

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

26/84

1 ea

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

### PROJET DE FIN D'ETUDES

#### SUJET

*Rénovation du Réseau D'alimentation  
en eau potable de la Commune de  
Sidi-Rached (W.de BLIDA)*

Proposé par :  
D.H.W. de BLIDA

Etudié par :  
A. KAROUI

Dirigé par :  
Mr A. A. AKHOUNDOV



PROMOTION : Juin 1984



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

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

«O»

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

«O»

**Département : Hydraulique**

# **PROJET DE FIN D'ETUDES**

## **SUJET**

*Rénovation du réseau d'alimentation  
en eau potable de la commune  
de Sidi-Rached (W. de BLIDA)*

Proposé par :

D. H. W. de BLIDA

Étudié par :

A. KAROU I

Dirigé par :

Mr A. A. AKHOUNDOV

Promotion - Juin 1984





DEDICACES

Je dédie ce modeste ouvrage à :

- La mémoire de mon cher frère Ali
  - Mon père et ma mère qui ont trop attendu  
pour me voir réussir
  - Mon frère Mohamed et mes soeurs
  - Mon neveu Yassine
  
  - Tous mes vrais amis
-

# R E M E R C I E M E N T S

---

Je tiens à remercier :

- Tous les Professeurs et Responsables ayant contribué à ma formation.
  
  - Mon Promoteur Monsieur AKHOUNDOV pour les conseils qu'il m'a prodigués durant l'élaboration du présent projet de fin d'études.
  
  - Mr le Directeur technique de la D. H. W. de Blida pour l'aide qu'il m'a accordé envers le sujet du présent projet.
-

## S O M M A I R E

### CHAPITRE I : GENERALITE

1. INTRODUCTION.....	1
2. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	1
3. CLIMATOLOGIE.....	1
4. SITUATION ACTUELLE DU RESEAU.....	2
5. OBJET DE L'ETUDE.....	2

### CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

1. DEMOGRAPHIE .....	3
1.1. Population actuelle.....	3
1.2. Evaluation de la population future.....	3
2. BESOINS ACTUELS EN EAU.....	5
2.1. Besoins domestiques.....	5
2.2. Besoins scolaires.....	5
2.3. Besoins sanitaires.....	5
2.4. Besoins municipaux.....	6
2.5. Besoins divers.....	6
2.6. Tableau récapitulatif des besoins actuels .....	7
3. BESOINS FUTURS EN EAU.....	8
3.1. Besoins domestiques.....	8
3.2. Besoins scolaires.....	9
3.3. Besoins sanitaires.....	9
3.4. Besoins divers .....	10
3.5. Tableau général des consommations.....	10
3.5.1. Conclusion.....	10

4. ETUDE DE LA VARIATION DU DEBIT.....	11
5. VARIATION DE LA CONSOMMATION.....	12
6. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES.....	13
6.1. Caractéristiques du forage F.....	13

CHAPITRE III : RESERVOIRS

1. UTILITE DU RESERVOIR.....	14
2. RESERVOIR EXISTANT.....	14
3. CAPACITE DU RESERVOIR PROJETE.....	14
4. CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR.....	15
4.1. Méthode de calcul.....	15
5. DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU RESERVOIR.....	18
6. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR.....	18
6.1. Equipement du réservoir.....	21

CHAPITRE IV : DISTRIBUTION

1. CONDUITE D'AMENEE.....	24
1.1. Présentation.....	24
1.2. Calcul du diamètre de la conduite.....	24
2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE.....	25
2.1. Méthode de la longueur fluidodynamique .....	25
2.2. Vérification pour la méthode classique.....	28
2.3. Calcul de la pression au sol du point de jonction (A).....	32

3. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	33
3.1. Conception générale du réseau.....	33
3.2. Débit de soutirage.....	33
3.3. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS.....	36
3.4. Pertes de charge dans le réseau.....	37
3.5. Débit correctif ( $q$ ).....	37
3.6. Application de la méthode de HARDY-CROSS aux calculs du réseau maillé .....	39
3.7. Calcul des pressions au sol.....	40
3.8. Accessoires du réseau .....	48

## CHAPITRE V : ADDUCTION

1. CALCUL TECHNO-ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT.....	49
1.1. Introduction.....	49
1.2. Etude technique.....	49
1.3. Etude économique .....	49
1.4. Détermination de la hauteur géométrique de refoulement .....	50
1.5. Détermination du diamètre économique.....	50
1.6. Pertes de charge.....	51
1.7. Détermination de la hauteur manométrique (H.m.t).....	54
1.8. Détermination de la puissance.....	54
1.9. Amortissement annuel.....	55
2. CALCULS NUMERIQUES.....	55
3. CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT.....	60

## CHAPITRE VI : INSTALLATION DE POMPAGE

1. CHOIX DU GROUPE DE POMPES.....	63
1.1. Caractéristiques du groupe.....	63



2. POINT DE FONCTIONNEMENT.....	63
2.1. 1ère variante .....	64
2.2. 2ème variante.....	64
2.3. 3ème variante.....	64
2.4. Conclusion.....	67

## CHAPITRE VII PROTECTION DES CONDUITES

A. PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER .....	69
A.1. PHENOMENE DU COUP DE BELIER.....	69
A.1.1. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	69
A.1.2. Fonctionnement du réservoir d'air.....	70
A.2. ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT.....	70
A.2.1. Principe de calcul .....	70
A.2.2. Calcul simplifié d'un réservoir d'air (Abaque de A. VIBERT) .....	72
A.2.3. Vérification de la pression à l'origine de refoulement .....	74
A.3. ETUDE DU COUP DE BELIER PAR LES EPURES DE BERGERON .....	75
A.3.1. Arrêt brusque de la pompe .....	75
A.3.2. Principe de calcul du réservoir d'air.....	76
A.3.2.1. Pression dans le réservoir.....	76
A.3.2.2. Pertes de charge au niveau de la tuyère.....	77
A.3.2.3. Volume d'air dans le réservoir.....	80
A.3. Conclusion.....	83

B. PROTECTION CONTRE LA CORROSION.....	86
B.1. CORROSION EXTERNE.....	86
B.1.1. Définition.....	86
B.1.2. Phénomène de la corrosion.....	86
B.2. PRINCIPAUX FACTEURS DE CORROSION.....	86
B.2.1. Piles constituées de métaux différents.....	86
B.3. PROTECTION CATHODIQUE.....	87
B.3.1. Protection cathodique par anode réactive.....	87
B.4. PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT.....	89
B.5. PROTECTION INTERNE DES CONDUITE.....	89

CHAPITRE VIII : POSE DES CONDUITES

1. POSE EN TERRE.....	91
1.1. Désinfection des conduite .....	93

## SOMMAIRE DES TABLEAUX ET ABAQUES

<u>T A B L E A U X</u>	Pages
-- Calcul du volume du réservoir .....	17
-- Calcul des débits soutirés.....	35
-- Calcul du réseau (1ère approximation).....	42
-- Calcul du réseau (2ème approximation).....	43
-- Calcul du réseau (3ème approximation).....	44
-- Calcul du réseau (4ème approximation).....	45
-- Calcul des pressions au sol.....	47
-- Bordereau des pris des conduites en acier.....	58
-- Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	62
-- Calcul du réservoir d'air .....	85

## A B A Q U E S

-- Diagramme de MOODY.....	27
-- Détermination de la Longueur Fluidodynamique en fonction de $Q / \sqrt{J}$ et de $\frac{\epsilon}{D}$ de NIKURADZE.....	29
-- Calcul simplifié des réservoirs d'air (de M. VIBERT).....	73
-- Coefficient de P. d. c. dans une tuyère.....	79

## SOMMAIRE DES PLANCHES ET FIGURES

<u>P L A N C H E S</u>	Pages
- Répartition définitive des débits .....	46
- Choix de pompe.....	68
- Calcul d'un réservoir d'air (épuration de BERGERON) Arrêt de pompe.....	84

### F I G U R E S

- Réservoir circulaire semi-enterré.....	20
- Equipement du réservoir.....	23
- Conduite d'amenée.....	31
- Schéma d'adduction (Forage - réservoir).....	51
- Schéma d'un réservoir d'air.....	81
- Schéma de protection contre la corrosion.....	90
- Schéma de pose des conduites.....	92

N.B.: Les planches et profils à grands échelles sont en annexe :

- Calcul du réseau maillé
- Equipements hydrauliques du réseau de distribution
- Profil d'adduction



KAROU I A.

Dirigé par : M. A K H O U D O V A.A.

R E S U M E .

Les besoins en eau potable ne sont pas satisfaisants pour la population de SIDI-RACHED (W. de BLIDA).

La rénovation du réseau d'alimentation, à partir d'un nouveau forage (20 l/s), proposée par la Direction d'Hydraulique est l'objet de notre projet de fin d'études. Ce projet comprendra donc:

- le dimensionnement d'un nouveau réservoir suivant les besoins à satisfaire,
- le dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution (environ 27ha), compte tenu de l'extension de l'agglomération.

S U M M A R Y .

The drinking water requirement are not satisfying for the SIDI-RACHED population ( W of BLIDA).

The hydraulic direction has proposed to renove the alimentation net work from a new drilling (20 l/s), which make the sujet of ours End studies project. Thus, the project shall contain:

- The dimension of a new reservoir according which satisfy our requi-  
rement,
- The dimension of new network of distribution (about 27 ha); taking  
care of the agglomeration's extension.

ملخص .

ان الاحتياجات الماء الصالحة للشرب غير كافية لسكان سدي راشد (ولاية الملية) تجدد شبكة توزيع المياه من طرف مديرية الري (20 لتر / الثانية، اقترح من طرف مديرية الري وهذا هو هدف مشروعنا :

- تجديد خزان جديد على حسب احتياجات

السكان

- تجديد شبكة جديدة لتوزيع المياه



## CHAPITRE I : GENERALITES

### 1. INTRODUCTION

Etant donné l'accroissement de la population de la commune de SIDI-RACHED, il s'avère que les ressources actuelles en eau potable ne sont pas satisfaisantes pour les besoins domestiques et particuliers.

Pour répondre à la demande de cette population, la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de BLIDA nous a proposé l'étude de la rénovation du réseau d'alimentation à partir d'un nouveau forage.

### 2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

S'étend sur une superficie d'environ 27 ha, le centre de SIDI-RACHED faisait parti de la Commune de TIPAZA dans la Wilaya de BLIDA. Il est situé sur le flanc d'un coteau dont l'altitude s'échelonne entre 50 et 200 mètres, en bordure du chemin de Wilaya N° 7 ALGER - TIPAZA.

### 3. CLIMATOLOGIE

Vu sa position géographique, la Commune de SIDI-RACHED bénéficie d'un climat sublittoral; doux et humide en hiver, chaud et sec en été.

Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 800mm; l'amplitude thermique atteint parfois 16°C.

Les vents dominants sont généralement faibles ou modérés ayant respectivement des directions Ouest et Nord-Est.

### 4. SITUATION ACTUELLE DU RESEAU

Actuellement, le réseau d'alimentation comprend:

- Un réservoir d'environ 400 m<sup>3</sup>, situé à un Km du centre de l'agglomération et alimenté par un forage de 75 m de profondeur.

Le débit de la pompe de ce forage est de 36 m<sup>3</sup>/H, soit 10l/s.

La durée de fonctionnement de la pompe est de 10H, en raison de la présence dans l'eau de dépôts sablonneux importants.

## 5. OBJET DE L'ETUDE

Vu que le forage existant est pratiquement défaillant (entraînement de sable essentiellement); notre étude sera décrite comme suit:

-- Dimensionnement d'un nouveau réservoir suivant la demande en eau de l'agglomération. L'alimentation de ce réservoir se fera par une adduction à partir du nouveau forage F.

-- Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution, compte tenu de l'extension de l'agglomération.

Les caractéristiques du nouveau forage F ainsi que le type du réseau de distribution à adopter seront respectivement mentionnées aux chapitres II et IV.

## CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

### 1. DEMOGRAPHIE

#### 1.1. Population actuelle

D'après le recensement effectué à la fin de l'année 1983 pour la commune de SIDI-RACHED, la population actuelle est de l'ordre de 3000 habitants. Un centre de rénovation agraire récemment construit est composé de 17 logements, soit 100 habitants supplémentaires environ, à raison de 6 personnes par logement. Donc la population totale actuelle sera évaluée à :

$$3000 + 100 = 3100 \text{ habitants.}$$

#### 1.2. Evaluation de la population future

L'estimation de la population future pour l'horizon 2004 sera donnée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_f = P_o (1 + t)^n \quad \text{où :}$$

$P_f$  : Population future (en 2004)

$P_o$  : Population actuelle (3100 hab.)

$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons (1983 - 2004)

$t$  : Taux d'accroissement de la population. Ce taux est de l'ordre de 2,91 % pour la Commune de SIDI-RACHED (donné par la D.H.W de BLIDA).

En connaissant donc la population actuelle de la Commune, on peut estimer cette dernière pour les horizons 1986, 1990, 1995 et 2004.

## Application numérique

- Population pour 1986 :

$$P_{1986} = 3100 (1 + 0,0291)^3 = 3379 \text{ hab.}$$

- Population pour 1990 :

$$P_{1990} = 3379 (1 + 0,0291)^4 = 3790 \text{ hab.}$$

- Population pour 1995 :

$$P_{1995} = 3790 (1 + 0,0291)^5 = 4374 \text{ hab.}$$

- Population pour l'an 2004 :

$$P_{2004} = 4374 (1 + 0,0291)^9 = 5662 \text{ hab.}$$

Tableau d'accroissement de la population

Année	1983	1986	1990	1995	2004
Nombre d'habitants	3100	3379	3790	4374	5662
Accroissement de la population	279	411	584	1288	



## 2. BESOINS ACTUELS EN EAU

### 2.1. Besoins domestiques

La consommation moyenne journalière pour les besoins domestiques sera calculée avec une dotation de 150 l/j/hab.

Population	Dotation (l/j/hab.)	Cons. moy. jour. (m <sup>3</sup> /j)
3100 hab.	150	465

### 2.2. Besoins scolaires

Actuellement, le centre de SIDI-RACHED ne dispose que de 02 (deux) écoles primaires comptant 830 élèves. La dotation sera estimée à 50 l/j/élève pour les primaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consom. moy. jour. (m <sup>3</sup> /j.)
02 écoles primaires	830	50	41,5

### 2.3. Besoins sanitaires

Le secteur sanitaire de SIDI-RACHED occupe une superficie de 1400 m<sup>2</sup>, comprenant une polyclinique avec un laboratoire d'hygiène. La dotation en eau sera estimée à 50 l/j/m<sup>2</sup>



Equipement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/m <sup>2</sup> )	Consom. moy. journ. (m <sup>3</sup> /j)
Polyclinique avec labo-d'hygiène	1400	50	70

#### 2.4. Besoins Municipaux

L'agglomération est dotée d'une antenne A.P.C. et d'une antenne P.T.T. de 250 m<sup>2</sup> et 300 m<sup>2</sup> de surface respectivement. La dotation sera estimée à 5 m<sup>3</sup>/j et 3 m<sup>3</sup>/j.

Equipements	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation l/j/m <sup>2</sup>	Consom. moy. journ. (m <sup>3</sup> /j.)
A. P. C.	250	-	5,00
P. T. T.	300	-	3,00
			$\Sigma = 8,00$

#### 2.5. Besoins divers

Les commerces, une mosquée, une salle de scout occupent une superficie de 6850 m<sup>2</sup>. La dotation sera estimée à 25 m<sup>3</sup>/j pour les commerces, 20 m<sup>3</sup>/j pour la mosquée et 03 m<sup>3</sup>/j pour les jeunes scouts.

Equipements	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation l/j/m <sup>2</sup>	Consom. moy. jour. (m <sup>3</sup> /j)
Commerces	5770	-	25
Mosquée	600	-	20
Salle - Scouts	480	-	03
			$\Sigma = 48$

2.6. Tableau récapitulatif des besoins actuels

Type de besoins		Consom. moy. jour. (m <sup>3</sup> /j)
Domestique		465,0
Publics	Scolaires	41,5
	Sanitaires	70,0
	Municipaux	08,0
	Diver	48,0
TOTAL		632,50

### 3. BESOINS FUTURS EN EAU

En fonction de la population future déjà estimée (au paragraphe 1.2 du même chapitre) et en fonction des équipements programmés ou proposés pour cette agglomération, les besoins futurs en eau potable seront estimés comme suit:

#### 3.1. Besoins domestiques

Nous allons calculer la consommation moyenne journalière pour les années 1986, 1990, 1995 et 2004. La dotation sera toujours prise à 150 l/j/hab.

Année	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	Consom. moy. jour. (m <sup>3</sup> /j)
1983	3100	150	465,00
1986	3379	150	506,85
1990	3790	150	568,50
1995	4374	150	656,10
2004	5662	150	849,30

### 3.2. Besoins scolaires

Pour l'enseignement, il a été programmé la construction d'un (01) C.E.M.P. de 930 élèves et deux (02) écoles primaires de 860 élèves. La dotation sera aussi de 50 l/j/élève pour les primaires et de 80 l/j/élèves pour les moyens.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/él.	Consom. moy. journ. (m <sup>3</sup> /j)
02 écoles primaires	860	50	43,00
01 C. E. M. P.	930	80	74,40
			$\Sigma = 117,40$

### 3.3. Besoins sanitaires

Quant au secteur sanitaire, il est prévu la sonstruction d'une maternité rurale de 160 lits et une pharmacie de 30 m<sup>2</sup>. La dotation sera estimée respectivement à 300 l/j/lit et 0,5 m<sup>3</sup>/j.

Nature de l'équipement	Nombre ou surface	Dotation (l/j)	Cons. moy. journ. (m <sup>3</sup> /j)
Maternité	160 lits	300	48,0
Pharmacie	25 m <sup>2</sup>	---	0,5
			$\Sigma = 48,5$



### 3.4. Besoins divers

Un stade de  $9140 \text{ m}^2$  a été proposé ainsi qu'une salle polyvalente de  $450 \text{ m}^2$ . La dotation sera estimée à  $1 \text{ l/m}^2$  et de  $03 \text{ m}^3/\text{j}$  respectivement.

N.B.: Les équipements existants et futurs (programmés ou proposés) ainsi énumérés ci-dessus nous ont été fournis par le P. U. D. de la Commune.

### 3.5. Tableau général des consommations

Type de besoins		Consom. moy. jour. ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Privés	Domestiques	849,30
Publics	Scolaires	158,90
	Sanitaire	118,50
	Municipaux et	068,14
	Divers	
T O T A L		1194,84

#### 3.5.1. Conclusion

Le débit  $Q = 1194,84 \text{ m}^3/\text{j}$  ainsi déterminé en fonction des besoins actuels et futurs des consommateurs est le débit nécessaire pour alimenter l'agglomération et son extension.

Ce débit est fictif puisqu'on n'a pas encore tenu compte de certains facteurs tels que la majoration saisonnière et les fuites enregistrées tout le long du réseau.

L'influence de ces facteurs sur ce débit sera étudiée au paragraphe suivant .



## 4. ETUDE DE LA VARIATION DU DEBIT

Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes essentielles de la variation du débit. Le coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière appelé  $K_1$ , défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière. Ce coefficient tient compte des fuites dans le réseau et d'une majoration saisonnière estimées respectivement à 20 % et 30 % de la consommation moyenne.

$$K_1 = \frac{\text{Consom. journ. max.}}{\text{Consom. journ. moy.}}$$

$K_1$  sera estimé à :

$$K_1 = 1,5$$

Le coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire appelé  $K_2$ , est défini par le rapport entre la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire. Pour les agglomérations de moyennes et faibles importances,  $K_2$  sera estimé à :

$$K_2 = 2,00$$

Le coefficient de pointe appelé  $K_3$  sera le produit de  $K_1$  par  $K_2$

$$K_3 = K_1 \times K_2 = 1,5 \times 2 = 3,00$$

## 4. ETUDE DE LA VARIATION DU DEBIT

Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes essentielles de la variation du débit. Le coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière appelé  $K_1$ , défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière. Ce coefficient tient compte des fuites dans le réseau et d'une majoration saisonnière estimées respectivement à 20 % et 30 % de la consommation moyenne.

$$K_1 = \frac{\text{Consom. journ. max.}}{\text{Consom. journ. moy.}}$$

$K_1$  sera estimé à :

$$K_1 = 1,5$$

Le coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire appelé  $K_2$ , est défini par le rapport entre la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire. Pour les agglomérations de moyennes et faibles importances,  $K_2$  sera estimé à :

$$K_2 = 2,00$$

Le coefficient de pointe appelé  $K_3$  sera le produit de  $K_1$  par  $K_2$

$$K_3 = K_1 \times K_2 = 1,5 \times 2 = 3,00$$

## 5. VARIATION DE LA CONSOMMATION

- La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation (150 l/j/hab) par le nombre d'habitants augmenté des besoins publics.
- La consommation maximale journalière est le produit de la consommation moyenne journalière par le coefficient  $K_1$

$$\text{Cons. max. journ.} = \text{Consom. moy. journ.} \times K_1$$

- Le débit de pointe horaire est égale à la consommation moyenne journalière divisée par 24 et multipliée par  $K_3$

$$Q_{\text{Pointe-hor}} = \frac{\text{Cons. moy. jour.}}{24} \times K_3$$

Année	Besoins domestiques $\text{m}^3/\text{j}$	Besoins Publics $\text{m}^3/\text{j}$	Cons. moy. jour. $\text{m}^3/\text{j}$	$K_1$	Cons. max. jour. $\text{m}^3/\text{j}$	$K_2$	Cons. de pointe $\text{m}^3/\text{H.}$
1983	465,00	345,54	810,54	1,5	1215,81	2	101,318
1986	506,85	"	852,39	1,5	1278,525	2	106,544
1990	568,50	"	914,04	1,5	1371,060	2	114,255
1995	656,10	"	1001,64	1,5	1502,460	2	125,205
2004	849,30	"	1194,84	1,5	1792,26	2	149,355

$$Q_{\text{Pointe}} = 149,355 \text{ m}^3/\text{h} = 3584,52 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\text{max. hor.}} = \frac{Q_{\text{max. journ.}}}{24} = \frac{1792,26}{24} = 74,6775 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_{\text{max. hor.}} = 74,6775 \text{ m}^3/\text{h.}$$

## 6. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

Actuellement, le village de SIDI-RACHED est alimenté par un réservoir existant, semi-enterré à la côte 100 m dont la capacité est d'environ 400 m<sup>3</sup>. L'adduction au réservoir se fait à partir d'un puits qui dispose d'un débit de 10 l/s.

En comparant cette ressource avec les besoins demandés, il s'avère que cette dernière n'est plus suffisante même à présent (1983 - 84). Vu le problème, la Direction d'Hydraulique de BLIDA a prévu un autre forage F qui donne un débit estimé à 20 l/s.

D'après les calculs faits au tableau précédent, on remarque que cette ressource satisfait les besoins de la population de l'agglomération y compris son extension jusqu'à l'an 2004.

### 6.1. Caractéristiques du forage F

Les caractéristiques du forage F nous ont été données par le service des forages de la D.H.W. de BLIDA.

Coordonnées:

-- X = 486,50 m

-- Niveau dynamique : ND = 23,24 m

-- Y = 362,70 m

-- Niveau statique : NS = 32,79 m

Profondeur : 125 m; Q = 20 l/s.



## CHAPITRE III : RESERVOIRS

### 1. UTILITE DU RESERVOIR

L'existence du réservoir dans un réseau d'alimentation en eau potable joue un rôle important. En effet, ses avantages sont les suivants:

- Régularisation de l'apport d'eau et de la consommation variable dans les différentes heures de la journée ainsi que la pression dans le réseau de distribution.
- En cas d'accident sur une conduite d'adduction ou sur le forage (ou puits), le réservoir permet de satisfaire la demande en eau des consommateurs, pour un temps qui peut durer une demi-journée (temps de réparation de la panne).
- Il permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximums demandés.
- Combattre efficacement l'incendie, maintenir l'eau à l'abrit des risque de contamination et lutter contre les fortes variations de température.

### 2. RESERVOIR EXISTANT

Rappelons qu'actuellement, l'agglomération dispose d'un réservoir existant à la côte 100,00 m. Sa capacité est d'environ  $400 \text{ m}^3$ . Il reçoit une quantité d'eau de  $864 \text{ m}^3/\text{j}$  soit  $101/\text{s}$  venant d'un forage situé à 1 Km du centre. Mais en raison de la présence dans l'eau de dépôt sableux importants, la durée de fonctionnement de la pompe est seulement de 10 H/24.

### 3. CAPACITE DU RESERVOIR PROJETE

Le calcul du volume du réservoir projeté se fait à partir du débit rentrant et du débit soutiré du réservoir pendant les différentes heures de la journée. Le présent réservoir nous permettra de stocker l'eau pendant les heures de faibles consommations, et de la restituer pendant les heures de pointe.



Il devra comporter une réserve d'incendie disponible à tout moment, correspondant à une durée d'extinction d'un sinistre évalué à deux heures. La réserve d'incendie à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$  d'eau.

#### 4. CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR

Pour le calcul de la capacité du réservoir, ils existent des coefficients appelés coefficients horaires qui sont fonctions de la répartition de la consommation journalière. Pour une population de faible et moyenne importance on a adopté les coefficients horaires  $a_h$  en pourcent suivants :

Heures	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
ah %	1,50	1,50	1,50	1,50	2,50	3,50	4,50	5,50
Heures	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
ah %	6,25	6,25	6,25	6,25	5,00	5,00	5,5	6,00
Heures	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
ah %	6,00	5,5	5,00	4,5	4,00	3,00	2,00	1,5

##### 4.1. Méthode de calcul

La méthode de calcul de la capacité du réservoir sera dressée dans un tableau ci-après, appelé tableau de calcul du volume du réservoir.

En effet, il s'agit de prendre tous les coefficients horaires (ah) répartis suivant les différentes heures de la journée (colonne n° 2 du tableau), et on les multiplie par  $24/100$  pour les dépourcentager.

Ensuite, pour une heure bien définie on prend le débit max. horaire et on le multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume consommé horaire (colonne 4 du tableau). Après cela, on fait cumuler les volumes consommés d'une part et ceux apportés d'autre part (colonne 5 et 6) nous donne les colonnes (7 et 8). Enfin, la somme en valeur absolue de la plus grande valeur positive et de la plus grande valeur négative augmentée du volume de la réserve d'incendie ( $120 \text{ m}^3$ ) nous donne le volume théorique de notre réservoir projeté.

$$Q \text{ max. hor.} = \frac{Q \text{ max. jour.}}{24} = \frac{1792,26}{24} = 74,677 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc, le débit max. horaire est le débit apporté (colonne 3).

D'où la volume du réservoir sera :

$$V_R = |V^+ \text{ max}| + |V^- \text{ max}| + V_{\text{inc}}, \quad \text{où :}$$

$$|V^+ \text{ max}| = 232,994 \text{ m}^3,$$

$$|V^- \text{ max}| = 110,522 \text{ m}^3,$$

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

$$V_R = 232,994 + 110,522 + 120 = 463,516 \text{ m}^3$$

Nous adoptons un réservoir de  $500 \text{ m}^3$

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



Tableau de Calcul du Volume du Réservoir.

HEURES	ah%	VOLUMES. M <sup>3</sup>		VOLUMES CUMUL		DIFFERENCE. M <sup>3</sup>	
		Q APPORTES	Q CONSOMMÉS	APPORTES	CONSOMMÉS	+	-
1	2	3	4	5	6	7	8
0 - 1	1,50	74,677	26,884	74,677	26,884	47,793	
1 - 2	1,50	"	26,884	149,355	53,768	95,587	
2 - 3	1,50	"	26,884	224,032	80,652	143,380	
3 - 4	1,50	"	26,884	298,710	107,536	191,174	
4 - 5	2,50	"	44,806	373,387	152,342	221,045	
5 - 6	3,50	"	62,729	448,065	215,071	232,994	
6 - 7	4,50	"	80,652	522,742	295,723	227,019	
7 - 8	5,50	"	98,574	597,420	394,297	203,123	
8 - 9	6,25	"	112,016	672,097	506,313	165,784	
9 - 10	6,25	"	112,016	746,775	618,329	128,446	
10 - 11	6,25	"	112,016	821,452	730,345	091,107	
11 - 12	6,25	"	112,016	896,130	842,361	053,769	
12 - 13	5,00	"	089,613	970,807	931,974	038,833	
13 - 14	5,00	"	089,613	1045,485	1021,987	023,898	
14 - 15	5,50	"	098,574	1120,162	1120,161	000,001	
15 - 16	6,00	"	107,536	1194,840	1227,697		32,857
16 - 17	6,00	"	107,536	1269,617	1335,233		65,716
17 - 18	5,50	"	098,574	1344,195	1433,807		89,612
18 - 19	5,00	"	089,613	1418,872	1523,42		104,548
19 - 20	4,50	"	080,652	1493,550	1604,072		110,522
20 - 21	4,00	"	071,690	1568,227	1675,762		107,535
21 - 22	3,00	"	053,768	1642,905	1729,530		086,625
22 - 23	2,00	"	035,845	1717,582	1765,375		047,793
23 - 24	1,50	"	026,884	1792,260	1792,259		000,001

## 5. DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU RESERVOIR

Le choix de l'emplacement du réservoir doit satisfaire aux consommateurs une pression suffisante au moment des heures de pointe.

Par conséquent, la cote du radier du réservoir doit être à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau de distribution.

Dans notre zone à desservir, le point le plus défavorable se trouve à la cote 92 m.

Les immeubles comptent (R + 1) étages dans différents endroits de l'agglomération.

L'altitude du radier du réservoir se calcule donc comme suit:

-- 03 m de dénivellation par niveau c'est à dire:  $3 \times 2 = 6$  m.

-- 0,5 m de perte de charge par niveau :  $0,5 \times 2 = 1$  m.

-- 03 m de perte pour le déclenchement d'un chauffe-eau.

-- 03 m de pression au sol

Soit au total nous aurons :

$$6 + 1 + 3 + 3 = 13 \text{ mètres}$$

Notre altitude minimale du radier sera :

$$92 + 13 = 105 \text{ m.}$$

## 6. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

Pour le dimensionnement du réservoir, nous envisageons une hauteur de 5 m (colonne d'eau utile) avec une forme cylindrique qui est adoptée. Le réservoir choisi sera du type semi-entrée vu la topographie des lieux.



Comme la forme de ce réservoir est cylindrique, le calcul de son diamètre se fait d'après la relation (1) suivante:

$$V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times h ; \quad (1) \quad \text{où :}$$

D : Diamètre du réservoir en mètre

h = 5 m; hauteur de la colonne d'eau.

De la relation (1) on tire le diamètre D qui est :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot v}{\pi \cdot h}} ; \quad v = \frac{V}{2} \quad \text{où :}$$

$$V = 500 \text{ m}^3, \text{ volume de réservoir}$$

Application numérique

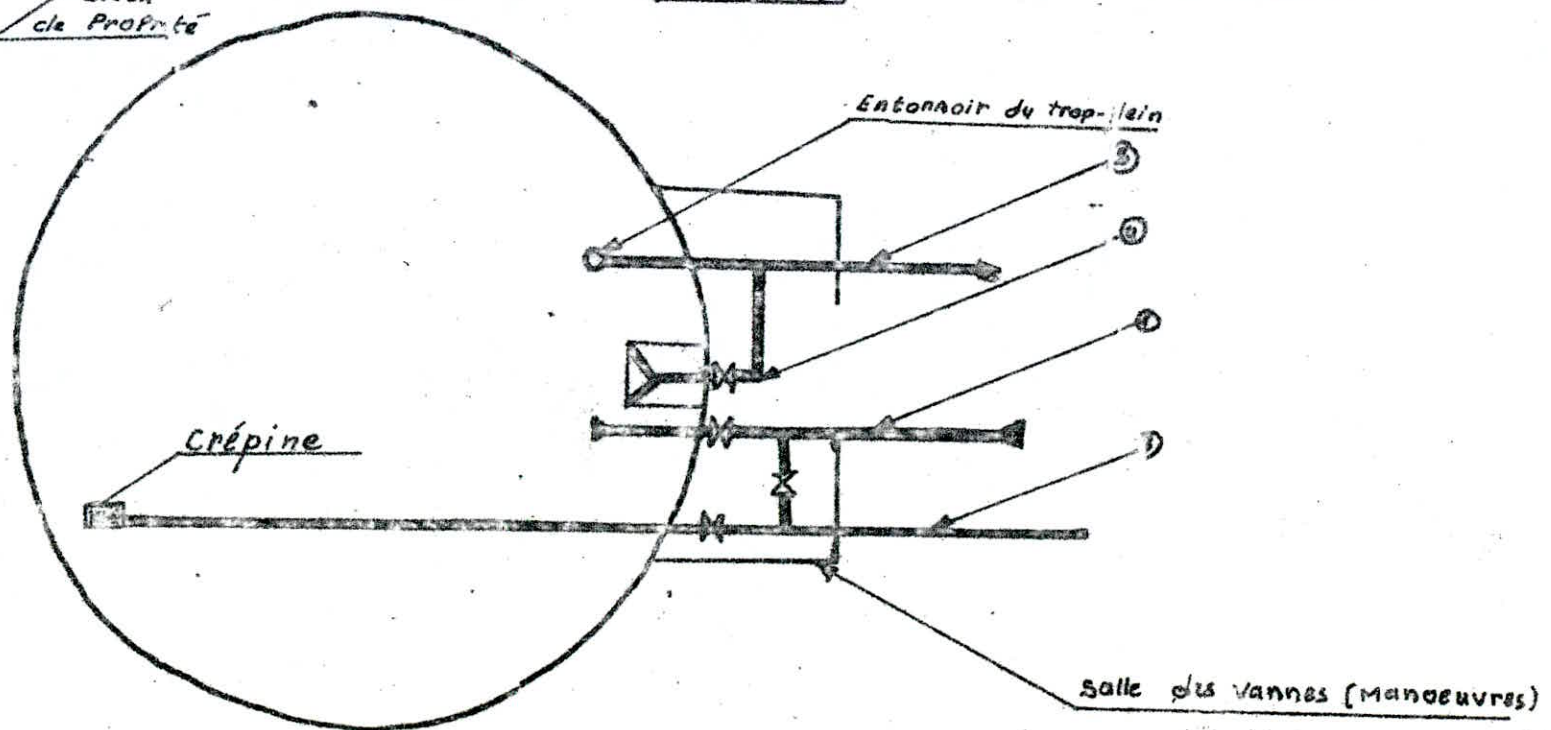
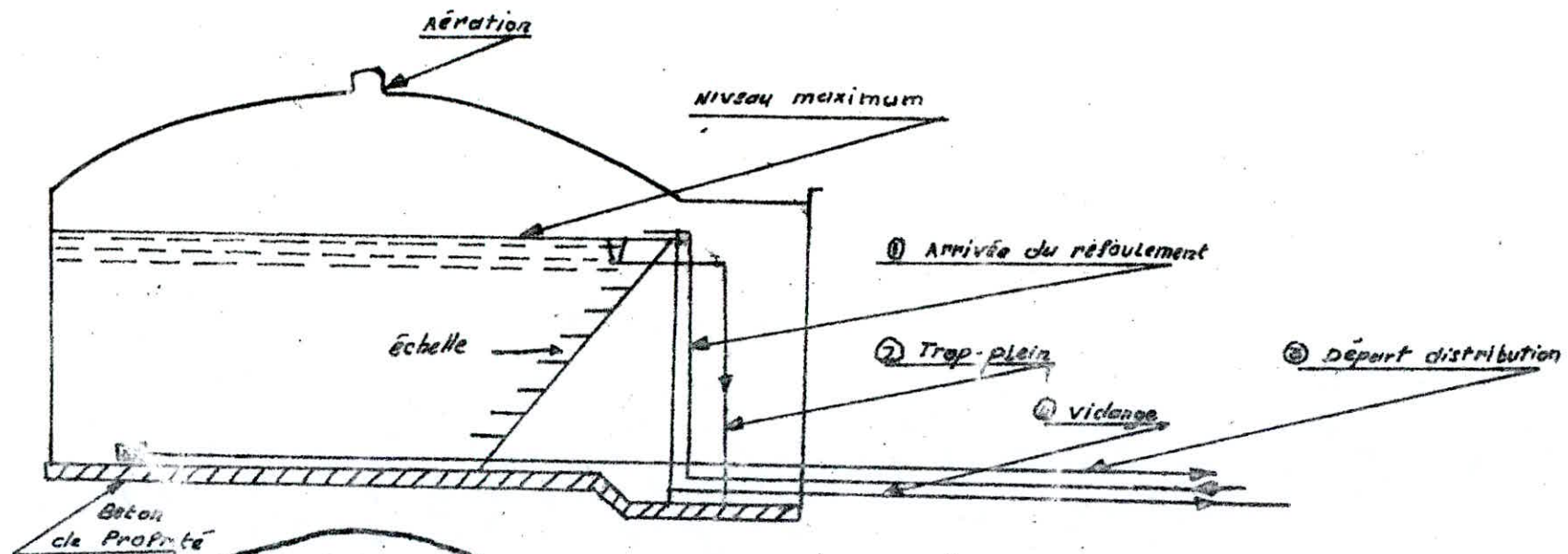
$$V = 500 \Rightarrow v = \frac{500}{2} = 250 \text{ m}^3$$

d'où:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{3,14 \cdot 5}} = 7,98 \text{ m.}$$

$$D_R = 08 \text{ m}$$





Reservoir circulaire semi-enterré

## 6.1. Equipements du réservoir

### - Arrivée de la conduite d'adduction

Il sera prévu une arrivée par surverse en chute libre qui provoque une aération des eaux souterraines pauvres en oxygène venant du forage F. Techniquement, cette arrivée permet d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée et éviter le retour de l'eau. La conduite d'adduction doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal, par un dispositif automatique permettant l'arrêt du moteur.

### - Distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction des boues dans la distribution qui pourraient se décanter dans la cuve. Cependant, il faudrait réserver une lame d'eau minimale de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter toute introduction d'air. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. Un robinet-vanne sera aussi prévu sur la conduite de distribution pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas d'accident ou de rupture de cette dernière. (voir schéma n° 2 du paragraphe).

### - Conduite du trop-plein

Cette conduite est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal prévu.

Lorsque le robinet-flotteur ne fonctionne plus, la conduite devra évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir. Elle comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône pour le passage du débit sous une hauteur de lame h.

D'après LENCASTRE, pratiquement ce débit est donné par:

$$Q = 11,15 \cdot R \cdot h^{3/2}, \quad \text{où :}$$

R : rayon du cône.

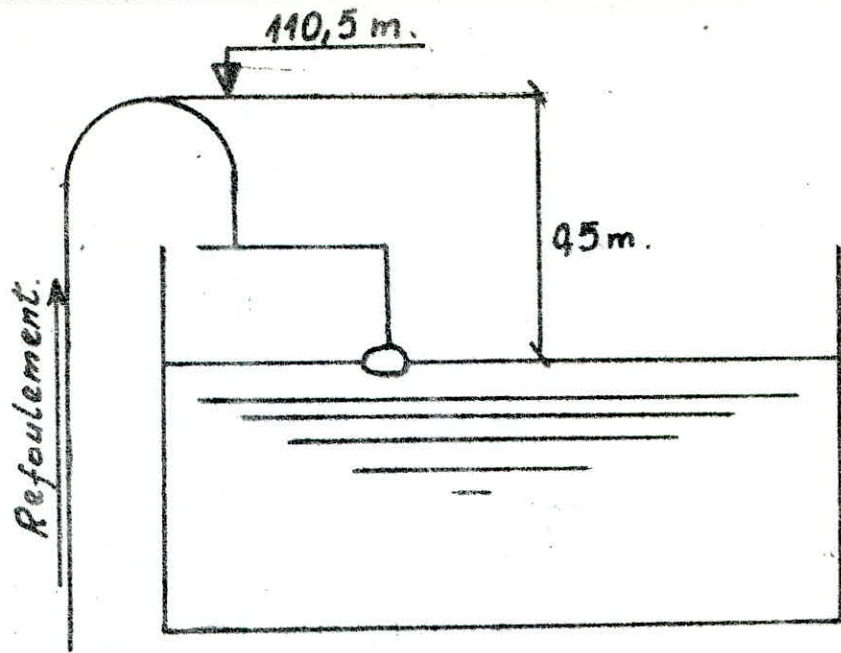
### - Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.

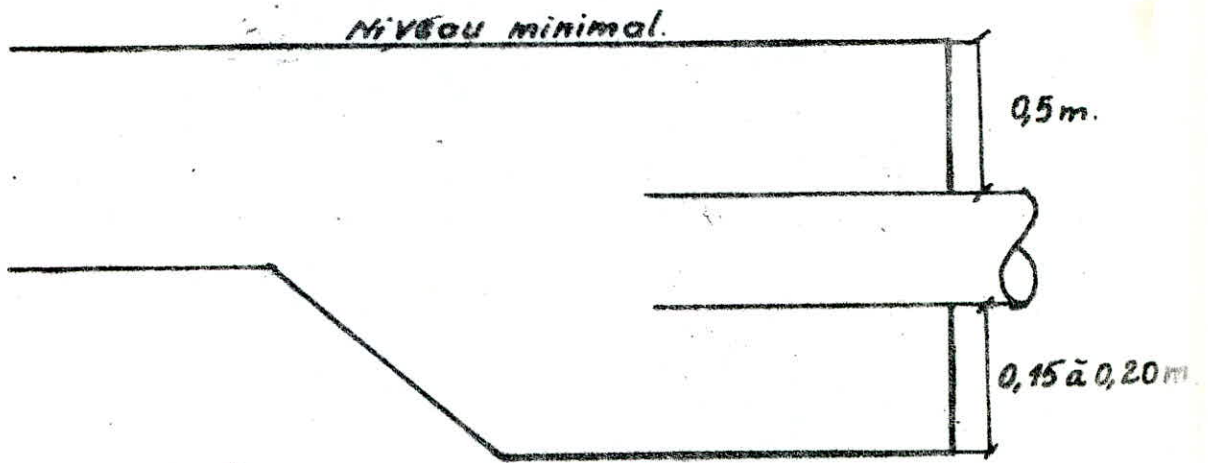
### - Matérialisation de la réserve d'incendie

Dans les installations de petite et moyenne importance, où l'on ne peut pas assurer une surveillance permanente des ouvrages en exploitation, il est nécessaire d'interdire matériellement que l'on puisse entamer la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies. Cette interdiction sera levée par une manoeuvre manuelle, effectuée sur place ou à distance, en cas d'incendie. Pour éviter cet inconvénient, une meilleure solution, représentée par la figure n° 3. Cette solution consiste à prélever dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir, mais en la faisant transiter au service normal par un siphon à la côte supérieur de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui le désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, l'ouverture de la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie. On évite ainsi la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir. Dans ce cas, il faut disposer en série une troisième vanne (3) pour permettre les séparations sans éviter le réservoir.

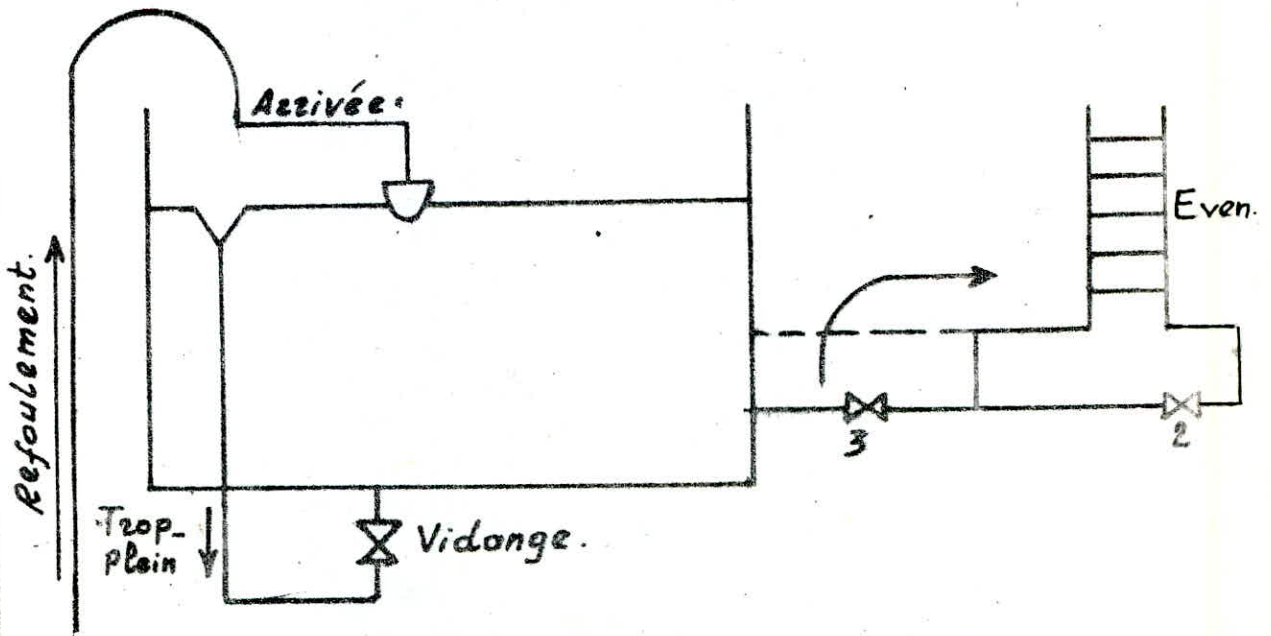




Aeeivée en Surverse par chute Libre.



Départ de la Distribution.



Trop-Plein, Vidange et matérialisation de la Réserve d'incendie.

## CHAPITRE IV : DISTRIBUTION

## 1. CONDUITE D'AMENEE

## 1.1. Présentation

La conduite d'amenée doit faire transiter la totalité du débit soutiré nécessaire pour la zone à desservir, soit 58,56 l/s, (voir paragraphe 3.2. du même chapitre). La conduite suit le cheminement d'une route à partir du réservoir jusqu'au point de jonction (A) du réseau de distribution. Cette conduite présente une longueur de 355 m et n'effectue aucun service en route. L'acier est le matériau choisi pour la conduite.

## 1.2. Calcul du diamètre de la conduite

Le diamètre de la conduite d'amenée sera calculé en fixant une vitesse de l'eau comprise dans l'intervalle (0,4 ÷ 1,4) m/s. Dans notre cas on prendra  $v = 1,3$  m/s

D'après la formule de continuité qui est :

$$Q = V \cdot A \quad (1) \quad ; \quad \text{où :}$$

$$Q : \text{débit soutiré} ; Q = 58,56 \text{ l/s} = 58,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V : \text{vitesse de l'eau}; V = 1,3 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{où : } A \text{ est la section de la conduite}$$

D diamètre de la conduite

$$(1) \text{ devient : } Q = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (2)$$

de la relation (2), on tire le diamètre D.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$



Application numérique

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 58,56 \cdot 10^{-3}}{3,14 \cdot 1,3}} = 0,24 \text{ m.}$$

On adoptera un diamètre normalisé, soit :

$$D = 250 \text{ mm}$$

Par conséquent, la nouvelle vitesse qui correspond au diamètre  $D = 250 \text{ mm}$  et au débit  $Q = 58,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$  sera :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad \text{en m/s;}$$

déduite de la relation de continuité  $Q = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

$$V = \frac{4 \cdot 58,56 \cdot 10^{-3}}{3,14 \cdot (0,25)^2} = 1,2 \text{ m/s}$$

## 2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE

### 2.1. Méthode de la longueur Fluidodynamique

La méthode simplifiée de la théorie de la longueur Fluidodynamique (de Monsieur G. LAPRAY), va nous permettre de calculer les pertes de charge occasionnées le long de la conduite d'amenée c'est à dire du réservoir jusqu'au point de jonction (A) du réseau de distribution.

Les caractéristiques de la conduite sont :

$$L_e = 1,15.L = 1,15.355 = 408,25 \text{ m.}$$

$$D = 0,25 \text{ m.}$$

$$Q = 58,56 \text{ l/s} = 58,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1,2 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$$

$\epsilon$  : rugosité de la conduite supposée neuve ( $\epsilon = 1 \text{ mm}$ )

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

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,2 \cdot 0,25}{10^{-6}} = 0,3 \cdot 10^6 \\ \frac{\epsilon}{D} = \frac{0,001}{0,25} = 0,004 \end{array} \right.$$

D'après le diagramme de MOODY, on a vérifié que le régime est turbulent rugueux en fonction du nombre de REYNOLDS et de  $\frac{\epsilon}{D}$ .

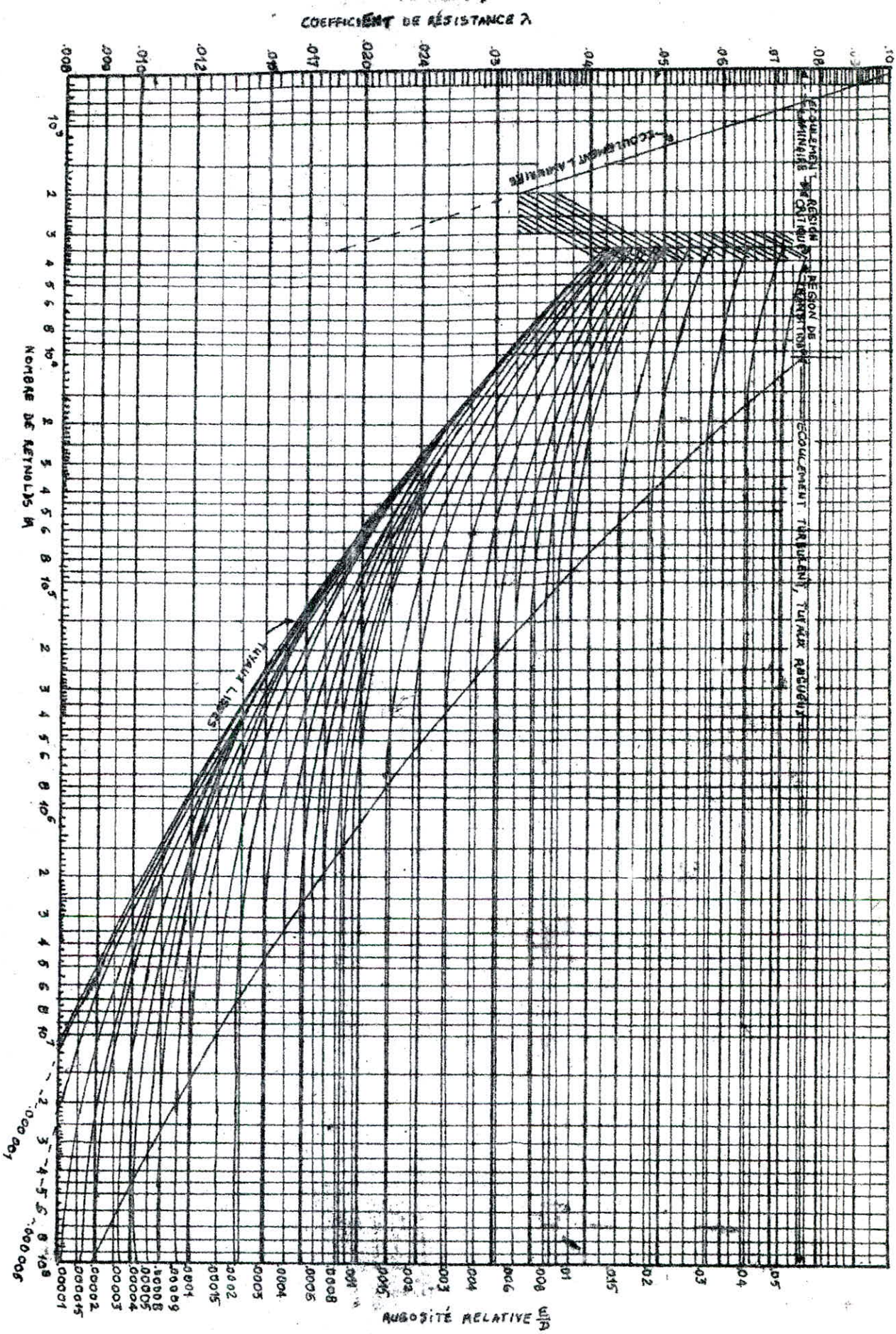
Pour une conduite circulaire pleine de paramètre de forme

$$\xi = 1 \text{ nous aurons:}$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 1 \\ D = 0,25 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 9}} D_0 = 1,539.$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,25}{1,539} = 0,162$$







$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{D}{D_0} = 0,162 \\ \varepsilon = 1 \text{ mm} \\ \quad = 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,636$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,636 \Rightarrow J_r = \frac{Q^2}{(0,636)^2} = \frac{(0,05856)^2}{(0,636)^2} = 0,0084778925$$

$$J_r = 0,008478$$

Comme la longueur équivalente est estimée à 15 % de la longueur géométrique, les pertes de charge totales seront.

$$\Delta H_t = J_r \cdot 1,15 \cdot L = 0,008478 \cdot 1,15 \cdot 355.$$

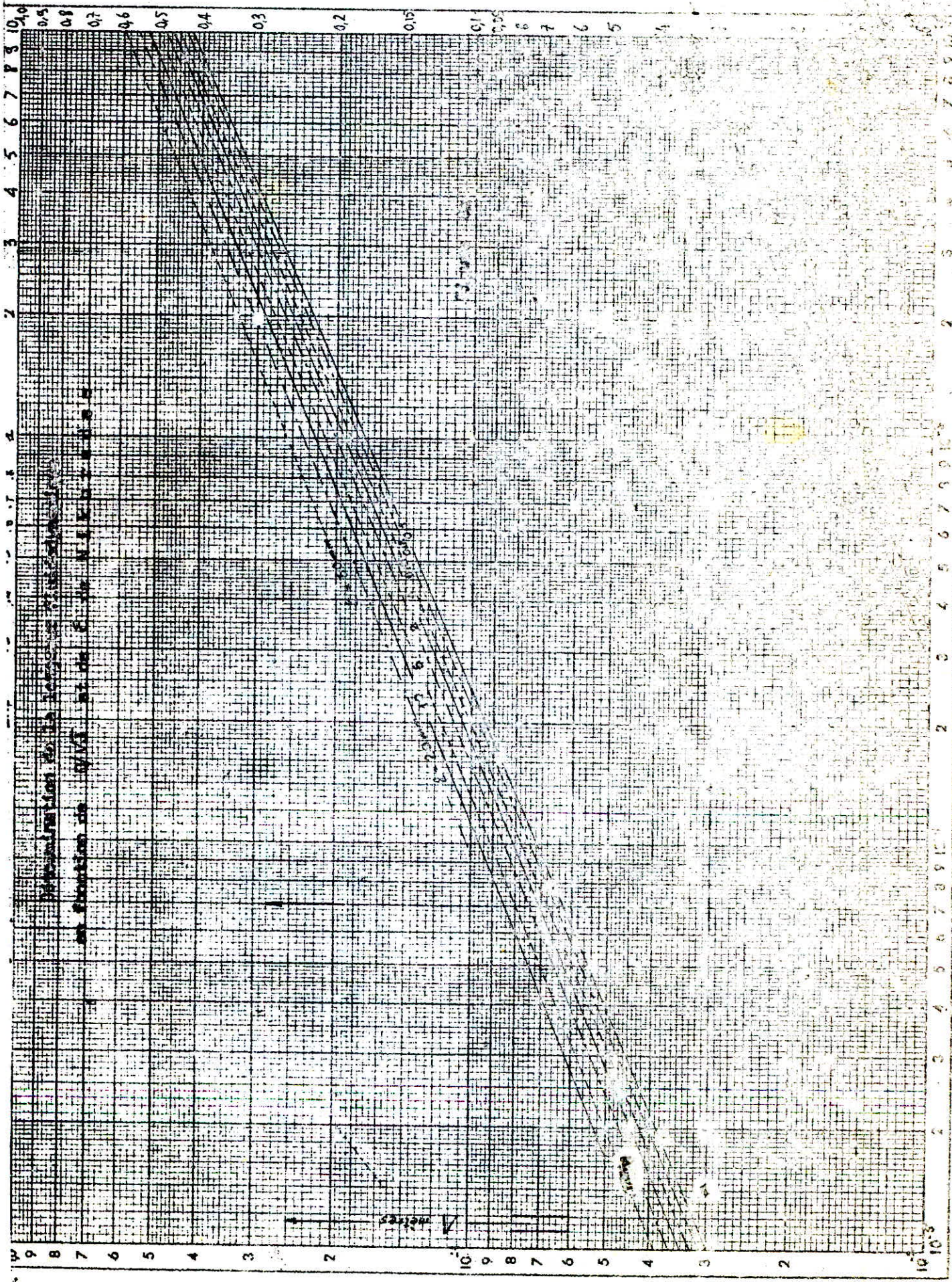
$$\Delta H_t = 3,46 \text{ m.}$$

## 2.2. Vérification par la méthode classique

Les pertes de charge totales sont égales à la somme des pertes de charge singulières (vannes, robinets, coudes, changement de direction...) et des pertes de charges dues aux frottements le long des conduites.

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$







Les pertes de charge singulières peuvent être exprimées par la relation de DARCY WEISBACH suivante:

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad , \quad (m)$$

où :

f : coefficient de frottement

$L_e$  : longueur équivalente (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

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

g : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )

Les pertes de charge dues aux frottements sont données par:

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

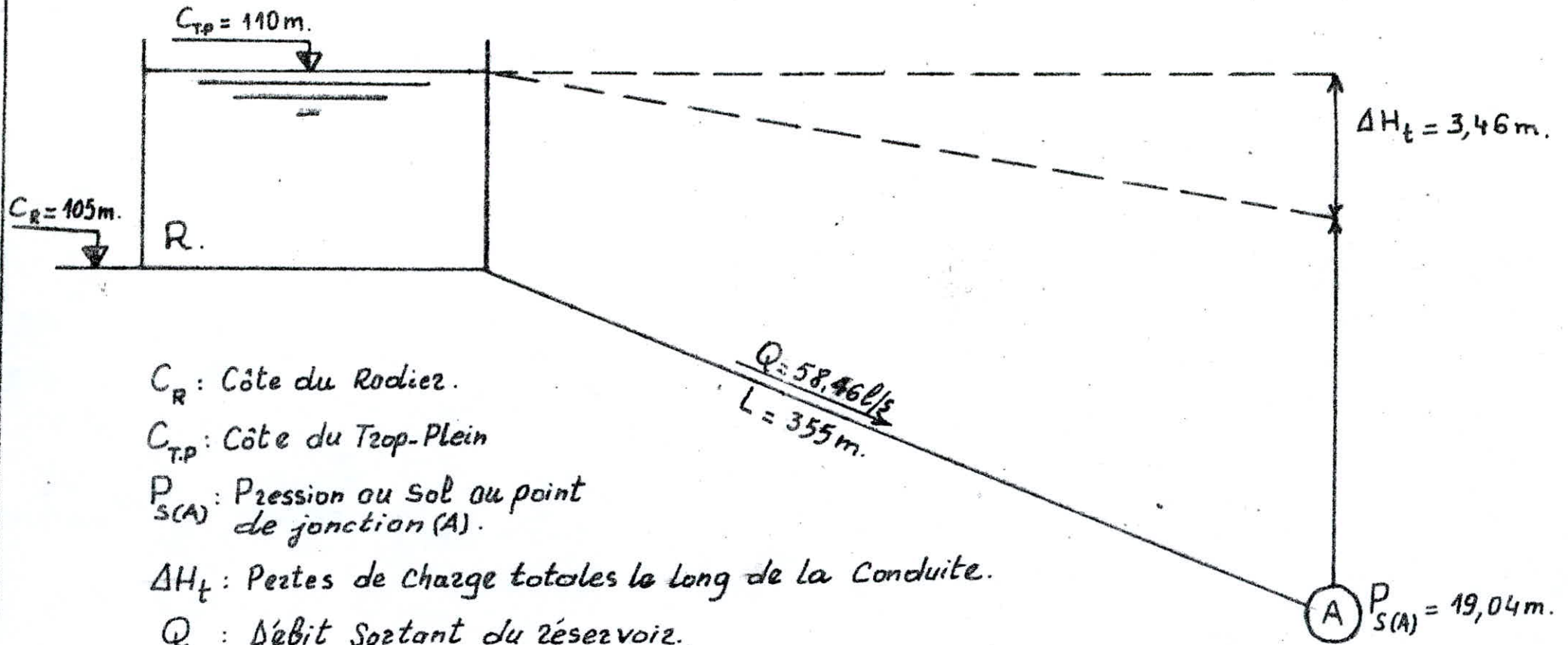
Mais dans notre cas, les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des P. d. c. dues aux frottement. Donc :

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement f ne dépend que de la rugosité relative ( $\frac{\epsilon}{D}$ )

Ainsi, la formule de NIKURADZE nous permet d'écrire:

$$f_n = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$



$C_R$  : Côte du Rodier.

$C_{T.P}$  : Côte du Trop-Plein

$P_{S(A)}$  : Pression au sol au point de jonction (A).

$\Delta H_t$  : Pertes de charge totales le long de la Conduite.

$Q$  : Débit sortant du réservoir.

$L$  : Longueur de la Conduite d'amenée.

Schéma de la Conduite d'amenée.

avec :

$$\xi = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$$

$$D = 250 \text{ mm} = 0,250 \text{ m}$$

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \cdot \frac{1}{250})^{-2} = 0,028840$$

D'où :

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot 0,02884 \cdot \frac{355}{0,25} \cdot \frac{(1,2)^2}{2 \cdot 9,8}$$

$$\Delta H_t = 3,46 \text{ m}$$

On conclut donc que la théorie de la longueur fluidodynamique et celle qui est reconnue classique, donnent le même résultat.

### 2.3. Calcul de la pression au sol du point de jonction (A)

La pression au sol au point de jonction (A) est égale à la différence entre la cote piézométrique et la cote du terrain du même point.

$$P_{S(A)} = C_{P(A)} - C_{T(A)}$$

La cote piézométrique au point (A) est égale à la différence entre la cote du radier du réservoir et les pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

$$C_{P(A)} = C_R - \Delta H_t$$

$$C_{P(A)} = 105 - 3,46 = 101,54 \text{ m}$$

d'où la pression au sol au point de jonction (A) sera :

$$P_{S(A)} = 101,54 - 82,5 = 19,04 \text{ m}$$

$$P_{S(A)} = 19,04 \text{ m.}$$

### 3. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

#### 3.1. Conception général du réseau

Le réseau de distribution sera de type maillé malgré coûteux. Le système permet une certaine élasticité par rapport au réseau ramifié, dans la mesure où :

- le service n'est pas interrompu en cas d'isolation d'un tronçon (facilité d'exploitation);

- il y a meilleure répartition des débits et pressions

#### 3.2. Débit de soutirage

Le débit **soutiré** pour chaque noeud du réseau sera déterminé suivant la répartition des habitants et services publics.

Le périmètre d'étude couvre une superficie d'environ 27 ha. Ce périmètre comprend l'agglomération actuelle et son extension compte tenu du plan d'urbanisme. Dans ce plan, le périmètre d'étude se décompose en secteurs d'habitats de trois catégories:

- 1ère catégorie : Forte densité = 250 hab/ha

- 2ème catégorie : Moyenne densité = 200 hab/ha

- 3ème catégorie : Faible densité = 165 hab/ha



Pour le calcul du débit soutiré en question, on procède de la manière suivante:

.. Sur le plan de masse, on délimite la surface de la zone à desservir pour chaque noeud par la méthode des médiatrices.

- Au moyen des densités données ci-dessus, on détermine le nombre d'habitants possible occupant la surface de chaque noeud d'après la relation suivante :

$$P_p = d \times s \quad \text{où :}$$

$P_p$  : population possible

$d$  : densité (hab/ha)

$s$  : surface (ha)

- Puis on détermine le débit spécifique pour chaque noeud d'après la relation suivante :

$$Q_{SP} = \frac{Q_p}{P_t} \quad , \quad \text{où :}$$

$Q_{sp}$  : débit spécifique (l/j/hab)

$Q_p$  : débit de pointe (l/j/hab)

$P_t$  : population totale

Par conséquent, le débit soutiré va être calculé d'après la relation :

$$Q_s = Q_{sp} \times P_p$$

Tous les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau des Débits Soutirés.

N° MAILLES	N° DES NOEUDS.	SURFACES EN ha. PAR CATEGORIE.			Population des NOEUDS.	DEBIT SPECIFIQUE $\ell/j/hab.$	DEBITS SOUTIRES $\ell/s.$
		1	2	3			
I	A	0,59	2,35	0,65	725.	633,08.	5,31.
	B.	0,34	0,33	0,93	238	633,08	1,74
	C.	1,48	1,43	0,65	763	633,08	5,59.
	H.	1,78	1,47	0,20	772	633,08	5,66
II	D.	1,45	0,39	—	440	633,08	3,22.
	E.	0,22	0,64	—	183	633,08	1,34
	F	0,56	0,43	—	226	633,08	1,66
	G.	0,59	1,28	—	403	633,08	2,95
III	I	0,35	0,41	1,7.	462	633,08	3,39
	J	—	1,83	—	366	633,08	2,68.
	K.	—	1,20	1,04	604	633,08	4,43.
	L	—	0,80	—	160	633,08	1,17
	M.	0,87	0,15	0,4	510	633,08	2,32.

 $\Sigma = 41,46.$ 

$$Q_p = 3584,52 \cdot 10^3 \ell/j ; P_t = 5662 \text{ hab.}$$

$$\text{Débit Spécifique } (Q_{sp}) = \frac{3584,52 \cdot 10^3}{5662} = 633,08 \ell/j/hab$$

On prévoit aussi un débit de 17 l/s en cas d'incendies éventuelles, qui sera ajouté au débit soutiré (41,46 l/s). Donc, le débit total à soutirer sera :

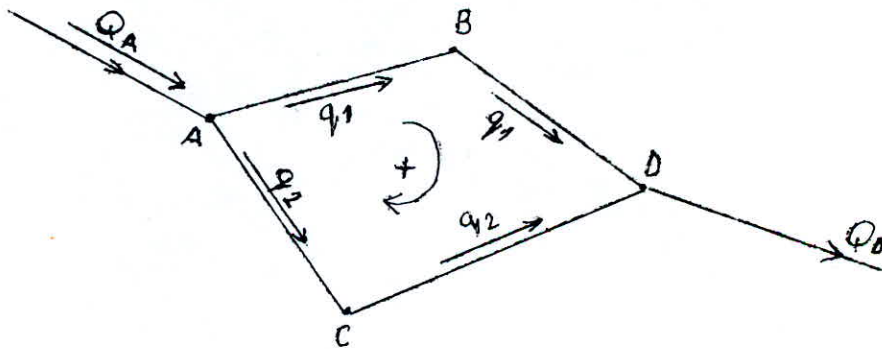
$$Q_{st} = 41,46 + 17 = 58,46 \text{ l/s}$$

### 3.3. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY - CROSS

Cette méthode de calcul du réseau maillé est basée sur des approximations successives. Elle repose sur deux lois :

1ère loi : Dans un noeud quelconque du réseau la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants de ce noeud.

2ème loi : Le long d'une maille quelconque du réseau, orientée et fermée, la somme algébrique des pertes de charge est nulle ( $\sum \Delta H = 0$ ).



$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_D \quad (\text{1ère loi})$$

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0 \quad (\text{2ème loi})$$

### 3.4. Pertes de charge dans le réseau

Rappelons que les pertes de charge singulières ont été estimées à 15 % des pertes de charge dues aux frottements.

D'après NIKURADZE, le coefficient de frottement ( $f$ ) en régime turbulent rugueux ne dépend que de  $\left(\frac{\epsilon}{D}\right)$ ; mais, en réalité ce coefficient dépend aussi d'un autre facteur qui est le nombre de REYNOLDS ( $Re$ ).

A cet effet, COLBROOK a établi une formule qui est beaucoup utilisée en pratique :

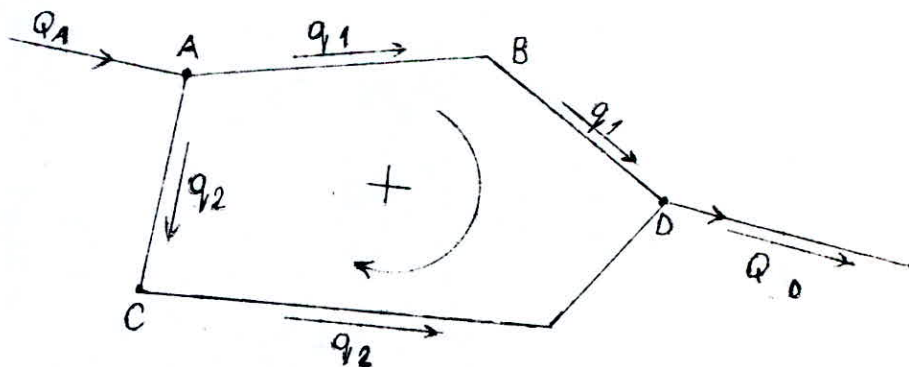
$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

où  $f_n$  : coefficient de frottement NIKURADZE.

### 3.5. Débit correctif ( $\Delta q$ )

Pour la correction du débit en chaque nœud, HARDY-CROSS propose tout d'abord de fixer dans chaque maille du réseau une répartition supposée des débits en première approximation, avec un sens, tout en respectant la première loi.

Exemple :



$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_D$$



Après cela, on choisit les diamètres  $D_1$  et  $D_2$  véhiculant  $q_1$  et  $q_2$  et créant des pertes de charge  $\Delta H_1$  et  $\Delta H_2$  sur les tronçons A B D et A C D; d'où la 2ème loi nous permet d'écrire:

$$\Delta H_1 = \Delta H_2 = 0$$

Généralement, cette égalité n'est pas vérifiée en première supposition. Donc il faut faire recours à une modification des débits supposés ( $q_1$  et  $q_2$ ) pour vérifier  $\Delta H_1$  et  $\Delta H_2$ .

En effet, soit  $\Delta q$  la valeur dont il est nécessaire pour modifier le débit. Pour que  $Q_A$  reste constant, il suffit d'ajouter  $\Delta q$  à  $q_1$  et le retrancher de  $q_2$ ; c'est à dire :

$$Q_A = (q_1 + \Delta q) + (q_2 - \Delta q) = Q_D$$

D'autre part, on sait que les pertes de charges le long d'une conduite sont proportionnelles au carré du débit; ce qui nous ramène à écrire :

$$\Delta H_1 = r_1 \cdot q_1^2$$

; où

$$\Delta H_2 = r_2 \cdot q_2^2$$

$r_1$  et  $r_2$  sont respectivement les résistances des conduites A B D et A C D.

Et d'après la 2ème loi on aura :

$$r_1 \cdot (q_1 + \Delta q)^2 - r_2 \cdot (q_2 - \Delta q)^2 = 0.$$

En négligeant les termes en  $\Delta q^2$  qui sont très petits on aura :

$$\Delta q = \frac{-r_1 \cdot q_1^2 + r_2 \cdot q_2^2}{2(r_1 \cdot q_1 + r_2 \cdot q_2)}$$

et puisque  $r = \frac{\Delta H_1}{q_1^2}$  et  $r_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2^2}$

l'expression générale du débit correctif s'écrira :

$$\Delta q = \frac{-\sum \Delta H}{2 \sum \frac{\Delta H}{q}}$$

Le débit correctif  $\Delta q$  sera affecté de son signe pour la correction des débits dans les conduites propres à la maille et de son signe contraire dans le cas des conduites communes à deux mailles.

### 3.6. Application de la méthode de HARDY-CROSS aux calculs du réseau maillé

Vu l'agglomération de SIDI-RACHED est très importante, le réseau sera doté uniquement de trois mailles.

#### Principe de la méthode

Tout d'abord on se donne des débits arbitraires dans les tronçons de part et d'autre du point de jonction (A) du réseau, des vitesses d'écoulement raisonnables dans l'intervalle (0,4 ÷ 1,4 m/s) acceptables dans le réseau.

Après cela, on repère dans le tableau de COLEBROOK (voir DUPONT Tome II) les diamètres avec lesquels on calcule les pertes de charge.

Ces diamètres seront parmi les normalisés : (60 - 80 - 100 - 125 - 150 - 175 - 200 - 250 - 300 - 400 ...).

Puis, on entame les approximations successives jusqu'à ce que les pertes de charge sur le contour fermé soient inférieures à 0,5 m et la valeur de  $\Delta q < 0,4$ .

Pour éviter tous risques d'erreurs et pour un gain de temps, le calcul du réseau maillé sera programmé sur la machine T. I. 59.

Les résultats de calculs sont portés au tableau n° 1 jusqu'au n° 4. ( au même chapitre ci-après)

### 3.7. Calcul des pression au sol

Rappelons que, pour garantir ou assurer une bonne distribution d'eau à n'importe quel point du réseau, il faut que la pression soit suffisante au droit de l'immeuble le plus défavorable.

La pression au sol dans chaque noeud est déterminée à partir de la côte piézométrique du noeud précédent, en ôtant les pertes de charge qui peuvent se produire le long de la conduite et en retranchant de nouveau la côte du terrain au noeud considéré.

Exemple de calcul de la pression au point (B)

$$P_s(B) = C_{\text{Piezom.}} H_{(A - B)} - \text{Côte (B)}$$

où :

$$C_{\text{Piezom(A)}} = 101,54 \text{ m (calculée au paragraphe 2.3 du même chapitre)}$$

$$H_{(A - B)} = 3,44 \text{ m}$$

$$\text{Côte(B)} = 78,2 \text{ m}$$

Programme qui calcule les approximations.

TI 59.

LRN  
 2nd Lbl  
 A  
 2nd stfb  
 B  
 RCL  
 03  
 ÷  
 RCL  
 00  
 =  
 2nd log  
 X  
 2  
 +/-  
 +  
 1  
 .  
 1  
 4  
 =  
 $x^2$   
 $1/x$   
 sto  
 05  
 2nd Lbl  
 =  
 2  
 .  
 5  
 1  
 X  
 RCL  
 00  
 X  
 2nd  $\pi$   
 X  
 RCL  
 04  
 ÷  
 4  
 ÷  
 RCL  
 01  
 2nd |x|  
 ÷  
 RCL  
 05

$\sqrt{x}$   
 +  
 RCL  
 03  
 ÷  
 3  
 .  
 7  
 ÷  
 RCL  
 00  
 =  
 2nd log  
 X  
 2  
 +/-  
 =  
 $x^2$   
 $1/x$   
 sto  
 06  
 -  
 RCL  
 05  
 =  
 2nd |x|  
 INV  
 2nd  $x^2$   
 $x^2$   
 RCL  
 06  
 sto  
 05  
 GTD  
 =  
 2nd Lbl  
 $x^2$   
 RCL  
 06  
 X  
 B  
 X  
 RCL  
 01  
 01  
 $x^2$   
 ÷

2nd  $\pi$   
 $x^2$   
 ÷  
 9  
 .  
 8  
 ÷  
 RCL  
 0  
 y $x$   
 5  
 =  
 sto  
 07  
 R/S  
 X  
 RCL  
 02  
 =  
 sto  
 08  
 SUM  
 09  
 R/S  
 ÷  
 RCL  
 01  
 =  
 sto  
 10  
 SUM  
 11  
 R/S  
 2nd Lbl  
 B  
 RCL  
 08  
 R/S  
 ÷  
 RCL  
 11  
 R/S  
 ÷  
 2  
 =  
 +/-

sto  
 12  
 RCL  
 00  
 +/-  
 SUM  
 09  
 RCL  
 11  
 +/-  
 SUM  
 11  
 RCL  
 12  
 R/S

1) Introduire  
 $\phi_i \rightarrow$  sto 00  
 $\phi_i \rightarrow$  sto 01  
 $L_i \rightarrow$  sto 02  
 $E \rightarrow$  sto 03  
 $\int \rightarrow$  sto 04  
 precision  $\rightarrow x \approx 6$

2) Résultats.

Appuyer sur:  
 A  $\rightarrow J_i$   
 R/S  $\rightarrow \Delta H_i$   
 R/S  $\rightarrow \frac{\Delta H_i}{\phi_i}$

Répéter la même  
 chose pour les "n"  
 tronçons puis.  
 appuyer sur:

$$B \rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

$$R/S \rightarrow \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{\phi_i}$$

$$R/S \rightarrow \Delta \phi = - \frac{\sum \Delta H_i}{\sum \frac{\Delta H_i}{\phi_i}}$$

Remarque:

a) si  $\phi < 0$  l'introduire  
 avec le signe (-)  $\rightarrow$  01  
 et introduire L avec le  
 signe (-)  $\rightarrow$  02  
 on aura  $\Delta H_i < 0$  et  
 $\frac{\Delta H_i}{\phi} > 0$

b) Ne jamais utiliser  
 la touche CLR



Calcul du Réseau : Tableau N° 1.

CARACTERISTIQUES-MAILLES					1 <sup>re</sup> APPROXIMATION.			1 <sup>re</sup> CORRECTION.			NOUVEAUX DEBITS Q <sub>1</sub> (l/s).
NE MAILLES PRINCIPALES	NE MAILLES ADJACENTES	CONDUITES	DIAMETRES (mm).	LONGUEURS L <sub>e</sub> (m).	Q <sub>0</sub> (l/s).	ΔH (m).	r.Q <sub>0</sub> (s/m <sup>3</sup> ).	C.P.M. (l/s).	C.M.A (l/s)	TOTAL.	
I	II	C-H	100	290	-7,85	-5,69	724,99	+1,37	+0,86	+2,23	-5,62
	III	H-A	150	214	-14,20	-1,59	112,02	+1,37	-2,09	-0,72	-14,92
	—	A-B	150	328	+15,43	+2,87	186,29	+1,37	—	+1,37	+16,80
	—	B-C	150	193	+13,69	+1,33	97,47	+1,37	—	+1,37	+15,06
						-3,08	1120,77			ΔQ = +1,37.	
II	I	H-C	100	290	+7,85	+5,69	724,99	-0,86	-1,37	-2,23	+5,62
	—	C-D	150	328	+15,95	+3,07	192,46	-0,86	—	-0,86	+15,09
	—	D-E	100	228	-4,27	-1,34	313,96	-0,86	—	-0,86	-5,13
	—	E-F	100	197	-5,61	-1,98	354,09	-0,86	—	-0,86	-6,47
	—	F-G	100	062	-5	-1,04	143,72	-0,86	—	-0,86	-8,13
	—	G-H	125	119	-10,22	-1,21	118,21	-0,86	—	-0,86	-11,08
						+3,19	1847,43			ΔQ = -0,86	
III	I	A-H	150	214	+14,2	1,59	112,02	+2,09	-1,37	+0,72	-14,92
	—	H-I	125	276	-9,53	-2,44	255,99	+2,09	—	+2,09	-7,44
	—	T-T	150	110	-12,02	-9,07	52,49	+2,09	—	+2,09	-10,83
	—	J-K	150	297	-15,6	-2,66	170,51	+2,09	—	+2,09	-13,51
	—	K-L	200	086	-20,03	-0,27	13,85	+2,09	—	+2,09	-17,94
	—	L-M	200	148	-21,20	-0,53	25,19	+2,09	—	+2,09	-19,11
	—	M-A	200	449	+23,52	1,99	84,62	+2,09	—	+2,09	+25,61
					-2,99	714,67			ΔQ = +2,09.		







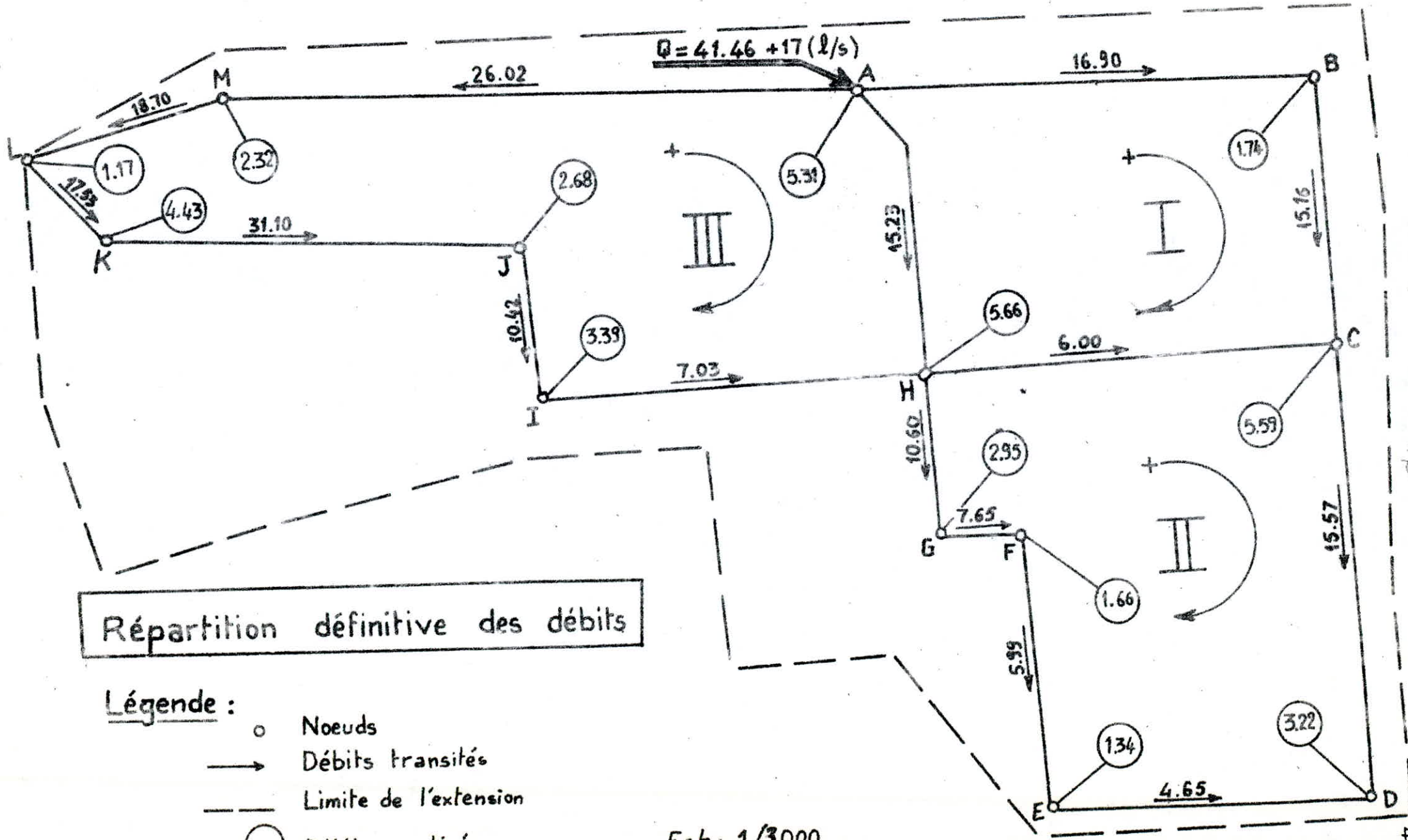
Calcul du Réseau : Tableau N° 3.

CARACTERISTIQUES-MAILLES					3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION.			3 <sup>ème</sup> CORRECTION.			NOUVEAUX DEBITS Q <sub>3</sub> (l/s).
N° MAILLES PRINCIPALES	N° MAILLES ADJACENTE.	CONDUITES	DIAMETRES (mm).	LONGUEURS L <sub>g</sub> (m).	Q <sub>2</sub> l/s.	ΔH (m).	r.Q (l/s/m <sup>2</sup> )	C.P.M l/s.	C.M.A l/s.	TOTAL.	
I	II	C-H	400	290	-6,24	-3,61	578,56	+0,26	+0,04	+0,3	-5,94
	III	H-A	150	214	-15,48	-1,89	121,93	+0,26	+0,03	+0,29	-15,19
	—	A-B	150	328	+16,63	+3,33	200,53	+0,26	—	+0,26	+16,89
	—	B-C	150	193	+14,89	+1,57	105,85	+0,26	—	+0,26	+15,15.
						-0,6	1006,87	Δq = +0,26.			
II	I	H-C	400	290	+6,24	+3,61	578,56	-0,04	-0,26	-0,30	+5,94
	—	C-D	150	328	+15,54	+2,91	187,59	-0,04	—	-0,04	+15,5
	—	D-E	100	228	-4,68	-1,61	343,29	-0,04	—	-0,04	-4,72
	—	E-F	100	197	-6,02	-2,28	379,43	-0,04	—	-0,04	-6,06
	—	F-G	100	062	-7,68	-1,16	151,69	-0,04	—	-0,04	-7,72
	—	G-H	125	119	-10,63	-1,30	122,86	-0,04	—	-0,04	-10,67
					+0,17	1763,42	Δq = -0,04				
III	I	A-H	150	214	+15,48	+1,88	121,93	-0,03	-0,26	-0,29	15,19.
	—	H-I	125	276	-7,05	-1,34	190,65	-0,03	—	-0,03	-7,08
	—	I-J	150	110	-10,44	-0,44	42,61	-0,03	—	-0,03	-10,47
	—	J-K	150	297	-13,12	-1,86	142,79	-0,03	—	-0,03	-13,15
	—	K-L	200	086	-17,55	-0,21	12,17	-0,03	—	-0,03	-17,58
	—	L-M	200	148	-18,72	-0,42	22,31	-0,03	—	-0,03	-18,75
	—	M-A	200	449	+26,0	+2,43	93,37	-0,03	—	-0,03	+25,97.
					+0,04	625,83	Δq = -0,03.				



Calcul du Réseau : Tableau N°4.

CARACTERISTIQUES - MAILLE					4 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			4 <sup>ème</sup> CORRECTION.			DEBITS FINAUX Q <sub>4</sub> (l/s).
N° MAILLES PRINCIPALES	N° MAILLES ADJACENTE	CONDUITES.	DIAMETRES (mm).	LONGUEURS L <sub>e</sub> (m).	Q <sub>3</sub> l/s.	ΔH (m).	r.Q s/m <sup>2</sup>	C.P.M l/s.	C.M.A l/s.	TOTAL.	
I	II	C-H	100	290	-5,94	-3,27	551,28	+0,005	-0,07	-0,06	-6,00
		H-A	150	214	-15,19	-1,81	119,68	+0,005	-0,05	-0,04	-15,23
		A-B	150	328	+16,89	+3,44	203,61	+0,005	—	+0,005	+16,90
		B-C	150	193	+15,15	+1,63	107,66	+0,005	—	+0,005	+15,16
							-0,01	982,23			Δq = +0,005
II	I	H-C	100	290	+5,94	+3,27	551,28	+0,07	-0,005	+0,06	+6,00
		C-D	150	328	+15,5	+2,90	187,21	+0,07	—	+0,07	+15,57
		D-E	100	228	-4,72	-1,63	346,15	+0,07	—	+0,07	-4,65
		E-F	100	197	-6,06	-2,31	381,90	+0,07	—	+0,07	-5,99
		F-G	100	062	-7,72	-1,17	152,47	+0,07	—	+0,07	-7,65
		G-H	125	119	-10,67	-1,31	123,32	+0,07.	—	+0,07	-10,60
							-0,25	1742,33			Δq = +0,07.
III	I	A-H	150	214	+15,19	+1,81	119,68	+0,05	-0,005	+0,04	15,23
		H-I	125	276	-7,08	-1,35	191,44	+0,05	—	+0,05	-7,03
		I-J	150	110	-10,47	-0,44	42,74	+0,05	—	+0,05	-10,42
		J-K	150	297	-13,15	-1,89	144,19	+0,05	—	+0,05	-13,10
		K-L	200	086	-17,58	-0,21	12,19	+0,05	—	+0,05	-17,53
		L-M	200	148	-18,75	-0,41	22,34	+0,05	—	+0,05	-18,70
		M-A	200	449	+25,97	+2,42	93,26	+0,05	—	+0,05	26,02
					-0,07	1625,84			Δq = +0,05.		



Répartition définitive des débits

- Légende :**
- Noeuds
  - Débits transités
  - Limite de l'extension
  - Débits soutirés

Ech: 1/3000

h/4

46.



Tableau des Pressions au sol.

N <sup>o</sup> MAILLE	TRONCONS	ALTITUDES (m).		$\Delta H$ (m).	CÔTES PIEZOMET. (m).		PRESSION AU SOL. (m)
		AMONT.	AVAL.		AMONT.	AVAL.	
I	A-B.	82,5	78,2	3,44	101,54	98,10	19,90.
	B-C.	78,2	62,7	1,63	98,10	96,47	33,77.
	H-C.	66,3	62,7	3,27	99,73	96,46	33,76.
	A-H.	82,5	66,3	1,81	101,54	99,73	33,43.
II	C-D.	62,7	55,4	2,90	96,39	93,49	38,09
	E-D.	58,3	55,4	1,63	94,87	93,24	37,84
	F-E.	61,4	58,3	2,31	97,18	94,87	36,57
	G-F.	62,5	61,4	1,17	98,35	97,18	35,78.
	H-G.	66,3	62,5	1,31	99,66	98,35	35,85
	H-C.	66,3	62,7	3,27	99,66	96,39	33,69
III	I-H.	65,0	66,3	1,35	101,01	99,66	33,36
	J-I.	73,4	65,0	0,44	101,45	101,01	36,01
	K-J.	84,5	73,4	1,89	103,34	101,45	28,05
	L-K.	85,3	84,5	0,21	103,55	103,34	18,84
	M-L.	87,3	85,3	0,41	103,96	103,55	18,25
	M-A.	87,3	82,5	2,42	103,96	101,54	19,04
	A-H.	82,5	66,3	1,81	101,54	99,73	33,43.



d'où :

$$P_{s(B)} = 101,54 - 3,44 - 78,2 = 19,9 \text{ m}$$

Il en est de même pour les autres points.

Les résultats de calculs sont portés au tableau des pressions au sol, ci-après.

### 3.8. Accessoires du réseau

Le fonctionnement et l'exploitation du réseau de distribution nécessitent, en service normal comme en cas d'incident, un certain nombre d'accessoires, dont nous résumons les principales fonctions :

#### -- Robinets-vannes

Pour isoler une conduite (en particulier pour réparation), on utilise des robinets -- vannes. Ces derniers sont placés à chaque noeud du réseau ou sur le parcours d'une longue conduite.

#### -- Ventouses

Pour évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte inutile d'eau, on dispose des ventouses.

#### -- Bouches d'incendie

Les bouches d'incendie et poteaux d'incendie doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous une pression suffisante.

## CHAPITRE V : ADDUCTION

### 1. CALCUL TECHNIQUE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

#### 1.1. Introduction

L'adduction par refoulement se fait à partir d'un forage F se situant à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Le débit arrivant au réservoir est relevé par une station de pompage et véhiculé par la conduite de refoulement.

#### 1.2. Etude technique

Le choix du tracé de la conduite de refoulement doit tenir compte de certains impératifs que l'on essaiera de respecter dans la mesure du possible. Ce choix se repose sur :

- .. un tracé le plus court entre le forage et le réservoir
- .. la recherche d'un profil en long aussi régulier que possible
- .. les possibilités de suivre les accôttements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel
- .. l'absence des contre-pentes nous évite le cantonnement d'air dans les points hauts qui pourraient endommager la conduite par suite d'un arrêt inopiné.

#### 1.3. Etude économique

La conduite de refoulement et la station de pompage sont liées économiquement.

En effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande. De plus le moteur d'entraînement devra être aussi puissant, et plus donc l'énergie dépensée sera grande.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour les conduites de refoulement résultant d'un compromis entre :

## CHAPITRE V : ADDUCTION

### 1. CALCUL TECHNIQUE ECONOMIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

#### 1.1. Introduction

L'adduction par refoulement se fait à partir d'un forage F se situant à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Le débit arrivant au réservoir est relevé par une station de pompage et véhiculé par la conduite de refoulement.

#### 1.2. Etude technique

Le choix du tracé de la conduite de refoulement doit tenir compte de certains impératifs que l'on essayera de respecter dans la mesure du possible. Ce choix se repose sur :

- .. un tracé le plus court entre le forage et le réservoir
- .. la recherche d'un profil en long aussi régulier que possible
- .. les possibilités de suivre les accôttements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel
- .. l'absence des contre-pentes nous évite le cantonnement d'air dans les points hauts qui pourraient endommager la conduite par suite d'un arrêt inopiné.

#### 1.3. Etude économique

La conduite de refoulement et la station de pompage sont liées économiquement.

En effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande. De plus le moteur d'entraînement devra être aussi puissant, et plus donc l'énergie dépensée sera grande.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour les conduites de refoulement résultant d'un compromis entre :



- les frais d'amortissement qui croissent avec le diamètre de la canalisation
- les frais d'exploitation de la station pompage qui décroissent quant le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

#### 1.4. Détermination de la hauteur géométrique de refoulement

La hauteur géométrique de refoulement est égale à la différence de côte entre le niveau maximal de refoulement et le niveau rabattu en pompage au débit correspondant.

Sachant que :

Le niveau dynamique par rapport au sol est égal à 23,24 m.  
La colonne d'eau dans le réservoir est de 5 m. Nous préconisons une alimentation par surverse qui sera  $h_s = 0,5$  m.

La côte du trop plein est de 110 m. D'où la hauteur géométrique de refoulement sera :

$$H_g = C_{TP} + 0,5 - C_{ND}$$

$$H_g = 110 + 0,5 - 23,24 = 87,26 \text{ m.}$$

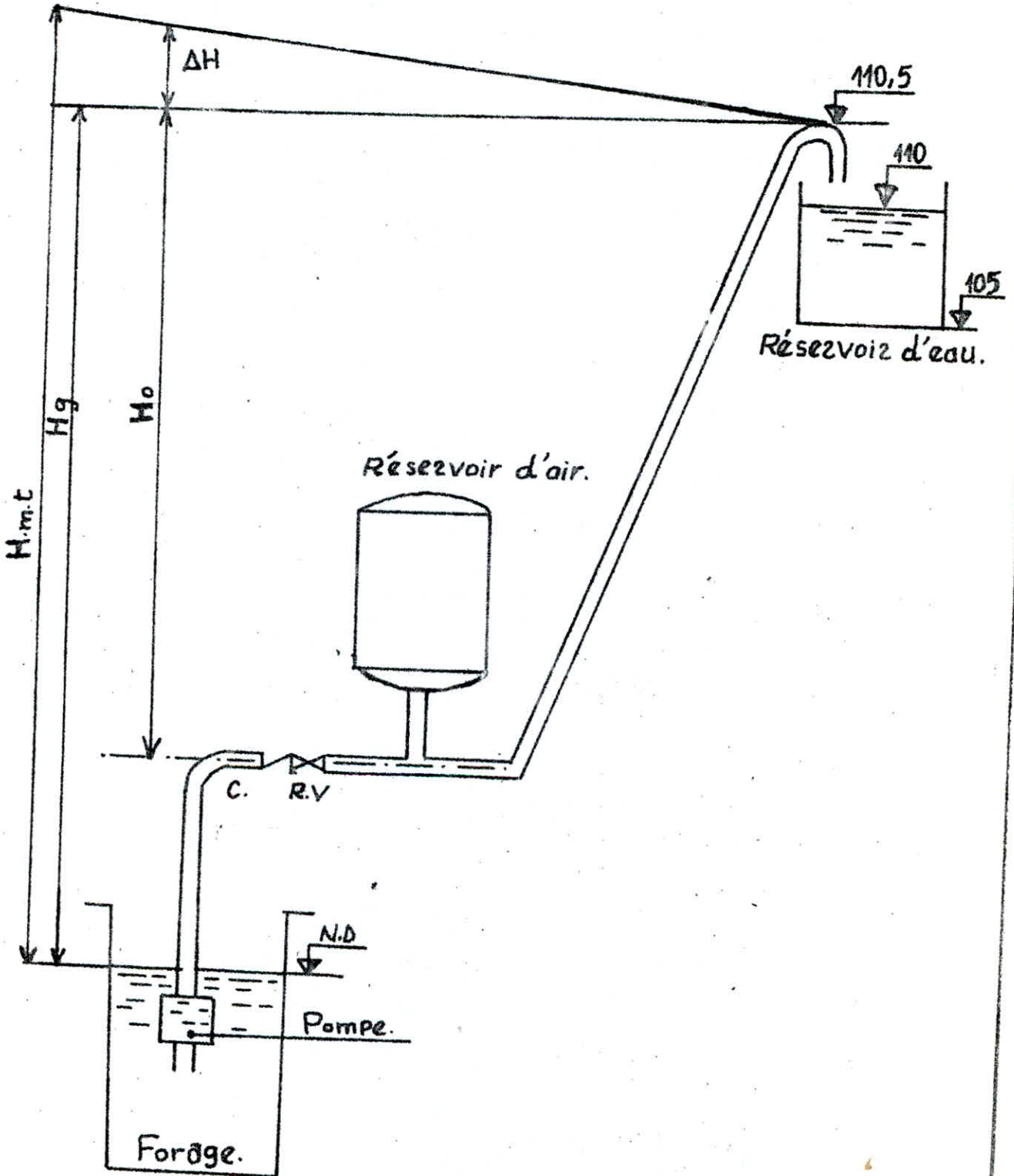
$$H_g = 87,26 \text{ m}$$

#### 1.5. Détermination du diamètre économique

Le diamètre économique qui correspond aux conditions actuelles est donné approximativement à l'aide de la formule de J. BONNIN.

$$D = \sqrt[3]{Q} \quad ; \quad \text{où :}$$

Schéma d'adduction par refoulement.  
Forage - Réservoir.



D : diamètre de la conduite en m.

Q : débit véhiculé en  $m^3/s$

Calculons la vitesse en m/s correspondant à un débit  $Q = 1 m^3/s$  par la formule de continuité qui est :

$$Q = V \cdot A ; \text{ où :}$$

A : section de la conduite ( $m^2$ )

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} , \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

$$Q = V \cdot A \implies V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (Q)^2} , \text{ d'où}$$

$$V = \frac{4}{\pi} = 1,273 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est plus économique que celle de BRESSE qui est de l'ordre de 0,566 m/s.

Toutefois, le choix définitif du diamètre sera fait à la base d'un calcul économique tenant compte des frais d'amortissements et des frais d'exploitation.

#### 1.6. Pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de DARCY-WEISBACH.

$$(1) J = \frac{f}{D_h} \cdot \frac{V^2}{2g} , \text{ appelée gradient de perte de charge.}$$



.. Pertes de charge linéaires

Elles sont données par la relation :

$$\Delta H_{\text{lin}} = J. L.$$

.. Pertes de charge singulières

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,15 \Delta H_{\text{lin}}$$

.. Pertes de charge totales

Elles sont données par la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta H_{\text{total}} = \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{sing}} = 1,15 J.L.$$

Le coefficient  $f$  de la formule (1) est appelé coefficient de P. d. c. qui va être calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK suivante:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right) ; \text{ où}$$

$R_e$  : nombre de REYNOLDS

$$R_e = \frac{V. D}{\nu} ;$$

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau

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

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite

$$\varepsilon = 10^{-3}, \text{ pour une conduite neuve ; } (\varepsilon \text{ en m})$$

On procède par itération en prenant comme première approximation la valeur de  $f$  calculée moyennant la formule de NIKURADZE suivante:

$$f = \left( 1,14 + 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^2$$

jusqu'à trouver la valeur exacte de  $f$  qui sera utilisée pour les calculs.

#### 1.7. Détermination de la hauteur manométrique total (H m.t.)

La hauteur manométrique total est donnée par la somme de la hauteur géométrique ( $H_g$ ) et des pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

$$\text{H.m.t.} = H_g + \Delta H_t, \text{ où :}$$

$$\Delta H_t = 1,15 \text{ J.L. (P. d.c. dues aux frottements)}$$

#### 1.8. Détermination de la puissance

La puissance  $P$  est donnée par la relation suivante:

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot \text{H.m.t.}}{\eta}, \text{ où :}$$

9,81 : accélération de la pesanteur (g en  $m/s^2$ )

Q : débit d'addition en  $m^3/s$

$\eta$  : rendement en %,  $\eta = 70\%$

### 1.9. Amortissement annuel

La durée de l'exploitation de la conduite est estimée à 30 ans.  
L'amortissement annuel sera égal au prix total de la conduite divisé par 30.

L'annuité est donnée par la formule:

$$A = \frac{i}{(i + 1)^{n-1}} + i, \text{ où :}$$

i : taux d'annuité,  $i = 8\%$  (adopté en Algérie)

n : nombre d'années d'amortissement

$$n = 30 \text{ ans}$$

d'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30-1}} + 0,08 = 0,08859$$

### 2. CALCULS NUMERIQUES

En sachant le débit d'exploitation qui est de 20 l/s, calculons le diamètre économique approximatif par la formule de BONNIN. Nous obtenons :

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,020} = 0,1414 \text{ m} \\ = 141 \text{ mm}$$



Nous prenons le diamètre normalisé supérieur, soit:

$$D = 150 \text{ mm}$$

Faisons maintenant une étude économique, en prenant les diamètres normalisés immédiatement supérieurs et inférieurs à celui que nous venons de trouver.

Le devis estimatif le moins cher avec l'annuité et les frais d'énergie nous donne le diamètre le plus économique. Les résultats de calculs sont portés dans les tableaux suivants; en considérant les diamètres 100 - 125 - 150 - 200 et 250 en mm.

Tableau des hauteurs manométriques

Diamètre (mm)	Gradient de P.d.c. --J--	Longueur (m)	P.d.c. $\Delta H_t$ (m)	Hauteur monomé- trique. Hmt (m)
100	0,128060	635	93,52	180,78
125	0,03931	"	28,71	115,97
150	0,01491	"	10,89	98,15
200	0,003515	"	2,42	89,68
250	0,001031	"	0,75	88,01

Tableau des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance P. (KW)	Energie annuelle $P \times 24 \times 365$ (K.W.h)	Prix d' énergie $e = 0,19$ D.A.
100	50,67	443860,44	84333,48
125	32,50	284741,47	54100,88
150	27,51	240987,97	45787,71
175	22,52	198800,44	37773,19
200	25,14	220191,56	41836,39
250	24,67	216082,92	41055,75

Le prix de revient du mètre linéaire des conduites est adopté par la Société Nationale de Sidérurgie (S.N.S.) dans le tableau suivant:

Diamètre (mm)	Tuyaux (D.A)	Soudure (D.A)	Terrassement (D.A)	Pose (D.A)	Transport manutention (D.A)	Prix de Revient
100	84,44	1,70	50,00	4,00	7,17	147,31
125	94,41	2,15	55,00	6,00	8,55	166,11
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,93	184,93
200	137,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,15	267,22

## BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN ACIER

DIAMETRE (mm)	TUYAU (ml) D.A.	SOUDURE D.R.	TERRASSEMENT (D.A.)	POSE D.A.	TRANSPORT ET MANIPULATION	PRIX DE REVIENT AU MÈ D.A.
100	84.46	1.70	50.00	4.00	7.17	147.31
150	104.39	2.61	60.00	8.00	9.95	184.93
200	137.59	4.32	65.00	10.00	12.65	229.56
250	162.32	5.75	67.00	16.00	16.15	267.22
300	216.63	7.30	70.00	20.00	19.14	333.07
350	301.11	9.26	72.00	30.00	25.23	437.60
400	345.17	11.27	75.00	40.00	29.00	500.44
500	432.05	17.22	85.00	60.00	34.18	628.45



## Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont évalués en fonction du prix de revient de la longueur total de la conduite de refoulement, et de l'annuité. Ces frais sont donnés au tableau suivant:

Diamètre (mm)	Prix du mètre-linéaire (D.A.)	Longueur (m)	Prix total (D.A.)	Amortissement A = 0,08859 D.A.
100	147,31	635	93541,85	8286,87
125	166,11	"	105479,85	9344,46
150	184,93	"	117430,55	10403,17
200	229,56	"	145770,60	12913,82
250	267,22	"	169684,70	15032,37

## Bilan des frais

Le bilan général des frais est obtenu en faisant la somme des frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Ce bilan est dressé au tableau suivant:

Diamètre	frais d'amortissement (D.A.)	frais d'exploitation (D.A.)	TOTAL (D.A.)
100	8286,87	84333,48	92620,35
125	9344,46	54110,88	63445,34
150	10403,17	45787,71	56190,88
200	12913,82	41836,39	54750,21
250	15032,37	41055,75	56088,12

On déduit donc de cette étude économique que le diamètre adopté pour notre conduite de refoulement, est le :

$$\varnothing 200 \quad (\text{mm})$$

Le matériau choisi de la conduite sera l'Acier doux soudable. Notre choix repose sur les critères suivants :

- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économiques au transport.
- ils ont une grande pression de service (de l'ordre de 50 bars environ)
- ils sont disponibles sur le marché national.

### 3. CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT ( $\Delta H = f(Q)$ )

Pour tracer la courbe (C) de la conduite de refoulement on se donne des débits inférieurs et supérieurs au débit fixé qui est 20 l/s soit 72 m<sup>3</sup>/H afin de calculer les pertes de charge qui s'y produisent.

- Formules utilisées :

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK :

$$f_c = \left[ -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

où :

Les paramètres de la formule son comme indiqués au paragraphe (1.6) du même chapitre.

On a utilisé un programme qui prend comme première approximation la valeur de  $f$  calculée à l'aide de la formule de NIKURADZE qui est :

$$f = \left( 1,14 - 0,66 \operatorname{Ln} \frac{1}{D} \right)^{-2}$$

Puis on procède par itération jusqu'à trouver la valeur exacte du coefficient de frottement par COOLBROOK.

Donc les pertes de charge seront :

$$\Delta H = \Delta H_{l,r} + \Delta H_s$$

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_{l,r}$$

$$\Delta H_{l,r} = J \cdot L \quad \text{et} \quad J = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{DARCY - WEISBACH})$$

$$\Delta H = 1,15 \Delta H_{l,r}$$

$$\Delta H = 1,15 J \cdot L$$

Tous les calculs sont donnés au tableau suivant :



Caracteristiques de la conduite de refoulement ( $\varnothing = 200 \text{ mm}$ )

$Q (\text{m}^3/\text{h})$	$V (\text{m/s})$	$L (\text{m})$	$Re$	$J$	$\Delta H_p$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$F_{r0}$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$F_c$	$H_{mt}$ (m)
18	0,15	635	$3 \cdot 10^4$	$1,94 \cdot 10^{-4}$	0,1235	0,0185	0,0308	0,142	0,0338	87,402
36	0,31	—	$6,2 \cdot 10^4$	$7,96 \cdot 10^{-4}$	0,5054	0,0758	—	0,581	0,03247	87,841
54	0,47	—	$9,4 \cdot 10^4$	$1,802 \cdot 10^{-3}$	1,1444	0,1716	—	1,3161	0,03198	88,576
72	0,64	—	$12,6 \cdot 10^4$	$3,315 \cdot 10^{-3}$	2,1056	0,3158	—	2,4214	0,0317	89,68
90	0,79	—	$1,58 \cdot 10^5$	$5,028 \cdot 10^{-3}$	3,1133	0,4789	—	3,6723	0,03158	90,932
108	0,95	—	$1,9 \cdot 10^5$	$7,249 \cdot 10^{-3}$	4,603	0,6904	—	5,2930	0,03148	92,553
126	1,11	—	$2,22 \cdot 10^5$	$9,87 \cdot 10^{-3}$	6,2698	0,9404	—	7,2103	0,03141	94,47

## CHAPITRE VI : INSTALLATION DE POMPAGE

### 1. CHOIX DU GROUPE DE POMPES

Il s'agit d'équiper notre forage F d'un groupe électro-pompe dont les caractéristiques seront fonction du débit  $Q$  à refouler (soit 20 l/s), et de la hauteur manométrique totale (soit  $H_{mt} = 89,68$  m).

Notre choix portera sur un groupe électro-pompe multicellulaire immergé à axe vertical. Le groupe présente un bon rendement et une commodité d'installation et de fonctionnement.

Il sera aussi prévu une autre pompe identique de secours.

#### 1.1. Caractéristiques du groupe

En se référant à la catalogue JEUMONT-SCHNEIDER, les caractéristiques de notre pompe sont:

- type M - 22 12075 R à 4 étages
- $N = 2850$  tours / min.
- Rendement de la pompe de la pompe = 65,5 %
- Puissance de la pompe  $P_p = 30$  KW
- Puissance du moteur d'entraînement  $P_M = 30$  KW.

La pompe est munie des accessoires suivants :

- Un cône (divergent) pour le raccordement pompe-conduite de refoulement
- Un clapet anti-retour
- Un robinet - vanne
- Un compteur de débit

### 2. POINT DE FONCTIONNEMENT

Sur Planche n° 2, on a tracé la courbe caractéristique de la conduite (C) de refoulement ayant un diamètre de 200 mm et une longueur de 635 m.

De même, il a été tracé la courbe caractéristique (Q/H) de la pompe choisie du catalogue, donnée par le constructeur.

Le point de fonctionnement de cette pompe correspond au point d'intersection des deux courbes citées ci-dessus.

Notre point désiré  $P_1$  doit correspondre au débit  $Q_1 = 72 \text{ m}^3/\text{h}$  et à une hauteur monométrique totale  $H_{mt} = H_1 = 89,68 \text{ m}$ .

Mais la courbe (Q/H) coupe la courbe (C) au point  $P_3$  représentant un autre point de fonctionnement non désiré, avec un débit  $Q_3 = 82,3 \text{ m}^3/\text{h}$  et une hauteur  $H_3 = 91 \text{ m}$ .

Vu la différence qui existe entre les coordonnées ( $Q_1$  et  $H_1$ ) du point désiré  $P_1$  et celles de ( $Q_3$  et  $H_3$ ) du point non désiré  $P_3$ , il sera envisagé trois possibilités (ou variantes) pour l'utilisation de cette pompe.

#### 2.1. 1ère variante

Accepter  $P_3$  comme point de fonctionnement tout en diminuant le temps de pompage et en gardant un rendement satisfaisant.

$$Q_3 = 82,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_3 = 91 \text{ m}$$

$$\eta = 65,5 \%$$

Le temps de pompage se réduit à :

$$t = \frac{V}{Q_3}, \quad \text{où :}$$

$$V = 0,020 \times 24 \times 3600 = 1728 \text{ m}^3$$

(volume entrant dans le réservoir)



$$Q_3 = 82,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$t = \frac{1728}{82,3} = 20,99 \text{ h}$$

$$t = 21 \text{ heures / jour}$$

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions sera :

$$P_p = \frac{9,81 \times 0,02194 \times 91}{0,655} = 29,9 \text{ K.W}$$

### 2.2. 2<sup>ème</sup> Variante

Accepter  $P_3$  comme point de fonctionnement c'est à dire la courbe (Q / H) et vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge.

Cette perte de charge engendra un gaspillage d'énergie, donc présente un inconvénient.

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 du passage de l'eau par un serrage de robinet-vanne situé sur le refoulement et vu que les valeurs de  $Q_3$  et  $H_3$  n'étant pas celles pour lesquelles la pompe a été conçue.

### 2.3. 3<sup>ème</sup> Variante

Rogner la roue de façon à faire passer la courbe Q/H par le point de fonctionnement désiré.

- Calcul du pourcentage de mognage

On considère les deux triangles semblables  $OP_1Q_1$  et  $OP_2Q_2$  (voir planche n° 2) on aura :

$$(1) \quad \frac{Q}{q} = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{H_2}{H_1} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2} \quad \text{où :}$$

$m$  : coefficient de rognage de

de (1) on tire :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

L'intersection de la droite  $OP_1$  avec la courbe  $Q/H$  nous donne le point  $P_2$  de coordonnée :

$$Q_2 = 76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 95 \text{ m}$$

et  $P_1$  de coordonnée :

$$Q_2 = 76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 95 \text{ m}$$

Application numérique

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{72}{76}} = 0,973$$

Par conséquent le coefficient de rognage sera :

$$1 - m = 1 - 0,973 = 0,027$$

$$1 - m = 2,7 \%$$

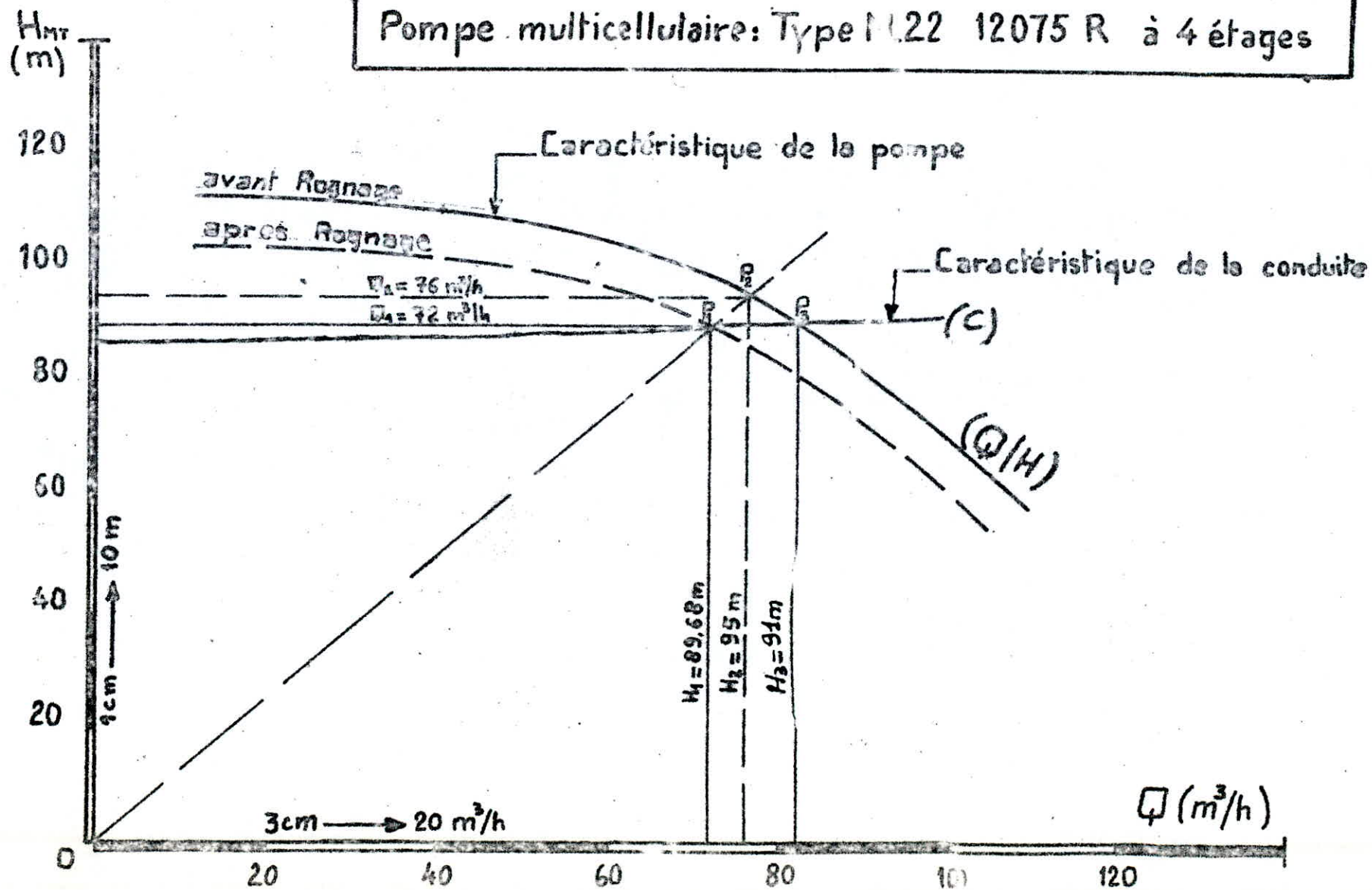
#### 2.4. Conclusion

Vu l'économie que présente la troisième variante qui consiste à faire le rognage des roues de la pompe avec un pourcentage de 2,7 %; on a adopté pour celle-ci.

L'opération du rognage est couramment pratiquée dans les ateliers des constructeurs de pompes.



Pompe multicellulaire: Type M22 12075 R à 4 étages



20

## CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES

### A. PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

#### A.1. PHENOMENE DU COUP DE BELIER

On définit le coup de béliier comme étant un phénomène oscillatoire dont les causes principales sont :

-- Arrêt brusque par disjonction d'un groupe électro-pompes alimentant une conduite de refoulement, débitant sur un réservoir.

-- Démarrage d'une pompe

-- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement, d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites doivent être donc examinées et étudiées de façon à être protégées contre ce phénomène. Les valeurs du coup de béliier peuvent dépasser la pression de service, susceptibles d'entraîner des ruptures au niveau des conduites, ou détériorer les pompes. Notre but est d'étudier ce phénomène afin de remédier à ses effets.

#### A.1.1. Moyens de protection contre le coup de béliier

Les équipements de protection sont variés. Ils sont déterminés en fonction des caractéristiques hydrauliques et géométriques des installations. Ces moyens de protection contre le coup de béliier sont principalement :

-- Les réservoirs d'air

-- Les cheminées d'équilibre

-- Le volant d'inertie

-- La soupape de décharge

On choisit pour notre cas le "Réservoir d'air" comme dispositif de protection. En effet, c'est le procédé le plus répandu pour la protection des stations de pompage et des conduites. De plus, cet équipement est peu onéreux, fiable et facilement contrôlable. (Voir schéma du "Réservoir d'air").

### A.1.2. Fonctionnement du réservoir d'air

Au moment de l'arrêt de la pompe, l'eau qui continue son ascension durant un certain temps sous l'effet de l'inertie, laissant derrière elle une dépression et retournant vers la pompe.

Le clapet anti-retour disposé à l'aval de la pompe se ferme brusquement engendrant ainsi une surpression. La succession de ces deux phénomènes (dépression, surpression) peut provoquer la rupture de la canalisation.

Au moment de la dépression, l'air contenu dans le réservoir se détend (sa pression étant plus grande) que celle régnant dans la conduite.

Au moment de la surpression, l'eau ayant une pression très forte monte dans le réservoir comprimant ainsi l'air qui s'y trouve.

## A.2. ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT

### A.2.1. Principe de calcul

Le coupe de béliet est un phénomène oscillatoire, ayant pour célérité "a" qui est fonction de la nature du liquide (S et K) et de la nature de la conduite (D, E, e).

$$a = \sqrt{\frac{K / S}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}, \text{ où :}$$

$K = 2,15 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$  : module de compressibilité de l'eau

$S = 1000 \text{ Kg/m}^3$  : masse volumique de l'eau

$E = 2,00 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$  : module d'élasticité de la conduite

$e = 0,003 \text{ m}$  : épaisseur de la conduite

$D = 0,20 \text{ m}$  : diamètre de la conduite



$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 / 1000}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \times 0,20}{2 \cdot 10^{11} \times 0,003}}} = 1119 \text{ m/s}$$

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont:

$$L = 635 \text{ m}$$

$$D = 0,20 \text{ m}$$

$$H_g = 87,26 \text{ m}$$

$$Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = 0,64 \text{ m/s (vitesse initiale)}$$

Ces caractéristiques montrent que sans dispositif de protection, le coup de bélier atteint la valeur maximum de :

$$h = \frac{a \cdot V_o}{g}$$

$$b = \frac{1119,12 \cdot 0,46}{9,81} = 73,01 \text{ m d'eau}$$

Au moment du retour de l'onde la surpression peut atteindre la valeur:

$$H_o + b, \quad \text{où } H_o = H_g - H_{\text{dyn.}}$$

$$H_o = 87,26 - 23,24 = 46,02 \text{ m}$$

d'où la surpression est de :

$$H_o + b = 46,02 + 73,01 = 119,03 \text{ m}$$

et la dépression est de :

$$H_o - b = 64,02 - 73,01 = - 8,99 \text{ m}$$

(il ya risque de cavitation de la pompe)

#### A.2.2. Calcul simplifié d'un réservoir d'air

(Abaque de A. VIBERT)

On néglige les pertes de charge dans la conduite, la hauteur d'eau dans le réservoir d'air, l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau.

De plus, le réservoir ne comporte pas d'organe d'étranglement dans la tubulure de raccordement.

- A la fin de la dépression (1ère phase du phénomène du coup de bélier), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera plus faible soit  $Z_{min}$ .

- A la fin de la surpression (2ème phase), l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera  $Z_{max}$ .

Pour la suite de nos calculs, on impose une pression de service de l'ordre de 90 m d'eau (9 bars) à ne pas dépasser.

$$Z_{max} = 90 + 10 = 100 \text{ m d'eau}$$

$$Z_o = H_o + 10 = 64,02 + 10 = 74,02 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_o} = \frac{100}{74,02} = 1,35$$

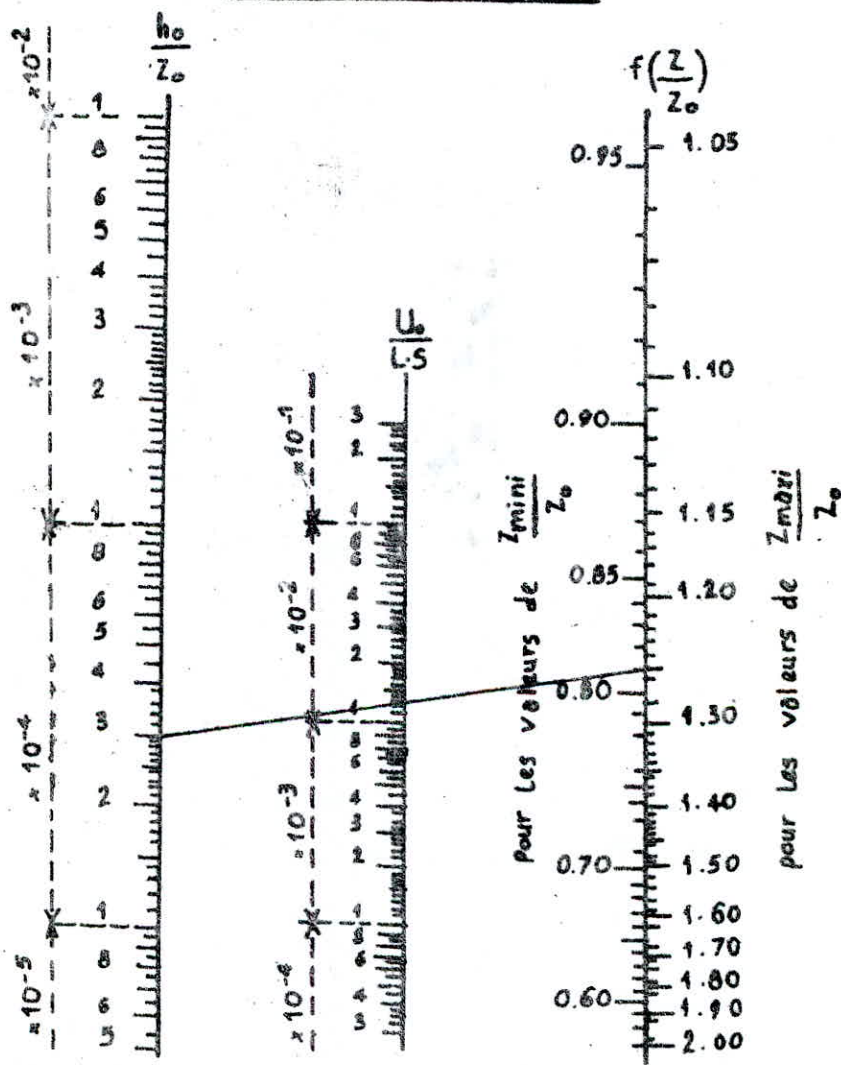
$$h_o = \frac{v_o^2}{2g} = \frac{(0,64)^2}{19,6} = 0,021 \text{ m}$$

$$\frac{h_o}{Z_o} = \frac{0,021}{1,35} = 3 \cdot 10^{-4}$$

# ABAQUE.

DE M. VIBERT.

POUR LE CALCUL SIMPLIFIE  
DES RESERVOIRS D'AIR





$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,35 \\ \frac{h_0}{Z_0} = 3 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} \text{Abaque de Vibert donne :}$$

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = 1,3 \cdot 10^{-2} = 0,013$$

$$\text{et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,81. \quad \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow Z_{\min} = 0,81 \times 74,02 = 59,96 \text{ m}$$

$$U_0 = L \cdot S \cdot 0,013, \text{ (Volume d'air en marche normale)}$$

$$L = 635 \text{ m}, \quad S = 0,0315 \text{ m}^2$$

$$U_0 = 635 \times 0,0314 \times 0,013 = 0,26 \text{ m}^3 = 260 \text{ l.}$$

$$Z_0 \cdot U_0 = Z_{\min} \cdot U_{\max}, \quad \text{d'où :}$$

$$U_{\max} = \frac{Z_0 \cdot U_0}{Z_{\min}} = \frac{74,02 \cdot 0,26}{59,96} = 0,32 \text{ m}^3 = 320 \text{ l.}$$

Avec plus de sécurité on prendra comme valeur:

$$U_0 = 0,28 \text{ m}^3$$

A.2.3. Vérification de la pression à l'origine du refoulement

$$Z_{\min.} = 59,96 \text{ m}$$

La pression restante est :

$$Z_{\min} - 10 = 59,96 - 10 = 49,96 \text{ m d'eau}$$

La pression à l'origine est alors :

$$Z_0 - Z_{\min} = 74,02 - 59,96 = 14,06 \text{ m d'eau}$$

### A.3. ETUDE DU COUP DE BELIER PAR LES EPURES DE BERGERON

#### A.3.1. Arrêt brusque de la pompe

C'est par l'application de la méthode graphique de Bergeron, que le réservoir d'air sera déterminé. C'est un anti-bélier assurant la protection de la conduite au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

Caractéristiques de la conduite et de la tuyère:

$\phi = 200 \text{ mm}$	$H_0 = 64,02 \text{ m}$
$L = 635 \text{ m}$	$D = \frac{\phi}{2} = 100 \text{ mm}$
$\epsilon = 1 \text{ mm}$	$d = 55 \text{ mm}$

$$d' = 0,92 \cdot d = 0,92 \cdot 55 = 51 \text{ mm}$$

On néglige la hauteur  $h$  entre le plan d'eau du réservoir d'air et la conduite de refoulement.

Rappelons que :

- la célérité de l'onde  $a = 1119 \text{ m/s}$
- la valeur maximale que peut atteindre le coupe de bélier est:

$$b = \frac{aV_0}{g} = 73,01 \text{ m d'eau}$$

- la surpression est de :

$$H_o + b = 137,03 \text{ m d'eau}$$

- la dépression est de :

$$H_o - b = - 8,99 \text{ m}$$

### A.3.2. Principe de calcul du réservoir d'air

#### Méthode graphique de BERGERON

En partant d'un volume d'air initial arbitraire  $U_o$  et en se fixant une valeur de  $V_f$  (vitesse finale), on calcule à la fin de l'intervalle

$\theta = \frac{2L}{a}$  (c'est le temps d'un aller retour de l'onde entre la pompe et le réservoir), la pression dans le réservoir d'air; puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas.

On vérifie sur le diagramme de BERGERON que cette pression finale corresponde à  $V_f$ . Sinon, on refait les calculs en choisissant une autre  $V_f$ .

La pression absolue dans le réservoir d'air est :

$$Z_o = H_o + 10, \quad \text{où :}$$

$H_o$  : hauteur géométrique d'élévation au droit du réservoir d'air.

#### A.3.2.1. Pression dans le réservoir d'air

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide (air) s'effectue conformément à la loi de POISSON :

$$(Z_o + \delta_o) U_o^{1,4} = Z_i \cdot U_i^{1,4}, \quad \text{où :}$$



$Z_0$  : Pression dans le réservoir d'air }  
 $\delta_0$  : P. d. c. dans la conduite } en marche normale  
 $Z_i$  : Pression dans le réservoir à la fin de  $\theta_i$   
 $U_i$  : Volume d'air à l'instant  $\theta_i$

#### A.3.2.2. Pertes de charge au niveau de la tuyère

Les pertes de charge au niveau de la tuyère varient suivant que l'eau monte dans le réservoir ou qu'elle descend.

-- Montée de l'eau :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K, \quad (15 \div 20)$$

$u = 0,92$  : coefficient de débit pour une tuyère

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{200^2}{d'^2} = \frac{200^2}{(0,92 \cdot 55)^2} = 15,62$$

$$m_1 = \frac{(u d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 55)^2}{100^2} = 0,26,$$

(rapport de section de la veine contractée : diamètre  $d'$  et de la tubulure : diamètre  $D$ ).

$$m_1 = 0,26 \frac{\text{abaque des coeff. de P.d.c.}}{\text{de P.d.c.}} \quad C_1 = 0,55, \quad (\text{coefficient de P.d.c. dans la tuyère})$$

$$h_1 = c_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0,55 \frac{v_1}{2g} = 0,028 v_1^2$$

- Déscente de l'eau

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{\phi^2}{0,5d^2} = K', K' = 1,7 K$$

0,5 : Coefficient de contraction, (tuyère agit comme un ajutage de BORDA).

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{200^2}{0,5 \cdot 55^2} = 26,45 \quad v_2 = 26,45 v_f$$

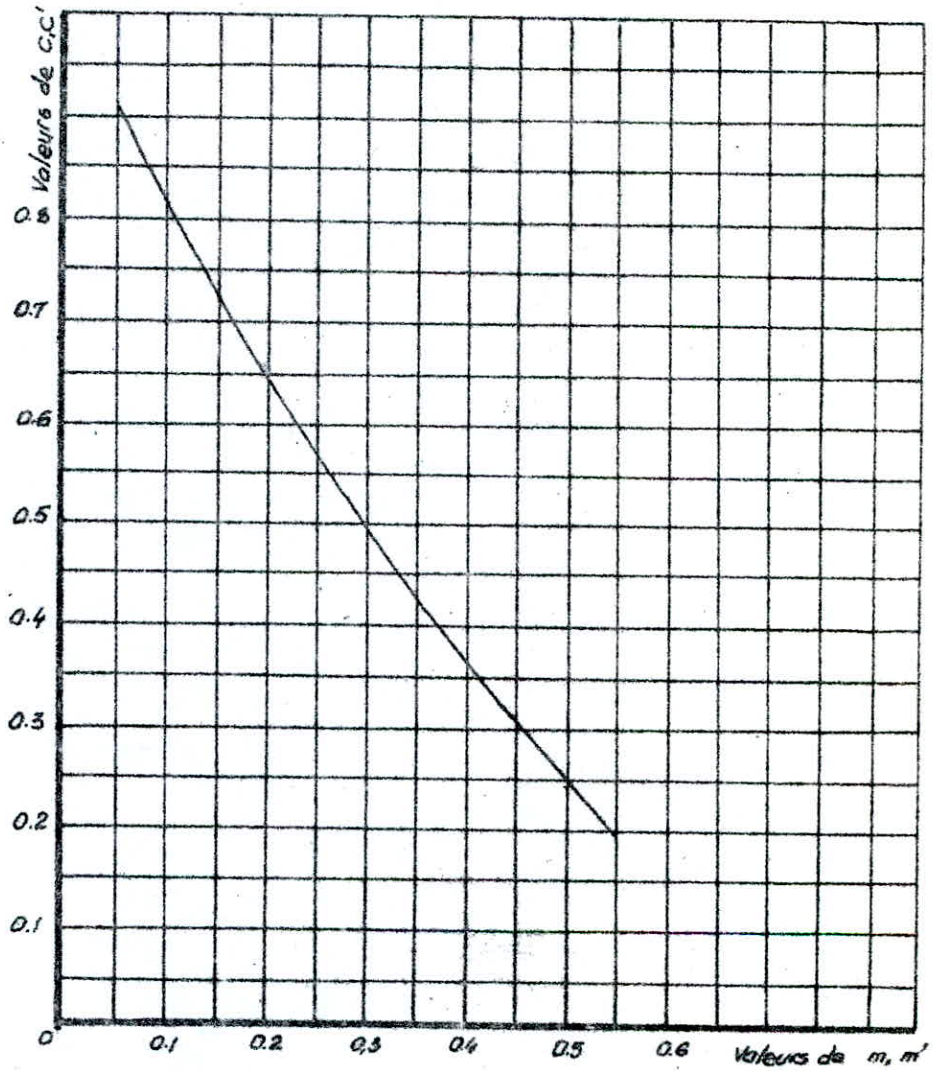
$v_2$  : vitesse dans la tuyère

$$m_2 = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 \cdot 55^2}{100^2} = 0,151$$

abaque coeff. de  
P.d.c.  $c_2 = 0,73$

$$h_2 = c_2 \frac{v_i^2}{2g} = 0,73 \frac{v_2}{2g} = 0,03 v_2^2$$

$$h_2 = 0,03 v_2^2$$



Coefficient de p.d.c. dans une tuyère



### A.3.2.3. Volume d'air dans le réservoir

L'augmentation du volume d'air quand l'eau monte dans la conduite ou diminution quand l'eau redescend est donnée par :

$$U_n = U_{n-1} + \Delta U_n, \text{ où :}$$

$$U_n = S \cdot L;$$

$$S = 0,0314 \text{ m}^2 \text{ (Section de la conduite)}$$

$$L = (\text{distance parcourue par l'eau durant } \theta = \frac{2L}{a} ).$$

$$L = V_{mi} \times \theta_i \text{ avec :}$$

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} ;$$

$V_{mi}$  : vitesse moyenne arithmétique (m/s).

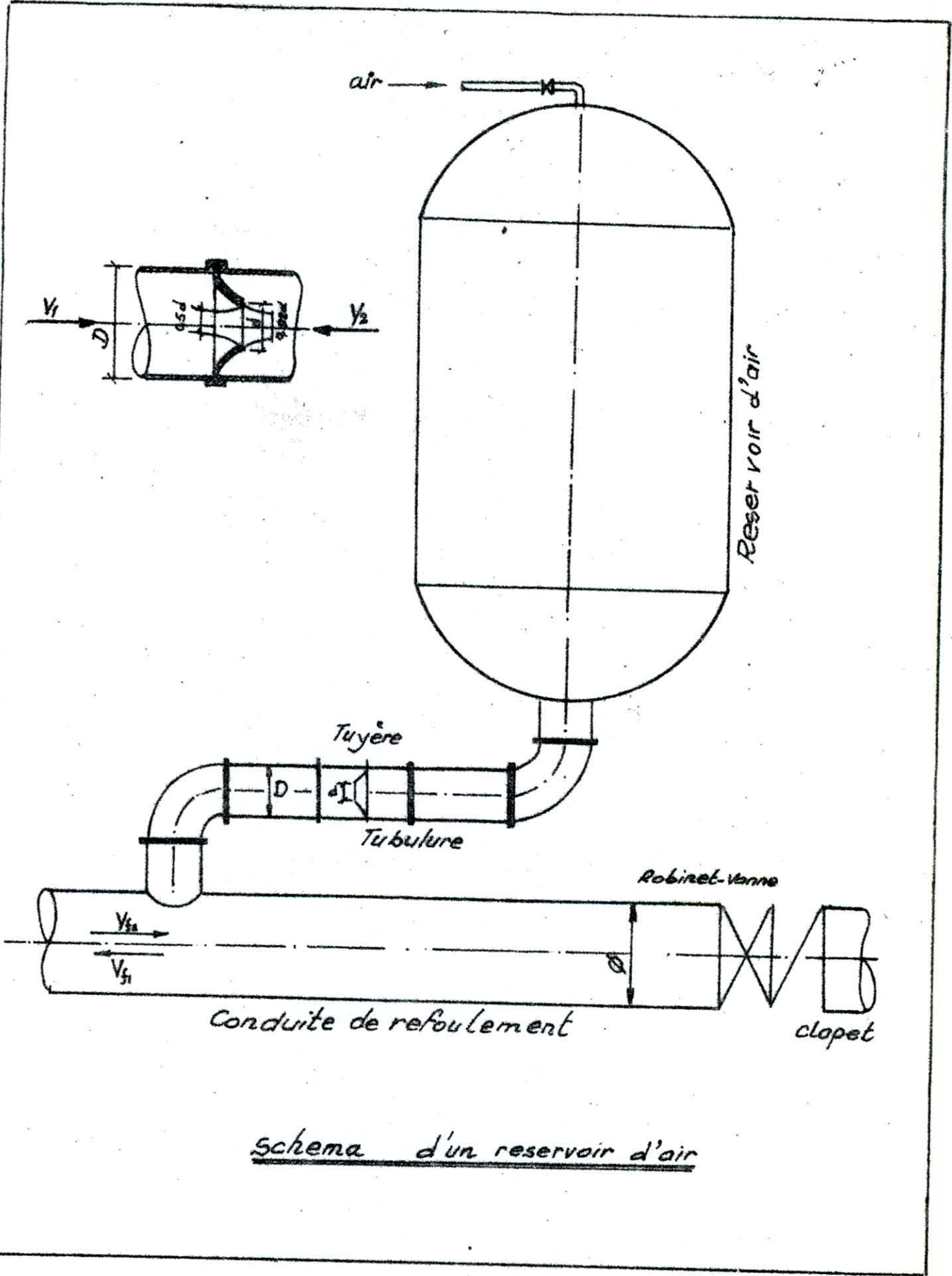
Au premier temps d'écoulement 1

$$V_{mi} = \frac{V_o + V_{f1}}{2} ; \text{ où :}$$

$V_o$  : vitesse d'écoulement avant la disjonction

$V_{f1}$  : vitesse finale à la fin de  $\theta_1$

$$U_n = U_{n-1} + \Delta U_n : \text{ quand l'eau monte vers le réservoir d'eau (vidange du réservoir d'air).}$$



schema d'un reservoir d'air

$U_n - U_{n-1} = \Delta U_n$  : quand l'eau redescend vers la pompe  
(remplissage du réservoir d'air)

A.3.2.4. Détermination de la pente de la droite :  $\frac{a}{g \cdot s}$

$$\frac{a}{g \cdot s} = \frac{1119}{9,81 \cdot 0,0314} = 3632,716 \text{ m}$$

-- Echelle des pression (éch: verticale).

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m.} \\ h \longrightarrow 3632,716 \end{array} \quad \Longrightarrow$$

$$\Longrightarrow h = \frac{3632,716}{5} = 726,54 \text{ m}$$

-- Echelle des débit : (éch: Horizontale)

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

$$0,00157 \text{ m}^2/\text{s} = 0,05 \times 0,0314$$

$$q \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Longrightarrow q = \frac{1}{0,00157} = 636,94 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{q} = \frac{726,54}{636,94} = 1,14 \implies$$

$$\implies \alpha = 48^\circ$$

### A.3.3. Conclusion

-- La résolution graphique (épure de BERGERON) donne une dépression max. de 11 m, d'où la pression au niveau du clapet anti-retour sera de l'ordre de :

$$H_0 - 11 = 64,02 - 11 = 53,02 \text{ m};$$

Ainsi qu'une surpression max. de 6 m, d'où la pression sera de l'ordre de :

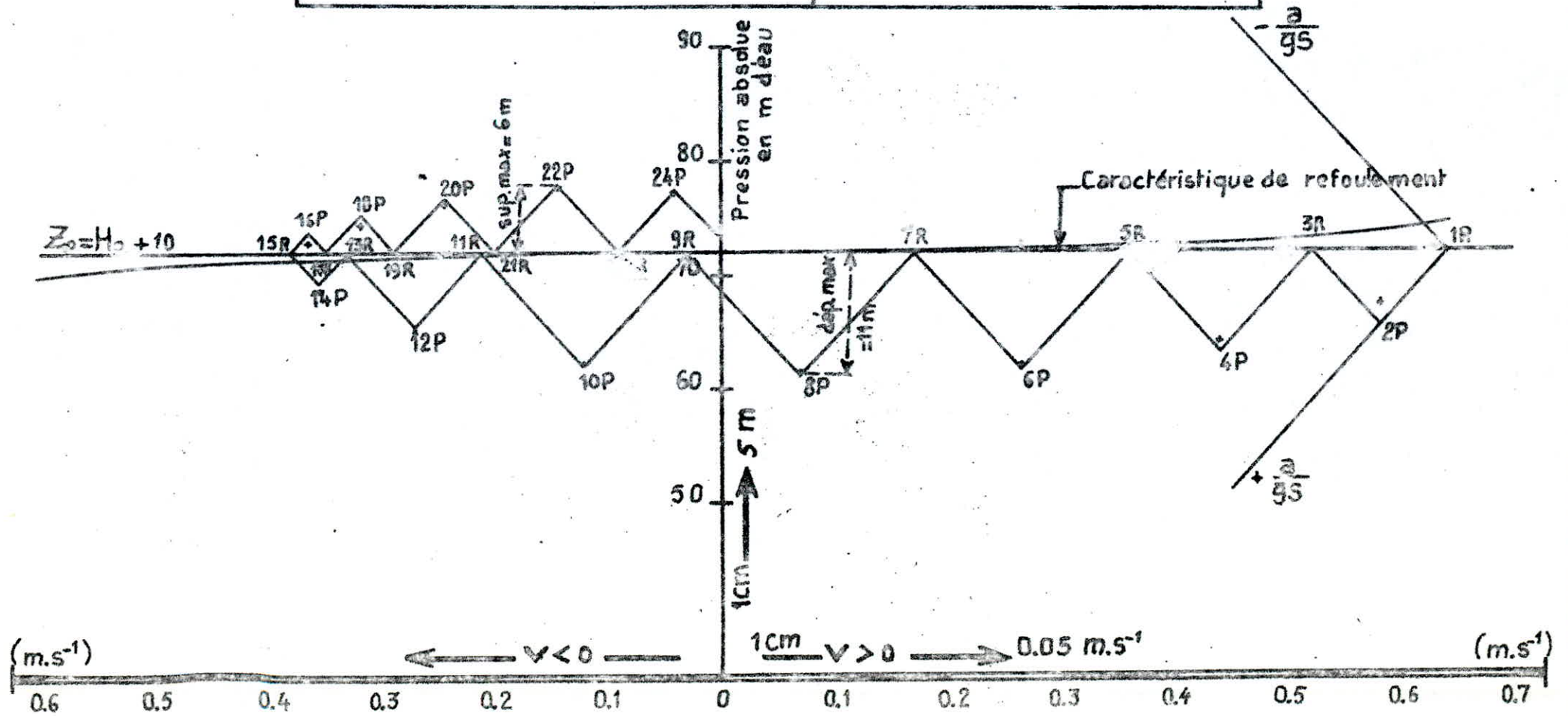
$$64,02 + 06 = 70,02 \text{ m}.$$

-- La surpression et la dépression sont donc dans les limites acceptables, puisqu'on utilise des conduites dont la pression de service est de 90 m = 9 bars

-- On remarque que la plus grande valeur du volume d'air est de  $0,328 \text{ m}^3$  au temps  $4\theta$ . (voir tableau de calcul du réservoir d'air).

En marche normale l'air occupera un volume  $U_0 = 0,28 \text{ m}^3$ ; à titre de sécurité, on prendra un volume d'air de  $0,5 \text{ m}^3$ .

# Calcul d'un réservoir d'air (Epure de BERGERON) Arrêt de Pompe



**TABLEAU DE CALCUL DU RESERVOIR D'AIR**

$\theta$ (s)	Volume d'air $\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 0.03 V_m$	Volume d'air $U_1 = U_0 + \Delta U_1$	Pression dans le réservoir d'air $Z_1 = 12.86 U_1^{-1.4}$ m d'eau	Vitesse dans la tubulure _Montée: $V_1 = 15.62 V_f$ _Descente: $V_2 = 26.45 V_f$	P.d.C dans tuyère _montée: $\Delta h_1 = 0.028 V_f^2$ _descente: $\Delta h_2 = 0.037 V_f^2$	Pression dans la conduite avec P.d.C _montée: $Z_1 - \Delta h_1$ _descente: $Z_1 + \Delta h_2$	P.d.C refoulement $\delta_1 = 5.91 V_f^2$	Pression dans la conduite sans P.d.C _montée: $Z_1 - \Delta h_1 - \delta_1$ _descente: $Z_1 + \Delta h_2 + \delta_1$	Vitesse lue sur le graphique $V_f$	Désignation du point	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie $V_f$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	$U_0 = 0.28$	$Z_0 + \delta_0 = 76.44$	—	—	76.44	$\delta_0 = 2.42$	74.02	0.64	1R	—	—
0.018	0.298	70.04	9.06	2.29	67.74	1.99	65.75	0.58	2P	0.61	0.58	
0.015	0.313	65.88	6.87	1.52	64.06	1.14	62.91	0.44	4P	0.51	0.44	
0.010	0.323	62.57	4.14	0.48	62.09	0.42	61.67	0.265	6P	0.352	0.265	
0.005	0.328	61.23	1.09	0.035	61.19	0.023	61.16	0.07	8P	0.167	0.07	
0.0008	0.327	61.45	3.17	0.37	61.82	0.085	61.90	0.12	10P	0.025	0.12	
0.006	0.321	63.07	7.14	1.89	64.96	0.43	65.39	0.21	12P	0.195	0.27	
0.009	0.312	65.71	9.39	3.26	69.05	0.74	69.79	0.355	14P	0.312	0.355	
0.010	0.302	68.91	9.65	3.45	72.44	0.79	73.23	0.365	16P	0.36	0.365	
0.010	0.292	72.11	8.46	2.65	74.81	0.60	75.41	0.32	18P	0.342	0.32	
0.008	0.283	75.91	6.48	1.58	76.67	0.35	77.02	0.245	20P	0.28	0.245	
0.006	0.280	77.2	3.83	0.54	78.06	0.12	78.18	0.145	22P	0.195	0.145	
0.003	0.280	77.9	1.06	0.04	77.53	0.009	77.54	0.04	24P	0.092	0.04	



## B. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

### B.1. CORROSION EXTERNE

#### B.1.1. Définition

La destruction des métaux sous l'action du milieu ambiant est appelée CORROSION des métaux, elle est caractérisée soit :

- Par une attaque du métal due à la nature agressive du sol,
- Par l'influence des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau.

#### B.1.2. Phénomènes de corrosion

Sont des réactions chimiques, ou électro-chimique qui se passent à la surface de séparation conduite - milieu ambiant; ce sont généralement des réactions d'oxydation des métaux.

Le processus de la corrosion peut-être important, dans ce cas là, il peut provoquer la destruction rapide des conduites par la perforation ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses. Le phénomène de la corrosion des conduites enterrées peut-être comparé à ce qui se passera dans un bac électrolyte où l'on plonge deux métaux de nature différente. (voir figure 1).

Dans ce cas le fer joue le rôle de la cathode, et le magnésium joue le rôle de l'anode.

Il s'établit un couple galvanique et l'on peut mesurer entre les électrodes une différence de potentiel (d. d. p.).

On classe les métaux suivant leur pouvoir réducteur (exp: or, argent, cuivre, hydrogène, étain, fer, zinc, aluminium, magnésium etc...).

Pour deux métaux donnés, celui qui possède le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégée.

### B.2. PRINCIPAUX FACTEURS DE CORROSION

#### B.2.1. Piles constituées de métaux différents

(Couples galvaniques), ce qui est le cas d'un réseau et dont les branchements d'abonnés sont en cuivre, l'acier se trouve ici corrodé.

#### b). Piles de concentration

Aération différentielle (étudiée par EVAN), ce processus s'effectue dans une cavité causée par le départ d'un corps étranger, l'oxygène pénètre mal, tandis que sur la grande surface du métal adjacent, l'oxygénation est plus aisée.

#### c). Piles géologiques

Quand la conduite traverse des terrains différents elle prendra alors des potentiels locaux différents.

Nous signalons que les terrains argileux, marécageux et humides sont anodiques, tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques.

#### d). Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure

Sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, se produit la corrosion. Ces sources sont situées généralement au voisinage des canalisations.

Parmi les cas les plus fréquents dans la pratique, mentionnons le chemin de fer électrique.

### B.3. PROTECTION CATHODIQUE

Dans une canalisation en acier enterrée, il est recommandé de faire la protection cathodique, qui aura pour but de donner à la conduite le rôle de cathode et à lui imposer un potentiel anodal de 0,77 volt par rapport à l'hydrogène qui est l'électrode de référence.

En pratique, on fait de sorte à assurer un potentiel compris entre - 0,99 et - 1 V qui assure une sécurité totale tenant compte des fluctuations de potentiel (dus à des indices climatiques).

#### B.3.1. Protection cathodique par anode réactive

Elle consiste à relier la conduite à un métal plus électro-négatif que le fer, formant ainsi une pile dont la cathode est la canalisation. Généralement, on utilise comme anode réactive, le magnésium, le zinc (voir figure).

La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistance pour faciliter le passage du courant, mais il est préférable de choisir les lieux humides. Les anodes doivent-êre posées de 2 à 4 m de la conduite, de telle manière que leur tête soit légèrement supérieure à génératrice supérieure de la conduite. Ce procédé convient pour les petits réseaux, car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes et nécessite pas également de surveillance.

La masse de l'anode dépend de la nature de constitution (Mg, Al, Zn).

Elle est calculée par la formule suivante:

$$m = \frac{I \cdot T \cdot M}{F \cdot V}$$

m : masse dissoute de l'anode (gramme)

I : intensité du courant (Ampère)

M : masse atomique du métal de l'anode (gramme)

t : temps de passage du courant (seconde)

v : valence de l'anode

F : Faraday (1 Faraday = 96500 coulombs)

Les anodes disponibles sont en forme cylindrique de 1,0 m de longueur, et dont la section varie en fonction de la masse qui peut-êre de 10, 20, 30 et le nombre d'anodes pour une canalisation est calculé par la formule suivante :

$$n = \frac{S \cdot i}{I}$$

S : surface de la canalisation à protéger (m<sup>2</sup>)

i : densité du courant (A / m<sup>2</sup>)

I : courant probable de l'anode (A)

Les valeurs S et I dépendent généralement de la résistivité du sol



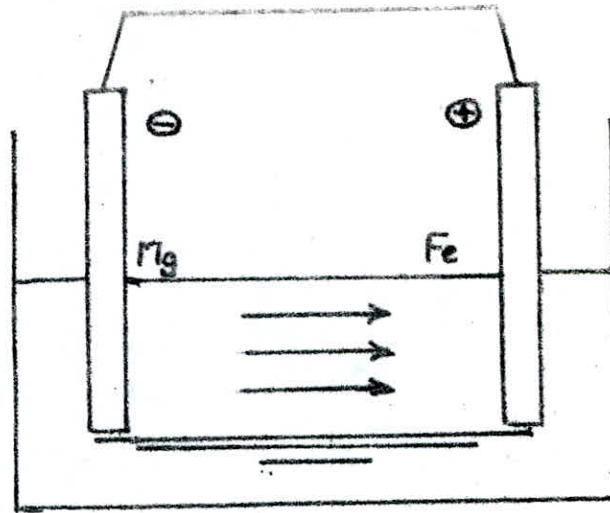
#### B.4. PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT

Cette méthode consiste à relier la conduite à une source d'énergie électrique extérieure d'une part, et d'autre part à une anode en fouie dans le sol, destinée à sa corroder. (voir figure

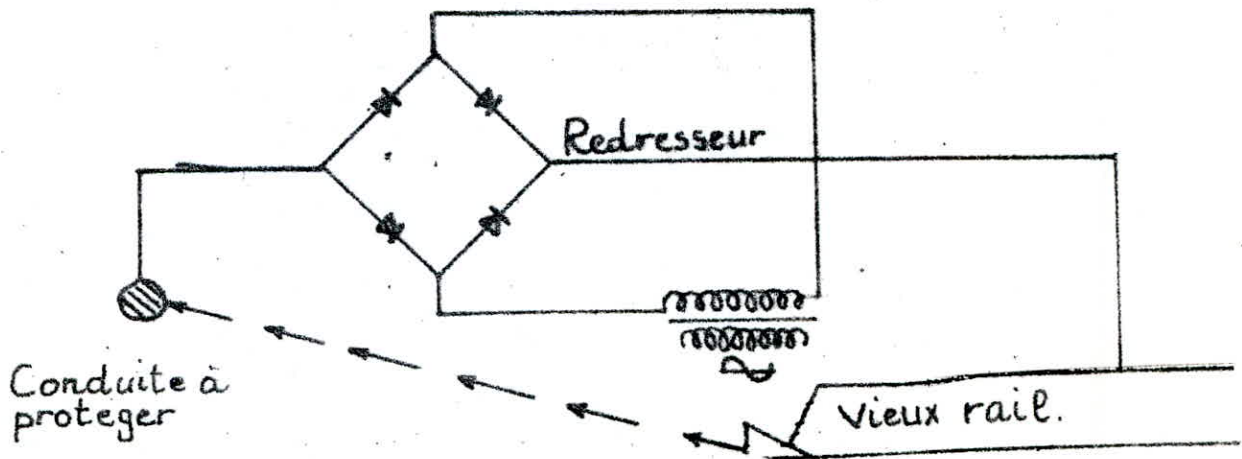
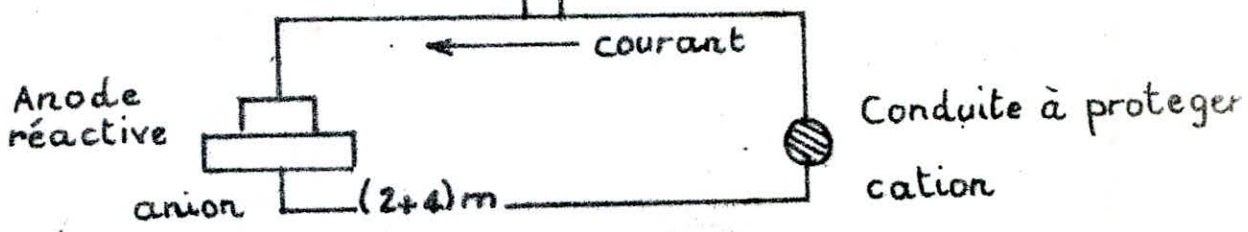
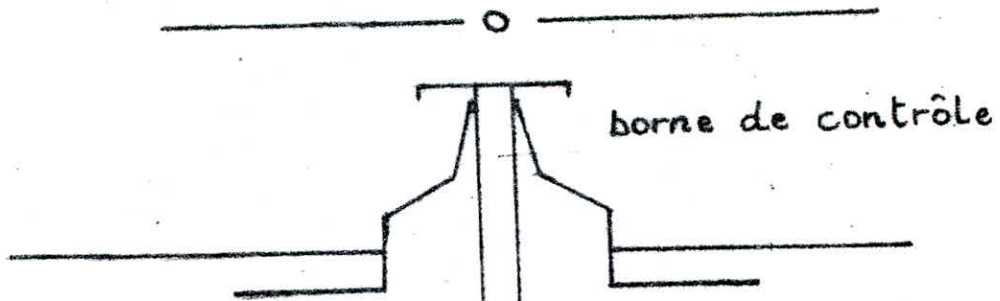
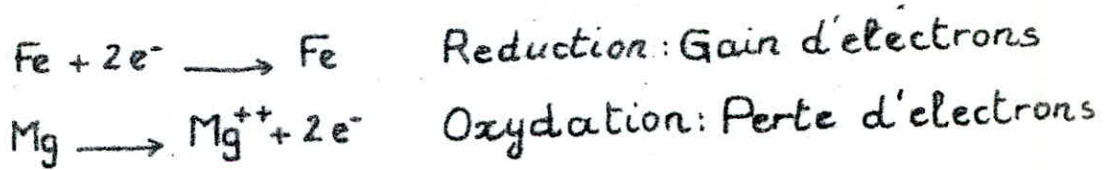
#### B.5. PROTECTION INTERNE DES CONDUITES

Il faut prévoir une protection interne des conduites, qui peuvent se corroder du fait de l'agressivité de certaines eaux. Il y aura formation de dépôts qui se fixent sur les parois, surtout quand la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur, et il en résulte des attaques locales du métal, notamment des perforations

Choix du système de protection contre la corrosion, vu le manque de données concernant les caractéristiques du sol pour le choix d'un système de protection approprié pour notre projet, nous choisissons la protection par anodes réactives, et ceci vu la région de SIDI-RACHED qui est une région rocheuse, dont le terrain est sec et peu agressif. Il est donc recommandé de poser les anodes dans un terrain de basse résistance, ceci pour faciliter le passage du courant, elles doivent être placées à une distance de 2 à 4 m de la conduite (voir figure n° 2).



90



- Protection par soutirage de courant

## CHAPITRE VIII : POSE DES CONDUITES

### 1. POSE EN TERRE

La pose en terre des conduites doit s'effectuer comme suit :

- Creuser une tranchée de largeur suffisante de telle façon à laisser 0,30 m de part et d'autre de la conduite:

$$\text{largeur } l = (D + 2.0,3) \text{ m;}$$

D : Diamètre de la conduite

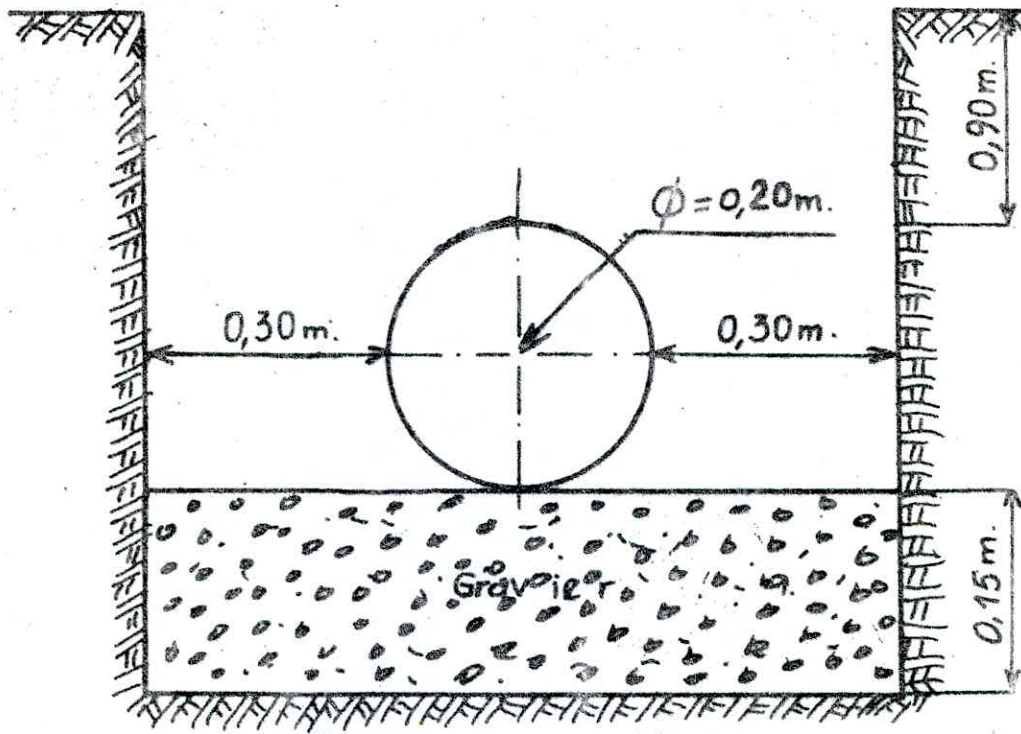
Et une profondeur h de la tranchée calculée de façon qu'une distance de 0,90 m soit aménagée au dessus de la génératrice supérieur de la conduite et d'une épaisseur de 15 cm du lit de fouille exécutée en gravier.

Après, il sera procédé à l'assemblage par soudure et au montage de tous les accessoires.

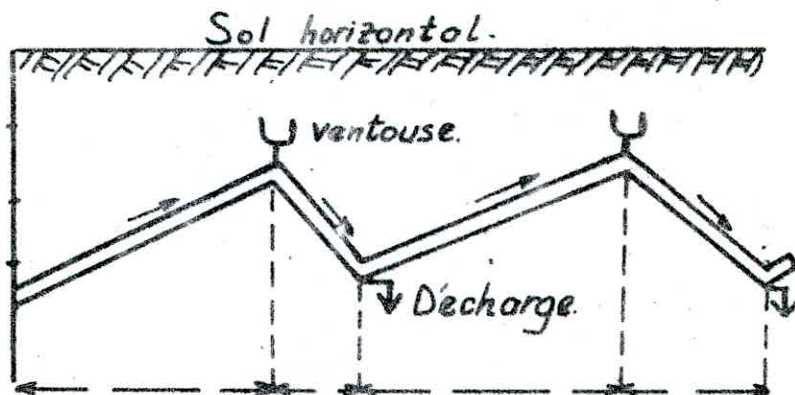
Ces accessoires sont essentiellement des ventouses et des décharges. Le rôle d'une ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Le cas se présente lorsque la conduite étant vide et on procède à son remplissage. L'eau prend alors petit à petit la place de l'air qui se trouve chassé.

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Il doit toujours être facilement accessible.





Pose des Conduites.



Profil schématique d'une Pose horizontale.

### 1.1. Désinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau à la consommation, il est nécessaire de procéder à la désinfection des conduites. Cette opération peut s'effectuer soit au chlore, soit permanganate de potasse, l'essentiel étant que l'eau stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.

