	0,00296	5,15	235,24

Tel que : $\Delta H_t = C_{p_{\text{Piquage}}} - C_{p_{R2}} = 202,15 - 197 = 5,15 \text{ m}$

V.3.5. Normalisation de diamètre

Après la normalisation on a abouti au résultat qui est représentée dans le tableau suivant (la formule V.17):

Tableau V.7: Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D_{ca} (mm)	D (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
1	50,52	235,24	250	3,1034	1,03

V.3.6 .Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figure dans le tableau suivant:

Tableau V.8: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
250	2147,78	1403,70	3014840,93
Bilan			3014840,93

V.4. Adduction à partir de forage :

Notre ville d'étude dispose d'un forage F qui refoult vers le réservoir de 2000 m^3 . Pour déterminer le diamètre économique, on utilise la formule V.4

Les calculs sont récapitulés dans le tableau (V .9) qui suit :

Tableau V.9 : calcul de diamètre économique et la vitesse correspondante :

Tronçon	Débit (l/s)	D cal (mm)	D norm(mm)	V(m/s)	Obs
F-R2	23,15	219.14	250	0.478	N'est pas vérifier

Sur le tableau on remarque que la vitesse n'est pas vérifiée car (<0.5) donc on doit diminuer le diamètre pour augmenter la vitesse.

Tableau V.10 : nouveau diamètre et vitesse correspondante

Tronçon	Débit (l/s)	D cal (mm)	D norm(mm)	V(m/s)	Obs
F-R2	23,15	219.14	200	0.737	Vérifiée

V.4.1.calcul des pertes de charge :

En utilisant la formule (V.8). On calcule les pertes de charges totales du tronçon F-R2

Les valeurs sont mentionnées dans le tableau :

Tableau V.11 : Calcul des pertes de charge

Tançons	longueur(m)	Longueur équivalente(m)	Débit (m ³ /s)	D éco (m)	Perte de charge
F-R2	3623,044	4166,501	0.02315	0.2	12,132

V.4.2.calcul de la HMT de forage :

En appliquant la formule (V.9) ci –dessus, on détermine la HMT de forage

Nous savons que la cote de trop pleine de réservoir est $C_{tp}=197$ m

$$\text{Sachant que} \quad C_{p \text{ forage}} = C_{tp \text{ rés}} + \Delta H_{\text{rés-forage}} \quad (\text{V.22})$$

$C_{p \text{ forage}}$: cote piézométrique de forage F.

$C_{tp \text{ rés}}$: cote de trop plein de réservoir.

$\Delta H_{\text{rés-forage}}$: perte de charge entre le réservoir et le forage.

$$\text{A.N : } C_{p \text{ forage}} = 197 + 12.132 = 209.132$$

$$C_{p \text{ forage}} = 209.132 \text{ m}$$

$$C_{p \text{ forage}} = 209.132 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale de la pompe immergée de F est donnée par la formule suivante:

$$HMT = C_{p \text{ forage}} - C_{ND} \quad (\text{V.23})$$

HMT: hauteur manométrique totale.

C_{ND} : cote de niveau dynamique

C_{ND} = cote au sol du forage (F) - Niveau dynamique du forage (F)

$C_{ND} = 209.1318 - 88.29 = 120.8418$

HMT = 88.29 m

Tableau V.12 : calcul la hauteur manométrique de forage.

Forage	Débit (m ³ /s)	$\Delta H_{\text{rés-forage}}$ (m)	$C_{p \text{ forage}}$ (m)	C_{ND} (m)	HMT (m)
F	0.02315	12.132	209.132	120.8418	88.29

Variante N°1 : le type de matériaux utilisé le PEHD

Tableau V.13: Calcul de la hauteur manométrique total (HMT) (variante 1)

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Λ	L (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	Hg	HMT (m)
160	0.02315	1,152	0,03895353	3623,0443	0,03521308	91.7287325	76.158	168.386931
200	0.02315	0,737	0,03541088	3623,0443	0,00810656	29,3704205	76.158	106,028619
250	0.02315	0,472	0,03298552	3623,0443	0,0026024	9,42862538	76.158	86,0868241
315	0.02315	0,297	0,03072712	3623,0443	0,00080427	2,91392117	76.158	79,5721199
400	0.02315	0,184	0,02862802	3623,0443	0,00023954	0,8678556	76.158	77,5260543

Tableau V.14 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites (variante 1)

D (mm)	Hmt (m)	puissance (KW)	Energie (KW/an)	prix du (DA/KWh)	Dépense (m)
160	168.387	82,60	723534,78	4,67	3378907,44
200	106,029	52,01	455587,58	4,67	2127594,01
250	86,087	42,23	369909,79	4,67	1727478,64
315	79,572	39,03	341894,78	4,67	1596648,64
400	77,526	38,03	333129,35	4,67	1555714,08

Tableau V.15: Calcul des Frais d'amortissement des conduites (variante 1)

D (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
160	3623,0443	849,42	3077486,29	0,10412763	320366,32
200	3623,0443	1333,8	4832416,49	0,10412763	503054,37
250	3623,0443	2147,78	7781502,09	0,10412763	810054,37
315	3623,0443	3313,78	12005971,74	0,10412763	1249821,66
400	3623,0443	5850	21194809,16	0,10412763	2206379,63

Tableau V. 16: Bilan des frais des conduites (variante 1)

D (mm)	Frais	Frais	Frais
--------	-------	-------	-------

	d'exploitation(DA)	d'investissement(DA)	totaux(DA)
160	3378907,44	320366,32	3 699 274
200	2127594,01	503054,37	2 359 564
250	1727478,64	810054,37	2 537 533
315	1596648,64	1249821,66	2 846 470
400	1555714,08	2206379,63	3 762 094

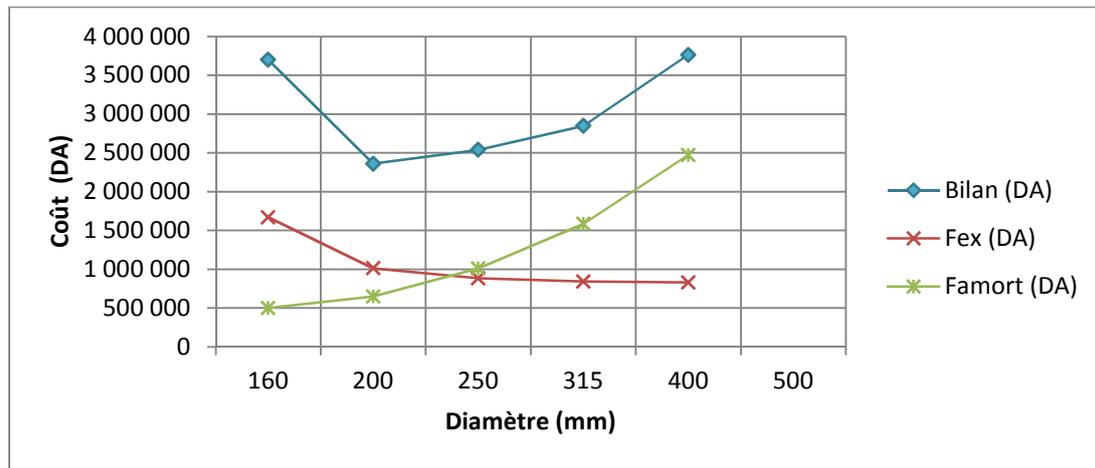


Figure V.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Forage-R2) (variante1)

Variante N°2 : le type de matériaux utilisé fonte ductile

Tableau V.17: Calcul de la hauteur manométrique total(HMT) (variante 2)

D (mm)	V (m/s)	λ	L(m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	1,311	0,03895353	3623,0443	0,019778737	71,660	148,317
200	0,737	0,03541088	3623,0443	0,005761658	20,874	97,533
250	0,472	0,03298552	3623,0443	0,00171986	6,231	82,889
300	0,328	0,03118416	3623,0443	0,000641622	2,324	78,983
350	0,241	0,0297738	3623,0443	0,000279094	1,011	77,669

Tableau V.18 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites (variante 2).

D(mm) F-R1	Puissance(KW)	Energie (KWh)	prix du (DA/KWh)	Frais d'exploitations
150	72,75	637285,52	4,67	2976123,37
200	47,84	419077,84	4,67	1957093,53
250	40,66	356155,80	4,67	1663247,57
350	38,74	339372,57	4,67	1584869,92
450	38,10	333726,61	4,67	1558503,25

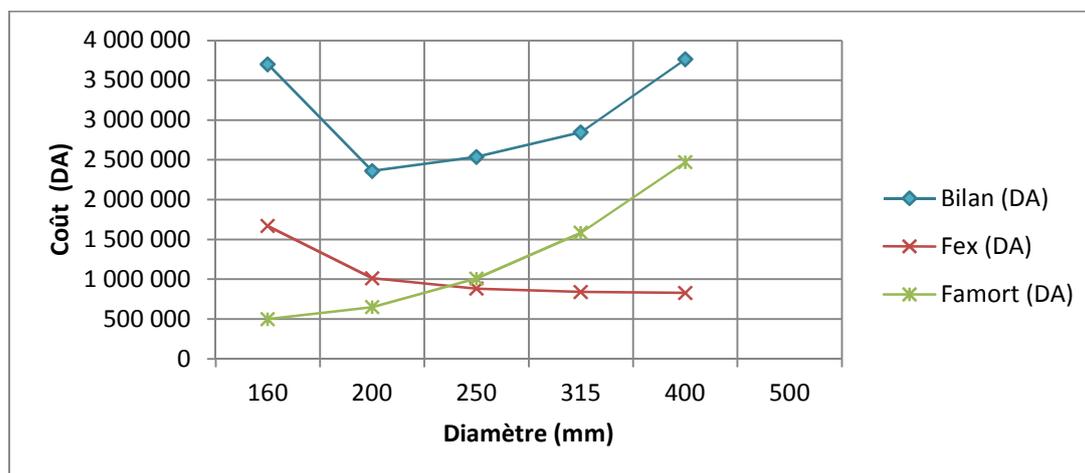
Tableau V.19 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites (variante2).

D(mm)	L(m)	Prix du ml	Prix total	Annuité	Investissement(DA)
-------	------	------------	------------	---------	--------------------

forage-R2		(DA)	(DA)		
150	3623,0443	8534,23	30919893,4	0,10412763	3218760,90
200	3623,0443	10323,1	37401048,6	0,10412763	3893449,16
250	3623,0443	11542,36	41818481,6	0,10412763	4353303,94
300	3623,0443	12336,05	44694055,6	0,10412763	4652651,19
350	3623,0443	13521,23	48988015,3	0,10412763	5099652,39

Tableau V.20: Bilan des frais des conduites

D(mm)	F exploitations (DA)	F investissements(DA)	Bilan (DA)
150	2976123,37	3218760,90	6 194 884
200	1957093,53	3893449,16	5 850 543
250	1663247,57	4353303,94	6 016 552
300	1584869,92	4652651,19	6 237 521
400	1558503,25	5099652,39	6 658 156

**Figure V.2 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (**Forage-R2**) (**variante2**)

Donc par des conditions économiques et aussi d'avantage on choisit la variante n°1 D'après le graphe des frais d'amortissement et d'exploitation précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=200\text{mm}$; et la vitesse d'écoulement $V=0.73\text{ m/s}$. Cette vitesse d'écoulement est vérifiée

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction à partir de piquage vers le réservoir 4000 m³ avec un diamètre de 250 mm de type PEHD et aussi l'adduction qui refoule vers le Réservoir 2000 m³ avec un diamètre de 200mm de type PEHD et sur une longueur de 3623,0443 m

Introduction :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide) ; c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (souplesion), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

VI. Coup de bélier :**VI.1. Causes du coup de bélier :**

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.2. Risques dûs aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

VI.2.1. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible

des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VI.2.2. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.2.3. Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.3. Interprétation physique du coup de bélier :

- **1^{ère} phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

- **2^{ème} phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire 2L/a depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

- **3^{ème} phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire 3L/a depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4^{ième} phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire 4L/a

depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. [3]

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VI.4. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

- **Vanne à fermeture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.

- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.
 - **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- **Réservoir d'air :**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

VI.5. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.5.1. Dimensionnement de réservoir d'air :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \quad [m/s];$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \times 10^{11}$ pour le PEHD ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,5$ (PEHD) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : on considère que tout le tronçon de refoulement est en PEHD.

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \quad [m];$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10 \quad [m];$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z + 10 \quad [m];$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe VI.1)}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}};$$

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

Application :

- **Les données de base :**

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.01: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Tronçon	Type de	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Forage-R2	PEHD	200	0,0314	0.7373	3623.04	76,1582

- **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.02: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa) *10 ⁹	P (Kg/m ³)	a (m)	v_{μ}	v_{σ}	$E_s(\text{Pa})$ *10 ⁸	$E_m(\text{Pa})$ *10 ¹¹	e_m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,0818	0,46	0,33	2	3	0,0364	1282,99534

- **Calcul de la capacité de réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.03: Calcul de volume de réservoir d'air.

Z_0 (m)	Z_{\max}	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{\max} (m ³)	Volume normalisé
98,29	194,72	1,981	0,737	9,81	0,028	0,00028	0,0016	0,57	0,18	0,32216	500

VI.5.2. Caractéristiques finales du réservoir d'air :

D'après la figure (VI-04), les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.04: Les dimensions du réservoir d'air (Annexe : VI.2)

N_{normalisé} (litre)	D (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)
500	630	1195	1798	475	60	80	490	1000

Conclusion :

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier , on a prévu d'installer des réservoirs d'air. L'étude de ce phénomène nous a permis de dimensionner ces derniers avec la méthode de VIBERT.

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ❖ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ❖ Nivellement de la plate-forme de pose ;
- ❖ Excavation des tranchées ;
- ❖ Pose des conduites ;
- ❖ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ❖ Remblaiement des tranchées.

VII. 1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII. 2. Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point

VII.3. Décapage de la couche de terre végétale:

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

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

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

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

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

Pour la réalisation de cette opération,

On opte un bulldozer ou un angledozer.



Figure VII.1 : Un angledozer

VII.4. 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.

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

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique figure VIII.2.



Figure VII.2 : Une pelle mécanique

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

La profondeur de la tranchée (Htr) ;

La largeur de la tranchée (b) ;

VII.4.1. La profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;

h = 1m ;

h1 : épaisseur du lit de pose h1 = 0,2 m ; $\Rightarrow Htr = D + 1.2$

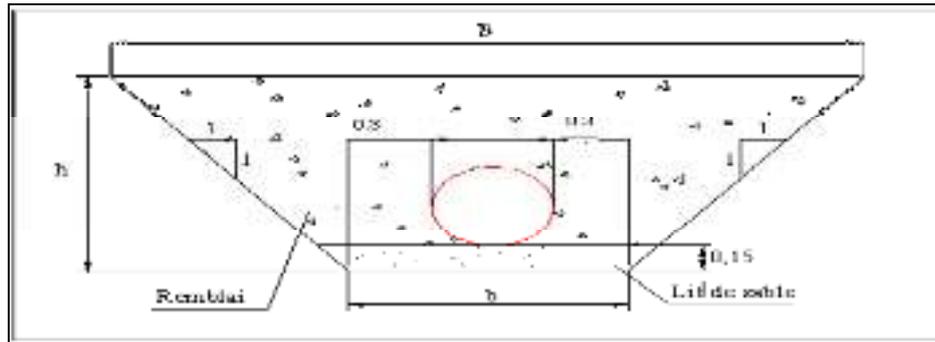


Figure VII.3. Coupe en travers de tranchée de la conduite

VII.4.2. Largeur de tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VII.4.3. Choix du coefficient du talus:

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

Tableau VII.2 : Choix du coefficient du talus.

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Remarque : Dans notre cas le sol est limon sableux.

VII.4.4. Section de la tranchée :

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

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

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

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VII.4.5. Volume à excaver :

Le volume d'excavation est :

$$V_d = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Vd : Volume du déblai (m³)

St : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

b : La largeur de la tranché (m).

Htr : La hauteur du tranché (m).

➤ **Réseau de distribution :**

Tableau VII.3: Calcul du volume du déblai(réseau de distribution)

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
75	951,6	0,675	1,275	0,861	497,806	1134,932
90	792,29	0,69	1,29	0,890	431,877	1160,153
110	1951,7	0,71	1,31	0,930	1122,423	1193,781
125	2598,93	0,725	1,325	0,961	1554,485	1219,001
160	3395,57	0,76	1,36	1,034	2219,345	1277,85
200	3893,52	0,8	1,4	1,12	2803,334	1345,105
250	1042,96	0,85	1,45	1,232	842,190	1429,174
315	2158,71	0,915	1,515	1,386	2004,848	1538,464
500	28,53	1,1	1,7	1,87	37,66	1849,519
Total	16813,81				11513,967	12147,97

➤ **Réseau d'incendie :**

Tableau VII.4: Calcul du volume du déblai(réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
150	16543,3343	0,75	1,35	1,0125	10546,3756	2226,8324

➤ **Réseau d'adduction :**

Tableau VII.5: Calcul du volume du déblai (réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	b(m)	H tr	S d	V déblai	V décapage
200	3623,0443	0,8	1,4	1,12	2608,5919	289,843544
250	1403,701	0,85	1,45	1,2325	1133,4886	119,3146

VII.4.6.Détermination de la capacité du godé :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau N°VII.6 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobelet égale à 0,55 m³.

VII.4.7. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du gobelet 0.55 m³.

K_R : coefficient de remplissage du gobelet K_R = 0,8 - 0,9 on prend K_R = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: varie entre (0,7- 0,9) ,on prend K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobelet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0.55 \times 0.8 \times 0.8}{20 \times 1.2} = 52.8 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 422.4 m³/j.

VII.4.8. Calcul du volume de lit de sable :

On calcul ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s = e \times B \times L$$

Avec :

e : l'épaisseur de la couche de sable (0.1m)

VII.4.9. Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume de déblai et le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable

$$V_r = V_d + (V + V_s)$$

V_r : volume de remblai compacté (m³)

V_d : volume de déblai (m³)

V_s : volume de lit de sable (m³)

V : volume occupé par la conduite V = L × πφ²/4

L : longueur de la conduite

φ: diamètre de la conduite

➤ Réseau de distribution :

Tableau VII.7: Calcul du volume du remblai(réseau de distribution)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V	Vs	V _r
75	951,6	497,806	4,202	64,233	429,371
90	792,29	431,877	5,038	54,668	372,171
110	1951,7	1122,423	18,538	138,571	965,314
125	2598,93	1554,485	31,878	188,422	1334,185
160	3395,57	2219,345	68,237	258,063	1893,044
200	3893,52	2803,334	122,257	311,482	2369,596
250	1042,96	842,190	51,170	88,652	702,3683
315	2158,71	2004,848	168,145	197,522	1639,181
500	28,53	37,66	5,599	3,1383	28,922
Total	16813,81	11513,967	475,064	1304,751	9734,153

➤ Réseau d'incendie:

Tableau VII.8: Calcul du volume du remblai(réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V	Vs	V _r
150	16543,3343	10546,3756	292,197	1240,751	9013,4289

➤ Réseau d'adduction

Tableau VII.9: Calcul du volume du remblai(réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V	Vs	V _r
200	3623,0443	2608,5919	113,764	289,844	2204,98476
250	1403,701	1133,4886	68,8691	119,3146	945,3049

VII.4.10. calcul de volume excédentaire :

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

V_{exc} : volume du sol excédentaire en m³

V_f : volume du sol foisonné en m³

$$V_f = V_d \cdot k_f$$

V_d : volume du déblai en m³

k_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$k_f = 1.25$$

➤ Réseau de distribution :

Tableau VII.10: Calcul du volume excédentaire (réseau de distribution)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V _f	V _r	V _{exc}
75	951,6	497,806	622,257	429,371	192,887
90	792,29	431,877	539,847	372,171	167,675
110	1951,7	1122,423	1403,028	965,314	437,715
125	2598,93	1554,485	1943,106	1334,185	608,921
160	3395,57	2219,345	2774,181	1893,044	881,137
200	3893,52	2803,334	3504,168	2369,596	1134,572
250	1042,96	842,190	1052,738	702,3683	350,369
315	2158,71	2004,848	2506,06	1639,181	866,879
500	28,53	37,66	47,074	28,922	18,152
Total	16813,81	11513,967	14392,459	9734,153	4658,307

➤ Réseau d'incendie :

Tableau VII.11: Calcul du volume excédentaire (réseau d'incendie)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V _f	V _r	V _{exc}
150	16543,3343	10546,3756	13182,969	9013,4289	4169,5406

➤ Réseau d'adduction:

Tableau VII.12: Calcul du volume excédentaire (réseau d'adduction)

D (mm)	L c (m)	V déblai	V _f	V _r	V _{exc}
200	3623,0443	2608,5919	3260,739	2204,98476	1055,7551
250	1403,701	1133,4886	1416,8607	945,3049	471,5558

VII.5. Le compactage :

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

**Figure VII.4:** Rouleau lisse

VII.6.Devis estimatif :**Tableau VII.13:** volumes et cout des travaux total.

Désignation de travaux	Unité	Quantités	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
Décapage de la couche végétale	m3	14783,96	200	2956792,10
Déblai	m3	26436,43	300	7930927,88
Lit de sable	m3	10002,92	800	8002333,89
Conduite	m3	38383,90	400	15353555,80
Remblai compacté	m3	21897,87	800	17518297,30
Volume excédentaires	m3	35909,06	160	5745450,19
Total				57507357
TVA				9776250,7
TTC				67283607,70

Remarque :

Les TVA (Taxe à Valeur Ajoutée) sont de 17%.

Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définit aussi les engins que l'on peut utiliser dans le chantier

Conclusion général

Dans notre étude qui interprète l'étude « d'alimentation en eau potable de la zone industrielle EL Kseur – Fénaia –il Maten (w.béjaia) » Nous avons englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. A travers celle-ci nous avons :

Le schéma d'alimentation en eau potable de la zone d'étude sera comme suit :

- La zone sera alimentée à partir d'un forage situé sur la rive gauche de l'Oued Soummam par moyen d'une conduite de DN 200 PEHD qui va longer la limite Sud et Ouest du périmètre d'étude, sur une longueur de 3623.04 m, en parallèle du mur de clôture de la zone pour court terme et à partir de barrage de Tichi Haff à long terme.
- Une capacité de stockage de 6000 m³ sera implantée au niveau du point le plus haut du site afin de permettre une distribution gravitaire.
- Un réseau de distribution sera projeté suivant le plan d'aménagement adopté et permettra d'atteindre et d'assurer la distribution de tous les lots projetés sans exception ainsi le réseau d'incendie pour protéger la zone.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires.

L'adduction est composé de deux adductions (forage –R2 et piquage –R1).

La mise en ouvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système.

Annexe N° IV.1

Calcul du débit en fonction du diamètre et de la vitesse d'écoulement :

Désignation	D ext(mm)	Dint(mm)	Dint(m)	S(m ²)	V(m/s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /h)
PEHD25PN6	25	21	0,021	0,00035	2,00	0,0007	2,4938
PEHD25PN10	25	21	0,021	0,00035	2,00	0,0007	2,4938
PEHD25PN16	25	19	0,019	0,00028	2,00	0,0006	2,0414
PEHD32PN6	32	28	0,028	0,00062	2,00	0,0012	4,4334
PEHD32PN10	32	27,2	0,027	0,00058	2,00	0,0012	4,1837
PEHD32PN16	32	24,8	0,025	0,00048	2,00	0,0010	3,4780
PEHD40PN6	40	36	0,036	0,00102	2,00	0,0020	7,3287
PEHD40PN10	40	34	0,034	0,00091	2,00	0,0018	6,5370
PEHD40PN16	40	31	0,031	0,00075	2,00	0,0015	5,4343
PEHD50PN6	50	45,2	0,045	0,00160	2,00	0,0032	11,5531
PEHD50PN10	50	42,6	0,043	0,00143	2,00	0,0029	10,2622
PEHD50PN16	50	38,8	0,039	0,00118	2,00	0,0024	8,5131
PEHD63PN6	63	57	0,057	0,00255	2,00	0,0051	18,3726
PEHD63PN10	63	53,6	0,054	0,00226	2,00	0,0045	16,2462
PEHD63PN16	63	48,8	0,049	0,00187	2,00	0,0037	13,4667
PEHD75PN6	75	67,8	0,068	0,00361	2,00	0,0072	25,9945
PEHD75PN10	75	63,8	0,064	0,00320	2,00	0,0064	23,0178
PEHD75PN16	75	58,2	0,058	0,00266	2,00	0,0053	19,1544
PEHD90PN6	90	83	0,083	0,00541	2,00	0,0108	38,9563
PEHD90PN10	90	79,2	0,079	0,00493	2,00	0,0099	35,4709
PEHD90PN16	90	73,6	0,074	0,00425	2,00	0,0085	30,6322
PEHD110PN6	110	101,6	0,102	0,00811	2,00	0,0162	58,3727
PEHD110PN10	110	96,8	0,097	0,00736	2,00	0,0147	52,9874
PEHD110PN16	110	90	0,090	0,00636	2,00	0,0127	45,8044
PEHD125PN6	125	115,4	0,115	0,01046	2,00	0,0209	75,3067
PEHD125PN10	125	110,2	0,110	0,00954	2,00	0,0191	68,6729
PEHD125PN16	125	102,2	0,102	0,00820	2,00	0,0164	59,0641
PEHD160PN6	160	147,6	0,148	0,01711	2,00	0,0342	123,1955
PEHD160PN10	160	141	0,141	0,01561	2,00	0,0312	112,4243
PEHD160PN16	160	130,8	0,131	0,01344	2,00	0,0269	96,7470
PEHD200PN6	200	184,6	0,185	0,02676	2,00	0,0535	192,7016
PEHD200PN10	200	176,2	0,176	0,02438	2,00	0,0488	175,5633
PEHD200PN16	200	163,6	0,164	0,02102	2,00	0,0420	151,3522
PEHD250PN6	250	230,8	0,231	0,04184	2,00	0,0837	301,2268
PEHD250PN10	250	220,4	0,220	0,03815	2,00	0,0763	274,6915
PEHD250PN16	250	204,6	0,205	0,03288	2,00	0,0658	236,7191
PEHD315PN6	315	290,8	0,2908	0,06642	2,00	0,1328	478,2014
PEHD315PN10	315	277,6	0,2776	0,06052	2,00	0,1210	435,7736
PEHD315PN16	315	257,8	0,2578	0,05220	2,00	0,1044	375,8269
PEHD400PN6	400	369,4	0,3694	0,10717	2,00	0,2143	771,6419
PEHD400PN10	400	352,6	0,3526	0,09765	2,00	0,1953	703,0507
PEHD400PN16	400	327,4	0,3274	0,08419	2,00	0,1684	606,1490
PEHD500PN6	500	461,8	0,4618	0,16749	2,00	0,3350	1205,9516
PEHD500PN10	500	440,6	0,4406	0,15247	2,00	0,3049	1097,7691
PEHD500PN16	500	409,2	0,4092	0,13151	2,00	0,2630	946,8763

Annexe N° VI.1

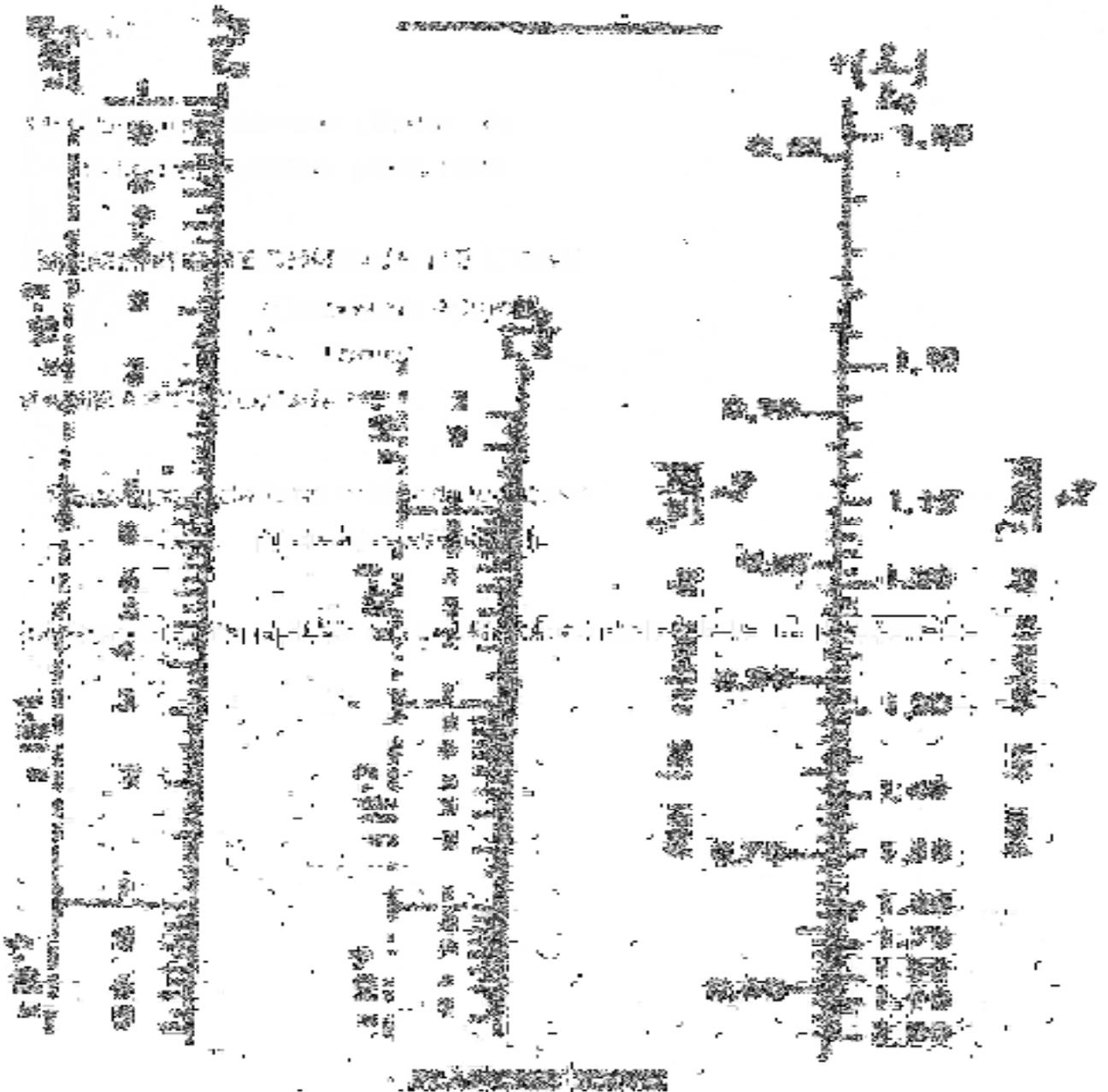
Abaque de VIBERT

ANALYSE

ANALYSE DE LA SÉRIE

ANALYSE DE LA SÉRIE

ANALYSE DE LA SÉRIE



Annexe N° VI.2

Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.96

