

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية للمدرسة  
PROJET DE FIN D'ETUDES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
ET ASSAINISSEMENT DE LA VILLE  
DE SAOULA

PROPOSÉ PAR :

URBA BLIDA

ÉTUDIÉ PAR :

GHAZALI Ali

TITOUS Boualem

DIRIGÉ PAR :

M. PIMENOV

*Promotion Juin 1985*

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**T H E M E**

ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
ET ASSAINISSEMENT DE LA VILLE  
DE SAOULA

PROPOSÉ PAR :  
URBA BLIDA

ÉTUDIÉ PAR :  
GHAZALI AII  
TITOUS Boualem

DIRIGÉ PAR :  
M. PIMENOV

*Promotion Juin 1985*

REMERCIEMENTS

- [ ] MONSIEUR A. KHETTAB: Docteur Ingenieur, Chef de departement.
- [ ] MONSIEUR A. PIMENOV: Professeur à l'E.N.P, notre promoteur.
- [ ] MONSIEUR G. LAPRAY : Maître de conférence à l'E.N.P
- [ ] MONSIEUR B. UTRYSKO: Maître de conférence à l'E.N.P

NOS REMERCIEMENTS VONT EGALLEMENT:

- A tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation.
- A tout le personnel de l'U.R.B.A.B de BLIDA
- A tous ceux qui nous ont aidé à élaborer ce projet et ben particulier :
  - monsieur H. FEGHOUL pour la frappe.
  - messieurs M. AOUNI et M. GOUTAL pour le tirage.

Nous prions toutes ces personnes de bien vouloir trouver, dans ces modestes remerciements, l'expression de toute notre gratitude.

[ ] MONSIEUR A. KHETTAB: Docteur Ingenieur, Chef de departement.

[ ] MONSIEUR A. GHZALI : Professeur B. TITOUS

[ ] MONSIEUR G. LAPRAY : Maître de conférence à l'E.N.P

DEDICACES:

Je dedie ce modeste travail

- à la memoir de mon père
- à ma mère
- à tous mes frères et soeurs

Boualem T.

DEDICACES:

Je dedie ce modeste travail

- à la memoir de mon père
- à ma mère
- à tous mes frères et soeurs

Boualem T.

# CHAPITRE I

## GENERALITES

### 1 - INTRODUCTION

L'objet de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de SAOULA.

### 2 - PRESENTATION

#### 2.1 - potentialités du site aggloméré

A l'instar de toutes les villes de l'ALGERIE, la ville de SAOULA est confrontée au problème de l'eau.

##### 2.1.1 - l'habitat:

Le centre urbain de l'agglomération est d'une façon triangulaire, aux rues alignées, aux maisons basses, c'est le village colonial type.

Le centre urbain occupe une surface d'environ cinquante hectares le reste de l'habitat est soit épars soit regroupé en douars.

##### 2.1.2 - Adduction d'eau potable:

En ce qui concerne l'infrastructure hydraulique, le réseau de distribution de la ville de SAOULA est vétuste et entartré. Il est alimenté gravitairement par un château d'eau dont la capacité est de 500 mètres cubes, lequel est alimenté par un forage débitant 30 l/s.

##### 2.1.3 - Assainissement:

En ce qui concerne le réseau d'assainissement, l'agglomération est dotée d'un réseau d'égout de 2,3 km de longueur. Les canalisations déversent les rejets dans l'OUED RHOULA.

### 3 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de SAOULA s'étend sur une superficie de 1961 Ha. son relief est constitué du sahel et de la Mitidja. Administrativement, elle fait partie de la Daira de CHERAGA et de la Wilaya de TIPASA.

- Elle est limitée au Nord par la commune de DRARIA

- Au Sud par les communes de BIRTOUTA et BARAKI

- A l'Ouest par la commune de DOUERA

- A l'Est par la commune de BIRKHADEM.

La ville de SAOULA est située au Nord-Ouest par rapport à la superficie de la commune ainsi délimitée.

### 4 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE

SAOULA présente un relief accidenté. On observe des pentes allant jusqu'à 0, 10 %.

# S O M M A I R E .

## PREMIERE PARTIE : //-) LIMENTATION EN EAU POTABLE

### CHAPITRE I: GENERALITES

- 1 - Introduction .....
- 2 - Présentation .....
- 2.1 - Potentialité du site aggloméré
- 2.1.1 - L'habitat
- 2.1.2 - Adduction d'eau potable
- 2.1.3 - Assainissement
- 3 - Situation géographique .....
- 4 - Situation topographique .....
- 5 - Climatologie .....
- 5.1 - Pluviométrie
- 5.2 - Temperature
- 6 - Situation démographique .....

### CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

- 1 - Choix de la dotation .....
- 2 - Les besoins en eaux potables .....
- 2.1 - Besoins domestiques
- 2.2 - Besoins scolaires
- 2.3 - Besoins sanitaires
- 2.4 - Besoins municipaux
- 2.5 - Consommation totale
- 3 - Etude des problèmes de la variations des débits .....
- 3.1 - Etude comparative des ressources
- 3.2 - Ressources en eau

### CHAPITRE III: LES RESERVOIRES

- 1 - Utilité des réservoirs .....
- 2 - Choix du site d'implantation .....
- 3 - Capacité du réservoir .....
- 4 - Dimensions du réservoir .....
- 5 - Détermination de la cote du radier .....
- 6 - Equipements du réservoir .....
- 6.1 - Conduite d'adduction
- 6.2 - Conduite de distribution
- 6.3 - Conduite de trop-plein
- 6.4 - Conduite de la vidange
- 6.5 - Réserve d'incendie

## CHAPITRE IV: ADDUCTION

- 1- Choix du tracé .....
- 2- Calcul du diamètre économique .....
- 2.1- Frais d'amortissement
- 2.2- Frais d'exploitation
- 2.3- Frais d'exploitation de la station de pompage

## CHAPITRE V: CHOIX DE LA POMPE

- 1- Choix du groupe de pompe .....
- 2- Courbe caractéristique de la conduite .....
- 3- Point de fonctionnement .....

## CHAPITRE VI: DISTRIBUTION

- 1- Réseau de distribution .....
- 2- Methode de calcul du réseau .....

## CHAPITRE VII: PROTECTION DES CONDUITES

- 1- Protection contre le coup de bélier .....
- 1.1- Phénomène du coup de bélier
- 1.2- Etude du réservoir d'air
- 1.3- Principe de calcul du réservoir d'air
  - 1.3.1- Calcul du réservoir d'air
  - 1.3.2- Pression dans le réservoir d'air
  - 1.3.3- P.d.c au niveau de la tuyère
  - 1.3.4- Augmentation du volume d'air dans le réservoir
  - 1.3.5- Volume d'air dans le réservoir
  - 1.3.6- Pression dans la conduite
  - 1.3.7- Construction de l'épure
- 2- Protection contre la corrosion .....
- 2.1- Definition
- 2.2- Remède contre la corrosion
  - 2.2.1- Protection extérieure
  - 2.2.2- Protection par métallisation
  - 2.2.3- Protection intérieure
  - 2.2.4- Protection cathodique

## CHAPITRE VIII: POSE DES CONDUITES

- 1- Choix du matériau des conduites .....
- 2- Equipements du réseau de distribution .....
- 2.1- Joints
- 2.2- Robinet-Vanne
- 2.3- Ventouses
- 2.4- Tes
- 2.5- Reducteurs de pression
- 3- La pose des conduites .....
- 3.1- Profondeur de la tranchée
- 3.2- Fond de la tranchée

DEUXIEME PARTIE : // -) SSAINISSEMENT

- I - Introduction .....
- II - Choix du système d'évacuation .....
- III - Etude des débits à évacuer .....
- Tableau de calcul des surface
- IV - Plan de calcul du réseau d'assainissement .....
- V - Pose des conduite
- 1- Choix du matériau
- 2- Joints
- 3- Emplacement
- 4- Ouvrages du réseau
- a) bouches d'égouts
- b) regards de visite
- c) déversoir d'orage

## 5 - CLIMATOLOGIE

### 5.1 - Pluviométrie:

La commune de SAOULA est comprise dans l'aire des 600-1000mm d'eau par an. quantitativement, la pluviométrie est suffisante, mais il s'agit d'une pluie qui tombe irrégulièrement.

### 5.2 - Température:

La situation de la commune à proximité de la mer (7 Km) fait que les températures sont soumises à l'influence de cette dernière. En général c'est un climat doux (type méditerranéen).

## 6 - SITUATION DEMOGRAPHIQUE

SAOULA fait partie d'une zone de forte immigration, en raison de sa proximité de la capitale et de l'implantation d'unités industrielles.

L'attractivité persiste particulièrement au niveau des Douars et des zones éparses.

Il est à signaler que l'accroissement démographique est très important, avec un taux d'accroissement brut de 4,8 %.

Cet accroissement est dû dans une forte proportion au mouvement migratoire.

La population future sera calculée à l'aide de la formule des intérêts composés:

$$P_n = P_0 \cdot (1 + r)^n$$

$P_n$ : population future (an 2010)

$P_0$ : population actuelle (1984)

$P_0 = 5620$  hab

$r$ : taux d'accroissement (4,8%)

$n$ : nombre d'années séparant les deux horizons (1984 - 2010)

Température:  $P_{2010} = 5620 \cdot (1 + 0,048)^{26} = 19016$  hab

## 1 - SITUATION DEMOGRAPHIQUE

SAOULA fait partie d'une zone de forte immigration, en raison de sa proximité de la capitale et de l'implantation d'unités industrielles.

L'attractivité persiste particulièrement au niveau des Douars et des zones éparses.

Il est à signaler que l'accroissement démographique est très important, avec un taux d'accroissement brut de 4,8 %.

Cet accroissement est dû dans une forte proportion au mouvement migratoire.

La population future sera calculée à l'aide de la formule des intérêts composés:

$$P_n = P_0 \cdot (1 + r)^n$$

## CHAPITRE II

### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

#### 1- CHOIX DE LA DOTATION

En tenant compte du niveau de vie, de l'accroissement démographique ainsi que du développement industriel (probable dans la région) nous pensons retenir une dotation de 200 l /j/ hab.

On peut aussi prendre une telle dotation en se basant sur les données de base recommandées fortuitement.

(Voir A. Dupont Tome II)

Population (hab.)	Dotation (l/j/ hab.)
5000- 20000	150 - 200
20000 - 100000	200 - 300
plus 100000	300 - 400

#### 2- LES BESOINS EN EAU POTABLE

##### 2.1 Besoins domestiques

Population an 2000	Dotation l/j/hab.	Cons. moy. m <sup>3</sup> /j
190 16	200	3803

##### 2.2 Besoins scolaire

En l'an 2010 la ville de SAOULA comptera 53 classes primaires et 25 classes en moyen. Ajoutons à cela une maison de jeunes d'une capacité de 300 élèves.

Nature de l'établissement	Nbre d'élèves	Dotation l/j/é	consommation journalière
Ecoles primaires	2 120	80	170
C.E.M	1 000	80	80
Maison de jeunes	300	80	24

Total: 274 m<sup>3</sup>/j

### 2.3 - Besoins sanitaires:

Le secteur sanitaire n'est pas très important, il comprend un centre de santé et un cabinet dentaire, mais il est prévu une ptyclinique de 30 lits.

Nature	Nbre de lits	Dotation l/j/lit	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
Polyclinique	30	250	8
Centre de santé et cabinet dentaire	/	/	8

### 2.4 - Besoins municipaux:

- Mosquée + bain maure: 20 m<sup>3</sup>/j
- Abattoir: 10 ovins par jour et pour 300 litres d'eau en moyenne par tête.  
besoin global: 300 x 10 = 3 000 l/j = 3 m<sup>3</sup>/j
- A.P.C + Gendarmerie: pour l'A.P.C nous avons adopté un chiffre approximatif de 15 m<sup>3</sup>/j en raison des besoins pour l'entretien de la ville (nettoyage et arrosage).  
pour Gendarmerie: 5 m<sup>3</sup>/j
- Marché: d'une superficie de 800 m<sup>2</sup>, les besoins en eau pour le nettoyage sont estimés à: 5 l/m<sup>2</sup>/j soit 800 x 5 = 4 m<sup>3</sup>/j.

## 2.3 Consommation totale:

	Type des besoins	Consommation journaliaire m <sup>3</sup> /j	
Privé	Domestiques	3803	
Public	Scolaires	274	
	Sanitaires	13	
	Municipaux	Mosquée Bain maure	20
		Abattoir	3
		APC <sup>+</sup> Gendarmerie	20
		Marché	4

Total : 4137 m<sup>3</sup>/j

4137m<sup>3</sup> /j est quantité d'eau correspondante à la consommation moyenne journalière, or les pertes dans le reseau dues aux fuites sont estimées à 30 % pour un entretien moyen.  
 Donc il faut majorer le débit moyen.

Horizon	Cons. moy. jour. M <sup>3</sup> /j	Cons. majorée 30%	Cons. jour. m <sup>3</sup> /j
20 10	4137	1241	5378

## 3. ETUDE DES PROBLEMES DE LA VARIATION DES DEBITS

Les problemes posés par la variation du debit, ont trait aux point saisonnières, mensuelles, et journalières.

- variations mensuelles:  
variables selon les villes (touristiques, grandes villes).
- variations journalières :  
variables selon le jour de la semaine.
- variations horaires:  
représentent la variation la plus importante avec deux pointes.

Le debit demandé par les consommateurs varie considerablement et présente des maximums appelés pointes.

Le reseau doit donc répondre à la demande exceptionnelle. En raison de toutes ces variations, il y a lieu d'appliquer au debit moyen un coefficient de majoration, pour obtenir la valeur du debit de pointe du jour le plus chargé de l'année, noté Kp.

Appelons par K1 le coefficient de l'irregularité de la consommation journalière définie par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_1 = \frac{\text{cons. max. jour.}}{\text{cons. moyenne jour.}} = 1,2$$

K<sub>2</sub>: coefficient de l'irregularité de la consommation horaire.

$$K_2 = \alpha \cdot \beta \quad 1,2 < \alpha < 1,4$$

Pop.	1 000	1 500	2 000	6 000	10 000	20 000	55 000
$\beta$	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

En an 2010, notre population sera estimée à 19 016 hab. donc:

$$\beta = 1,2$$

$$\alpha = 1,25$$

alors:  $K_2 = 1,2 \cdot 1,25 = 1,5$

$$K_3 = K_1 \cdot K_2 = 1,8$$

cons. max. jour. = cons. moy. jour.  $\times$  K<sub>1</sub>

debit de pointe =  $\frac{\text{cons. moy. jour.} \times K_3}{24}$

Horizon	cons. moy. jour.	cons. moy. majorée	cons. max. jour.	cons. de pointe	cons. de pointe
	m <sup>3</sup> /j	m <sup>3</sup> /j	m <sup>3</sup> /j	m <sup>3</sup> /h	l/j
2 010	4 137	5 378	6 435,6	403,35	112,04

### 3.1- Etude comparative des ressources

Nous rappelons qu'actuellement la ville de SAOULA ne dispose que d'un seul reservoir surélevé d'une capacité de 500m<sup>3</sup> d'eau cet ouvrage sera conservé pour desservir la zone A au nord, et une partie de la zone basse appelée zone B.

### 3.2 - Ressources en eau

La ville de SAOULA est alimentée par un puit débitant 30 l/s soit 2592 mètres cubes par jour.  
Or les besoins en eau pour l'an 2010 sont estimés à 5378 m<sup>3</sup>/j.  
L'évolution des besoins pour cet horizon va se traduire par un déficit de:

$$5378 - 2592 = 2786 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{soit: } 32,24 \text{ l/s}$$

alors pour compenser ce manque la D.H.WW de BLIDA a prévu un forage de 45 l/s.

### 3.2 - Ressources en eau

La ville de SAOULA est alimentée par un puit débitant 30 l/s soit 2592 mètres cubes par jour.  
Or les besoins en eau pour l'an 2010 sont estimés à 5378 m<sup>3</sup>/j.  
L'évolution des besoins pour cet horizon va se traduire par un déficit de:

$$5378 - 2592 = 2786 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{soit: } 32,24 \text{ l/s}$$

alors pour compenser ce manque la D.H.WW de BLIDA a prévu un forage de 45 l/s.

## CHAPITRE III

### LES RESERVOIRS

#### 1 - UTILITE DES RESERVOIRS

- Ils ont essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation.
- assurent les pressions dans le réseau.
- assurent aux heures de pointe les débits maximums demandés
- combattent efficacement les incendies, c'est à dire qu'ils doivent contenir en tout temps une réserve suffisante, destinée pour lutter contre les incendies, estimée à 120 mètres cubes d'eau

#### 2 - CHOIX DU SITE D'IMPLANTATION

Le choix du site d'implantation du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pressions aux points d'alimentation. On doit tenir compte de la côte du point d'alimentation le plus bas et le plus haut. vu que le terrain est très accidenté, notre choix est porté sur la construction d'un réservoir circulaire semi-enterré.

#### 3 - CAPACITE DU RESERVOIR

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

On a admis pour la répartition de la consommation, les coefficients horaires ( $A_n$ ) donnés dans le tableau.

Le volume du réservoir sera égal à la somme des différences maximales des volumes d'apport et ceux de la consommation en valeurs absolues, plus un volume d'eau de 120 m<sup>3</sup> destiné à l'extinction des incendies. (pour une durée de 2 heures)  
(voir tableau)

$$V_R = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + V_{R.I.}$$
$$= 838,968 + 397,972 + 120 = 1356,94 \text{ m}^3$$

Pour plus de sécurité nous prenons un réservoir d'une capacité de 1500 mètres cubes.

Nous rappelons que SAOULA dispose d'un château d'eau R<sub>1</sub> d'une capacité de 500 mètres cubes, alimenté par un forage F<sub>1</sub> dont le débit est de 30 l/s.

Cet ouvrage sera conservé pour desservir:

- La partie au nord, zone A (habitations spontanées du type R + 1) en réseau ramifié).
- Une partie de la zone basse, zone B en réseau maille.

Le réservoir R<sub>2</sub> de capacité de (1500 - 500 = 1000 m<sup>3</sup>) sera projeté pour alimenter la zone C.

(cette partie sera détaillée lors du calcul de la distribution).

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

On a admis pour la répartition de la consommation, les coefficients

## Détermination du Volume du Reservoir

$\Delta t = t_h$	$Q_h$ %	Volume $m^3$		Volumes Cumulés		Differences	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot \frac{24}{100}$	$V_{apport}$	$V_{cons}$	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1,5	268,90	96,804	268,90	96,804	172,096	
1-2	1,5		"	537,80	193,608	344,192	
2-3	1,5		"	806,70	290,412	516,288	
3-4	1,5		"	1075,60	387,216	688,384	
4-5	2,5		161,340	1344,5	548,556	795,944	
5-6	3,5		225,876	1613,4	774,432	838,968	
6-7	4,5		290,412	1882,3	1064,844	817,456	
7-8	5,5		354,948	2151,2	1419,792	731,408	
8-9	6,25		403,350	2420,1	1823,142	596,958	
9-10	6,25		403,350	2689,0	2226,492	462,508	
10-11	6,25		"	2957,9	2629,842	328,058	
11-12	6,25		"	3226,8	3033,192	193,608	
12-13	5		322,680	3495,7	3355,872	139,828	
13-14	5		"	3764,6	3678,552	86,048	
14-15	5,5		354,948	4033,5	4033,500	0,000	
15-16	6		387,216	4302,4	4420,716		118,316
16-17	6		"	4571,3	4807,932		236,632
17-18	5,5		354,948	4840,2	5162,880		322,680
18-19	5		322,680	5109,1	5485,560		376,460
19-20	4,5		290,412	5378,0	5775,972		397,972
20-21	4		258,144	5646,9	6034,116		387,216
21-22	3		193,608	5915,8	6227,724		311,924
22-23	2		129,072	6184,7	6356,796		172,076
23-24	1,5		96,804	6453,6	6453,600		0,000

#### 4 - DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR R<sub>2</sub>

Nous choisirons un reservoir de forme cylindrique d'une hauteur de 5 metres.

$$V = AxH = \frac{\pi \cdot D^2 \times H}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{\pi \cdot 5}} = 16 \text{ m}$$

#### 5 - DETERMINATION DE LA CÔTE DU RADIER.

$$C_R = C_T + H + H_{wi} + P_S + H_{wl}$$

Pour une première approximation, on néglige la p.d.c. linéaire dans la conduite.

$C_T$  = côte du terrain du point le plus élevé à desservir.

$$C_T = 122,2 \text{ m}$$

$H$ : hauteur prise en fonction du nombre d'étage de la construction.

Dans notre cas, sont prévus des immeubles R + 2 dans plusieurs endroits du Centre.

$$H = 10 \text{ m (à raison de 3 m par étage)}$$

$P_S$ : Colonne d'eau supplémentaire qui tient compte des chauffe-eau, appareils, ...

$$P_S = 3 \text{ m}$$

$H_{wi}$ : p.d.c. singulière

$$H_{wi} = 2,5 \text{ m}$$

$$C_R = 122,2 + 10 + 3 + 2,5 = 137,7 \text{ m}$$

Pour trouver la côte du radier du reservoir exacte, calculons les p.d.c. linéaires dans la conduite.

On calcule d'abord les besoins en eau de la zone C qui sera desservie par le reservoir R<sub>2</sub>:

- Besoin domestiques:

$$Q_1 = 10300 \times 200 = 2060 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Besoins municipaux:

$$Q_2 = 274 + 13 + 20 + 3 + 20 + 4 = 334 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Besoins totaux:

$$2060 + 334 = 2394 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation majorée en raison des pertes (30%).

$$2394 \times 1,3 = 3112,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où la consommation max. journalière:

$$3112,2 \times 1,2 = 3734,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit de pointe sera égal à:

$$Q_p = \frac{3112,2 \times 1,8}{24} = 233,415 \text{ m}^3/\text{h}$$

Diametre de la conduite de distribution  
 En supposant une vitesse moyenne de 1m/s et un coefficient de rugosité  $\xi = 10^{-3}$ , à partir de l'équation de continuité  $Q = V \times A$  on tire:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06484}{3,14 \cdot 1}} = 0,287 \text{ m}$$

donc on prend un diametre normalisé  $D_N = 300 \text{ mm}$   
 puis on verifie la vitesse:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_N} = \frac{4 \cdot 0,06484}{3,14 \cdot 0,3} = 0,917 \text{ m/s}$$

Perte de charge dans la conduite de distribution  
 Pour cela, nous utilisons la théorie de la longueur fluide-dynamique de monsieur GESA LAPRAY.  
 Supposant que le régime est turbulent rugueux ( $\xi = 1$ ).  
 Etant donnée que la conduite est circulaire pleine:

$$\xi = h/D \equiv 1 \quad (\xi \text{ parametre de forme})$$

$$\text{ab 9} \rightarrow \begin{cases} D_0 = 1,539 \\ 4/P_0 = 0,84 \end{cases}$$

$$\Lambda = D/D_0 = \frac{0,3}{1,539} = 0,1949$$

$$\Lambda = 0,1949 \xrightarrow{\text{ab 8a}} \frac{Q}{\sqrt{J}} = 1$$

$$\xi = 10^{-3} \rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J}} = 1 \rightarrow J = Q^2 = 4,2 \cdot 10^{-3}$$

Verification du régime

$$R = \frac{4 \cdot Q}{P_0} \cdot \frac{1}{\Lambda} = 0,84 \cdot \frac{0,06484}{0,1949} \cdot 10^{16}$$

$$= 0,2794 \cdot 10^6 = 2,8 \cdot 10^5$$

Perte de charge dans la conduite de distribution  
 Pour cela, nous utilisons la théorie de la longueur fluide-dynamique de monsieur GESA LAPRAY.  
 Supposant que le régime est turbulent rugueux ( $\xi = 1$ ).  
 Etant donnée que la conduite est circulaire pleine:

$$\xi/D_h = \frac{0,001}{0,3} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\xi = h/D \equiv 1 \quad (\xi \text{ parametre de forme})$$

d'après le diagramme de MOODY, le régime est en transition on corrige la valeur de J

$$J/J_r = J^{5,3}$$

pour  $f_{Dh} = 2 \cdot 10^{-3}$  et  $= 2,8 \cdot 10^5 \text{ ——— } J^{5,3} = 1,03$

pour  $f_{Dh} = 5 \cdot 10^{-3}$  et  $= 2,8 \cdot 10^5 \text{ ——— } J^{5,3} = 1,025$

alors:  $J^{5,3} = 1,027$

donc:  $J = J_r \cdot J^{5,3} = 1,027 \cdot 4,2 \cdot 10^{-3} = 4,31 \cdot 10^{-3}$

$$H_{wL} = J \cdot L_e$$

Le: longueur équivalente de la conduite

$$L_e = 1,15L$$

$$L = 725 \text{ m}$$

$$L_e = 725 \times 1,15 = 833,75 \text{ m}$$

$$H_{wL} = 833,75 \times 4,31 \cdot 10^{-3} = 3,6 \text{ m}$$

finalement la cote du radier sera:

d'après le diagramme de MOODY, le régime est en transition on corrige la valeur de J

$$C_R = 138 + 3,6 = 141,6 \text{ m}$$

Cependant, on a pensé aux extensions futurs de l'agglomération, et comme toute extension entraîne un allongement du réseau, donc une augmentation des pertes de charge (p.d.c), d'où le mieux est de placer le réservoir quelques mètres plus haut qu'il est nécessaire pour le cas présent.

pour  $f_{Dh} = 2 \cdot 10^{-3}$  et  $= 2,8 \cdot 10^5 \text{ ——— } J^{5,3} = 1,025$

alors:  $J^{5,3} = 1,027$

donc:  $J = J_r \cdot J^{5,3} = 1,027 \cdot 4,2 \cdot 10^{-3} = 4,31 \cdot 10^{-3}$

$$H_{wL} = J \cdot L_e$$

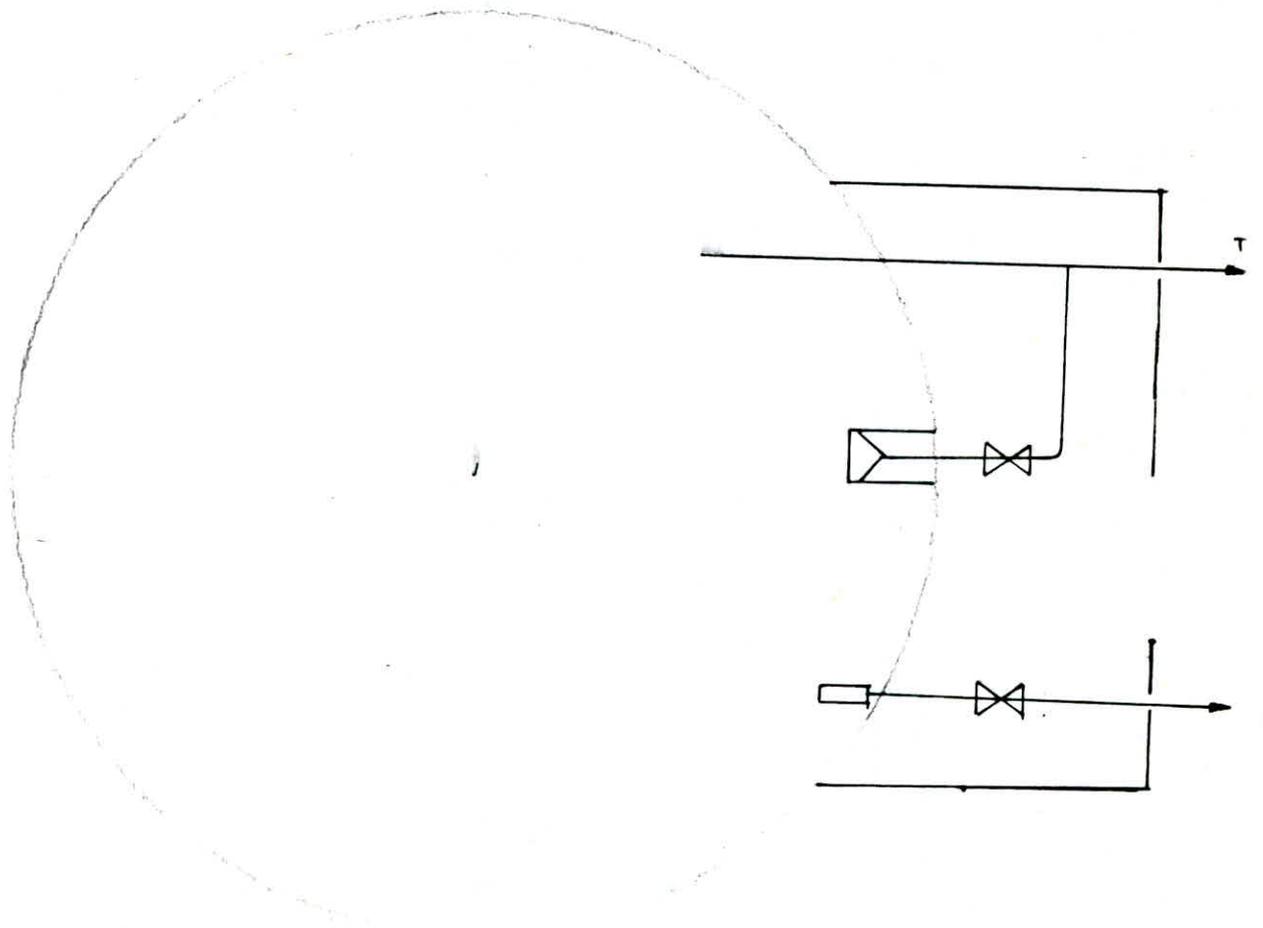
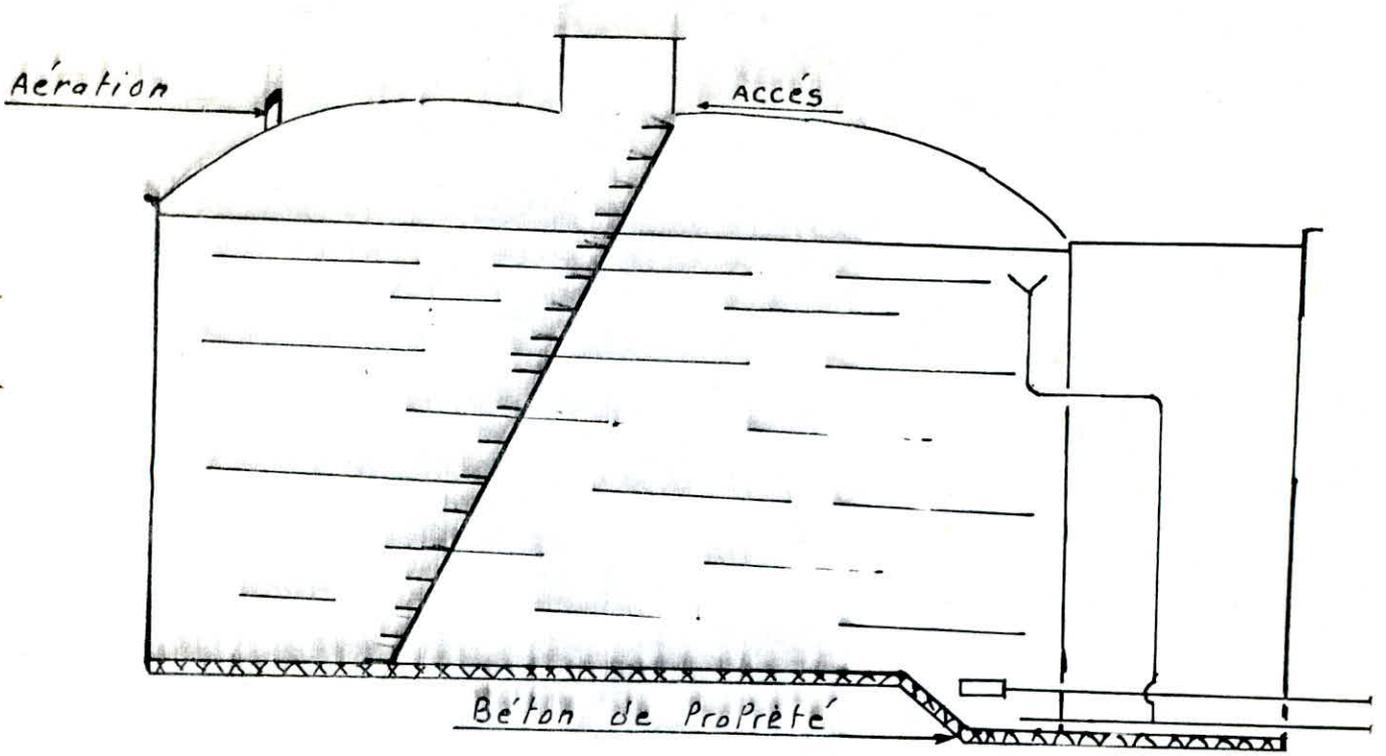
Le: longueur équivalente de la conduite

$$L_e = 1,15L$$

$$L = 725 \text{ m}$$

$$L_e = 725 \times 1,15 = 833,75 \text{ m}$$

$$H_{wL} = 833,75 \times 4,31 \cdot 10^{-3} = 3,6 \text{ m}$$



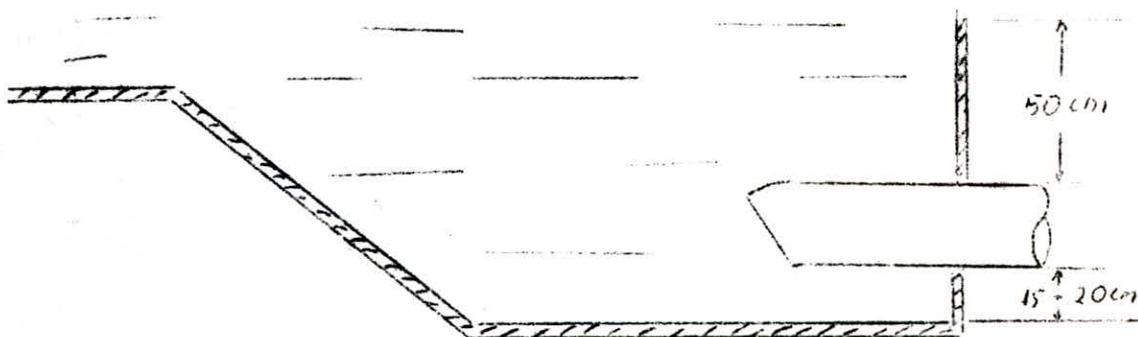
## 6 - Equipements du reservoir (R<sub>2</sub>).

### 6.1 -Arrivée de la conduite d'adduction:

l'arrivée s'effectue par surverse en chute libre.  
on prévoit un dispositif permettant l'arrêt du moteur de la pompe quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal.

### 6.2 -Distribution:

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction de la boue, dans la conduite, qui pourrait se décanter dans la cuve. cependant il faut prévoir un minimum de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.



### 6.3 -Trop Plein:

Cette conduite devra pouvoir évacuer le debit Q arrivant au réservoir

### 6.4 -Vidange:

la conduite part du fond du reservoir et elle se raccorde à celle du trop-plein, elle est pourvue d'un robinet-vanne.

### 6.5 -Reserve d'incendie:

En général, on place un dispositif constitué d'un siphon, qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint.

en temps normal, 1 et 2 sont le premier ouvert et le deuxième fermé  
si le niveau dans le reservoir devait descendre en N, le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre.

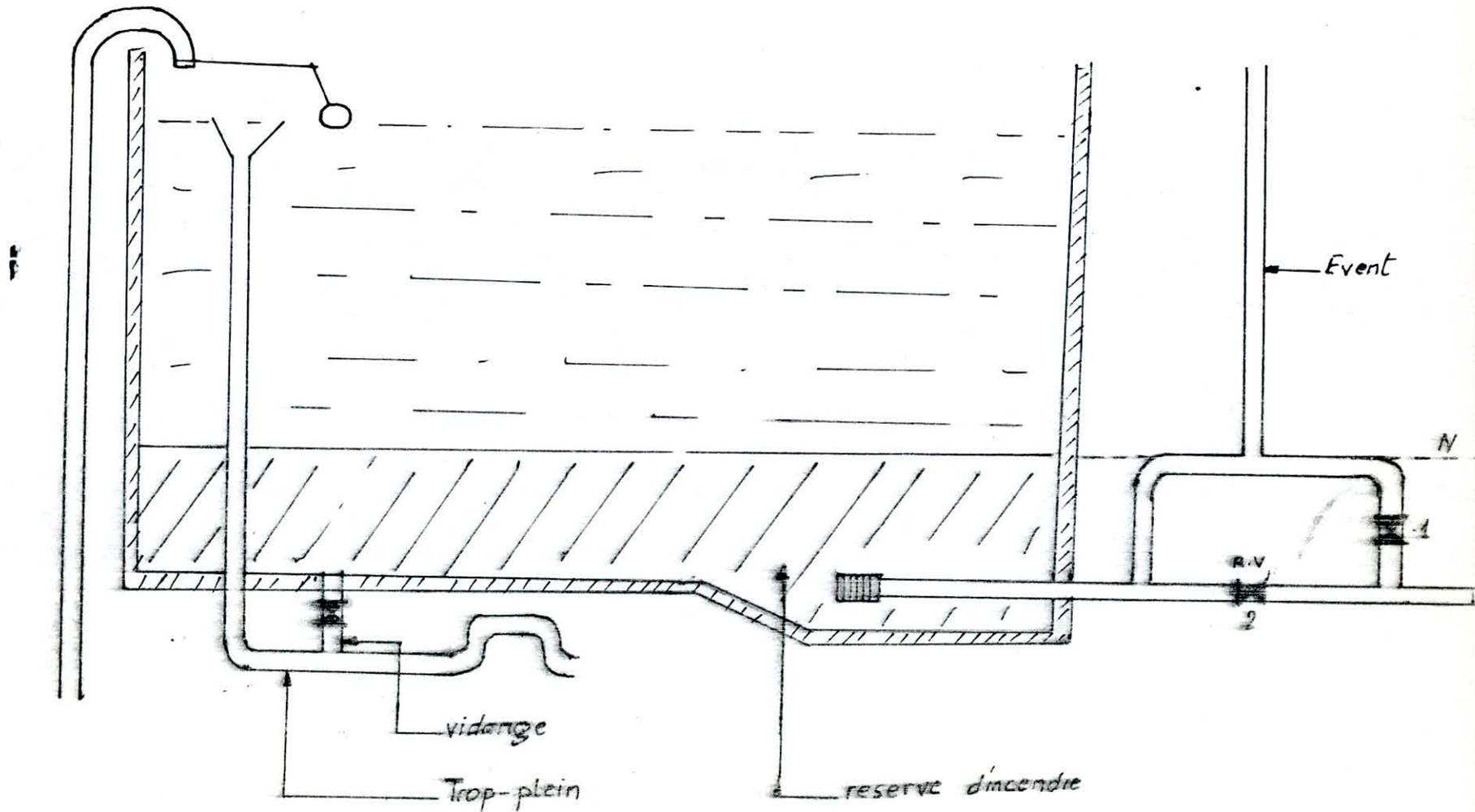
en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir le robinet-vanne N°2.

cependant il faut prévoir un minimum de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. (Voir Shemas)

### 6.3 -Trop Plein:

Cette conduite devra pouvoir évacuer le debit Q arrivant au

# SCHEMAS de MATERIALISATION de L'INCENDIE



ADDUCTION

1 - CHOIX DU TRACE

Ce choix doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera de respecter dans la mesure du possible.

-la recherche d'un profil en long le plus régulier possible, donc éviter les contre-pentes qui au droit du point haut ainsi formé peuvent donner naissance, durant l'exploitation, à des contonnements d'air.

-suivre l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.

-dans un but économique, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long, le tracé le plus court possible du captage au réservoir.

2 - CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Une fois le tracé de la conduite d'adduction choisi, on détermine le diamètre économique de la dite conduite. du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

en effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever, plus les p.d.c sont grandes et plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc l'énergie sera grande. alors il existe un diamètre économique résultant d'un compromis entre:

-les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec son diamètre.

-les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge (p.d.c).

à ceci on ajoute quelques paramètres susceptibles de varier

-le prix de revient du mètre linéaire de la conduite et le prix du KWh d'énergie électrique.

-le facteur d'utilisation (n) de la station de pompage et l'annuité constante A qui amortit un capital investi avec un taux (t) pour une période généralement égale à la durée de vie du matériel.

La relation de BONNIN nous donne une approche du diamètre économique et à partir de cette valeur on choisira des diamètres normalisés supérieurs et inférieurs à cette valeur, sur lesquels portera notre étude technico-économique.

Relation de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q} = (\sqrt[3]{0,045}) = 0,212 \text{ m}$$

donc on prend un diamètre normalisé  $D_N = 0,250 \text{ m}$

2.1 - Frais d'amortissement:

C'est le produit du prix de la conduite ( $P_c$ ) et de l'annuité ( $A$ ).

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

$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} = 0,0888$$

$D$ (mm)	Prix du ml (DA)	$L$ (m)	$P_c$ (DA)	$P_c \times A$
150	184,93	2750	508 557,5	45 770,18
200	299,56	"	631 290,0	56 816,10
250	267,22	"	734 855,0	66 136,95
300	333,07	"	915 942,5	82 434,83

2.2 - Frais d'exploitation:

Formules utilisées: prix de la conduite ( $P_c$ ) et de l'annuité ( $A$ ).

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (V: \text{vitesse moyenne de l'eau dans la conduite})$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (R: \text{nombre de REYNOLDS})$$

$$F_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

( $F_c$ : coefficient de frottement)

la résolution de cette équation se fait par approximations successives, la première est donnée par la formule de NIKURADZE/:

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{R}{D_h} \right) \right)^{-2}$$

$$J = \frac{Fc}{D} \times \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (J: \text{gradient de p.d.c})$$

$$\Delta H_L = J \cdot L \quad (\Delta H_L: \text{p.d.c linéaire})$$

$$\Delta H_S = 0,15 \cdot \Delta H_L \quad (\Delta H_S: \text{p.d.c singulière})$$

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (\Delta H_T: \text{p.d.c totale})$$

Calcul de la hauteur manométrique

$$H_{mt} = \Delta H_T + H_g$$

$H_g$ : hauteur géométrique d'élevation

$$H_g = (\text{côte T.P} + 0,5) - \text{côte N.D}$$

$$H_g = 149,5 - 37,5 = 112 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 112 + \Delta H_T$$

Calcul de la puissance absorbée

$$P = \frac{H_{mt} \cdot g \cdot Q}{\eta} \quad (\eta: \text{rendement de la pompe})$$

L'énergie consommée

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ (KWh/an)}$$

2.3 - Frais d'exploitation de la station de pompage

$$F = E \cdot e \quad (e: \text{prix de l'énergie} = 0,19 \text{ DA/KWh})$$

ce qui nous permet de remplir le tableau ci-après, tenant compte de ce tableau des frais d'exploitation on établit le bilan qui nous permet de calculer le diamètre économique de la conduite de refoulement

Calcul de la hauteur donc:  $D_N = 250 \text{ mm}$

$$H_{mt} = \Delta H_T + H_g \quad (\text{Voir Tableau})$$

$H_g$ : hauteur géométrique d'élevation

$$H_g = (\text{côte T.P} + 0,5) - \text{côte N.D}$$

$$H_g = 149,5 - 37,5 = 112 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 112 + \Delta H_T$$

Calcul de la puissance absorbée

$$P = \frac{H_{mt} \cdot g \cdot Q}{\eta} \quad (\eta: \text{rendement de la pompe})$$

L'énergie consommée

$$Q = 0,045 \text{ l/s}$$

$D_{\text{mm}}$	150	200	250	300
$V_{\text{m/s}}$	2,55	1,43	0,917	0,637
$R \cdot 10^5$	3,82	2,86	2,29	1,91
$f_r$	0,033 6775	0,030 815 96	0,02884 012	0,02736 346
$f_c$	0,034 0725	0,03131 78	0,02947 91	0,02816 37
$J$	0,07528	0,01632	0,005053	0,00194
$\Delta H_L_{(m)}$	207,02	44,88	13,89	5,33
$\Delta H_s_{(m)}$	31,05	6,73	2,08	0,80
$\Delta H_T_{(m)}$	238,07	51,61	15,97	6,13
$H_{mT_{(m)}}$	350,07	163,61	127,97	118,13
$P$	205,84	96,20	75,25	69,46
$E$	1 803 158,4	842 712	659 190	608 469,6
$E \cdot e$	342 600,09	160 115,28	125 246,10	115 609,20

$$\eta = 75\%$$

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

# BILAN

Diamètres mm	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Frais Totaux (DA)
150	342 600,09	45 770,175	388 370,265
200	160 115,28	56 816,1	216 931,38
250	125 246,1	66 136,95	191 383,05
300	115 609,2	82 434,825	198 044,025

Donc le diamètre économique de la conduite de refoulement

$$\text{est } D_N = 250 \text{ mm}$$

CHOIX DE LA POMPE

1 - CHOIX DU GROUPE DE POMPE

Le choix du type de pompes à adopter résulte de l'examen de divers conditions, à savoir, le débit à refouler et la hauteur d'élévation.

Le choix doit se faire de telle manière que cette pompe soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coup le plus faible du mètre cube d'eau élevé. Sur la base de ces paramètres cités, on a choisi un groupe électropompe immergé.

Type de pompe: MHP 125-100-315  
Caractéristiques de la pompe:

$$N = 2900 \text{ tr/mn}$$

$$\varnothing = 317 \text{ mm}$$

$$Q = 185 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 132 \text{ m}$$

$$\eta = 72 \%$$

Puissance absorbée: 92,4 Kw

2 - COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

Formules utilisées:

$$\Delta H_L = J \cdot L$$

$$\text{avec: } J = \frac{f \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad \text{et } V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Les pertes de charge linéaires sont exprimées sous la forme suivante:

Le choix de telle manière que cette pompe soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coup le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

où:  $\Delta H_L = K \cdot Q^2$   
 $K = \frac{8 \cdot f_c \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$

$f_c$ : suivant la formule de COLEBROOK

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L$$

$$\varnothing = 317 \text{ mm}$$

$$Q = 185 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 132 \text{ m}$$

$$\eta = 72 \%$$

$L = 2750 \text{ m}$

$\phi = 250 \text{ mm}$

$E = 10^{-2} \text{ m}$

$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$H_g = 112 \text{ m.}$

Débits : $Q$		$v$ m/s	$R$ $10^5$	$F_r$	$F_E$	$J$ $10^{-4}$	$\Delta H_T \text{ (m)}$ = $1.45 J \cdot L$	$H_{TOT} \text{ (m)}$ = $H_g + \Delta H_T$
$\text{m}^3/\text{h}$	$\text{m}^3/\text{s}$							
50	0,01389	0,283	7,07	0,02884	0,0305056	4,98	1,575	113,575
70	0,0194	0,395	9,87	0,02884	0,0300962	9,573	3,027	115,027
100	0,0278	0,567	14,17	0,02884	0,0297716	19,51	6,17	118,17
150	0,0417	0,850	21,25	0,02884	0,0295165	43,477	13,749	125,749
200	0,0555	1,13	28,25	0,02884	0,0293876	76,504	24,19	136,19

### 3 - POINT DE FONCTIONNEMENT

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point commun aux caractéristiques de la pompe et du réseau considérés. Cela signifie qu'un seul débit et une seule hauteur sont compatibles avec les conditions de fonctionnement imposées. Le point  $P_1$  de coordonnées  $Q_1 = 185 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 132 \text{ m}$ , résultant de l'intersection de la conduite, représente le point de fonctionnement de la pompe qui est différent du point de fonctionnement désiré  $P_0$  de coordonnées  $Q = 162 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 128 \text{ m}$ . Pour obtenir le point de fonctionnement désiré, plusieurs solutions sont possibles.

1<sup>ere</sup> solution:

En acceptant le point  $p_1$ , on doit diminuer le temps de pompage, tout en gardant un rendement satisfaisant.

$$P_1 \left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 185 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 51,39 \text{ l/s} \\ H = 132 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour le point désiré

$$P_0 \left\{ \begin{array}{l} Q_0 = 162 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 45 \text{ l/s} \\ H_0 = 128 \text{ m} \end{array} \right.$$

donc le volume rentrant dans le réservoir est de:

$$0,045 \times 24 \times 3600 = 3888,0 \text{ m}^3$$

d'où le temps de pompage sera:

$$t = \frac{3888,0}{0,05139 \times 600} = 21 \text{ heures}$$

La puissance absorbée:

$$P_a = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 0,05139 \cdot 132}{0,72} = 92,42 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 %:

$$P_a = 92,42 \times 1,1 = 101,65 \text{ Kw}$$

$$P_1 \left\{ \begin{array}{l} Q = 185 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 51,39 \text{ l/s} \\ H = 132 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour le point désiré

$$P_0 \left\{ \begin{array}{l} Q_0 = 162 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 45 \text{ l/s} \\ H_0 = 128 \text{ m} \end{array} \right.$$

donc le volume rentrant dans le réservoir est de:

- 2<sup>eme</sup> Solution.

Elle consiste à vanner sur le refoulement, ce qui entraîne un gaspillage d'énergie. En outre, sur le plan mécanique, la pompe devient bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue, vu la réduction de la section de passage de l'eau par serrage du robinet-vanne situé sur le refoulement et vu que les valeurs Q et H n'étant pas celles pour lesquelles la pompe a été conçue.

Le point P<sub>2</sub> a pour coordonnées:

$$Q_2 = 171,25 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 134,50 \text{ m}$$

$$\eta = 72 \%$$

Le temps de pompage est de 24<sup>h</sup>

La puissance absorbée sera alors:

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 0,0475 \cdot 134,5}{0,72} = 88,2 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10% :

$$P_a = 97 \text{ Kw}$$

- 3<sup>eme</sup> Solution:

Rognage de la roue:

Comme notre pompe a des caractéristiques de débit et de hauteur dépassant celles qui sont souhaitées d'une quantité inférieure à 10% on rogne la roue de la pompe pour pouvoir modifier ces caractéristiques.

Cette opération consiste à diminuer le diamètre de la roue par tournage, dans une limite ne dépassant pas 10% de réduction du diamètre.

$$D_o = D_1 \cdot m \quad (m : \text{coefficient de rognage})$$

On peut calculer approximativement les nouvelles caractéristiques de la pompe en appliquant la règle:

$$\frac{Q_1}{Q_o} = \frac{H_1}{H_o} = \frac{D_1^2}{D_o^2} \quad (1)$$

On peut écrire (1) sous la forme:

$$\frac{Q_1}{Q_o} = \frac{H_1}{H_o} = \frac{D_1^2}{(m \cdot D_1)^2} = \frac{1}{m^2} \quad (2)$$

de (2) on tire:

$$m = \sqrt{\frac{Q_o}{Q_1}}$$

on a comme valeurs:

$$Q_1 = 185 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_0 = 162 \text{ m}^3/\text{h}$$

donc:

$$m = \left( \sqrt{\frac{162}{185}} \right) = 0,94$$

- Pourcentage du rognage:

$$\frac{D_1 - D_0}{D_1} = \frac{D_1 - 0,94 \cdot D_1}{D_1}$$
$$= 1 - 0,94 = 0,06 = 6\%$$

-Diamètre de la roue rognée:

$$D_0 = m \cdot D_1$$

$$D_0 = 0,94 \cdot 317 = 298 \text{ mm}$$

-Temps de pompage: 24 heures

-Rendement:  $\eta = 72\%$

-Puissance absorbée:

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 0,045 \cdot 128}{0,72} = 78,5 \text{ Kw}$$

on a comme valeurs:

avec une majoration de 10% :

$$Q_0 = 162 \text{ m}^3/\text{h} \quad P_a = 86,35 \text{ Kw}$$

donc:

$$m = \left( \sqrt{\frac{162}{185}} \right) = 0,94$$

- Pourcentage :

$$\frac{D_1 - D_0}{D_1} = \frac{D_1 - 0,94 \cdot D_1}{D_1}$$
$$= 1 - 0,94 = 0,06 = 6\%$$

-Diamètre de la roue rognée:

$$D_0 = m \cdot D_1$$

$$D_0 = 0,94 \cdot 317 = 298 \text{ mm}$$

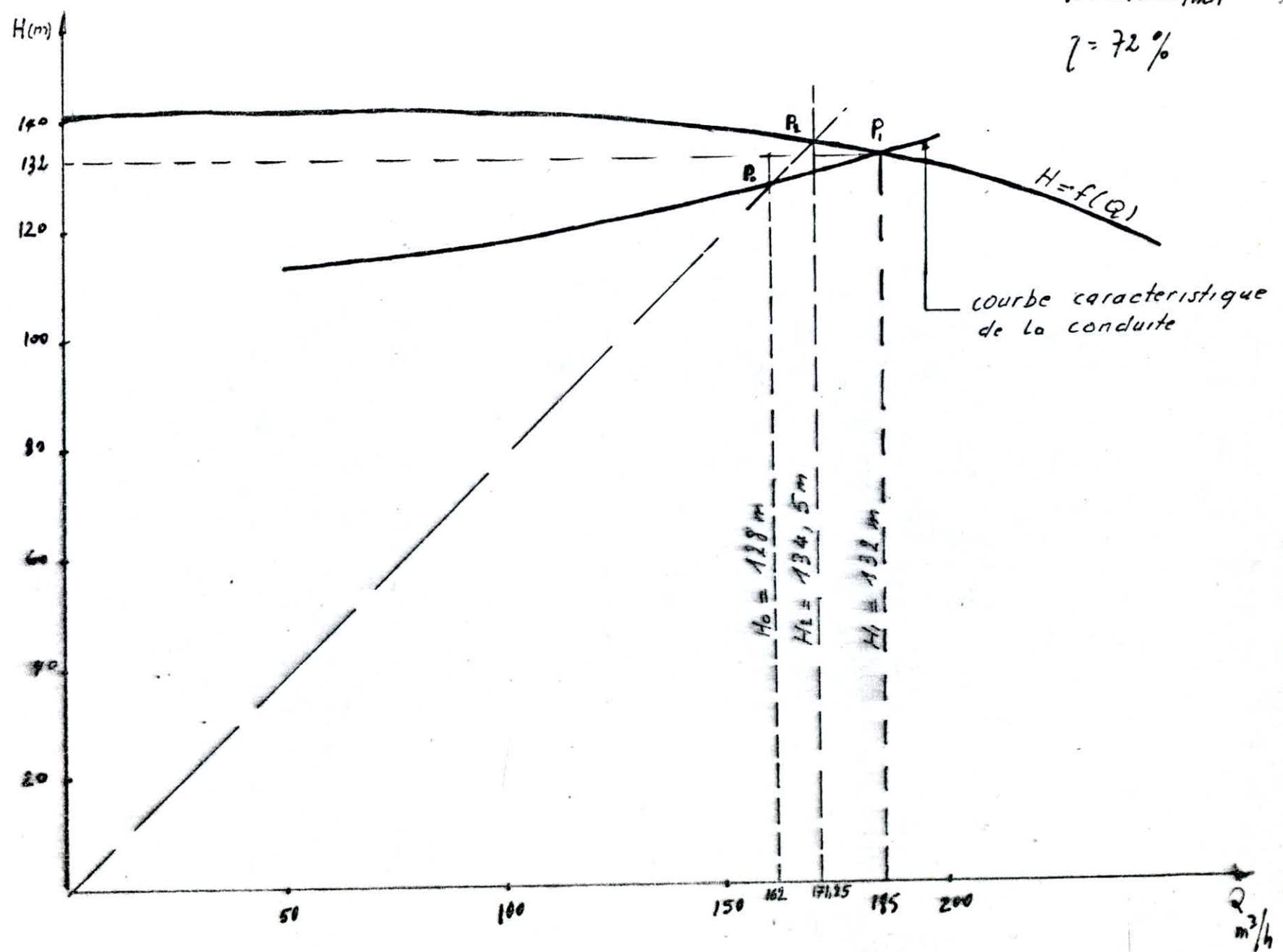
- 25 -

-Temps de pompage: 24 heures

-Rendement:  $\eta = 72\%$

-Puissance absorbée:

$N = 2900 \text{ tr/min}$   
 $\eta = 72\%$



Echelle : Horizontale : 1 cm  $\rightarrow$  12,5 m<sup>3</sup>/h  
 Verticale : 1 cm  $\rightarrow$  10 m

DISTRIBUTION

1 - Réseau de distribution

Vu que le terrain est très accidenté, et tenant compte de la pression de service, on a divisé la ville en zones basses et hautes. Le réservoir surélevé R<sub>1</sub> de capacité 500 mètres cubes alimente la zone A en réseau ramifié et la zone B en réseau maillé. Le réservoir semi-enterré R<sub>2</sub> de capacité 1000 mètres cubes alimente la zone C en réseau maillé. Ceci étant dit, nous proposons l'étude des zones A et B puis celle de la zone C.

Zone A (en réseau ramifié):

On a opté pour cette zone une desserte en réseau ramifié compte tenu de la disposition des habitations par rapport aux axes routiers (habitations éparses).

La population à desservir dans cette zone est de 5516 hab

Besoins en eau:

$$5516 \times 200 = 1103200 \text{ l/j} = 1103,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Consommation moyenne en raison des pertes (30%):

$$1103,2 \times 1,3 = 1434,16 \text{ m}^3/\text{j} = 16,60 \text{ l/s}$$

Consommation spécifique:

$$q_{sp} = \frac{16,60}{5516} = 0,00301 \text{ l/s}$$

2 - Méthode de calcul du réseau:

On détermine les débits par tronçons (tab I) puis on procède à la répartition de ces débits selon les différents tronçons (tab II). Pour cela, partons de l'extrémité aval du réseau et remontons de proche en proche jusqu'au réservoir R<sub>1</sub>. Pour le calcul des diamètres des conduites, nous dressons le tableau III. Ce dernier sera établi en tenant compte des débits d'amont sauf pour les conduites en impasse où on utilisera la formule:

$$q = P + 0,55Q \quad (\text{Voir DUPONT})$$

P: débit d'aval (nul pour les conduites en impasse)

Zone B:

On a délimité cette zone ainsi afin d'éviter:

- 1°) - la construction d'un brise-charge vu l'existence d'une grande différence de niveau entre le point le plus haut et le point le plus bas de la ville.
- 2°) - l'installation excessive des appareils reducteurs de pression.

Le calcul du réseau a été réalisé à l'aide du programme "RES-  
NET" sur ordinateur HP

Calcul des débits soutirés:

Le débit soutiré dans chaque nœud a été déterminé en fonction de la répartition de la population que nous avons supposé uniforme et des besoins collectifs.

Méthode de calcul et formules utilisées:

Nous avons utilisé la méthode des médiatrices pour déterminer la superficie desservie par chaque nœud.

$$\text{Densité: } d = \frac{P_{\text{totale}}}{S_{\text{totale}}}$$

$$\text{Consommation spécifique} = \frac{Q_{\text{moy jour.}}}{P}$$

$$\text{Debit soutiré: } Q_s = \text{Cons. moy.} \times K_p$$

(Voir Tableau)

Pour les données de bases du réseau, les résultats et les schémas voir les pages ci-après.

#### Zone C:

Cette partie est alimenté par le reservoir semi-enterré R<sub>2</sub>, lequel est alimenté par le forage F<sub>2</sub> débitant 45 l/s. de même pour cette zone nous utilisons les méthodes et formules déjà utilisé pour la zone B.

(Voir Tableaux et Schémas)

Calcul des débits soutirés:

Le débit soutiré dans chaque nœud a été déterminé en fonction de la répartition de la population que nous avons supposé uniforme et des besoins collectifs.

Méthode de calcul et formules utilisées:

Nous avons utilisé la méthode des médiatrices pour déterminer la superficie desservie par chaque nœud.

$$\text{Densité: } d = \frac{P_{\text{totale}}}{S_{\text{totale}}}$$

$$\text{Consommation spécifique} = \frac{Q_{\text{moy jour.}}}{P}$$

$$\text{Debit soutiré: } Q_s = \text{Cons. moy.} \times K_p$$

(Voir Tableau)

Pour les données de bases du réseau, les résultats et les schémas voir les pages ci-après.

#### Zone C:

Cette partie est alimenté par le reservoir semi-enterré R<sub>2</sub>, lequel est alimenté par le forage F<sub>2</sub> débitant 45 l/s.

ZONE A

Tableau I : Calcul des débits par tronçon

Tronçons	Nombre d'habitants	Consommation (l/s)	
		moyenne	de pointe
R-1	-	-	-
1-2	200	$0,00301 \times 200 = 0,6$	1,08
1-4	800	$0,00301 \times 800 = 2,41$	4,338
2-3	316	$0,00301 \times 316 = 0,95$	1,710
2-5	1200	$0,00301 \times 1200 = 3,61$	6,498
3-6	2900	$0,00301 \times 2900 = 6,02$	10,836
3-7	1000	$0,00301 \times 1000 = 3,01$	5,418
$\Sigma$ :	5516		$\Sigma$ : 29,88 l/s.

ZONE 9

Tableau II : Repartition des debits

Tronçons	DEBITS (L/A)		
	en ROUTE	AVAL	du tronçon
3-7	5,418	-	5,418
3-6	10,836	-	10,836
2-3	1,710	16,254	17,964
2-5	6,498	-	6,498
1-2	1,08	24,462	25,542
1-4	4,338	-	4,338
1-R	-	29,88	29,88

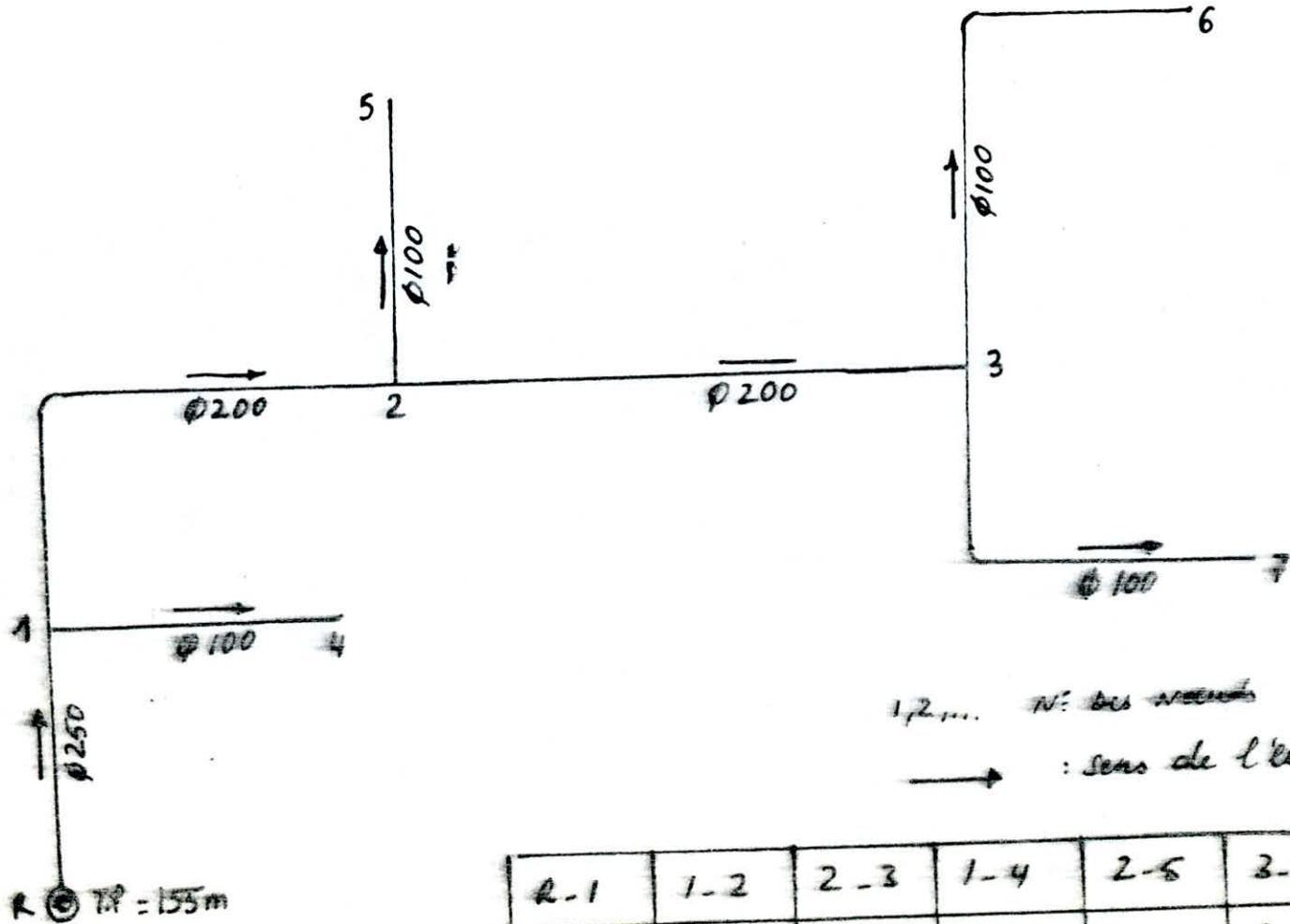
ZONE A

Tableau II: Calcul des diamètres des conduites

Tronçons	L	$\phi$	Q	j	$\Delta H$	V	H <sub>paup</sub>	H <sub>par</sub>	Cote du sol	Pression sol.
	m	m	L/s		(m)	m/s	(m)	(m)	(m)	(m)
R-1	160	0,250	29,88	0,002671	0,43	0,65	155,00	154,57	127,00	27,57
1-2	300	0,200	25,542	0,006389	1,92	0,80	154,57	152,65	124,00	28,65
1-4	150	0,100	2,386	0,002312	0,35	0,30	154,57	154,22	118,00	36,22
2-3	320	0,200	17,964	0,003183	1,02	0,55	152,65	151,63	136,00	15,63
2-5	150	0,100	3,574	0,00550	0,83	0,45	152,65	151,82	123,00	28,82
3-6	340	0,100	5,96	0,01434	4,88	0,75	151,63	146,75	120,00	26,75
3-7	180	0,100	2,48	0,00390	0,70	0,40	151,63	150,93	124,5	26,43

# Plan schématique du réseau.

ZONE A



	R-1	1-2	2-3	1-4	2-5	3-6	3-7
L (m)	160	300	320	150	150	340	180
Q (l/s)	29,98	25,542	17,964	2,386	3,574	5,960	2,98

Tableau de calcul des débits soutirés

ZONE B

nœuds	Maille	Surface à desservir	Densité	Population possible	Cons. spécifique	Cons. moyenne	Kp	Débits soutirés
1	I <sub>B</sub>	0,745	416	310	260	0.93	1,8	1,67
2	I <sub>B</sub>	0,557	-"-	232	-"-	0.70	-"-	1,26
3	I <sub>B</sub>	0,430	-"-	179	-"-	0,54	-"-	0,97
4	I <sub>B</sub> + II <sub>B</sub>	0,580	-"-	241	-"-	0,73	-"-	1,31
5	II <sub>B</sub> + III <sub>B</sub>	1,060	-"-	441	-"-	1,33	-"-	2,39
6	II <sub>B</sub> + III <sub>B</sub>	1,220	-"-	508	-"-	1,53	-"-	2,75
7	II <sub>B</sub>	0,960	-"-	399	-"-	1,20	-"-	2,46
8	III <sub>B</sub>	1,270	-"-	528	-"-	1,59	-"-	2,86
9	III <sub>B</sub>	0,870	-"-	362	-"-	1,09	-"-	1,96

 $\Sigma: 7,692$  $\Sigma = 3200$  $\Sigma = 17,33 \text{ l/s.}$

ZONE B

tableau des données

Branches	Long. equiv.	Diamètres	Débits
	m.	mm	L/s
1	149,5	125	7,96
2	211,6	100	6,70
3	57,5	100	1,39
4	143,75	125	7,7
5	195,50	100	7,12
6	138,00	100	4,96
7	94,30	100	1,21
8	166,75	100	5,00
9	161,00	100	1,00
10	179,40	100	0,96
11	155,25	100	3,82

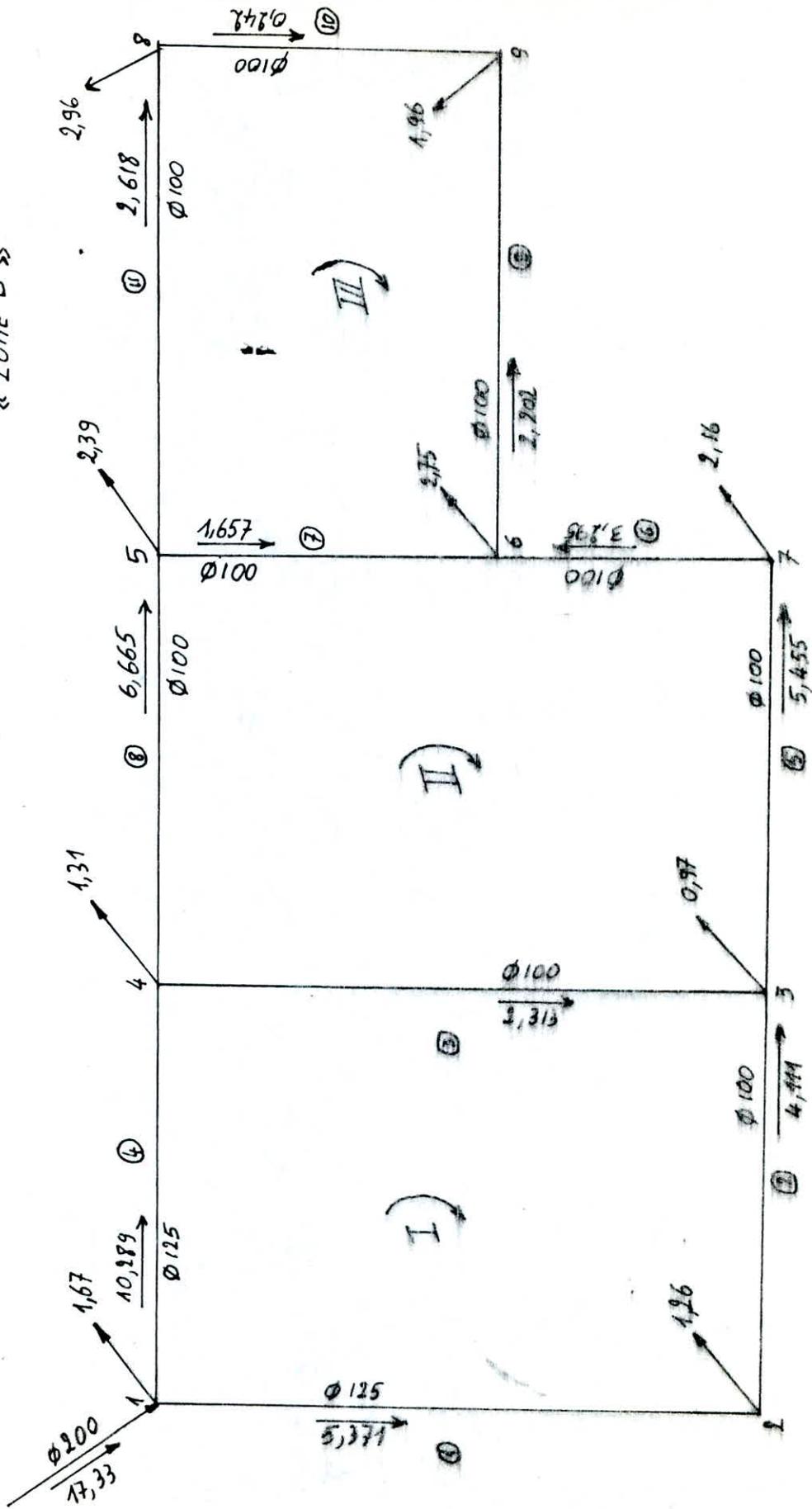
Tableau : Resultats du calcul

Branches	Diamètres (mm)	Debits (L/s)	Vitesses (m/s)	P.d.C (m)
1	125	5,371	0,438	0,425
2	100	4,111	0,523	1,153
3	100	2,313	0,294	0,101
4	125	10,289	0,838	1,475
5	100	5,455	0,694	1,862
6	100	3,295	0,419	0,486
7	100	1,657	0,211	0,087
8	100	6,665	0,849	2,358
9	100	2,262	0,280	0,258
10	100	0,242	0,031	0,0
11	100	2,618	0,333	0,347

# Plan Schematique du Reseau

pour le Calcul des debits soutirés

« Zone B »



- ①, ②, ... : N° des branches
- 1, 2, ... : N° des Noeuds
- I, II, ... : N° des Mailles

→ : Valeur estimée des debits et sens d'écoulement

Tableau de calcul des pressions.

Mailles	Tronçons	Altitudes		P de (m)	Cotes piézométriques		Pression au sol. (m)
		Amont (m)	Aval (m)		Amont (m)	Aval (m)	
	R-1	151,0	140,0	+0,060	151,00	150,94	10,94
I <sub>B</sub>	1-2	140,0	118,0	-0,485	150,94	151,365	33,365
	2-3	118,0	119,4	-1,153	151,365	152,518	33,118
	3-4	119,4	132,4	+0,101	152,518	152,417	20,017
	4-1	132,4	140,0	+1,475	152,417	150,942	10,942
II <sub>B</sub>	4-3	132,4	119,4	-0,101	152,417	152,518	33,118
	3-7	119,4	113,0	-1,162	152,518	154,38	41,38
	7-6	113,0	126,0	-0,486	154,38	154,866	28,866
	6-5	126,0	129,0	+0,087	154,866	154,779	25,779
	5-4	129,0	132,4	+2,358	154,779	152,421	20,021
III <sub>B</sub>	5-6	129,0	126,0	-0,087	154,779	154,866	28,866
	6-9	126,0	108,0	-0,258	154,866	155,124	47,124
	9-8	108,0	112,0	+0,005	155,124	155,119	43,119
	8-5	112,0	129,0	+0,347	155,119	154,772	25,772

## Zone C

Tableau de calcul des débits structurés

Nœuds	Mailles	Surfaces desservies (ha)	Densité	Population possible (hab)	Consommation spécifique (L/s)	Consommation moyenne (L/s)	Kp	Débits structurés (L/s)
1	I+II	2,82	416	1173	302,15	4,1	1,8	7,38
2	I	4,15	-11-	1726	-11-	6,04	-11-	10,87
3	I	1,37	-11-	570	-11-	1,99	-11-	3,59
4	I+II+III	1,75	-11-	728	-11-	2,545	-11-	4,58
5	II+III+IV	2,04	-11-	848	-11-	2,965	-11-	5,34
6	II	1,52	-11-	632	-11-	2,24	-11-	3,98
7	III+III'	2,67	-11-	1111	-11-	3,885	-11-	6,99
8	III+IV	1,02	-11-	424	-11-	1,48	-11-	2,66
9	III	0,95	-11-	395	-11-	1,38	-11-	2,48
10	IV	1,70	-11-	707	-11-	2,47	-11-	4,45
11	IV+V	2,01	-11-	836	-11-	2,92	-11-	5,26
12	V+VI	1,8	-11-	749	-11-	2,62	-11-	4,72
13	VI	0,52	-11-	216	-11-	0,755	-11-	1,36
14	VI	0,45	-11-	187	-11-	0,654	-11-	1,18

ZONE C

Tableau de données

Branches	Long. équivalente (m)	Diamètres (mm)	Débits L/s
1	161,0	200	21,46
2	126,5	125	10,59
3	155,25	100	7,0
4	128,8	200	20,0
5	161,0	150	16,0
6	132,25	150	12,02
7	166,75	125	10,0
8	98,9	150	12,42
9	195,5	100	1,76
10	172,5	125	9,0
11	207,0	125	8,0
12	126,5	100	5,52
13	161,0	100	1,07
14	166,75	100	4,84
15	235,75	100	7,68
16	124,2	100	2,00
17	212,75	100	1,58
18	144,9	100	0,4
19	207,0	100	0,96

ZONE C

Tableau des résultats

Branches	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	vitesses (m/s)	Pdc (m)
1	200	15,788	0,502	0,324
2	125	4,018	0,401	0,303
3	100	1,328	0,169	0,093
4	200	26,475	0,843	0,719
5	150	15,197	0,86	1,368
6	150	11,217	0,635	0,617
7	125	8,831	0,719	1,257
8	150	14,393	0,814	0,755
9	100	5,061	0,664	1,622
10	125	8,115	0,661	1,102
11	125	6,671	0,544	0,898
12	100	4,191	0,534	0,711
13	100	0,299	0,03	0.0
14	100	5,928	0,755	1,868
15	100	6,592	0,839	3,268
16	100	1,323	0,168	0,09
17	100	1,991	0,253	0,28
18	100	0,811	0,103	0,034
19	100	0,549	0,07	0,023

Schemas du reseau de distribution  
ZONE C

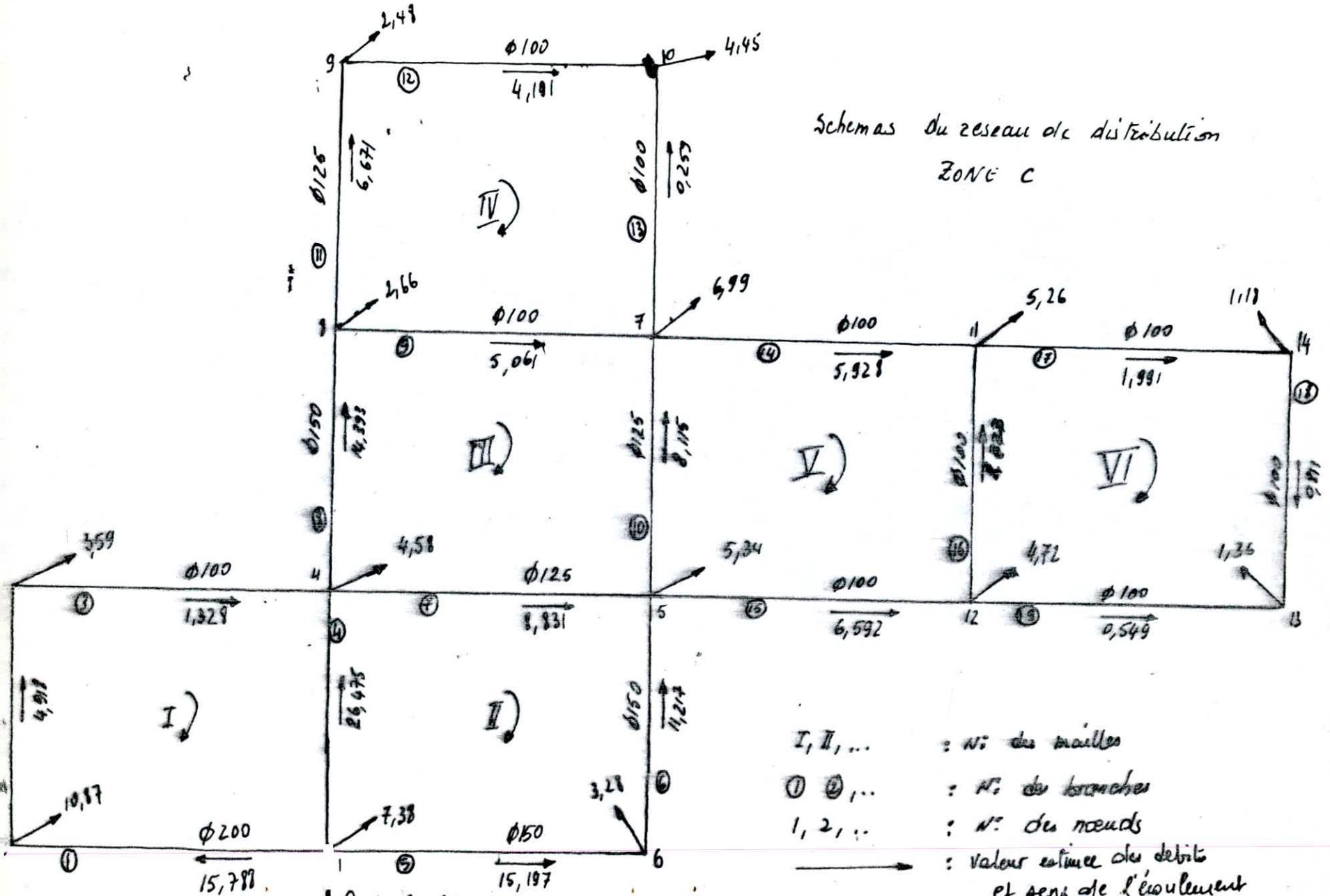


tableau de calcul des pressions

« Zone C »

TRANSIONS	ALTITUDES (m)		P.d.c (m)	cotes piezometriques		Pressions (m)
	AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
R-1	144	101	3,6	144	140,4	39,4
1-2	101	102	0,324	140,4	140,076	38,076
2-3	102	112	0,303	140,076	139,773	27,773
3-4	112	99,8	0,093	139,773	139,68	39,88
4-1	99,8	101	-0,719	139,68	140,4	39,4
1-6	101	97	1,361	140,4	139,032	42,032
6-5	97	105,6	0,617	139,032	138,415	32,815
5-4	105,6	99,8	-1,257	138,415	139,672	39,872
4-8	99,8	104	0,755	139,672	138,915	34,915
8-7	104	122,2	1,622	138,915	137,293	15,093
7-5	122,2	105,6	-1,102	137,293	138,395	32,795
8-9	104	121,2	+0,998	138,915	138,017	16,817
9-10	121,2	121,4	+0,711	138,017	137,306	15,91
10-7	121,4	122,2	-0,005	137,306	137,311	15,11
7-11	122,2	111	-1,868	137,311	135,443	24,44
11-12	111	109,4	-0,09	135,443	135,533	26,13
12-5	109,4	105,6	-3,268	135,148	138,81	33,21
11-14	111	104	0,28	135,443	135,163	31,16
14-13	104	100	0,034	135,163	135,129	35,13
13-12	100	109,4	0,092	135,129	135,151	25,75

PROTECTION DES CONDUITES

-- PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

- 1 -Phénomène du coup de béliier:

Le coup de béliier est un phénomène oscillatoire dû fréquemment à:

-l'arrêt brusque d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes, alimentant la conduite d'adduction.

-démarrage d'une pompe.

-fermeture instantanée ou rapide du robinet d'obturation placé au bout de la conduite d'adduction.

Comme on ne peut supprimer totalement les effets du coup de béliier il convient de rechercher la meilleure solution pour atténuer ce phénomène afin d'éviter la rupture des conduites.

Pour cela, nous proposons l'utilisation du réservoir d'air qui aura pour rôle de:

-limiter la dépression (conduit à un aplatissement de la conduite)

-limiter la surpression

1.2 -Etude du réservoir d'air (arrêt brusque de la pompe)

A la suite de l'arrêt brusque, l'eau continue de monter vers le réservoir d'eau pendant un certain temps et cela avec une vitesse décroissante.

A un moment donné, la vitesse de l'eau devient nulle puis toute la colonne redescend vers le réservoir d'air avec une vitesse négative qui va croître en valeur absolue puis décroître pour devenir nulle. Le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche d'un étranglement qui amortira rapidement ces oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué par une tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage de Borda et qui permet d'avoir une grande p.d.c dans le réservoir d'air.

le coup de béliier (Voir Figure 1a)

l'arrêt brusque d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes, alimentant la conduite d'adduction.

-démarrage d'une pompe.

-fermeture instantanée ou rapide de robinet d'obturation placé au bout de la conduite d'adduction.

Comme on ne peut supprimer totalement les effets du coup de béliier il convient de rechercher la meilleure solution pour atténuer ce phénomène afin d'éviter la rupture des conduites.

Pour cela, nous proposons l'utilisation du réservoir d'air qui aura pour rôle de:

-limiter la dépression (conduit à un aplatissement de la conduite)

-limiter la surpression

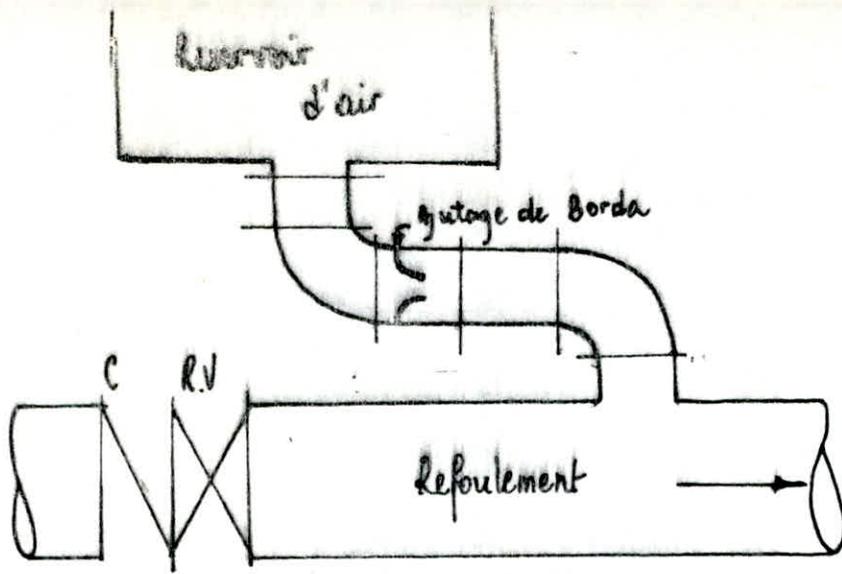


fig. a Etranglement au moyen d'une tuyere.

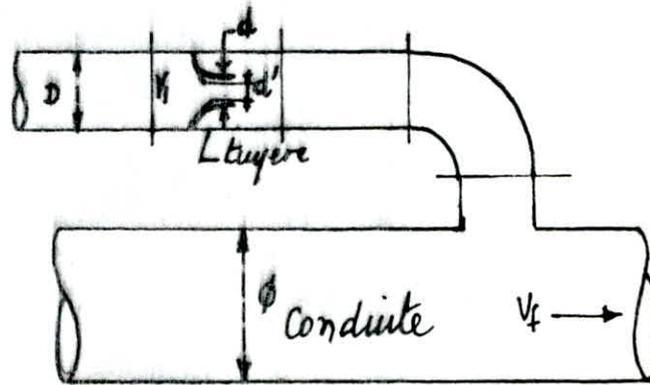


fig b d'eau du reservoir se dirige vers la conduite

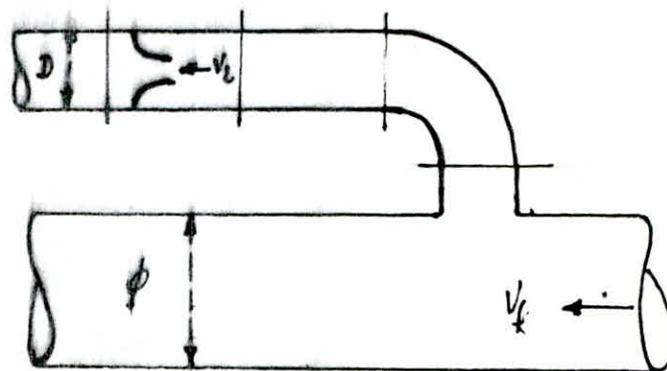


fig c d'eau de la conduite revient dans le reservoir

### 1.3 - Principe de calcul du reservoir d'air

Nous utiliserons la méthode de BERGERON qui nous permet de tracer, par tâtonnement, l'épure afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales.

On se fixe un volume d'air initial  $V_0$  et une vitesse finale de l'eau choisie dans l'intervalle de temps considéré. On calcule:

- la pression dans le reservoir
- la pression en aval de l'étranglement
- la pression en aval du diaphragme fictif représentatif des p.d.c dans la conduite

#### 1.3.1 - Calcul du reservoir d'air

- Caractéristiques de la conduite:

$$\begin{aligned} D &= 250 \text{ mm} \\ L &= 2750 \text{ m} \\ e &= 5 \text{ mm} \\ &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

- Célérité de l'onde élastique:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{4,8 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad \begin{aligned} K &= 0,5 \text{ pour l'acier} \\ D &= 250 \text{ mm} \\ e &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{4,8 + \frac{0,5 \cdot 0,25}{0,005}}} = 156,33 \text{ m/s}$$

Nous utiliserons la méthode de BERGERON qui nous permet de tracer, par tâtonnement, l'épure afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales.

On se fixe un volume d'air initial  $V_0$  et une vitesse finale de l'eau choisie dans l'intervalle de temps considéré. On calcule:

- Temps d'aller-retour de l'onde:

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a}$$

$$\theta = \frac{2 \cdot 2750}{156,33} = 4,76 \text{ s}$$

#### 1.3.1 - Calcul du reservoir d'air

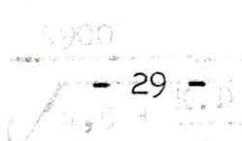
- Valeur maximale du coup de bélier:

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

$$h_{\max} = \frac{0,917 \cdot 1156,33}{9,81} = 108,09 \text{ m}$$

- Célérité de l'onde élastique:

$$V_0 = \frac{0,045}{0,0491} = 0,917 \text{ m/s}$$



$$\begin{aligned} K &= 0,5 \text{ pour l'acier} \\ D &= 250 \text{ mm} \\ e &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Valeur maximale de la pression dans la conduite:  
 + en cas de compression:

$$H_0 + a \cdot \frac{V_0}{g} = 112 + 108,09 = 220,09 \text{ m}$$

+ en cas de depression:

$$H_0 - a \cdot \frac{V_0}{g} = 112 - 108,09 = 3,91 \text{ m}$$

### 1.3.2 - Pression dans le reservoir d'air

$$Z = \frac{(Z_0 + \Delta h) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Z: pression dans le reservoir d'air

$U_0$ : volume d'air initial

U: " " à l'instant considéré

$\Delta h$ : p.d.c dans la conduite

$Z_0$ : pression initiale dans le reservoir d'air

$$Z_0 = H_0 + 10 = 112 + 10 = 122 \text{ m}$$

### 1.3.3 - Pertes de charge au niveau de la tuyère

a) à la montée de l'eau:

- Valeur maximale de la pression dans la conduite:

$$+ \text{ en cas de compression: } \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{250^2}{(0,92 \cdot 65)^2} = 17 \implies V_1 = 17 V_f$$

$$+ \text{ en cas de depression: } \frac{V_1}{V_f} = \frac{250^2}{(0,92 \cdot 65)^2} = 17 \implies V_1 = 17 V_f$$

m: coefficient de debit (0,92 pour une tuyère)

### 1.3.2 - Pression dans le reservoir d'air

$$Z = \frac{(\Delta h_1 + Z_0) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$m_1 = \frac{d^2}{D^2} = 0,23 \implies C_1 = 0,60$$

Z: pression dans le reservoir d'air

$U_0$ : volume d'air initial

U: " " à l'instant considéré

$\Delta h$ : p.d.c dans la conduite

$Z_0$ : pression initiale dans le reservoir d'air

$$Z_0 = H_0 + 10 = 112 + 10 = 122 \text{ m}$$

### 1.3.3 - Pertes de charge au niveau de la tuyère

b) - à la descente de l'eau:

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = K_2$$

$$K_2 = \frac{250^2}{0,5 \cdot 65^2} = 30 \implies V_2 = 30 V_f$$

$$m_2 = \frac{0,5 \cdot 250^2}{125^2} = 0,135 \quad c_2 = 0,75$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2 \cdot 0,75}{2 \cdot g}$$

1.3.4 - Augmentation du volume d'air dans le reservoir

$$\Delta V = A \cdot V_{mi} \cdot \theta$$

$$\text{où: } \theta = -\frac{2L}{a} \frac{V_{fi-1} + V_{fi}}{V_0 + V_{f1}}$$

$$V_{mi} = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$$

$V_0$ : vitesse de l'écoulement avant la disjonction  
 $V_{fi}$ : vitesse finale choisie

1.3.5 - Volume d'air dans le reservoir

$$U = U_0 + \Delta U \quad (\text{vidange du reservoir})$$

$$U = U_0 - \Delta U \quad (\text{remplissage du reservoir d'air})$$

1.3.6 - Pression dans la conduite  $\frac{0,5 \cdot 250^2}{125^2} = 0,135 \quad c_2 = 0,75$

- en négligeant la hauteur d'eau dans le reservoir d'air

$$Z - \Delta H_1 \quad (\text{quand l'eau monte})$$

$$Z + \Delta H_2 \quad (\text{quand l'eau descend})$$

- en calculant les p.d.c  $\delta$  correspondant à la vitesse  $V_f$

$$Z - \Delta H_1 - \delta \quad (\text{à la montée de l'eau})$$

$$Z + \Delta H_2 + \delta \quad (\text{à la descente de l'eau})$$

$$\Delta V = A \cdot V_{mi} \cdot \theta$$

où:  $\theta = -\frac{2L}{a} \frac{V_{fi-1} + V_{fi}}{V_0 + V_{f1}}$

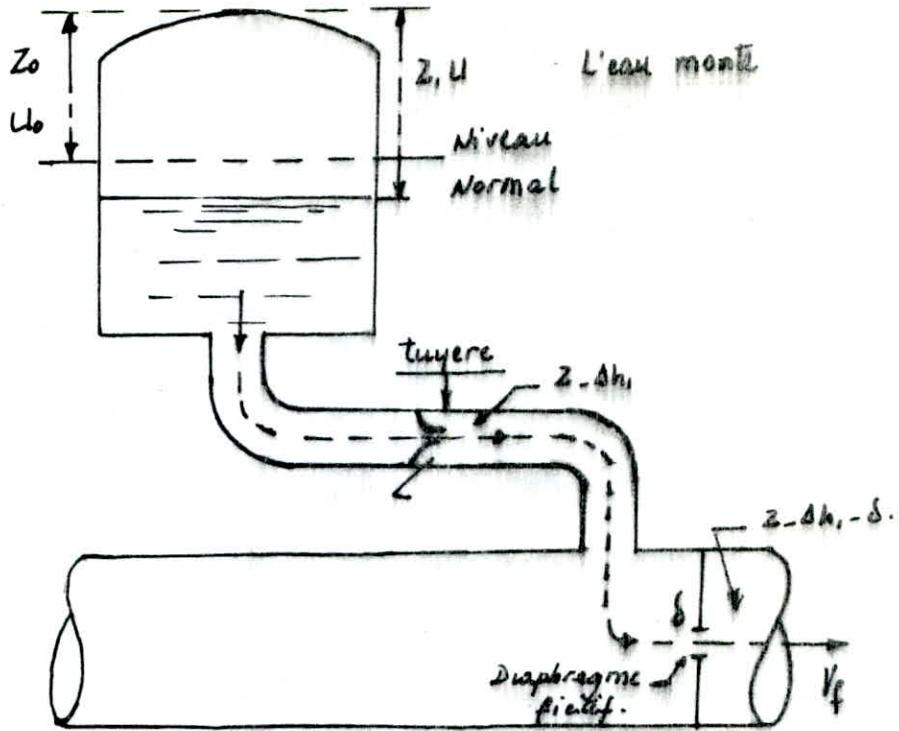


fig. d Pertes de charge successives à la montée de l'eau.

fig. e Pertes de charge successives à la descente de l'eau

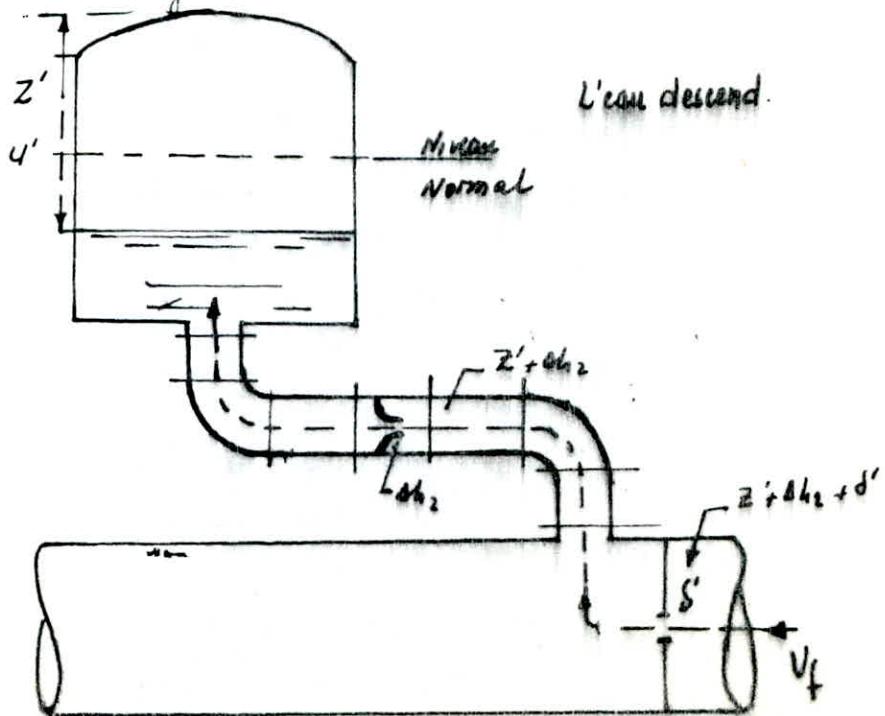


Tableau I

$h = S.P. V_m$ Variation de volume d'air	Volume d'air $V$	Pression de la col. d'air $Z = \frac{199,2}{1,14}$	Vitesse de la col. de branchement Mmte: $V_1 = 14,4$ Descend: $V_2 = 30,4$	Hic de la tuyere Mmte: $Ah_1 = V_1^2 \cdot 0,6$ $Ah_2 = V_2^2 \cdot 0,6$ Mmte: $Z - Ah_1$	P. de la col. dans le Mmte: $Z - Ah_1 - f$	P. de la col. dans le Mmte: $Z - Ah_1 - f$	Desc. $Z + Ah_2$	P. de la col. dans le Mmte: $Z - Ah_1 - f$	Vitesse de la col. graphique $V_f$	Dénomination des points	Vitesse moy. $V_m$	Vitesse finale $V_f$
0	$u_0 = 1,3$	$Z_0 + h_0 = 137,97$			137,97	15,97	122	$V_0 = 0,917$	1R			
0,199	1,499	113,077	13,294	5,405	107,672	11,646	96,026	0,782	2P	0,85	0,782	
0,148	1,647	99,084	8,211	2,062	97,022	4,442	92,579	0,483	4P	0,633	0,483	
0,074	1,721	93,137	2,618	0,210	92,927	0,452	92,476	0,154	6P	0,319	0,154	
-0,0006	1,72	93,2	4,77	0,87	93,346	0,481	93,827	-0,159	8P	-0,003	-0,159	
-0,061	1,659	98,076	10,92	4,558	92,634	2,523	105,157	-0,364	10P	-0,262	-0,364	
-0,089	1,57	105,973	12,03	5,532	91,505	3,062	114,567	-0,401	12P	-0,383	-0,401	
-0,084	1,486	114,378	9,45	3,414	97,991	1,89	119,681	-0,315	14P	-0,358	-0,315	
-0,056	1,43	120,735	4,89	0,924	121,649	0,506	122,155	-0,163	16P	-0,239	-0,163	

### 1.3.7 - Construction de l'épure

Pour tracer le diagramme de BERGERON, on prend comme axe des abscisses, les vitesses de l'eau et comme axe des ordonnées les pressions absolues.

-Echelle des pressions:

$$\frac{a}{g.S} = \frac{1\ 156,33}{9,81.0,0491} = 2\ 402,57$$

$$1\text{ cm} \longrightarrow 2,5\text{ m}$$

2 402,57 sera représentée par 961,03 cm

-Echelle des vitesses:

$$1\text{ cm} \longrightarrow 0,05\text{ m/s}$$

$$q = V.S = 0,05.0,0491 = 0,002453$$

$$1\text{ cm} \longrightarrow 0,002453$$

1 m<sup>3</sup>/s sera représenté par 407,66 cm

-Pente de la droite:

$$\text{tg } \alpha = \frac{961,03}{407,66} = 2,357$$

$$\text{donc } \alpha = 67^{\circ}$$

L'amortissement étant rapide, il est inutile de poursuivre l'épure au-delà d'un aller-retour de l'onde.  
En tenant compte des p.d.c dans la conduite, la depression maximale est de 19 m d'eau et la surpression maximale est de 9,65 m d'eau c'est à dire qu'elle est inférieure à la valeur de la p.d.c totale qui est de 15,97 m pour le debit maximum.

L'examen de la 3<sup>e</sup> colonne du tableau I montre que l'air peut occuper un volume maximal de 1,73 mètres cubes au point du debit nul. Comme il doit rester de l'eau dans le reservoir d'air il sera prévu une cloche de capacité totale de 2 mètres cubes, dans laquelle l'air, en marche normale, occupe 1,3 mètres cubes.

-Echelle des pressions:

$$1\text{ cm} \longrightarrow 0,05\text{ m/s}$$

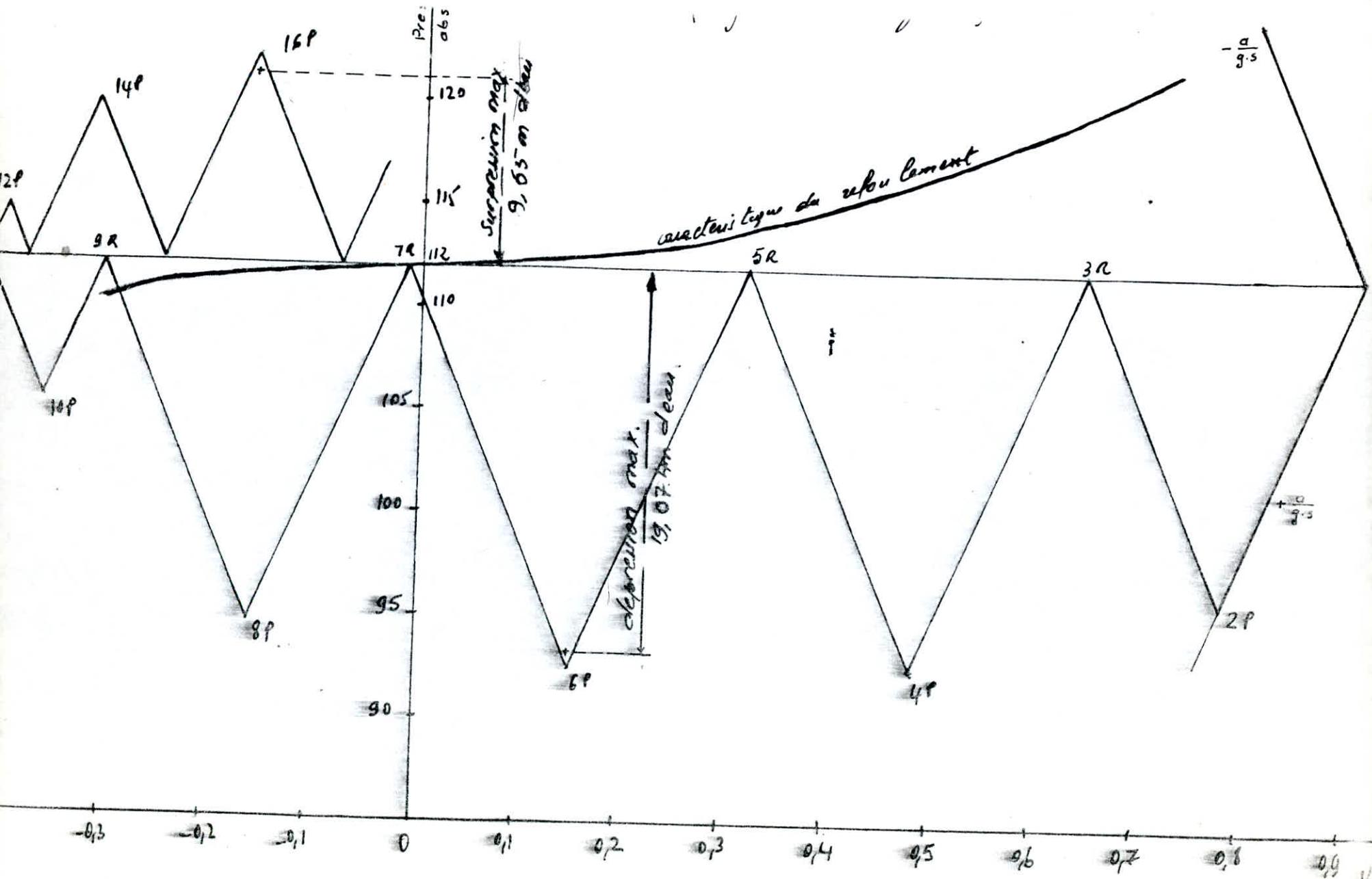
$$q = V.S = 0,05.0,0491 = 0,002453$$

$$1\text{ cm} \longrightarrow 0,002453$$

1 m<sup>3</sup>/s sera représenté par 407,66 cm

-Pente de la droite:

$$\text{tg } \alpha = \frac{961,32}{407,66} = 2,357$$



Echelle Horizontale 1cm  $\rightarrow$  0,05 m/s  
 Verticale 1cm  $\rightarrow$  2,5 m

$\alpha = 67^\circ$

## PROTECTION CONTRE LA CORROSION

### 2.1 - Définition

La corrosion est caractérisé par une attaque du métal, due à des phénomènes de réactions chimiques ou électro-chimique qui se produit à la surface de séparation métal-milieu ambiant. La corrosion conduit à la destruction rapide des conduites par perforation ou par formation de couches de rouille croûteuses.

#### \* Corrosion externe;

Elle est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent avec:

- des installations électriques
- la nature du sol

#### \* Corrosion interne;

Elle est caractérisé par une attaque du métal due à l'eau chargée. L'acier non protégé, au contact de l'eau, se trouve normalement corrodé.

L'étendue de cette corrosion dépend de certain nombre de facteurs notamment:

- le p.H
- la teneur en oxygène dissous dans l'eau
- la vitesse de circulation de l'eau

### 2.2 - Remède contre la corrosion

#### 2.2.1 - Protection extérieures:

Le revêtement le plus utilisé pour la protection extérieure des conduites enterrées est le revêtement "C" qui se compose:

- d'une couche primaire d'accrochage souvent en Carbolac
- d'une couche d'email bitumeux dérivé de la houille
- d'un voile de verre noyé dans la couche d'email et qui en constitue l'armature interne.

La corrosion conduit à la destruction rapide des conduites par perforation ou par formation de couches de rouille croûteuses. L'épaisseur totale du revêtement doit être au minimum de 3 mm. Un revêtement en bandes plastiques peut remplacer le revêtement précédent.

#### 2.2.2 - Protection par métallisation

Souvent, les tuyaux reçoivent un badigeonnage au lait de chaux sur le revêtement "C". Pour des chantiers importants, le revêtement extérieur peut être effectué directement sur chantier.

- la nature du sol

#### 2.2.3 - Protection intérieure

La protection à réaliser doit être liée aux caractéristiques chimiques de l'eau transportée. Elle se trouve normalement

Divers modes de revêtements sont mis en oeuvre.

L'étendue de cette corrosion dépend de certain nombre de facteurs notamment:

- le p.H
- la teneur en oxygène dissous dans l'eau
- la vitesse de circulation de l'eau

Un revêtement en mortier de ciment de laitier de haut four-  
neau peut être exécuté à l'intérieur des tuyaux par centrifuga-  
tion. Parmi les autres revêtements, on peut citer, la métallisation,  
les matières plastiques, etc...

#### 2.2.4 - Protection cathodique

Le fer, comme d'autres métaux, peut, sous certaines influences  
ceder ces électrons, en donnant des ions  $Fe^{++}$  ou  $Fe^{+++}$  que l'on  
rencontre le plus fréquemment dans les produits de la corrosion.  
oxydation: (perte d'électrons)



Notre but est de s'opposer à toute perte d'électrons, c'est à dire  
le but de la protection cathodique.

##### a )- Protection par soutirage du courant:

Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier est de  
diriger sur le métal un courant électrique, pour cela, on relie  
la conduite à protéger à un pôle négatif d'une source de courant  
continu, le pôle positif et la source seront reliés à une masse  
métallique jouant le rôle d'anode (Fig a).

##### b )- Protection par anode réactive:

Elle consiste à relier de place en place la conduite à une  
plaque de métal très électro-négative de façon à former des piles  
où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.  
Ces anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 Kg que l'on  
enfouit dans le sol à 3 m de la conduite environ (Fig b).

Un revêtement en mortier de ciment de laitier de haut four-  
neau peut être exécuté à l'intérieur des tuyaux par centrifuga-  
tion. Parmi les autres revêtements, on peut citer, la métallisation,  
les matières plastiques, etc...

#### 2.2.4 - Protection cathodique

Le fer, comme d'autres métaux, peut, sous certaines influences  
ceder ces électrons, en donnant des ions  $Fe^{++}$  ou  $Fe^{+++}$  que l'on  
rencontre le plus fréquemment dans les produits de la corrosion.  
oxydation: (perte d'électrons)



Notre but est de s'opposer à toute perte d'électrons, c'est à dire  
le but de la protection cathodique.

##### a )- Protection par soutirage du courant:

Le moyen de provoquer la chute de potentiel de l'acier est de  
diriger sur le métal un courant électrique, pour cela, on relie  
la conduite à protéger à un pôle négatif d'une source de courant  
continu, le pôle positif et la source seront reliés à une masse  
métallique jouant le rôle d'anode (Fig a).

##### b )- Protection par anodes réactives:

Elle consiste à relier de place en place la conduite à une  
plaque de métal très électro-négative de façon à former des piles  
où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.  
Ces anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 Kg que l'on  
enfouit dans le sol à 3 m de la conduite environ (Fig b).

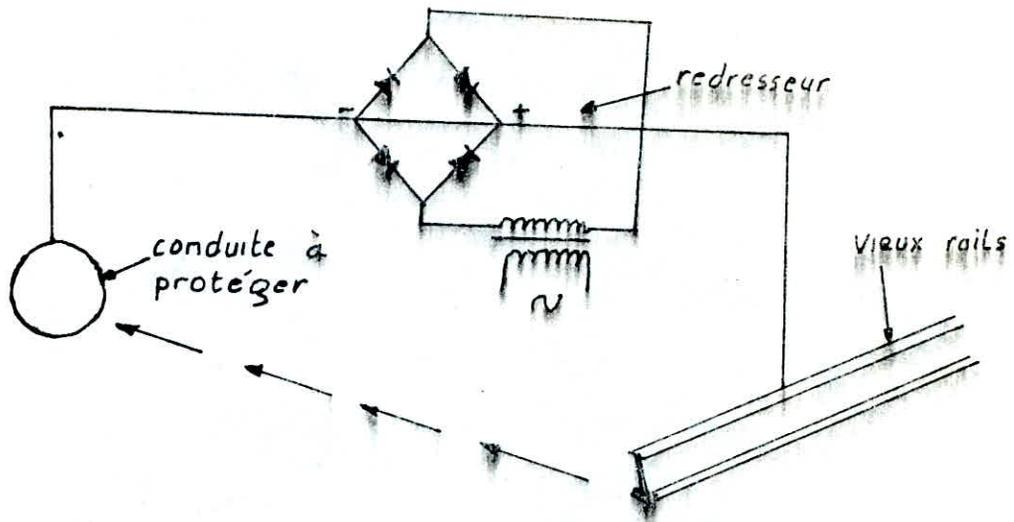


Fig a - Schema de protection par soutirage de courant.

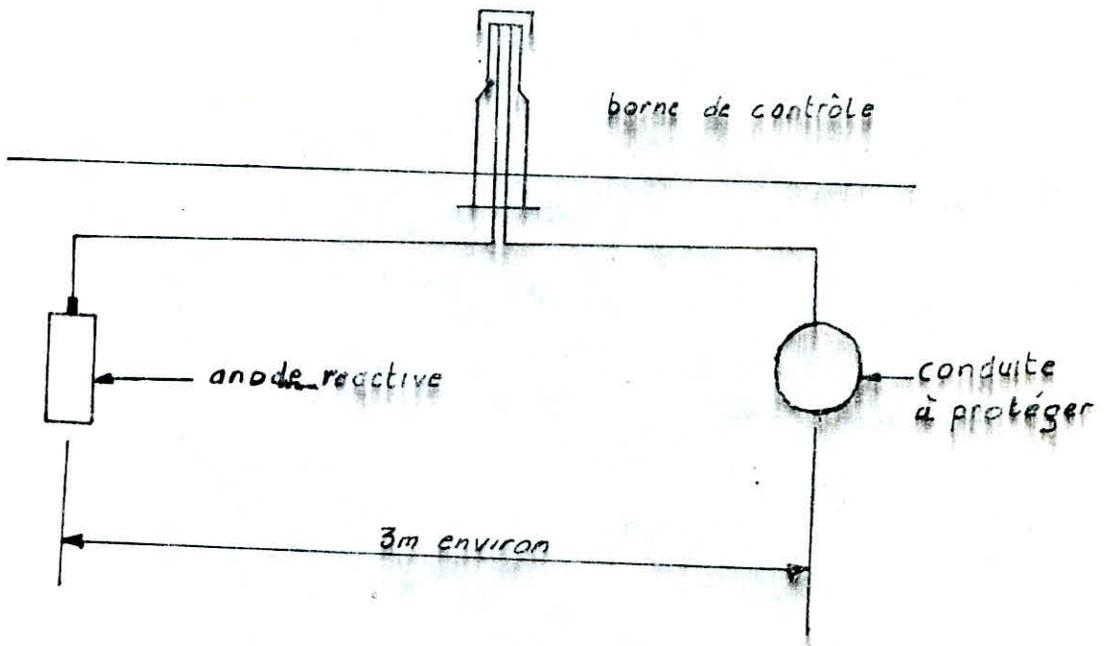


Fig b - Schema de protection par anode reactive

## CHAPITRE VIII

### POSE DES CONDUITES

#### 1 - CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES

La réalisation du transport d'eau, dans notre projet, nous a mener à opter pour l'emploi des conduites en acier.

Les points de vue de ce choix ont été les suivants:

- Dans notre pays, les plus importantes conduites d'adduction (eau, Gaz) sont en acier
- Ces conduites sont disponible sur le marché national
- à part leurs prix abordables la souplesse de la pose est de même avantageuse.

Il est bien évident que leur entretien et leurs protections demandent des soins plus accentués.

#### 2 - EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION

##### 2.1 - Les Joints

Pour les raccords, nous avons opter pour les joints à manchon. Ce type de joint a été choisi pour sa disponibilité, pour la facilité dans le montage et la garantie d'étanchéité. On couvre le joint par un manchon puis on coule du plomb dans l'espace annulaire entre le tuyau et le manchon.

##### 2.2 - Robinet-vanne

Ils permettent l'isolement des divers tronçons de la canalisation. On les dispose à chaque noeud du reseau et sur le parcours d'une longue conduite

##### 2.3 - Ventouses

Elles seront placées sur les points les plus hauts. Leur rôle est d'évacuer l'air qui peut se concentrer et causer des dégats au reseau.

##### 2.4 - Les Tés

On envisage un Te à chaque ramification à trois conduites. Pour des diamètres différents, on prévoit des cônes de réduction pour pouvoir placer les TEs.

##### 2.5 - Reducteurs de pression

On les place sur les tronçons où les pressions sont élevées pour éviter les risques de rupture due à la surpression.

#### 2 - EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION

##### 2.1 - Les Joints

Pour les raccords, nous avons opter pour les joints à manchon. Ce type de joint a été choisi pour sa disponibilité, pour la facilité dans le montage et la garantie d'étanchéité. On couvre le joint par un manchon puis on coule du plomb dans l'espace annulaire entre le tuyau et le manchon.

##### 2.2 - Robinet-vanne

Ils permettent l'isolement des divers tronçons de la canalisation.

### 3 - LA POSE DES CONDUITES

La pose des conduites en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent travailler sans se gêner.

La largeur de la tranchée peut être donnée par :

$$B = D + 2 \cdot 0,30$$

B : largeur de la conduite

D : diamètre de la conduite

#### 3.1 - Profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est fonction du diamètre de la conduite. Elle est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante, elle atténue les sollicitations des charges mobiles.

#### 3.2 - Fond de la tranchée

On recouvre le fond de la tranchée d'un lit de pose de 0,15 à 0,20 m bien niveler et bien pilonner.

— o o o —

### 3 - LA POSE DES CONDUITES

La pose des conduites en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent travailler sans se gêner.

La largeur de la tranchée peut être donnée par :

$$B = D + 2 \cdot 0,30$$

B : largeur de la conduite

D : diamètre de la conduite

#### 3.1 - Profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est fonction du diamètre de la conduite. Elle est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante, elle atténue les sollicitations des charges mobiles.

#### 3.2 - Fond de la tranchée

On recouvre le fond de la tranchée d'un lit de pose de 0,15 à 0,20 m bien niveler et bien pilonner.

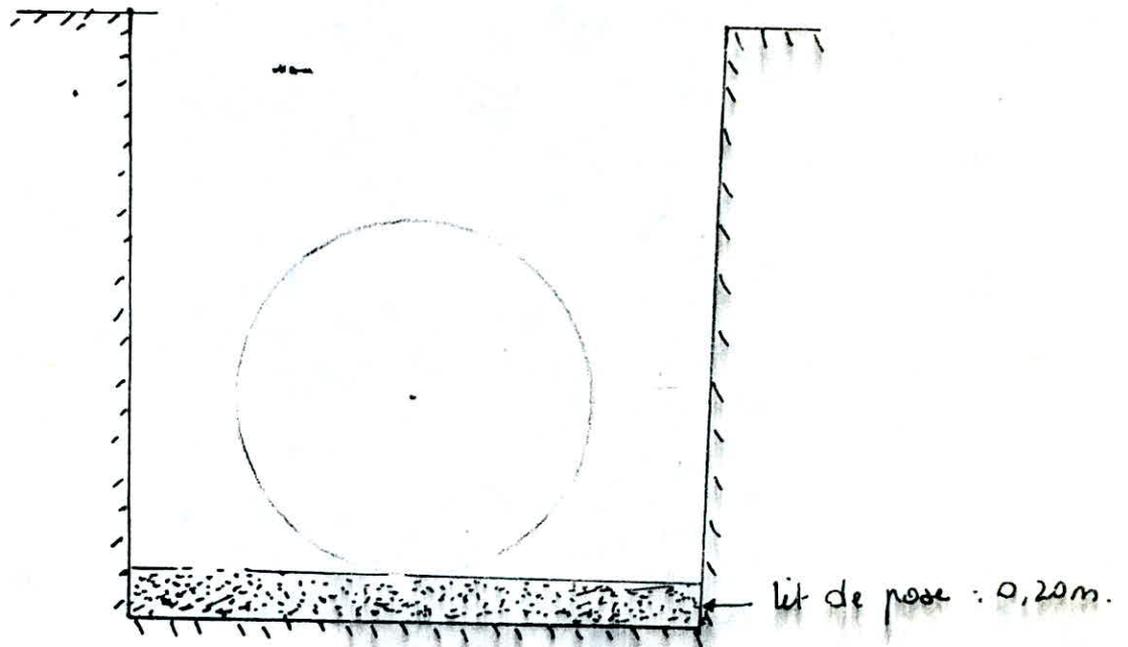
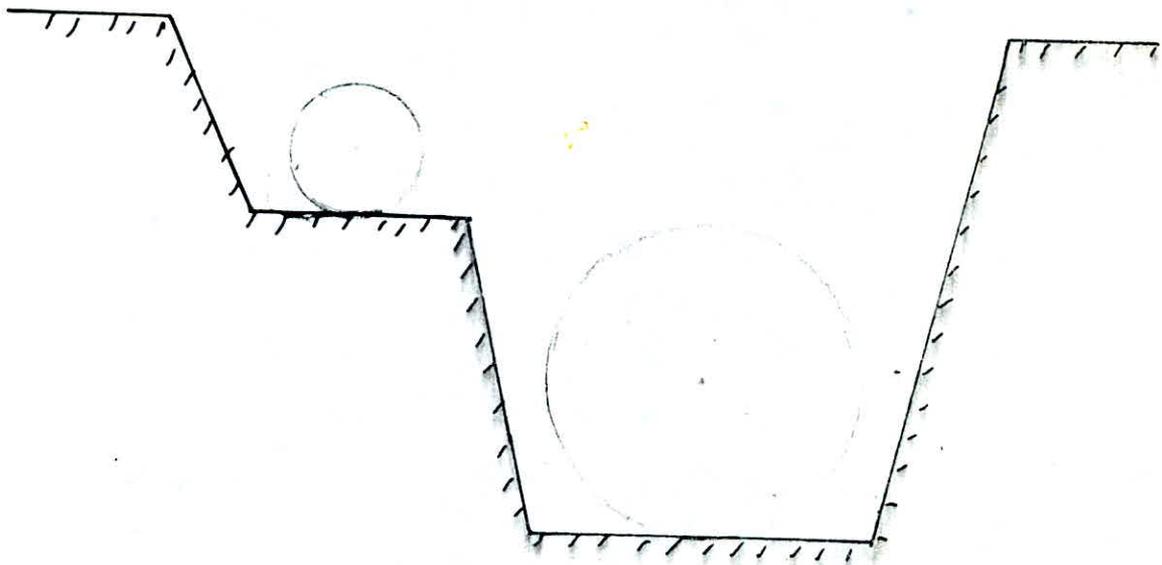


Fig 2 : conduite dans une tranchée



Pose d'une conduite d'air à proximité d'une conduite des eaux usées

## ASSAINISSEMENT

### I) INTRODUCTION

L'assainissement d'une agglomération a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique.

La ville de SAOULA est équipée d'un ancien réseau d'assainissement qui verse directement dans l'oued EL KARMA la plupart des maisons sont équipées des fosses septiques.

Dans notre étude, les eaux à évacuer sont donc de 2 types:

- Eaux de ruissellement
- Eaux usées d'origines domestiques

### II) CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION

La ville sera assainie par un système unitaire où toutes les eaux sont recueillies dans un réseau unique de collecte. Vu la topographie de la région, nous avons eu recours à l'installation de 2 collecteurs principaux.

### III) ETUDE DES DEBITS A EVACUER:

Les quantités d'eau à évacuer conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout.

Les ouvrages seront calculés pour pouvoir transiter les débits d'eaux pluviales, il sera pas tenu compte des débits des eaux usées qui sont négligeables par rapport aux premiers.

L'évacuation des débits pluviaux provenant d'un bassin versant urbanisé sera faite à partir de la méthode dite rationnelle.

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

**I**: intensité de ruissellement l/s/ha

**A**: aire du bassin d'apport (Ha)

**C**: coefficient de ruissellement

L'intensité de ruissellement est donnée par l'URBAB:

$$I = 175 \text{ l/s/ha pour une durée } t = 15 \text{ mn}$$

Le coefficient de ruissellement C d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

Les aires drainées sont décomposées en aire partielles (toitures, chaussées,...) auxquelles sont appliqués des coefficients.

On peut toutefois utiliser la méthode sans avoir recours à la décomposition en aires partielles, en utilisant seulement les coefficients moyens suivants:

habitations très denses:	-----0,9
" denses :	-----0,6 - 0,7
" moins denses:	-----0,4 - 0,5
quartiers résidentiels :	-----0,2 - 0,3
zones industrielles :	-----0,2 - 0,3
jardins, prairies :	-----0,05 - 0,2

Le coefficient de ruissellement C d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

Les aires drainées sont décomposées en aire partielles (toitures, chaussées,...) auxquelles sont appliqués des coefficients.

On peut toutefois utiliser la méthode sans avoir recours à la décomposition en aires partielles, en utilisant seulement les coefficients moyens suivants:

habitations très denses:	-----0,9
" denses :	-----0,6 - 0,7
" moins denses:	-----0,4 - 0,5
quartiers résidentiels :	-----0,2 - 0,3
zones industrielles :	-----0,2 - 0,3
jardins, prairies :	-----0,05 - 0,2

## Calcul des Surfaces

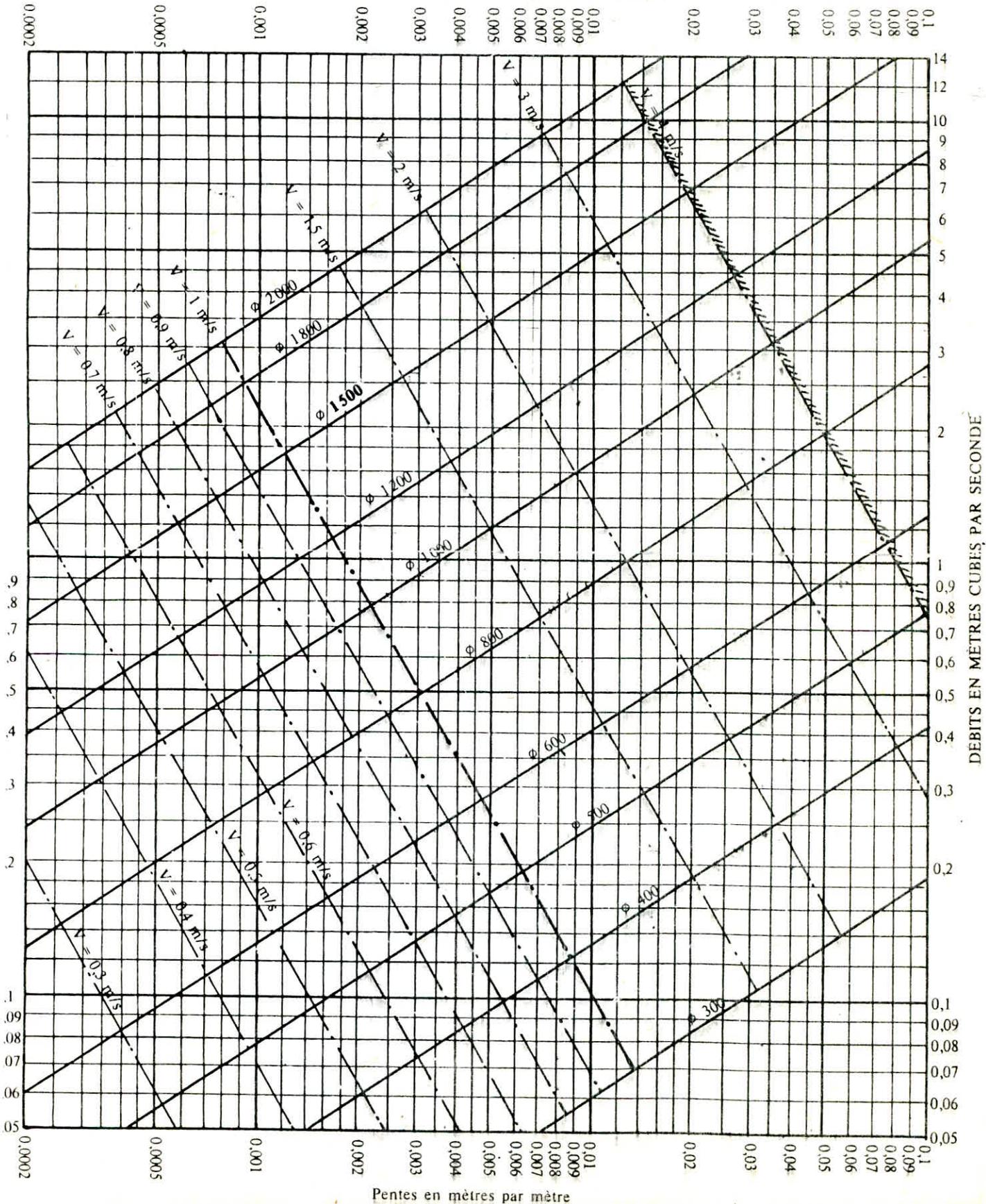
TRONÇONS	Longueurs (m)	Designation du Bassin	Surfaces (Ha)			Surfaces restantes
			bassin	Toits	routes	
1-2	170	A	3,91	1,62	0,312	1,978
2-3	146	B	3,20	1,75	0,552	0,898
3-4	104	C	2,43	0,95	0,400	1,080
4-5	94	D	3,06	1,48	0,384	1,196
5-6	56	E	6,02	2,56	0,528	2,932
6-7	110	F	5,41	2,80	0,660	1,950
7-8	146	G	2,25	1,02	0,432	0,798
8-9	100	H	2,47	0,73	0,456	1,284
1'-2'	60	A'	0,84	0,32	0,072	0,448
2'-3'	80	B'	0,94	0,35	0,096	0,494
3'-4'	40	C'	0,51	0,21	0,048	0,252
4'-5'	20	D'	0,83	0,07	0,024	0,736

## V) PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

- Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau sont dressés sur tableau.
- Les colonnes de 1 à 18 représentent les éléments de base
- La colonne 24 indique la pente qui est égale à la différence des côtes amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.
- La colonne 25:  
ayant le débit de pointe et la pente, à l'aide de l'abaque, nous déterminons le diamètre normalisé correspondant, en mm.
- Colonnes 26 et 27:  
ayant la pente et en projetant cette valeur sur celle du diamètre de la canalisation, nous déterminerons alors la valeur du débit en pleine section  $Q_{ps}$  et la valeur de la vitesse en pleine section  $V_{ps}$ .
- Colonne 28:  
elle correspond au rapport du débit de pointe et celui du débit de pleine section.
- Colonnes 29 et 30:  
après avoir déterminé le rapport des débits, nous pouvons alors lire directement sur l'abaque pour ouvrage circulaire, le rapport des vitesses et le rapport de hauteur de remplissage  $h/D$ .
- Colonne 31:  
elle représente la hauteur dans la section qui égale au rapport de la hauteur de remplissage multiplié par le diamètre  $D$ .
- Colonne 32:  
elle représente la vitesse d'eau pour le débit  $Q$   
elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport des vitesses.
- Colonne 33:  
elle exprime la vitesse de l'eau pour 1/10 du débit à pleine section; c'est à dire, la vitesse d'auto-curage.  
elle est égale au produit de la vitesse à pleine section par 0,6.
- Colonne 24:  
ayant la différence des côtes amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.
- Colonne 25:  
ayant le débit de pointe et la pente, à l'aide de l'abaque, nous déterminons le diamètre normalisé correspondant, en mm.
- Colonnes 26 et 27:  
ayant la pente et en projetant cette valeur sur celle

ANNEXE VII

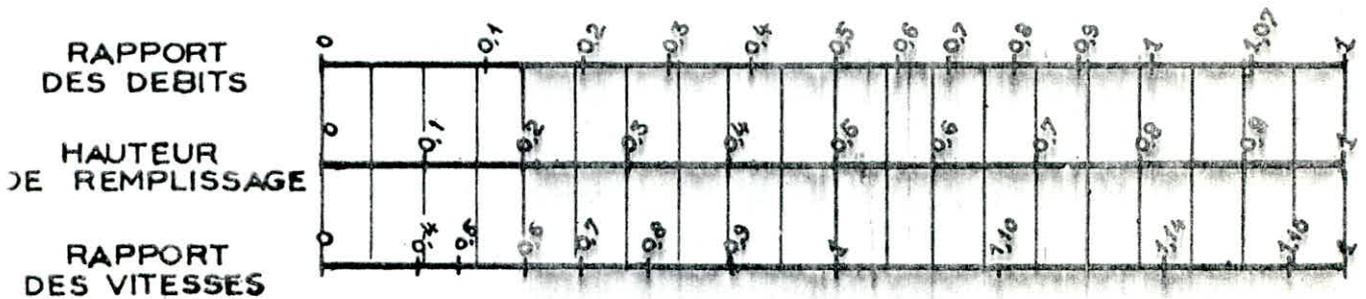
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



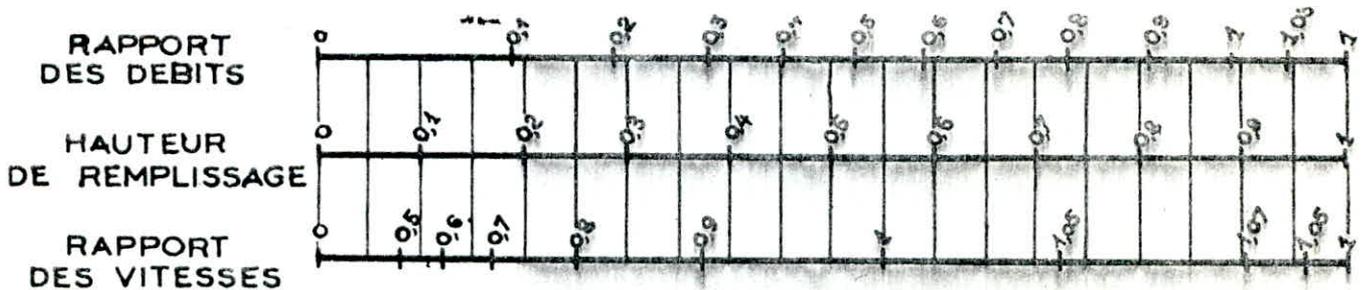
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE  
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

## V) - POSE DES CONDUITES

### 1 - Choix du materiau

Outre les conditions financières (coût, transport, ...), le choix des canalisations est conditionné par les critères suivants:

- bonne étanchéité
- résistance aux actions chimiques du sol et des eaux transportées
- résistance aux actions mécaniques dues aux charges extérieures

Dans notre projet nous avons préféré utiliser les tuyaux cylindriques en béton armé qui sont les plus utilisés dans notre pays et qui sont réalisés pour des diamètres allant jusqu'à 3 000 mm.

### 2 - Joints

Nous préconisons des joints en caoutchouc qui sont étanches aux eaux extérieures et intérieures. La mise à joint s'effectue par emboîtement de l'about mâle dans le collet ce qui entraîne la compression de l'anneau en caoutchouc.

### 3 - Emplacement

Les canalisations seront disposées à un niveau plus bas que celui des canalisations d'A.E.P, elle sont placées à une profondeur de 1,5m sauf exception.

Le cas où la pente doit satisfaire aux conditions, on doit varier la profondeur de la tranchée pour demeurer dans les limites des vitesses, cela sans dépasser la profondeur de 3m. Les conduites doivent être posées à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont.

Le calage doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées, l'usage des pierres étant proscrit.

### 4 - Ouvrages du reseau

Pour assurer un bon entretien du reseau, on prévoit les équipements suivants:

#### - a) Bouches d'égout:

Les bouches d'égout servent à l'introduction, dans un égout, des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont établies aux points bas des caniveaux correspondant aux jonctions des rues.

Il est parfois nécessaire d'établir une ou plusieurs bouches d'égout intermédiaires.

#### - b) Regard de visite:

Il sont placés à chaque 50 m et à tout les points de jonction ou de changement de direction.

#### - c) Deversoir d'orage:

sa mise en place permet en cas d'orage le rejet direct par surverse du débit supplémentaire dans le milieu naturel.

### 5 - Aménagement

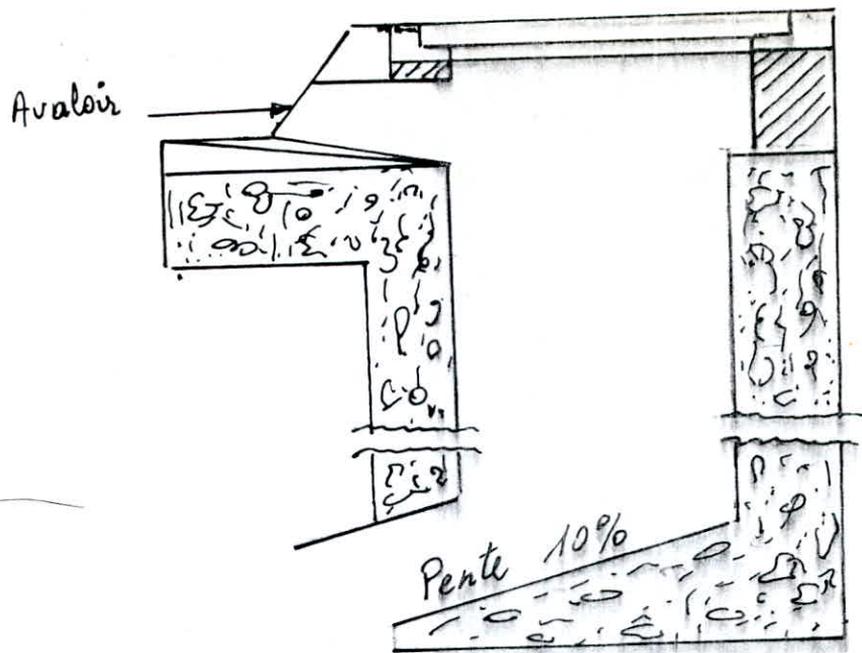


fig a Bouche d'égout sans decantation

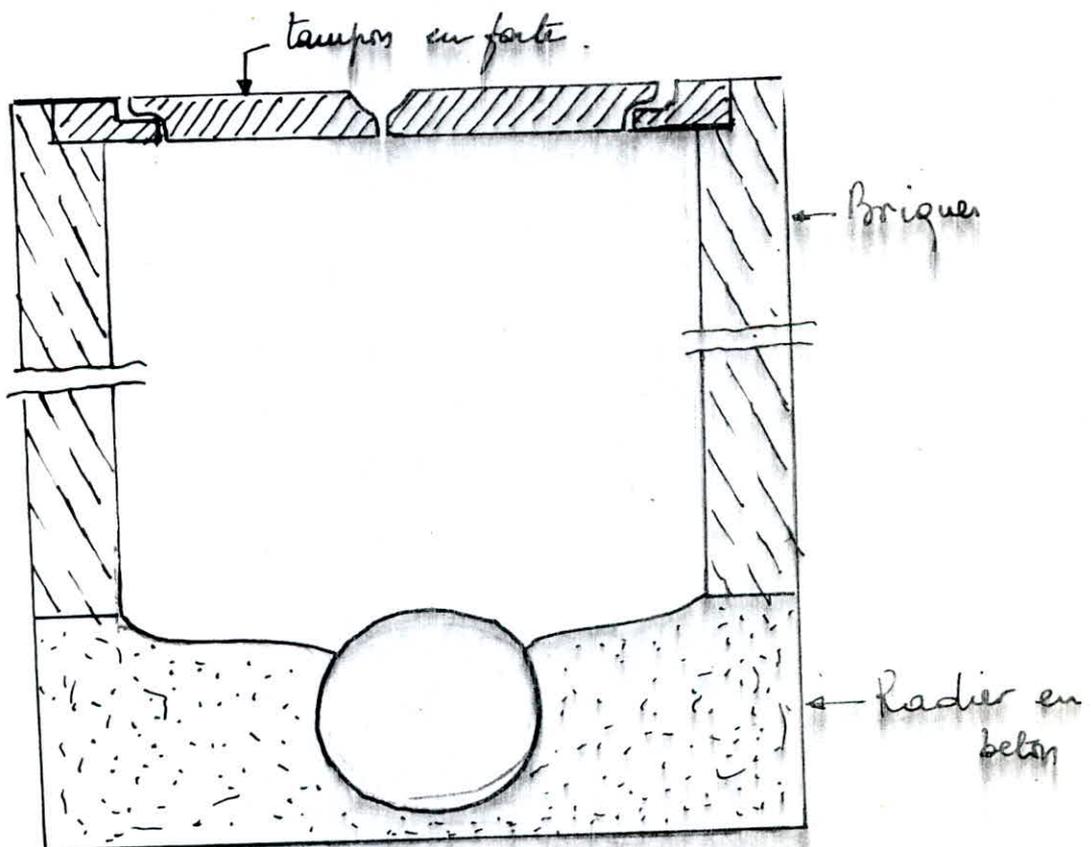


fig. b Regards de voirie

Il est à noter que dans le cadre de l'assainissement du grand Alger, l'étude qui a été faite (la commune de SAOULA est incluse) prévoit en effet que les eaux provenant des collecteurs 1 - 0 - 0 et 2 - 0 - 0 seront évacuées dans le collecteur de BABA-ALI ce dernier aboutira à la station d'épuration d'EL-HAR-RACH-BARAKI.

oOo

Il est à noter que dans le cadre de l'assainissement du grand Alger, l'étude qui a été faite (la commune de SAOULA est incluse) prévoit en effet que les eaux provenant des collecteurs 1 - 0 - 0 et 2 - 0 - 0 seront évacuées dans le collecteur de BABA-ALI ce dernier aboutira à la station d'épuration d'EL-HAR-RACH-BARAKI.

oOo

## BIBLIOGRAPHIE:

- HYDRAULIQUE URBAINE A. DUPONT (Tome I et II)
- DISTRIBUTION des EAUX - (GOMELLA ET GUEREE)
- HYDRAULIQUE URBAINE - (A. BONNIN)
- HYDRAULIQUE GENERALE - (CARLIER)
- 6 Théorie de la longueur FLUIDO-DYNAMIQUE - (G.LAPRAY)
- COURS d'ASSAINISSEMENT "LA COLLECTE"  
(GOMELLA et GUEREE)
- AIDE MEMOIRE d'HYDRAULIQUE
- Catalogues des Pompes

— oOo —

## BIBLIOGRAPHIE:

- HYDRAULIQUE URBAINE A. DUPONT (Tome I et II)
- DISTRIBUTION des EAUX - (GOMELLA ET GUEREE)
- HYDRAULIQUE URBAINE - (A. BONNIN)
- HYDRAULIQUE GENERALE - (CARLIER)
- 6 Théorie de la longueur FLUIDO-DYNAMIQUE - (G.LAPRAY)
- COURS d'ASSAINISSEMENT "LA COLLECTE"  
(GOMELLA et GUEREE)
- AIDE MEMOIRE d'HYDRAULIQUE
- Catalogues des Pompes

