

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

A.E.P et  
Assainissement de  
Sidi-Khaled

Proposé par :

S.E.T.HY.CO

Etudié par :

M. CHIHA.  
M.C. AYADI

Dirigé par :

AKHONDOV.



PROMOTION :

Etudiants: CHIHHA Med  
AYADI Med Cherif  
Promoteur: AKHONDOV

Resumé du sujet

La présente these traite l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement de l'agglomération de sidi Khaled, située à 4 km de la Daira d'Ouled Djellal.  
A.E.P comprend: l'adduction par retoulement à partir du forage et la distribution d'eau pour les usagers. Quand à l'assainissement contient l'étude du dimensionnement des collecteurs principaux, le rejet se fait directement dans l'oued.

Summary of subject

The present thesis deals with the study of drinking water and drainage system for the urban agglomeration of Sidi Khaled, situated at about four km of Ouled Djellal.  
The study of water supply system mainly composed of: Pumping water from forage and distribution system giving details of feeder lines to the usage points. The study of drainage syetem comprised of designing the main collectors lines which receives the waste water from the smale drains and the final rejection into the nearby river.

ملخص الموضوع  
هذه الاطروحة تتكلم دراسة نظام مياه الشرب والمواساة في المنطقة الحضرية لبلدية سيدي خالد وبمساحة 4 كم من ولاية وادي الجلفة. دراسة نظام مياه الشرب والمواساة على المستوى المحلي. دراسة نظام مياه الشرب والمواساة في المنطقة الحضرية لبلدية سيدي خالد وبمساحة 4 كم من ولاية وادي الجلفة. دراسة نظام مياه الشرب والمواساة في المنطقة الحضرية لبلدية سيدي خالد وبمساحة 4 كم من ولاية وادي الجلفة.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail, en signe de reconnaissance, à :

A mes parents pour leur confiance et leur soutien.

A mes frères et sœurs.

A mes amis.

A tout ce qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

## DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect:

A mes parents pour tous le sacrifice qu'il consenti à mon égard.

A mes frères en leur souhaitant beaucoup de reussite dans leurs études

A mon ami Krim pour son soutient moral.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

GHITHA MOHAMED.

## REMERCIEMENT

Qu'il nous soit permis, au terme de cette modeste étude d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr AKHONDOV professeur à L'E.N.P pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.

Nous remercions de même tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et en particulier Mr KEFTAB pour sa gentillesse et son devouement sans failles et Mr GESA LAPRAY pour son savoir et sont expérience si bénéfique.

Notre entier reconnaissance aussi à nos amis pour leurs aides à l'élaboration de ce mémoire

Nous nous savons terminer sans exprimer notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

## CHAPITRE I

## GENERALITE

1 - INTRODUCTION	1
2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
3 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE	1
4 - SITUATION CLIMATIQUE	1
5 - STRUCTURE D'HABITATS	1
A - Equipements scolaires	1
B - Equipements sanitaires	1
C - Equipements sociaux-culturels	1
D - Equipements commerciaux	1
E - Autres equipements	2

## CHAPITRE II

## POPULATION

1 - Demographie	3
2 - Evaluation de la population	3

## CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU	4
1. Estimation des besoins en eau	4
1.1 Besoins en eau pour l'horizon 2005	6

## CHAPITRE IV

1. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES	7
+ - Caracteristiques du forage	7

## CHAPITRE V

### ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DE DEBITS

1. Coefficient journalier	8
2. Coefficient horaire	1
3. Coefficient de pointe.	8

## CHAPITRE VI

### RESERVOIRS.

1. Rôle des reservoirs	9
2. Capacité du reservoir	
* Capacité disponible a present	
* Volume d'eau a stocker	
3. Methode de calcul	
a. Methode analytique.	
b. Methode graphique.	
4. Emplacement des reservoirs.	
5. Determination du diametre du reservoir	13
6. Equipement du reservoir.	1
7. Côte du radier.	14

## CHAPITRE VII

### ADUCTION.

1. Choix du tracé	16
2. Choix du type de tuyau.	
3. Choix et calcul du diametre economique.	
3-1 Methode de calcul.	
4. Choix des pompes.	21

## CHAPITRE VIII

### RESEAU DE DISTRIBUTION.

1. Dimensionnement des conduites reliant le reservoir au reseau de distribution.	25
2. Determination des debits au noeuds.	
3. Calcul du reseau maille.	
4. Calcul des pressions au sol	
5. Equipement du reseau de distribution	
6. Calcul du reseau ramifié.	35

## CHAPITRE IX

### Protection des conduites contre le coup de bilier.

1. Phénomène du coup de bilier . . . . . 40
2. Moyens de protection des installations
3. Réservoir d'air.
4. Principe de calcul.
5. Construction de l'épure. . . . . 42

## CHAPITRE X

### POSES DES CONDUITES.

1. Pose des conduites en tranchées . . . . . 50
2. Traversée des routes. . . . . 1
3. Désinfection des conduites. . . . . 1

## CHAPITRE XI

### Protection des conduites contre la corrosion.

1. Généralité . . . . . 51
2. Corrosion par formation des piles . . . . . 1
3. Corrosion sous l'influence d'une installation. . . . . 1
4. Protection contre la corrosion. . . . . 51

# ASSAINISSEMENT

## Chapitre I :

1. Généralité . . . . . 15
2. Introduction . . . . .
3. Données de base . . . . .

## Chapitre II

1. Présentation de l'agglomération . . . . . 56
2. Relief . . . . .
3. Climat . . . . .
4. Pluviométrie . . . . .
5. Hydrologie . . . . .
6. population actuelle et activité . . . . .
7. Conclusion . . . . .
8. Conditions de fonctionnement . . . . . 67

## Chapitre III : Etude préliminaire

1. population à l'horizon 2005 . . . . . 58
2. Calcul des débits . . . . . 59

## Chapitre IV Dimensionnement des collecteurs principaux

1. Notes de calcul. . . . . 60
2. Profil . . . . .
3. Conclusion. . . . .

## Chapitre V Eléments constitutifs d'égouts

1. Ouvrages principaux . . . . . 61
2. Ouvrages annexes. . . . . 3

## Chapitre VI

### Pose des canalisations

1. Emplacement . . . . . 68
2. Exécution de la tranchée . . . . .
3. Pose des canalisations . . . . .
4. Confection des joints . . . . .
5. Epreuves des canalisations et du réseau. . . . .
6. Remblaiement des tranchées . . . . . 69

## Chapitre VII : Entretien des réseaux d'égout

1. Débouchages accidentels . . . . . 70
2. Curages journaliers . . . . .
3. Nettoyages périodiques. . . . .
4. Recherche des fuites, réparation. . . . . 70

## Chapitre VIII

### Protection des canalisations

71

## CHAPITRE I

### GENERALITE

#### I) INTRODUCTION

Le but de notre étude consiste à ~~étudi~~ alimenter et à assainir la ville de Sidi Khaled.

#### 2) Situation géographique.

Le centre de Sidi Khaled est une commune très importante située à environ 4 km à l'ouest de la daïra d'Ouled Djellel wilaya de Biskra celui-ci ne se trouve pas sur l'axe principal de communication, mais relie la région sud de la wilaya.

#### 3) Situation topographique.

Le centre de Sidi Khaled présente une pente uniforme avec des altitudes variant de 170,26 jusqu'à 200m

#### 4) Climatologie

L'aspect climatologique de la région tend vers le climat saharien un hiver assez froid, une faible pluviométrie, un été très chaud et sec

#### 5) Structure d'habitats.

Équipement scolaire.

Existants

5 écoles primaires

1 C E M.

Projets

1 école primaire.

1 C E M

B Équipement Sanitaires

Existant

5 douches

Un secteur sanitaire de 20 lits

Projeté

1 Hôpital 50 lits

3 douches.

C) Équipements sociaux culturels

7 mosquées 70 % est fidèle

1 cinéma.

D) Équipement commerciaux.

1 Abattoir.

3 Restaurants.

18 cafés.

- 2 -

$\frac{1}{4}$  E) Autres services  
Existants  
4 stations de lavage  
1 Entreprise communale.  
4 Entreprises privées.  
Projets  
1 Fabrique de parplins

I ) Sidi Khaled est commune qui a connu un développement très rapide du fait de l'exode rural incessant l'extension du village devrait se faire au nord et aussi à l'est du village le long de la route vers Ouled Djellel. Au sud elle est limitée par l'oued et par les palmeraies.

La population actuelle de Sidi Khaled est de 14519 hab ( 1983)

II) Evolution de la population

L'évolution de la population est donnée par la formule des intérêts composés suivantes  $P_n = P_0 (1+T)^n$

$P_n$  : population future pour un horizon considéré

$P_0$  : population actuelle.

$n$  : Le nombre d'années séparant l'année de base et l'horizon considéré.

$T$  : Le taux d'accroissement de la population pour le taux d'accroissement est de 3,5 % selon les données de base.

L'an 2005 a été retenu comme l'horizon du projet soit au bout 20 ans. En considérant une année après l'achèvement de la présente étude

Année	Population
1983	14519
2005	30947

ETUDE DES BESOINS D'EAU

1°) Estimation des besoins en eau

Les besoins en eau potable sont évalués suivant l'horizon 2005

I.a Besoins domestiques.

Actuel 14519 x 150 = 2177.850 L/J  $\hat{=}$  2177,85 M3/J  
 Futur 30947 x 200 = 6189400 L/J = 6189,4 M3/J

I.b Besoins public

1) Usage pour l'équipement collectif

DESIGNATION	ACTUEL	FUTUR	PARAMETRE	BESOIN /J	
				ACTUEL	FUTUR
Administration	200 Pers		50 L/par/J	10000 L/J	12000 L/J
Centres éducatifs	3641 élèves	4191 élèves	100 L/ele/J	364100 L/J 364,1 M3/J	419100 L/J 419,1 M3/J
Etablisstion Hospitaliers	I.S.Sanitaire 20 Lits	I Hap 50 Lits	400 L/Lit	8000 L/J 8M3/J	28000 L/J 28 M3/J
Mosquée 7	10163	21404	45L/J/F	254075 L/J 254,075 M3/J	535100 L/J 535,100 M3/J
Douches	5	8	200 L/J/D	1000 L/J 1 M5/J	16000 L/J 1,6 M3/J
	TOTAL			637175 L/J 637,175 M3/J	995800 L/J 995,8 M3/J

Autres services

DESIGNATION	ACTUEL	FUTUR	PARAMETRE	BESOINS /JOUR	
				ACTUEL	FUTUR
Fabrique de parpains		500 P	10 L/él/J		5000 L/J 5M3 /J
4 Station de lavage	20 VH/J	35 VH/J	50L/VH/J	1000 L/J 1 M3/J	1700 L/J 1,7 M3/J
I Entrepirse communale 4.E.P.			ON Leur atribue forfaitement	25000 L/J 25 M3/J	30.000L/J 30 M3/J
	TOTAL			26000 L/J 26 M3/J	36750 L/J 36,75 M3/J

DESIGNATION	ACTUEL	FUTUR	PARAMETRE	BOSIONS/J	
				ACTUEL	FUTUR
Nettoyement du marche	2000M3		5L/M2/J	10000 L/J 10 M3/J	10000 L/J 10M3/J
Nettoyement des rues	30 Km de voie urbaine 10 m de largeur 300.000M2	600M3 600.000 M2	1L/M2/J	300.000 L/J 300 M3/J	600000 L/J 600 M3/J
TOTAL				310.000L/J 310 M3/J	610.000L/J 610 M3/J

2°) USAGE COMMERCIEL

DESIGNATION	ACTUEL	FUTUR	PARAMETRE	BESOINS /J	
				ACTUEL	FUTUR
Abattoir	50 tété/J		500L/T/J	25000 L/J 25 M3/J	
Restaurants	3		500L/R/J	1500 L/J 1,5 M3/J	
Cafée	18		500 L/J/C	9000 L/J 9 M3/J	
Boulangeries	3		250 L/B/J	750 L/J 0,75 M3/J	
Cinema	1		1000 L/C/J	1000 L/J 1 M3/J	
Total				37250 L /J 37,25 M3/J	

une impreciation sur le plan de développement des centres commerciaux et des activités artisales au niveau de sidi-khaled nous incite a majorer de 10% les besoins actuels afin de pouvoir estimer les besoins futurs.

$37,25 \times 10 = 100$   
 $+ 37,25 =$   
 $40,975 \text{ M3/J}$

Usage agricole

3) Jardins publics de 27000M<sup>2</sup> à raison de 185 L/M<sup>2</sup>/an.

Les besoins se determinent comme suite:

$$185 \times 27000 = 4995000 \text{ L/an} = 4995\text{M}^3/\text{an} = 13,69 \text{ M}^3/\text{J}$$

Pour les 3 jardins on aura 41,07 M<sup>3</sup>/J

D) Besoins inductriels

l'usine de textile 11L/J

Tableau recapitulatif:

N°	DESIGNATION	BESOINS ACTUEL	FUTUR
1	Usage domestique	2177,85 M <sup>3</sup> /J	6199,4M <sup>3</sup> /J
2	" commer	37,25 M <sup>3</sup> /J	40,98 "
3	" public	973,18 M <sup>3</sup> /J	1642,55 "
4	" agricole	13,69 M <sup>3</sup> /J	4107 "
5	" industriel	3288,37 M <sup>3</sup> /J	8004 M <sup>3</sup> /J

Tableau recapitulatif des differents type de besoins plus une majoration de 20% nous prendrons une majoration de 20% qui presente le pourcentage des pertes et fuites probables dans les reseaux de distribution, nous povoyons cette majoration sur le debit total journalier.

N	DESIGNATION	CONSOMATION JOUR M <sup>3</sup> /J	MAJORATION DE 20%	CONSOMMATION JOUR TOTAL M <sup>3</sup> /J
1	Usage domestique	6189,4	1237,88	7427,28
2	" commer	40,98	8,196	49,176
3	" public	1642,55	328,51	1971,06
4	" agricole	41,07	8,214	49,284
5	" industriel	90	18	108
	TOTAL	8004		9604,9 M <sup>3</sup> /J

Conclusion

disponibilité actuelle

desbit du forage 120 L/J

: 111,16 L/S

Comme il a été determine au paravant les besoins totaux sont 111,17 L/J

Compte tenu des disponibilité actuels en eau x le debut total est nettement ne preneur aux besoins totaux de village.

CHAPITRE IV

Etude comparative des ressources.

Sidi Khaled est alimenté d'un forage de 20 l/s  
Caractéristique du forage

Q = 120 l/s

Niveau dynamique : 53 m

Niveau statique : 20 m

Etude des problèmes posés par les variations des débits.

Les problèmes posés par les variations des débits sont les suivants :

- Les variations annuelles dépendants du niveau de vie de la population
- Les variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Les variations journalières, selon les jours de semaine.
- Les variations horaires, qui représente la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de toutes ces variations, il ya lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe de jour le plus chargé de l'année.

D'après les statistiques faites par DUPAHT ce coefficient varie entre 1,15 et 4,3.

1) Coefficient journalier  $K_j$

$$K_j = \frac{\text{consommation max journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

Pour une ville de quelques dizaines de milliers d'habitants ce coefficient a une valeur 1,2

2) Il est déterminé par le rapport :

$$K_o^c = \frac{\text{consommation max horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Ce coefficient horaire peut atteindre jusqu'a la valeur moyenne 2 pour la même population

3) Coefficient de pointe  $K_p$

$$K_p = K_j \cdot K_o^c = 1,2 \times 2 = 2,4$$

A partir de la consommation journalière seront dimensionnés les réservoirs les conduites principales partant de celui-ci ainsi que le réseau de distribution.

Les dimensionnements de ces derniers seront étudiés pour l'horizon 2005

$$Q_p = K_p \cdot Q_{max}$$

SECTEUR	Consommation moy journaliere m3	consommation maximale jour ml	debit de pointe el
Sidi Khaled	904,8	11525,76	320

1°) ROLE DES RÉSERVOIRS.

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges servant tout d'abord, de réserve d'eau, leur rôle principale fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction les progrès techniques dans la constitution de pose des conduites, les protections automatiques, tendent à transformer l'utilité des réservoirs. Celle-ci peut se résumer comme suit :

- Permettre une marche plus uniforme des pompes.
- Assurer l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité des ouvrages à l'amont.
- Apporter une contribution à l'économie générale du pays, par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe.
- Combattre efficacement les incendies

2°) CAPACITE DU RESERVOIR

- L'avantage des réservoirs est l'appui qu'ils doivent amener lors des heures de pointe du jour de plus forte consommation. Les débits demandés, lors de la desserte sont variables selon l'heure, le jour et la saison.

Le volume du réservoir doit être au moins au 1/4 de la consommation journalière du réseau qu'il dessert

\* Capacité disponible a présent.

- Un réservoir métallique sur élevé situé à l'ouest du village, ayant une capacité de 500 m<sup>3</sup>.

- Ce volume s'avère insuffisant et par conséquent le réservoir à projeter pour l'horizon 2005. Ayant un volume d'eau à stocker de 2330 m<sup>3</sup> et un réservoir de 500 m<sup>3</sup> ce qui nous permet de projeter un réservoir de 1830 m<sup>3</sup>.

3°) METHODE DE CALCUL :

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant, se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation, on peut admettre la répartition selon les coefficients horaires.

\* Volume du réservoir :

a) Méthode analytique

$$Vr = DV_{max} + DV_{ma} + DV_{ni} = 1498.35 + 710.755 + 120 = 2329.105$$

Les volumes DV<sub>ma</sub> + et DV<sub>max</sub>- sont respectivement les excès et les insuffisances lors des différentes heures de la journée.

- + DV = volume apport - volume consommé
- + Volume apport = volume max journalier

DV<sub>ri</sub> = volume de réserve d'incendie qui est estimé 120 m<sup>3</sup> (pour une durée d'extinction de 2 h)

$$\text{volume consommé} = \text{volume apport} + \frac{ah \cdot 24}{100}$$

b) METHODE GRAPHIQUE

- représentation de la courbe d'apport
  - représentation de la courbe de consommation
- le volume est obtenu en sommant, en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apports.

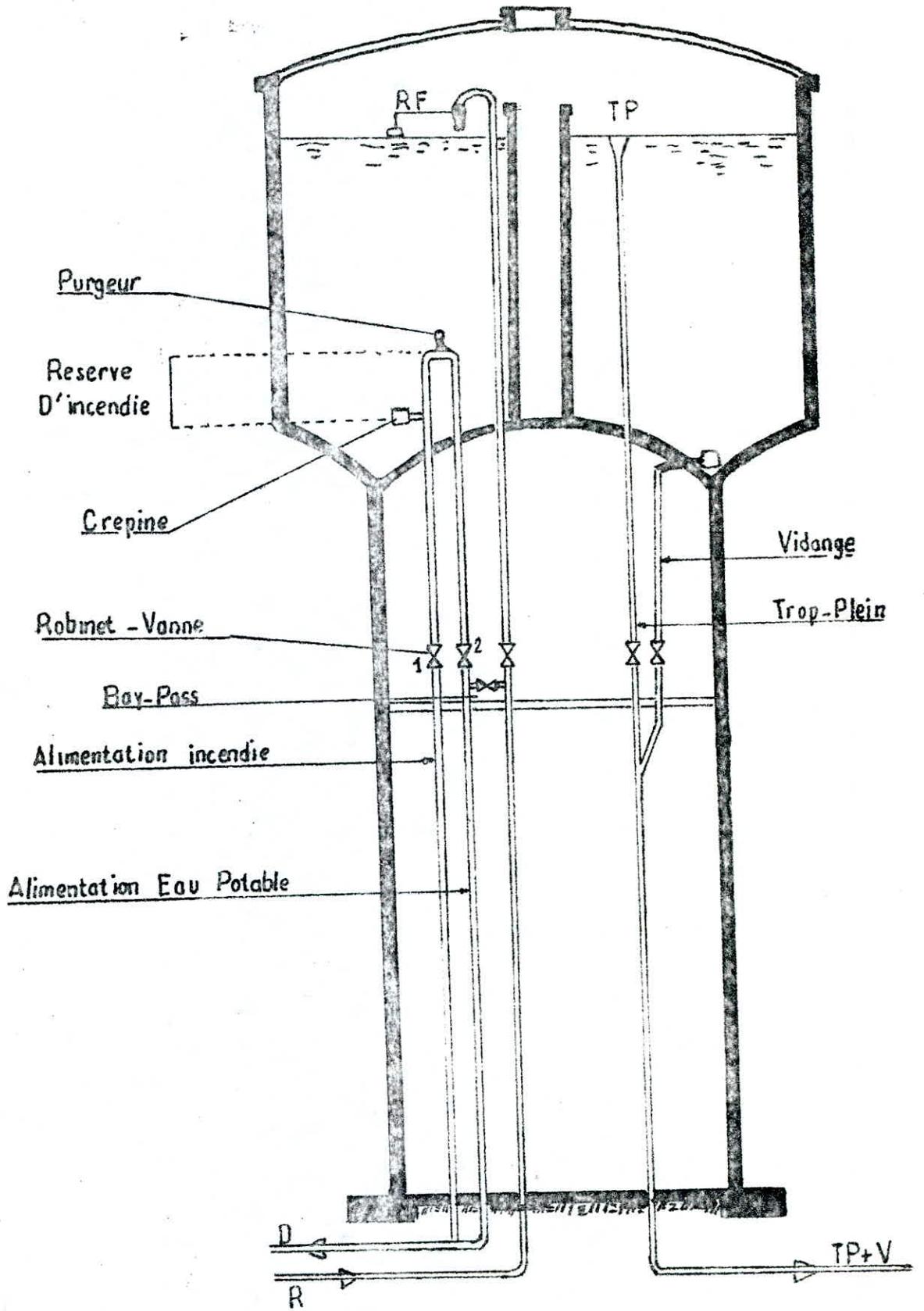
$$\left\{ DV1+ \right\} + \left\{ DV2 \right\} = \text{volume du réservoir}$$

en ajoutant la réserve d'incendie on obtient le volume total du réservoir.

4°) Emplacement du réservoir

Pour éviter les constructions existantes et celles projetées par le plan d'urbanisme, nous avons préféré que l'emplacement de notre réservoir soit à l'ouest du village ou le village ne peut être extensible.

# SCHEMA DE FONTAINERIE



## Calcul de la capacité du reservoir

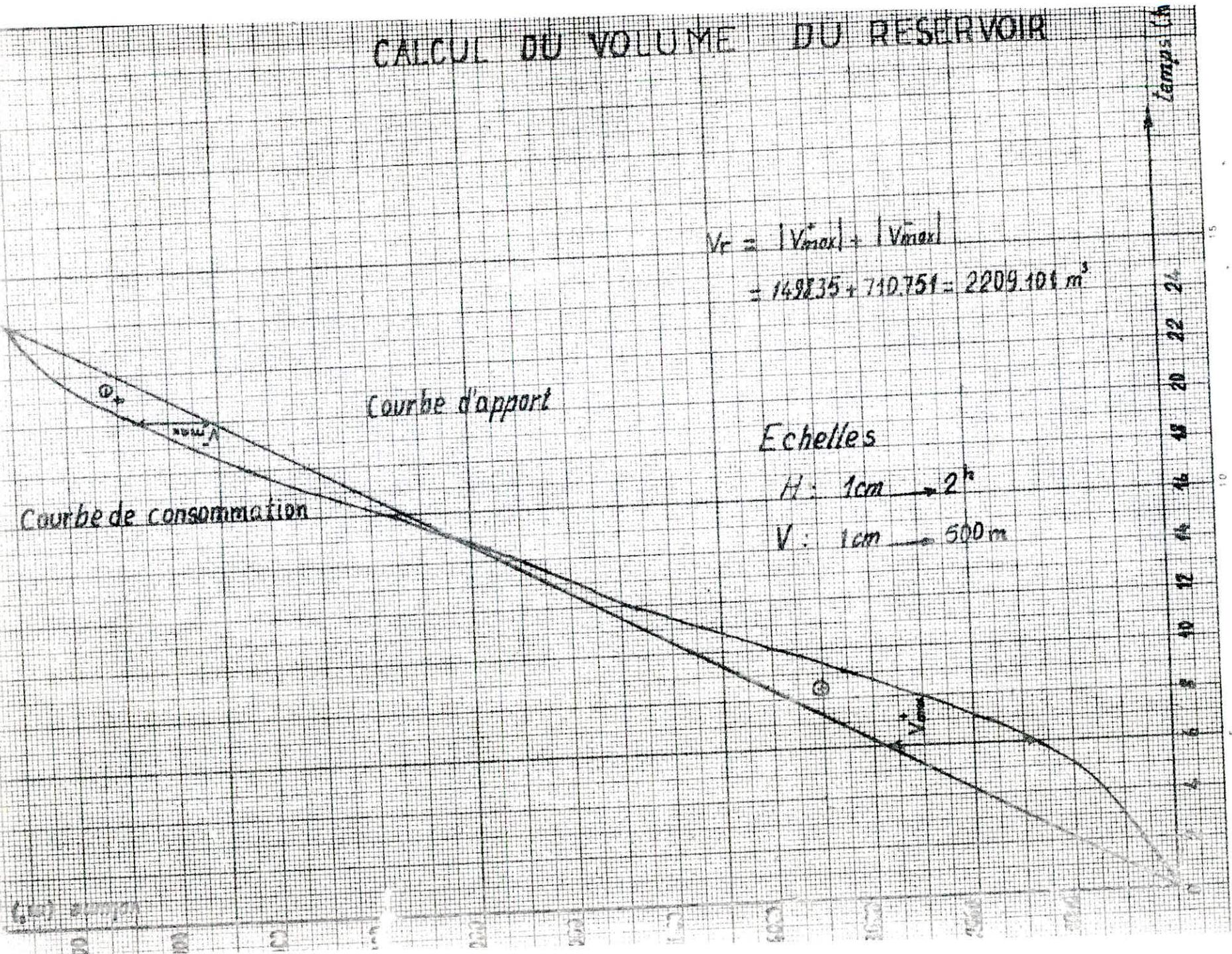
$\Delta t = 1h$	$a_h$	Volume $m^3$		Volume cumulé $m^3$		Difference $\Delta V$ $m^3$	
		$Q_{dt}$	$\frac{Q_{dt} a_h 24}{100}$	$V_{apport}$	$V_{consommé}$	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1,5	480.24	172.886	480.24	172.886	307.354	
1-2	1,5	480.24	172.886	960.48	345.772	614.708	
2-3	1,5	480.24	172.886	1440.72	518.658	922.062	
3-4	1,5	480.24	172.886	1920.96	691.544	1229.416	
4-5	2,5	480.24	288.144	2401.2	979.688	1421.512	
5-6	3,5	480.24	403.402	2881.44	1383.09	1498.35	
6-7	4,5	480.24	518.659	3361.68	1901.748	1459.931	
7-8	5,5	480.24	633.917	3841.92	2535.666	1306.254	
8-9	6,25	480.24	720.36	4322.16	3256.026	1066.134	
9-10	6,25	480.24	720.36	4802.4	3976.386	826.014	
10-11	6,25	480.24	720.36	5282.64	4696.746	585.894	
11-12	6,25	480.24	720.36	5762.88	5417.106	345.774	
12-13	5	480.24	576.288	6243.12	5993.394	249.726	
13-14	5	480.24	576.288	6723.36	6569.682	153.678	
14-15	5,5	480.24	633.917	7203.6	7203.593	0.001	
15-16	6	480.24	691.546	7683.84	7895.145		241.305
16-17	6	480.24	691.546	8164.08	8556.691		422.611
17-18	5,5	480.24	633.917	8644.32	9220.608		576.288
18-19	5	480.24	576.288	9124.56	9796.896		672.336
19-20	4,5	480.24	518.659	9604.8	10315.555		710.751
20-21	4	480.24	461.03	10085.04	10776.585		691.545
21-22	3	480.24	345.773	10565.28	11122.358		557.078
22-23	2	480.24	230.545	11045.52	11352.88		307.353
23-24	1,5	480.24	172.886	11525.76	11525.759	0.001	

## Calcul de la capacité du réservoir

$\Delta t = 1h$	$Q_h$	Volume $m^3$		Volume cumulé $m^3$		Difference $\Delta V$ $m^3$	
		$Q \cdot \Delta t$	$\frac{Q \cdot \Delta t \cdot \Delta t}{100}$	$V_{\text{apport}}$	$V_{\text{consommé}}$	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1.5	480.24	172.886	480.24	172.886	307.354	
1-2	1.5	480.24	172.886	960.48	345.772	614.708	
2-3	1.5	480.24	172.886	1440.72	518.658	922.062	
3-4	1.5	480.24	172.886	1920.96	691.544	1229.416	
4-5	2.5	480.24	288.146	2401.2	979.688	1421.512	
5-6	3.5	480.24	403.402	2881.44	1383.09	1498.35	
6-7	4.5	480.24	518.659	3361.68	1901.748	1459.931	
7-8	5.5	480.24	633.917	3841.92	2535.666	1306.254	
8-9	6.25	480.24	720.36	4322.16	3256.026	1066.134	
9-10	6.25	480.24	720.36	4802.4	3976.386	826.014	
10-11	6.25	480.24	720.36	5282.64	4696.746	585.894	
11-12	6.25	480.24	720.36	5762.88	5417.106	345.474	
12-13	5	480.24	576.288	6243.12	5993.394	249.726	
13-14	5	480.24	576.288	6723.36	6569.682	153.678	
14-15	5.5	480.24	633.917	7203.6	7203.599	0.001	
15-16	6	480.24	691.546	7683.84	7895.145		241.305
16-17	6	480.24	691.546	8164.08	8556.691		422.611
17-18	5.5	480.24	633.917	8644.32	9220.608		576.288
18-19	5	480.24	576.288	9124.56	9796.896		672.336
19-20	4.5	480.24	518.659	9604.8	10315.555		710.751
20-21	4	480.24	461.03	10085.04	10776.585		691.545
21-22	3	480.24	345.773	10565.28	11122.358		557.078
22-23	2	480.24	230.545	11045.52	11352.88		307.353
23-24	1.5	480.24	172.886	11525.76	11525.759	0.001	

# CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR

$$V_r = |V_{max}^*| + |V_{max}|$$
$$= 1498.35 + 710.751 = 2209.101 \text{ m}^3$$



5°) DETERMINATION DES DIAMETRES DES RESERVOIRS

On prend h = 7 m V = 1830 mS

V =  $\frac{\pi D^2 H}{4}$  =

D =  $\sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$  =  $\sqrt{\frac{4 \cdot 1830}{3.14 \cdot 7}}$  = 18.25 m

On prend un diamètre de 19 m

6°) Equipement des réservoirs

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse et chute libre pour favoriser l'oxygénation de l'eau.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 20 cm au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

- Conduite de trop plein

La conduite de trop plein est destinée à maintenir le niveau maximale susceptible d'être atteint dans le réservoir.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme d'un siphon afin d'éviter l'introduction de certain corps nocifs dans la cuve.

- VIDANGE :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein elle comportera un robinet-vanne.

- ROBINET FLOTTEUR

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint et s'ouvre quand ce niveau est descend

- RESERVE D'INCENDIE

Pour éviter que la réserve d'incendie ne soit utilisée pendant le souterrage et passer dans la distribution, un dispositif sera adapté.

Un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint grâce à un évent ouvert à l'air libre de cette façon la réserve ne serait pas entamée elle se renouvelle constamment.

La cote du radier est déterminée d'après la formule suivante :

$$CR = G + H + Ps + Ewe + Ewi$$

ou CT : cote du terrain du point le plus haut de la ville

$$H : \text{hauteur d'eau} = R + (\text{nombre d'étages pris} = 3)$$

R est le rez de chaussée

Ps = pression de service prise égale à 3 m de colonne d'eau

Ewe = perte de charge extérieure à déterminer

Ewi = perte de charge intérieure prise égale à 3 m

$$\begin{aligned} CR &= CT + H + Ps + Ewi + Ewe \\ &= 200 + 12 + 3 + 3 = 218 \text{ m} + Ewe \end{aligned}$$

Détermination des pertes de charge le long de la conduite d'amenée

La longueur de cette conduite est de 80 m

Le débit de pointe est 0.32 m<sup>3</sup>/s

On suppose une vitesse de  $V = 1 \text{ m/s}$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{V \pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.32}{3.14 \times 1}} = 0.638 \text{ m} = 638 \text{ mm}$$

prenons un diamètre normalisé de 650 mm

la vitesse devient :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.32}{3.14 (0.65)^2} = 0.970 \text{ m/s}$$

En utilisant la théorie de la longueur fluidodynamique de G. Lapray

$$\lambda = \frac{a}{a} \pm \frac{D}{D}$$

Pour un profil circulaire  $\lambda = 1.539$  d'après l'abaque n° 9

$$\lambda = \frac{D}{D} = \frac{0.65}{1.539} = 0.422$$

En appliquant la formule suivante on détermine le gradient de perte de charge.

$$\frac{Q}{\sqrt{J} E} = \lambda^{2.5} (15.96 - 8.681 \ln \frac{E}{\lambda})$$

$$\text{avec } E = 0.0001 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = (0.422)^{2.5} (15.96 - 8.681 \ln \frac{0.0001}{0.422}) = 10.2296 \text{ m}^3/\text{s}$$

avec  $Q = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$  on tire  $J$  qui a pour valeur

$$J = \frac{Q^2}{(10.2296)^2} = \frac{(0.32)^2}{(10.2296)^2} = 0.000978$$

Pour vérifier le résultat on utilise la méthode classique en appliquant la formule de Darcy - Weisbach.

$$J = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

Le coefficient de frottement f se calcule d'après la formule de Nikuradze

$$f = (1.14 - 0.86 / n \frac{\epsilon}{D})^{-2} = (1.14 - 0.86/n \frac{0.0001}{0.65})^{-2} = 0.013241$$

$$J = \frac{0.013241 \times (0.97)^2}{0.65 \times 19.6} = 0.000978.$$

Les pertes de charge de long de la conduite d'amenée sont égales à :  $DE = J \cdot Le = 1.15 J$ .  $Lg = 1.15 \times 80 \times 0.000978 = 0.12 \text{ m}$

On remarque que les deux méthodes donnent le même résultat.

La conduite reliant les deux réservoirs aura un diamètre de 200mm, puisqu'elle permet de maintenir le même niveau dans les deux réservoirs.

La cote du radier sera égale :

$$CR = 218 + 0.12 = 218.12 \text{ m}$$

En ajoutant la hauteur d'eau prise égale à 7 m et la hauteur 0.5 séparant le trop plein et la génératrice supérieure de la conduite nous obtenons la cote du trop plein du réservoir.

$$CTP = CR + 7 + 0.5 = 225.62 \text{ m}$$

ADDITION

Ii Choix du tracé

Le choix du tracé a été effectué à partir de certains impératifs qui sont les suivants:

- choisir un tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- éviter les contres pentes, qui, au droit du point haut ainsi formé peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer (cavitation).
- suivre les accotements des routes, si cela est possible
- Chercher un profil en long aussi régulier que possible.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

I 2 . CHOIX DU TYPE DU TUYAU

Toutes les conduites ont été prises en acier. Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement ou gravitairement sont en acier, en fonte en amianté ciment, en béton armé et en tuyaux P V C . On a choisi les tuyaux en acier car sont très économiques solides, résistants, disponibles sur le marché et peuvent supporter des pressions élevées.

I3 CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Notre étude consiste à la détermination des différents diamètres partants du forage, cette détermination est basée sur étude technico-économique qui conduit à une optimisation entre :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre.
- Les frais d'exploitation des différentes pompes qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge

II METHODE DE CALCUL D'ADDITION PAR REFOULEMENT

On détermine le diamètre approximatif par la formule de BONNIN

$$D = \sqrt[4]{Q}$$

Ou Q : débit à transiter (m3/s)

D: diamètre ( m )

D = diamètre approximatif

Le nombre de REYNOLDS

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)  
ν : viscosité cinématique (m<sup>2</sup>/s)

La nature du régime d'écoulement est en fonction du nombre de REYNOLDS et de la rugosité absolue, ayant ces deux paramètres on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en référant au diagramme de MOODY.

En cas du régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est donné par la formule NIKURADZE.

$$f_n = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$$

ε : rugosité absolue  
D<sub>h</sub> : diamètre hydraulique.

En régime transitoire le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$f_c = \left[ 0.86 \ln \left( \frac{\epsilon}{D_h \cdot 3.7} + \frac{8.51}{Re \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

Pour la détermination des pertes de charge totales occasionnées dans conduite de refoulement nous avons appliqué les formules suivantes les pertes de charges linéaires suivant DARCY WEISDACH

$$\Delta H_2 = \frac{f v^2 L}{2 g D_h}$$

Les pertes de charges sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_5 = 0.15 \Delta H_c$$

les pertes de charges totales.

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_c$$

- CALCUL DE LA HAUTEUR MONOMETRIQUE TOTALE (H<sub>mt</sub>)

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

H<sub>g</sub>: hauteur géométrique de refoulement

ΔH<sub>T</sub>: pertes de charges totales

h<sub>a</sub>: hauteur géométrique d'aspiration.

Après la détermination du H<sub>mt</sub> en se référant au catalogue des pompes, qui nous donne la H<sub>mt</sub> pratique et le rendement de la pompe correspondante.

-Puissance à absorbée

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta}$$

η rendement de la pompe = 0,70 = 70%.

Calcul de l'énergie (E) (Annuelle).

$$E = P \cdot 24 \cdot 360.$$

- Tarif de l'énergie (e)

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum E_h \cdot \eta_h$$

a: redevance fixe = 28 DA/m

Pc: puissance mise à la disposition

Pa : puissance absorbée

Ch : coefficient de pondération avec  $C=2,1$  DA/KW/mois

D = 9,8 DA/KW/mois

Cpc + d; Pa est déterminé le terme de puissance

Ch.Nh Consommation effective d'énergie

On distingue trois tarifs d'énergie au cours de la journée

+ heures de pointe 17h- 21h,  $Ch_1 = 0,4735$  DA/KW

$$Nh_1 = 4/24 = 0,167$$

+ Heure pleine 6h - 17h }  $Ch_2 = 0,0981$  DA/KW  
21 - 22h30 : }  $Nh_2 = 4/24 = 0,167$

+ Heures creuses 22h30 - 6h  $Ch_3 = 0,0248$  DA/KW

$$Nh_3 = 7,5/24 = 0,312$$

$$\sum Ch.Nh = Ch_1.Nh_1 + Ch_2.Nh_2 + Ch_3.Nh_3 = 0,1379 \text{ DA/KW}$$

$$C = 28 + 9,8 + 2,1 + (0,1379 \times 24 \times 30) = 139,188 \text{ DA/KW/mois}$$

Le tarif de l'énergie est de  $C_1 = 0,19$  DA/KW

-Frais avec annuité

L'annuité est déterminée d'après la formule suivante

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

Ou i : taux d'annuité égal à 8 % adopté en Algérie

n : nombre d'année d'amortissement

n = 30 ans

$$a = 0,08 + 0,08 = 0,088827 \text{ DA}$$

$$(0,08+1)^{30} - 1$$

-Prix de la conduite

Pu = prix de revient du mètre linaire de la conduite le diamètre économique est celui qui converge à la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation

Calcul de l'adduction du forage au reservoir.

Q = 120 L/J = 0,120 M<sup>3</sup>/J  
 ND = 53 M  
 L = 450M  
 HG = 86,52 M  
 D = VQ = VO I2 = 346 mm = 350 mm

- Frais d'amortissement.

DIAMETRE (MM)	PRIX DE LA CONDUITE DA/ML	LONGUEUR TOTAL DE LA CONDUITE (M)	PRIX DE REVIENT DE LA LONGUEUR TOTAL DE LA CONDUITE D.A	ANNUITE D.A
300	333,07	450	149881,5	13313,524
350	437,6	"	196920	17491,913
400	500,44	"	225198	20003,663
500	628,45	"	282802,5	25120,498

- Tableau donnant HMT Hg=86,52m =0,1mm

D (mm)	V M/S	R IO <sup>4</sup>	F <sub>n</sub>	F <sub>c</sub>	J	Dht	HMT:HGT + DHT
300	1,75	51	0,01553	0,0146681	0,0072098	3,73	90,25
350	1,25	43,75	0,015025	0,0149437	0,0053183	2,75	89,27
400	0,96	38,4	0,01461	0,0151956	0,0017863	0,92	87,44
500	0,61	30,5	0,013956	0,0156812	0,0002216	0,115	86,635

Frais d'exploitation

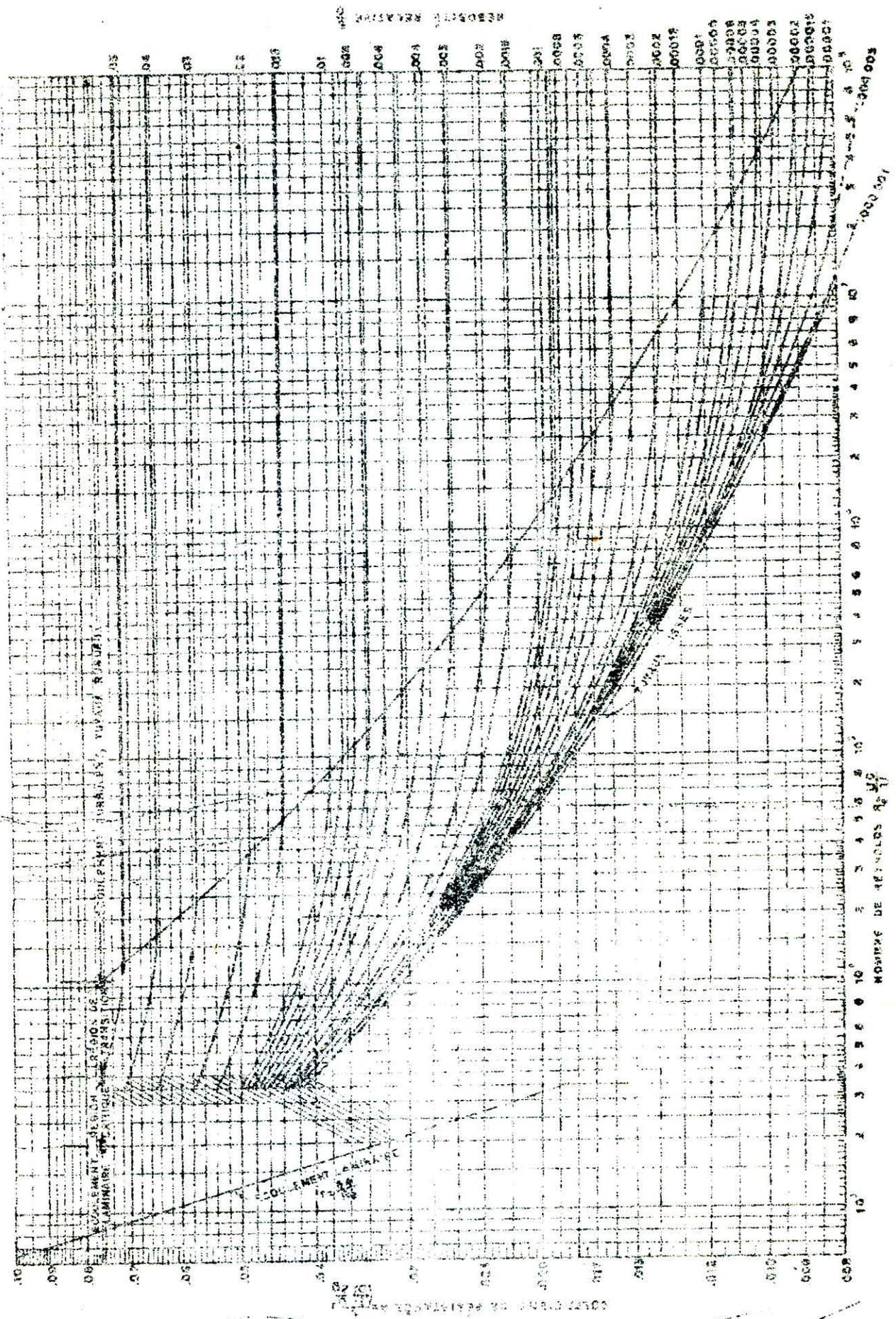
P= 1.68 HMT

DIAMETRE (MM)	HMT (M)	PUISSANCE P KW	ENERGIE Px24x365 KWH	PRIX DE L'ENERGIE 0,19 DA LE KWH
300	92,25	151,62	1328191,2	252356,33
350	89,27	149,97	1313737,2	249610,07
400	87,44	146,9	1286844	244500,36
500	86,635	145,55	1275018	242253,42

Bilan

	300	350	400	500
Frais d'exploitation	252356,36	249610,07	244500,36	242253,42
Frais d'amortissement	13313,523	17491,813	20003,663	25120,498
Totaux	265669,884	267101,883	264504,023	267373,918

Le diamètre D= 400 ~~est~~ mm est le plus économique et sa hauteur monometrique est de 87,44 M;



Exemple:  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\lambda = 0.002$ ;  $\lambda = 0.0164$

## CHOIX DES POMPES

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter : Débit à refouler, hauteur d'élevation et rendement.

Pour notre projet, nous avons pris une pompe à axe horizontale.

On installera une seconde pompe de même type pour le secours, en cas de panne de la première.

Type de pompe:

Caractéristiques:  $Q = 0,12 \text{ m}^3/\text{s} = 432 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mt} = 87,44 \text{ m}$

Les catalogues Jeumont Schneider, pour les pompes à axe horizontale, nous ont permis de choisir le type de pompe qui répond le mieux à ces caractéristiques.

Une pompe ME 250 -500

$N = 1450 \text{ tours/mn}$

$\eta = 71 \%$

Le point P représente sur la figure est le point de fonctionnement désiré avec un débit de ~~400~~  $432 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 87,44 \text{ m}$

La courbe ( $Q/H$ ) passe par un point plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P'

Vu la différence existante entre les points P et P', on étudiera les différents possibilités pour les rapprocher

1er solution.

Si on gardera le point de fonctionnement P', on devra diminuer le temps de pompage.

Pour le point P' on a:

$Q' = 514 \text{ m}^3/\text{h} = 0,143 \text{ m}^3/\text{s}$

$H' = 88,8 \text{ m}$

$\eta = 0,74$

Pour le point P on a :

$Q = 432 \text{ m}^3/\text{h} = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$

$H = 87,44 \text{ m}$

Le volume entrant au réservoir pendant 24h est de  $10368 \text{ m}^3$

Le temps de pompage se réduira et sera de:

$$T = \frac{10368}{514} = 20,17 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera:

$$9,8 \times Q \cdot h$$

$$W_p = \frac{9,8 \times 0,143 \times 88,8}{0,74} = 168,17 \text{ Kw}$$

Pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10 % pour une puissance supérieure à 20 Kw.

donc  $W_p = 184,99 \text{ kw}$

2eme solution.

cette variante consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge =  $PP'' = 89,8 - 87,44 = 2,36 \text{ m}$

ce qui provoquera une augmentation de la hauteur manométrique  $H_{mt}$ , en gardant le débit désiré, dans ce cas on aura un gaspillage d'énergie

$$W_p = \frac{9,8 \times 0,12 \times 88,8}{0,705} = 146,46 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 %  $W_p = 161,1 \text{ Kw}$

### 3eme Solution

Si l'on désire faire passer la courbe ( Q/H ) par le point P, la solution consistera à rogner la roue de la pompe.

En conservant la même vitesse de rotation M et d'après les relations

$$Q' / Q = H' / H = D^2 / d^2 \quad (I)$$

le diamètre de la pompe rognée sera d et devra notamment correspondre au débit Q désiré

En posant  $d = mD$

ou m: coefficient de rognage

L'expression précédente devient

$$Q' / Q = H' / H = 1 / m^2$$

Ayant les triangles semblables OPQ et OP'Q' on peut écrire:

$$Q' / Q = H' / H$$

Sachant Q, on lit la valeur de Q' sur la figure

$Q' = 444 \text{ m}^3/\text{tr}$  la valeur de M sera égale:

$$m = \sqrt{Q/Q'} = 0,1233 \text{ m}^3/\text{h} = Q'$$

$$Q = 432 \text{ m}^3/\text{h} = 120 \text{ l/s}$$

$$m = \sqrt{432/444} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - 0,98 = 0,02 \text{ soit } 2\% \quad 20\%$$

Le diamètre de la roue est  $d = mD = 0,98 \cdot 0,35 = 0,343 \text{ m} = 343 \text{ mm}$

La puissance absorbée par la pompe

$$W_p = \frac{9,8 Q \cdot H}{n} = \frac{9,8 \cdot 120 \cdot 37,44}{0,71} = 144,81 \text{ Kw}$$

n

0,71

### Conclusion.

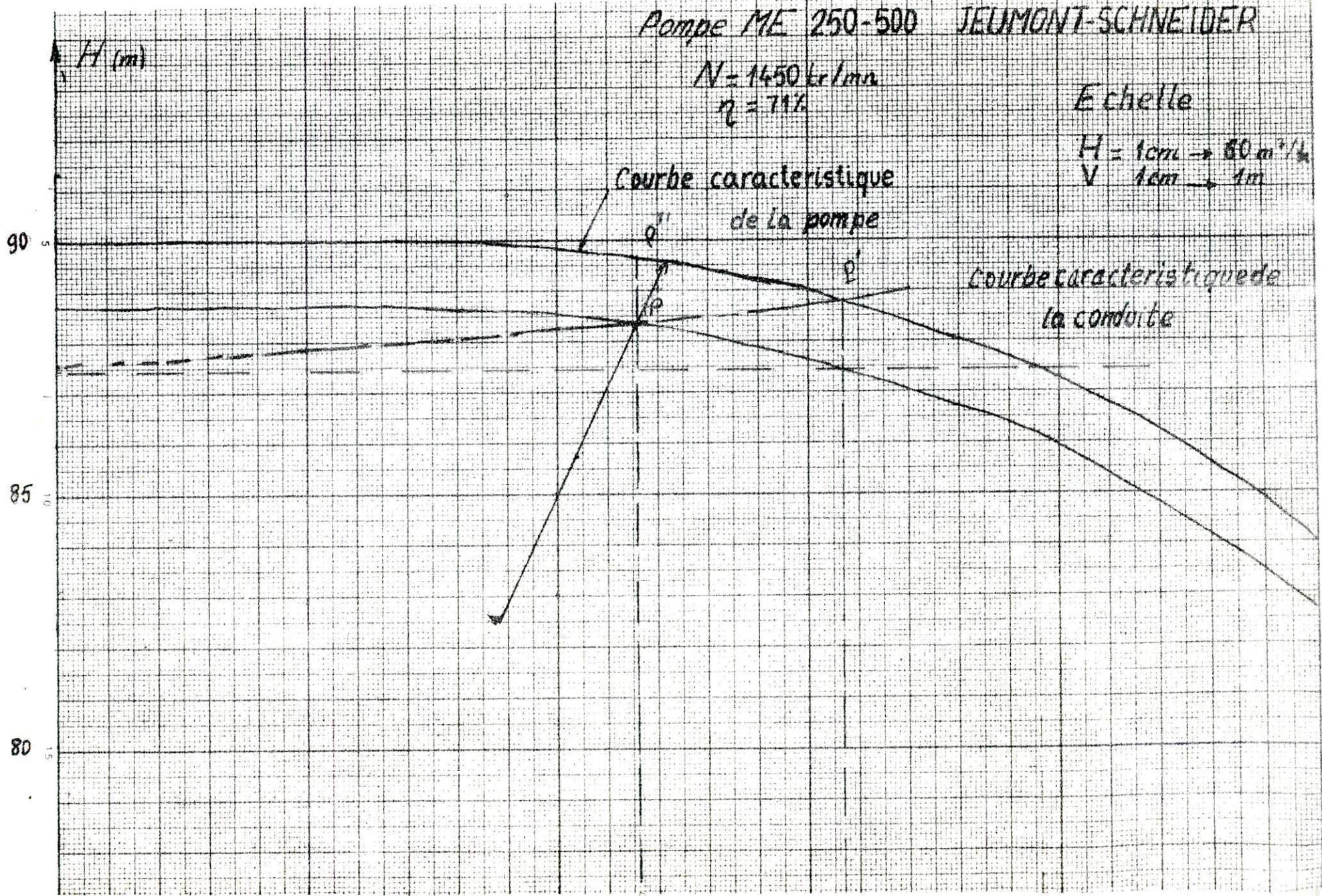
On constate que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage est inférieure à celles des deux autres solutions. On optera donc pour la troisième solution, qui consiste à rogner la roue, avec un pourcentage de rognage de 2 %.

Pompe ME 250-500 JEUMONT-SCHNEIDER

$N = 1450 \text{ tr/min}$   
 $\eta = 71\%$

Echelle

$H = 1 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $V = 1 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$



## CHAPITRE VIII

### RESEAU DE DISTRIBUTION

Détermination des débits aux noeuds

Horizon 2005

D'après le plan d'urbanisation, la ville de Sidi Khaled se compose d'une façon générale de densité différente.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, tout en suivant le cheminement des rues.

Nous avons circonscrit dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contours fermés, constitué de grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectés des conduites secondaires considérées comme des conduites d'un réseau ramifié.

La partie extrême située au Nord Ouest de notre ville sera alimentée par un réseau ramifié qui est connecté au réseau maillé au point dont les caractéristiques de la conduite seront déterminées plus loin.

En ce qui concerne le débit de chaque noeud, on délimite la zone desservie par ce dernier par la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitants est la consommation spécifique correspondant à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe ( $K_p = 2,4$ )

Formule de calcul

- Consommation spécifique	$q = Q_m / N_m$	$l/j$
- Densité moyenne	$d = N_m / S_m$	hab/ha
- Consommation par noeud	$Q_i = N_i \cdot q_i$	

## Repartition des mailles

N° DE LA maille	POPULATION	SURFACE (Ha)	DENSITEE m <sup>3</sup> /ha
Reseau ramifie I	460	9,24	49,88
I	5412	27,06	200
II	8364	41,82	200
III	5075	25,375	200,00
IV	5794	45,25	126,47
V	5842	44,935	130

MAILLE ramifie	POPULATION	DOTATION L/J/Hab	CONSO MMAT domestique ME/J	CONSO MANT colletive M <sup>3</sup> /J	CONSO MAT municipale M <sup>3</sup> /J	DEBIT de consom M <sup>3</sup> /J	DEBIT de majoie M <sup>3</sup> /J	DEBIT maxi- M <sup>3</sup> /J
Reseau ramifie	460	200	92	/	50	142	170,4	204,48
I	5412	200	1082,4	273	150	1505,4	1806,48	2167,776
II	8364	200	1672,8	182	100	1954,8	2345,76	2814,912
III	5075	200	1015	393	130	1518	1821,6	2185,92
IV	5794	200	1158,8	99	100	1537,8	1629,36	1955,232
V	5842	200	1168,4	257,6	100	1526	1831,2	2197,44
TOTAL						9604,8	11525,76	



Coefficient de frottement

Le coefficient de frottement pour un régime turbulent rugueux ne dépend que de la rugosité absolue de la conduite et de son diamètre

Pour le réseau de distribution nous avons pris une rugosité de 0,0001m

Nous utilisons pour le calcul la formule de COLE BROOK

$$F_c = \left( -0,86/\eta \left( \frac{\epsilon}{3,7} + \frac{2,51}{R\sqrt{F}} \right) \right)^{-2}$$

Le principe d'équilibre le long de la maille se traduit donc par

$$\sum H_T = \sum r Q_i^2 = 0$$

cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut modifier la répartition répartition initiale supposée des débits  $Q_0$  afin de rectifier les valeurs des pertes de charge

I.4 Calcul du débit correctif.

$\Delta H_T = \sum r Q_i^2$  cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la seconde loi

Soit  $Q_0$  : le débit supposé en première approximation

$Q_I$  débit corrigé

$\Delta Q_0$  terme correctif

Pour chaque tronçon on aura  $Q_I = Q_0 + \Delta Q_0$

L'équation précédente devient

$$\Delta H_T = \sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum r Q_0^2 + 2 \sum r Q_0 \Delta Q_0 + \sum r \Delta Q_0^2$$

Le terme  $\Delta Q_0^2$  est négligeable par rapport à  $\Delta Q_0$

$$\text{d'où } \Delta Q_0 = \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0}$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux/:

- Corrections propres à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q_0$
- Corrections propre à la maille adjacente (conduite commune aux deux mailles) avec signe contraire de  $\Delta Q_0$

il suffit de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouté au débit  $Q_0$  pour avoir le nouveau débit  $Q_I$

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs  $\Delta Q_0$  soient voisines de 0 ( $\Delta Q_0 < 0,4$ ) et jusqu'à ce que les pertes de charge sur le contour fermé soient inférieures à 0,5m

I.5 Programme de calcul (établi sur la TI 59)

Calcul du :

Coefficient de frottement par NIKURADZE .

- Coefficient de frottement par COLE BROOK.

- REYNOLDSIE

## - Programme

- 2 end lbl A (  $I, I4 - RCL 0, 2 Ln x 0,86$  ) X2 xI/x STO 05 - STO I4 R/S  
 - 2nd lbl B 4. RCL 01 : RCL 09 : RCL 00 = STO 03 INV SBR  
 - 2nd lbl C ( RCL 02 :  $3.7 + 2.5I$  RCL 03 : RCL 05  $Vx$  ) LN x. 086=  
 I/X . X2 STO 06 RCL 05 STO 04 RCL 06 - RCL 04 = 2ND I XI ~~DE~~ 2NDX T  
 RCL 06 R/S

## Introduire

E/Dn ----- Sto 02  
 D ----- STO 00  
 Q ----- STO 01  
 ----- STO 09

## Résultats

A ----- Fn. NIKURADZE  
 B ----- REYNOLDSE  
 C ----- Fc COLE BROOK

Programme pour le calcul du réseau maillé sur "TI.59"

2nd Lbl	$\sqrt{X}$	2nd M	RCL
A	+	$X^2$	09
2nd St flg	RCL	+	+/-
08	03	9	SUM
RCL	÷	.	09
03	3	8	RCL
÷	.	÷	11
RCL	7	RCL	+/-
00	÷-	00	SUM
=	RCL	X	11
2nd log	00	y 5	RCL
x	=	=	12
02	2nd log	STO	R/S
+/-	x	07	
+	2	R/S	
1	+/-	x	
.	$\frac{1}{x^2}$	RCL	
1	$\frac{1}{x^2}$	02	
=	STO	08	
$x^2$	06	SUM	
1/X	-	09	
STO	RCL	R/S	
05	05	÷-	
2nd Lbl	=	RCL	
=	2nd(x)	01	
2	INV	=	
.	2nd x t	STO	
5	$X^2$	10	
1	RCL	SUM	
x	06	11	
RCL	STO	R/S	
00	05	2nd Lbl	
x	GTO	8	
2nd II	=	RCL	
x	2nd Lbl	09	
RCL	$x^2$	R/S	
04	RCL	÷	
÷	06	RCL	
4	x	11	
÷	8	R/S	
RCL	x	÷	
01	RCL	2	
2nd(x)	01	=	
÷	$X^2$	+/-	
RCL	÷	STO 12	
05			

1) Introductions

$\phi_i \rightarrow$  STO 00  
 $Q_i \rightarrow$  STO 01  
 $L_i \rightarrow$  STO 02  
 $\rightarrow$  STO 03  
 $\rightarrow$  STO 04  
 Précision 0,000001

2) Résultats :

Appuyer sur :

$A \rightarrow J_i$   
 $R/S \rightarrow \frac{C_{Hi}}{Q_i}$   
 $R/S \rightarrow \frac{C_{Hi}}{Q_i}$

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

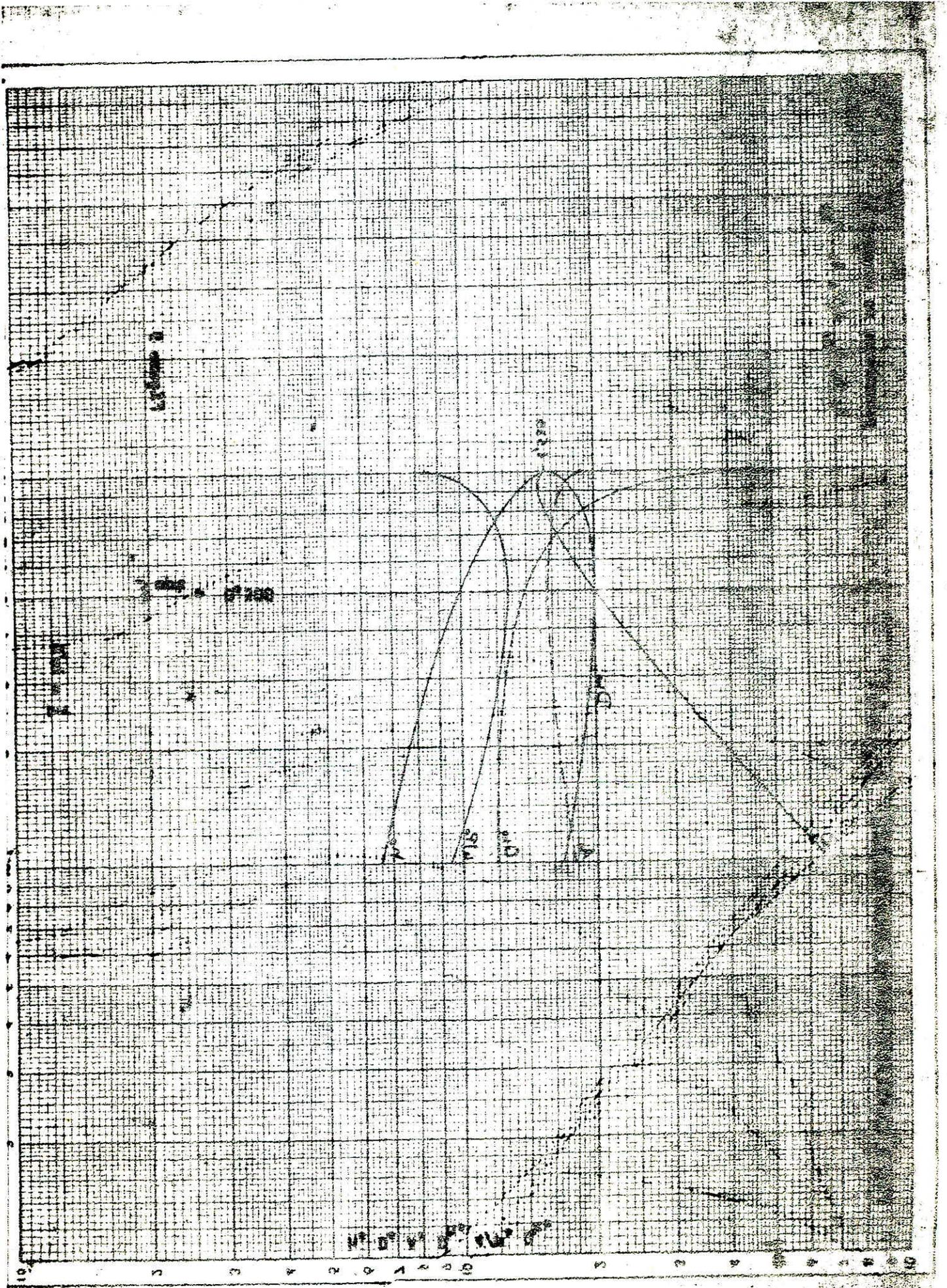
$B \rightarrow \sum_{i=1}^n \frac{A_{Hi}}{Q_i}$   
 $R/S \rightarrow \sum_{i=1}^n \frac{A_{Hi}}{Q_i}$   
 $R/S \rightarrow \frac{\sum_{i=1}^n A_{Hi}}{\sum_{i=1}^n Q_i}$

Remarques :

a) si  $\Delta Q_i < 0$  l'introduire avec le signe (-)  $\rightarrow$  01 et introduire L avec le signe (-)  $\rightarrow$  02  
 On aura  $\Delta H_i = 0$  et  $\Delta H_i > Q_i > 0$   
 b) Ne jamais utiliser la touche CLR

# CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

N. nœuds	N. villes	Surfaces (ha)	Consommation spécifique (l/s)	Densité (hab/ha)	Population	Consommation par zone (l/s)	Consommation par nœuds (l/s)	Coefficient de pointe	Débits soutires (l/s)	Débits arrondis (l/s)
1	I	6.68	400.55	200	1336	6.19		2.4		
	II	8.35	336.55	200	1670	6.51	12.7	2.4	30.48	30
2	I	6.79	400.55	200	1336	6.30	6.30	.	15.12	15
3	I	6.90	400.55	200	1336	6.40		.		
	IV	8.67	337.46	126.37	1096	4.28	10.68	.	25.632	26
4	IV	13.13	337.46	126.37	1659	6.48		.		
	V	16.35	376.15	130	2126	9.25	15.74	.	37.777	38
5	I	6.69	400.55	200	1338	6.20		.		
	II	9.42	336.55	200	1884	7.34		.		
	IV	12.11	337.46	126.37	1540	6.01	19.55	.	46.92	47
6	II	5.71	336.55	200	1142	4.45	4.45	.	10.68	11
7	II	15.24	336.55	200	3048	11.87		.		
	III	3.65	430.72	200	730	3.64	15.51	.	37.22	37
8	II	3.1	336.55	200	620	2.41		.		
	I	5.55	430.72	200	1110	5.53		.		
	IV	2.63	337.46	126.37	332	1.30	9.25	.	22.2	22
9	IV	9.23	337.46	126.37	1167	4.56		.		
	III	2.79	430.72	200	558	2.78		.		
	V	14.285	376.15	130	1857	8.08	15.42	.	37.008	37
10	V	14.3	376.15	130	1859	8.09		.		
	III	2.325	430.72	200	465	2.32	10.41	.	24.98	25
11	III	4.84	430.72	200	968	4.71	4.79	.	11.49	11
12	III	6.22	430.72	200	1244	6.2	6.2	.	14.88	15





# DETERMINATION DES PRESSION AU SOL

Maille	Tronçon	Cote de terrain		P.D.C (m)	Cote piézométrique		Nœud	Pression m	Vitesse (m/s)
		Amont	Aval		Amont	Aval			
I	1.2	199.99	193.94	4.32	218	216.68	1	22.77	1.35
	2.3	199.99	196.04	5.35	216.68	211.35	2	24.41	1.14
	5.3	190.28	186.94	-0.609	211.98	211.371	5	24.43	0.66
II	1.5	199.99	190.28	-6.02	218	211.98	1	21.7	1.02
	5.8	190.28	175.86	2.82	211.98	209.16	5	33.3	1.06
	7.8	177.89	175.86	-2.41	216.62	209.21	7	33.35	1.05
	6.7	184.88	177.89	-1.52	216.14	211.62	6	31.26	1.44
	1.6	199.99	184.88	-1.36	218	216.14	1	26.74	1.29
	1.5	199.99	190.28	6.02	218	211.98	1	21.7	1.06
III	7.8	177.89	175.86	2.41	216.62	209.21	7	33.35	1.05
	8.9	175.86	175.54	4.6	209.21	204.61	8	29.07	1.7
	9.10	175.54	175.20	3.42	204.61	201.19	9	25.99	0.65
	7.11	177.89	180.18	-3.84	211.62	207.78	7	27.6	1.16
	11.12	180.18	177.89	-10.06	207.78	197.72	11	19.88	1.22
	10.12	175.20	177.84	3.43	201.19	197.76	10	19.92	0.69
IV	5.3	190.28	186.94	0.609	211.98	211.371	5	24.43	0.66
	5.8	190.28	175.86	-2.32	211.98	209.16	5	33.3	1.06
	8.9	175.86	175.54	-4.6	209.16	204.56	8	29.02	1.7
	4.9	176.04	175.54	2.40	206.94	204.56	4	29.02	0.5
	3.4	186.94	175.04	4.41	211.35	206.94	3	30.9	1.07
V	4.9	175.04	175.54	-2.44	206.94	204.56	4	29.02	0.5
	9.10	175.54	175.20	-3.42	204.56	201.14	9	25.99	0.65
	4.10	176.04	175.20	5.96	206.94	198.98	4	23.78	0.91

CALCUL DU RESEAU RAMIFIE.

1) GENERALITE:

Comme on l'a déjà souligné au paravant que la zone extreme nord ouest ne peut être alimentée que par un réseau ramifié et cela est dû aux causes suivantes:

- Faible densité de population .
- Son isolement par rapport à l'autre partie de la ville

2) CALCUL DU DEBIT SPECIFIQUE

Le debit spécifique est déterminé par la formule

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max\ jour}}{N} \quad \text{ou } N: \text{nombre d'habitant}$$

Q<sub>maxjour</sub>: consommation journalière.

$$Q_{sp} = \frac{2,37}{460} = 0,00515 \quad \text{els /hab}$$

3 CALCUL DEBITS DE CHAQUE TRONÇON

Le débit dans chaque tronçon sera calculé d'après la formule suivante: Q = P+0,55 Q.

P : débit de l'aval

Q : débit en route , les résultats sont dans le tableau 3

4 CALCUL DES PRESSION

Pour un diamètre D, on vérifie, à l'aide des tables de COLEBROOCK qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon. La vitesse obtenue est admissible et que la perte de charge H donne finalement au sol une pression suffisante.

Si la pression est insuffisante, on doit refaire les calculs en prenant un diamètre plus grand et les pertes de charges seront diminuées.

Les résultats sont donnés par le tableau N° 4

## Debit par tronçon:

Tableau I

DESIGNATION	NOMBRE D'HABITANT	CONSUMMATION	
		MOYENNE	DE POINTE (K=2,4)
I-2	0	-	-
2-3	83	0,43	1,032
3-4	90	0,46	1,104
4-5	187	0,96	2,304
5-6	100	0,52	1,248

Tableau N°2  
Repartition des debits

## 1) Calcul des conduites a partir des debits d'amont

DESIGNATION	D E B I T		
	EN ROUTE	AVALE	DU TRONCON
4-6	1,248	-	1,248
4-5	2,304	-	2,304
3-4	1,104	3,552	4,656
2-3	1,032	4,656	5,688
2-2	0	5,688	5,688

Tableau N°3

## 2) Calcul a partir de la formule

$$Q = P + 0,55 Q$$

DESIGNATION	EN ROUTE Q	AVAL P	DU TRAVAUX P + 0,55 Q
4-6	1,248	-	0,6864
4-5	2,304	-	1,2672
3-4	1,104	3,552	4,1592
2-3	1,032	4,656	5,2236
I-2	0	5,688	5,688

PROTECTION DES CONDUITES CONTRES LE COUP DE BELIER

1°) Phénomène du coup de BELIER.

Le coup de BELIER est une onde de pression positive ou négative causée par des variations de régime d'écoulement .

A la suite d'une disjonction, le groupe électro-pompe se trouve brusquement arrêté la colonne liquide poursuit le chemin grace à son énergie.

Sa veine liquide n'étant plus alimentée , il en résulte derrière elle une dépression. La contraction successive de la conduite engendrée par diminution élastique du diamètre en ce moment une onde de dépression prend naissance a partir de la pompe et se propage jusqu'au reservoir.

Grace a son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif, toute la masse d'eau revient vers la pompe et va se trouver arrêté par le clapet fermé.

La première tranche, d'eau en contact avec le clapet, se comprime entraînant ainsi une dilatation de la conduite et de même pour les tranches qui suivent. Dans ce cas il se produit une dépression au niveau du clapet.

L'onde change de sens et se propage une autre fois vers le reservoir; Ce phénomène continue a osciller jusqu'au qu'il se trouve amorti par les frottements. Les causes des variations du régime d'écoulement dans une conduite de refoulement proviennent soit:

- d'un arrêt brusque du groupe alimentant la conduite .
- Au démarrage d'une pompe alimentaire .

Cette onde caractérisée par la vitesse de propagation ( célérité ) donnée par la formule :

$$a = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D^3}{E \cdot e}}}$$

OU

a: Célérité de l'onde (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite en metre

K : coefficient de compressibilité de l'eau =  $2,15 \cdot 10^9$  P

E : Module d'élasticité de la conduite =  $2 \cdot 10^{11}$  pour l'acier

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

e ; épaisseur de la conduite

$\sqrt{\frac{E}{\rho}}$  donne la célérité des ondes de pressions pour le cas des tuyaux très rigides.

$\sqrt{1 + \frac{K \cdot D^3}{E \cdot e}}$  traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite ce phénomène d'oscillation peut atteindre une valeur maximale de

$$b = g \cdot v_0$$

$v_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent m/s

g : accélération de pesanteur.

La valeur maximale de la pression dans la conduite peut se s'exprimer par:

- Cas de surpression :  $H_g + b$
- Cas de dépression :  $H_g - b$

Où  $H_g$  la pression dans la conduite avant l'apparition du coup de BELIER.

2°) Moyen de protection

IL n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de BELIER mais il convient de rechercher les limitations a une valeur compatible avec la résistance des installations

- De limiter la dépression
- De limiter la surpression

### PRINCIPE DE CALCUL

LE CALCUL consiste , par approximation successives à tracer l'épure de BERGERON, afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales à prés avoir fixer un volume d'air  $U_0$

- On considere qu'au cours d'un aller - retour d'onde l'intervalle de temps

$$\theta = \frac{2L}{a} \quad (a \text{ la célérité m/s})$$

La vitesse finale de l'eau après l'intervalle  $\theta$  et  $V_f$

- Nous partons d'un volume initial arbitraire du reservoir d'air  $U_0$ , on se fixe la vitesse finale  $V_f$  et on calcul a la fin de l'intervalle la pression dans le reservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas.

On vérifie sur le diagramme de BERGERON la pression finale correspondante a la vitesse finale  $V_f$ . Si la pression ne correspond pas a la vitesse on doit refaire les calculs en choisissant une autre vitesse  $V_f$ .

- Les temps se suivent selon les valeurs de  $\theta = 2L/a$

- L'augmentation  $U$  du volume d'air du reservoir d'air, ou sa diminution est exprimée par le volume correspondant de l'eau, il n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de sections  $S$ , pendant le temps  $\theta$  est avec une vitesse  $V_m$

- Pour le premier intervalle  $\theta$ , on a  $V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$

- Il faut faire attention aux vitesses négatives quand l'eau revient vers le reservoir d'air

- Le volume  $U$  d'air du reservoir sera égal, a la fin du premier intervalle  $\theta$ , a  $U_0 + \Delta U_0$ , pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, puis se retranche quand l'eau descend.

La nouvelle pression dans le reservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément a la loi de POISSON

$$(Z_0 + \delta_0) \cdot U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

La perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

$$(Z_0 + \delta) U_0^{1,4} = Z U^{1,4} \Rightarrow Z = \frac{(Z_0 + \delta) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

L'organe de rétrécissements est une tuyere.

a la montée de l'eau on a la valeur de la vitesse  $V_1$  en fonction de la vitesse finale  $V_f$  dans la conduite, on évaluerait la vitesse  $V_2$  a la descente de l'eau. A la montée de l'eau, la tuyere ayant un coefficient de dévit de 0,92

$$V_1 / V_f = \phi^2 / d'^2 = \phi^2 / (0,92d)^2 = K$$

$d$  : sera choisi pour que  $K$  reste compris entre 15 et 20

- La perte de charge  $\Delta H_T$  a la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport  $m$  des sections de la veine contractée ( $d'$ ) et la tubulure ( $D$ ) en

on détermine le coefficient des pertes de charge C du graphe

$$\Delta H_1 = \frac{V_1^2 \cdot C}{2g}$$

a la descente de l'eau la tuyere agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction <sup>a</sup> de 0,5

$$V_2/V_f = \phi^2 / 0,5d^2 = 2 \phi^2 / d^2 = K'$$

- dans la tuyere K' est lié à K; K' = 1,7K

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2 \cdot C}{2g}$$

la pression absolue dans la conduite se déduit de:

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

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

La pression manométrique exprimée en metre d'eau, s'obtient en déduisant 10 m des valeurs ainsi trouvées. On cherche sur la parabole les pertes de charge dans la conduite, la valeur  $\phi$  pour la vitesse finale  $V_f$  considérée

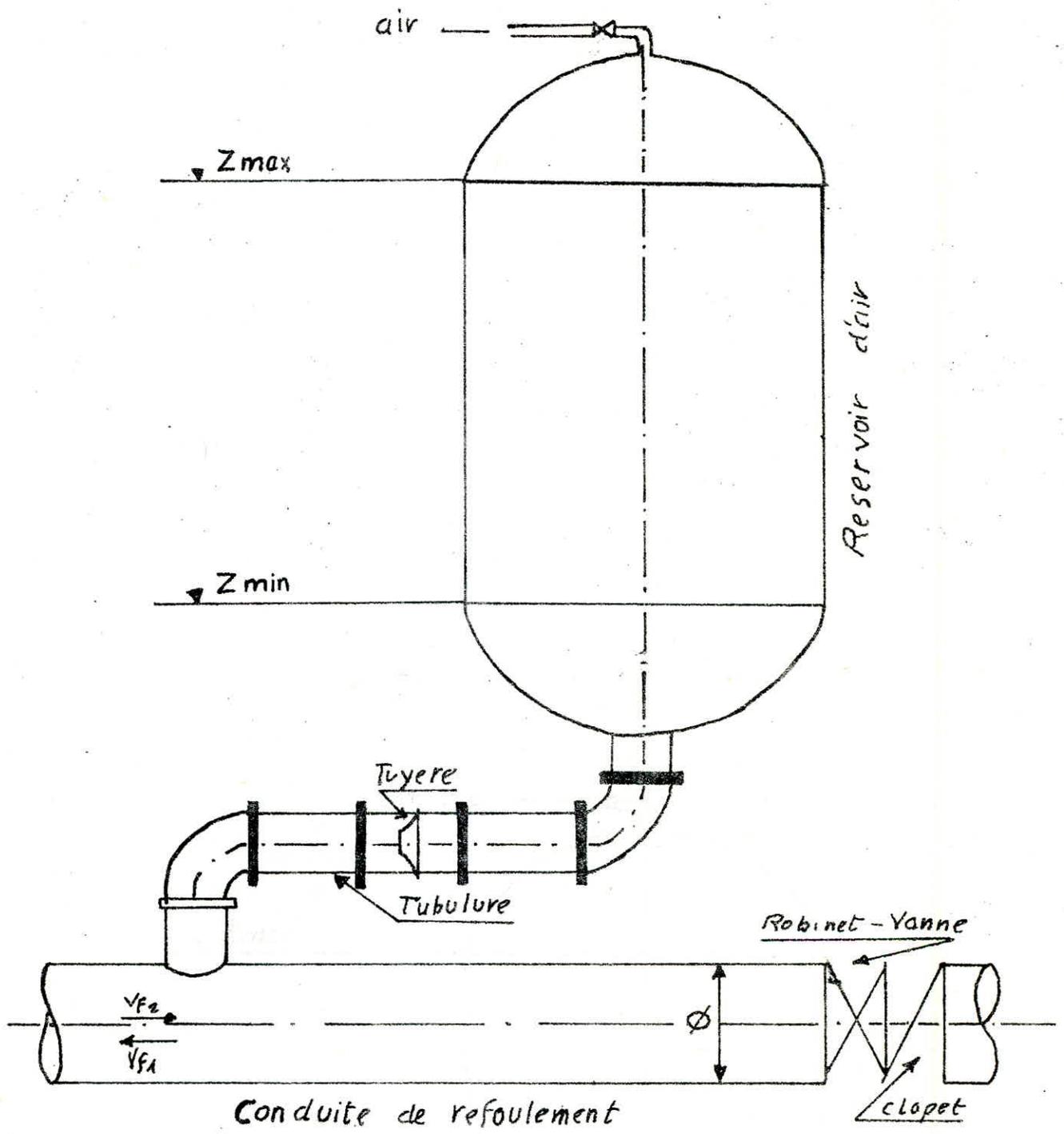
- La pression finale absolue dans la conduite, sera:

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

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

- Par cette valeur de la pression finale absolue, sera menée l'horizontale qui coupera la droite a/ g.s

# Schema d'un réservoir d'air



C A L C U L

Donnée de bases

Q = 120 l/s = 0,12m3/s

D = 400mm

L = 450m

Hg = 86,44m

La section de la conduite : S = D^2/4 = 3,14.(0,4)^2/4 = 0,1256m^2

Le volume = 450 . 0,1256 = 56,52 m^3

La vitesse initiale Vo = Q/S = 0,12/0,1256 = 0,955 m/s

pour une conduite en acier e = 5mm, K = 2,15.10^9 Pa, P = 1000kg/m^3, E = 2.10^11 Pa

Calcul de la célérité

a = sqrt(K/P) \* 1 / sqrt(1 + (K\*D)/(E\*e)) = sqrt(2,15.10^9/1000) \* 1 / sqrt(1 + (2,15.0,4.10^9)/(2.10^11)) = 1075,134 m/s
theta = 2L/a = 2.450/1075,134 = 0,848

Le coup de BELIER peut atteindre la valeur maximale

hmax = a.Vo/g = 1075,134 . 0,955/9,8 = 104,66 m d'eau

au moent de retour de l'onde, la prèssion peut atteindre :

86,44 + 104,66 = 191,1 m d'eau soit 19 bars . si l'on suppose, ne pas dépasser pour la conduite, une prèssion de 110 m soit 11 bars , le calcul du reservoir s'effectue comme suite.

Zo = 86,44 + 10 = 96,44 m

Zmax = 110 + 10 = 120 m

Zmax/Zo = 120/96,44 = 1,24

Ho = Vo^2/2g = (0,955)^2/19,6 = 0,046 m

Ho/Zo = 0,046/96,44 = 0,00048 = 0,0005

Les alignements 1,24 lus sur l'échelle Zmax/Zo et 0,0005 lus sur l'échelle

Ho/Zo donne sur la abaque de M. VIBERT

Uo/L.S = 2,2.10^-2 et Zmin/Zo = 0,81

L.S = 450.0,1256 = 56,52m^3

Uo = L.S.0,022 = 56,52.0,022 = 1,24 m^3 = 1240 l

U max = Uo/Zmin/Zo = 1,24/0,81 = 1,53 m^3 = 1530 l

Uo . Zo = Umax. Zmin

La considération de la valeur Zmin/Zo permet de trouver la valeur de déprèssion à l'origine du refoulement

Zmin/Zo = 0,81 ===== Zmin = 0,81.Zo = 0,81.96,44 = 78,12m d'eau

la prèssion restante est donc de:

78,12 - 10 = 68,12m d'eau

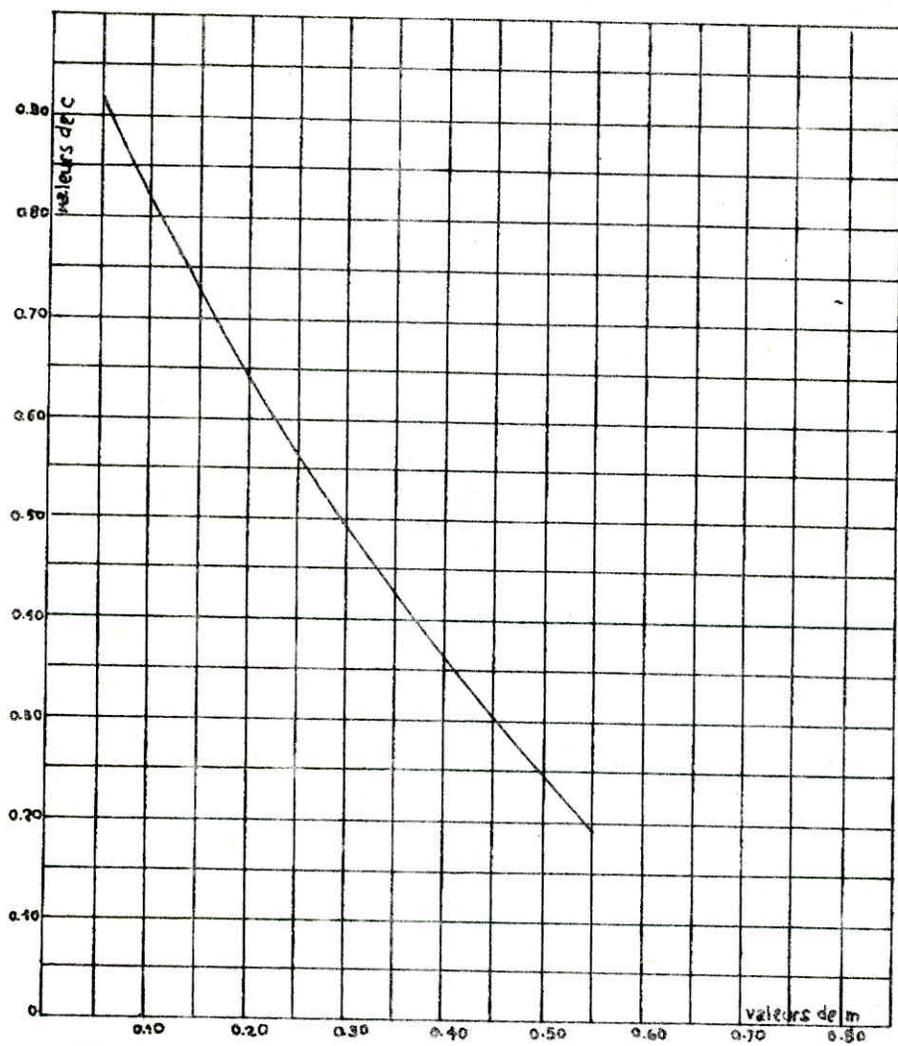
et la déprèssion est de: 86,44 - 68,12 = 18,32 m d'eau supérieur à zéro

on dispose d'une tuyere incorporée dans une tubulure de diametre D= phi/2=200mm

A la montée de l'eau , la tuyere ayant le coefficient de débit de 0,92

VI/VfI = phi^2/d^2 = phi^2/(0,92d)^2 = K = 18 avec 15 < K < 20

d'ou d = sqrt(phi^2/(0,92)^2K) = sqrt((0,4)^2/18(0,92)) = 102mm



Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère

dans ce cas la valeur de  $K = \frac{(400)^2}{(0,92 \cdot 102)^2} = 18,16$

$$VI/Vf = \phi^2 / d^2 = K \quad VI = 18,16 Vf$$
$$\text{par ailleurs } m = d^2/D^2 = \frac{(0,92 \cdot 102)^2}{(200)^2} = 0,22$$

de l'abaque du coefficient de perte de charge  $C$  dans une tuyere de la page on determine la valeur de  $C = 0,63$

$$HI = \frac{VI^2 \cdot C}{2g} \text{ donne } HI = 0,0321 VI^2$$

déscente de l'eau

$$\frac{V_2}{4} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,2 = \frac{\phi^2}{d^2} = K' = \frac{2(400)^2}{(102)^2} = 30,76$$

$$\text{d'où } V_2 = 30,76 Vf$$

$$m = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (102)^2}{(200)^2} = 0,13$$

ayant  $m$  du graphe on lit  $C' = 0,77$

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2 C'}{2g} = \frac{0,77 V_2^2}{19,6} = 0,0393 V_2^2$$

Construction de l'épure de BERGERON

Le diagramme de BERGERON ou l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau la droite  $a/gs$  part du point de coordonnées  $(V_0, H_0 + I_0)$  respectivement vitesse et pression absolue de l'écoulement normal (perte de charge non comprise) p L'intersection de la droite  $a/gs$  avec l'horizontale passant par la valeur de la pression reignant dans la conduite, donne un point a partir duquel la droite  $a/gs$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur  $Z_0 = H_0 + I_0$

La construction de l'épure se fait ainsi et se poursuit de la même façon et cela durant un aller retour de l'eau ( période ou l'intensité du coup de BELIER est maximale)

pente de la droite  $a/gs$

$$D = 0,4m$$

$$S = 0,1256m^2$$

$$a = 1075,134m/s$$

$$g = 9,8 m/s^2$$

$$tg \alpha = a/g = \frac{1075,134}{9,8 \cdot 0,1256} = 873,47$$

Echelle des pressions

$$Icm \longrightarrow 5m$$

$$X \longrightarrow 873,47$$

$$\text{D'où } X = 873,47/5 = 174,694cm$$

Echelle des vitesses: elle est graduée à raison de  $Icm$  pour  $0,05m/s$

$$\text{soit } 0,05 \cdot 0,1256 = 0,00628 m^3/s$$

Donc  $Icm^3/s$  sera représenté par  $159,236cm$ .

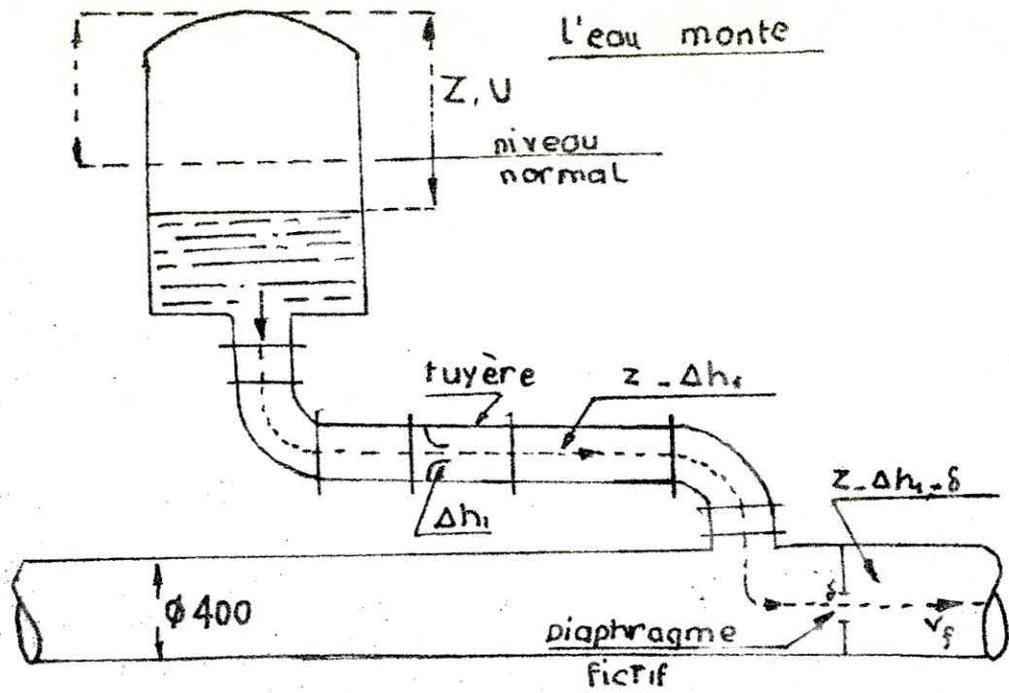
$$tg \alpha = L/q = 174,694 / 159,236 = 1,09708 \quad \alpha = 47,65 = 48^\circ$$

C O N C L U S I O N.

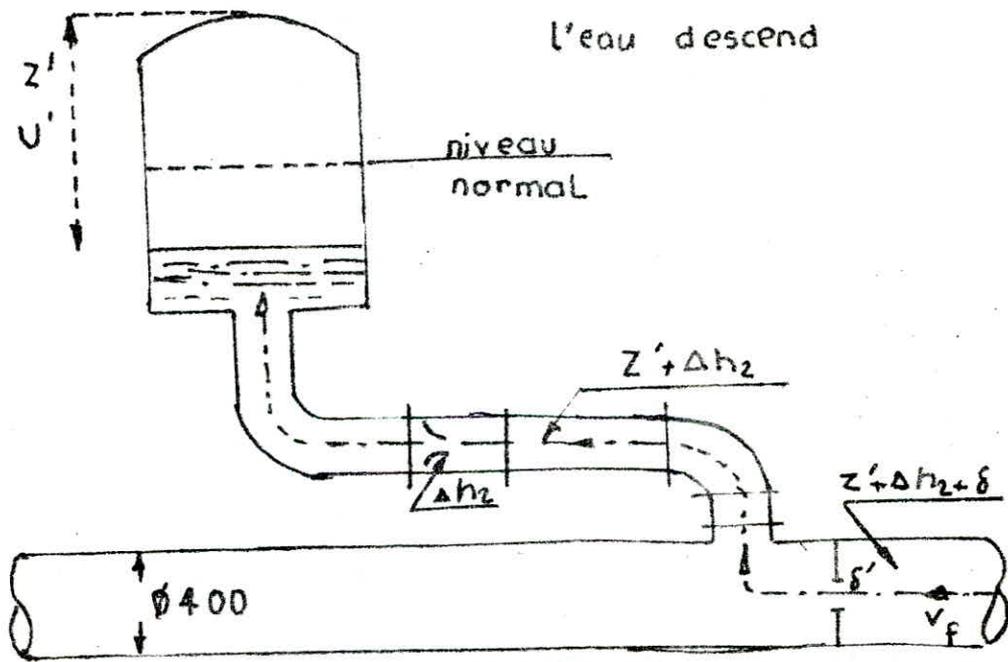
l'examen du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de  $1,4822 m^3$ . Puisque l'air occupe ce volume, il doit en rester de l'eau dans le reservoir, nous proposons donc une cloche de capacité de  $1,6m^3$ . Le démarrage se fera par ouverture progressive de la vanne.

# Arrêt brusque du groupe

intervalle de temps $\theta$	Variation du volume d'air $\Delta U = 5V_m \theta$	volume d'air $U$ (m <sup>3</sup> )	pression dans le réservoir d'air $Z_1 = 134,55 / U$	Vitesse dans le tube de branchement monté: $V_1 = 0,021 V_2$ déscenté: $V_2 = 50,16 V_1$	P.d.c. dans la tuyère monté: $\Delta h_1 = 0,021 V_1^2$ déscenté: $\Delta h_2 = 0,0205 V_2^2$	pression dans la conduite avec P.d.c. monté: $Z_2 = 0,4$ déscenté: $Z_2 = 1,1$	P.d.c. de refoulement (g)	pression dans la conduite sans P.d.c. monté: $Z_2 = 0,4$ déscenté: $Z_2 = 1,1$	vitesse ( $V_f$ ) lue sur le graphique	points	Vitesse moyenne ( $V_m$ ) m/s	Vitesse finale choisie $V_f$ (m/s)
0	0	1,28	$Z_{0,0} = 97,36$	—	—	97,36	0,92	97,44	0,955	1R	—	—
0	0,09785	1,378	87,82	16,344	8,57	79,246	0,64	78,606	0,8	2P	0,9275	0,8
20	0,0667	1,445	82,16	8,44	2,29	79,87	0,19	79,68	0,465	4P	0,6325	0,465
30	0,0372	1,4822	79,285	2,18	0,15	79,135	0,012	79,12	0,12	6P	0,3525	0,12
40	-0,00435	1,478	79,6	-6,2289	1,525	81,125	0,0358	81,161	-0,2025	8P	-0,04125	-0,2025
50	-0,033	1,445	82,16	-13,75	6,72	88,88	0,16	89,04	-0,425	10P	-0,31375	-0,425
60	-0,0493	1,396	86,22	-15,69	9,67	95,89	0,22	96,11	-0,51	12P	-0,4675	-0,51
70	-0,0523	1,3437	90,96	-14,84	8,67	99,61	0,2	99,81	-0,4825	14P	-0,49625	-0,4825
80	-0,04662	1,2973	95,54	-12,23	5,88	101,42	0,14	101,56	-0,3975	16P	-0,44	-0,3975
90	-0,036	1,2613	99,38	-8,92	3,13	102,51	0,07	102,58	-0,29	18P	-0,34375	-0,29
100	-0,0241	1,2372	102,104	-5,1523	1,043	103,15	0,025	103,175	-0,1675	20P	-0,22875	-0,1675
110	-0,011	1,2262	103,39	-1,1535	0,052	103,442	0,0013	103,4483	-0,0375	22P	-0,1025	-0,0375
120	0,003165	1,226365	103,017	1,7706	0,1	102,917	0,0083	102,9087	0,0975	24P	0,03	0,0975



PERTES DE CHARGE SUCCESSIVES À LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



pertes de charges successives à la descente de l'eau dans le réservoir

CHAPITRE XI

POSE DES CONDUITES

I) POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE.

La pose des conduites s'effectue dans les tranchées de largeur suffisantes afin que l'ouvrier puisse y disposer les tuyaux commodement.

La pose s'effectue par tronçons successif en commençant par les points les plus hauts de maniere à s'assurer, s'il ya lieu d'écoulement naturel des eaux d'infiltration, la largeur de la tranchée est une fonction du diametre de la conduite

- La profondeur de la tranchée varie en fonction du diametre, de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles. Pour notre projet nous proposons que la profondeur de la tranchée soit égale au diametre de la conduite, 1m au dessus de la generatrice superieure, 0,10 m en terrain meuble ou 0,20m en terrain rocheux qui sera de lit de pose ce dernier, est constitue de sable bien pilonné et nivelé suivant les cotés du profil en long qui servira de drain pour terres imperméables.

Nous préconisons un remblan de sable de la région qui sera damé et arrosé par couches jusqu'a 1m au dela de la conduite

2 TRAVERSEE DES ROUTES

- Pour les traversees des routes qui peuvent amenér des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route les traversées des routes doivent être limitées dans la mesure du possible et par éviter toute dégradation de la conduite dans le cas ou on est contraint à pratiquer une traversée de routes on prévoit une gaine de diametre superieure dans laquelle est introduite la conduite, dans le but de la protéger des chocs et des vibrations.

3 Desinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de proceder à la désinfection des conduites suivant les instructions du laboratoire. Les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées

La pose des conduites dans un sol, nécessite certaines données de terrain, pour pouvoir mettre en évidence le phénomène de corrosion et l'éviter par un des moyens de protection à adoptant à ce cas

1- GENERALITES :

La corrosion des canalisations en acier se traduit par la destruction progressive de ces dernières sous l'action du milieu ambiant.

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électro-chimiques qui se manifestent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. Ce sont généralement des réactions d'oxydation si le processus est très important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite, et même parfois une perforation de celle-ci.

corrosion chimique : c'est une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

Corrosion électro-chimique : elle est due à l'influence des installations électriques à courant continu situées ou voisinage des réseaux d'alimentation en eau

2- Corrosion par formation de pile :

dans ce cas la corrosion se présente sous deux aspects : -

- Couple galvanique : piles constituées, de métaux différents.

- Deux métaux à potentiels d'équilibre différents reliés électriquement et plongés dans un électrolyte forment une pile. (cas du réseau en acier, branchement des abonnés en cuivre) L'acier se corrode parce qu'il a un potentiel plus négatif (anode) et le cuivre (cathode) se trouve protégé pile de concentration ou pile géologique :

quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes, on obtient une pile de concentration.

le sol en raison de son humidité relative qui y règne, constitue un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande.

Aussi il a été constaté que les terrains argileux, marécageux ; humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

3- La corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure :

La corrosion se produit sous l'action de courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, ces sources sont situées généralement à proximité de la canalisation.

#### 4- Protection contre la corrosion :

Une bonne protection d'un réseau en acier, consistera à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante et à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de l'enrobage

##### 4.1. Quarté dutenrrain.

l'agressivité du terrain est déterminée en fonction de la resistivite du sol le long de la canalisation.

Quand la resistibilité du sol est de:

- $\rho < 50 \Omega m$  terrain agressif en grand ( le rissue de corrosion est faible )
- $50 < \rho < 100 \Omega m$  le terrain est faiblement agressif
- $\rho > 100 \Omega m$  le terrain est considéré non agressif. la resistance du sol est donnée par la formul :  $F = 4\pi RC$   
ou  $F$  resistance du terrain,  $R$  resistance mesuré au point

C. copacité electrique constituée par deux barres à mines;

Le terrain surlequel est édifié la region de sidi-khaled se compose d'un sol homogene est peu agressif l'eau transportées est mineralisée et entartrants

Par cela nous préconisons donc les protections suivantes:

#### I Protection externe

##### I.1 Enrobage.

Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de la bitume et on doit assurer la continuité de cet enrobage au droit des joints.

##### I.2 Protection cathodique

Il peut y avoir des défauts d'isolation de la conduite qui rendent la protection cathodique consistera soit à constituer avec un metal électronégatif que le fer une pile ou le fer jouera le rôle de cathode.

soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie electrique extérieure( borne négative) et d'autre part à une anode enfonie dans le sol et destinée à se corroder

##### - Protection par anode réactives:

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon de former des piles dont la cathode est la canalisation la pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistivité.

pour faciliter le passage du courant mais il est préférable, de choisir de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux ( sols imperméable ) les anodes doivent être posées de 2 à 3 m environ de la conduite.

Ce dispositif convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faible longueur, car il nécessite pas un nombre important d'anode.

En présence de courants vagabonds, ce procédé ne convient pas.

Protection cathodique par soutirage de courant.

Cette méthode consiste à provoquer la chute de potentiel de la conduite.

A partir d'une source électrique de courant continu ( courant alternatif redressé )

on relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive

étant raccordée à de vieux rails disposés à une profondeur environ de 1,20m

La distance minimale séparant la conduite au rails soit de 50m environ

Dans ce cas les rails ( anode ) se corrodent au ~~profil~~ profil de la conduite

( cathode )

Protection interne :

D'après l'analyse faite par la D H W de Biskra montre que les eaux dans la région de Sidi Khaled sont minéralisées.

Ces eaux provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les

parois, toute fois pour éviter tout risque d'oxydation il sera recommandé que les conduites soient revêtues intérieurement d'un enduit.

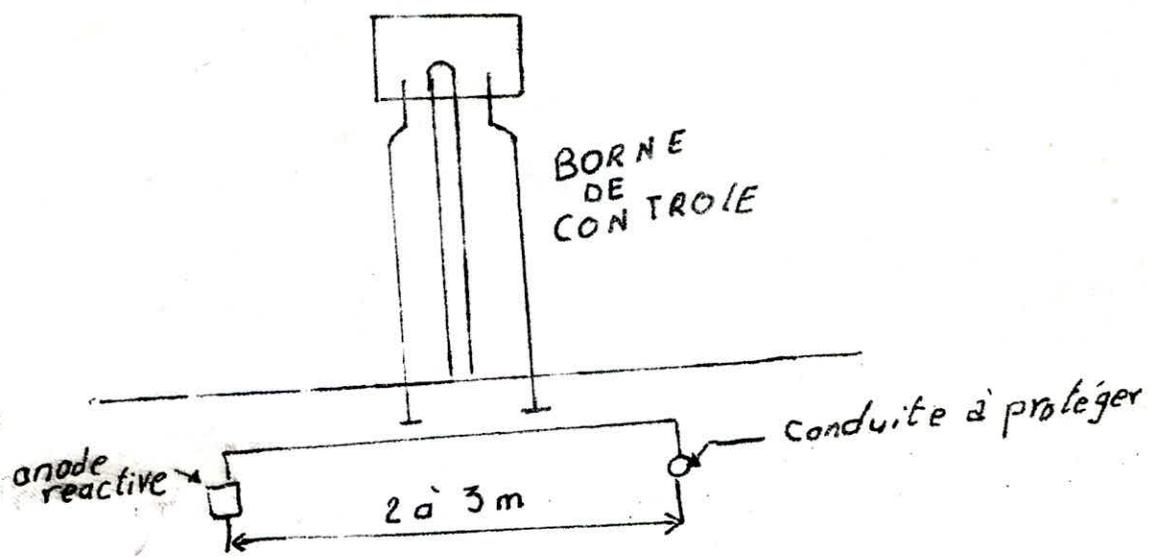
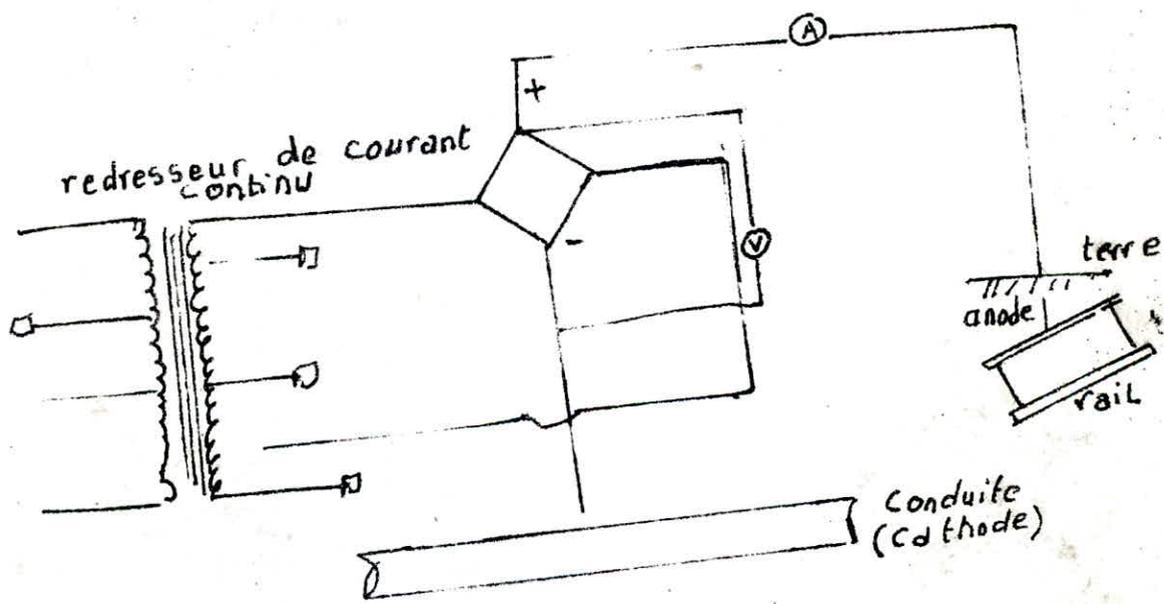


Schéma d'installation





## I GENERALITE

## I 1 INTRODUCTION

La croissance démographique liée au vigoureux sort économique du pays a conduit à des besoins en eau de caractère exponentielle qui s'est traduit par un accroissement permanent du volume des rejets polluants dont l'abondance et la diversité des produits nocifs, qu'ils charrient neutralisent une fonction de plus en plus importante de la masse limitée par avance de la ressource globale en eau.

Et dans le souci de préserver cette ressource et de prévenir la dégradation de l'environnement nous projetons dans ce modeste travail, l'assainissement de Sidi Khaled.

## I 2 DONNEES DE BASE

Nous avons utilisé les plans et documents suivants :

- Carte à l'échelle 1/2000.
  - Les données fournies par le P.U.P (périmètre d'urbanisme provisoire)
  - Les données d'accroissement de la population, ainsi que le nombre d'habitants, selon les calculs effectués dans la partie I AEP pour l'horizon 2005
  - Les dotations en eaux, les consommations totales prises aussi, des résultats trouvés en première partie.
- Pour le calcul des quantités des eaux pluviales
- Pluviométrie 136 mm/an, durée de chute  $t = 15$ mm
  - Intensité pluviométrique 481/s/ha

2 I) <sup>P</sup> Presentation de l'agglomération:

La situation géographique de Sidi Khaled a été étudiée dans la partie AEP

2.1: i SITUATION ACTUELLE.

Actuellement le centre de Sidi Khaled ne dispose de d'aucun réseau d'assainissement. La collecte des eaux usées se fait dans des fosses préfabriquées mal dimensionnées et parfois en pleine nature, ceci présente un grand problème d'hygiène pour la population.

2.2: Relief

2.3: Climat

2.4: Fluviométrie.

Ces données naturelles caractérisant la région ont été étudiées en AEP

2.5: Population actuelle et son activité.

Selon les renseignements fournis par la P.U.P, la population actuelle est de 14519 hab.

La majeure partie de la population travaille en agriculture

2.6 CONCLUSION

Les collecteurs principaux qu'on étudiera doivent être construits à cause des exigences sanitaires et en faveur du développement de l'agglomération. Les collecteurs serviront à l'avenir comme base du réseau d'assainissement développé.

Nos réseaux d'égouts seront dimensionnés suivant le système unitaire pour les avantages suivants:

-6 Plus économique.

- Les pluies sont rares dans la région et les conditions d'écoulement durant la période sèche (eaux usées seulement) seront défavorables
- afin d'éviter tout risque d'erreur de branchements les eaux usées seront diversifiées sur l'oued.

## ETUDE PRELIMINAIRE .

3.1. Population estime à l'horizon 2005 la population est de 30941 hab à l'horizon 2005 .

3.2. Le calcul des débits .

3.2.1. Type d'eau à évacuer .

Les seules eaux à évacuer seront .

- Les eaux pluviales ou de ruissellement .

- Les eaux usées d'origine domestique .

- Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluies , les eaux de lavages et les eaux de drainage les eaux usées domestique sont constituées par. - Les eaux ménagères (Eaux de lessive , de cuisine , de toilette).

- Les eaux vannes (en provenance des W.C , matières fécales et urines ) .

Les débits des eaux usées sont calculés p'après les données obtenues de l'étude de l'alimentation en eau potable .

Selon les normes 20 % de l'eau asservie seront perdues au cours de l'utilisation , 80% seulement, seront rejetés par le réseau.

3.2.2. Methodes de calcul. Des réseaux:

3.2.2.1. Les eaux pluviales : Le calcul des eaux. Pluviales pour l'horizon 2005 est effectué selon la méthode rationnelle faisant intervenir :

I: Intensité des précipitations ( E l s L h a ) .

S: Surface du bassin d'apport ( H a ) .

C: Coefficient de ruissellement varie suivant l'inclinaison , le genre et la densité de la surface à drainer .

Pour notre cas le choix du coefficient a été suivant la densité des bassins d'apport :

$$Q = C . I . S .$$

Q = débit à l'exutoire ( l e s ) . L'intensité de pluie.

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes:

2.7. Conditions de fonctionnement du réseau d'égout le réseau  
d'assainissement doit fonctionner selon le mode gravitaire

Un réseau d'eau de type unitaire doit , dans toute la  
mesure du possible être autocurateur de telle manière que:

\_ Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits  
pluviaux atteints assez fréquemment .

La condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour  
des vitesses se situant entre 6 m l s et 4 m l s. toutefois;  
dans le souci de prévenir la dégradation des joints , des  
ouvrages non visitables ou d'assurer la sécurité du personnel  
des ouvrages visitables , la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser  
4 m l s .

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 M M .  
pour les réseaux en système unitaire .

Nos calculs ont été menés avec une durée de pluie.  
 $T = 15 \text{ mm}$ . Le dimensionnement de nos réseaux unitaires a été effectué pour une période de retour de deux ans (biennale).  
 La relation fréquence, durée, intensité et pour  $t = 15 \text{ mm}$ ,  
 $i = 48 \text{ e l s / s / h a}$ .

Vue la topographie de la ville qui ne permet pas de faire un seul collecteur d'égout des eaux usées, on a été dans l'obligation de proposer deux collecteurs principaux. Le premier passe au nord de la ville et le second par le sud.

Le débit à l'exutoire de la zone nord. Et celui de la Zone sud

### 3.2.2.2. Les eaux usées.

En se basant sur les résultats acquis en A.E.P. que le débit de pointe est égal  $320 \text{ e l s}$ .  $Q_p = 320 \text{ e l s}$ .

Ce résultat est pour l'horizon 2005.

Or 80% de la consommation en eau potable sera évacuée par le réseau d'égout.

$$Q_p = 320 \times 0.8 = 256 \text{ e l s}$$

N.B. compte tenu de la faible importance des débits, d'eaux par rapport à celui des eaux pluviales; le dimensionnement de nos réseaux unitaires est effectué, comme pour les réseaux d'eaux pluviales en système séparatif.

Débit spécifique des eaux usées : il est calculé d'après la formule.

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{L} : (\text{e l s . m.})$$

ou L: longueur totale des tronçons (m).

Pour le calcul du débit des eaux usées évacuées par chaque tronçon du collecteur, nous multiplions le débit spécifique par chaque longueur de ce tronçon.

$$Q_{\text{eaux usées}} = q_{sp} \cdot L \cdot (\text{e l s}).$$

## DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

- 4.1. Note de calcul. ( Voir tableaux n° 1 et 2) Nos calculs sont récapitulés dans un tableau de 27 colonnes réparties comme suit.
- Colonne 1. Numerotation des tronçons .
  - Colonne 2. Numerotation des points de rapport.
  - " 3. Aires des bassins versants en (ha).
  - " 4. Cumul des aires des bassins versants (ha)/
  - " 5. Coefficient de ruissellement C.
  - " 6. Aires réduites en (ha) obtenues en multipliant (4x5)
  - " 7. Longueurs partielles des tronçons (m )
  - " 8. Longueurs cumulées des tronçons (m ).
  - " 9. Intensité des pluies i ( e/s/ha ).
  - " 10. Débits des pluies obtenus par multiplication de (6x9).
  - 11. Cote amont du terrain .
  - 12. Cote aval " "
  - 13.  $\theta$  amont du radier .
  - 14. " aval " "
  - 15. Pente du terrain en ‰ o.
  - 16. Diamètre  $\phi$  ( m m ) déduits à partir de l'abaque de Manning - Strickler (tenant compte des résultats des colonnes ( 10 et 15 ).
  - Colonne 17. Débits en pleine section ( m  $\%$  ) obtenus d'après l'abaque. (Annex VII la collecte ) en fonction des résultats des colonnes (15 et 16)
  - " 18. Vitesses en pleine section (m/s) déduites de la même façon que (17)
  - " 19. Rapport du débit des eaux pluviales au débit des eaux pluviales en pleine section .
  - " 20. Rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne 19 à partir de l'abaque (Annex X, la collecte)
  - " 21. Rapport des cotes s'obtient de la même manière que la colonne (20 ).
  - " 22. Hauteur de remplissage en (m) égale au produit des colonnes ( 16 et 20 ).

- colonne 23: Vitesse (m/s) résultant du produit des colonnes I8et2I  
- colonne 24: exprime la vitesse de l'eau pour le ~~deux~~ dixième du débit à pleine section d'après l'annexe X pur in rapport des débits de 0,1 le rapport des vitesses est de 0,6 la colonne 24 se déduit donc de la colonne I8 multiplier par 0,6

NB : L'examen des tableaux ~~montre~~ Iet2 montre :

que la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les tronçons

- Que la vitesse fixée pour l'autocurage 0,6 m/s est respectée, si on admet comme acceptable la vitesse de 0,588m/s dans le tronçon ( I --2) du tableau2

Colonnes 25et26: représentent respectivement les débits partiels et cumules des eaux ( l/s)

Colonne 27 : est la colonne réservée aux observations faites sur le calcul de chaque tronçon du réseau

4 2 Profils: Les profils en long des deux collecteurs sont représentés dans les planches.

Ils schématisent toutes les indications contenues dans le tableaux Iet2 d'autre part les côtes du radier ont été déterminées en diminuant de la côte du terrain 1,2m de recouvrement augmenté du diamètre de la conduite, le choix 1,2m de recouvrement a été adopté en fonction de l'importance des routes et des valeurs des diamètres pour le collecteur du nord tandis que pour le collecteurs du Sud on a pris 1,5m

#### CONCLUSION

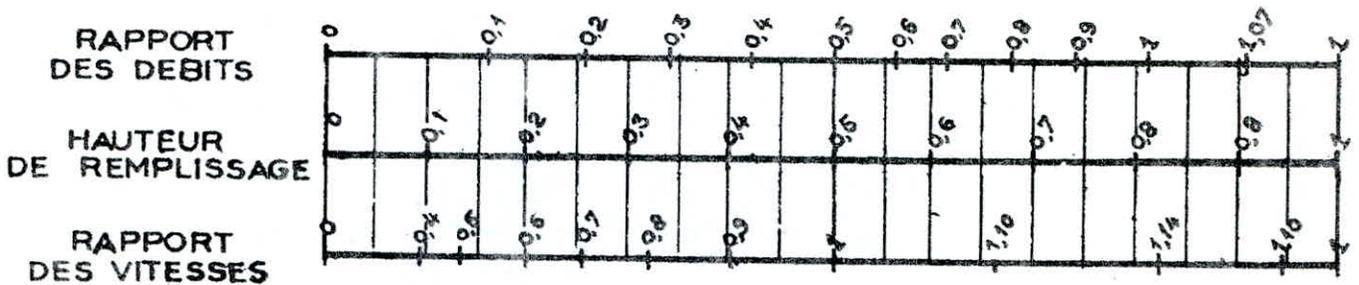
Le collecteur principal de la zone Nord a son exutoire en  $\phi$  I800 et se déverse dans l'oued celui de la zone Sud a son exutoire en  $\phi$  I800 et se déverse dans le même Oued se trouvant au Sud de la ville.

ANNEXE X

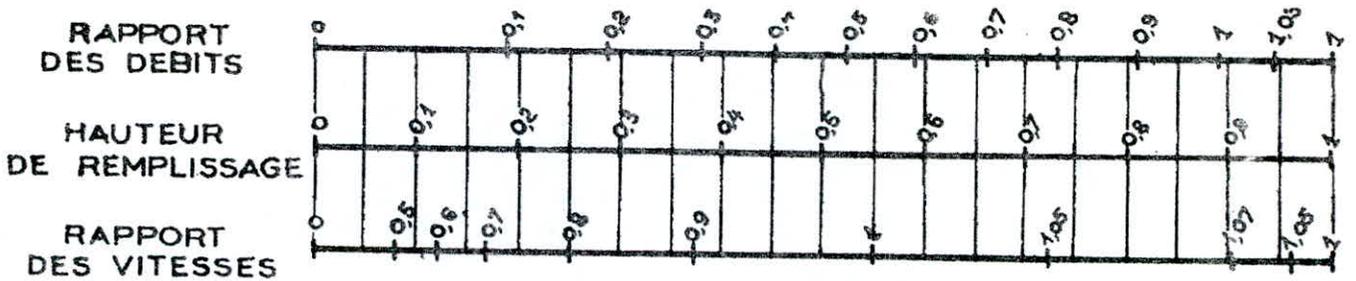
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



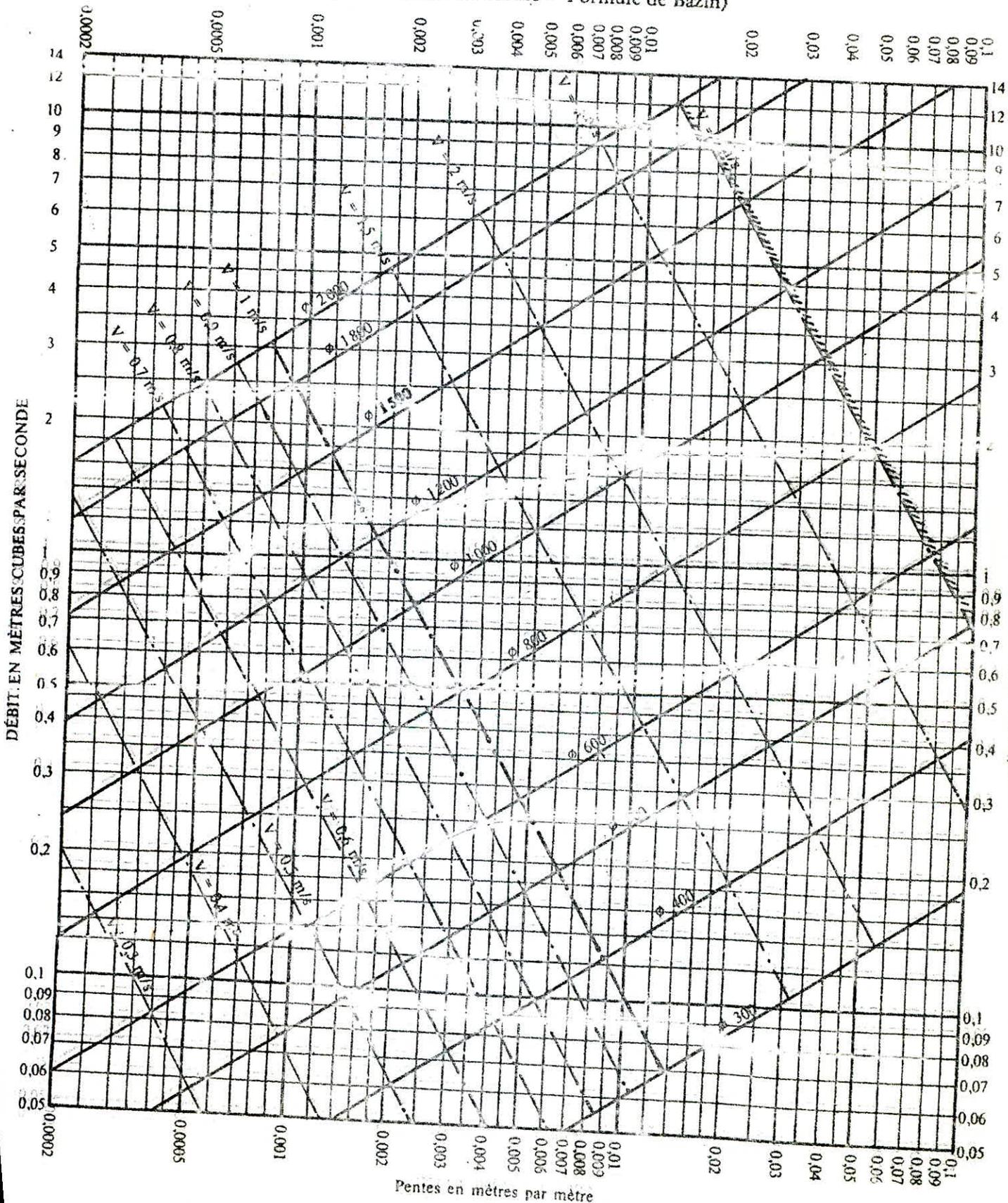
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE VII

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



ELEMENTS ~~DE L'EGOUT~~ CONSTITUTIFS DU RESEAU D' EGOUT

Les éléments constitutifs du reseau d'egout se subdivisent en :

- ou vrages prinapaux.
- ou vrages annexes .

5-1 Ouvrages prinapaux : Comprennent les tuyaux ayrindriques ou ovoides prefabriques normalisés

Pour notre étude nous avons preconise destuyaux cylindriques en beton armé pour leur resistance aux charges permanentes et pour la gamene de diamètre fabriques de 250 " 300 MM et au delà .

Ceci correspond bien a notre cas ou les diametres se situent entre ( 600 et 1800)MM.

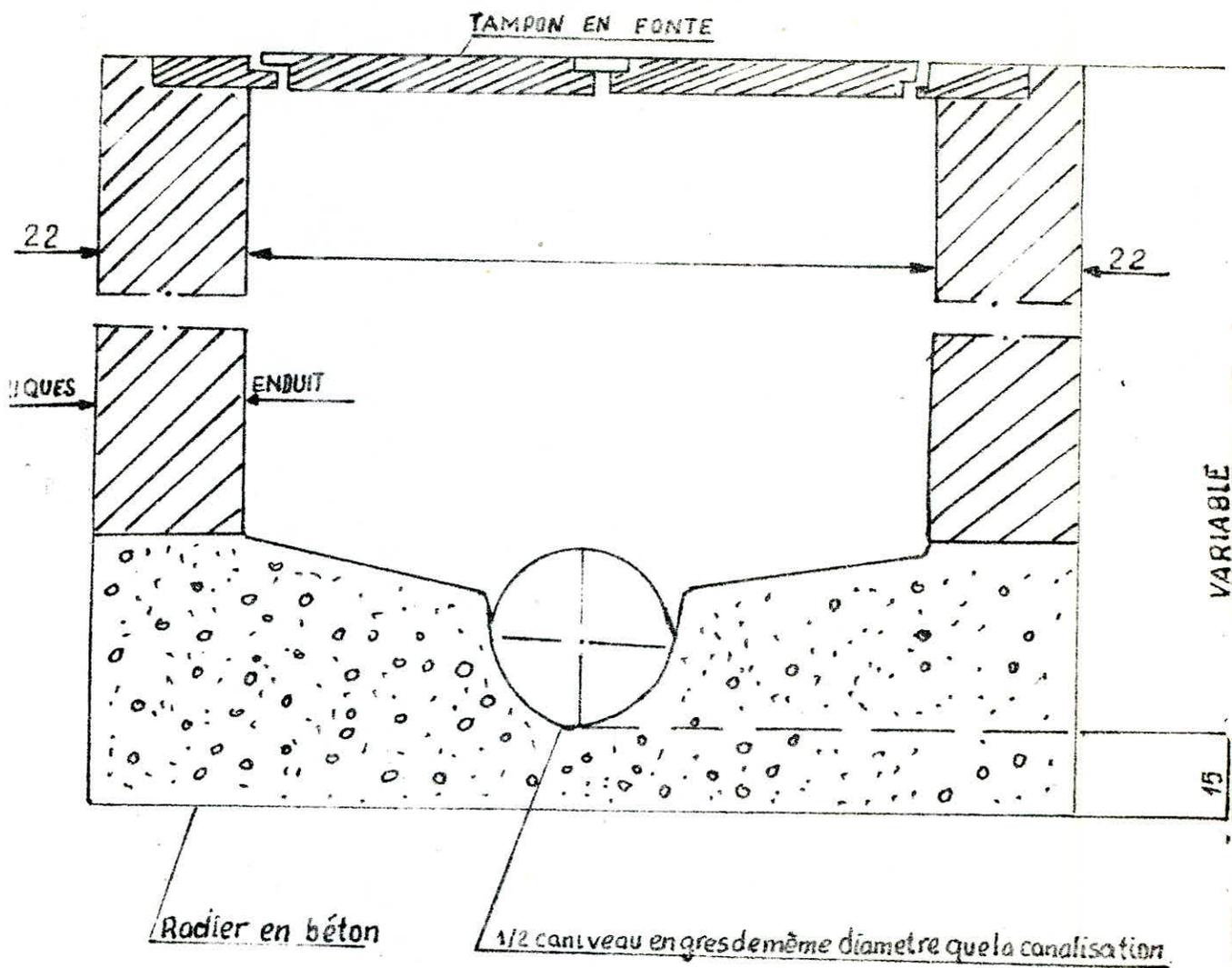
Ces tuyaux de longueur utile d' eau moins 2m , sont normalement assemblés par joints souples prefabriqués néalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère , livrées avec les tuyaux .

5-2 : Ouvrages annexes : Parmi les ouvrages , on a utilisé des regards de de visite ( voir sc'ema , planche n) .

5-2. 1 : Rôle : Ils permettent d' assurer l 'entretien et la ventilation des reseaux . Ils comportent , enpartie supérieure ; un dispositif de ferméture constitué d'un cadre et d'un tampon .

5-2.2 Espacement et emplacement : Sur les canalisations , an regard de visire doit être installé.

- à chaque changment de direchoin
- à " jonction de canalisation .
- dans les partiés droites et en pentes réauliérés tous les 80 m , au masimun .



REGARD DE VISITE

6 - 1. Emplacement : Dans les rues de moins de 15m de largeur les égouts sont placés en général, dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont, de ce fait, la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

6- 2 . Execution de la tranchée : La largeur de la tranchée doit être égale ; au minimum à 0,6 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,5 m .

Pour les mauvais terrains, la pose des canalisations de grand diamètre se fait dans une tranchée de profondeur jusqu'à 6 m .

Dans le cas de la pose en terrain de bleux dans laquelle existe une nappe phréatique, le fond des tranchées doit être normalement arasé à 0,1 m au moins, au dessous de la cote prévue pour le fil d'eau . Le lit de pose doit être constitué de sable contenant moins de 12 % de particules inférieures à 0,1 mm.

Dans le cas de pose en tranchées en terrain aquifère, il peut s'avérer nécessaire de le consolider en exécutant un drainage à l'aide de drains placés sous la conduite, le tout étant entouré d'une épaisseur suffisante de graviers ou de tout autre matériau approprié si le fond de fouille est instable, même après drainage, l'exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou de dalles de réparation, s'avère nécessaire .

6-3 . Pose des canalisations en tranchée .

les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement s'il existe, étant dirigé vers l'amont le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées ou de coins de bois, l'usage de pierres étant proscrit ;

Dans les chantiers importants, le laser peut être utilisé pour établir l'alignement et la pente des canalisations .

6- 4 . Pose des canalisations en élévation :

les tuyaux posés en élévation reposent sur des lisseaux et doivent, s'il y a lieu ; être retenus par des colliers, des ancrages

peuvent se relever nécessaire pour la bonne tenue de la canalisation

6-5. Confection des joints :

LES joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux . Dans le cas de joints au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètre est supérieur ou égal à 0,6 m, le joint doit faire l'objet , à l'intérieur de la canalisation d'un ragréage au mortier de ciment ;

6-6 . Epreuve des canalisations et essai du réseau :

Elle doit avoir lieu avant remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs . L'épreuve à l'eau est la plus pratique .Lors de l'essai à l'eau chaque tronçon essayé est terminé à son extrémité avale par un tronçon étanche ; le regard amont étant complètement rempli d'eau , il ne doit se produire aucune fuite durant 3 m m .

Cependant dans le cas des joints au ciment , cette méthode est déconseillée.

6-7. : Remblaiement des tranchées:

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15m  
être réalisé à la main avec la terre des déblais ~~expans-~~  
éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux , ou avec du sable , terre franche , gravier .

CE remblai doit être soigneusement domé à la main , l'épaisseur maximal de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m.

## PROTECTION DES CANALISATIONS

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de brai epoxy ou de résines époxydes.

Les premiers présentent une bonne souplesse, résistent mieux à l'abrasion, les secondes sont ; par contre, moins doubles.

Divers autres moyens de protection ont été utilisés, parmi lesquels peuvent être cités

- \_ La mise en place de mortier de ciment alumineux
- \_ L'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésium (fluatation)
- La mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium. (Silicatisation).
- \_ L'emploi de fluorure de silicium (Ocratation)
- \_ Fixation de plaques préfabriquées en matière plastique
- \_ Le revêtement en caoutchouc chloré.

- BIBLIOGRAPHIE -

- \* A . - DUPONT : Edition Eyrolles  
. Hydraulique urbaine Tome II
  
- \* G . - LAPRAY :  
. Longueur fludo-dynamique
  
- \* C . - GOMELLA et H . - GUERREE : Edition Eyrolles  
. Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et  
rurales.
  
- \* Aide-Mémoire d'Hydraulique urbaine : J. BONIN
  
- \* Catalogues des Pompes : JEUMONT SCHNEIDER.

