



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :  
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies  
Département des Sciences et Technologies

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de  
MASTER**

**Domaine :** Sciences et Technologies

**Filière :** Hydraulique

**Spécialité :** Sciences de l'eau et de l'environnement

**Présenté par :**

Mr. AISSA Mustafa

**Thème**

**étude du réseau d'alimentation en eau potable au niveau de  
la nouvelle agglomération de BAMENDILLE (commune de  
Ouargla)**

**MEMBRES DE JURY:**

**Mr:** AGOUN Salah. **M.A.A.** Université de Ghardaïa. Président

**Mr:** MECHRI Bachir. **M.A.A.** Université de Ghardaïa. Examineur

**Mr:** BOUBLI Salim. **M.A.A.** Université de Ghardaïa. Examineur

**Mr:** BOUTELLI Med Hicham. **M.A.B.** Université de Ghardaïa. Encadreur

# ملخص

في هذا المشروع لنهية التخرج يهدف الى دراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب للمدينة الجديدة بامنديل حيث نتطرق فيها الى تقييم منابع الموجودة بهذه المنطقة و مقارنتها بحاجيات المنطقة للماء الشروب و كذا مختلف هياكل التخزين الموجودة التي بإمكانها أن توفر الشروط التقنية و الاقتصادية من ضغط و تدفق لضمان السير الحسن لشبكة التوزيع ثم بعد ذلك نشرع في دراسة و تحديد مختلف أقطار القنوات المكونة لشبكة التوزيع التي تضمن لنا توزيعا للمياه في ظروف تقنية و اقتصادية و مختلف القطع و الاجزاء الخاصة المكونة للشبكة.

و أسردنا محورا نبين فيه كيفية سير الاشغال في مختلف مراحل انجاز مشروع الري و نتطرقنا أيضا الى الاحتياطات الامنية الواجب اتخاذها أثناء القيام بالمهام داخل ورشات العمل سواء المتعلقة منها بالجانب البشري و جانب المعدات ، و في الاخير قمنا بتقييم كمي و تقديري بغية الوصول الى التكلفة الاجمالية للمشروع .

## RESUME

ce projet fin d'étude a pour but d'étudier le réseau d'alimentation en eau potable au niveau de la nouvelle agglomération de BAMENDILLE (commune de Ouargla) où on a commencé par la valorisation des ressources en eau existant et on la compare aux besoins de notre agglomération en eau potable ainsi les différents ouvrages de stockages présent dans les lieux et la possibilité d'assuré les exigences techniques et économiques pour un bon fonctionnement du réseau de distribution. Après cela on a entamé l'étude de détermination des différents diamètres des conduites composant le réseau, et qui garantissent une distribution de l'eau dans des conditions techniques bien définies et les différentes pièces spéciales.

Dans une partie complémentaire nous avons présenté la méthode de déroulement des travaux dans les différentes étapes de réalisation d'un projet d'hydraulique. Les normes et les conditions de sécurité au cours de réalisation des travaux dans une deuxième partie.

Nous avons présenté le devis quantitatif et estimatif pour avoir le cout général du projet dans une dernière partie.

# REMERCIEMENT

*Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :*

- *Ma chère famille de leurs aides morale et financière*
- *Mon promoteur Mr : **BOUTELLI Med Hicham** pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
- *Tout le corps enseignant et personnel de l'Université de Ghardaïa qui ont contribué de près où de loin a ma formation.*
- *Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*
- *Je tiens à remercier aussi mes amis de leurs aides*

*AISSA Mustafa*

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :*

- *Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- *Mon père qui m'a tant aidé et encouragé.*
- *Tous mes frères et sœurs.*
- *Mon épouse et ma petite pouponne.*
- *Toute la famille **AISSA***
- *Tous mes amis d'Université de Ghardaïa. en particulier (ABBAS D, BAHMANI B , ZAKARIA M, BAHMANI B , SALAM H.....).*
- *Tous mes amis de **BOUNOURA***
- *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

***AISSA Mustafa***

# **SOMMAIRE :**

## **INTRODUCTION GENERAL**

PAGE

1

### **CHAPITRE I- PRESENTATIONS DU SITE D'ETUDE**

I.	1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I.	2. HYDROGEOLOGIE:	4
I.	2.1. LE CONTINENTALE INTERCALAIRE (CI) :	4
I.	2.2. LE COMPLEXE TERMINALE :	4
I.	3. LE CLIMAT :	5
I.	3.1. TEMPERATURE	5
I.	3.2. VENTS	5
I.	3.3. HUMIDITE :	5
I.	3.4. EVAPORATION :	6

### **CHAPITRE II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU ET EVALUATION DES DEBITS**

II.	1. INTRODUCTION	7
II.	2. SITUATION DEMOGRAPHIQUE	7
II.	3. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE	7
II.	4. BESOINS EN EAU PAR CATEGORIE	7
II.	4.1. BESOINS DOMESTIQUES	7
II.	4.2. BESOINS ADMINISTRATIFS	8
II.	4.3. BESOINS SCOLAIRES	8
II.	4.4. BESOINS SANITAIRES	9
II.	4.5. BESOINS SOCIOCULTURELS	9
II.	4.6. BESOINS COMMERCIAUX	9
II.	4.7. BESOINS D'ARROSAGE	10
II.	4.8. BESOINS SPORTIF	10
II.	4.9. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAUX DE LA VILLE	10
II.	4 .10. DEBIT MOYEN MAJORE	11

II.	5. EVALUATION DES DEBITS	11
II.	5.1. COEFFICIENTS D'IRREGULARITE	11
II.	5.1.1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE JOURNALIER ( $K_j$ )	11
II.	5.1.2. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE ( $K_{MAX,H}$ )	12
II.	5.2. CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE ( $Q_{MAX,J}$ )	12
II.	5.3. DETERMINATION DES DEBITS HORAIRE	13
II.	5.1. DEBIT MOYEN HORAIRE	13
II.	5.4. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE	13
II.	5.5. DETERMINATION DU DEBIT DE POINTE	13
II.	6. EVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT	14
II.	7. CONCLUSION	16

### **CHAPITRE III- ETUDE DE RESERVOIR**

III.	1. INTRODUCTION	17
III.	2. FONCTION DES RESERVOIRS	17
III.	2.1. FONCTIONS TECHNIQUES D'UN RESERVOIR	17
III.	2.2. FONCTIONS ECONOMIQUES D'UN RESERVOIR	17
III.	3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS	17
III.	3.1. CLASSIFICATION SELON LE MATERIAU DE CONSTRUCTION	17
III.	3.2. CLASSIFICATION SELON LA SITUATION DES LIEUX	18
III.	3.3. CLASSIFICATION SELON L'USAGE	18
III.	3.4. CLASSIFICATION SELON DES CONSIDERATIONS ESTHETIQUES	18
III.	3.5. CLASSIFICATION SELON LA FORME GEOMETRIQUE	18
III.	4. LES RESERVOIRS EN CHARGE (SOUS PRESSION)	18
III.	5. EMLACEMENT D'UN RESERVOIR	18
III.	6. CALCUL DE LA CAPACITE TOTALE NECESSAIRE POUR LA NOUVELLE AGGLOMERATION :	18
III.	7. NORMES DE SECURITE ET EQUIPEMENT DES RESERVOIR	20

III.	7.1. MESURES DE SECURITE DANS LA CONSTRUCTION	20
III.	7.2. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS	20
III.	7.3 EQUIPEMENT D'UN RESERVOIR	20
III.	8. CONCLUSION	21

## **CHAPITRE IV- RESEAU DE DISTRIBUTION**

IV.	1. INTRODUCTION	22
IV.	2. CLASSIFICATION DES RESEAUX D'A.E.P	22
IV.	2.1. LA CLASSIFICATION SELON LA DISPOSITION DES RESEAUX DANS L'AGGLOMERATION	22
IV.	2.2. CLASSIFICATION SELON LA DISPOSITION DES TRONÇONS DANS LE RESEAU	22
IV.	3. CHOIX DU SYSTEME DE DISTRIBUTION	25
IV.	4. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES	25
IV.	4.1. CONDUITES EN FONTE	25
IV.	4.2. CONDUITES EN ACIER	25
IV.	4.3. CONDUITES EN MATIERE PLASTIQUE	25
IV.	4.4. CONDUITES EN AMIANTE-CIMENT	26
IV.	4.5. CONDUITES EN BETON ARME	26
IV.	5. ORGANES ET ACCESSOIRES DU RESEAU	26
IV.	5.1. ROBINETS-VANNE A OPERCULE	26
IV.	5.2. VANNES PAPILLON	26
IV.	5.3. VANNE STOP	26
IV.	5.4. MANŒUVRE DES ROBINETS	26
IV.	5.5. COLLIERS DE PRISE EN CHARGE	27
IV.	5.6. PURGEURS - VENTOUSES	27
IV.	5.7. BUTEES	27
IV.	5.8. REGARDS	28
IV.	5.9. CHAMBRE DE VANNES	29
IV.	5.8. LES BOUCHES ET LES POTEAUX D'INCENDIE	30

IV.	5.10. RUBANS AVERTISSEURS	30
IV.	6. CALCUL HYDRAULIQUE	31
IV.	6.1. LES DEBITS	31
IV.	6.2. LES DIAMETRES	31
IV.	6.3. LES VITESSES	31
IV.	6.4. LES PRESSIONS AU SOL	31
IV.	6.5. CONDITION D'INCENDIE	32
IV.	6.6. REGIME D'ECOULEMENT	32
IV.	6.7. PERTE DE CHARGE	32
IV.	6.7.1. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEAIRE	32
IV.	6.7.2. LES PERTES DE CHARGE SINGULIERES	33
IV.	6.7.3. PERTES DE CHARGE TOTALE	33
IV.	6.8. CALCUL DU RESEAU MAILLE PAR LA METHODE DE « HARDY – CROSS »	33
IV.	6.9. CALCUL DU RESEAU	34
IV.	6.9.1. CAS DE POINTE	34
IV.	6.9. 1.1. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL EPANET	34
IV.	6.9.1. 2.DETERMINATION DES DEBITS	34
IV.	6.9.1.2. 1. DEBIT SPECIFIQUE	34
IV.	6.9.1.2. 2. DEBIT EN ROUTE POUR CHAQUE TRONÇON	35
IV.	6.9.1.2. 3. DEBITS AUX NŒUDS	36
IV.	6.9.1.3. RESULTATS DES CALCULE DE DIMENSIONNEMENT	37
IV.	6.9.2. CAS DE POINTE PLUS INCENDIE	42
IV.	6.9.2. 1.DETERMINATION DES DEBITS	42
IV.	6.9.2.1. 1. DEBIT SPECIFIQUE	42
IV.	6.9.2.1. 2. DEBIT EN ROUTE POUR CHAQUE TRONÇON	42
IV.	6.9.2.1. 3. DEBITS AUX NŒUDS	44
IV.	6.9.3. RESULTATS DES CALCULS DE DIMENSIONNEMENT CAS INCENDIE	45
IV.	7. CONCLUSION	49

## **CHAPITRE V- ORGANISATION DU CHANTIER**



V.	1. INTRODUCTION	50
V.	2. REALISATION DU RESEAU D’AEP	50
V.	3. IMPLANTATION DES TRACES DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN	50
V.	3.1. MATERIALIZATION DE L’AXE	50
V.	3.2. LE NIVELLEMENT	50
V.	4. EXCAVATION DES TRANCHEES	51
V.	4.1. ENLEVEMENT DE LA COUCHE VEGETALE	51
V.	4.2. EXCAVATION	51
V.	4.3. CHOIX DE LA SECTION TRANSVERSALE DE LA TRANCHEE	51
V.	4.4. CALCUL DE LA PROFONDEUR DE LA TRANCHEE HTR	52
V.	4.5. CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS	52
V.	4.6. CHOIX DES ENGINS DE TERRASSEMENT	52
V.	4.6.1. CHOIX DE L’EXCAVATEUR ET DE SON PROCEDE	53
V.	5. AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES	53
V.	6. POSE DES CONDUITES	53
V.	7. EPREUVE DE JOINT ET DE LA CANALISATION	53
V.	8. REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE	54
V.	7. CONCLUSION	54

## **CHAPITRE VI- PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL**

VI.	1. INTRODUCTION :	55
VI.	2. CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL DANS UN CHANTIER HYDRAULIQUE	55
VI.	2.1. FACTEURS HUMAINS	55
VI.	2.2. FACTEURS MATERIELS	56
VI.	3. LISTE DES CONDITIONS DANGEREUSES	56
VI.	4. LISTE DES ACTIONS DANGEREUSES	57
VI.	5. MESURES PREVENTIVES POUR EVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS	57
VI.	5.1. PROTECTION INDIVIDUELLE	57
VI.	5.2. AUTRE PROTECTIONS	57

VI.	5.3. PROTECTION COLLECTIVE	58
VI.	5.3.1. EQUIPEMENT DE MISE EN ŒUVRE DU BETON	58
VI.	5.3.2. ENGIN DE LEVAGE	58
VI.	APPAREILLAGE ELECTRIQUE	58

## **CHAPITRE VII- DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF**

VII.	1. INTRODUCTION	60
VII.	2. LES OPERATIONS POUR LA REALISATION DU RESEAU	60
VII.	3. CALCUL DU VOLUME DE DEBLAI	60
VII.	4. CALCUL DU VOLUME DE SABLE POUR LE LIT DE POSE	62
VII.	5. CALCUL DU REMBLAIEMENT DES TRANCHEES :	64
VII.	5.1. VOLUME OCCUPE PAR LES CONDUITES :	64
VII.	5.2. VOLUME EXCEDENTAIRE	65
VII.	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	66
VII.	6. CONCLUSION	68

## **CONCLUSION GENERAL**

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

## Liste des tableaux

TITRE	PAGE
Tableau N°I.1. Les principales caractéristiques de la nappe albien	4
Tableau N°I.2. Les principales caractéristiques de la nappe Sénonien et Mio-Pliocène	4
Tableau N°I.3:Température.	5
Tableau N°I.4:vitesse moyen mensuelle du vent.	5
Tableau N°I.5:l'humidité moyenne mensuelle	6
Tableau N°I.6:évaporation moyenne mensuelle	6
Tableau N°II.1 : Besoins domestiques	8
Tableau N°II.2 : évaluation des besoins administratifs	8
Tableau N°II.3 : évaluation des besoins scolaires	8
Tableau N°II.4 : évaluation des besoins sanitaires	9
Tableau N°II.5 : évaluation des besoins socioculturels	9
Tableau N°II.6 : évaluation des besoins commerciaux	9
Tableau N°II.7 : évaluation des besoins d'arrosage	10
Tableau N°II.8 : évaluation des besoins de sport	10
Tableau N°II.9 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville	11
Tableau N°II.10 : $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau N°II.11 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau N°II.12 : variation des débits horaires	15
Tableau N°II.13 récapitulatif des débits évalués	16
Tableau N°III.1 : Détermination de la capacité de réservoir	19
Tableau N°IV.1 : débits en route	35

Tableau N°IV.2: Calcul des débits nodaux	36
Tableau N°IV.3:Résultats aux nœuds	38
Tableau N°IV.4: Résultats aux conduites:	39
Tableau N°IV.5: résultats des diamètres des conduites	41
Tableau N°IV.6: débits en route	43
Tableau N°IV.7: Calcul des débits nodaux	44
Tableau N°IV.8: Résultats aux nœuds	45
Tableau N°IV.9: Résultats aux conduites	46
Tableau N° IV-6 : résultats des diamètres des conduites	47
Tableau N°IV.11: tronçon de pose des bouches d'incendie	48
Tableau N°VI.1: volume de déblai	61
Tableau N°VI.2: volume de lit de sable	63
Tableau N°VI.3: volume de remblais, conduites, excédentaire	65
Tableau N°VI.4:devis quantitatif et estimatif	66

## ***LA LISTE DES FIGURES***

<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<u>Figure N°I.1: situation de la nouvelle agglomération Bamendil</u>	3
<u>Figure N° IV-1 : schéma d'un réseau ramifié</u>	23
<u>Figure N° IV-2 : schéma d'un conduite à service d'extrémité</u>	23
<u>Figure N° IV-3 : schéma d'un réseau maillé</u>	24
<u>Figure N° IV-4 : exemple d'un massif du buté posé sur un coude</u>	28
<u>Figure N° IV-5 : exemple d'un regard pour ventouse</u>	29
<u>Figure N° IV-6 : exemple d'une Chambre de vannes</u>	30
<u>Figure N° IV-7 : vue générale de logiciel d'EPANET</u>	34
<u>Figure N° IV-8 : Résultats de calcul aux nœuds et aux conduites</u>	40
<u>Figure N° IV-9 : Résultats de calcul courbe de niveaux des pressions</u>	40
<u>Figure N°V.1 : Schéma d'un tranchée</u>	51
<u>Figure N°V.2 : Section type de tranchée</u>	52

## *LISTE DES PLANCHES*

**Planche n°1 : Plan de situation de zone d'étude**

**Planche n°2 : Levé topographique de la zone d'étude**

**Planche n°3: réseau de distribution de l'eau potable**

**Planche n°4 : Profil en long réseau de distribution de l'eau potable N°1**

**Planche n°5 : Profil en long réseau de distribution de l'eau potable N°2**



**INTRODUCTION**

**GÉNÉRALE**

## **INTRODUCTION GENERALE**

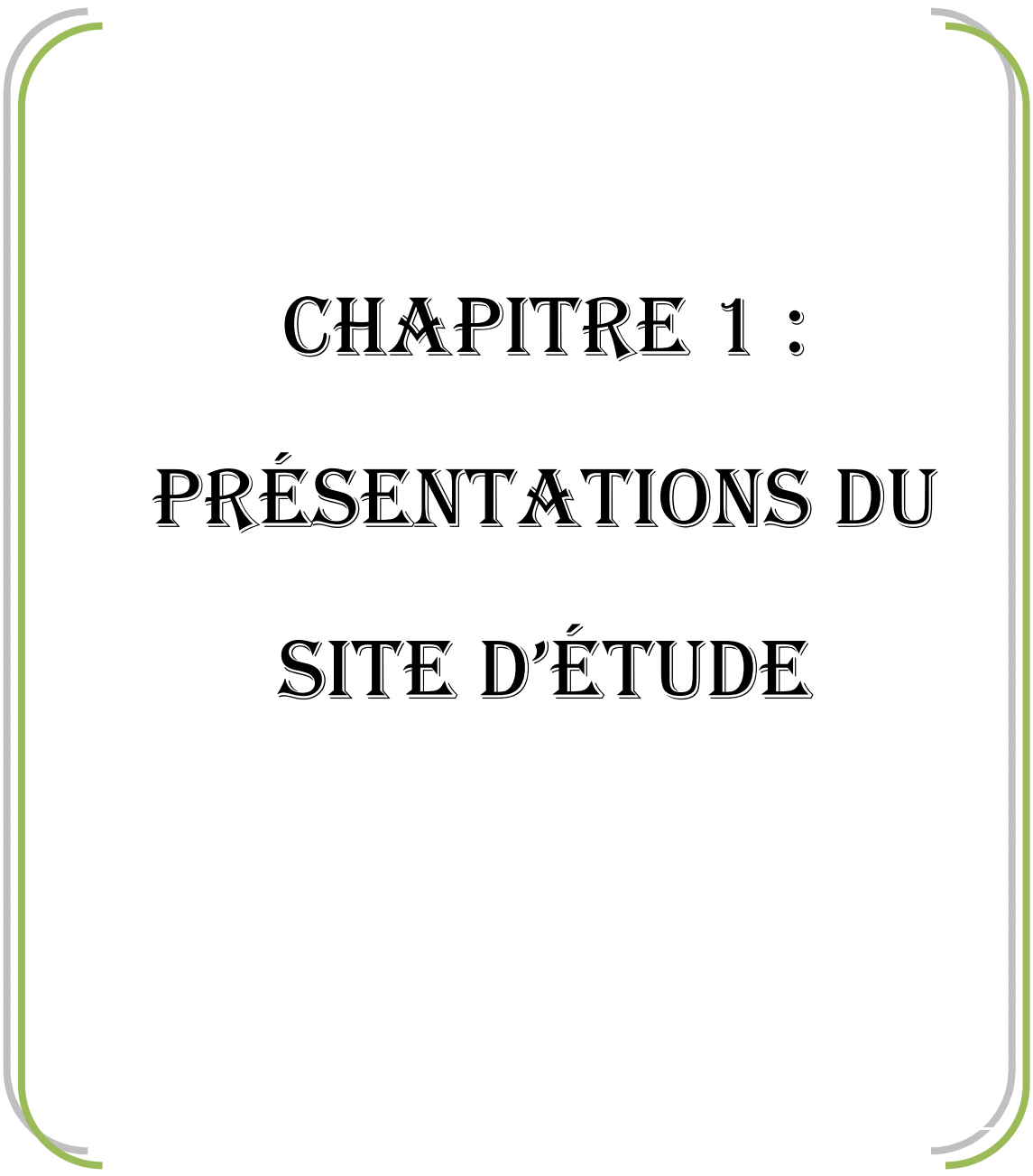
Dans la vie quotidienne l'eau est l'un des plus essentiels éléments dans la vie de tous les êtres vivants (humains, animaux ou végétaux).

Et par rapport à la civilisation de l'être humain les réseaux d'alimentation en eau potable sont des composantes intéressantes dans la structure de base des villes modernes. C'est pour ça les réseaux de distribution doivent être exécutés et étudiés d'une façon précise et correcte pour assurer une distribution efficace et parfaite.

Le sujet à étudier dans notre mémoire de fin d'étude s'intitule «l'étude du réseau d'alimentation en eau potable au niveau de la nouvelle agglomération de BAMENDILLE (commune de Ouargla) » cette étude est composée des étapes suivants :

- Introduction générale
  - Chapitre 1- présentations du site d'étude
  - Chapitre 2- estimation des besoins en eau et évaluation des débits
  - Chapitre 3- étude du réservoir
  - Chapitre 4- réseau de distribution
  - Chapitre 5- organisation de chantier
  - Chapitre 6- protection et sécurité du travail
  - Chapitre 7- devis quantitatif et estimatif
  - Conclusion générale
-





**CHAPITRE 1 :**  
**PRÉSENTATIONS DU**  
**SITE D'ÉTUDE**

## **I. 1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :**

La zone d'étude se situe au Nord-Ouest du chef-lieu de la wilaya d'Ouargla à la périphérie de l'agglomération secondaire de Bamendil. Elle dépend administrativement de la commune d'Ouargla. Ses limites se présentent comme suit :

- **Au Nord** : Les POS N° 38, 39 et 40.
- **Au Sud** : Le POS 24b.
- **A l'Est** : La servitude de la zone militaire et la Sebkha.
- **A l'Ouest** : Les falaises.

La zone d'étude s'étend sur une surface de **107 Ha**, elle représente l'extension urbaine de l'agglomération secondaire de Bamendil et s'inscrit dans la perspective de créer le Grand Ouargla. Comme elle montre la figure N°I.1

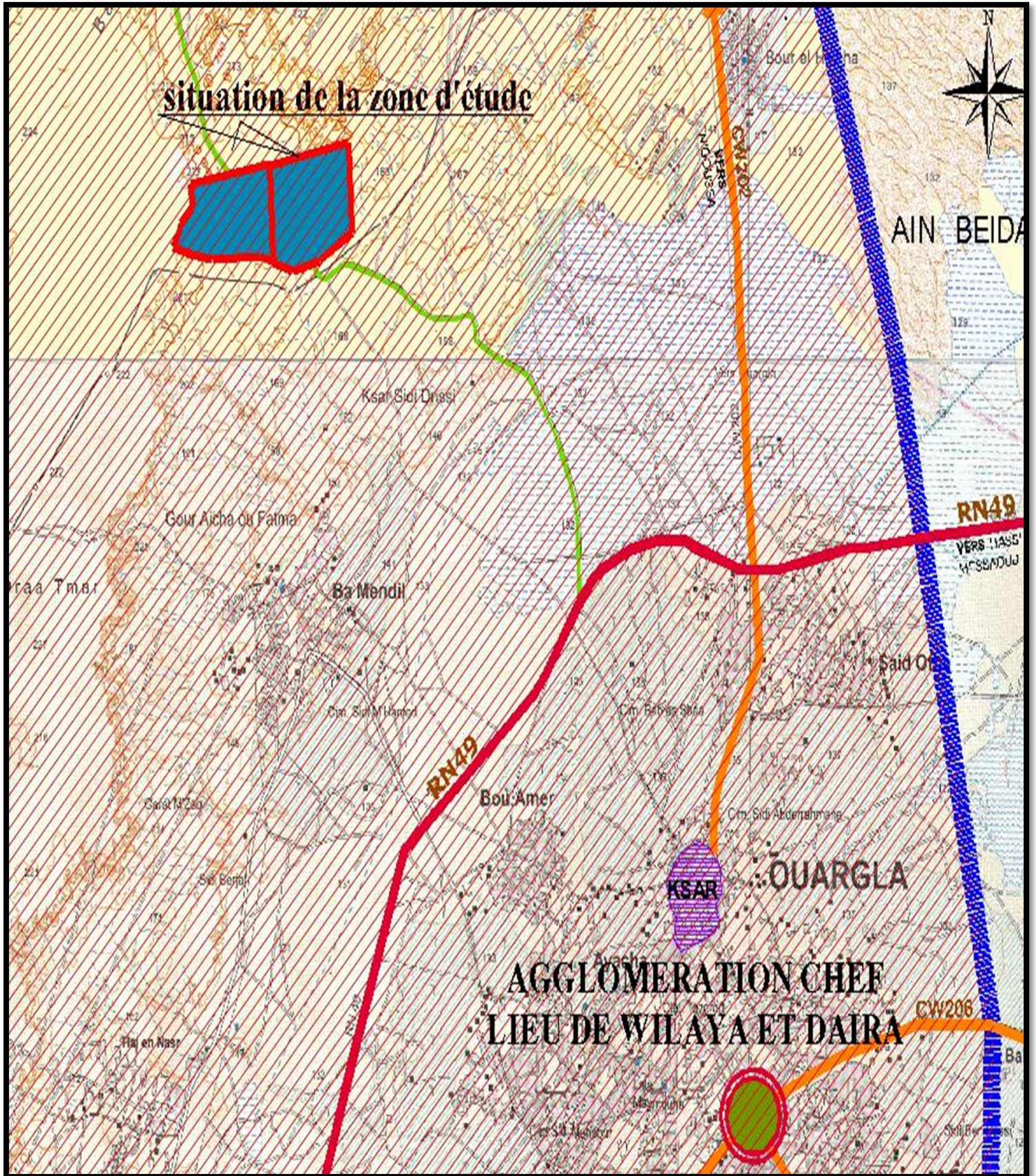


Figure N°I.1: situation de la nouvelle agglomération Bamendil

## I. 2. HYDROGEOLOGIE:

Les eaux souterraines représentent la principale ressource hydrique de la région. Pour l'alimentation en eau potable les eaux sont prélevées de deux nappes qui sont :

### I. 2.1. LE CONTINENTALE INTERCALAIRE (CI) :

Et avec précision l'albien et qui correspond à la série supérieure du continentale intercalaire, il est essentiellement détritique (gréseux) formant un important aquifère caparaçon sur une épaisseur de 400m reposant sur un substratum correspondant à la série imperméable de l'aptien.

Tableau N°I.1. Les principales caractéristiques de la nappe albien

Débit	Température	Pression statique	Ph
2828 7792 m <sup>3</sup> /an	42 à 52 c°.	10 à 17 bars.	7.7 à 8.8.

### I. 2.2. LE COMPLEXE TERMINAL :

Qui regroupe le Mio-Pliocène, La Sénonien et le Turonien. Le système aquifère CT couvre la moyenne partie du bassin du Sahara septentrional, il est formé de dépôt très hétérogène dans la région d'Ouargla.

Il est représenté par deux formations aquifères :

- Sable de la base du Mio-Pliocène
- Calcaire du Sénonien

Séparées par quelques mètres de marne évaporée.

Tableau N°I.2. Les principales caractéristiques de la nappe Sénonien et Mio-Pliocène

Débit	Température	Niveau statique		Ph
		Sénonien	Mio-Pliocène	
64836412.8 m <sup>3</sup> /an	23 à 30 c°.	0.3 à 100 m	2 à 26m	7.2 à 9.5

**NB :**

Dans la zone d'étude il existe un nouveau forage albien de débit de 216 l/s avec une pression statique supérieur à 16 bars et un réservoir d'eau de 2000 m<sup>3</sup> de capacité.

### I. 3. LE CLIMAT :

Le climat de la région est un climat désertique chaud de type saharien, caractérisé par un été chaud et une faible précipitation et une évaporation importante due à la sécheresse de l'air.

#### I. 3.1. TEMPERATURE

La température moyenne du mois le plus froid est de 9,6°C et celle du mois le plus chaud est de 35,9°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et de juillet. Avec des extrêmes de Max=43,60°C en juillet et Min = 4,90°C en janvier.

Tableau N°I.3:Température.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>T<sub>max</sub> (°c)</b>	35,27	29,8	21,61	16,96	16,32	19,03	24,03	27,86	32,8	38,17	41,46	40,45
<b>T<sub>min</sub> (°c)</b>	23,5	17,7	10,68	6,41	5,47	7,82	11,15	14,81	19,56	24,26	27,59	27,03
<b>T<sub>moy</sub> (°c)</b>	29,39	23,7	16,15	11,69	10,9	13,42	17,59	21,33	26,18	31,22	34,53	33,74

#### I. 3.2. VENTS

Les vents de sable sont très fréquents dans la région, surtout pendant le printemps, les mois de mars, avril, mai. sa vitesse moyen mensuelle atteint les 4,5 m/s dans le mois d'avril.

Tableau N°I.4:vitesse moyen mensuelle du vent.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>V (M/S)</b>	3,5	3,01	3,15	3,39	3,41	3,72	4,08	4,51	4,22	3,72	3,45	3,25

#### I. 3.3. HUMIDITE :

La région d'étude est caractérisée par une grand période de sécheresse allant du mois de mars au mois d'octobre.

Tableau N°I.5:l'humidité moyenne mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>Humidité moy men (%)</b>	35,1	3,7	50,8	56,7	56,9	46,1	38,5	33,6	29,4	24,7	21,3	25,3

**I. 3.4. EVAPORATION :**

La quantité d'eau évaporée dans la région est très importante surtout dans les mois de printemps et d'été, cette évaporation est influencée par le degré de température, les vents, les précipitations et la duré d'ensoleillement. L'évaporation peut atteindre 2800 mm/ans.

Tableau N°I.6:évaporation moyenne mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<b>évaporation moy men (mm/mois)</b>	279,6	191	125,2	99,8	101,2	127,8	196,9	257,9	315	359,7	403,1	389,8

**CHAPITRE 2 :**

**ESTIMATION DES**

**BESOINS EN EAU ET**

**ÉVALUATION DES**

**DÉBITS**

## **II. 1. INTRODUCTION**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, mètre carré ...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

L'étude présente, se base selon les orientations de PDAU. Et concernant les horizons de l'étude notre agglomération n'a pas une possibilité de l'extension

## **II. 2. SITUATION DEMOGRAPHIQUE**

Vue l'absence des données démographiques de la zone d'étude, on prend comme moyenne nationale d'occupation de logement le chiffre 5 Personnes par logement. Pour un nombre de 600 logements d'habitat individuel et 1000 logements d'habitats semi-collectif, la population est estimée à 8000 habitants.

## **II. 3. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE**

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimée en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy,j}}=(Q_i \cdot N_i)/1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}]$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$ .
- $Q_i$  : dotation journalière en  $\text{l/j/unité}$ .
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

## **II. 4. BESOINS EN EAU PAR CATEGORIE**

### **II. 4.1. BESOINS DOMESTIQUES**

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population.

- Pour les petites agglomérations La dotation est de 150  $\text{l/j/hab}$ .
- 200  $\text{l/j/hab}$  pour les agglomérations à partir de 10000 habitants.
- 250  $\text{l/j/hab}$  pour les agglomérations à partir de 100 000 habitants.
- 300  $\text{l/j/hab}$  pour les agglomérations à partir de 500 000 habitants.
- 350  $\text{l/j/hab}$  pour les agglomérations à partir de 1 000 000 habitants. [9]

Pour notre projet les nombre d'habitants est de 8000 habitant alors d'après les données précédentes et d'après la direction des ressources en eau de la wilaya de Ghardaïa, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 200  $\text{l/j/hab}$ .



Tableau N°II.1 : Besoins domestiques

Population	Dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
8000	200	1600

**NB :**

- Tout les nombre d'unité sont obtenue a partir de règlement d'urbanisme pos n°36,37 Ouargla " 2014

**II. 4.2. BESOINS ADMINISTRATIFS**

Tableau N°II.2 : évaluation des besoins administratifs

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m3/j)
Siège de Daïra	Emploi	100	50	5
Sureté de Daïra	Emploi	500	50	25
Algérie poste	Emploi	45	50	2,25
Immeuble de bureaux	Emploi	60	50	3
Siège de banque	M <sup>2</sup>	900	1	0.9
Annexe APC	Emploi	10	50	0.5
Protection civile	Emploi	15	50	0.75
			Total	37,4

**II. 4.3. BESOINS SCOLAIRES**

Tableau N°II.3 : évaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m3/j)
3 Ecole primaire 09 classes	élèves	810	45	36,45
2 CEM	M <sup>2</sup>	14000	1	14
Lycée	M <sup>2</sup>	20000	1	20
Centre de formation professionnelle	M <sup>2</sup>	16000	1	16
			Total	86,45

**II. 4.4. BESOINS SANITAIRES**

Tableau N°II.4 : évaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Polyclinique +maternité	M <sup>2</sup>	10000	1	10
2 salles de soin	M <sup>2</sup>	1600	1	1.6
Total				11.6

**II. 4.5. BESOINS SOCIOCULTURELS**

Tableau N°II.5 : évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
03 mosquées	M <sup>2</sup>	3000	10	30
Musée et salle de cinéma	M <sup>2</sup>	6000	1	6
Maison de jeune	M <sup>2</sup>	1200	3	3.6
Bibliothèque	M <sup>2</sup>	1000	1	1
Centre d'artisanat	M <sup>2</sup>	1200	2	2.4
Total				43

**II. 4.6. BESOINS COMMERCIAUX**

Tableau N°II.6 : évaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
2 hôtels 300 lits	LITS	600	150	90
Station urbaine	M <sup>2</sup>	2000	3	6
Centre commercial	EMPLOI	100	50	5
Total				101

## II. 4.7. BESOINS POUR L'ARROSAGE

Tableau N°II.7 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
3 Jardin d'enfant	M <sup>2</sup>	9000	3	27
			Total	27

## II. 4.8. BESOINS SPORTIF

Tableau N°II.8 : évaluation des besoins pour le sport

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Salle omnisport	M <sup>2</sup>	7000	5	35
Stade 06 /08 couloirs	M <sup>2</sup>	30000	1	30
Piscine semi olympique couverte	M <sup>2</sup>	2000	50	100
03 Terrains de sport en plein air +des aires de jeu de loisir et de détente	M <sup>2</sup>	9000	2	18
			Total	183

## II. 4.9. RECAPITULATION DES BESOINS EN EAUX DE LA VILLE

Les besoins totaux en eau de la nouvelle agglomération de BAMENDILLE sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau N°II.9 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	1600
Administratifs	37,4
Scolaires	86,45
Sanitaires	11,6
socioculturels	43
Commerciaux	101
Arrosage	27
Sportif	183
Total	2089,45

**II. 4.10. DEBIT MOYEN MAJORE**

on majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Cette majoration consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau, pour notre projet on prend 30% :

donc :

$$Q_{maj,j} = Q_{moy,j} * 1,3 = 2716,285 \text{ m}^3/\text{j}$$

$Q_{maj,j}$  : débit moyen majoré journalier en m<sup>3</sup>/j .

**III. 5. EVALUATION DES DEBITS**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

**II. 5.1. COEFFICIENTS D'IRREGULARITE**

**II. 5.1.1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMAL JOURNALIER (K<sub>j</sub>)**

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

$$K_j = Q_{max,j} / Q_{maj,j}$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier majoré.

La valeur de  $K_j$  varie entre (1,1÷1,3). Pour notre cas on prend  $K_j = 1,3$ .

## II. 5.1.2. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE ( $K_{max,H}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

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

Avec :

- $\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ . [2]
- $\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV.10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°II.10 :  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 8000 hab, alors par un graphe on a  $\beta_{max} = 1,35$ , d'où la valeur de  $K_{max,h}$  sera :

$$K_{max,h} = 1,3 * 1,35 = 1,755$$

$$K_{max,h} = 1,755$$

## II. 5.2. CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE ( $Q_{MAX,J}$ )

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

Ce débit est donné ainsi :

$$Q_{max,j} = K_j \cdot Q_{maj,j}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;
- $Q_{maj,j}$  : débit moyen journalier majoré en  $m^3/j$  ;
- $K_j$  : coefficient d'irrégularité journalière , donc :

$$Q_{max,j} = 1,3 * 2716,285 = 2716,285 m^3/j$$

$$Q_{\max,j} = 3531,17 \text{ m}^3/\text{j}$$

## II. 5.3. DETERMINATION DES DEBITS HORAIRES

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

## II. 5.4. DEBIT MOYEN HORAIRE

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{maj,h}}$  : débit moyen majoré horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\text{maj,j}}$  : débit moyen majoré journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

Donc :

$$Q_{\text{maj,h}} = 2716,285/24 = 113,18 \text{ m}^3/\text{h} .$$

$$Q_{\text{maj,h}} = 113,18 \text{ m}^3/\text{h}$$

## II. 5.5. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{maj,h}}$$

Avec :

- $Q_{\text{maj,h}}$  : débit moyen majoré horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  .
- $K_{\max,h}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire .

On a donc :

$$Q_{\max,h} = 1,755 \cdot 113,18 = 198,63 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max,h} = 198,63 \text{ m}^3/\text{h}$$

## II. 5.6. DETERMINATION DU DEBIT DE POINTE

Suivant ce débit on calcul les dimensionnements des conduites de notre réseau :

$$Q_{\text{point}} = Q_{\text{maj,j}} * K_p$$

$$Q_{\text{point}} = Q_{\text{maj j}} * K_{\text{maj J}} * K_{\text{max,h}}$$

$$Q_{\text{point}} = 2716,285 * 1.3 * 1.755 = 6197,20 \text{ m}^3/\text{j} = 71,73\text{L/s}$$

## **II. 6. EVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°II.11 :

Tableau N°II.11 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01%	1.5%	03%	3.35%	0.75%
1-2	01%	1.5%	3.2%	3.25%	0.75%
2-3	01%	1.5%	2.5%	3.3%	01%
3-4	01%	1.5%	2.6%	3.2%	01%
4-5	02%	2.5%	3.5%	3.25%	03%
5-6	03%	3.5%	4.1%	3.4%	5.5%
6-7	05%	4.5%	4.5%	3.85%	5.5%
7-8	6.5%	5.5%	4.9%	4.45%	5.5%
8-9	6.5%	6.25%	4.9%	5.2%	3.5%
9-10	5.5%	6.25%	4.6%	5.05%	3.5%
10-11	4.5%	6.25%	4.8%	4.85%	06%
11-12	5.5%	6.25%	4.7%	4.6%	8.5%
12-13	07%	05%	4.4%	4.6%	8.5%
13-14	07%	05%	4.1%	4.55%	06%
14-15	5.5%	5.5%	4.2%	4.75%	05%
15-16	4.5%	06%	4.4%	4.7%	05%
16-17	05%	06%	4.3%	4.65%	3.5%
17-18	6.5%	5.5%	4.1%	4.35%	3.5%

18-19	6.5%	05%	4.5%	4.4%	06%
19-20	5.0%	4.5%	4.5%	4.3%	06%
20-21	4.5%	04%	4.5%	4.3%	06%
21-22	03%	03%	4.8%	3.75%	03%
22-23	02%	02%	4.6%	3.75%	02%
23-24	01%	1.5%	3.3%	3.7%	01%

### **REMARQUE**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition de moins de 10000 hab.

Tableau N°II.12 : variation des débits horaires

Heures	Consommation total		Courbe de la consommation	
	Q max ,j=3531,17m3/J		Cumulée	
(h)	%	M3/h	%	M3/h
0-1	1	35,3117	1	35,3117
1-2	1	35,3117	2	70,6234
2-3	1	35,3117	3	105,9351
3-4	1	35,3117	4	141,2468
4-5	2	70,6234	6	211,8702
5-6	3	105,935	9	317,8053
6-7	5	176,559	14	494,3638
7-8	6,5	229,526	20,5	723,88985
8-9	6,5	229,526	27	953,4159
9-10	5,5	194,214	32,5	1147,6303
10-11	4,5	158,903	37	1306,5329
11-12	5,5	194,214	42,5	1500,7473
12-13	7	247,182	49,5	1747,9292



13-14	7	247,182	56,5	1995,1111
14-15	5,5	194,214	62	2189,3254
15-16	4,5	158,903	66,5	2348,2281
16-17	5	176,559	71,5	2524,7866
17-18	6,5	229,526	78	2754,3126
18-19	6,5	229,526	84,5	2983,8387
19-20	5	176,559	89,5	3160,3972
20-21	4,5	158,903	94	3319,2998
21-22	3	105,935	97	3425,2349
22-23	2	70,6234	99	3495,8583
23-24	1	35,3117	100	3531,17
total	100	3531,17		3531,17

Tableau N°II.13 récapitulatif des débits évalués

$Q_{moy,j}$	$Q_{maj,j}$	$Q_{max,j}$	$Q_{maj,h}$	$Q_{max,h}$	$Q_{point}$
2089,45 m <sup>3</sup> /j	2716,285 m <sup>3</sup> /j	3531,17m <sup>3</sup> /j	113,18m <sup>3</sup> /h	198,63m <sup>3</sup> /h	71,73l/s

## **II. 7. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a estimé la consommation moyenne journalière de toutes les composantes urbanistiques de notre agglomération que ce soit habitant ou divers équipements. Et on a passé par le calcul des différents débits nécessaires pour connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), il existe un nouveau forage albien de débit de 216 l/s avec une pression de service supérieur à 16 bars. Donc les besoins sont satisfaits par ce forage.



**CHAPITRE 3 :**  
**ÉTUDES DU RÉSERVOIR**

### **III. 1. INTRODUCTION**

Le réservoir est une structure hydraulique pour stocker l'eau, est une priorité dans la distribution des eaux potables. Il relie entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution.

### **III. 2. FONCTION DES RESERVOIRS**

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires à savoir :

- fonctions techniques.
- fonctions économiques.

### **III. 2.1. FONCTIONS TECHNIQUES D'UN RESERVOIR**

- Régularité dans le fonctionnement du pompage où les pompes vont refouler suivant un régime constant.
- Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
  - ✓ Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.
  - ✓ Un accident au niveau de la prise d'eau.
  - ✓ Une coupure d'électricité.
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

### **III. 2.2. FONCTIONS ECONOMIQUES D'UN RESERVOIR**

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit ( $Q_{moyh}$ ) pour une adduction continue et ( $q_{st}$ ) pour une adduction discontinue à la présence d'un réservoir et avec le débit ( $Q_{maxh}$ ) dans le cas contraire.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.
- Grâce aux réservoirs le pompage peut avoir lieu la nuit pendant les heures creuses de la sonelgaz.

### **III. 3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS**

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

### **III. 3.1. CLASSIFICATION SELON LE MATERIAU DE CONSTRUCTION**

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

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

### **III. 3.2. CLASSIFICATION SELON LA SITUATION DES LIEUX**

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

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi-enterré (sur surface).
- Réservoir sur élevés ou sur tour.

### **III. 3.3. CLASSIFICATION SELON L'USAGE**

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

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

### **III. 3.4. CLASSIFICATION SELON DES CONSIDERATIONS ESTHETIQUES**

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

### **III. 3.5. CLASSIFICATION SELON LA FORME GEOMETRIQUE**

Généralement on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- réservoir cylindrique ;
- Réservoir rectangulaire (carré).

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

### **III. 4. LES RESERVOIRS EN CHARGE (SOUS PRESSION)**

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieur à l'atmosphérique au-dessus du plans d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

### **III. 5. EMLACEMENT D'UN RESERVOIR**

Pour de multiples raisons on a tout intérêt, du point de vue distribution, de placer le réservoir le plus près possible de l'agglomération.

D'autres considérations interviennent dans le choix du site d'un réservoir notamment la question foncière, l'aspect économiques et les conditions topographiques.

L'une des plus importantes considérations est la topographie de la région, qui ne nous laisse pas le choix par fois de placer le réservoir près de l'agglomération, par exemple dans le cas ou nous disposons d'une ville à terrain plat ayant des bâtisses hautes nous serons dans l'obligation de chercher un point très haut même s'il sera loin de la ville.

Pour notre projet l'emplacement de réservoir sera au niveau de la falaise celui qui située au nord-ouest de notre agglomération avec une altitude de 280 m.

### **III. 6. CALCUL DE LA CAPACITE TOTALE NECESSAIRE POUR LA NOUVELLE AGGLOMERATION :**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont

Chapitre 3----- étude du réservoir  
 et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

La pompe va fonctionner 20 heures par jour

Tableau N°III.1 : Détermination de la capacité de réservoir

heur Δt (h)	Ah(%)	Pompe A=Q /20h	volume (m3) consommation  $c=(Q_{maxh} * \Delta t * Ah * 24) / 100$	volume cumulé (m <sup>3</sup> )		différent Δv (m <sup>3</sup> )	
				Apport	Consommé	Δv(m <sup>3</sup> )	Δv(m <sup>3</sup> )
0-1	1	0,000	47,671	0,000	47,671		-47,671
1-2	1	0,000	47,671	0,000	95,342		-95,342
2-3	1	238,356	47,671	238,356	143,014	95,342	
3-4	1	238,356	47,671	476,712	190,685	286,027	
4-5	2	238,356	95,342	715,068	286,027	429,041	
5-6	3	238,356	143,014	953,424	429,041	524,383	
6-7	5	238,356	238,356	1191,780	667,397	524,383	
7-8	6,5	238,356	309,863	1430,136	977,260	452,876	
8-9	6,5	238,356	309,863	1668,492	1287,122	381,370	
9-10	5,5	238,356	262,192	1906,848	1549,314	357,534	
10-11	4,5	238,356	214,520	2145,204	1763,834	381,370	
11-12	5,5	238,356	262,192	2383,560	2026,026	357,534	
12-13	7	238,356	333,698	2621,916	2359,724	262,192	
13-14	7	238,356	333,698	2860,272	2693,423	166,849	
14-15	5,5	238,356	262,192	3098,628	2955,614	143,014	
15-16	4,5	238,356	214,520	3336,984	3170,135	166,849	
16-17	5	238,356	238,356	3575,340	3408,491	166,849	
17-18	6,5	238,356	309,863	3813,696	3718,354	95,342	
18-19	6,5	238,356	309,863	4052,052	4028,216	23,836	
19-20	5	238,356	238,356	4290,408	4266,572	23,836	
20-21	4,5	238,356	214,520	4528,764	4481,093	47,671	
21-22	3	238,356	143,014	4767,120	4624,106	143,014	
22-23	2	0,000	95,342	4767,120	4719,449	47,671	
23-24	1	0,000	47,671	4767,120	4767,120	0,000	

Pour le calcul de la capacité totale du réservoir on utilise la formule suivante :

$$V_R = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

- $V_R$  : volume du réservoir en  $\text{m}^3$  ;
- $|\Delta V_{\max}^+|$  : volume excès maximum = 524,383 $\text{m}^3$  (voir le tableau).
- $|\Delta V_{\max}^-|$  : volume déficit max = 95,342 $\text{m}^3/\text{j}$ .
- $V_{\text{inc}}$  : réserve d'incendie, estimée pendant deux heures avec un débit de 60 $\text{m}^3/\text{h}$  (c'est un volume minimum), dans notre cas nous prenons :

$$V_{\text{inc}} = 120\text{m}^3$$

Donc :

$$V_R = [524,383 + 95,342] + 120 = 739,725\text{m}^3 ; \quad V_R = 750 \text{ m}^3$$

Alors le réservoir a été déjà projeté dans notre agglomération sera de 2000  $\text{M}^3$  donc la capacité est suffisante.

### **III. 7. NORMES DE SECURITE ET EQUIPEMENT DES RESERVOIR**

#### **III. 7.1. MESURES DE SECURITE DANS LA CONSTRUCTION**

Le réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques pour le personnel d'exploitation. Pour cela des précautions doivent être prises en compte à savoir :

- la conception des moyens d'accès et de circulation conformes aux normes.
- Il faut prévoir un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie suite à une intervention des agents de l'exploitation à l'intérieur du réservoir.
- Les installations électriques doivent être bien protégées, isolées et disposées selon les normes.
- Les agents de l'exploitation doivent être munis d'équipements de travail sécurisant et surtout ils doivent recevoir une formation sur les risques et les précautions à prendre en cas de risque.

#### **III. 7.2. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS**

**a- Le béton** : Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tels que :

- la compacité.
- Une faible perméabilité.
- L'insensibilité à l'action de l'eau.

**b- Les matériaux de construction** : Les matériaux de construction dans ce cas sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certains adjuvants. Tous ces matériaux doivent être bien choisis par des spécialistes en génie-civil.

#### **III. 7.3 EQUIPEMENT D'UN RESERVOIR**

**a- arrivée de l'adduction** : L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

**b- départ de la distribution** : C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposée à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à

quelques centimètres (15/20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'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.

**c- le vidange :** Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

**d- le trop-plein :** Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Dans le cas où la pompe d'alimentation n'est pas arrêtée L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

**e- le by-pass :** Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

**f- système de matérialisation de la réserve d'incendie :** C'est une disposition spéciale de la laiterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

**g- Les joints d'étanchéité :** Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

**h- système de canalisation :**

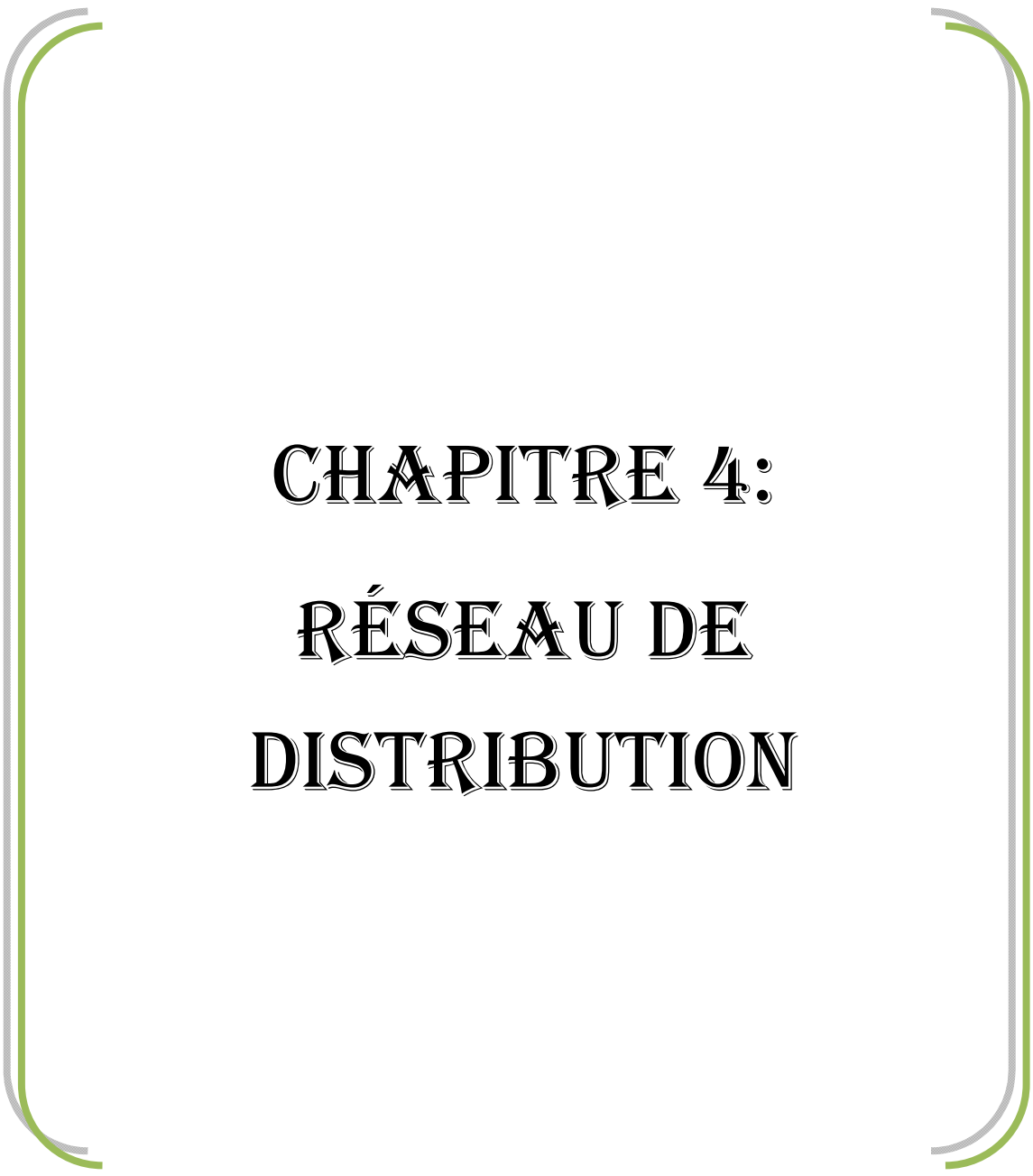
- conduite : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- Coudes et TE : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- Vannes : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- Robinet flotteur : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée lorsque ce niveau est atteint.

### **III. 8. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a passé par la définition des réservoirs et des différentes formes et leurs rôles dans la distribution des eaux potable, et on a vu que ces réservoirs doivent avoir des caractéristiques techniques spécifiques.

Pour assurer une distribution parfaite du réseau d'alimentation des eaux potable il faut implanter un réservoir qui a un volume de 750 m<sup>3</sup> ; l'implantation de ce dernier doit être sur une altitude de 280m.

Le réservoir déjà projeté sur notre site, satisfait nos besoins en volume et pression.



**CHAPITRE 4:**  
**RÉSEAU DE**  
**DISTRIBUTION**



#### **IV. 1. INTRODUCTION**

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons de canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums, dimensionnés en conséquence.

#### **IV. 2. CLASSIFICATION DES RESEAUX D'A.E.P**

Les deux principales classifications des réseaux sont :

##### **IV. 2.1. LA CLASSIFICATION SELON LA DISPOSITION DES RESEAUX DANS L'AGGLOMERATION**

###### **a- Réseau unique :**

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté, on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

###### **b- Réseau en zones étagées :**

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points de l'amont, les points de l'aval se retrouvent sous de très importantes pressions. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

##### **IV. 2.2. CLASSIFICATION SELON LA DISPOSITION DES TRONÇONS DANS LE RESEAU**

On distingue trois types de réseaux de distribution les plus utilisés :

###### **a- Réseau ramifié :**

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens possible.

Ce schéma n'est utilisé que pour les zones dont l'agglomération est éparpillée et le système d'alimentation ne peut être qu'à réservoir de tête.

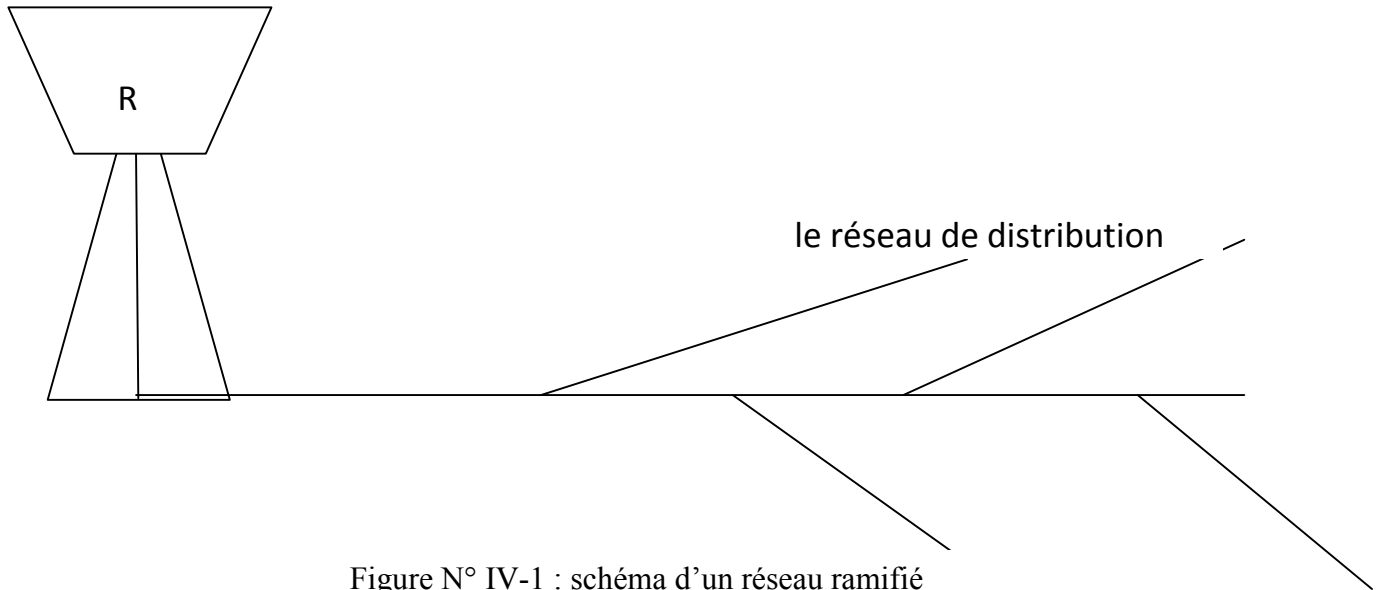


Figure N° IV-1 : schéma d'un réseau ramifié

**a- 1 mode de calcul d'un réseau ramifié :**

Nous allons débiter par le cas le plus simple qu'est le calcul d'une conduite à servir d'extrémité en suivant cet exemple :

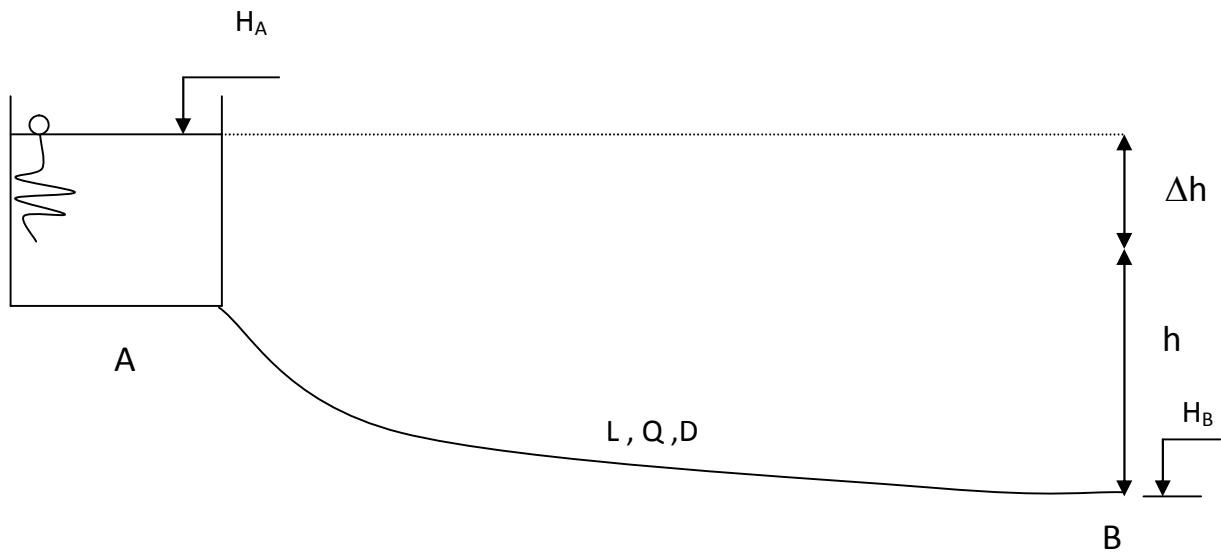


Figure N° IV-2 : schéma d'une conduite à service d'extrémité

Pour une longueur (L) et un débit (Q) donnés, nous allons fixer une charge (h) minimale au niveau du point (B) ce qui nous donnera :

$$\Delta h = H_A - (H_B + h)$$

En se référant aux tables de COLEBROOK nous allons tirer le diamètre équivalent à un débit (Q) et une perte de charge  $j = \Delta h/L$ .

**2°/ Pour une charge quelconque :**

Pour les mêmes données nous allons user de (Q) pour chercher dans les mêmes tables un diamètre qui pourra véhiculer un débit (Q) à une vitesse admissible et lire la perte de charge unitaire correspondante (j) qui nous donnera :

$$\Delta h = L j \quad \text{et} \quad h = HA - (HB + \Delta h)$$

**b- Réseau maillé :**

Les conduites dans un réseau maillé sont disposées, comme le nom l'indique, en mailles bouclées de manière qu'elles aient une communication entre elles de la façon que la figure ci-après illustre :

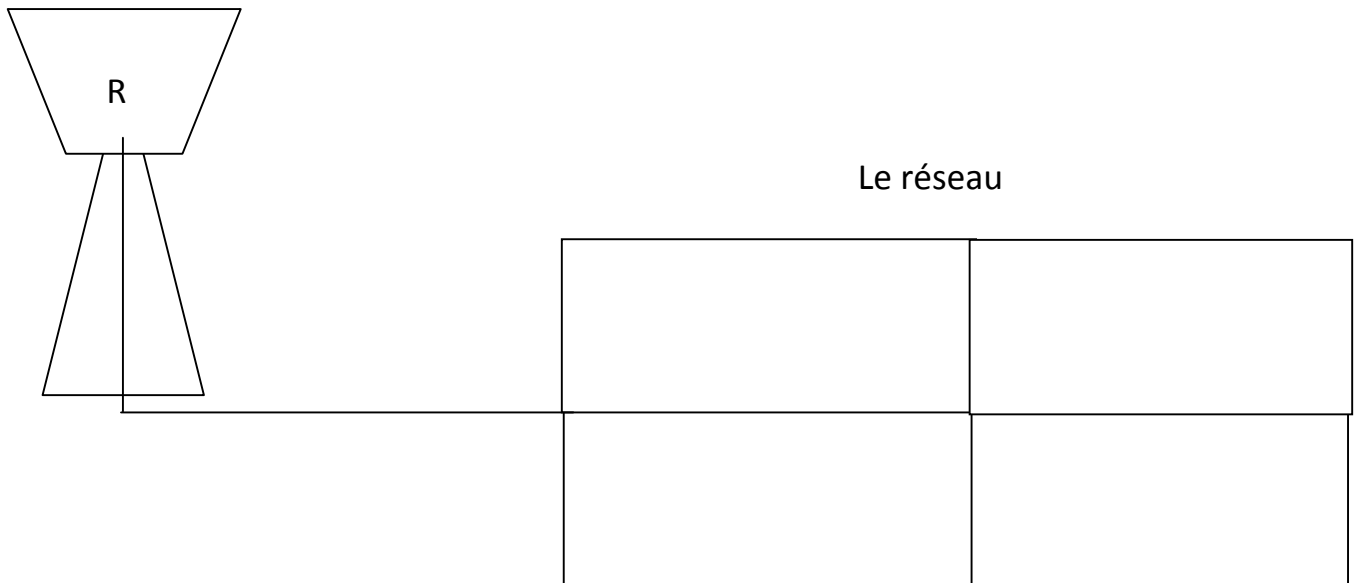


Figure N° IV-3 : schéma d'un réseau maillé

Contrairement au réseau ramifié le réseau maillé est plus souple et plus sécurisant en cas de rupture d'une conduite, parce qu'il permet une alimentation en retour pour les tronçons.

Le réseau maillé présente l'inconvénient d'être plus onéreux par rapport au ramifié mais il est toujours le préféré entre les deux vu les avantages qu'il présente à savoir :

- Assurer une meilleure répartition des débits, des pressions et surtout une plus grande sécurité dans la distribution.
- Possibilité d'alimentation en retour en cas de défaillance d'un tronçon.
- Possibilité d'isoler un tronçon en cas de risque d'épidémie (pollution).
- Simple manœuvre des robinets.

**b-1- Principe de tracé du réseau maillé :**

Pour tracer le réseau maillé il faut :

- Choisir les lieux des consommateurs.
- Tracer les conduites maîtresses de tel façon on peut prévoir les conduites secondaires.

- Déterminer le sens d'écoulement.

#### **IV. 3. CHOIX DU SYSTEME DE DISTRIBUTION**

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec un réservoir de tête, dans ce système les pompes refoulent vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir.

Comme conclusion ce système permet la réduction du volume de réservoir de distribution, en cas de panne de la pompe l'alimentation est assurée à partir du réservoir et en tout point du réseau de distribution la pression suffisante est assurée.

#### **IV. 4. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, matière plastique, le béton armé, et amiante-ciment

#### **IV. 4.1. CONDUITES EN FONTE**

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient de ces conduites en fonte est qu'elles sont très lourdes, très chères et ne sont pas disponibles sur le marché.

#### **IV. 4.2. CONDUITES EN ACIER**

Les conduites en acier sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)

Leur inconvénient est la corrosion.

#### **IV. 4.3. CONDUITES EN MATIERE PLASTIQUE**

Ces conduites présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponible sur le marché avec des prix raisonnables.
- Une pose de canalisation facile.
- existe plusieurs séries de pressions nominales : 6,10, 16, et 25 bar.
- résistant aux chocs.

- une bonne flexibilité des canalisations.
- présente une forte inertie électrique.

#### **IV. 4.4. CONDUITES EN AMIANTE-CIMENT**

Ces conduites ne sont plus fabriquées, comme tous les anciens produits en amiante-ciment, pour des raisons réglementaires. Rappelons que l'amiante dans l'air peut provoquer des maladies graves au niveau pulmonaire.

#### **IV. 4.5. CONDUITES EN BETON ARME**

Ces conduites présentent plusieurs inconvénients, parmi laquelle :

- Faible résistance à la corrosion.
- Faible résistance au choc
- Existe dans des grands diamètres

#### **Remarque :**

Dans notre projet on utilise des conduites en matière plastique PE 100 (haute densité, appelé PEHD),

#### **IV. 5. ORGANES ET ACCESSOIRES DU RESEAU**

##### **IV. 5.1. ROBINETS-VANNE A OPERCULE**

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm.

##### **IV. 5.2. VANNES PAPILLON**

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

##### **IV. 5.3. VANNE STOP**

Organe de sécurité, placé en tête de la canalisation, permettant d'arrêter l'encombrement si le débit dépasse une certaine valeur.

##### **IV. 5.4. MANŒUVRE DES ROBINETS**

Manuellement par une clé (tête de bouche à clé, tube).

Électriquement pour des robinets de grande dimension,

Commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

#### **IV. 5.5. COLLIERS DE PRISE EN CHARGE**

Branchements à partir des canalisations en charge. Ils comprennent un orifice taraudé permettant le perçage de la canalisation et sur lequel vient s'adapter un robinet de branchement.

#### **IV. 5.6. PURGEURS - VENTOUSES**

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

#### **IV. 5.7. BUTEES**

A chaque changement de direction (coudes) et aux extrémités des canalisations, le fluide exerce sur la conduite une poussée hydraulique (qui peut être calculée à partir du théorème des quantités de mouvement).

Lorsque des contraintes d'encombrement empêchent la mise en place de massif béton, on peut adopter la technique de verrouillage des joints (technique Pont a Mousson pour les canalisations fonte)

Pour équilibrer ces forces, on met en place un massif en béton qui reprend les efforts de poussée

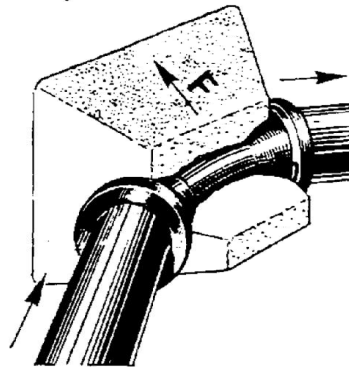
- Soit par frottement sur le sol (massif poids)
- Soit par appui sur le terrain en place (massif butée)

En pratique les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui du terrain.

Des massifs sont aussi à prévoir au droit des vannes dont la manœuvre engendre des efforts horizontaux.

La fermeture brusque d'une vanne provoque un coup de bélier. (Comme une file de voiture qui s'arrête brusquement).

Orientation de la poussée F pour un coude



1 - Massif de butée latéral à section rectangulaire ou trapézoïdale.

Caractéristiques d'un massif à section trapézoïdale.

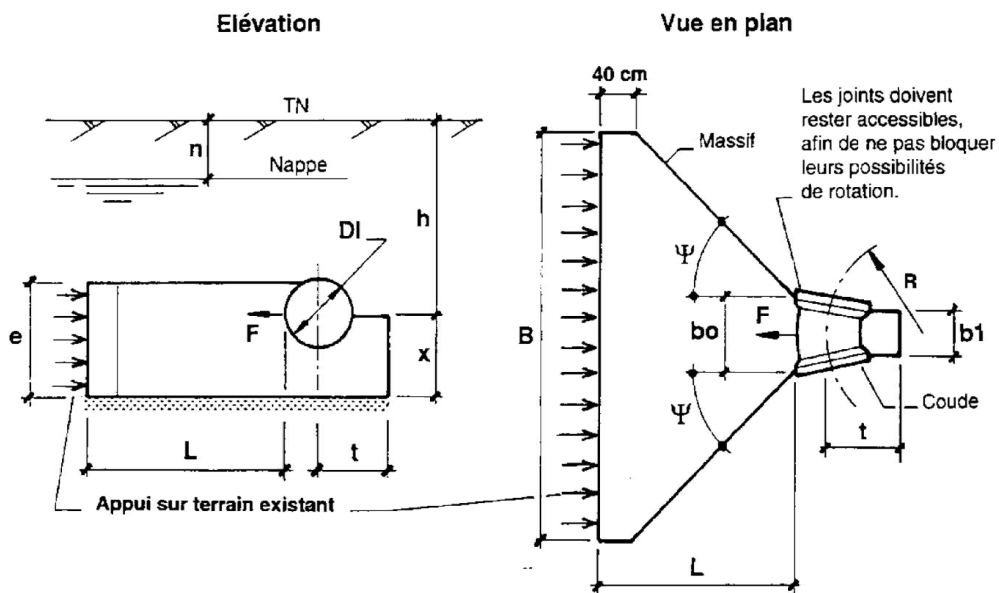


Figure N° IV-4 : exemple d'un massif du buté posé sur un coude

#### IV. 5.8. REGARDS

Les regards protègent la ventouse. Ils doivent être étanches pour éviter que de l'eau polluée ne pénètre dans la conduite en phase de vidange.

Aucun effort hydraulique n'est appliqué sur la structure, cependant ces regards supportent seulement les charges roulantes.

**B1 - Ventouse sur conduite : montage plan de principe.**

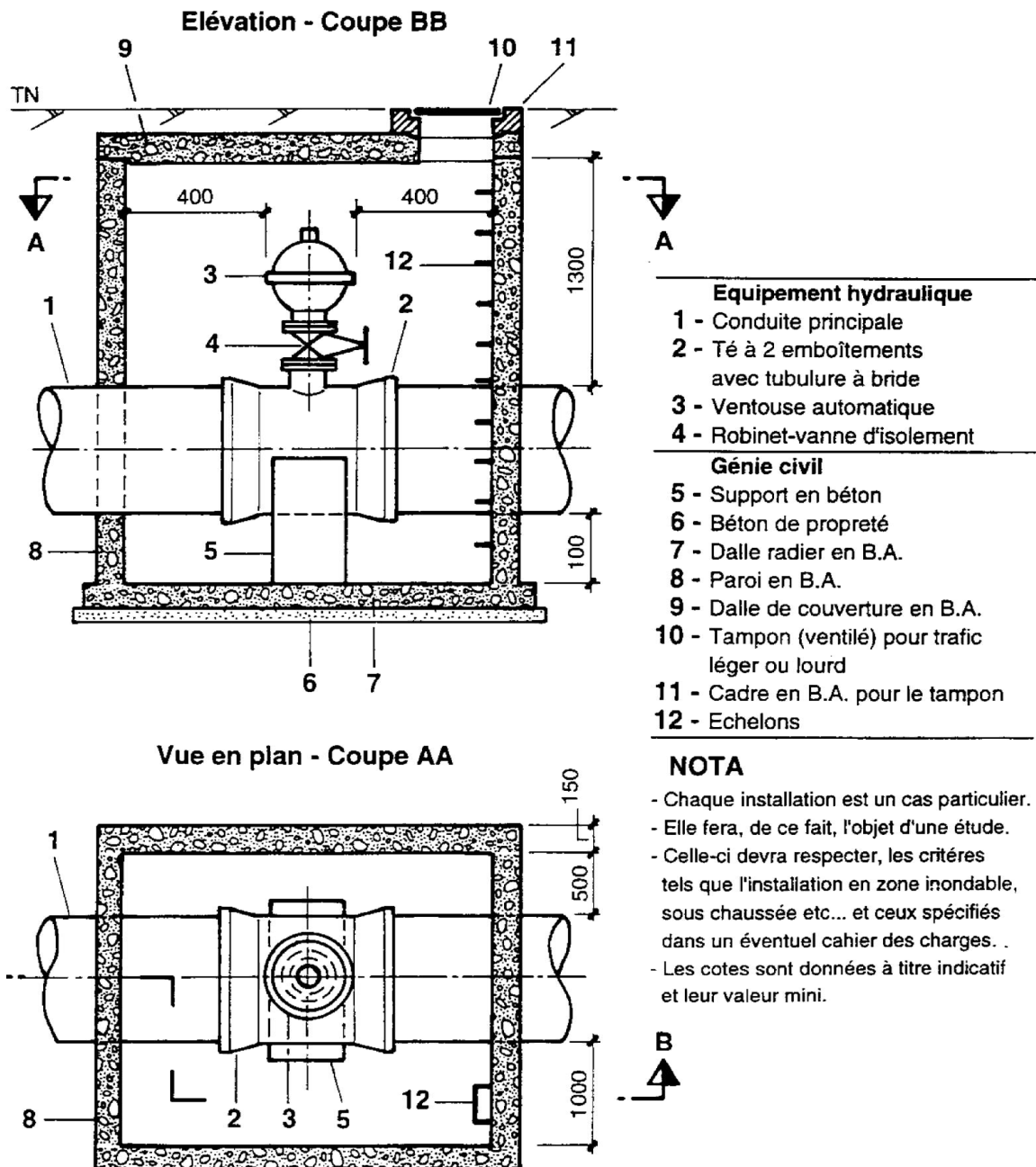


Figure N° IV-5 : exemple d'un regard pour ventouse

**IV. 5.9. CHAMBRE DE VANNES**

Ces chambres ont deux fonctions :

- Accès et protection de la vanne
- Prise en charge de la poussée hydraulique à vanne fermée

Ces chambres devront être étanches et prendre en compte les charges roulantes. Elles sont en béton armé, la poussée hydraulique est requise par la semelle qui doit être coulée en contact avec le terrain existant qui n'a pas été remanié.



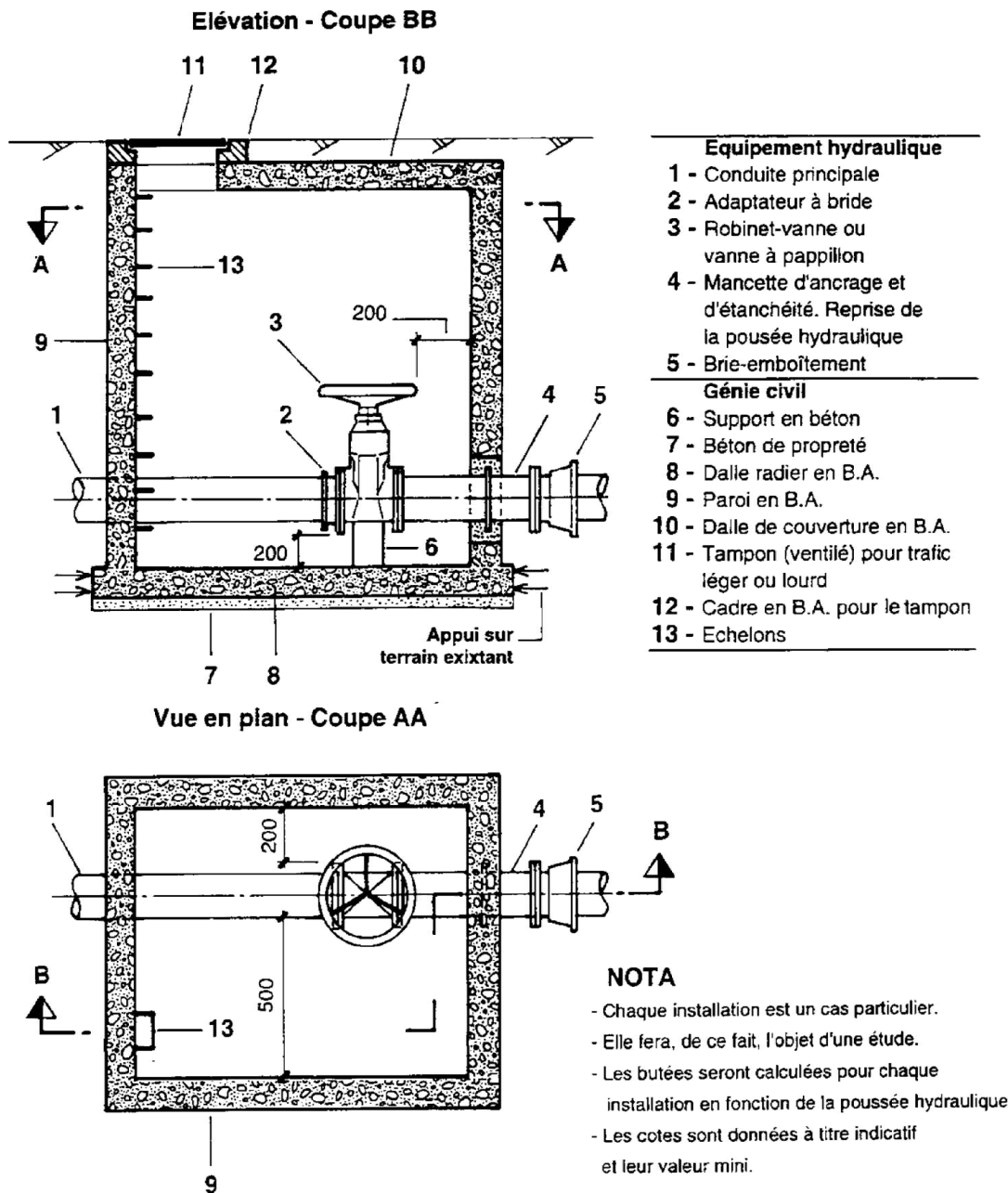


Figure N° IV-6 : exemple d'une Chambre de vannes

#### IV. 5.8. LES BOUCHES ET LES POTEAUX D'INCENDIE

Elles sont placées sur les canalisations principales pouvant assurer un débit de 17l/s et une pression de 1 bar, on les trouve toutes les (200 - 400) m selon l'importance de la ville.

#### IV. 5.10. RUBANS AVERTISSEURS

Par mesure de sécurité, un ruban avertisseur sera enfoui à environ 60 cm de profondeur de part et d'autre de la conduite afin de témoigner de sa présence.

#### **IV. 6. CALCUL HYDRAULIQUE**

Le calcul du diamètre économique ou avantageux d'un tronçon de conduite est relatif au débit qui le traverse et le calcul des pressions n'est pas indépendant du débit.

Le problème qui se pose est que les débits traversant les conduites sont inconnus, ce qui fait qu'on se retrouve devant une équation à deux variables qui sont le diamètre de la conduite et son débit.

Pour obvier à ce problème il faut calculer en premier lieu les débits de calcul pour chaque période de fonctionnement du réseau et prendre à la fin le débit maximum pour chacun des tronçons.

#### **IV. 6.1. LES DEBITS**

Le calcul et le dimensionnement des canalisations de réseau faite avec la valeur de débit de pointe ont déjà été calculés dans le chapitre II ( $Q_{pte}=71,73$  l/s).

#### **IV. 6.2. LES DIAMETRES**

Les diamètres des tronçons composants le réseau sont choisis en fonction des débits répartis dans le réseau (suivant le type de conduites choisies).

#### **IV. 6.3. LES VITESSES**

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

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.3 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

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

#### **IV. 6.4. LES PRESSIONS AU SOL**

Pour une bonne fonctionnement du réseau de distribution il faut que la pression au sol dans le réseau soit supérieur ou égale à la charge libre (HL) et inférieur ou égale à la pression de service de la conduite, c'est-à-dire :

$$(H_L) \leq P_{sol} \leq P_{service}$$

$$H_L = n \cdot 4 + 10$$

**n** : nombre d'étages des bâtiments de l'agglomération = 2 étages

$$H_L = 18\text{m}$$

$$(H_L) = 18\text{m} \leq P_{sol} \leq P_{servisse}$$

#### **IV. 6.5. CONDITION D'INCENDIE**

Dans les tronçons sur le quel, il est prévue l'installation des bouches d'incendie, les diamètres minimales à prendre est 100 mm.

Il faut prendre en compte les conditions suivant :

- débit d'incendie est  $q_{inc} = 17 \text{ l/s}$
- Pression au sol minimale est :  $P_{sol \text{ min}} = 1 \text{ Bar}$
- La distance entre poteau est :  $L = (200 \text{ à } 400) \text{ m}$

#### **IV. 6.6. REGIME D'ÉCOULEMENT**

Généralement, le régime d'écoulement dans les conduites d'AEP est turbulent.

#### **IV. 6.7. PERTE DE CHARGE**

##### **IV. 6.7.1. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEAIRE**

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD}$$

Où

V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur. ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

Re : nombre de REYNOLDS

$\varepsilon$  : rugosité absolue (mm) pour le plastique (PEHD) on prend  $\varepsilon = 0,0015 \text{ mm}$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C  $\nu = 1.01 \times 10^{-6} m^2 / s$

#### IV. 6.7.2. LES PERTES DE CHARGE SINGULIERES

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$$

On prend

#### IV. 6.7.3. PERTES DE CHARGE TOTALE

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaires et singulières

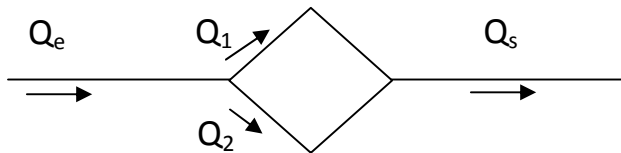
$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,15 \Delta H_L \text{ (m)}$$

#### IV. 6.8. CALCUL DU RESEAU MAILLE PAR LA METHODE DE « HARDY – CROSS »

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- 1<sup>ère</sup> lois des nœuds (1<sup>ère</sup> lois de KIRCHOUFF) :



Avec :

$Q_e$  : débit entrant.

$Q_s$  : débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

- 2<sup>ème</sup> lois des mailles (2<sup>ème</sup> lois de KIRCHOFF)

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

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_T = 0$$

**IV. 6.9. CALCUL DU RESEAU**

**IV. 6.9.1. CAS DE POINTE**

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établis par le Logiciel (EPANET).

**IV. 6.9. 1.1. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL EPANET**

Le calcul hydraulique se fait à l'aide d'un logiciel appelé EPANET, la préparation des données de base consiste d'abord à la réalisation d'un schéma du réseau et à la numérotation des tronçons, des conduites et des nœuds. L'exploitation du logiciel se fait par l'insertion des données nécessaires de chaque nœud et de chaque tronçons et différents éléments et paramètres constituant le réseau.

La formule utilisée pour la détermination des pertes des charges est celle de DARCY-WEISBACH.

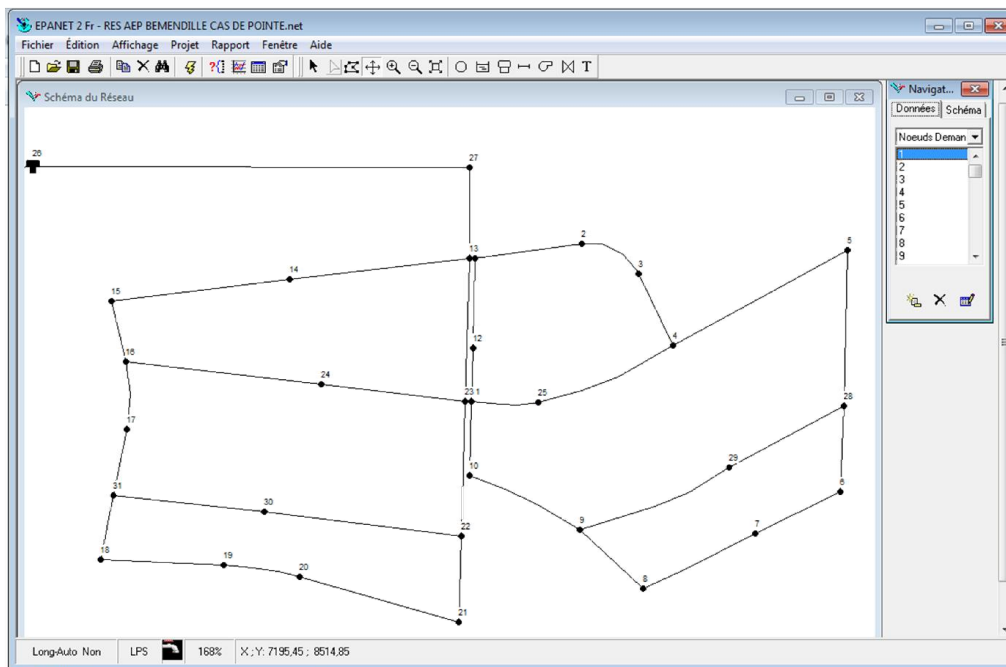


Figure N° IV-7 : vue générale de logiciel d'EPANET

**IV. 6.9.1. 2.DETERMINATION DES DEBITS**

**IV. 6.9.1.2. 1. DEBIT SPECIFIQUE**

C'est le rapport entre les débits en pointe et la somme des longueurs des tronçons.

$$q_{sp} = (Q_{\text{pointe}} - Q_{\text{concentré}}) / \sum l_i \text{ (l/s/ml)}$$

$\sum l_i$  : la somme des longueurs des tronçons (m).

A partir du plan de notre site et après le traçage du réseau, et à l'aide de logiciel de l'AUTO-CAD :

**On a  $\sum l_i = 8146,89 \text{ m}$  et  $Q_{\text{pte}} = 71,73 \text{ l/s}$**

Donc :

$$q_{sp}=0,0088 \text{ l/s/ml}$$

#### IV. 6.9.1.2. 2. DEBIT EN ROUTE POUR CHAQUE TRONÇON

Ces débits sont obtenus par l'expression suivante :

$$Q_{\text{route } i} = q_{sp} \cdot Li + Q_{\text{concentré}} \text{ (l/s)}$$

Dans notre cas, nous n'avons pas de débits concentrés.

À partir de cette expression nous aboutissons aux résultants inscrits dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.1 : débits en route

tronçon		Longueur Li (m)	Q <sub>sp</sub> (L/s/m)	débit de route (L/s)
Nœud initial	Nœud final			
N1	N2	220,5403	0,0088	1,942
N2	N3	149,1999	0,0088	1,314
N3	N4	165,0273	0,0088	1,453
N4	N5	418,6874	0,0088	3,686
N5	N28	323,6514	0,0088	2,850
N28	N6	178,6581	0,0088	1,573
N6	N7	193,9332	0,0088	1,707
N7	N8	268,6185	0,0088	2,365
N8	N9	181,6389	0,0088	1,599
N9	N10	260,9744	0,0088	2,298
N10	N11	153,5848	0,0088	1,352
N11	N12	113,0769	0,0088	0,996
N13	N14	376,2458	0,0088	3,313
N14	N15	376,2458	0,0088	3,313
N15	N16	131,7073	0,0088	1,160
N16	N17	142,3458	0,0088	1,253
N17	N31	140,1538	0,0088	1,234
N31	N18	138,9472	0,0088	1,223
N18	N19	255,8596	0,0088	2,253
N19	N20	159,4086	0,0088	1,404
N20	N21	348,2794	0,0088	3,066
N21	N22	180,1172	0,0088	1,586
N22	N23	281,0771	0,0088	2,475
N23	N24	306,6049	0,0088	2,700
N24	N16	406,5404	0,0088	3,579
N4	N25	306,5244	0,0088	2,699
N25	N11	139,8436	0,0088	1,231
N26	N27	918,6119		0,000
N27	N13	186,2287		0,000

N13	N1	12,0316		0,000
N28	N29	274,0817	0,0088	2,413
N29	N9	339,4710	0,0088	2,989
N22	N30	416,0300	0,0088	3,663
N30	N31	315,7798	0,0088	2,780
N12	N1	186,3931	0,0088	1,641
N23	N13	297,6506	0,0088	2,621

**IV. 6.9.1.2. 3. DEBITS AUX NŒUDS**

Le débit aux nœuds est déterminé par l'expression suivante :

$$Q_{nd} = 1/2 * \sum Q_{route\ i} + Q_{concentré} (l/s)$$

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau N°IV.2

Tableau N°IV.2: Calcul des débits nodaux

Nœud	tronçon adjacent	débit tronçon L/S/M	débit nodaux L/S
N1	N2	1,942	1,791
	N13	0,000	
	N12	1,641	
N2	N1	1,942	1,628
	N3	1,314	
N3	N2	1,314	1,383
	N4	1,453	
N4	N3	1,453	3,919
	N5	3,686	
	N25	2,699	
N5	N4	3,686	3,268
	N28	2,850	
N6	N28	1,573	1,640
	N7	1,707	
N7	N6	1,707	2,036
	N8	2,365	
N8	N7	2,365	1,982
	N9	1,599	
N9	N8	1,599	3,443
	N10	2,298	
	N29	2,989	
N10	N9	2,298	1,825
	N11	1,352	
N11	N10	1,352	1,790
	N12	0,996	
	N25	1,231	
N12	N11	0,996	1,318
	N1	1,641	
N13	N14	3,313	2,967
	N23	2,621	
	N1	0,000	

	N27	0,000	
N14	N13	3,313	3,313
	N15	3,313	
N15	N14	3,313	2,236
	N16	1,160	
N16	N15	1,160	2,996
	N17	1,253	
	N24	3,579	
N17	N16	1,253	1,244
	N31	1,234	
N18	N31	1,223	1,738
	N19	2,253	
N19	N18	2,253	1,828
	N20	1,404	
N20	N19	1,404	2,235
	N21	3,066	
N21	N20	3,066	2,326
	N22	1,586	
N22	N21	1,586	3,862
	N23	2,475	
	N30	3,663	
N23	N22	2,475	3,897
	N24	2,700	
	N13	2,621	
N24	N23	2,700	3,139
	N16	3,579	
N25	N4	2,699	1,965
	N11	1,231	
N28	N29	2,413	3,418
	N6	1,573	
	N5	2,850	
N29	N28	2,413	2,701
	N9	2,989	
N30	N22	3,663	3,222
	N31	2,780	
N31	N30	2,780	2,619
	N17	1,234	
	N18	1,223	

#### IV. 6.9.1.3. RESULTATS DES CALCULE DE DIMENSIONNEMENT

Après le remplissage des données dans le logicielle et après le démarrage de la simulation et la vérification des conditions d'écoulements, on a les résultats des débits traversant les conduite et leurs vitesse et les diamètres des conduite dans les tableaux suivants :



Tableau N°IV.3:Résultats aux nœuds

N°	Débit aux nœuds	Charge	Pression
Nœud	l /s	m	m
1	1,79	274,74	61,13
2	1,63	272,19	48,83
3	1,38	270,79	46,01
4	3,92	269,5	47,79
5	3,27	262,65	43,01
6	1,64	253,48	51,13
7	2,04	252,52	49,81
8	1,98	255	54,01
9	3,44	265,77	63,38
10	1,83	268,83	67,04
11	1,79	271,45	63,06
12	1,32	272,57	59,93
13	2,97	274,8	61,99
14	3,31	271,02	62,56
15	2,24	268,66	41,43
16	3	266,74	41,28
17	1,24	264,74	40,08
18	1,74	261,31	36,46
19	1,83	254,31	38,85
20	2,23	254,19	43,19
21	2,33	262,35	60,05
22	3,86	265,4	63,9
23	3,9	269,77	60,47
24	3,14	267,9	57,24
25	1,97	271,05	57,14
27	0	276,02	46,02
28	3,42	260,15	53,83
29	2,7	258,72	41,08
30	3,22	258,3	47,29
31	2,62	263,24	38,66

**NB :**

Les résultats obtenue ont assure tout les conditions techniques au niveau des nœuds de notre réseau, on remarque dans le tableau précédent que la pression minimale dans le nœud N°18 est égale à 36,46 m, ce résultat est supérieur à HL= 18 m.

Tableau N°IV.4: Résultats aux conduites:

N°	Nœud	Nœud	Débit	Vitesse	P. Charge	Diamètre intérieur (calcul)
conduite	Initial	Final	l/s	m/s	m/km	mm
1	26	27	71,73	1,37	6,51	257,8
2	27	13	71,73	1,37	6,51	257,8
3	13	1	34,11	1,04	5,04	204,6
4	1	2	16,12	1,2	11,56	130,8
5	2	3	14,49	1,08	9,43	130,8
6	3	4	13,1	0,98	7,79	130,8
7	4	5	10,05	1,22	16,35	102,2
8	5	28	6,78	0,83	7,73	102,2
9	28	6	2,49	1,2	37,33	51,4
10	4	25	-0,86	0,42	5,05	51,4
11	1	12	16,2	1,21	11,67	130,8
12	12	11	14,88	1,11	9,92	130,8
13	11	25	2,83	0,44	2,83	90
14	11	10	10,26	1,25	17,04	102,2
15	28	29	0,87	0,42	5,22	51,4
16	29	9	-1,83	0,88	20,75	51,4
17	6	7	0,85	0,41	4,95	51,4
18	7	8	-1,19	0,57	9,22	51,4
19	8	9	-3,17	1,53	59,31	51,4
20	9	10	-8,44	1,03	11,72	102,2
21	13	14	15	1,12	10,07	130,8
22	13	23	19,66	1,46	16,92	130,8
23	23	24	5,98	0,73	6,09	102,2
24	14	15	11,69	0,87	6,26	130,8
25	15	16	9,45	1,15	14,54	102,2
26	16	24	-2,84	0,45	2,85	90
27	16	17	9,29	1,13	14,07	102,2
28	23	22	9,78	1,19	15,54	102,2
29	22	30	1,65	0,79	17,06	51,4
30	30	31	-1,57	0,76	15,65	51,4
31	17	31	8,05	0,98	10,7	102,2
32	31	18	3,85	0,91	13,88	73,6
33	18	19	2,11	1,02	27,36	51,4
34	19	20	0,29	0,14	0,7	51,4
35	20	21	-1,95	0,94	23,42	51,4
36	21	22	-4,27	1	16,9	73,6

**NB :**

Dans ce dernier tableau on remarque que toutes les vitesses d'écoulement dans les conduites sont comprises entre 0,3m/s et 2m/s sauf dans le tronçon N°34 (N19-N20) la vitesse est inférieure à 0,3 m/s on peut garder leur diamètre parce que c'est une conduite principale reliant les tronçons de même diamètre.

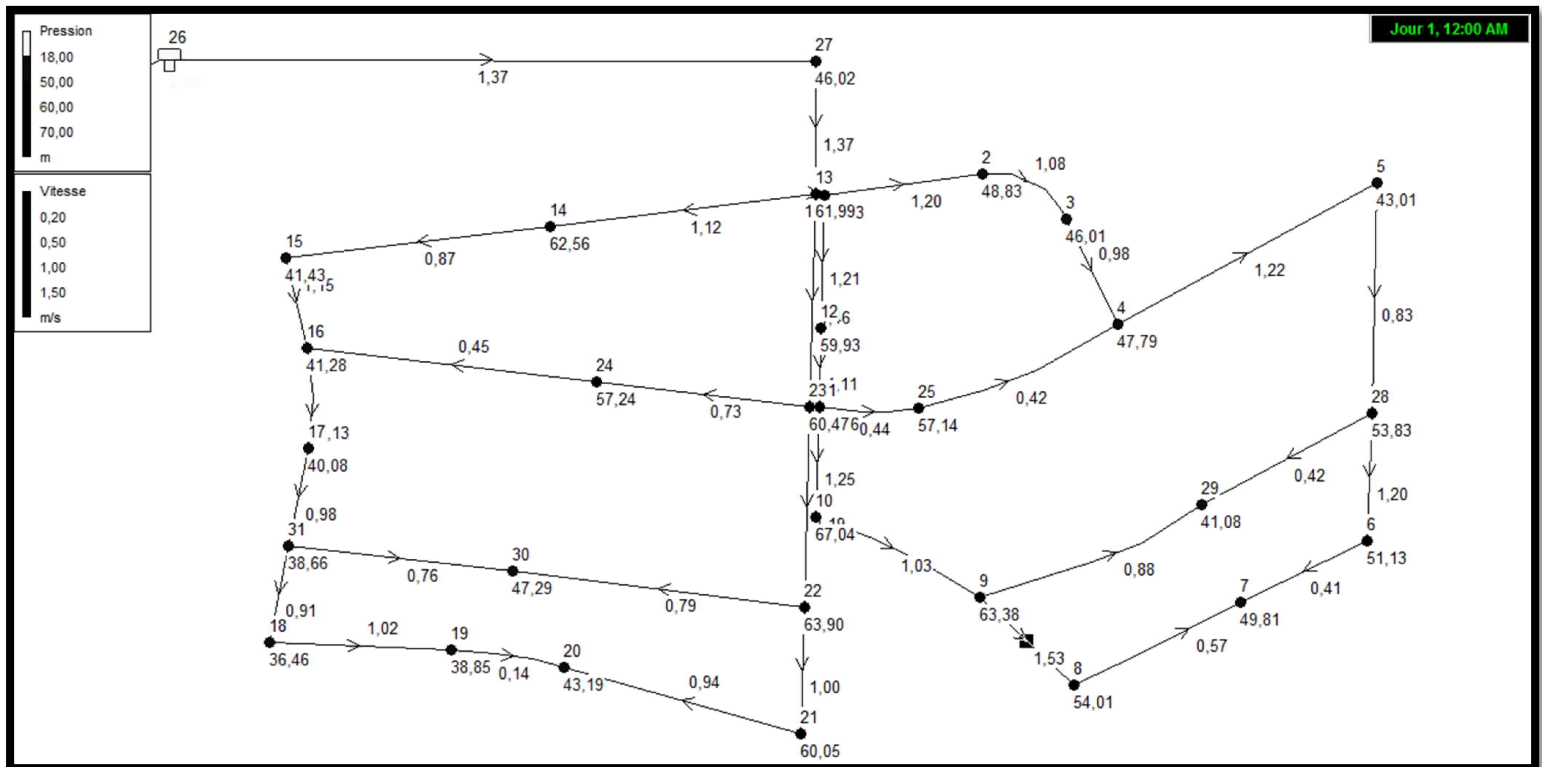


Figure N° IV-8 : Résultats de calcul aux nœuds et aux conduites

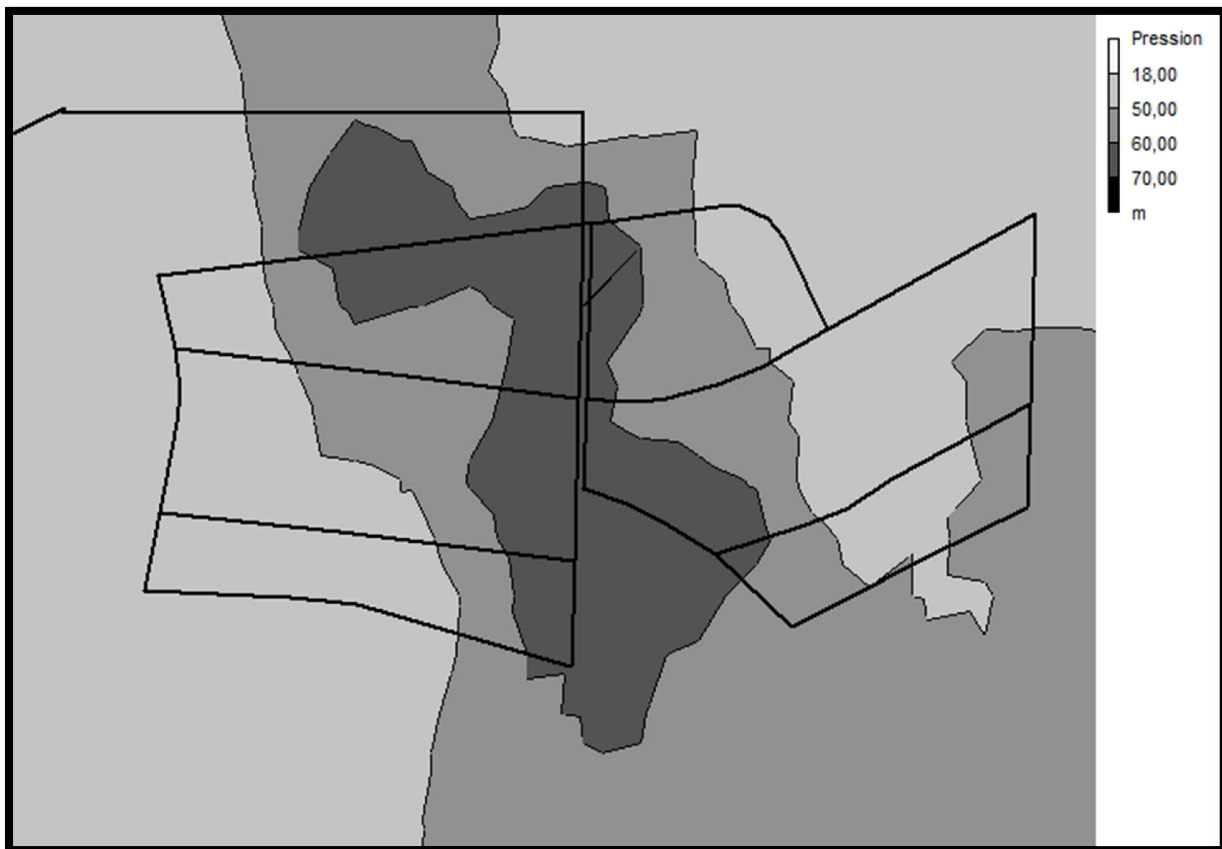


Figure N° IV-9 : Résultats de calcul courbe de niveaux des pressions

Tableau N°IV.5: résultats des diamètres des conduites:

N°	Nœud	Nœud	Longueur	Diamètre intérieur (calcul)	Diamètres nominal (commercial)
conduite	Initial	Final	m	mm	mm
1	26	27	918,61	257,8	315
2	27	13	186,23	257,8	315
3	13	1	12,03	204,6	250
4	1	2	220,75	130,8	160
5	2	3	149,21	130,8	160
6	3	4	165,05	130,8	160
7	4	5	418,69	102,2	125
8	5	28	323,93	102,2	125
9	28	6	178,7	51,4	63
10	4	25	306,62	51,4	63
11	1	12	186,4	130,8	160
12	12	11	113,16	130,8	160
13	11	25	139,95	90	110
14	11	10	153,73	102,2	125
15	28	29	274,03	51,4	63
16	29	9	339,81	51,4	63
17	6	7	193,93	51,4	63
18	7	8	268,62	51,4	63
19	8	9	181,64	51,4	63
20	9	10	260,98	102,2	125
21	13	14	376,27	130,8	160
22	13	23	297,67	130,8	160
23	23	24	306,61	102,2	125
24	14	15	376,71	130,8	160
25	15	16	131,72	102,2	125
26	16	24	406,81	90	110
27	16	17	142,35	102,2	125
28	23	22	281,19	102,2	125
29	22	30	416,14	51,4	63
30	30	31	315,6	51,4	63
31	17	31	140,15	102,2	125
32	31	18	138,95	73,6	90
33	18	19	256,04	51,4	63
34	19	20	159,46	51,4	63
35	20	21	348,39	51,4	63
36	21	22	180,12	73,6	90

**NB :**

Les conduites utilisées dans notre projet sont des conduites de type PE avec une pression de service 10bar (PN10).

#### **IV. 6.9.2. CAS DE POINTE PLUS INCENDIE**

Par la même méthode on va déterminer les différents débits et en suite on va vérifier les conditions d'écoulements dans le cas d'incendie :

Pour rappel ces conditions sont les suivantes :

- débit d'incendie est  $q_{inc} = 17 \text{ l/s}$
- Pression au sol minimale est :  $P_{sol \text{ min}} = 1 \text{ Bar}$
- La distance entre poteau est :  $L = (200 \text{ à } 400) \text{ m}$

#### **IV. 6.9.2. 1.DETERMINATION DES DEBITS**

##### **IV. 6.9.2.1. 1. DEBIT SPECIFIQUE**

C'est le rapport entre les débits en pointe plus débit d'incendie et la somme des longueurs des tronçons.

$$q_{sp} = (Q_{\text{pointe}} + Q_{\text{incendie}}) / \sum l_i \quad (\text{l/s/ml})$$

On a :

$$\sum l_i = 8146,89 \text{ m} , Q_{\text{pointe}} = 71,73 \text{ l/s} , Q_{\text{incendie}} = 17 \text{ l/s}$$

Donc :

$$q_{sp} = 0,00886 \text{ l/s/ml}$$

##### **IV. 6.9.2.1. 2. DEBIT EN ROUTE POUR CHAQUE TRONÇON**

Ces débits sont obtenus par l'expression suivante :

$$Q_{\text{route } i} = q_{sp} \cdot L_i + q_{\text{concentré}} \text{ (l/s)}$$

Les débits en route sont résumés dans tableau suivant :

Tableau N°IV.6: débits en route

tronçon		Longueur Li (m)	Q <sub>sp</sub> (L/s/m)	débit de route (L/s)
Nœud initial	Nœud final			
N1	N2	220,54	0,01089	2,402
N2	N3	149,20	0,01089	1,625
N3	N4	165,03	0,01089	1,797
N4	N5	418,69	0,01089	4,560
N5	N28	323,65	0,01089	3,525
N28	N6	178,66	0,01089	1,946
N6	N7	193,93	0,01089	2,112
N7	N8	268,62	0,01089	2,926
N8	N9	181,64	0,01089	1,978
N9	N10	260,97	0,01089	2,842
N10	N11	153,58	0,01089	1,673
N11	N13	113,08	0,01089	1,232
N13	N14	376,25	0,01089	4,098
N14	N15	376,25	0,01089	4,098
N15	N16	131,71	0,01089	1,434
N16	N17	142,35	0,01089	1,550
N17	N31	140,15	0,01089	1,526
N31	N18	138,95	0,01089	1,513
N18	N19	255,86	0,01089	2,787
N19	N20	159,41	0,01089	1,736
N20	N21	348,28	0,01089	3,793
N21	N22	180,12	0,01089	1,962
N22	N23	281,08	0,01089	3,061
N23	N24	306,60	0,01089	3,339
N24	N16	406,54	0,01089	4,428
N4	N25	306,52	0,01089	3,338
N25	N11	139,84	0,01089	1,523
N26	N27	918,61		0,000
N27	N13	186,23		0,000
N13	N1	12,03		0,000
N28	N29	274,08	0,01089	2,985
N29	N9	339,47	0,01089	3,697
N22	N30	416,03	0,01089	4,531
N30	N31	315,78	0,01089	3,439
N12	N1	186,39	0,01089	2,030
N23	N13	297,65	0,01089	3,242

#### IV. 6.9.2.1. 3. DEBITS AUX NŒUDS

Les débits aux nœuds cas de pointe plus incendie sont résumés dans le tableau N°IV.7

Tableau N°IV.7: Calcul des débits nodaux

nœud	tronçon adjacent	débit tronçon L/S	débit nodaux L/S
N1	N2	2,402	2,216
	N13	0,000	
	N12	2,030	
N2	N1	2,402	2,013
	N3	1,625	
N3	N2	1,625	1,711
	N4	1,797	
N4	N3	1,797	4,848
	N5	4,560	
	N25	3,338	
N5	N4	4,560	4,043
	N28	3,525	
N6	N28	1,946	2,029
	N7	2,112	
N7	N6	2,112	2,519
	N8	2,926	
N8	N7	2,926	2,452
	N9	1,978	
N9	N8	1,978	4,259
	N10	2,842	
	N29	3,697	
N10	N9	2,842	2,258
	N11	1,673	
N11	N10	1,673	2,214
	N12	1,232	
	N25	1,523	
N12	N11	1,232	1,631
	N1	2,030	
N13	N14	4,098	3,670
	N23	3,242	
	N1	0,000	
	N27	0,000	
N14	N13	4,098	4,098
	N15	4,098	
N15	N14	4,098	2,766
	N16	1,434	
N16	N15	1,434	3,706
	N17	1,550	
	N24	4,428	
N17	N16	1,550	1,538
	N31	1,526	
N18	N31	1,513	2,150
	N19	2,787	
N19	N18	2,787	2,261
	N20	1,736	
N20	N19	1,736	2,765

	N21	3,793	
N21	N20	3,793	2,877
	N22	1,962	
N22	N21	1,962	4,777
	N23	3,061	
	N30	4,531	
N23	N22	3,061	4,821
	N24	3,339	
	N13	3,242	
N24	N23	3,339	3,884
	N16	4,428	
N25	N4	3,338	2,431
	N11	1,523	
N28	N29	2,985	4,228
	N6	1,946	
	N5	3,525	
N29	N28	2,985	3,341
	N9	3,697	
N30	N22	4,531	3,985
	N31	3,439	
N31	N30	3,439	3,240
	N17	1,526	
	N18	1,513	

#### IV. **6.9.3. RESULTATS DES CALCULS DE DIMENSIONNEMENT CAS INCENDIE**

Tableau N°IV.8: Résultats aux nœuds

N°	Débit aux nœuds	Charge	Pression
Nœud	L /S	m	M
1	2,22	271,06	57,45
2	2,01	267,22	43,86
3	1,71	265,11	40,33
4	4,85	263,18	41,47
5	4,04	252,87	33,23
6	2,03	239,08	36,73
7	2,52	237,65	34,94
8	2,45	241,33	40,34
9	4,26	257,56	55,17
10	2,26	262,16	60,37
11	2,21	266,1	57,71
12	1,63	267,79	55,15
13	3,67	271,15	58,34
14	4,1	265,45	56,99
15	2,77	261,92	34,69
16	3,71	259,04	33,58



17	1,54	256,03	31,37
18	2,15	250,88	26,03
19	2,26	240,36	24,9
20	2,77	240,2	29,2
21	2,88	252,42	50,12
22	4,78	256,99	55,49
23	4,82	263,56	54,26
24	3,88	260,76	50,1
25	2,43	265,51	51,6
27	0	272,98	42,98
28	4,23	249,12	42,8
29	3,34	247	29,36
30	3,99	246,38	35,37
31	3,24	253,77	29,19

**NB :**

Par l’observation des résultats, les pressions aux nœuds sont supérieurs à la pression minimale qui est égale à 1bar dans tout le réseau.

Tableau N°IV.9: Résultats aux conduites

N°	Nœud	Nœud	Débit	Vitesse	P. Charge	Diamètre intérieur (calcul)
Conduite	Initial	Final	L /S	m/s	m/km	mm
1	26	27	88,73	1,7	9,82	257,8
2	27	13	88,73	1,7	9,82	257,8
3	13	1	42,19	1,28	7,58	204,6
4	1	2	19,93	1,48	17,38	130,8
5	2	3	17,92	1,33	14,17	130,8
6	3	4	16,21	1,21	11,68	130,8
7	4	5	12,43	1,52	24,62	102,2
8	5	28	8,39	1,02	11,58	102,2
9	28	6	3,08	1,48	56,19	51,4
10	4	25	-1,07	0,52	7,58	51,4
11	1	12	20,05	1,49	17,57	130,8
12	12	11	18,41	1,37	14,92	130,8
13	11	25	3,5	0,55	4,22	90
14	11	10	12,7	1,55	25,64	102,2
15	28	29	1,08	0,52	7,73	51,4
16	29	9	-2,26	1,09	31,08	51,4
17	6	7	1,05	0,51	7,37	51,4
18	7	8	-1,47	0,71	13,71	51,4
19	8	9	-3,92	1,89	89,35	51,4
20	9	10	-10,44	1,27	17,59	102,2
21	13	14	18,55	1,38	15,14	130,8
22	13	23	24,32	1,81	25,52	130,8
23	23	24	7,39	0,9	9,11	102,2

24	14	15	14,45	1,08	9,38	130,8
25	15	16	11,69	1,42	21,86	102,2
26	16	24	-3,51	0,55	4,24	90
27	16	17	11,49	1,4	21,17	102,2
28	23	22	12,1	1,47	23,37	102,2
29	22	30	2,04	0,98	25,47	51,4
30	30	31	-1,95	0,94	23,42	51,4
31	17	31	9,96	1,21	16,07	102,2
32	31	18	4,77	1,12	20,81	73,6
33	18	19	2,62	1,26	41,08	51,4
34	19	20	0,36	0,17	1,03	51,4
35	20	21	-2,41	1,16	35,07	51,4
36	21	22	-5,29	1,24	25,36	73,6

Tableau N° IV-6 : résultats des diamètres des conduites

ID	Nœud	Nœud	Longueur	Diamètre intérieur (calcul)	Diamètres nominal (commercial)
Arc	Initial	Final	m	mm	mm
1	26	27	918,61	257,8	315
2	27	13	186,23	257,8	315
3	13	1	12,03	204,6	250
4	1	2	220,75	130,8	160
5	2	3	149,21	130,8	160
6	3	4	165,05	130,8	160
7	4	5	418,69	102,2	125
8	5	28	323,93	102,2	125
9	28	6	178,7	51,4	63
10	4	25	306,62	51,4	63
11	1	12	186,4	130,8	160
12	12	11	113,16	130,8	160
13	11	25	139,95	90	110
14	11	10	153,73	102,2	125
15	28	29	274,03	51,4	63
16	29	9	339,81	51,4	63
17	6	7	193,93	51,4	63
18	7	8	268,62	51,4	63
19	8	9	181,64	51,4	63
20	9	10	260,98	102,2	125
21	13	14	376,27	130,8	160
22	13	23	297,67	130,8	160
23	23	24	306,61	102,2	125
24	14	15	376,71	130,8	160
25	15	16	131,72	102,2	125
26	16	24	406,81	90	110
27	16	17	142,35	102,2	125
28	23	22	281,19	102,2	125
29	22	30	416,14	51,4	63
30	30	31	315,6	51,4	63

31	17	31	140,15	102,2	125
32	31	18	138,95	73,6	90
33	18	19	256,04	51,4	63
34	19	20	159,46	51,4	63
35	20	21	348,39	51,4	63
36	21	22	180,12	73,6	90

NB :

Après avoir vérifié le calcul à l'état d'incendie, on peut placer les bouches d'incendie dans tronçon résumé dans le tableau ci après :

Tableau N°IV.11: tronçon de pose des bouches d'incendie

ID	Nœud	Nœud	Longueur	Diamètre intérieur (calcul)	Diamètres nominal (commercial)
Arc	Initial	Final	m	Mm	Mm
1	26	27	918,61	290,6	315
2	27	13	186,23	290,6	315
3	13	1	12,03	204,6	250
4	1	2	220,75	130,8	160
5	2	3	149,21	130,8	160
6	3	4	165,05	130,8	160
7	4	5	418,69	102,2	125
8	5	28	323,93	102,2	125
11	1	12	186,4	130,8	160
12	12	11	113,16	130,8	160
14	11	10	153,73	102,2	125
20	9	10	260,98	102,2	125
21	13	14	376,27	130,8	160
22	13	23	297,67	130,8	160
23	23	24	306,61	102,2	125
24	14	15	376,71	130,8	160
25	15	16	131,72	102,2	125
27	16	17	142,35	102,2	125
28	23	22	281,19	102,2	125
31	17	31	140,15	102,2	125

#### **IV. 7. CONCLUSION**

Dans la conclusion de ce chapitre on a choisi le réseau maillé pour notre projet vue les avantages techniques de ce dernier et les différents critères de notre site, et on a déterminé les différents diamètres composants les tronçons, et a base des résultats de calcul on a fait le choix du matériau des conduites à savoir le PEHD PN10.



**CHAPITRE 5 :**  
**ORGANISATION DE**  
**CHANTIER**

## **V. 1. INTRODUCTION**

On appelle travaux de terrassement l'ensemble des procédés d'extraction des terres (décapages, déblais et remblais).

L'exécution de ces principaux travaux fait signe de démarrage du chantier de construction de l'aménagement hydraulique et de proposer l'exécution des travaux la plus économiques.

## **V. 2. REALISATION DU RESEAU D'AEP**

L'exécution des différents travaux sur des chantiers de réalisation des réseaux d'AEP, demande différentes opérations telles que :

- implantation des tracés des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisations.
- Remblaiement de la tranchée.
- Protection contre la corrosion pour les conduites métalliques.

## **V. 3. IMPLANTATION DES TRACES DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN**

### **V. 3.1. MATERIALISATION DE L'AXE**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain par des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m.

On effectue ce travail en mesurant sur le plan, leur distance par des repères fixes ou des bornes, limite de chemin etc....

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

### **V. 3.2. LE NIVELLEMENT**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Le nivellement sert à définir le relief d'un terrain ; en fixant l'altitude d'un certain nombre de points ; toutes les cotes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison.

Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les visées ; on procède un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

**V. 4. EXCAVATION DES TRANCHEES**

Cette opération se divise en deux étapes :

**V. 4.1. ENLEVEMENT DE LA COUCHE VEGETALE**

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

**V. 4.2. EXCAVATION**

Selon les caractéristiques du terrain, l’excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 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 d’une façon qu’un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est augmentée du diamètre des conduites à mettre en place ; on pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée appelée « niches ».

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

- Profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- Largeur de la tranchée «  $b$  »
- Distance de la mise de la cavalière.

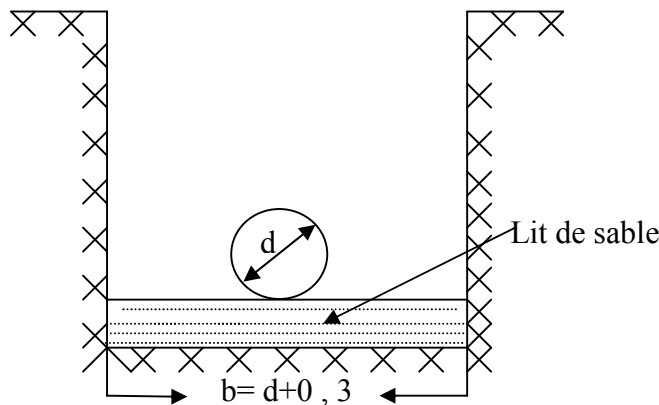


Figure N°V.1 : Schéma d’une tranchée

**V. 4.3. CHOIX DE LA SECTION TRANSVERSALE DE LA TRANCHEE**

Pour le choix de cette section ; on propose deux variantes ; l’une trapézoïdale et l’autre rectangulaire :

$$b = d + 2a$$

$$H_{tr} = e + d + H_{min}$$

$$B = b + 2m.H_{tr}$$

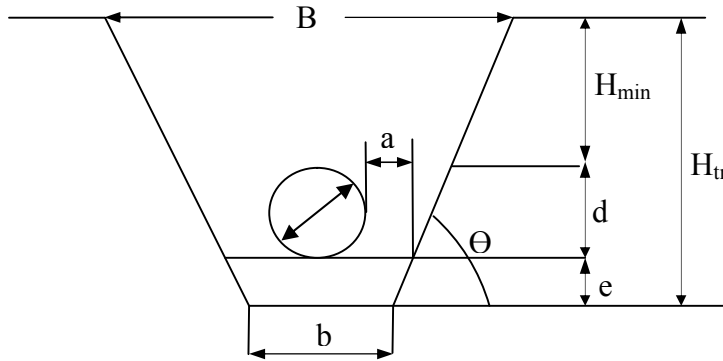


Figure N°V.2 : Section type de tranchée

$H_{min}$ : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, égale en générale 1 m.

$e$  : épaisseur de la couche préparée (lit de sable)

$b$  : largeur du fond de la tranchée.

$a$  : distance entre la génératrice latérale et la base du talus, égale a 0,3m .

$B$  : largeur superficielle de la tranchée.

$m$  : talus  $m = \text{ctg } \Theta$

#### V. 4.4. CALCUL DE LA PROFONDEUR DE LA TRANCHEE HTR

$$H_{tr} = e + d + H_{min}$$

$$H_{tr} = d + 0.10 + 1.0$$

Donc:

$H_{tr} = d + 1.10 \quad (m)$
-------------------------------

#### V. 4.5. CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS

Le coefficient du talus est choisi en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol. Pour notre région, le talus de la tranchée pour tout le système sera trapézoïdal avec un coefficient  $m=0,5$ .

#### V. 4.6. CHOIX DES ENGINES DE TERRASSEMENT

Le choix des engins de terrassement dépend principalement du type de chantier et du terrain à excaver.

D'autres paramètres interviennent dans ce choix tels que :



Les moyens dont dispose l'entrepreneur, la rentabilité et l'économie d'utilises de tels engins.

#### **V. 4.6.1. CHOIX DE L'EXCAVATEUR ET DE SON PROCEDE**

Comme il à été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement, alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champs d'application et les exigences du chantier.

#### **V. 5. AMENAGEMENT 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 et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10 cm.

#### **V. 6. POSE DES CONDUITES**

Avant la descente des conduites à fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs ; et on les descend lentement dans le fond de la fouille.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement, on utilise des nivelettes et effectue des visées tous les 80 m environ.

S'il sera nécessaire de caler les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable mais jamais de pierres.

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon de la conduite en attente de tampon solidement fixés.

#### **V. 7. EPREUVE DE JOINT DE LA CANALISATION**

Pour plus de sécurité à 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.

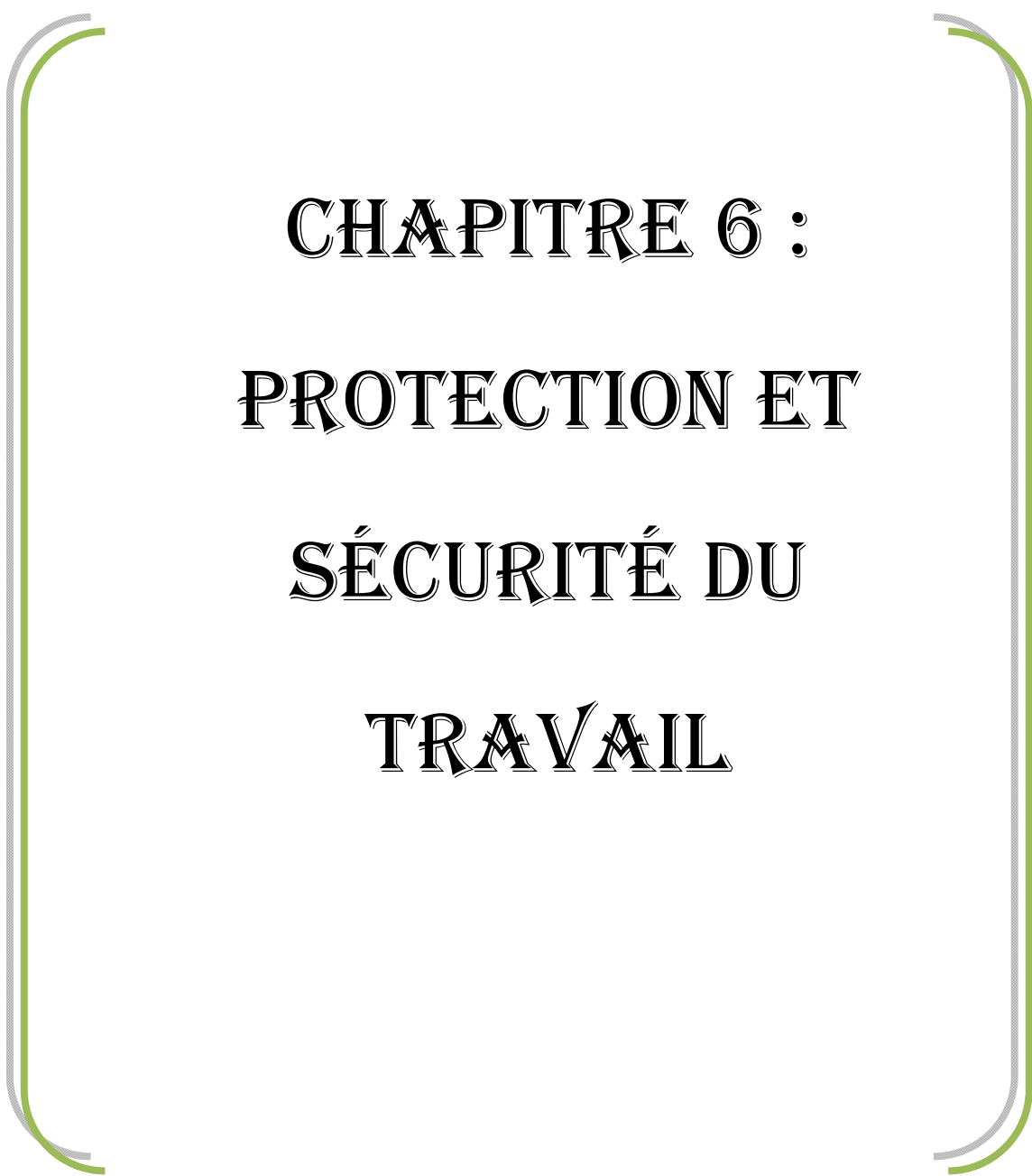
Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

**V. 8. REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE**

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable étant exclu).

**V. 7. CONCLUSION**

À la fin de ce chapitre on a essayé de donner quelque principes et techniques de déroulement des travaux sur chantier comme la détermination de la forme des fouilles à exécuté et ensuite les méthodes à suivre dans le chantier pour déterminé les différents engins dans la réalisation des travaux et à la fin quelque notion pour avoir une bonne exécution des tâches du projet.



**CHAPITRE 6 :**  
**PROTECTION ET**  
**SÉCURITÉ DU**  
**TRAVAIL**



## **VI. 1. 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 humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre au travailleurs d'exercer leur profession dans de 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'objectif essentiel de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et 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 à effectuer 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).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

## **VI. 2. 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 :

### **VI. 2.1. Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux

- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

**VI. 2.2. FACTEURS MATERIELS :**

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée 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 ouvert, 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.)

**VI. 3. LISTE DES CONDITIONS DANGEREUSES :**

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

**VI. 4. 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.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

**VI. 5. MESURES PREVENTIVES POUR EVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS :**

**VI. 5.1. 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.)

**VI. 5.2. 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.
- Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenu de laisser une distance suffisante entre eux.

**VI. 5.3. PROTECTION COLLECTIVE :**

**VI. 5.3.1. EQUIPEMENT DE MISE EN ŒUVRE DU BETON :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste 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.

**VI. 5.3.2. ENGIN DE LEVAGE :**

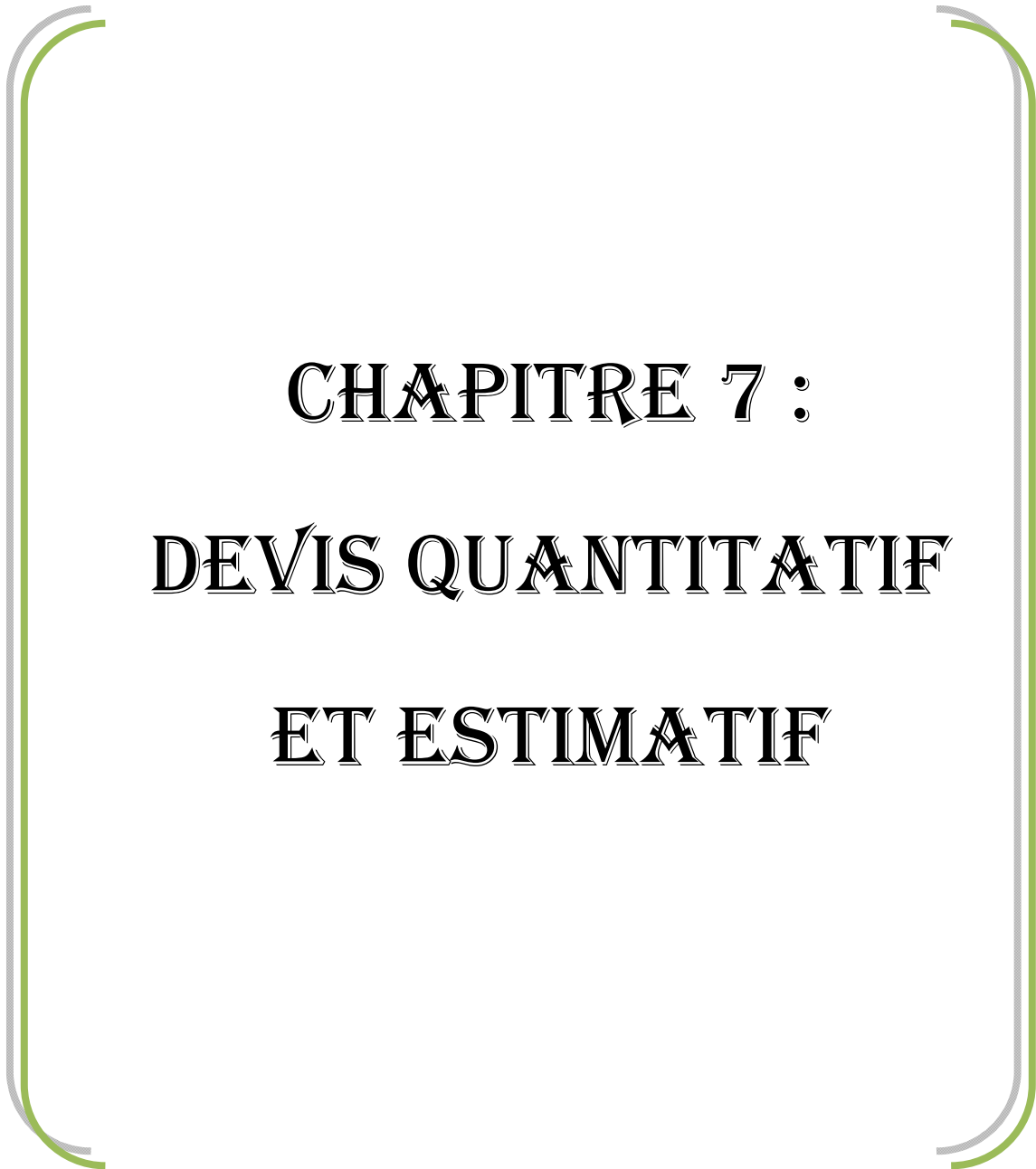
La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité doit être prise en considération, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnels compétents.
- 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.

**VI. APPAREILLAGE ELECTRIQUE :**

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





**CHAPITRE 7 :**  
**DEVIS QUANTITATIF**  
**ET ESTIMATIF**

## VII. 1. INTRODUCTION

L'étude du devis estimatif et quantitatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminé les quantités de toutes les opérations effectuer sur le terrain, on multipliée le volume des travaux par le prix unitaire.

## VII. 2. LES OPERATIONS POUR LA REALISATION DU RESEAU

- Travaux d'ouverture des fouilles.
- Fourniture et pose du lit de sable.
- Fourniture et pose des conduites.
- Fourniture et pose des pièces spéciales (vanne, bouche d'incendie ...)
- Fourniture et pose des regards en béton armé pour protégé les pièces spéciales.
- Fourniture et pose des buté en béton au niveau de changement de direction
- Travaux de remblaiement de la tranche.

## VII. 3. CALCUL DU VOLUME DE DEBLAI

Selon la largeur des fouilles, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$V_D = K. L. H_{TR}(b+m.Htr) \quad m^3$$

Avec :

$V_D$  : volume du déblai  $m^3$

L : longueur du tranché  $m$

b : largeur du tranché  $m$

K : coefficient de grossissement (1.15).

m : talus  $m = \text{ctg } \Theta$  on prendre  $m = 0.5$

$$Htr = d + 1.10$$

$$b = d + 0,6$$

d : diamètre de la conduite

Le tableau suivant donne le volume de déblai :

Tableau N°VI.1: volume de déblai

Tronçon		type de canalisation	Diamètre d(mm)	Longueur L (m)	Largeur de fouille b(m)	Profondeur de tranchée Htr(m)	coefficient de grossissement K	talus m	volume de déblai VD (m³)
Amont	Aval								
N1	N2	PE 100 - PN 10 - 160	160	220,54	0,76	1,26	1,15	0,50	444,19
N2	N3	PE 100 - PN 10 - 160	160	149,20	0,76	1,26	1,15	0,50	300,50
N3	N4	PE 100 - PN 10 - 160	160	165,03	0,76	1,26	1,15	0,50	332,38
N4	N5	PE 100 - PN 10 - 125	125	418,69	0,73	1,23	1,15	0,50	788,89
N5	N28	PE 100 - PN 10 - 125	125	323,65	0,73	1,23	1,15	0,50	609,83
N28	N6	PE 100 - PN 10 - 63	63	178,66	0,66	1,16	1,15	0,50	297,37
N6	N7	PE 100 - PN 10 - 63	63	193,93	0,66	1,16	1,15	0,50	322,79
N7	N8	PE 100 - PN 10 - 63	63	268,62	0,66	1,16	1,15	0,50	447,10
N8	N9	PE 100 - PN 10 - 63	63	181,64	0,66	1,16	1,15	0,50	302,33
N9	N10	PE 100 - PN 10 - 125	125	260,97	0,73	1,23	1,15	0,50	491,73
N10	N11	PE 100 - PN 10 - 125	125	153,58	0,73	1,23	1,15	0,50	289,38
N11	N12	PE 100 - PN 10 - 160	160	113,08	0,76	1,26	1,15	0,50	227,75
N13	N14	PE 100 - PN 10 - 160	160	376,25	0,76	1,26	1,15	0,50	757,80
N14	N15	PE 100 - PN 10 - 160	160	376,25	0,76	1,26	1,15	0,50	757,80
N15	N16	PE 100 - PN 10 - 160	160	131,71	0,76	1,26	1,15	0,50	265,27
N16	N17	PE 100 - PN 10 - 125	125	142,35	0,73	1,23	1,15	0,50	268,21
N17	N31	PE 100 - PN 10 - 125	125	140,15	0,73	1,23	1,15	0,50	264,08
N31	N18	PE 100 - PN 10 - 90	90	138,95	0,69	1,19	1,15	0,50	244,34
N18	N19	PE 100 - PN 10 - 63	63	255,86	0,66	1,16	1,15	0,50	425,87
N19	N20	PE 100 - PN 10 - 63	63	159,41	0,66	1,16	1,15	0,50	265,33

N20	N21	PE 100 - PN 10 - 63	63	348,28	0,66	1,16	1,15	0,50	579,70
N21	N22	PE 100 - PN 10 - 63	63	180,12	0,66	1,16	1,15	0,50	299,80
N22	N23	PE 100 - PN 10 - 125	125	281,08	0,73	1,23	1,15	0,50	529,61
N23	N24	PE 100 - PN 10 - 63	125	306,60	0,73	1,23	1,15	0,50	577,71
N24	N16	PE 100 - PN 10 - 110	110	406,54	0,71	1,21	1,15	0,50	743,90
N4	N25	PE 100 - PN 10 - 63	63	306,52	0,66	1,16	1,15	0,50	510,20
N25	N11	PE 100 - PN 10 - 110	110	139,84	0,71	1,21	1,15	0,50	255,89
N26	N27	PE 100 - PN 10 - 315	315	918,61	0,92	1,42	1,15	0,50	2 425,33
N27	N13	PE 100 - PN 10 - 315	315	186,23	0,92	1,42	1,15	0,50	491,68
N13	N1	PE 100 - PN 10 - 250	250	12,03	0,85	1,35	1,15	0,50	28,49
N28	N29	PE 100 - PN 10 - 63	63	274,08	0,66	1,16	1,15	0,50	456,20
N29	N9	PE 100 - PN 10 - 63	63	339,47	0,66	1,16	1,15	0,50	565,03
N22	N30	PE 100 - PN 10 - 63	63	416,03	0,66	1,16	1,15	0,50	692,46
N30	N31	PE 100 - PN 10 - 63	63	315,78	0,66	1,16	1,15	0,50	525,60
N12	N1	PE 100 - PN 10 - 160	160	186,39	0,76	1,26	1,15	0,50	375,42
N23	N13	PE 100 - PN 10 - 160	160	297,65	0,76	1,26	1,15	0,50	600,62
<b>Total</b>									<b>17 760,58</b>

#### VII. 4. CALCUL DU VOLUME DE SABLE POUR LE LIT DE POSE

$$V_{Ls} = e. L. (b+me) \quad m^3$$

$V_{Ls}$  : Volume du lit du sable en (m3).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m).e=0,1m

B : Largeur du fond des fouilles en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

À partir du tableau suivant on tire la valeur du volume de sable.

Tableau N°VI.2: volume de lit de sable

Tronçon		type de canalisation	Diamètre d(mm)	Longueur L (m)	Largeur de fouille b(m)	épaisseur e(m)	talus m	Lit de pose (m <sup>3</sup> )
Amont	Aval							
N1	N2	PE 100 - PN 10 - 160	160	220,54	0,76	0,10	0,50	17,86
N2	N3	PE 100 - PN 10 - 160	160	149,20	0,76	0,10	0,50	12,09
N3	N4	PE 100 - PN 10 - 160	160	165,03	0,76	0,10	0,50	13,37
N4	N5	PE 100 - PN 10 - 125	125	418,69	0,73	0,10	0,50	32,45
N5	N28	PE 100 - PN 10 - 125	125	323,65	0,73	0,10	0,50	25,08
N28	N6	PE 100 - PN 10 - 63	63	178,66	0,66	0,10	0,50	12,74
N6	N7	PE 100 - PN 10 - 63	63	193,93	0,66	0,10	0,50	13,83
N7	N8	PE 100 - PN 10 - 63	63	268,62	0,66	0,10	0,50	19,15
N8	N9	PE 100 - PN 10 - 63	63	181,64	0,66	0,10	0,50	12,95
N9	N10	PE 100 - PN 10 - 125	125	260,97	0,73	0,10	0,50	20,23
N10	N11	PE 100 - PN 10 - 125	125	153,58	0,73	0,10	0,50	11,90
N11	N12	PE 100 - PN 10 - 160	160	113,08	0,76	0,10	0,50	9,16
N13	N14	PE 100 - PN 10 - 160	160	376,25	0,76	0,10	0,50	30,48
N14	N15	PE 100 - PN 10 - 160	160	376,25	0,76	0,10	0,50	30,48
N15	N16	PE 100 - PN 10 - 160	160	131,71	0,76	0,10	0,50	10,67
N16	N17	PE 100 - PN 10 - 125	125	142,35	0,73	0,10	0,50	11,03
N17	N31	PE 100 - PN 10 - 125	125	140,15	0,73	0,10	0,50	10,86
N31	N18	PE 100 - PN 10 - 90	90	138,95	0,69	0,10	0,50	10,28
N18	N19	PE 100 - PN 10 - 63	63	255,86	0,66	0,10	0,50	18,24
N19	N20	PE 100 - PN 10 - 63	63	159,41	0,66	0,10	0,50	11,37
N20	N21	PE 100 - PN 10 - 63	63	348,28	0,66	0,10	0,50	24,83

N21	N22	PE 100 - PN 10 - 63	63	180,12	0,66	0,10	0,50	12,84
N22	N23	PE 100 - PN 10 - 125	125	281,08	0,73	0,10	0,50	21,78
N23	N24	PE 100 - PN 10 - 63	125	306,60	0,73	0,10	0,50	23,76
N24	N16	PE 100 - PN 10 - 110	110	406,54	0,71	0,10	0,50	30,90
N4	N25	PE 100 - PN 10 - 63	63	306,52	0,66	0,10	0,50	21,86
N25	N11	PE 100 - PN 10 - 110	110	139,84	0,71	0,10	0,50	10,63
N26	N27	PE 100 - PN 10 - 315	315	918,61	0,92	0,10	0,50	88,65
N27	N13	PE 100 - PN 10 - 315	315	186,23	0,92	0,10	0,50	17,97
N13	N1	PE 100 - PN 10 - 250	250	12,03	0,85	0,10	0,50	1,08
N28	N29	PE 100 - PN 10 - 63	63	274,08	0,66	0,10	0,50	19,54
N29	N9	PE 100 - PN 10 - 63	63	339,47	0,66	0,10	0,50	24,20
N22	N30	PE 100 - PN 10 - 63	63	416,03	0,66	0,10	0,50	29,66
N30	N31	PE 100 - PN 10 - 63	63	315,78	0,66	0,10	0,50	22,52
N12	N1	PE 100 - PN 10 - 160	160	186,39	0,76	0,10	0,50	15,10
N23	N13	PE 100 - PN 10 - 160	160	297,65	0,76	0,10	0,50	24,14
							<b>Total</b>	<b>723,67</b>

## VII. 5. CALCUL DU REMBLAIEMENT DES TRANCHEES :

Avant de calculer le volume de remblais des fouilles on va calculer d'abord le volume occupé par les conduites

### VII. 5.1. VOLUME OCCUPE PAR LES CONDUITES :

$$V_{\text{cdt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad \text{m}^3$$

$V_{\text{cdt}}$  : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

$$V_r = V_d - [V_{\text{cdt}} + V_{Ls}] \quad \text{m}^3$$

$V_r$  : Volume du remblai en (m3).

**VII. 5.2. VOLUME EXCEDENTAIRE**

$$V_{exc} = (V_d - V_r) \cdot K_f \text{ m}^3$$

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

$V_f$  : Volume du sol foisonné en (m3).

Tel que :

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas:  $K_f = 1,23$ .

Donc :

$$V_{exc} = (V_d - V_r) \cdot 1,23 \text{ m}^3$$

Le calcul des volumes : déblais, remblais et conduites sont donnés par le tableau suivant N°VI.3 :

Tableau N°VI.3: volume de remblais, conduites, excédentaire

Tronçon		Diamètre d(mm)	Longueur L (m)	volume de déblai VD (m³)	Lit de pose (m³)	volume des conduites $V_{cdt}$	Remblai (m³)	Coefficient de foisonnement $K_f$	Volume excédentaire
Amont	Aval								
N1	N2	160	220,54	444,19	17,86	4,43	421,90	1,23	27,42
N2	N3	160	149,20	300,50	12,09	3,00	285,42	1,23	18,55
N3	N4	160	165,03	332,38	13,37	3,32	315,70	1,23	20,52
N4	N5	125	418,69	788,89	32,45	5,14	751,31	1,23	46,23
N5	N28	125	323,65	609,83	25,08	3,97	580,77	1,23	35,73
N28	N6	63	178,66	297,37	12,74	0,56	284,07	1,23	16,35
N6	N7	63	193,93	322,79	13,83	0,60	308,36	1,23	17,75
N7	N8	63	268,62	447,10	19,15	0,84	427,11	1,23	24,59
N8	N9	63	181,64	302,33	12,95	0,57	288,81	1,23	16,63
N9	N10	125	260,97	491,73	20,23	3,20	468,30	1,23	28,81
N10	N11	125	153,58	289,38	11,90	1,88	275,60	1,23	16,96
N11	N12	160	113,08	227,75	9,16	2,27	216,32	1,23	14,06
N13	N14	160	376,25	757,80	30,48	7,56	719,76	1,23	46,79
N14	N15	160	376,25	757,80	30,48	7,56	719,76	1,23	46,79
N15	N16	160	131,71	265,27	10,67	2,65	251,96	1,23	16,38
N16	N17	125	142,35	268,21	11,03	1,75	255,43	1,23	15,72
N17	N31	125	140,15	264,08	10,86	1,72	251,50	1,23	15,47
N31	N18	90	138,95	244,34	10,28	0,88	233,18	1,23	13,73
N18	N19	63	255,86	425,87	18,24	0,80	406,83	1,23	23,42
N19	N20	63	159,41	265,33	11,37	0,50	253,47	1,23	14,59
N20	N21	63	348,28	579,70	24,83	1,09	553,78	1,23	31,88
N21	N22	63	180,12	299,80	12,84	0,56	286,39	1,23	16,49

N22	N23	125	281,08	529,61	21,78	3,45	504,38	1,23	31,03
N23	N24	125	306,60	577,71	23,76	3,76	550,18	1,23	33,85
N24	N16	110	406,54	743,90	30,90	3,86	709,14	1,23	42,75
N4	N25	63	306,52	510,20	21,86	0,96	487,39	1,23	28,06
N25	N11	110	139,84	255,89	10,63	1,33	243,93	1,23	14,71
N26	N27	315	918,61	2 425,33	88,65	71,55	2 265,13	1,23	197,04
N27	N13	315	186,23	491,68	17,97	14,51	459,21	1,23	39,95
N13	N1	250	12,03	28,49	1,08	0,59	26,81	1,23	2,06
N28	N29	63	274,08	456,20	19,54	0,85	435,80	1,23	25,09
N29	N9	63	339,47	565,03	24,20	1,06	539,77	1,23	31,07
N22	N30	63	416,03	692,46	29,66	1,30	661,50	1,23	38,08
N30	N31	63	315,78	525,60	22,52	0,98	502,10	1,23	28,90
N12	N1	160	186,39	375,42	15,10	3,75	356,57	1,23	23,18
N23	N13	161	297,65	600,62	24,14	6,06	570,43	1,23	37,14
Totaux			9 263,77	17 760,6	723,67	168,83	16 868,1		1 097,77

## VII. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

On résume le devis quantitatif et estimatif de notre projet dans le tableau ci après :

Tableau N°VI.4:devis quantitatif et estimatif

Art	Désignation	U	Quantité	Prix Unitaire	Montant
<b><u>1 - Travaux de terrassement :</u></b>					
<b>1-01</b>	Fouilles en tranchée en toute nature de terrain, déblais des terres par engins mécanique.	m <sup>3</sup>	17760,581	1 500,00	26 640 870,77
<b>1-02</b>	Remblais des fouilles.	m <sup>3</sup>	16868,084	300,00	5 060 425,23
<b>1-03</b>	fourniture et pose de lit de sable .	m <sup>3</sup>	723,671	600,00	434 202,40
<b>1-04</b>	Transport terre excédentaire	m <sup>3</sup>	1097,771	500,00	548 885,28
<b>1-05</b>	fourniture et pose de grillage avertisseur P.V.C couleur bleu.	ml	9263,77	50,00	463 188,52
			<b>Sous total 01 :</b>		<b>33 147 572,21</b>
<b><u>2 - Conduite du réseau :</u></b>					
<b>1-06</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 63	ml	3418,40	540,00	1 845 936,23
<b>1-07</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 90	ml	138,95	900,00	125 052,49
<b>1-08</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 110	ml	546,38	1 400,00	764 937,64




<b>1-09</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 125	ml	2027,08	1 750,00	3 547 389,36
<b>1-10</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 160	ml	2016,09	2 000,00	4 032 173,78
<b>1-11</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 250	ml	12,03	5 800,00	69 783,50
<b>1-12</b>	Fourniture et pose de conduite en PE 100 - PN 10 - 315	ml	1104,84	7 500,00	8 286 304,23
			<b>Sous total 02 :</b>		<b>18 671 577,24</b>
<b><u>3 - Équipements et pièces spéciales :</u></b>					
<b>1-13</b>	Fourniture et pose de Vanne en Fonte DN 300 Ø 315 PN16	U	1	129 566,54	129 566,54
<b>1-14</b>	Fourniture et pose de Vanne en Fonte DN 150 Ø 160 PN16	U	4	39 165,00	156 660,00
<b>1-15</b>	Fourniture et pose de Vanne en Fonte DN 125 Ø 125 PN16	U	4	35 455,02	141 820,10
<b>1-16</b>	Fourniture et pose de Vanne en Fonte DN 100 Ø 110 PN16	U	2	25 969,93	51 939,86
<b>1-17</b>	Fourniture et pose de Vanne en Fonte DN 50 Ø 63 PN16	U	10	17 929,62	179 296,18
<b>1-18</b>	Fourniture et pose de poteau d'incendie DN 100	U	10	100 000,00	1 000 000,00
<b>1-19</b>	F/P RÉDUCTION BLL PE PN 16 Ø 315 X 160	U	2	42 879,20	85 758,40
<b>1-20</b>	F/P RÉDUCTION BLL PE PN 16 Ø 315 X 250	U	1	42 879,20	42 879,20
<b>1-21</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 250 X 160	U	2	25 685,06	51 370,11
<b>1-22</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 160 X 125	U	4	12 811,88	51 247,51
<b>1-23</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 160 X 63	U	2	14 700,56	29 401,13
<b>1-24</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 125 X 63	U	8	6 502,77	52 022,12
<b>1-25</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 160 X 110	U	2	11 373,23	22 746,46
<b>1-26</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 110 X 63	U	2	6 060,95	12 121,91
<b>1-27</b>	F/P RÉDUCTION EF PE PN 16 Ø 90 X 63	U	1	5 880,23	5 880,23
<b>1-28</b>	F/P croix EF PE PN 16 Ø 315	U	1	53 833,22	53 833,22
<b>1-29</b>	F/P TÉ ÉGAL BLL PE PN 16 Ø 250	U	1	59 970,51	59 970,51
<b>1-30</b>	F/P TÉ ÉGAL EF PE PN 16 Ø 160	U	4	422 915,63	1 691 662,52
<b>1-31</b>	F/P TÉ ÉGAL EF PE PN 16 Ø 125	U	4	14 019,06	56 076,25
<b>1-32</b>	F/P de COUDE EF 90° PE PN 16 Ø 160	U	1	14 796,45	14 796,45
<b>1-33</b>	F/P de COUDE EF 90° PE PN 16 Ø 125	U	2	9 346,06	18 692,11
<b>1-34</b>	F/P de COUDE EF 90° PE PN 16 Ø 90	U	1	5 000,00	5 000,00
<b>1-35</b>	F/P de COUDE EF 90° PE PN 16 Ø 63.	U	1	2 453,32	2 453,32
<b>1-36</b>	F/P de COUDE EF 45° PE PN 16 Ø 63	U	2	2 453,32	4 906,65
<b>1-37</b>	F/P de Ventouse Ø100 PN 16	U	8	51 527,64	412 221,14

		<b>Sous total 03 :</b>			<b>4 332 321,94</b>
	<b><u>4- Ouvrages génie civile</u></b>				
<b>1-38</b>	Construction de buté en gros béton	U	29	800,00	23 200,00
<b>1-39</b>	Construction de regard pour ventouse en béton armé	U	8	25 000,00	200 000,00
<b>1-40</b>	Construction de chambre de vannes en béton armé	U	11	45 000,00	495 000,00
		<b>Sous total 04 :</b>			<b>718 200,00</b>
		<b>TOTAL H.T.</b>			<b>56 869 671,38</b>
		<b>TVA17%</b>			<b>9 667 844,13</b>
		<b>TOTAL T.T.C</b>			<b>66 537 515,52</b>

## VII. 6. CONCLUSION

A la fin de Chaque projet une évaluation des quantités sera obligatoire pour avoir une estimation du cout de projet, travaux réalisées dans ce dernier chapitre.

Le cout de notre projet de réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Bamendil sera environ de soixante sept million de dinars algérien.



**CONCLUSION**  
**GÉNÉRALE**

## CONCLUSION GENERALE

A travers l'étude que nous avons présentée, on résume les différents étapes du projet l'étude du réseau d'alimentation en eau potable au niveau de la nouvelle agglomération de BAMENDIL (commune de Ouargla), on a commencé par une présentation générale de la zone d'étude et en suite une estimation des besoins en eau des différents composantes urbanistiques de notre agglomération (habita et divers équipements) qui est égale 2716,30 m<sup>3</sup>/j , et en troisième partie on est passé a l'étude de réservoir nécessaire pour ce résultat , le réservoir projeté sur notre site dans le cadre du PDAU de la commune de Ouargla satisfait aux besoin de notre projet (volume ou pression .

Concernant le chapitre du réseau de distribution, c'est la partie la plus important dans cette étude, cette dernière s'intéresse à la détermination des différents diamètres des conduites composant le réseau destiné à distribuer l'eau dans des conditions techniques bien définies, et les différentes pièces du réseau. Le troisième chapitre est destiné à définir les manières de déroulement des travaux au niveau du chantier telle que la pose des conduites et les différentes méthodes de choix des engins d'intervention qui nous aides pour une bonne exécution du projet . Le quatrième chapitre donne les normes et les conditions de sécurité de l'être humaine et du matériel en cours de réalisation des travaux.

En fin, un chapitre pour l'étude du devis quantitatif et estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet estimé à environ soixante sept million de dinars algériens.

Au terme de conclusion, nous souhaitons que cette étude apportera une base de données pour la réalisation du réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Bamendil, et servira comme un guide consistant pour des futures études.



**RÉFÉRENCE**  
**BIBLIOGRAPHIE**

# Bibliographie

## Bibliographie

- [1] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977.
- [2] **ABABSA SAMIR**, mémoire fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique "ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE OUED EL ALLEUG (W.BLIDA) " 2003
- [3] **Ben Massoud Nouredine**, mémoire fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, "ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE CHEBLI (W.BLIDA) " 2003
- [4] **Bibliothèque SOGEA** " CANALISATION MODES OPERATOIRES, GENIE CIVIL Eau potable" Dernière mise à jour : 31/06/96
- [5] **Groupe Centre National d'Etudes et de Recherches appliquées en Urbanisme** "REGLEMENT D'URBANISME POS N°36,37 Ouargla " 2014
- [6] **Hugues GODART** "Adduction et distribution d'eau"
- [7] **Hugues GODART** "Alimentation en eau potable, Besoins et ressources"
- [8] **Jacques Bonvin** "Hydraulique urbaine I" Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution –

Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, Version 2005

[9] **MARC STIN – BECHIR SELMI** "GUIDE TECHNIQUE DE L'ASSAINISSEMENT " 2ème Ed-paris-1999

[10] **ONM (Office National de la météorologie)** "bulletin climatologique de la station de Ouargla", service archive, Ouargla, Algérie.