

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'A.E.P de la nouvelle ville de Tiaret.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-09

APA Citation ( APA توثيق ):

Bouzekri, M'hamed (2009). Etude d'A.E.P de la nouvelle ville de Tiaret[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE SPECIALITES**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN**  
**HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME**

**Alimentation en eau potable de la nouvelle  
ville de Tiaret**

**Présenté par :**  
**M<sup>r</sup>: BOUZEKRI M'HAMED**

**Promoteur :**  
**M<sup>r</sup>: AYADIA**

**Devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>r</sup> O.KHOJET-KESBA**

**Examineurs: M<sup>me</sup> K.ZERHOUNI**

**M<sup>me</sup> L.CHENINI**

**M<sup>r</sup> M.DJELLAB**

**M<sup>r</sup> M.LAIDI**

**Juin 2009**

# REMERCIEMENT

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement mon promoteur : Mr A.AYADI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Par la même occasion je remercie :*

*Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

*Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères Miliani, Kadda, Adib, et surtout Hamza, Fethi, Aek, et tous mes amis.*

*À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*

*Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.*

*Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*MHAMMED*

## ملخص:

يبقى ضمان توفير المياه من أهم انشغالات الإنسان في مختلف الأوقات، حيث أن جميع الحضارات الكبرى و القديمة نشئوا على تحديث المنشآت من أجل توفير و نقل المياه.

أما حالياً، فإن التموين بالمياه مشكل حيوي، لذا استوجب حله على أحسن وجه أمام مختلف هذه الظروف:

- ندرة المياه.

- التموين بالمياه يجب أن يكون مؤكدا و ذو نوعية جيدة.

-الطاقة اللازمة للتزويد بالمياه الصالحة للشرب أصبحت نادرة ومكلفة.

-الجانب الاقتصادي يلزم البحث على اقل تكلفة.

وذلك لتلبية الحاجيات من المياه الصالحة للشرب مع مراعاة عدم الإسراف في الموارد المتاحة، وقد ركزت في مشروع

نهاية الدراسة،التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة تيارت الجديدة على فرضيات محددة مع الأخذ بعين الاعتبار

العناصر الحالية والمستقبلية .

## Résumé :

De tout temps une des principales préoccupations de l'homme a été d'assurer son approvisionnement en eau, toutes les grandes civilisations de passé ont conçue des ouvrages originaux pour assurer le captage et le transport des eaux.

Le soin apporté à la construction de ces ouvrages, gage de leurs importance, fait que beaucoup d'autre eux sont parvenue jusqu'à nous.

Aujourd'hui, l'approvisionnement en eau demeure un problème vital qui doit être résolues conciliant au mieux déverses contraintes :

-l'eau est un élément relativement rares.

-l'approvisionnement doit être sure et de bonne qualité.

-l'énergie nécessaire à l'AEP deviens rares et chère.

-les impératives économiques imposent une recherche du moindre coût.

Ainsi, pour satisfaire au besoin d'eau potable tout en évitons le gaspillage des ressources disponibles mon projet de fin d'étude alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Tiaret est basé sur les hypothèses précise prenant compte des éléments actuel et prospectives rationnel déterminés.

## Summary:

From time immemorial one of main concerns of the man was to ensure his water provision, all great civilizations of past conceived original works to ensure the collecting and the transport of water.

The care taken to the construction of these works, guarantees of their importance, makes that much other they arrived until to us. Today, the water provision remains a vital problem which must be solved reconciling as well as possible for forced:

- Water is an element relatively rare.

- The provisioning must be sour and of good quality.

- Energy necessary to the AEP becomes rare and expensive.

-them imperative economic impose a research of the lower costs.

Thus, to satisfy the need for water potable all let us avoid the wasting of the available resources of it my project of end of study drinking water supply of the new town of Tiaret is based on the assumptions specifies fascinating account of the given elements current and futurologist rational.

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I

### Présentation de la nouvelle ville de TIARET

I.1.Situation géographique .....	2
I.2.Situation topographique.....	3
I.3.Situation géologique et hydrogéologique.....	4
I.3.1.geologie.....	4
I.3.2.hydrogeologie.....	4
I.4.Situation climatologique.....	5
I.4.1.le climat .....	5
I.4.2.la température.....	5
I.4.3.la pluviométrie.....	5
I.4.4.le vent.....	5
I.4.5.sismicité.....	6
I.5.presentation hydraulique.....	6
I.5.1.reseau actuel de la ville.....	7
I.5.2.ressource.....	7
I.5.3. stockage .....	7
Conclusion.....	8

## Chapitre II

### Les besoins en eau de l'agglomération

Introduction.....	9
II.1.répartition de la population.....	9
II.2.les équipements de l'agglomération.....	9
II.3.evaluation de la population future.....	11

II.4.categorie des besoin en eau.....	12
II.5.Estimation des besoin .....	12
II.5.1.Choix de la norme unitaire de la consommation.....	12
II.5.2. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	13
II.6.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	13
II.6.1.Agglomération.....	13
II.6.1.1- Besoins domestiques.....	13
II.6.1.2.Besoins scolaires.....	13
II.6.1.3.Besoins sanitaires.....	13
II.6.1.4.besoins administratifs et culturels.....	13
II.6.1.5-besoins commerciaux.....	13
II.6.2-besoins d'arrosages.....	14
II.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	14
Conclusion.....	15

### Chapitre III

#### Caractérisation de la consommation en eau

Introduction.....	16
III.1. Variation de la consommation.....	16
III.2. Etude des variations des débits journaliers.....	16
III.2.1.Récapitulation des besoins en eau maximaux journaliers de la ville.....	17
III.2.2.Récapitulation des besoins en eau minimaux journaliers de la ville.....	17
III.3.Etude des variations des débits horaires.....	18
III.3.1.Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants.....	18
III.3.2.Calcul de la consommation horaire.....	20
Conclusion.....	23

## Chapitre IV

### Les réservoirs

Introduction.....	24
IV.1.Rôle des réservoirs.....	24
IV.2.Emplacement des réservoirs.....	25
IV.3.le type du réservoir.....	25
IV.4.Détermination de la capacité du réservoir.....	25
IV.5.Principe de calcul.....	26
IV.6. calcul le volume du réservoir projeté.....	26
IV.7.Equipements hydrauliques du réservoir.....	28
IV.7.1.conduite d'arrivée.....	28
IV.7.2.Conduite de départ ou de distribution.....	29
IV.7.3.Conduite de trop-plein.....	29
IV.7.4.Conduite de décharge ou de vidange.....	30
IV.7.5.Conduite by-pass.....	30
IV.7.6.Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	31
Conclusion.....	32

## Chapitre V

### Le réseau de distribution

Introduction.....	33
V.1. Les différents types de réseaux.....	33
V.1.1. Le réseau ramifié.....	33
V.1.2. Le Réseau étage.....	33
V.1.3.Le réseau maillé.....	34
V.2. Conception d'un réseau.....	34
V.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	34
V.4. Calcul hydraulique du réseau maille.....	35
V.4.1.détermination des débits.....	35
a.Le débit route.....	35
b.Le débit spécifique.....	35

c. Le débit au nœud.....	36
V.4.2. Calcul des débits.....	36
a. Cas de pointe.....	36
b. Cas de pointe + incendie.....	40
V.4.3. repartition arbitraire des débits .....	43
V.4.4. détermination des diamètres et des vitesses.....	46
V.5. simulation par le logiciel EPANET.....	48
V.6. Équipement du réseau de distribution.....	58
V.6.1. Type de canalisation.....	58
V.6.2. Appareils et accessoires du réseau.....	58
V.6.2.1. Robinets vannes.....	58
V.6.2.2. Bouches ou poteau d'incendie.....	58
V.6.2.3. Clapets.....	58
V.6.2.4. Ventouses.....	58
V.6.2.5. Robinets de vidange.....	59
V.6.2.6. Bouche d'arrosage.....	59
V.6.2.7- pièces spéciales de raccord.....	59
a) les Tés.....	59
b) les coudes.....	59
c) les cônes.....	59
d) les croix de jonction.....	59
e) les manchons.....	59
f) Les compteurs.....	59
Conclusion.....	60

## Chapitre VI

### **Adduction**

Introduction.....	61
IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction.....	61
VI.1.1. Choix du tracé.....	61
VI.1.2. Choix de type de tuyau.....	63
IV.1.3. Profil d'une adduction.....	63



IV.1.4. La ligne piézométrique.....	63
IV.1.5. L'air dans la tuyauterie.....	63
IV.2.Étude technico-économique de l'adduction.....	64
VI .2.1. Pertes de charges.....	65
VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires.....	66
VI .2.1.2. Pertes de charges singulières.....	66
VI .2.1.3. Pertes de charges totales.....	66
VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	67
VI .2.3. Puissance des pompes.....	67
VI .2.4. Energie consommée par la pompe.....	68
VI .2.5. Frais d'exploitation.....	68
VI .2.6. Frais d'amortissement.....	68
VI .2.7. Calcul de la conduite d'adduction.....	69
VI.3.Critère de choix de nombre de pompe.....	71
VI.4.Détermination du nombre de pompe.....	71
Conclusion.....	74

## Chapitre VII

### Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.Généralité.....	75
VII.2.Interprétation physique du coup de bélier .....	75
VII.3.Moyen de protection contre le coup de bélier.....	76
VII.4.Etude du coup de bélier.....	77
a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	77
b) Détermination de la vitesse de la célérité.....	77
c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent.....	78
VII.5.Réservoir d'air.....	79
VII.5.1.Dimensionnement du réservoir d'air.....	79
Conclusion.....	80

## Chapitre VIII

### Organisation du chantier

Introduction.....	81
VIII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	81
a) Matérialisation.....	81
b) Nivellement.....	81
VIII.2. Excavation des tranchées.....	81
VIII.2.1. Enlèvement de la couche végétale.....	81
VIII.2.2. Excavation.....	82
VIII.2.2.1. La profondeur ( $H_{tr}$ ).....	82
VIII.2.2.2. Largueur de la tranchée.....	82
VIII.2.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	83
VIII.2.3.1. Pelle équipée en rétro.....	83
VIII.2.3.2. Pelle équipée en butée.....	83
VIII.2.3.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	85
VIII.2.3.4. La durée d'excavation.....	85
VIII.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites.....	85
VIII.3. Pose des conduites.....	86
VIII.4. Epreuve de joint et de la canalisation.....	86
VIII.5. Remblaiement de la tranchée.....	86
Conclusion.....	86

## Protection et sécurité du travail

Introduction.....	87
IX.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	87
IX.1.1.Facteurs humains.....	87
IX.1.2.Facteurs matériels.....	88
IX.2.Liste des conditions dangereuses.....	88
IX.3.Liste des actions dangereuses.....	88
IX.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	89
IX.4.1.Protection individuelle.....	89
IX.4.2.Autre protections.....	89
IX.4.3.Protection collective.....	89
IX.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton.....	89
IX.4.3.2.Engin d'élevage.....	89
IX.4.3.3.Appareillage électrique.....	90
Conclusion.....	90
Conclusion générale.....	91

# Liste Des Tableaux

Tableau I.1	Variation de la pente .....	3
Tableau I.2	Ouvrage de stockage.....	7
Tableau II.1	Équipements scolaires .....	9
Tableau II.2	Équipements administratifs .....	10
Tableau II.3	Équipements culturels.....	10
Tableau II.4	Équipements sanitaires.....	10
Tableau II.5	Équipements sportifs.....	10
Tableau II.6	Équipements commerciaux .....	11
Tableau II.7	Jardins et espaces verts.....	11
Tableau II.8	Evolution de la population .....	11
Tableau II.9	les besoins de l'agglomération.....	14
Tableau II.10	les besoins d'arrosages.....	14
Tableau II.11	Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	15
Tableau III.1	les besoins en eau maximale journalière de la ville.....	17
Tableau III.2	des besoins en eau minimale journalière de la ville.....	17
Tableau III.3	la variation horaire en fonction du nombre de la population.....	19
Tableau III.4	Répartition des débits horaires.....	20
Tableau IV.1	Calcul de la capacité de réservoir Projeté.....	28
Tableau V.1	récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	36
Tableau V.2	calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	37
Tableau V.3	calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	40
Tableau V.4	calcul des diamètres et des vitesses.....	46
Tableau V.5	résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.....	49
Tableau V.6	résultat au niveau des nœuds.....	51
Tableau VI.1	calcul de la hauteur manométrique.....	70
Tableau VIII.1	calcul du volume à excaver.....	84
Tableau VIII.2	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	84

# Liste des figures

1. Figure III.1: Graphique de consommation en eau de l'agglomération.....	21
2. Figure III .2 : Graphique de consommation d'arrosage.....	21
3. Figure III .3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	22
4. Figure III.4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	22
5. Figure IV.1 : conduite d'adduction.....	29
6. Figure IV.2 : conduite de départ.....	29
7. Figure IV.3 : conduite de trop plein et de vidange.....	30
8. Figure IV.4 : conduite de by-pass.....	31
9. Figure IV.5 : matérialisation de la réserve d'incendie.....	32
10. Figure V.1 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe.....	44
11. Figure V.2 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe+incendie.....	45
13. Figure V.3 :débits et pression pour le cas de pointe .....	53
14. Figure V.4 : pression et vitesse pour le cas de pointe.....	54
15. Figure V.5 :pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie.....	55
16. Figure V.6 : débits et pression pour le cas de pointe+incendie.....	56
17. Figure V.7 : les vannes au niveau du réseau de distribution.....	57
18. Figure VI.5 : l'emplacement préférable des ventouses.....	64
19. Figure VII-1: Réservoir d'air.....	79
20. Figure VIII.1 : Pelle mécanique.....	83



## **Introduction générale**

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, en tant raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir un réseau d'eau potable de standard international en utilisant des outils de travail puissant tel que epanet, Autocad, Covadis...etc, pour avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes et aux gaspillages.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Tiaret".

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de savoir la situation de la ville de Tiaret tel que la situation géographique, topographique, hydraulique, Géologique, hydrogéologique ...etc.

Le Chapitre II Décrit précisément les besoins en eau de l'agglomération ainsi la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Le Chapitre III Après le calcul de la consommation moyenne journalière on passera directement à la détermination des débits horaire pour tracer le graphique de consommation.

Le chapitre IV Décrit précisément le calcul de la capacité de réservoir projeté

Le chapitre V Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Le chapitre VI Etude consiste à déterminer le diamètre optimal de l'adduction, en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Le chapitre VII A travers ce chapitre nous avons vu comment déterminé le volume d'air d'un anti bélier.

Enfin, on passe à la réalisation et surtout la protection et la sécurité du travail.

# chapitre I

## Présentation de la ville de Bouarfa

## I.1. Situation géographique :

La ville de Tiaret étant le chef lieu de la wilaya, se situe au Nord Ouest de l'Algérie à une altitude comprise entre 900 m à 1.100 m, sur les hauts plateaux Ouest entre la chaîne Atlas sienne au Sud. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Tissemsilt et Relizane à l'Ouest par Mascara et Saida à l'Est par Djelfa et au Sud par les wilayas d'El bayedh et Laghouat, La surface totale de la commune est de 12 272 Ha.

La ville de Tiaret, par sa position constitue une place clé dans les transitions notamment Nord-sud pour la région Ouest du pays.

Le périmètre d'étude c'est-à-dire la nouvelle ville de TIARET concerne deux parcelles situées dans la frange longeant la RN 14 du côté nord-est de la ville de TIARET.

Les limites du périmètre d'intervention du P.O.S sont comme suit :

A)- La 1ere parcelle située à l'ouest du périmètre s'étend sur une superficie de 5,23 ha, elle est limitée comme suit :

- Au Nord : lotissement cia
- A l'Ouest : périmètre de la wilaya (100 bureaux, clôture wilaya...).
- A l'Est : cimetièrè chrétien
- Au Sud : RN14

B)- La 2eme parcelle située a l'ouest du périmètre s'étend sur une superficie de 197,11 ha, elle est limitée comme suit

- Au Nord : forêt
- A l'Ouest : terrains agricoles.
- A l'Est : périmètre pos zmla
- Au Sud : RN14

C) - superficie : Tel que défini dans le cadre de l'étude, le périmètre d'étude s'étend sur une superficie globale de 202,34 Ha



**I.2.Situation topographique :**

La commune de Tiaret est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 900m à 1100m du nord au sud

Le site objet de l'étude présente un terrain accidenté traversée par plusieurs talwegs plus ou moins importants.

Tableau N°I.1 variation de la pente :

0 - 15%	Favorable à l'urbanisation	L'influence de la pente est mineure sur la conception de zones urbaine
15 - 20%	Moyennement favorable à l'urbanisation	L'influence de la pente devient sensible sur le coût et la conception
20 - 25%	Peu favorable à l'urbanisation	L'influence de la pente devient très importante sur le coût et la conception
>25%	Très peu favorable à l'urbanisation	Terrain déconseillé pour l'urbanisation vue l'influence sur le coût et la conception de zone

Dans ce cadre il y'a lieu d'ajouter ce qui suit apres la réalisation d'un levé topographique et contraintes et servitudes) :

-Une partie du périmètre du POS (Environ 27 Ha) au Nord Ouest du site a été dégradée à cause de l'extraction du sable.

-La frange longeant le site au Nord de l'ancien CW 11 est la plus accidentée avec environ 48 Ha soit 23,72 % dont la pente  $\geq 15\%$

**I.3. Situation géologique et hydrogéologique:****I.3.1.Géologie :**

La zone se caractérise par une série de petites collines intercalées de vallées peu profondes. Elle est constituée par des calcaires et des marnes du pliocène. Les affleurements de cailloux, sables grossiers, galet .....) Sont importants au bas des versants.

**I.3.2.Hydrogéologie :**

La ville de Tiaret est située à 1083 mètres d'altitude, prenant départ sur les pentes de massif Djebel Ghezoul . Les constructions suivent la vallée, puis elles s'étagent vers le sud sur les collines pour s'étendre ensuite vers le plateau.

Le territoire de la commune de Tiaret et ses environs se divisent en deux bassins versants :

- Bassin versant Ouest de l'oued Mina (drainé par oued Tolba)
- Bassin versant Est de Nahr Ouassel (drainé par les affluents oueds Zaarroura, Boudana, Medrissa)

**1-les eaux superficielles :**

Le réseau hydrographique dense constitué par des cours d'eau présentant un écoulement très irrégulier suivant les saisons.

De nombreux cours d'eau drainent le site de la ville de Tiaret vers deux oueds principaux :

Nahr Ouassel à l'est sur lequel est érigé le barrage de Dahmouni et oued Mina a l'ouest sur lequel est implanté Barrage Benkhadda.

**2-les eaux souterraines :**

Elles demeurent inconnues néanmoins la structure géologiques ne permet pas la constitution des nappes aquifères. Les formations greneuses du miocène recèlent des petits niveaux aquifères perches alimentes exclusivement par les eaux de pluie.

**I.4.Situation climatologique :****I.4.1.Le climat :**

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité, les vents, les jours de sirocco et de gelée.

Toutefois un bon concepteur doit tenir compte de ces phénomènes, c'est-à-dire adopter une attitude vis-à-vis du climat.

La région de Tiaret se caractérise par de rudes conditions climatiques. Le climat a été toujours marqué par le semi-aride de type continental, il se caractérise par des hivers froids

**I.4.2.La température :**

L'analyse des données montre deux saisons bien distinctes durant l'année, une saison froide et une saison chaude.

Les moyennes les plus basses sont enregistrées pendant trois mois de la période d'hiver : décembre (2,8°) ; janvier (1,7°) et février (2,8°).

Durant la saison chaude les températures dépassent 25 ° à partir de juin jusqu'à septembre.(source ANRH)

**I.4.3.La pluviométrie :**

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), Les précipitations sont marquées par une irrégularité saisonnier .La pluviométrie moyenne annuelle varie de 300 à 350 mm/an.(source ANRH)

**I.4.4.Le vent :**

La vitesse du vent moyenne annuelle est de (3 à 4 m/s), ils sont violents en printemps et en automne. Les vents prédominants dans la région sont de direction Ouest et Nord-Ouest.(source ANRH)

**I.4.5.Sismicité :**

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique liée au mouvement des plaques Africaine et la plaque Eurasique qui sort en perpétuel mouvement de convergence, ce rapprochement se traduit par de nombreux séismes de magnitude

$M \leq 4$  Faible

$4 \leq M \leq 6.5$  Modérés

$M \leq 6.5$  Violent

Les mouvements compressifs Nord Sud induisent des déformations principalement suivant les failles

D'après le C.G.C (Rpa99/versions 2003), l'Algérie est divisée en 5 zones de sismicité

Zone 0 : Sismicité nulle

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa : Sismicité moyenne

Zone IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée.

La région de Tiaret est classée dans la zone de faible sismicité qui est la zone I

**I.5.Présentation hydraulique :**

La ville de Tiaret est alimentée principalement à partir du barrage BEKHEDDA, qui assure actuellement un débit de 300 l/s. Par ailleurs, deux autres sources viennent en renfort avec des débits respectifs de 70 l/s pour le forage de Ain Tzaouint et de 60 l/s en provenance de Oued Mina.

Source(DHW)

**I.5.1. réseau de la ville de Tiaret en général :**

Le réseau est de type maille étagé de plus de 190 KM. Sa majeure partie a été rénovée en fonte

**I.5.2. ressource:**

L'alimentation en eau de la ville de Tiaret est assurée à partir des barrages et des forages implantés dans le périmètre de captage

Le Barrage Benkhadda d'une capacité de 46 Hm<sup>3</sup> constitue la ressource principale pour la ville de Tiaret.

L'alimentation se fait par le biais d'une chaîne de refoulement : 04 stations de pompage plus une station de traitement.

En vue de diversifier les ressources, un apport supplémentaire a été rajouté d'Ain Dzarit, de Tousnina et Mina

**I.5.3. stockage :**

La capacité du stockage actuelle dans la ville de Tiaret est de l'ordre de 32200 m<sup>3</sup>.

**I.5.3.1. ouvrage de stockage :**

Les différents ouvrages de stockage de la ville de Tiaret.

Tableau N°I.1 : Ouvrages de stockage

<b>Inventaire des différents ouvrages de stockage</b>	<b>Capacité (m<sup>3</sup>)</b>
Réservoir SIDI KHALED	2 x 1.500
Réservoir FORTIN	2 x 3.200
Réservoir GZOUL(FORET )	2 x 3.800
Réservoir CURELLY	4.500
Réservoir BESSEGHEIR	1.000
CADAT (zi)	1.000
ZÄAROURA	2.500
BOUHENNI	500
BACHE WILAYA	250
<b>TOTAL</b>	<b>26.750 m<sup>3</sup></b>

Source(DHW)

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de Tiaret

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau réseau de distribution pour la nouvelle ville de Tiaret afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

# chapitre II

## Les besoins en eau de l'agglomération

**Introduction :**

Dans ce chapitre nous essayerons de vous donner un bref aperçu en ce qui concerne les besoins en eau de cette ville.

**II.1. Répartition de la population :**

Le périmètre d'étude du secteur du P.O.S N°01 ou la nouvelle ville de TIARET est un document d'urbanisme conçu conformément aux dispositions législatives et réglementaires relevant de la loi 90/29 du 1er décembre 1990 relative à l'aménagement et l'urbanisme

Le périmètre de notre étude est un terrain destiné aux futures extensions comporte un programme récent d'habitat de 6880 logements collectif (R+4 à R+9).  
**(Source APC).**

Pour calculer le nombre d'habitant de notre périmètre d'étude On prend donc 7 personnes dans chaque logement :

D'où le nombre d'habitant en 2009 égale à :  $7 \times 6880 = 48160 \text{hab}$

**II.2. Les équipements de l'agglomération :**

Tous les équipements sont regroupés dans les tableaux ci-dessous tout en sachant que ces données proviennent de l'APC de la ville de TIARET

Tableau N°II.1 : Equipements scolaires

désignation	cycles	Nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
E.F.E	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	4	13232,49
E.F.S	3 <sup>eme</sup>	4	15346,49
Lycées	4 <sup>eme</sup>	2	19344,53
crèches	-	2	2435,92
CFPA	-	1	10947,82



Tableau N°II.2 : Equipements administratifs

désignation	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Immeuble de bureau	3	8813,46
Direction de l'environnement	1	1500
Centre de formation	2	31432,33
Nouveau siège de la wilaya	1	40537,63
Banque	1	547,62
Postes administratifs	21	20859,16

Tableau N°II.3 : Equipements culturels

désignation	nombre	superficie (m <sup>2</sup> )
mosquée	3	3735,10+1468,39+2623,20=7826,69
Centre culturel	5	15862,01
Complexe hôtelier	1	29116,83
Hôtel urbain	1	1472,15

Tableau N°II.4 : Equipements sanitaires

désignation	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Centre de soin	2	1693,48
Centre hospitalo-universitaire	1	106098,98

Tableau II-5 : Equipements sportifs

désignation	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Salle omnisports	1	16808,74
Complexe sportif	1	30596,95
Salle polyvalente	1	43921,92
Salle du sport	1	3358,50

Tableau N°II.6 : Equipements commerciaux

désignation	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Centre commercial	8	8022,62
Station de service	1	2000
Marché couvert	1	2391,90

Tableau N°II.7 : Jardins et espaces verts

désignation	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Placette	4	10000
Espaces verts	4	15000

**II.3.Evaluation de la population future :**

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 20 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3,2%, ce taux représente la moyenne nationale en zone urbaine.

Pour les calculs d'estimation de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = p_0 * (1+\tau)^n$$

Avec : P<sub>n</sub>: population à l'horizon

P<sub>0</sub>: population actuelle de référence

τ : taux d'accroissement = 0,032

n : nombre d'année séparant les horizons considérés

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II.8 : Evolution de la population

Périmètre étudié	Population en 2009(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2029(hab.)
La nouvelle ville de TIARET	48160	3,2	90423

**NB** : nous avons fait notre calcul pour un horizon de 20 ans avec un taux d'accroissement de 3,2%

**II.4. catégories des besoins en eau :**

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la nouvelle ville de Tiaret il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

**II.5. Estimation des besoins :****II.5.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. [1]

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

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions le besoin en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions. [1].

### II.5.2.Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation

$$Q_{moy . j} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

suivante :

$Q_{moy.j}$ : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ]

$N_i$ : Nombre de consommation ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

$q_i$ : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/par usager)

$i$  : Nombre de groupes. [1].

### II.6.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :

#### II.6.1.Agglomération :

Les besoins de l'agglomération comportent :

- Besoins domestiques
- Besoins sanitaires
- Besoins scolaires
- Besoins commerciaux
- Besoins socioculturels et sportifs
- Besoins publics

Selon les informations recueillies au près de la subdivision de la ville de TIARET, La dotation en eau est prise à 100 l/j/hab.

Mais pour l'horizon 2029 nous prenons une dotation de 180 l/j/hab y compris les équipements collectifs dans la nouvelle ville de Tiaret (**source DHW**)

Le tableau suivant détermine les besoins de l'agglomération

Tableau N°II.9 : les besoins de l'agglomération

Année	nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
2029	90423	180	<b>16276,14</b>

**II.6.2-besoins d'arrosages:**

Le tableau suivant détermine les besoins d'arrosages

Tableau N°II.10 : les besoins d'arrosages

désignation	Superficie m²	Dotation moyenne [l/j/m²]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
placette	10000	5	50
Espaces verts	15000	10	150
<b>totale</b>			<b>200</b>

**II.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :**

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N°II.11 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération et de l'arrosage

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Agglomération	<b>16276,14</b>
Arrosage	<b>200</b>
<b>totale</b>	<b>16476,14</b>

**Conclusion** : ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de l'agglomération qui est de **16476,14 m<sup>3</sup>/j**.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui sera l'objet de notre prochain chapitre.

# chapitre III

## Caractérisation de la consommation en eau

### Introduction :

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

### III.1. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend de jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

### III.2. Etude des variations des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [1].

Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. [1].

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{maxj}$ .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée  $K_{minj}$ .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :



$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\min j} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \text{Avec :}$$

$Q_{\text{moyj}}$  : débit moyen journalier

$Q_{\max j}$  : débit maximum journalier

$Q_{\min j}$  : débit minimum journalier

$K_{\max j}$  : coefficient d'irrégularité maximum ; et que ce coefficient varie entre 1.1 à 1.3 [1].

Pour notre cas nous prenons  $K_{\max j} = 1,1$  pour les besoins d'agglomérations et 1 pour les besoins d'arrosages

$K_{\min j}$  : coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9 [1].

Pour notre cas nous prenons  $K_{\min j} = 0,8$  pour les besoins d'agglomérations et 0,7 pour les besoins d'arrosages

### III.2.1. Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Tableau N°III.1 : les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (\text{m}^3/\text{j})$
Agglomérations	16276,14	1,1	17903,75
Arrosages	200	1	200
<b>totale</b>	16476,14		<b>18103,75</b>

### III.2.2. Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°III.2 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (\text{m}^3/\text{j})$
Agglomérations	16276,14	0,8	13020,91
Arrosages	200	0,7	140
<b>total</b>	13666,27		<b>13160,91</b>

D'après ces deux tableaux, nous avons :

$$Q_{\max j} = 18103,75 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{et} \quad Q_{\min j} = 13160,91 \text{ m}^3/\text{j}$$

**III.3. Etude des variations des débits horaires :**

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :  $Q_{\text{moyh}}$  : débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$Q_{\text{max.j}}$  : débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

Pour notre projet, nous avons  $Q_{\text{max.j}} = 18103,75 \text{m}^3/\text{j}$

AN:  $Q_{\text{moyh}} = 18103,75/24 = 754,32 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow \mathbf{Q_{\text{moyh}} = 754,32 \text{m}^3/\text{h}}$

Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

**III.3.1. Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants :**

Tableau N°III.3 : la variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Nous avons une population de 90423 hab. donc notre répartition se situe au niveau de la quatrième colonne.

**III.3.2. Calcul de la consommation horaire :**

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{maxj}}{100} \quad \text{Avec : } Q_h = \text{débit horaire nécessaire}$$

P% = pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour quatre heures pendant la journée.

Tableau N°III.4: Répartition des débits horaires

Heures	agglomération		arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	Q <sub>max,j</sub> =17903,75m <sup>3</sup> /j		Q <sub>max,j</sub> =200 m <sup>3</sup> /j		Q <sub>max,j</sub> =18103,75m <sup>3</sup> /j		Q <sub>max,j</sub>	
(h)	(%)	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
0_1	3	537,1125			2,967	537,1125	2,967	537,1125
1_2	3,2	572,92			3,165	572,92	6.132	1110.0325
2_3	2,5	447,59375			2,472	447,59375	8.604	1557.6263
3_4	2,6	465,4975			2,571	465,4975	11.175	2023.1238
4_5	3,5	626,63125			3,461	626,63125	14.636	2649.755
5_6	4,1	734,05375			4,055	734,05375	18.691	3383.8088
6_7	4,5	805,66875	25	50	4,726	855,66875	23.418	4239.4775
7_8	4,9	877,28375	25	50	5,122	927,28375	28.540	5166.7613
8_9	4,9	877,28375			4,846	877,28375	33.386	6044.045
9_10	5,6	1002,61			5,538	1002,61	38.924	7046.655
10_11	4,8	859,38			4,747	859,38	43.671	7906.035
11_12	4,7	841,47625			4,648	841,47625	48.319	8747.5113
12_13	4,4	787,765			4,351	787,765	52.670	9535.2763
13-14	4,1	734,05375			4,055	734,05375	56.725	10269.33
14-15	4,2	751,9575			4,154	751,9575	60.878	11021.2875
15-16	4,4	787,765			4,351	787,765	65.230	11809.0525
16-17	4,3	769,86125	25	50	4,529	819,86125	69.759	12628.9138
17-18	4,1	734,05375	25	50	4,331	784,05375	74.089	13412.9675
18-19	4,5	805,66875			4,450	805,66875	78.540	14218.6363
19-20	4,5	805,66875			4,450	805,66875	82.990	15024.305
20-21	4,5	805,66875			4,450	805,66875	87.440	15829.9738
21-22	4,8	859,38			4,747	859,38	92.187	16689.3538
22-23	4,6	823,5725			4,549	823,5725	96.736	17512.9263
23-24	3,3	590,82375			3,264	590,82375	100,000	18103.75
Total	100	17903,75	100	200	100,000	18103,75		

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$Q_{minh}=447,59375 \text{ m}^3/h$

$Q_{maxh}=1002,61 \text{ m}^3/h$

Nous pouvons donc tracer les graphes

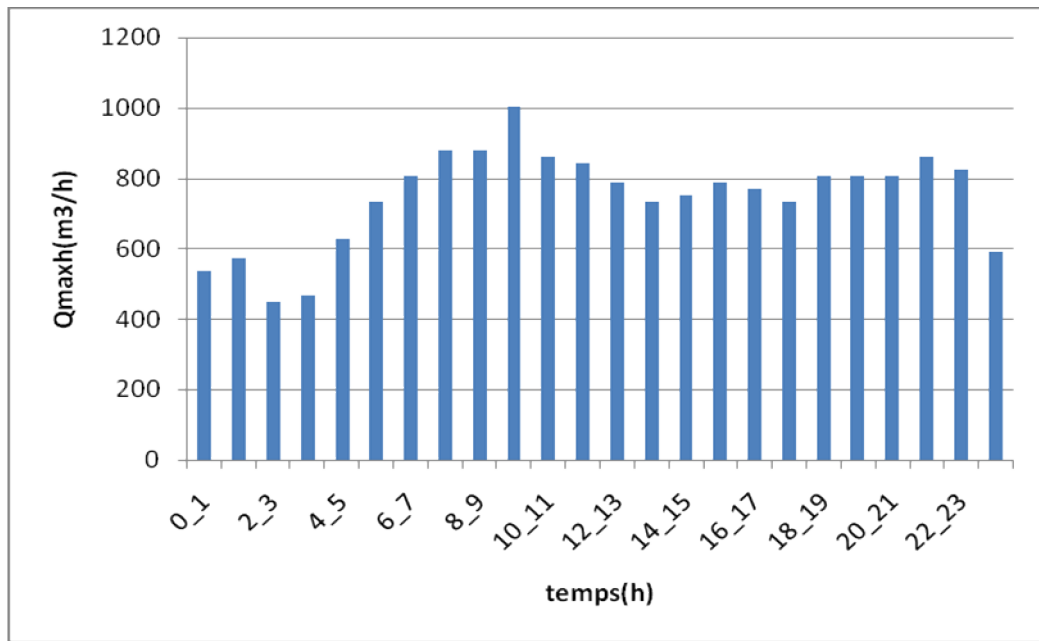


Figure III - 1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

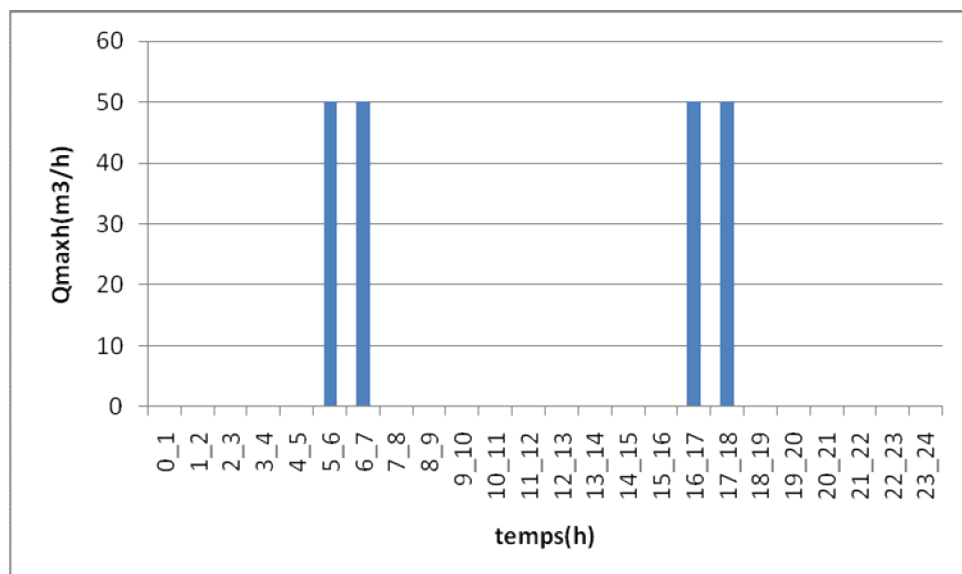


Figure III - 2 : Graphique de la consommation d'arrosage

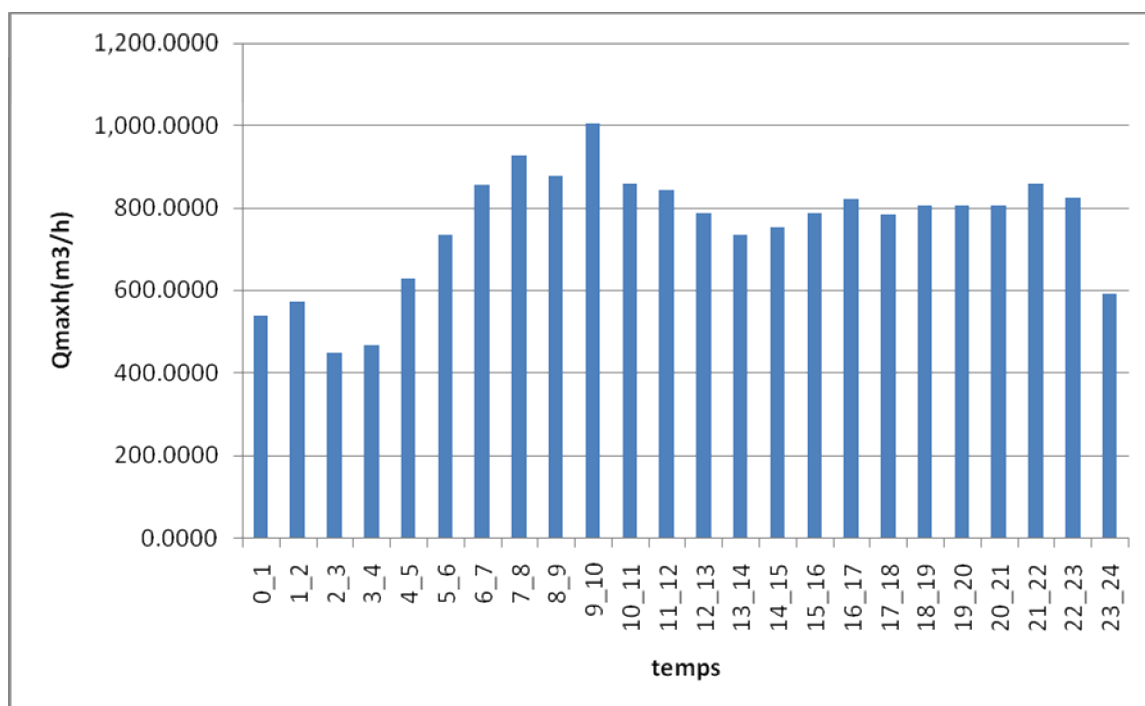


Figure III -3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération

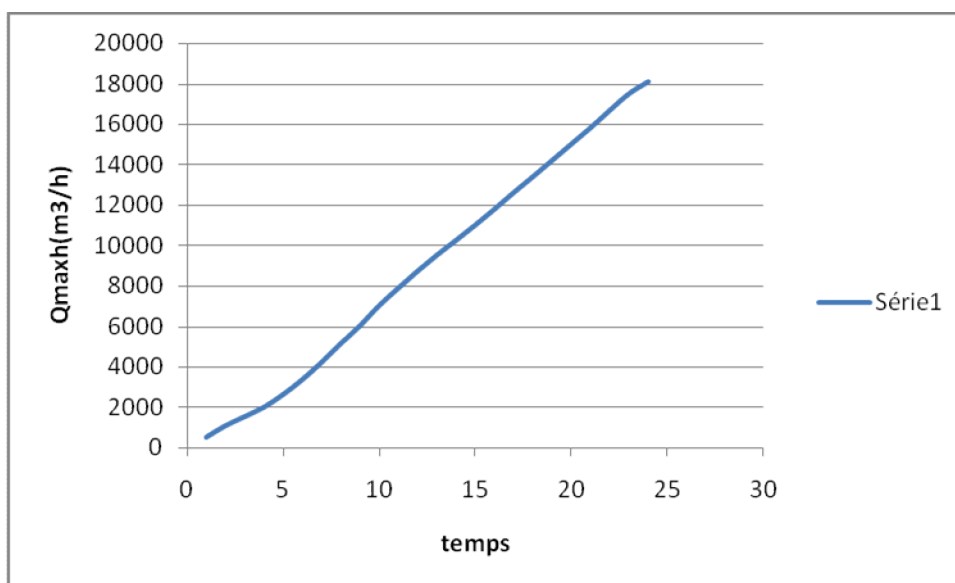


Figure III -4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

**Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

En définitif nous disons qu'on peut satisfaire le besoin de l'agglomération à l'horizon.

# chapitre IV

## Les réservoirs



### Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles. Mais notre projet, nous allons projeter un réservoir pour alimenter la nouvelle ville de Tiaret, dont sa cote est de 1095m

### IV.1. Rôle des réservoirs

#### ❖ Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. [2]

#### ❖ Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés. [2]

#### ❖ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

#### ❖ Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

#### ❖ Stockage de la réserve d'incendie [2]

On peut avoir deux cas :

-un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

-la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

**IV.2.Emplacement des réservoirs**

Le site du réservoir doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

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

- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

**IV.3.le type du réservoir**

- C'est un réservoir sur sol ;
- Construit en béton armé ;
- Forme circulaire ;
- Fonction stockage et alimentation ;

**IV.4.Détermination de la capacité du réservoir projeté**

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante .Cette dernière 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 situé en amont et, d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

**IV.5.Principe de calcul**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

-Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

-Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

**IV.6. calcul le volume du réservoir projeté**

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à  $120\text{m}^3$  c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

P% : représente le maximum des restes de  $Q_{maxj}$ .

Tableau N°IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir projeté

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	2,967		2,967	8.209
1_2	0	3,165		3,165	5.044
2_3	0	2,472		2,472	2.572
3_4	0	2,571		2,571	0.000
4_5	5	3,461	1,539		1.539
5_6	5	4,055	0,945		2.484
6_7	5	4,726	0,274		2.758
7_8	5	5,122		0,122	2.636
8_9	5	4,846	0,154		2.790
9_10	5	5,538		0,538	2.252
10_11	5	4,747	0,253		2.505
11_12	5	4,648	0,352		2.857
12_13	5	4,351	0,649		3.506
13_14	5	4,055	0,945		4.451
14_15	5	4,154	0,846		5.297
15_16	5	4,351	0,649		5.946
16_17	5	4,529	0,471		6.417
17_18	5	4,331	0,669		7.086
18_19	5	4,450	0,55		7.636
19_20	5	4,450	0,55		8.186
20_21	5	4,450	0,55		8.736
21-22	5	4,747	0,253		8.989
22-23	5	4,549	0,451		9.440
23-24	5	3,264	1,736		11.176
total	100	100,000			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{11,176 * 18103,75}{100} = 2023,28m^3$$

Et le volume de réservoir  $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec  $V_{inc}$  : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à  $120m^3$

Donc

$$V_t = 2023,28 + 120 = 2143,28m^3$$

**Remarque :**

On doit projeter un réservoir de capacité de  $2500m^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $2143,28m^3$ . La capacité proposée est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

#### **IV.7. Equipements hydrauliques du réservoir**

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leur permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution. [2]

##### **IV.7.1. conduite d'arrivée**

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse ;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut où la conduite est noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau. [1]

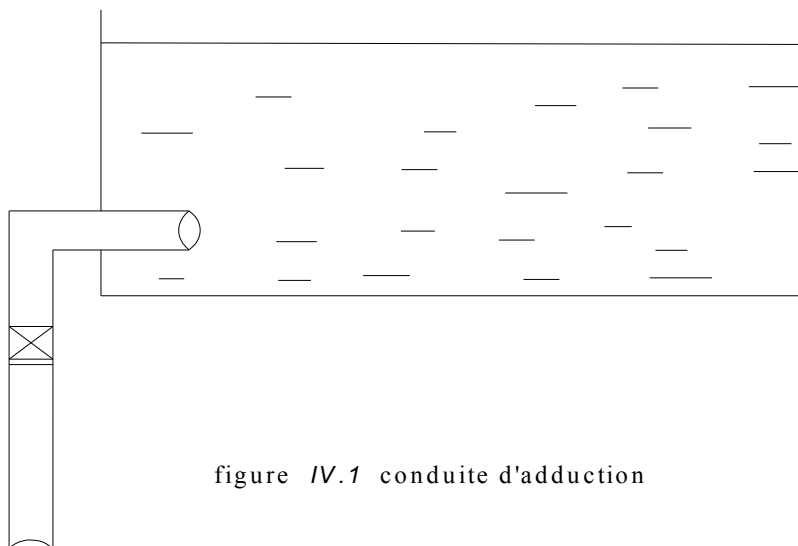


figure IV.1 conduite d'adduction

### IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution.

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [1]

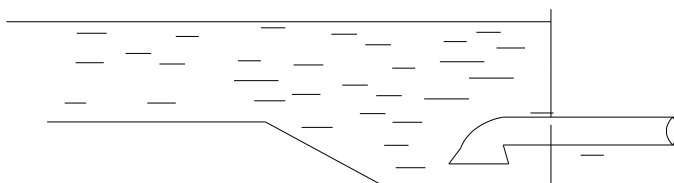


figure IV.2. conduite de départ

### IV.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la

chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger. [1]

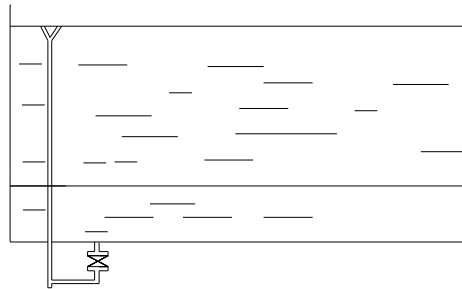


figure IV.3. conduite de trop plein et de vidange

#### IV.7.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [2]

#### IV.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quant le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge. [2]

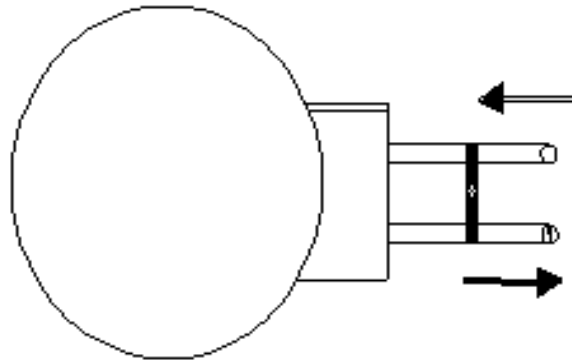


figure IV.4: conduite By-pass

#### IV.7.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant:

- Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.
- Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2



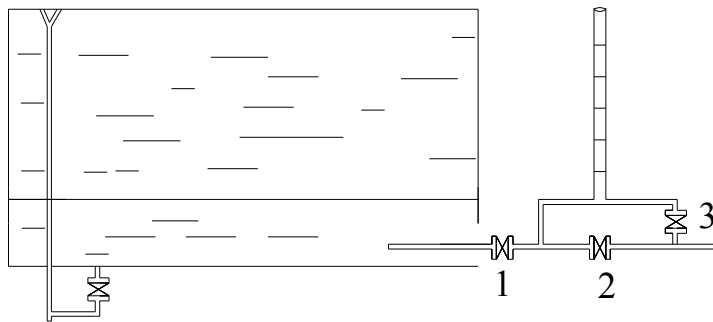


figure N°5: matérialisation de la réserve d'incendie

### Conclusion.

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de  $2143,28\text{m}^3$ .

donc on doit projeter un réservoir de capacité de  $2500\text{m}^3$ , La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

# chapitre V

## Le réseau de distribution

**Introduction**

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, etc.....).

**V.1. Les différents types de réseaux**

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

**V.1.1. Le réseau ramifié**

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau. [1]

**V.1.2. Le Réseau étagé :**

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

**V.1.3. Le réseau maillé :**

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. [1]

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

**NB :** Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

**V.2. Conception d'un réseau.**

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

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

**V.3. Principe du tracé du réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;

- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

#### V.4. Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

#### V.4.1.détermination des débits :

##### a. Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$  : Le débit route global

$Q_{cons}$  : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$  : Somme de débits concentrés

##### b.Le débit spécifique

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

$Q_{spe}$  : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

**c. Le débit au nœud**

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5\sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \text{ Avec}$$

$Q_{n,i}$  : débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$  : somme des débits concentrés au nœud.

**NB** : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

**V.4.2. Calcul des débits**

**a. Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 9 heures et 10 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 1002,61 \text{ m}^3/\text{h} = 278,50 \text{ l/s} \text{ et } Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} = 278,50 \text{ l/s}$$

$$\sum Li = 15773,33 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{spc} = 278,50 / 15773,36 = 0,01766 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc :  **$Q_{spc} = 0,01766 \text{ l/s/m}$**

Tableau N°V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (9 heures à 10 heures)	$Q_{cons}$ (l/s)	<b>278,50</b>
	$Q_{conc}$ (l/s)	<b>0</b> (pas d'usine)
	$Q_{route}$ (l/s)	<b>278,50</b>
	$\sum Li$ (m)	<b>15773,33</b>
	$Q_{spc}$ (l/s/m)	<b>0,01766</b>

**NB** : Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	TRONCON	L(m)	Qspec(l/s/m)	Qrout (l/s/m)	Qnoeud(l/s)	cotes(m)
1	1_2	372.5	0.017656	6.577	9.02	1010
	1_6	649.64	0.017656	11.470		
2	2_1	372.5	0.017656	6.577	9.18	1018
	2_3	327.71	0.017656	5.786		
	2_5	339.89	0.017656	6.001		
3	3_2	327.71	0.017656	5.786	5.84	1036
	3_4	83.29	0.017656	1.471		
	3_35	250.27	0.017656	4.419		
4	4_3	83.29	0.017656	1.471	4.83	1031
	4_5	182.09	0.017656	3.215		
	4_7	282.17	0.017656	4.982		
5	5_2	339.89	0.017656	6.001	9.82	1014
	5_4	182.45	0.017656	3.221		
	5_6	129.53	0.017656	2.287		
	5_9	460.96	0.017656	8.139		
6	6_1	649.64	0.017656	11.470	11.31	1010
	6_5	129.53	0.017656	2.287		
	6_11	501.64	0.017656	8.857		
7	7_35	276.95	0.017656	4.890	7.88	1028
	7_4	282.17	0.017656	4.982		
	7_8	332.96	0.017656	5.879		
8	8_7	332.96	0.017656	5.879	8.79	1039
	8_10	318.24	0.017656	5.619		
	8_14	344.48	0.017656	6.082		
9	9_5	460.96	0.017656	8.139	6.34	1015
	9_10	43.26	0.017656	0.764		
	9_11	213.46	0.017656	3.769		
10	10_8	318.24	0.017656	5.619	6.28	1015
	10_9	43.26	0.017656	0.764		
	10_13	349.52	0.017656	6.171		

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

11	11_6	501.64	0.017656	8.857	9.68	1010
	11_9	213.46	0.017656	3.769		
	11_12	381.14	0.017656	6.729		
12	12_11	381.14	0.017656	6.729	10.82	1010
	12_13	278.77	0.017656	4.922		
	12_19	565.35	0.017656	9.982		
13	13_10	349.52	0.017656	6.171	7.24	1010
	13_12	278.77	0.017656	4.922		
	13_16	191.65	0.017656	3.384		
14	14_8	344.48	0.017656	6.082	5.54	1056
	14_15	282.62	0.017656	4.990		
15	15_14	282.62	0.017656	4.990	7.47	1030
	15_16	268.02	0.017656	4.732		
	15_20	295.74	0.017656	5.222		
16	16_13	191.65	0.017656	3.384	4.87	1015
	16_15	268.02	0.017656	4.732		
	16_17	91.71	0.017656	1.619		
17	17_16	91.71	0.017656	1.619	6.43	1015
	17_18	290.41	0.017656	5.127		
	17_22	346.75	0.017656	6.122		
18	18_17	290.41	0.017656	5.127	6.62	1017
	18_23	459.37	0.017656	8.111		
19	19_12	565.35	0.017656	9.982	9.42	1010
	19_23	501.73	0.017656	8.859		
20	20_15	295.74	0.017656	5.222	8.56	1035
	20_21	386.15	0.017656	6.818		
	20_22	287.92	0.017656	5.084		
21	21_20	386.15	0.017656	6.818	6.44	1082
	21_24	343.35	0.017656	6.062		
22	22_17	346.75	0.017656	6.122	7.32	1035
	22_20	287.92	0.017656	5.084		
	22_25	194.42	0.017656	3.433		



Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

23	23_18	459.37	0.017656	8.111	17.88	1024
	23_19	501.73	0.017656	8.859		
	23_25	332.64	0.017656	5.873		
	23_28	294.82	0.017656	5.205		
	23_34	436.53	0.017656	7.707		
24	24_21	343.35	0.017656	6.062	6.98	1073
	24_25	224.37	0.017656	3.961		
	24_26	223.09	0.017656	3.939		
25	25_22	194.42	0.017656	3.433	10.06	1037.5
	25_23	332.64	0.017656	5.873		
	25_24	224.37	0.017656	3.961		
	25_27	387.73	0.017656	6.846		
26	26_24	223.09	0.017656	3.939	8.91	1080
	26_27	330.81	0.017656	5.841		
	26_29	455.8	0.017656	8.048		
27	27_25	387.73	0.017656	6.846	6.34	1063
	27_26	330.81	0.017656	5.841		
28	28_23	294.82	0.017656	5.205	9.76	1025
	28_29	352.37	0.017656	6.221		
	28_31	458.16	0.017656	8.089		
29	29_26	455.8	0.017656	8.048	9.14	1045
	29_28	352.37	0.017656	6.221		
	29_30	227.11	0.017656	4.010		
30	30_29	227.11	0.017656	4.010	5.55	1075
	30_31	401.16	0.017656	7.083		
31	31_28	458.16	0.017656	8.089	10.34	1054
	31_30	401.16	0.017656	7.083		
	31_32	311.48	0.017656	5.499		
32	32_31	311.48	0.017656	5.499	5.33	1044
	32_33	292.25	0.017656	5.160		
33	33_32	292.25	0.017656	5.160	6.30	1030
	33_34	421.2	0.017656	7.437		

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

34	34_23	436.53	0.017656	7.707	7.57	1025
	34_33	421.2	0.017656	7.437		
35	35_3	250.27	0.017656	4.419	4.65	1036
	35_7	276.95	0.017656	4.890		

**NB** : le tableau ci-dessus nous a permis de déterminer les débits routes et les débits aux nœuds sans la valeur de débit d'incendie.

**b.Cas de pointe + incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°26.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous  
Tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

Nœuds	TRONCON	L(m)	Qspec(l/s/m)	Qrout (l/s/m)	Qnoeud(l/s)	cotes(m)
1	1_2	372.5	0.017656	6.577	9.02	1010
	1_6	649.64	0.017656	11.470		
2	2_1	372.5	0.017656	6.577	9.18	1018
	2_3	327.71	0.017656	5.786		
	2_5	339.89	0.017656	6.001		
3	3_2	327.71	0.017656	5.786	5.84	1036
	3_4	83.29	0.017656	1.471		
	3_35	250.27	0.017656	4.419		
4	4_3	83.29	0.017656	1.471	4.83	1031
	4_5	182.09	0.017656	3.215		
	4_7	282.17	0.017656	4.982		
5	5_2	339.89	0.017656	6.001	9.82	1014
	5_4	182.45	0.017656	3.221		
	5_6	129.53	0.017656	2.287		
	5_9	460.96	0.017656	8.139		

Suite du tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

6	6_1	649,64	0,017656	11,470	11,31	1010
	6_5	129,53	0,017656	2,287		
	6_11	501,64	0,017656	8,857		
7	7_35	276,95	0,017656	4,890	7,88	1028
	7_4	282,17	0,017656	4,982		
	7_8	332,96	0,017656	5,879		
8	8_7	332,96	0,017656	5,879	8,79	1039
	8_10	318,24	0,017656	5,619		
	8_14	344,48	0,017656	6,082		
9	9_5	460,96	0,017656	8,139	6,34	1015
	9_10	43,26	0,017656	0,764		
	9_11	213,46	0,017656	3,769		
10	10_8	318,24	0,017656	5,619	6,28	1015
	10_9	43,26	0,017656	0,764		
	10_13	349,52	0,017656	6,171		
11	11_6	501,64	0,017656	8,857	9,68	1010
	11_9	213,46	0,017656	3,769		
	11_12	381,14	0,017656	6,729		
12	12_11	381,14	0,017656	6,729	10,82	1010
	12_13	278,77	0,017656	4,922		
	12_19	565,35	0,017656	9,982		
13	13_10	349,52	0,017656	6,171	7,24	1010
	13_12	278,77	0,017656	4,922		
	13_16	191,65	0,017656	3,384		
14	14_8	344,48	0,017656	6,082	5,54	1056
	14_15	282,62	0,017656	4,990		
15	15_14	282,62	0,017656	4,990	7,47	1030
	15_16	268,02	0,017656	4,732		
	15_20	295,74	0,017656	5,222		
16	16_13	191,65	0,017656	3,384	4,87	1015
	16_15	268,02	0,017656	4,732		
	16_17	91,71	0,017656	1,619		

Suite du tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

17	17_16	91,71	0,017656	1,619	6,43	1015
	17_18	290,41	0,017656	5,127		
	17_22	346,75	0,017656	6,122		
18	18_17	290,41	0,017656	5,127	6,62	1017
	18_23	459,37	0,017656	8,111		
19	19_12	565,35	0,017656	9,982	9,42	1010
	19_23	501,73	0,017656	8,859		
20	20_15	295,74	0,017656	5,222	8,56	1035
	20_21	386,15	0,017656	6,818		
	20_22	287,92	0,017656	5,084		
21	21_20	386,15	0,017656	6,818	6,44	1082
	21_24	343,35	0,017656	6,062		
22	22_17	346,75	0,017656	6,122	7,32	1035
	22_20	287,92	0,017656	5,084		
	22_25	194,42	0,017656	3,433		
23	23_18	459,37	0,017656	8,111	17,88	1024
	23_19	501,73	0,017656	8,859		
	23_25	332,64	0,017656	5,873		
	23_28	294,82	0,017656	5,205		
	23_34	436,53	0,017656	7,707		
24	24_21	343,35	0,017656	6,062	6,98	1073
	24_25	224,37	0,017656	3,961		
	24_26	223,09	0,017656	3,939		
25	25_22	194,42	0,017656	3,433	10,06	1037,5
	25_23	332,64	0,017656	5,873		
	25_24	224,37	0,017656	3,961		
	25_27	387,73	0,017656	6,846		
26	26_24	223,09	0,017656	3,939	25,91	1080
	26_27	330,81	0,017656	5,841		
	26_29	455,8	0,017656	8,048		
27	27_25	387,73	0,017656	6,846	6,34	1063
	27_26	330,81	0,017656	5,841		

Suite du tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds :cas de pointe +incendie

28	28_23	294,82	0,017656	5,205	9,76	1025
	28_29	352,37	0,017656	6,221		
	28_31	458,16	0,017656	8,089		
29	29_26	455,8	0,017656	8,048	9,14	1045
	29_28	352,37	0,017656	6,221		
	29_30	227,11	0,017656	4,010		
30	30_29	227,11	0,017656	4,010	5,55	1075
	30_31	401,16	0,017656	7,083		
31	31_28	458,16	0,017656	8,089	10,34	1054
	31_30	401,16	0,017656	7,083		
	31_32	311,48	0,017656	5,499		
32	32_31	311,48	0,017656	5,499	5,33	1044
	32_33	292,25	0,017656	5,160		
33	33_32	292,25	0,017656	5,160	6,30	1030
	33_34	421,2	0,017656	7,437		
34	34_23	436,53	0,017656	7,707	7,57	1025
	34_33	421,2	0,017656	7,437		
35	35_3	250,27	0,017656	4,419	4,65	1036
	35_7	276,95	0,017656	4,890		

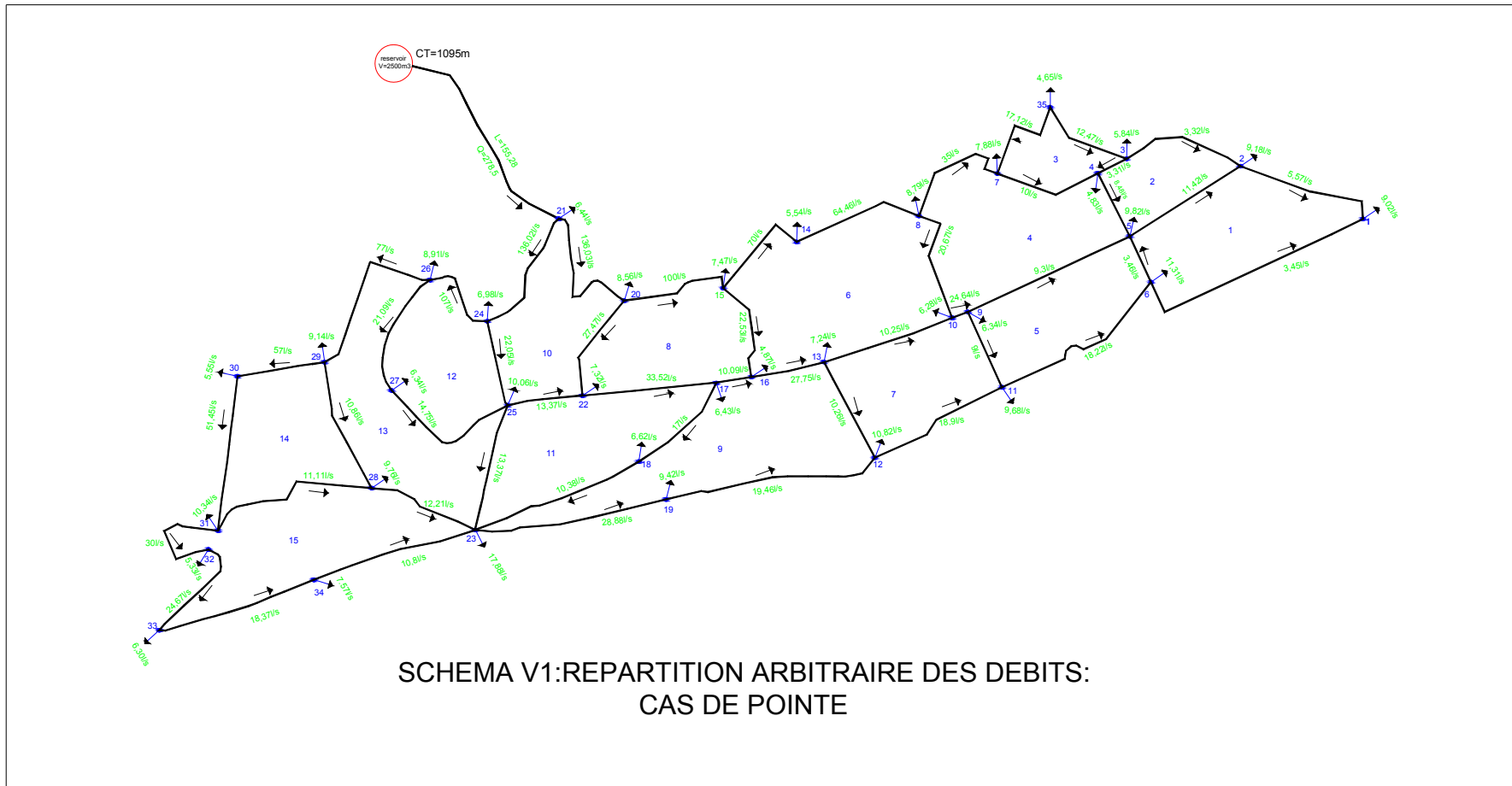
**NB** : le tableau ci-dessus nous a permis de déterminer les débits routes et les débits aux nœuds mais avec la valeur de débit d'incendie qui existe dans le nœud le plus défavorable N26.

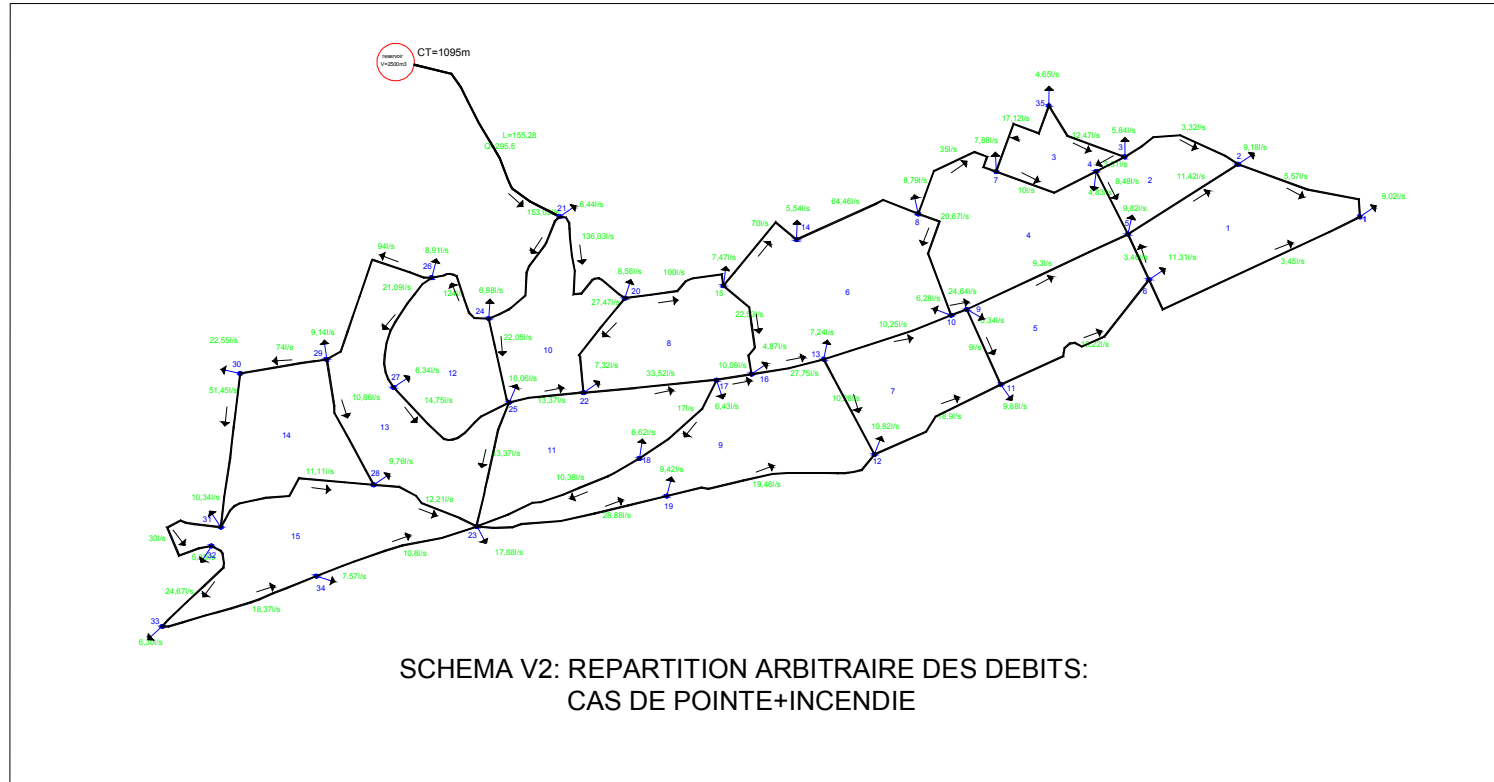
**Remarque :**

Le signe ( ) désigne : du nœud au nœud

**V.4.3.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.





**V.4.4.détermination des diamètres et des vitesses**

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule de continuité nous déterminons la

$$\text{vitesse: } V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°V.4 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	débit transit (L/S)	diamètres (mm)	vitesse (m/s)
N1_N2	5.56	100	0.71
N1_N6	3.45	75	0.78
N2_N3	3.32	75	0.75
N2_N5	11.42	125	0.93
N3_N4	3.31	75	0.75
N3_N35	12.47	125	1.02
N4_N5	8.48	100	1.08
N4_N7	10	125	0.82
N5_N6	3.46	75	0.78
N5_N9	9.3	125	0.76
N6_N11	18.22	150	1.03
N7_N35	17.12	150	0.97
N7_N8	35	200	1.11
N8_N10	20.67	150	1.17
N8_N14	64.46	250	1.31
N9_N10	24.64	200	0.78
N9_N11	9	100	1.15
N10_N13	10.25	125	0.84
N11_N12	18.19	150	1.03
N12_N13	10.26	125	0.84
N12_N19	19.46	150	1.10
N13_N16	27.75	200	0.88
N14_N15	70	250	1.43
N15_N16	22.53	150	1.28



Suite du tableau N°V.4 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	débit transit (L/S)	diamètres (mm)	vitesse (m/s)
N16_N17	10.09	125	0.82
N17_N18	17	150	0.96
N17_N22	33.52	200	1.07
N18_N23	10.38	125	0.85
N19_N23	28.88	200	0.92
N20_N21	136.03	350	1.41
N20_N22	27.47	200	0.87
N21_N24	136.03	350	1.41
N22_N25	13.37	125	1.09
N23_N25	13.37	125	1.09
N23_N28	12.21	125	1.00
N23_N34	10.8	125	0.88
N24_N25	22.05	150	1.25
N24_N26	107	350	1.11
N25_N27	14.75	150	0.84
N26_N27	21.09	150	1.19
N26_N29	77	300	1.09
N28_N29	10.86	125	0.89
N28_N31	11.11	125	0.91
N29_N30	57	250	1.16
N30_N31	51.45	250	1.05
N31_N32	30	200	0.96
N32_N33	24.67	200	0.79
N33_N34	18.37	150	1.04
R_N21	278.5	500	1.42

**NB** : le tableau ci-dessus montre les diamètres avantageux déterminé à partir d'un abaque (annexe N°1) et les vitesses calculé par la formule de continuité, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 600 mm.

### V.5. simulation par le logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL 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.

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 inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- 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 modulation 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.

**NB** : pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans le tableau suivant:

Tableau V.5 : résultat des différents tronçons avec leurs Caractéristiques hydrauliques et géométriques.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/m)
N1-N2	372.5	80	0.1	4.83	0.96	0.01399
N2-N3	327.71	80	0.1	5.92	1.18	0.02063
N3-N4	83.29	80	0.1	1.39	0.28	0.00137
N4-N5	182.09	100	0.1	8.74	1.11	0.01397
N5-N6	129.53	80	0.1	5.58	1.11	0.01838
N6-N1	649.64	80	0.1	4.19	0.83	0.01067
N5-N2	339.89	100	0.1	8.09	1.03	0.01207
N4-N7	282.17	100	0.1	12.18	1.55	0.02643
N7-N8	332.96	200	0.1	37.86	1.21	0.0069
N9-N10	43.26	175	0.1	45.42	1.89	0.01935
N5-N9	460.96	125	0.1	14.75	1.2	0.01228
N8-N10	318.24	200	0.1	62.63	1.99	0.01824
N9-N11	213.46	125	0.1	24.33	1.98	0.03223
N6-N11	501.64	150	0.1	9.92	0.56	0.00231
N8-N14	344.48	275	0.1	109.28	1.84	0.01058
N14-N15	282.62	275	0.1	114.82	1.93	0.01164
N10-N13	349.52	100	0.1	10.93	1.39	0.02146
N13-N16	191.65	150	0.1	4.38	0.25	0.00051
N16-N17	91.71	80	0.1	4.75	0.94	0.01352
N12-N13	278.77	150	0.1	8.07	0.46	0.00157
N11-N12	381.14	150	0.1	4.73	0.27	0.00059
N12-N19	565.35	125	0.1	1.98	0.16	0.00029
N19-N23	501.73	80	0.1	7.44	1.48	0.03194

Suite : Tableau V.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

N23-N34	436.53	125	0.1	5.23	0.43	0.00174
N31-N32	311.48	175	0.1	13.97	0.58	0.00204
N30-N31	401.16	175	0.1	28.26	1.17	0.00775
N29-N30	227.11	200	0.1	33.81	1.08	0.00556
N26-N29	455.8	250	0.1	52.47	1.07	0.00418
N24-N26	223.09	400	0.1	98.62	0.78	0.00131
N15-N20	295.74	300	0.1	126.8	1.79	0.00906
N20-N22	287.92	450	0.1	78.7	0.49	0.00047
N17-N22	346.75	80	0.1	10.54	1.8	0.03264
N22-N25	194.42	350	0.1	96.56	1	0.00246
N15-N37	268.02	150	0.1	4.51	0.25	0.00054
N24-N25	224.37	275	0.1	109.82	1.85	0.01068
N25-N27	387.73	200	0.1	30.9	0.98	0.00468
N26-N27	330.81	300	0.1	37.24	0.53	0.00087
N28-N29	352.37	100	0.1	9.52	1.21	0.01648
N23-N25	332.64	150	0.1	34.09	1.93	0.02439
N23-N28	294.82	80	0.1	3.71	0.74	0.00851
N28-N31	458.16	100	0.1	3.95	0.5	0.00313
N17-N18	290.41	80	0.1	0.64	0.13	0.00034
N18-N23	459.37	80	0.1	7.26	1.44	0.03045
N33-N34	421.2	150	0.1	2.34	0.13	0.00016
N32-N33	292.25	100	0.1	8.64	1.1	0.01367
N3-N35	250.27	125	0.1	13.15	1.07	0.00985
N7-N35	276.95	125	0.1	17.8	1.45	0.01761
N20-N21	386	200	0.1	56.65	1.8	0.01502
N21-N24	343	375	0.1	215.42	1.95	0.00813
N21-R	155.28	600	0.1	278.51	0.99	0.00123

**NB** : le tableau ci-dessus montre les caractéristiques hydrauliques et géométriques de chaque tronçon tel que longueur, diamètre, rugosité, débit, vitesse et perte de charge.

Tableau IV.6 : résultat au niveau des nœuds

nœuds	Altitude(m)	Demande(lps)	Charge(m)	Pression(m)
N1	1010	9.02	1059.25	49.25
N2	1018	9.18	1064.46	46.46
N3	1036	5.84	1071.22	35.22
N4	1031	4.83	1071.11	40.11
N5	1014	9.82	1068.56	54.56
N6	1010	11.31	1066.18	56.18
N7	1028	7.88	1078.57	50.57
N 8	1039	8.79	1080.86	41.86
N9	1015	6.34	1074.22	59.22
N10	1015	6.28	1075.06	60.06
N11	1010	9.68	1067.34	57.34
N12	1010	10.82	1067.12	57.12
N13	1010	7.24	1067.56	57.56
N14	1056	5.54	1084.51	28.51
N15	1030	7.47	1087.8	57.8
N16	1015	4.87	1067.66	52.66
N17	1015	6.43	1068.9	53.9
N18	1017	6.62	1068.99	51.99
N19	1010	9.42	1066.95	56.95
N20	1035	8.56	1090.48	55.48
N21	1082	6.44	1096.28	14.28
N22	1035	7.32	1090.61	55.61
N23	1024	17.88	1082.98	58.98
N24	1073	6.98	1093.49	20.49
N25	1037.5	10.06	1091.09	53.59
N26	1080	8.91	1093.2	13.2
N27	1063	6.34	1092.91	29.91
N28	1025	9.76	1085.49	60.49
N29	1045	9.14	1091.29	46.29
N30	1075	5.55	1090.03	15.03
N31	1054	10.34	1086.92	32.92
N32	1044	5.33	1086.29	42.29
N33	1030	6.3	1082.29	52.29
N34	1025	7.57	1082.22	57.22
N 35	1036	4.65	1073.69	37.69

**NB** : le tableau ci-dessus montre les caractéristiques hydrauliques de chaque nœud tel que l'altitude, débit au nœud, la charge et la pression dans le cas de pointe.

Comme le site de notre étude est très accidenté on a met un réducteur de pression au niveau du nœud N16 pour réduire la pression dans la partie aval

On vous signale que nous avons fait une simulation de calcul hydraulique pendant toute la journée c'est-à-dire pendant les 24heures.

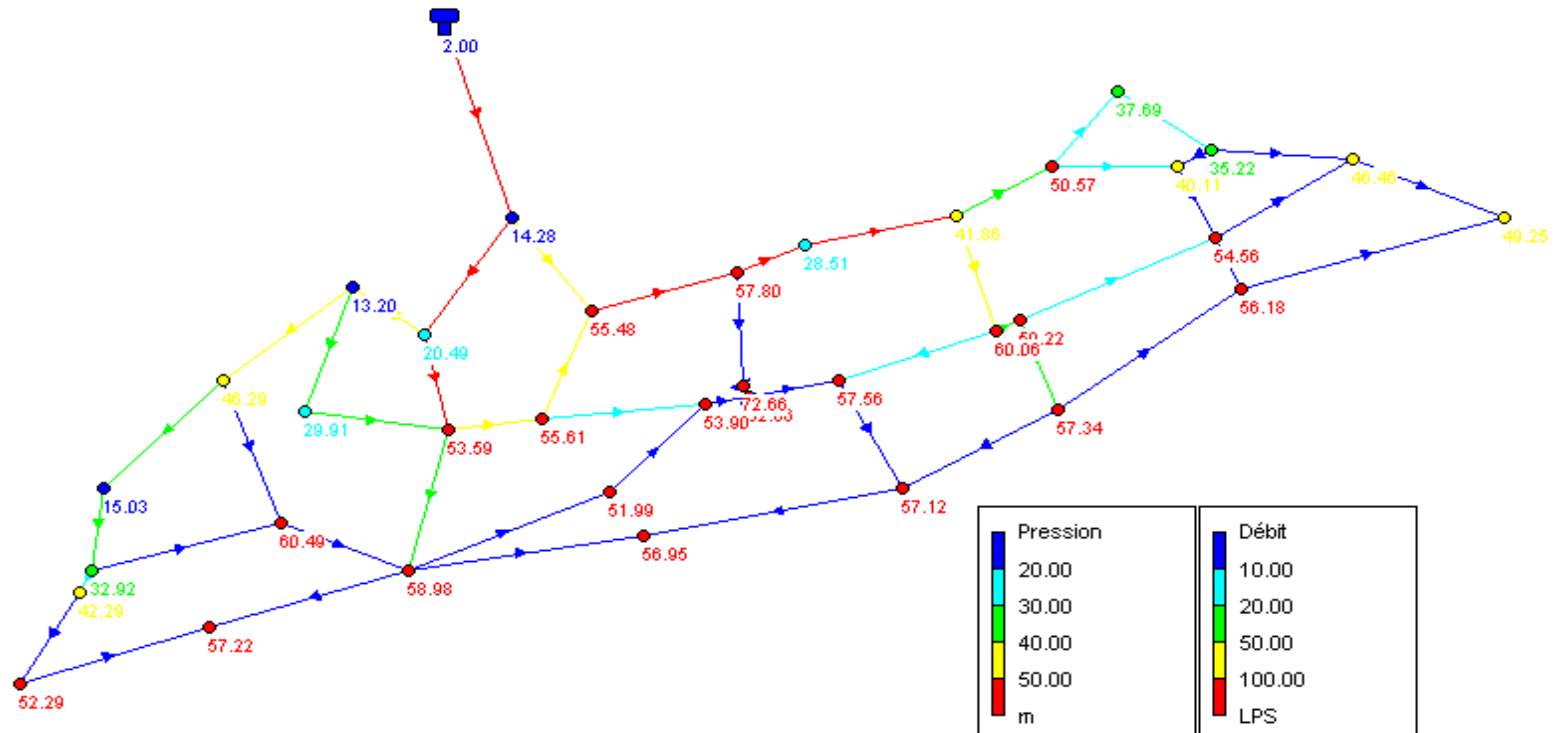


Schéma V.3 : débit et pression pour le cas de pointe

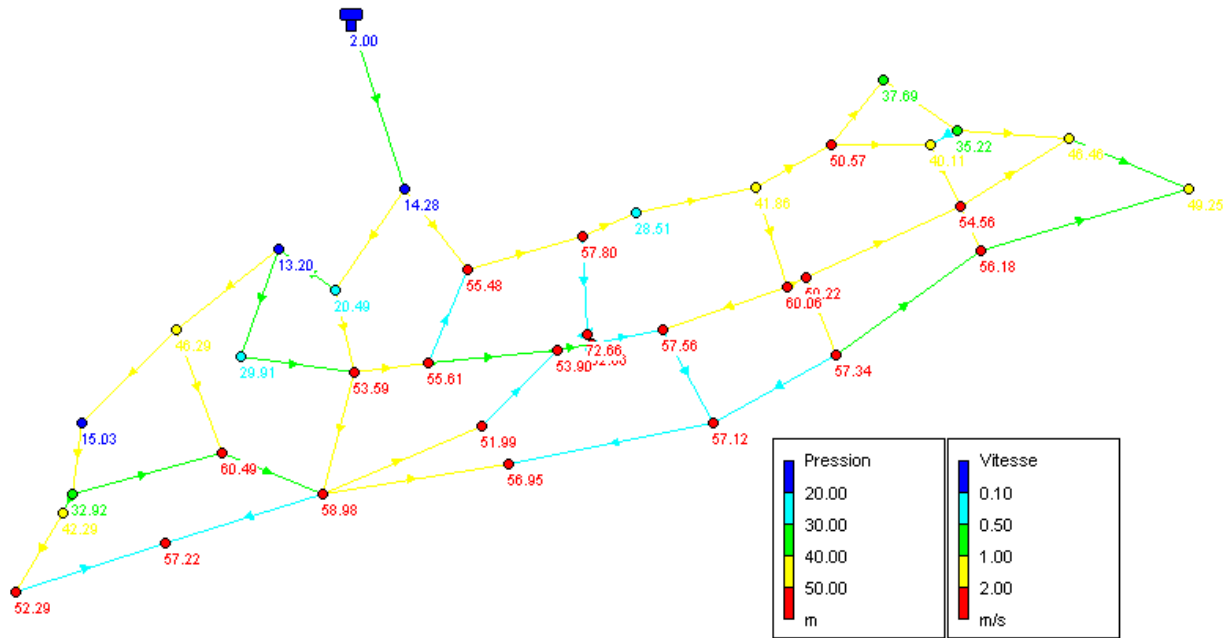


Schéma V.4 : pression et vitesse pour le cas de pointe



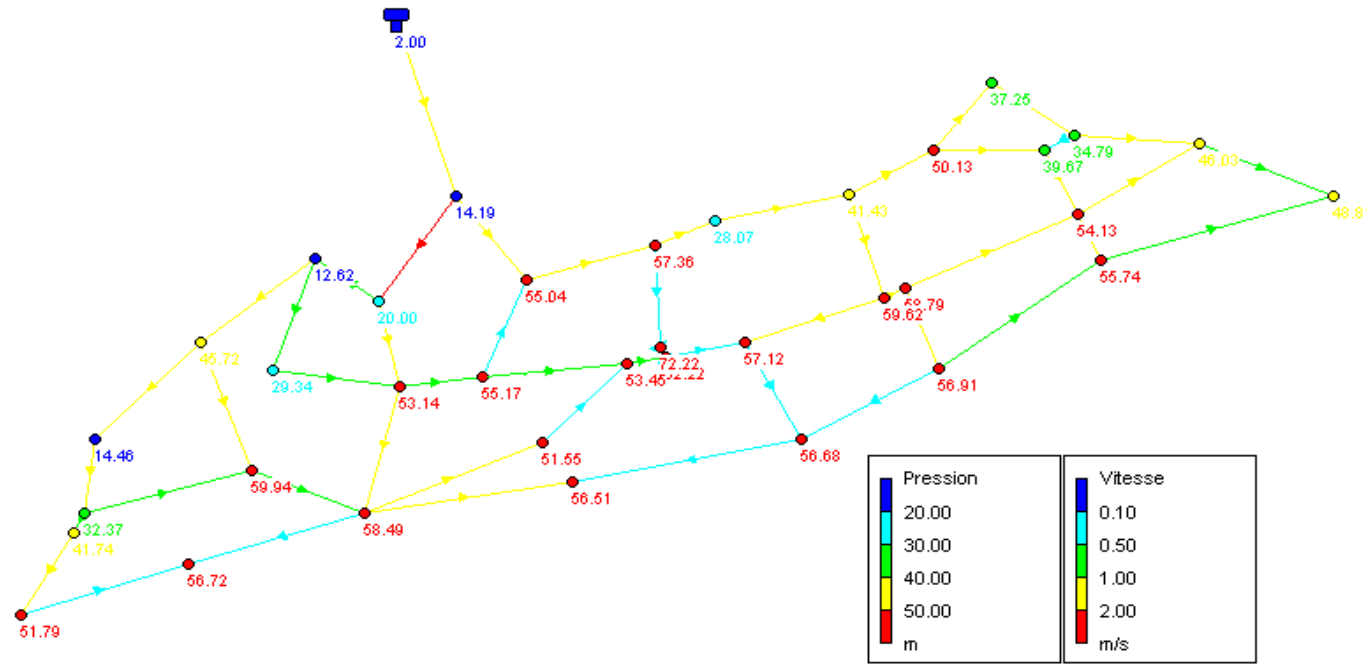
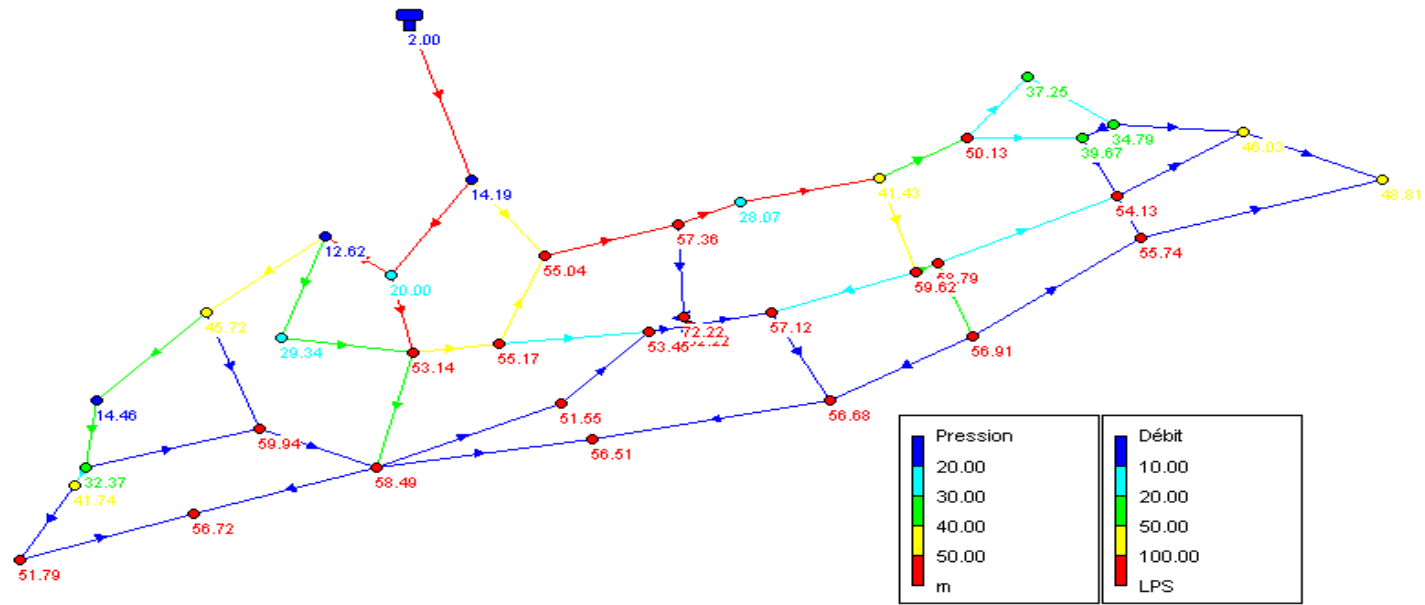
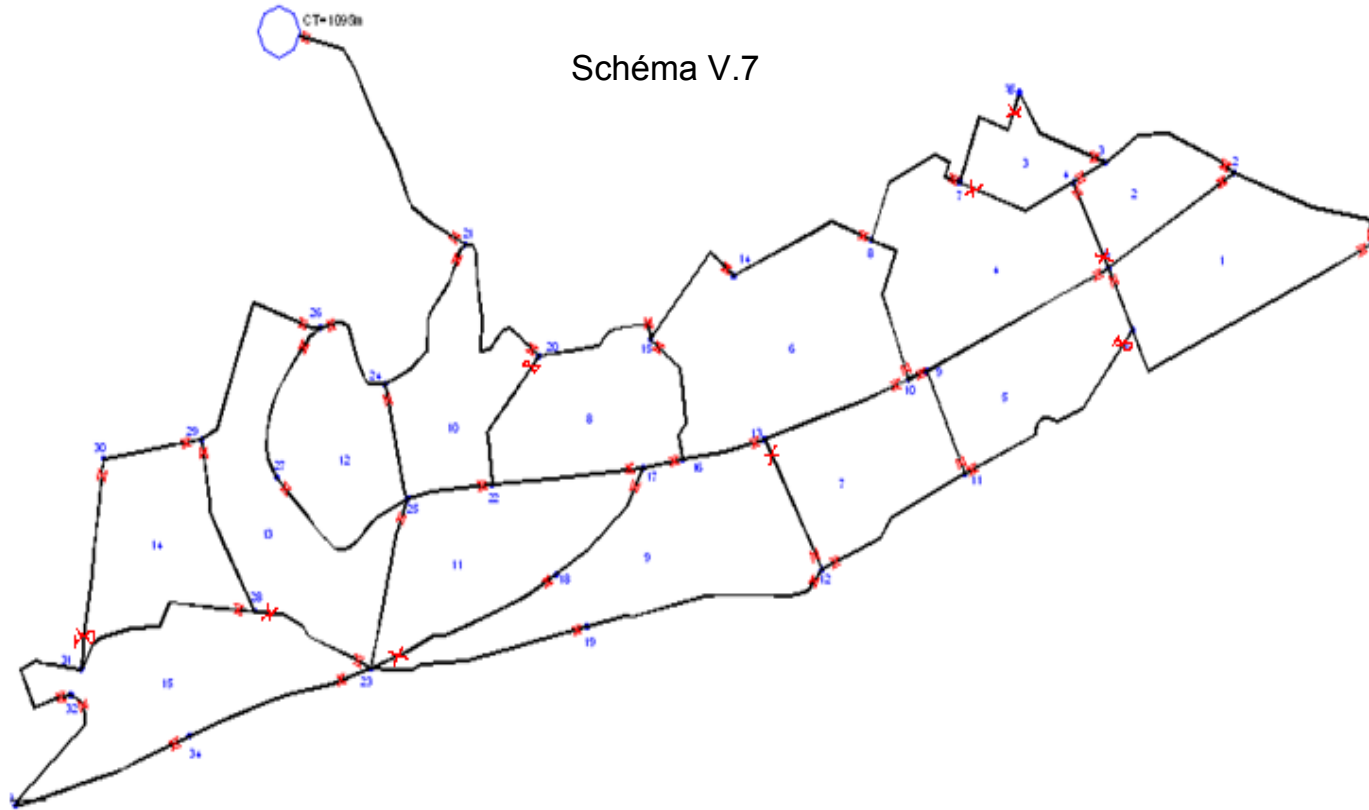


Schéma V.5 : pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie



# Les robinet vannes dans un reseau d'AEP

Schéma V.7



**V.6.Équipement du réseau de distribution :****V.6.1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression PN=16bar, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 600 mm.

**V.6.2- Appareils et accessoires du réseau :**

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

**V.6.2.1- Robinets vannes :**

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

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

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

**V.6.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :**

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

**V.6.2.3- Clapets :**

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

**V.6.2.4- Ventouses :**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les

installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

**V.6.2.5- Robinets de vidange :**

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

**V.6.2.6- Bouche d'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

**V.6.2.7- réducteur de pression :**

Ils sont utilisés pour réduire et stabilisé la pression

**V.6.2.8- pièces spéciales de raccord :**

a) **les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

**f) Les compteurs :**

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

### **Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 80 mm et 600 mm et les pressions varient entre 13m et 60 m.

chapitre VI

Adduction

### Introduction

L'adduction étant définie comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire
- L'adduction à écoulement par refoulement
- L'adduction mixte

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un réservoir où se fait le collecte de débits, on refoule l'eau vers le réservoir projeter de capacité 2500m<sup>3</sup> qui a son tour fait la distribution vers la nouvelle ville de Tiaret.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

### IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction :

#### VI.1.1. Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible. [3]

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 331 mètres, et que nous devons bien entendu



respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

### **VI.1.2. Choix de type de tuyau**

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, la condition de pose et de critères d'ordre économique qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes .
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

**IV.1.3. Profil d'une adduction :**

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé. [3]

**IV.1.4. La ligne piézométrique.**

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

**IV.1.5. L'air dans la tuyauterie:**

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- d'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure VI-1).

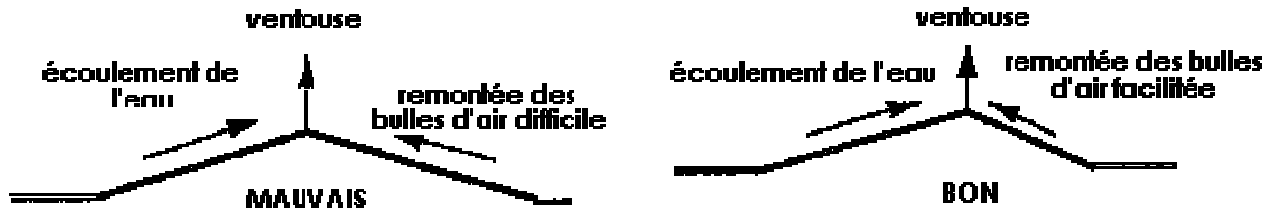


Figure VI-1 : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

#### IV.2. Etude technico-économique de l'adduction :

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir :

La formule de BONIN :  $D = \sqrt{Q}$

La formule de BRESSE :  $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre et Q : Débit véhiculé en  $m^3/s$ ;

## VI .2.1. Pertes de charges

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de

DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\Pi^2 D^5}$$

Avec

J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m<sup>3</sup>/s)

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s<sup>2</sup>

D : diamètre (m)

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

- En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de

NIKURADZE : 
$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

- En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{\Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :  $\varepsilon$  : Rugosité en (mm)

$\Re_e$  : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante 
$$\Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

**VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires**

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

**VI .2.1.2 Pertes de charges singulières**

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

**VI .2.1.3. Pertes de charges totales**

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad \text{Avec :}$$

$\Delta H_T$  : pertes de charges totales

$\Delta H_L$  : pertes de charges linéaires

$\Delta H_S$  : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (L=331m)

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

**VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique ( $H_g$ ), des pertes de charges totales ( $H_T$ ) et des pertes de charges due à l'aspiration ( $\Delta H_{asp}$ ). Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \quad \text{avec :}$$

$H_g$  : égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir et le niveau dynamique du forage ou de la bêche dans notre cas le niveau dynamique de réservoir

$$H_g = T_p - ND$$

$T_p$  : trop plein du réservoir (1101 m)

$ND$  : niveau dans le réservoir d'aspiration (1085m)

$H_{asp}$  : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m

On a la relation suivante pour calculer  $H_{MT}$

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

**VI .2.3. Puissance des pompes :**

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (\text{KW})$$

Avec :

$Q$  : Débit de la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),

$\eta$  : Rendement de la pompe On prend  $\eta = 76,3 \%$

$P$  : puissance absorbée par la pompe en k w.

**VI .2.4. Energie consommée par la pompe :**

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E_a = P.t.365 \text{ (Kwh)}$$

Avec :

t : Temps de fonctionnement des pompes t =20 heures/j ;

Ea : Energie totale dépensée par la pompe (KWh) ;

**VI .2.5. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_e = C. E_a \text{ (DA)}$$

Avec : C : Tarif de l'énergie (DA/Kwh)

Ea : Energie totale dépensée par la pompe.

**VI .2.6. Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A". [1]

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1}$$

Avec :

I : Taux d'annuité (égale à 8% en Algérie).

Donc : 
$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} = 0,102 \quad \rightarrow \mathbf{A = 0,102 \text{ DA}}$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

### VI .2.7. Calcul de la conduite d'adduction:

#### Données de base :

Q : débit refoulé ( $Q_d = 0,251 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Longueur de la conduite  $L = 331 \text{ m}$  ;

Cote de trop plein  $C_{tp} = 1101 \text{ m}$  ;

ND : niveau dynamique dans le réservoir (1085m)

Hauteur géométrique  $H_g = 16 \text{ m}$

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons les formules économiques suivantes :

La formule de BONIN :  $D = \sqrt{Q}$  et La formule de BRESSE :  $D = 1,5 \sqrt{Q}$

Avec : D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

#### Application :

La formule de BONIN :  $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,251} = 0,500 \text{ m} \rightarrow D=500 \text{ mm}$

La formule de BRESSE :  $D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5 * \sqrt{0,251} = 0,751 \text{ m} \rightarrow D=750 \text{ mm}$

#### Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D=500 \text{ mm} \rightarrow V = \frac{4 * q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0,251}{3.14 * 0,5^2} = 1,28 \text{ m/s}$$

$$\text{Avec } D=750 \text{ mm} \rightarrow V = \frac{4 * q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0,251}{3.14 * 0,75^2} = 0,57 \text{ m/s}$$



La vitesse dans la conduite de refoulement :

-si  $D < (300 \text{ à } 800) \text{ mm} \rightarrow v = (1 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

-si  $D > 800 \text{ mm} \rightarrow v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m}$

Finalement nous optons pour le diamètre nominal **DN=500 mm**

### Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante :  $H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$

Avec :  $H_g = 1101 - 1085 = 16\text{m}$

$$\Delta H_{asp} = 0,5\text{m}$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3.14^2 * D^5} \cdot L$$

Le calcul de la hauteur est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°VI.1 calcul de la hauteur manométrique

D (mm)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	$H_g$ (m)	$\Delta H_{asp}$ (m)	$H_{MT}$ (m)
500	0,024	331	1,46	16	0,5	17,96

D'après ce tableau nous avons une hauteur manométrique  $H_{MT} = 17,96\text{m}$

Nous pouvons dire que ce nouveau diamètre nous a permis de déterminer une hauteur manométrique  **$H_{MT} = 17,96\text{m}$** .

### VI.3. Critère de choix de nombre de pompe

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc en prévoit une pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

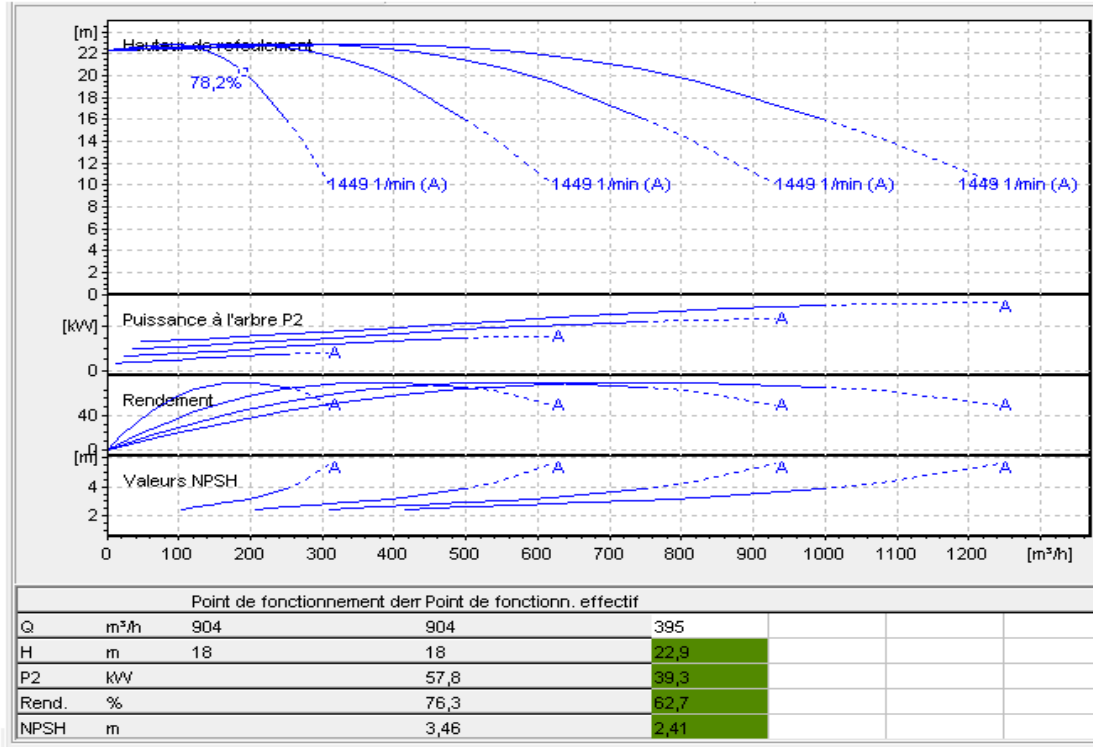
Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important
- NPSH requis minimum
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important

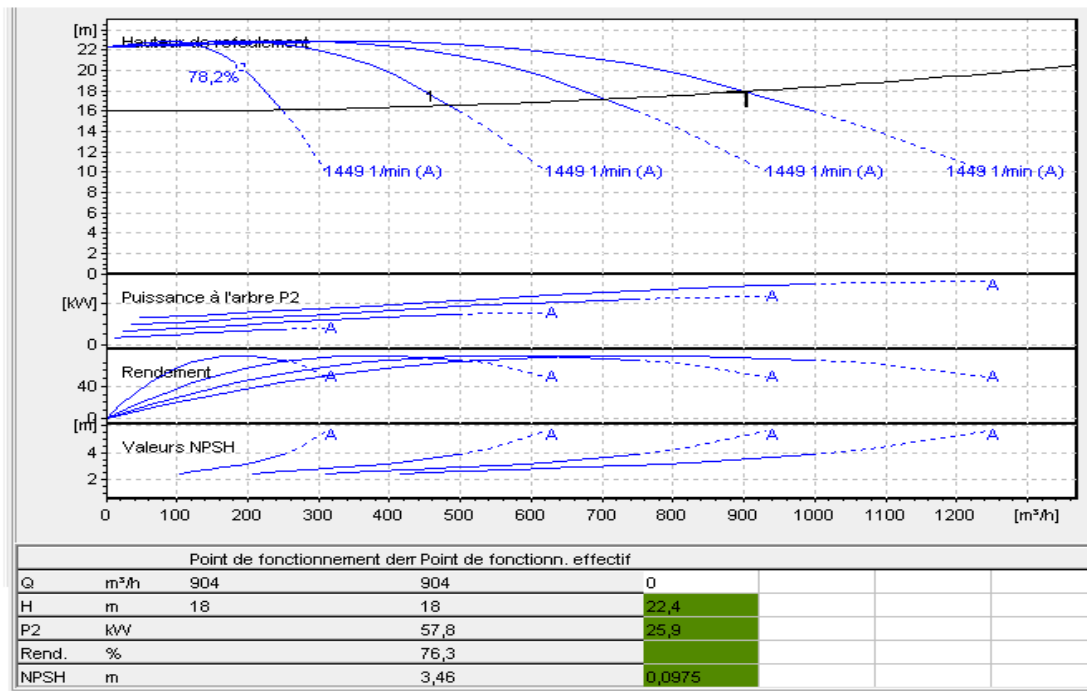
### VI.4. déterminations du nombre de pompe

D'après le logiciel des pompes **caprari** on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompe, et on a trouvé le meilleur choix 4 pompe identiques en parallèle qui assure un débit **Q=903,6m<sup>3</sup>/h** avec une hauteur manométrique totale **HMT=17,96m** et une pompe de secoure, pour le type de pompe on a choisi pompe à axe horizontal monocellulaires.

**VI.4.1. Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari) :**



**VI.4.2. point de fonctionnement de la station**



Les caractéristiques de la pompe d'après le logiciel caprari après l'optimisation c'est-à-dire après le réglage :

- Débit  $Q=904\text{m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale  $HMT=18\text{m}$
- Le rendement  $\eta = 76,3\%$
- La puissance  $P=14,4\text{ kW}$
- $NPSH_r=3,46\text{m}$
- La vitesse de rotation  $N=1449\text{ tr/min}$

**Type de la pompe : MEC-AZ 2/125A**

**Pompe**

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en fonte
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

**Données techniques / Caractéristiques**

- $Q : 225,9\text{ m}^3/\text{h}$
- $H : 18\text{ m}$
- n. poles : 4
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur  $P_2 : 15\text{ kW}$
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN125 16 bar
- Raccord d'aspiration : DN150 16 bar

**Remarque** : les pompes centrifuges à axe horizontal monocellulaires sont installées en charge pour refouler l'eau vers le réservoir projeté.

**Conclusion**

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=500 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs projeté de stockage 2500m<sup>3</sup> avec une hauteur manométrique  $H_{MT}=17,96m$ .

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes par le logiciel caprari.

# chapitre VIII

## Protection des conduites contre le coup de belier

### VII.1.Généralité :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les réservoirs d'air et le chemin d'équilibre ;
- les soupapes de décharge ;
- les volants d'inertie.

### VII.2.Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

#### 1<sup>ière</sup> 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<sup>ème</sup> phase**

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période ( $l/c$ ) ce qui fait au total ( $2l/c$ ) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

**3<sup>ème</sup> phase**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période ( $l/c$ ) ce qui fait ( $3l/c$ ) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

**4<sup>ème</sup> phase**

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps ( $l/c$ ) ce qui fait ( $4l/c$ ) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge

**VII.3.Moyen de protection contre le coup de bélier**

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.



- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

#### VII.4. Etude du coup de bélier :

##### a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s)

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m<sup>2</sup>/s)

$c$  : Célérité en [m/s]

$H_g$  : la hauteur géométrique[m]

##### b) Détermination de la vitesse de la célérité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

$k$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2.07 \cdot 10^9$  à 20° c.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

$E$  : Coefficient de l'élasticité de la conduite ;  $E = 1.2 \cdot 10^9$

$D$  : diamètre de refoulement (500mm) en PEHD.

$e$  : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas  $e = 10 \text{ mm}$

$(K/\rho)^{1/2}$  : Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$  : Contribution de l'élasticité de la conduite.

**c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q:le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement

- Longueur : L = 331 m
- Diamètre : D = 500 mm
- Hauteur géométrique : H = 16 m
- Débit refoulé : Q = 0,251 m<sup>3</sup>/s

**Application numérique :**

Après calcul on trouve

**c=154 m/s et V<sub>0</sub>=1,28m/s**

$$H_{\max} = \frac{cV_0}{g} = \frac{154 * 1,28}{9,81} = 20,1m$$

**La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 16 + 20,1 = 36,1 \text{ m} \quad \rightarrow$$

$H_s = 36,1 \text{ m}$
------------------------

**VII.5. Réservoir d'air :**

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

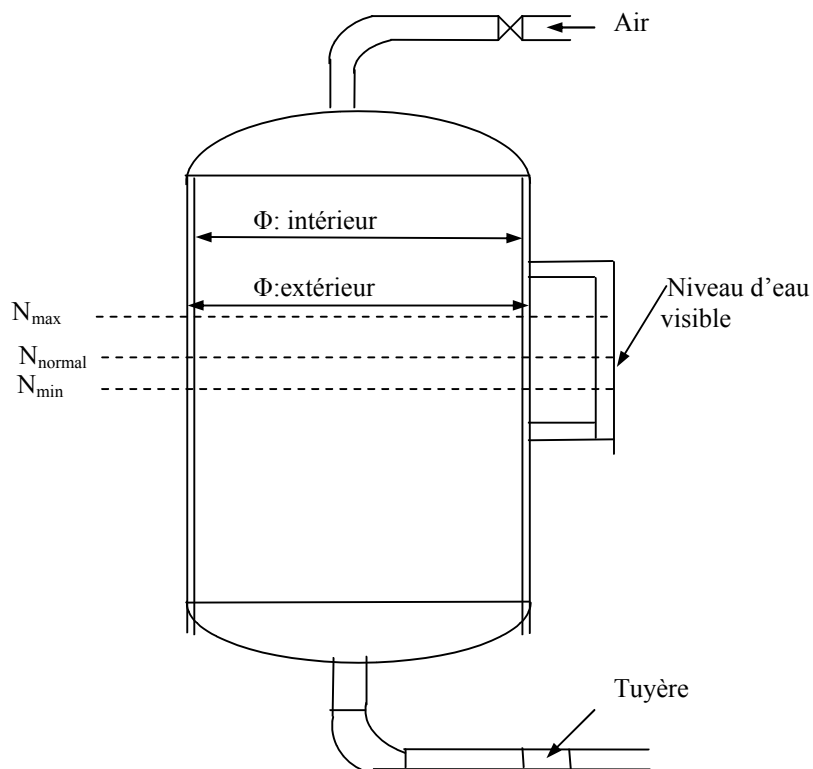


Figure .VII-1: Réservoir d'air

**VII.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air :**

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Comme on a calculé la vitesse de la célérité :  $c=154$  m/s, nous devons l'augmenté de 5% car c'est un matériau en acier donc la nouvelle célérité sera donc :  $c=161,7$ m/s

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 16+20,1=36,1 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 36,1+10= 46,1 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 26 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,28^2}{9,81 * 2} = 0,084 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_0/Z_0 = 0,084/26 = 3,23*10^{-3}$$

$$Z_{\max}/Z_0 = 46,1/26 = 1,77$$

On a les valeurs de  $(h_0/Z_0)$  et  $(Z_{\max}/Z_0)$  on peut tirer la valeur de  $(U_0/L.S)$  à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

$$\text{Donc } U_0/L.S = 2,4*10^{-2}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0,62$$

### Application :

$$U_0 = 2,4*10^{-2} * L * S = 2,4*10^{-2} * 331 * (0,251/1,28) = 1,56 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow U_0 = 1560 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 . Z_0 = U_{\max} . Z_{\min}$$

$$\rightarrow U_{\max} = U_0 * (Z_0/Z_{\min}) = 1560 * 1,61 = 2511,6 \text{ litres}$$

$$\rightarrow U_{\max} = 2511,6 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons  **$U_{\max} = 2550$  litres d'air**

### Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

# chapitre VIII

## Protection des conduites contre la corrosion

### Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner 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 à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

### VIII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

#### a) Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

#### b) Nivellement :

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

### VIII.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

#### VIII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un anglodozer.

**VIII.2.2.Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour 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.

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

La profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »

La largeur de la tranchée «  $b$  »

**VIII.2.2.1.La profondeur ( $H_{tr}$ ) :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :  $H_{tr} = D + h + h_1$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend :  $h=1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

D'où :  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

**VIII.2.2.2.Largueur de la tranchée :**

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.

$b = D + 0,6$  m.

$b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

**VIII.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :**

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure VIII.1 : Pelle mécanique

**VIII.2.3.1.Pelle équipée en rétro :**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

**VIII.2.3.2.Pelle équipée en butée :**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.



Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau N°VIII.1: calcul du volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m <sup>2</sup> )	v(m <sup>3</sup> )
80	3547.46	0.68	1.23	0.84	2967.10
100	2256.45	0.7	1.25	0.88	1974.39
125	2203.52	0.725	1.275	0.92	2036.88
150	2375.06	0.75	1.3	0.98	2315.68
175	775.9	0.775	1.325	1.03	796.75
200	1652.04	0.8	1.35	1.08	1784.20
250	455.8	0.85	1.4	1.19	542.40
275	851.47	0.875	1.425	1.25	1061.68
300	626.55	0.9	1.45	1.305	817.65
350	194.42	0.95	1.5	1.43	277.05
375	343	0.975	1.525	1.49	510.00
400	223.09	1	1.55	1.55	345.79
450	287.92	1.05	1.6	1.68	483.71
600	331	1.2	1.75	2.10	695.10
volume total					16608.38

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **16608,38 m<sup>3</sup>**.

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

Tableau N°VIII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

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

Comme le volume total est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> et inférieur à 20000 m<sup>3</sup>, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,65 m<sup>3</sup>.

### VIII.2.3.3. 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 gobet 0,65 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8 - 0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,8

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend

T<sub>c</sub> = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub> = 500 m<sup>3</sup>/j.

### VIII.2.3.4. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) et R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{16608,38}{500} = 33 \text{ jours}$$

### VIII.2.3.5. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

**VIII.3. Pose des conduites :**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

**VIII.4. Epreuve de joint et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

**VIII.5. Remblaiement de la tranchée :**

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

# chapitre IX

## Organisation du chantier

**Introduction :**

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

**IX.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

**IX.1.1.Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.

- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

#### **IX.1.2.Facteurs matériels :**

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posé lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

#### **IX.2.Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

#### **IX.3.Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

#### **IX.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

##### **IX.4.1.Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

##### **IX.4.2.Autre protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

##### **IX.4.3.Protection collective :**

###### **IX.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

###### **IX.4.3.2.Engin de levage :**

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

#### **IX.4.3.3.Appareillage électrique :**

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

#### **Conclusion**

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.





## **Conclusion générale**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable.

Cette étude concerne tous les points ayant trait d'une part à l'économie et d'autre part à la technique dans le souci d'avoir une réalisation et une exploitation rationnelle des équipements.

Ce projet a été étudié en tenant compte des conditions naturelles et tout en essayant de satisfaire la demande des habitants dans des conditions technico-économique rationnelles.

Peut on dire que les pénuries d'eau sont imputables à la sécheresse, ou à la forte croissance des demandes en eau ou bien au manque de savoir faire ?

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ABRAMOV.N** : Alimentation en eau potable.  
(Édition MOSCOU 1982).
  
- [2] **Dupont** : Hydraulique urbaine (Tome II).  
(Éditions Eyrolles paris 1979).
  
- [3] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU** : (Tome I).  
(Deuxième édition 1952).
  
- [4] **VAMBARTSOUMAIAN** : Recommandations méthodologiques.  
(Deuxième édition).

# Annexes

# ABACUS

DE M. VIET

TABLEAU DE CALCULS

DE LA TRIGONOMETRIE

