

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

14/84

1 ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

### PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en eau  
Potable de la ville  
de KOLEA (w: BLIDA)

Proposé par :  
DH W (BLIDA)

Etudié par :  
M: BRAHMI

Dirigé par :  
M: BOUACHE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»0«—

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

—»0«—

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

—»0«—

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

—»0«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

Alimentation en eau potable  
de la Ville de Koléa  
Wilaya de BLIDA

Proposé par :

D.H.W. BLIDA

Etudié par :

M. BRAHMI

Dirigé par :

M. BOUACHE

Promotion Janvier 1984



-0-  E D I C A C E S -0-

Je dédic ce modeste ouvrage

- A la mémoire de mon père
- A ma grande mère
- A ma mère qui à tant sacrifié pour me voir réussir
- A mes soeurs qui sont à l'origine de toutes mes prouesses  
Par leur soutient moral constant dont j'ai bénéficié
- A tous mes amis et à tous ceux qui m'ont aidés de Prés  
ou de loin à la réalisation de ce modeste ouvrage.

0—0—0o0—0—0

-O- R E M E R C I M E N T -O-

- Je tiens à exprimer ma gratitude à tous les Professeurs qui ont contribué à ma formation.
  
- Je remercie mon promoteur Monsieur M. BOUACHE pour les conseils qu'il m'a prodigués durant l'élaboration du Présent Projet de fin d'étude
  
- Ma reconnaissance va également à M<sup>lle</sup> FAYROUZ... pour l'aide précieuse qu'elle m'a apporté.

-o\_o-

# S O M M A I R E

<u>CHAPITRE I</u>	<u>PAGE</u>
I.1.1. INTRODUCTION	01
I.1. SITUATION	01
I.2. CLIMATOLOGIE	01
I.3. SITUATION ACTUELLE	02
I.4. DEMOGRAPHIE	03
I.5. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	08
I.6. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS	08
I.7. PROPOSITIONS ET ACTIONS A ENTREPRENDRES	09
 <u>CHAPITRE II</u>	
II. 1. ETUDE PRELIMINAIRE	10
II. 2. RESERVOIR	10
II. 2.1. UTILITE DES RESERVOIRS	10
2.2. IMPLANTATION DES RESERVOIRS	10
2.3. CAPACITE DU RESERVOIR	11
2.4. CAPACITE THEORIQUE	11
2.5. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS PROJETES	12
2.6. EQUIPEMENT DES RESERVOIRS	15
a) ARRIVEE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION	
b) DISTRIBUTION	
c) CONDUITE DU TROP PLEIN	
d) CONDUITE DE VIDANGE	
e) MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE	
 <u>CHAPITRE III</u>	
III. III ADDUCTION	18
III.1 CHOIX DE TRACE	18
III.2. VARIANTES PROPOSEES	18
III.3. CONSIDERATION ECONOMIQUE	20
III.3.1. PERTES DE CHARGES	20
III.3.2. CALCUL DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT	21
III.3.3. PRIX DE L'ENERGIE EN DINARS	21
a) FRAIS D'AMORTISSEMENT	
b) FRAIS D'EXPLOITATION	
III.3c4. CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE	
 <u>CHAPITRE IV</u>	
IV. I. I. DISTRIBUTION	32
IV. I. RESEAU DE DISTRIBUTION	32
IV I. I. CALCUL D'UN RESEAU MAILLE	32
IV I. 2. PRINCIPE DE LA METHODE DE HARDY CROSS	33
a) CALCUL DE LA RESISTANCE DE LA CONDUITE	33
b) CALCUL DE RQ	34
IV. II. CALCUL DU DEBIT CORRECTIF	35
IV. III. DEBIT DE SCUTIRAGE	37
CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION	49
CALCUL DES PERTES DE CHARGE	49
a) CALCUL DU DEFICIT POUR CHAQUE ZONE	56
a) ZONE HAUTE	
b) ZONE BASSE	

## CHAPITRE V

<u>V</u> 1.1 STATION DE POMPAGE	61
<u>V</u> 1. CHOIX D'UNE POMPE	61
<u>V</u> 2. CHOIX DU GROUPE	61
<u>V</u> 3. METHODE FLUIDODYNAMIQUE	61
<u>V</u> 4. VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE	62
<u>V</u> 5. FONCTIONNEMENT DES POMPES	63

## CHAPITRE VI

<u>VI</u> PROTECTION DES CONDUITES	66
<u>VI</u> I. COUP DE BELIER	66
<u>VI</u> I.1. PRESENTATION DU PROBLEME	66
<u>VI</u> I.2. MOYENS DE PROTECTION	66
<u>VI</u> I.3. ETUDE DU COUP DE BELIER	66
<u>VI</u> 2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION	76
<u>VI</u> 2.1. RISQUE DE CORROSION	76
<u>VI</u> 2.2. PROTECTION CATHODIQUE	77
a) CORROSION EXTERNE	
b) CORROSION INTERNE	
<u>VI</u> 2.3. PRINCIPE DE LA PROTECTION CATHODIQUE	77
3. PROTECTION CONTRE LES PHENOMENES DIVERS	79

# CHAPITRE I

## INTRODUCTION

Pour remplir pleinement son rôle de chef lieu de Daïra, la **VILLE de Koléa** doit offrir suffisamment d'équipement à sa population à **cet effet et vu** que les problèmes urbains et les besoins du développement **futur** **sentir** comme pour toutes les villes de moyenne importance, l'**objet du présent** mémoire consiste en une étude destinée au renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Koléa.

### I 1 SITUATION

#### I 11 Situation géographique

La commune de Koléa couvre une superficie de 6400 Ha l'agglomération **s'étend** sur une surface approximative de 170 ha elle est **situé dans un Talweg** en pente entre deux collines l'une à l'est à une altitude maximale de 200 m NGA, l'autre à l'ouest à une Altitude maximale de 190 NGA.

L'agglomération principale se situe entre 100 et 185 m NGA. Elle **fait** partie de la Wilaya de Blida.

#### I 12 - Situation Administrative

La daïra de Koléa comprend 6 communes, DOUAOUDA, FOUKA, DOUERA MAHELMA, BOU-ISMAIL et elle même.

La commune de Koléa est limitée au nord par celle de FOUKA, à l'est par celle de Douaouda, à l'Ouest par celle de Bou-Ismaïl et au sud par celle de Qued-El-Alleug

### I 2 Climatologie

Vue sa position géographique, la ville de Koléa Bénéficie d'un Climat sublittoral, doux et humide en hiver; chaud et sec en été.

#### I 2 1 Precipitation

On note trois moyennes de precipitations pour la ville de KOLEA

- Moyenne totale Annuelle 628 mm
- Moyenne mensuelle des maximums 121 mm
- Moyenne mensuelle et annuelle des minimums 1 mm

## I 22 Temperature

- Moyenne Annuelle 17°5
- Moyenne Mensuelle et Annuelle des maximums 28°6
- Moyenne Mensuelle et Annuelle des minimums 9° 4

## I 23 Les vents

La fréquence est de 25 à 26 heures; pour les vents dominants ils sont généralement faibles ou modérés, et ayant des directions respectivement Ouest et Nord Est.

En ce qui concerne le siroco, il se manifeste pendant 6 Jours par an en moyenne, pendant les mois de Juillet et Aout.

## I 3 SITUATION ACTUELLE

### I 31 Ressources

Les ressources en eau potable proviennent actuellement des trois (03) forages situés à proximité de la station de pompage près de l'Oued Mazafran en Bordure de la route départementale n° 7 reliant Tipaza à Birtouta.

La capacités totale de ces forages est de l'ordre de 300 m<sup>3</sup>/h soit 84 l/s..

### I 32 Station de Pompage et capacité

a) Une station de Pompage alimentée par les 3 forages et comportant 3 groupes electro pompes 101 m<sup>3</sup>/h, installée en 1973; chacun des groupes fonctionne 24 heures/24.

b) Deux conduites en parallèle de diamètre 250 mm et 350 mm respectivement véhiculent l'eau de la station de Pompage jusqu'aux réservoirs existants de capacité globale 3250 m<sup>3</sup> (2000 et 1250 m<sup>3</sup>).

.../

I 33 - Réseau de Distribution.

Un réseau mixte maître au centre de l'Agglomération, ramifié dans les Zônes de faible densité.

Le réseau est assez vétuste et ne répond plus aux exigences actuelles et futurs, une rénovation s'impose, cependant les tronçons remplissant les conditions de bon fonctionnement seront préservés.

I 4 - DEMOGRAPHIE.

Selon les recensements de la population effectués avant 1980, le taux annuel d'accroissement est de 3,5%. Pour cela nous prévoyons cette croissance pour les 10 à 20 ans à venir.

I 41 - EVALUATION DE LA POPULATION FUTUR

En utilisant la formule des intérêts composés

$$\boxed{Pf = Po (1 + t)^n}$$

Avec : o Pf = Population futur  
o Po = Population de référence  
o t = Taux d'accroissement de la Population  
o n = Nombre d'années au bout du quel est calculée la population futur.

Connaissant la Population au dernier recensement (1977 )  
Calculons cette dernière pour les horizons 1983 , 1993 et 2003

$$P_{1983} = 23738 ( 1 + 0,5 )^6 = 29180 \text{ hab.}$$

$$P_{1993} = 29180 ( 1 + 0,035 )^{10} = 41161 \text{ hab.}$$

$$P (2003 ) = 41161 ( 1 + 0,035 )^{10} = 58062 \text{ hab.}$$

I 5 EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Les consommations moyennes journalières seront calculées avec dotation de 200 l/Hab/Jo.

Cette dernière est octroyée à moyen et à long terme ayant en vue le développement et l'extension rapide des agglomération de moyenne importance.

Horizons	Nombre d'habitants	Dotation L/HAB/J	CONSOMMATION JOURNALIE m3/J
1983	29180	200	5836
1993	41161	200	8232,2
2003	58062	200	11612,4

I 51 Besoins en eau potable pour 1983

Nous prenons l'année 1983 comme Année de base

\* Besoins domestique

POPULATION	CONS MAY HOUE L/HAB/J	CONS JOUR m3/J
29180	200	5836

\* Besoins Publics

- Scolaire

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	Nbre d'ELEVE	DOTATION JOURN L/ELEVE/J	CONS JOUR m3/J
12 ECOLE PRIM	7760	80	620,8
1 LYCEE	1000	80	80
3 CEM	2900	80	232
2 CFP	300	80	24
1 ECOLE DE CADETS	-	-	245
			Σ 1201,8 m3/J

SANITAIRE

La ville de Koléa en tout que le Chef. bien de Daïra dispose de.

Nature de l'établissement	Nombre de lits	Dotation journalière l/ hab/J.	Consommation Journalière <sub>3</sub> m <sup>3</sup> / J.
1 hopital	800	700	560
3 Centres de Santé	-	-	6
1 Polyclinique	-	-	3
			$\Sigma$ 569 m <sup>3</sup> / J.

MUNICIPAUX.

Nature de l'établissement	Consommation journalière m <sup>3</sup> / J.
1 Piscine	100
1 Abattion	150
2 Cinémas	20
1 Souk el fellah	10
3 Mosquées	30
$\Sigma$ 310 m <sup>3</sup> / J.	

Consommation publique totale pour l'année 1983.

Type de Besoins		Consommation m <sup>3</sup> /J.
Prise domestique		5836
P U B L I C S	SCOLAIRE	1201, 8
	SANITAIRE	569
	MUNICIPAUX	310
		Σ 7916, 8

I 52 - BESOIN en eau potable pour l'année 2003

o Besoins domestiques

Population	Consommation moyenne journalière l/ hab/j.	Consommation journalière m <sup>3</sup> /J.
58062	200	11612, 4

o Besoins Publics.

- SCOLAIRE.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation journalière l/j/élève	Cons. journalière m <sup>3</sup> / J.
13 Ecoles	8240	100	824
2 Lycées	2700	100	270
3 C.E.M.	2900	100	290
2 C.F.P	300	100	30
1 Ecole des cadets	-	-	245
			∑ 1659 m <sup>3</sup> / J.

- Sanitaire et municipaux.

Vu le manque de données, concernant l'extention de la ville, du point de vue sanitaire et municipal, on gardera la même dotation.

- Consommation publique totale pour l'année 2003.

Types de Besoin		Consommation m <sup>3</sup> / J.
Privée domestique		11612, 4
PUBLICS	SCOLAIRE	1659
	SANITAIRE	569
	MUNICIPAL	310
		∑ 14150, 4 m <sup>3</sup> / J.

## I 6 ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATIONS DES DEBITS

Les problèmes posés par les variations du débit, ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

le coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière est égale à:

$$K1 = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}}$$

Le coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire est égale a.

$$K2 = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

Le coefficient de pointe K3 par définition, est égale au produit des deux coefficients cités ci dessus.

$$K3 = K1.K2$$

Dans le cas de notre étude, on tient compte d'une marge de sécurité, de 20 % de perte dans le réseau, et de 30 % de majoration saisonnière d'ou K1 = 1,5.

- Débit de Pointe

Le débit de pointe, est le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite. En supposant, une durée de consommation journalière de 10 heures, avec tous les robinets ouvert simultanément nous admettons que

$$K3 = \frac{24}{10} = 2,4$$

$$\text{d'ou } K2 = 1,6$$

$$K1 = 1,5$$

$$K2 = 1,6$$

$$K3 = 2,4$$

\* La consommation moyenne journalière, est égale au nombre d'habitants, par la dotation, ajoutée aux besoins publics.

\* La consommation maximale journalière, est égale à la consommation moyenne journalière, multipliée par le coefficient K1.

\* La consommation de pointe horaire, est égale à la consommation maximale journalière divisée par 24 et multipliée par K3.

Horizon	Consommation Moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /J)	Consommation Maximale Journalière (m <sup>3</sup> /J)	Consommation de pointe Horaire (m <sup>3</sup> /H)	Consommation de pointe horaire (L/S)
2003	14150,4	21225,6	1415,04	393

#### I 7 PROPOSITION ET ACTION A ENTREPRENDRE

a) La capacité des trois (03) forages est largement suffisante pour satisfaire les besoins actuels, ~~par~~ contre elle ne l'est pas pour ceux en perspective.

A cet effet nous prévoyons l'exploitation d'un nouveau forage situé à proximité des 3 premiers et débitant 55 L/S.

B) En raison de l'insuffisance des capacités de stockage existants et afin d'alimenter la zone haute indépendamment vu la différence de niveau très importante dans l'agglomération nous prévoyons un nouveau réserve dont la capacité et l'emplacement seront déterminés dans les paragraphes suivants.

ETUDE PRELIMINAIRE

Afin d'éviter des pressions excessives sur la partie basse de l'agglomération vu la différence de niveau importante (85 m), il est nécessaire de prévoir une distribution étagée. Ainsi le réseau sera divisé en deux parties appelées dorénavant zone basse et zone haute desservies respectivement par les réservoirs existants et ceux projetés.

RESERVOIRS

\* Utilité des réservoirs

A part la sécurité, qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée du refoulement, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateur, à la fois du débit et de la pression.

Du fait qu'ils emmagasinent les eaux aux périodes où l'importance des apports dépassent les besoins de la consommation, pour les restituer au moment où la situation s'inverse. Et ils permettent aussi de lutter efficacement contre l'incendie.

\* Implantation des réservoirs

L'emplacement choisi pour édifier le réservoir, doit être compatible avec les rôles qu'il doit jouer, et parmi ces derniers donner aux abonnés une pression suffisante au moment de pointe. On prévoit des immeubles de 6 niveaux en différents endroits de la ville.

La pression au sol, nécessaire pour alimenter de telles constructions est calculée comme suit.

- 3 mètres de dénivellation par étage  
 $3 \times 6 = 18 \text{ m}$
- 1 mètre de perte de charge par niveau  
 $1 \times 6 = 6 \text{ m}$
- 5 mètre de perte de charge, pour le déclenchement d'un chauffe-eau instantané.

- 5 mètre de perte de charge entre le réservoir et le point le plus défavorable à desservir.

Au Total nous aurons  $18 + 6 + 5 + 5 = 34$  m

Comme certains (R + 5), sont implantés à la côte 183 m N.G.A. la côte d'implantation sera donc  $34 + 183 = 217$  soit 220 m  
côte du trop-plein =  $220 + 6 = 226$  m.

\* Capacité du réservoir

On détermine la capacité théorique du réservoir, en tenant compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie du réservoir. Envisageons les débits sortants, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine ect...

On peut donner à titre indicatif, le découpage suivant en fonction du débit moyen (a), valable pour une ville de moyenne importance, comme Koléa.

6 h - 7 h	1,35 a
7 h - 11 h	2,40 a
11 h - 16 h	0,85 a
16 h - 18 h	2,00 a
18 h - 22 h	0,75 a
22 h - 6 h	0,225 a

Capacité théorique

Le réservoir a pour rôle d'emmagasiner, d'une part ce qui arrive en trop, et d'autre part ce qui est destiné à être distribué, à cet effet nous dressons un tableau et à la fin de chaque heure on fait la différence entre le débit de l'adduction et celui de la distribution. Le volume théorique du réservoir est la somme en valeur absolue des deux grandes différences, positive et négative.

$$V = \left| \text{Max (+)} \right| + \left| \text{max (-)} \right|$$

$$a = \frac{C}{24}$$

C : étant le débit maximal journalier

$$c = Q \text{ Moy. } K1 = 21225,6 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$a = \frac{21225,6}{24} = 884,4 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$v = 7,2 a = 7,2 \cdot 884,4 = 6368 \text{ m}^3$$

- Capacité disponible à présent est de 3250 m<sup>3</sup> (2000 et 1250 m<sup>3</sup>)  
Ces réservoirs serviront dans le futur à l'alimentation de la  
zône basse.

- La zone haute sera alimentée par le réservoir projeté d'un  
Volume  $V = 6368 - 3250 = 3118 \text{ m}^3$ .

Réglementairement on prévoit pour l'extinction des incendies une  
réserve supplémentaire, mais comme nôtre volume est important on  
suppose la réserve comprise dans ce dernier.

$$V = 3118 \text{ m}^3 \approx 3200 \text{ m}^3$$

#### \* Dimensionnement des réservoirs projetés

Pour une colonne d'eau supposé égale à 5 m, il serait préférable de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages.  
Et que ce dernier comporte deux cuves identiques dont l'ensemble fait la capacité totale.

Les cuves doivent être ventilés, aérés et couverts à l'abris des contaminations des pluies et des poussières. Elles doivent en outre comporter une chambre de manoeuvre où sont réunis tous les organes de réglage nécessaires.

Pour la préservation de l'eau contre les variations de température on surmonte la couverture d'un matelas de sable de 0,20 m d'épaisseur

- Calcul de la section A

$$A = \frac{V/2}{h} = \frac{3200 : 2}{5} = 320 \text{ m}^2$$

- Calcul du diamètre D

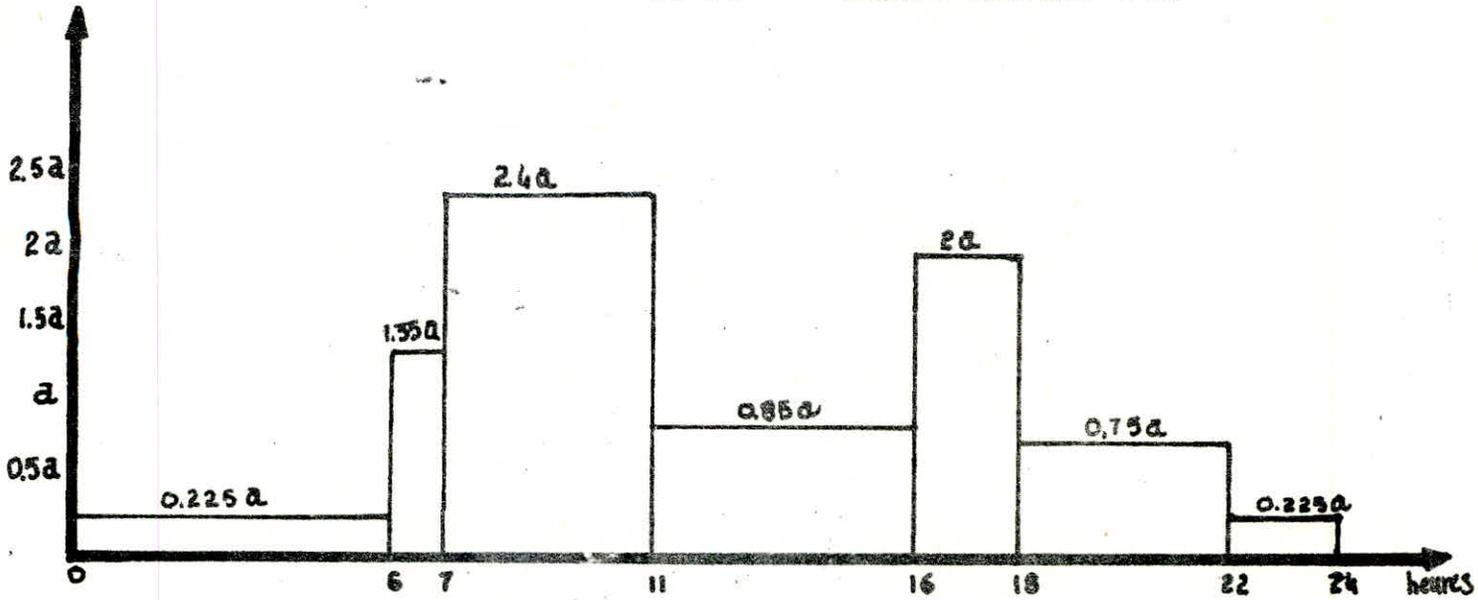
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 320}{3,14}} = 20,19 \text{ m} \approx 20,20 \text{ m}$$

Heures	Adduction	Distribution	Differences	
			(+)	(-)
①	②	③	④	⑤
0 - 1	a	0,225 a	0,775 a	
1 - 2	2a	0,450 a	1,550 a	
2 - 3	3a	0,675 a	2,325 a	
3 - 4	4a	0,900 a	3,100 a	
4 - 5	5a	1,125 a	3,875 a	
5 - 6	6a	1,350 a	4,650 a	
6 - 7	7a	2,700 a	4,300 a	
7 - 8	8a	5,100 a	2,900 a	
8 - 9	9a	7,500 a	1,500 a	
9 - 10	10a	9,900 a	0,100 a	
10 - 11	11a	12,300 a		1,300 a
11 - 12	12a	13,150 a		1,150 a
12 - 13	13a	14,000 a		1,000 a
13 - 14	14a	14,850 a		0,850 a
14 - 15	15a	15,700 a		0,700 a
15 - 16	16a	16,550 a		0,550 a
16 - 17	17a	18,550 a		1,550 a
17 - 18	18a	20,550 a		2,550 a
18 - 19	19a	21,300 a		2,300 a
19 - 20	20a	22,050 a		2,050 a
20 - 21	21a	22,800 a		1,800 a
21 - 22	22a	23,550 a		1,550 a
22 - 23	23a	23,775 a		0,775 a
23 - 24	24a	24,000 a		0,000 a

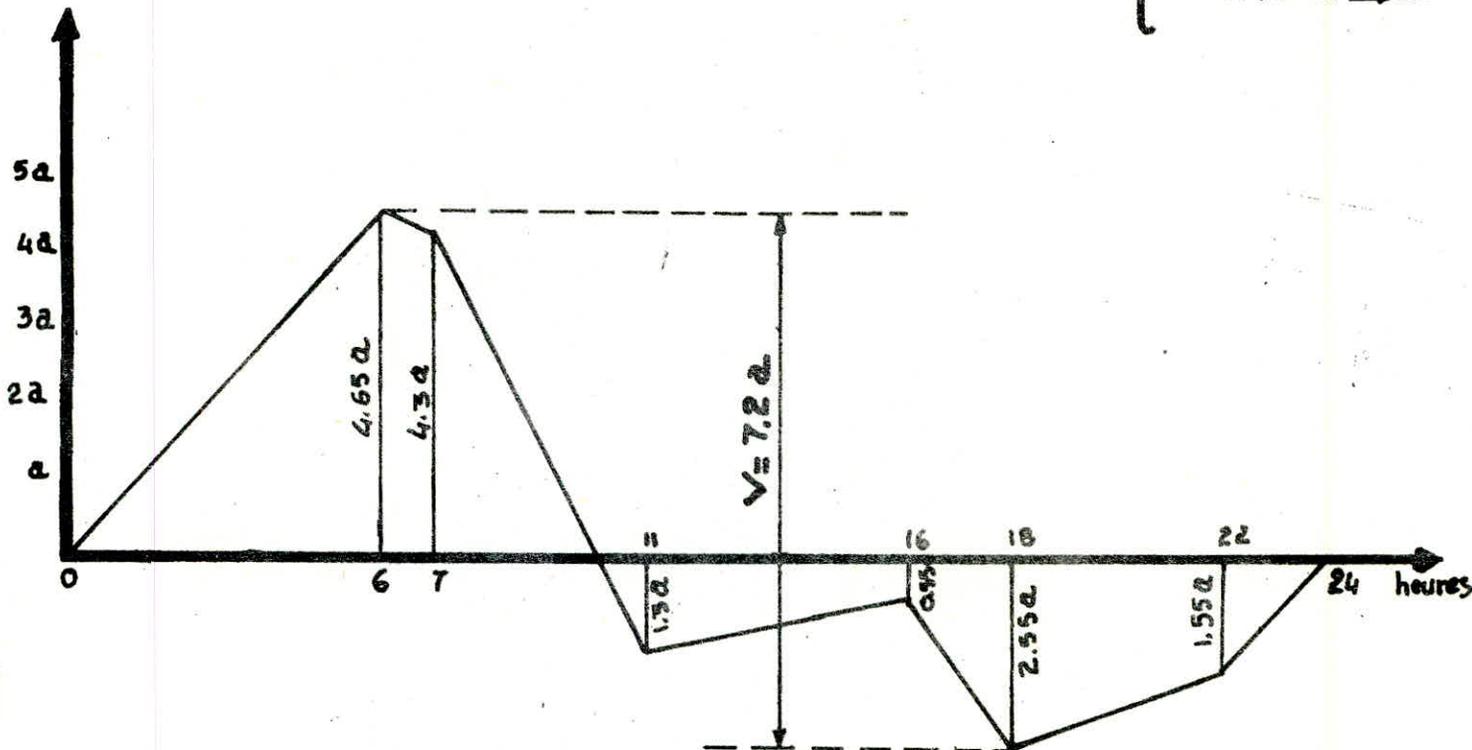
$$V = |\max(+)| + |\max(-)|$$

$$V = 4,65 a + 2,55 a = 7,2 a$$

# CAPACITE THEORIQUE EN ADDUCTION



Ech. { hor: 7mm → 1 heure  
vert: 10mm → 0.5a



Ech. { hor: 7mm → 1 heure  
vert: 10mm → 1

Donc nos deux cuves doivent avoir respectivement une hauteur de 5 m et un diamètre de 20,2 m

\* Equipement des reservoirs

- Arrivée de la conduite d'adduction.

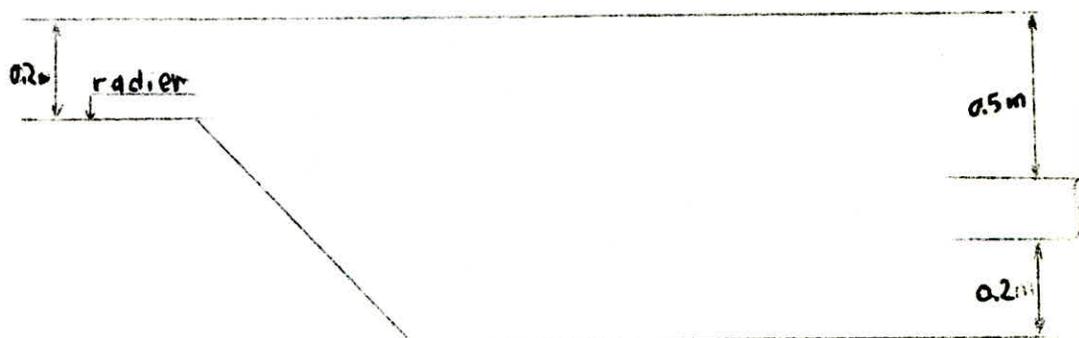
Nous preconisons une arrivée par surverse en chute libre qui provoque une aération des eaux souterraines pauvres en oxygène dissout.

techniquement cette arrivée permet d'avoir une altitude constante definie par le niveau superieur de la crosse d'arrivée et evitera le retour des eaux, la conduite d'adduction, à son debouché dans le reservoir, 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 0,20m au dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui pourraient se decanter dans la cuve cependant il faudrait reserver une lame d'eau minimale de 0,50m au-dessus de la generatrice superieure de la conduite afin d'éviter toute introduction d'air.

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prevu à l'opposé de l'arrivée. Un robinet vanne sera prevu sur la conduite de distribution pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas d'accident ou de rupture de cette dernière



départ de la distribution

- Conduite du trop plein

La conduite du trop plein 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 évastement, la canalisation du trop-plein débouchera à un exutoire voisin (voir schéma n° 2)

- Conduite de vidange

La conduite de vidange part du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite pour faciliter le nettoyage du réservoir.

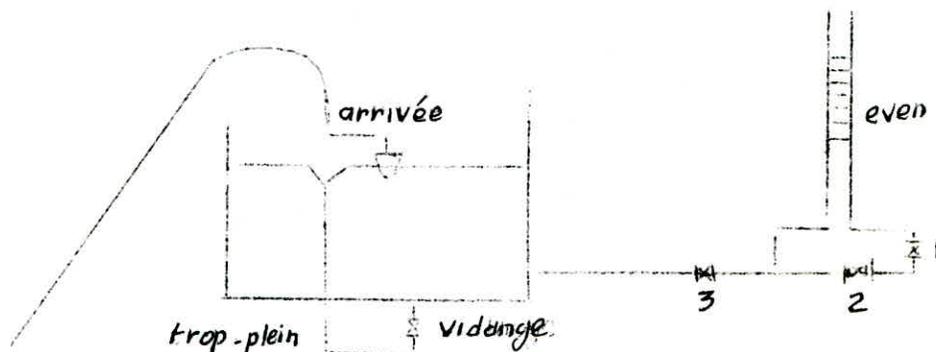
La conduite de vidange se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet-vanne.

- Materialisation de la réserve d'incendie

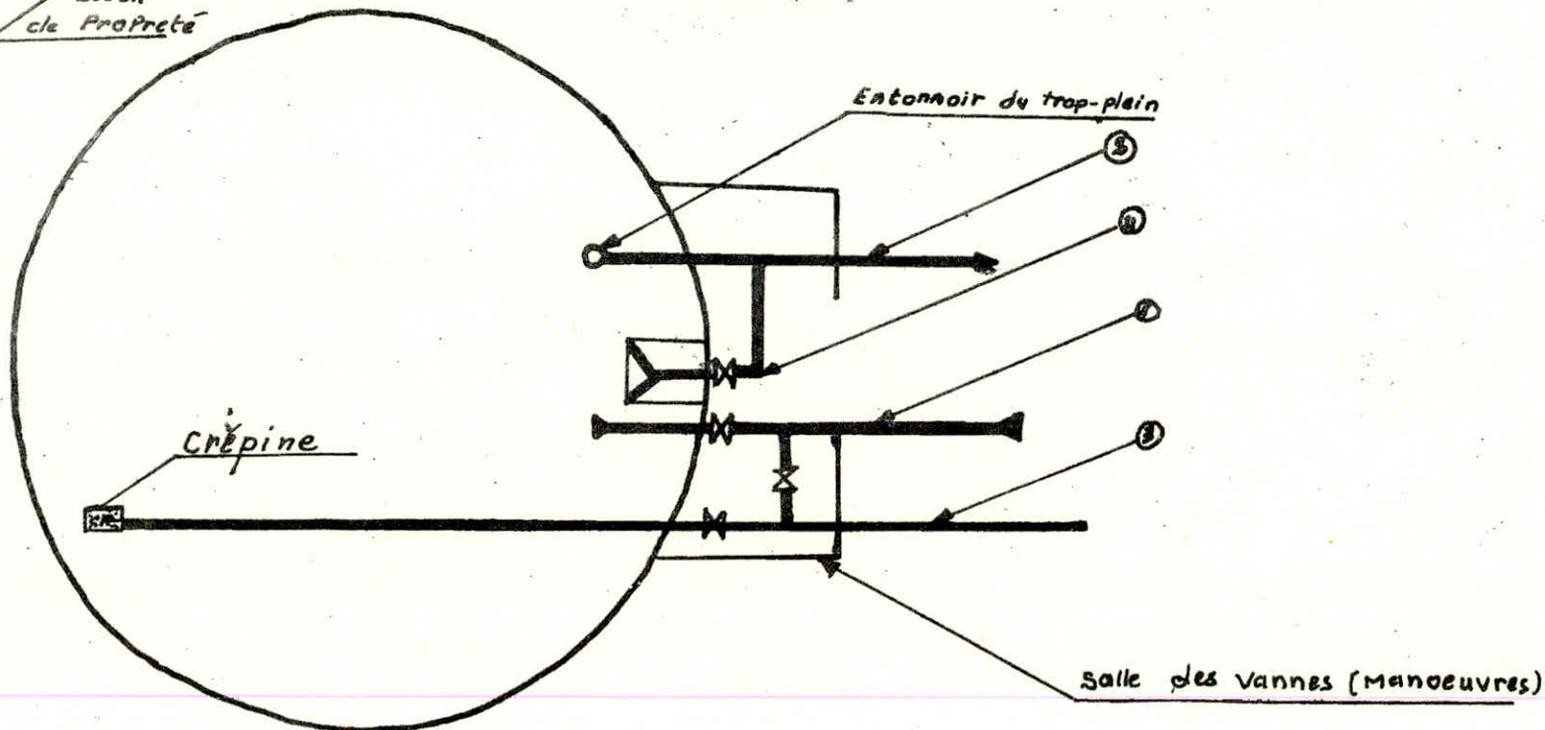
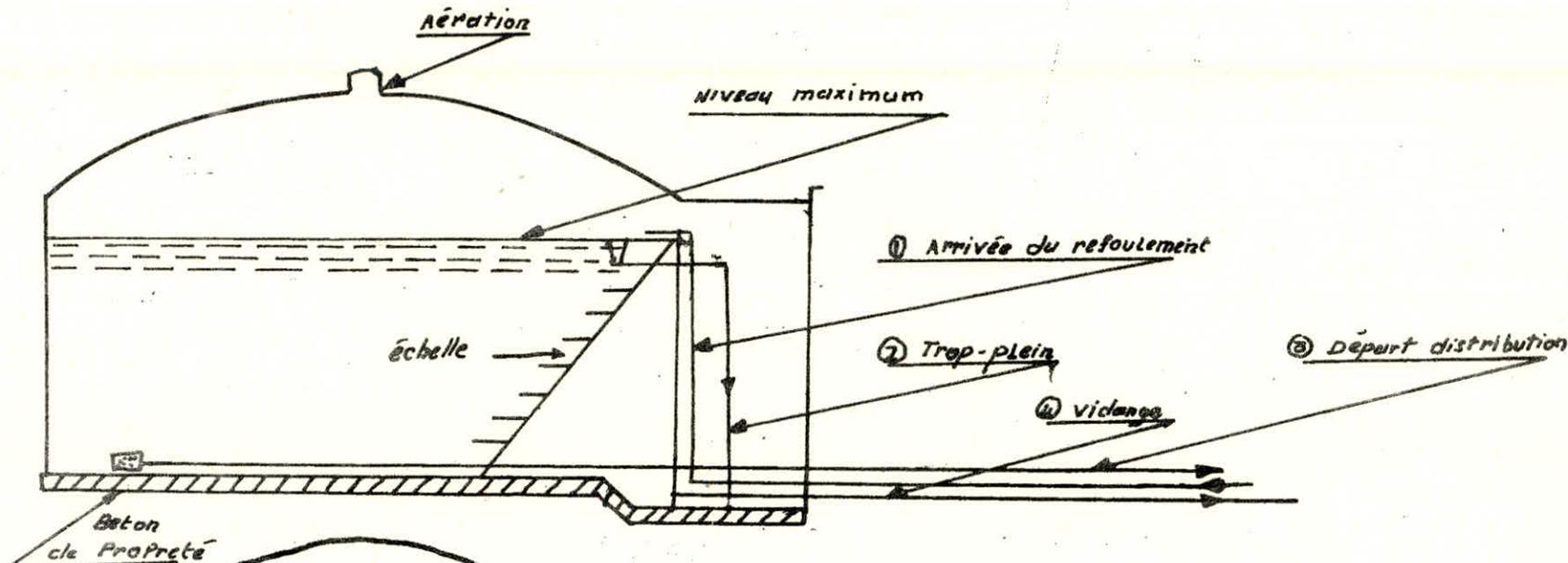
Pour éviter la stagnation prolongée de l'eau dans le compartiment incendie et pour éviter toute pollution nous avons prévu un siphon qui se desamorce quand le niveau de la réserve est atteint en service normal, 1 est ouvert et 2 fermé (voir schéma n° 2).

Si le niveau dans le réservoir devrait descendre jusqu'au niveau de la réserve, le siphon se desamorce grace à l'event ouvert à l'air libre et la réserve ne sera pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir le 2. Par ce système la tranche d'eau constituant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

Nous prévoyons aussi un robinet vanne 3 qui permet de réparer 1 et 2 en cas de besoin (voir schéma)



(schéma 2)



-17-

Réservoir circulaire semi-enterré

## CHAPITRE III ADDUCTION

### III 1 CHOIX DE TRACÉ

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction, il ya lieu de tenir compte de certains impératifs qu'on essayera de respecter dans la mesure du possible.

- Choix du tracé le plus court ou le plus direct entre le forage et le réservoir.
- La recherche d'un profil en long aussi régulier que possible
- Suivre selon les possibilités, les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel .
- Eviter autant que possible les contre-pentes car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des contonnements d'air qu'il importe d'évacuer moyennant des ventouses disposées en ces points hauts.
- Eviter les forêt, les bois et les zones marecageuses.

### III 2 VARIANTES PROPOSEES

En tenant compte des impératifs indiqués ci-dessus, nous proposons deux (02) variantes de refoulement pour l'aménagement de l'adduction.

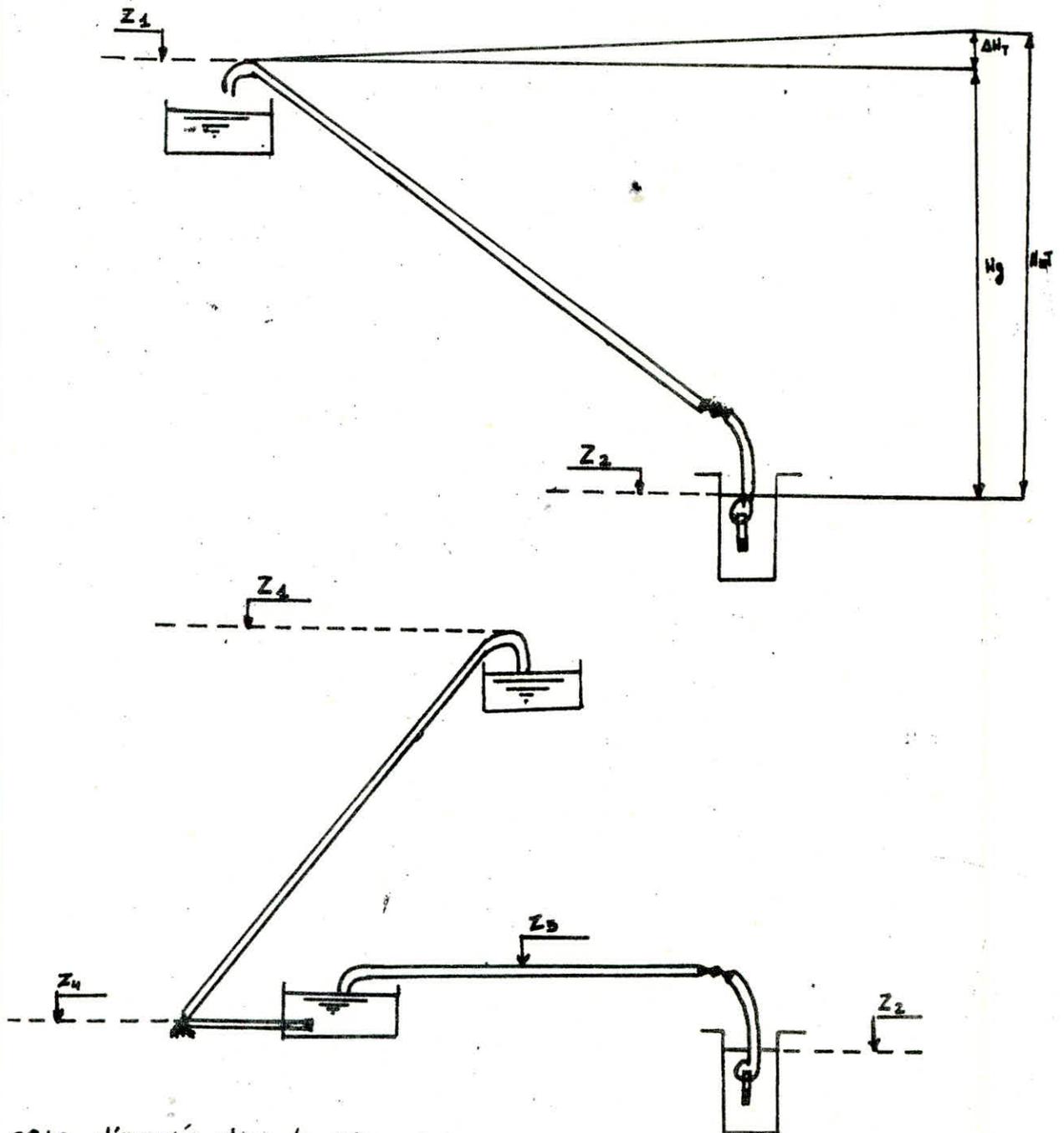
#### Variante n° 1

Refoulement direct du forage F4 au reservoir projeté

#### Variante n° 2

Le forage F4 refoule sur la bache de la station de pompage existante, qui à son tour refoule sur le reservoir projeté.

(voir shéma n° 3)



- $Z_1$  = cote d'arrivée dans le réservoir
- $Z_2$  = cote du niveau dynamique
- $Z_3$  = cote d'arrivée dans le réservoir d'aspiration
- $Z_4$  = cote de départ du réservoir d'aspiration

### III 3 CONSIDERATION ECONOMIQUE

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant donc plus 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 de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

#### III 3.1 PERTES DE CHARGE

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge singulières et des pertes de charge dues au frottement.

$$\Delta HT = \Delta HS + \Delta H_f$$

Les pertes de charge singulières peuvent être exprimées en fonction de la longueur équivalente ( $L_e$ ) de la conduite qui occasionne la même perte de charge linéaire lors du passage du débit.

D'Après DARCY WEIS BACH nous avons.

$$\Delta H_s = f \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Ou :  $l_e$  = longueur équivalente

$f$  = coefficient de frottement

$V$  = vitesse d'écoulement

$D$  = diamètre de la conduite

Ces pertes de charge singulières varient essentiellement suivant le type de singularité (compteur de débit, coudes, vannes, ect...) que comprend l'adduction; alors on se contente de les estimer à 15 % des pertes de charge dues au frottement.

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

$$L_t = L_g + 0,15 L_g$$

$$\text{d'où } \Delta H_t = L_t \frac{1,15 f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

### III 3.2 CALCUL DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COOLEBROK.

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

La rugosité ;  $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$

Nombre de Reynolds :  $R = \frac{VD}{\nu}$

Viscosité cinématique de l'eau :  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

On a procédé par itération en prenant comme première approximation la valeur de f calculé moyennant la formule de NIKURADZE

$$f = (1,14 - 0,86 \cdot \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Jusqu'à trouver la valeur exact de  $f_c$  qui sera utilisée pour les calculs

### III 3.3 PRIX DE L'ENERGIE e(DA)

A partir des renseignements recueillis auprès de la SONEGAS le prix de l'énergie à été évalué comme suit

$$C = a + C_{Pc} + d_{Pa} + \sum e_h \cdot n_h$$

où a = redevance fixe

$C_{Pc}$  = Puissance mise à disposition

$d_{Pa}$  = Puissance absorbée

$C = 2,10 \text{ (DA/KW/mois)}$

$D = 9,80 \text{ (DA/KW/mois)}$

$C_{Pc} + d_{Pa}$  = Terme de puissance

$\sum e_h \cdot n_h$  = consommation effective d'énergie (DA/KWH)

$$= 0,1379 \text{ (DA/KWH)}$$

$$C = a + C_{Pc} + d_{Pa} + \sum e_h n_h$$

$$= 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \cdot 24 \cdot 30$$

III 3.3 a FRAIS D'AMORTISSEMENT.

Suivant les règlements; le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'intérêt de 8 % correspondant à une somme de 1 DA à une annuité (A) de 0,09 DA.

$$A = \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \right]$$

avec  $\left. \begin{array}{l} i = 8 \% \\ n = 30 \text{ ans} \end{array} \right\} \Rightarrow A = \left[ \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \right] = 0,09$

III 3.3 b FRAIS D'EXPLOITATION

Pour trouver les frais d'exploitation il faut d'abord calculer les pertes de charge pour les différents diamètres, afin de les ajouter à la hauteur géométrique, avec une majoration de 15 % pour les pertes de charge singulière.

- Formule à utiliser

$$V = \frac{4G}{\lambda D^2} \text{ (m/s)}; \quad R = \frac{VD}{D} \quad ; \quad Fc = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,5}{R\sqrt{\lambda}} \right) \right]^{-2}$$

$$Fn = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad ; \quad Jr = \frac{Fr}{D} \frac{V^2}{2g}$$

- Pertes de charge linéaires (rugueux) :  $\Delta H_t = Jr.L(m)$

- Facteur de correction pour le gradient de Perte de charge

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{Fc}{Fn} \quad ;$$

$$J = \lambda_J^{5,3} Jr \quad ; \quad \Delta H_L = J.L (m) \quad ; \quad \Delta H_s = 0,15 \Delta H_L \quad ;$$

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s$$

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{hauteur manométrique totale})$$

## BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN ACIER

DIAMETRE (mm)	TUYAU (ml) D.A.	SOUDURE D.A.	TERRASSEMENT (D.A.)	POSE D.A.	TRANSPORT ET MANIPULATION	PRIX DE REVIENT AU M <sup>2</sup> D.A.
100	84.44	1.70	50.00	4.00	7.17	147.31
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
300	216.63	7.30	70.00	20.00	18.14	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

### III 3.4 CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Le diamètre approximatif est calculé moyennant la formule de BONNIN :  $D = \sqrt[3]{Q}$  Correspondant à une vitesse de 1,27 m/s  
 D(m) et Q (m<sup>3</sup>/s).

$$D = \sqrt[3]{0,05} = 0,234 \text{ m}$$

1ere variante  $F_u \longrightarrow R_p$

Notre étude économique portera sur les diamètres normalisés supérieurs et inférieurs au diamètre calculé moyennant la formule de BONNIN.

- La longueur de notre tracé L = 3370 m
- Hg = (côte T.P + 0,5) - Côte ND
- CTF = 226 m . NGA
- ND = 27,26 m

#### Frais d'ammortissement

D(m)	PRIX AU ML	L(m)	PRIX DE LA CONDUITE	ANNUITE (x0,9)
0,200	229,56	3370	773617,2	69625,548
0,250	267,22	3370	900531,4	81047,826
0,300	333,07	3370	1122445,9	101020,131
0,350	437,60	3370	1474712	132724,08

#### Frais d'exploitation

$$Hg = (226 + 0,5) - 27,26 = 199,24$$

- Puissance absorbée  $P = \frac{H.Q.G}{n}$

- avec n = rendement de la pompe n = 75 %

- energie consommée  $E = P.24 \ 365 \text{ (KWH/AN)}$

Frais d'exploitation  $F_4$  ———  $R_p$

0,350	0,300	0,250	0,200	DIAMETRE (m)
0,56	0,76	1,10	1,72	V(m/s)
196000	228000	275000	344000	R
0,020609	0,021416	0,022434	0,023781	$F_r$
0,000942	0,002104	0,0055398	0,017947	$J_r$
3,175	7,090	18,669	60,481	$\Delta Hr$ (m)
0,0220189	0,022550	0,0233067	0,0244256	$F_c$
1,068412	1,052951	1,038901	1,027106	$\lambda_{J}^{5,3}$
0,001006	0,0022154	0,0057553	0,018433	J
3,39	7,47	19,39	62,12	$\Delta HL$ (m)
0,51	1,12	2,91	9,32	$\Delta Hs$ (m)
3,90	8,59	22,30	71,44	$\Delta Ht$ (m)
203,14	207,83	221,54	270,68	Hmt(m)
146,14	149,51	159,38	194,73	P(KW)
1280186,4	1309707,6	1396168,8	2416599,3	E (KWH)/an
243235,42	248844,44	265272,07	459153,87	PRIX DE L'ENERGIE DA /KWH 0,19

BILAN.

D (m)	FRAIS	FRAIS	T O T A L
	D'EXPLOITATION	D'AMMORTISSEMENT	
200	459153,87	69625,55	528779,42
250	265272,07	81047,83	346319,90
300	248844,44	101020,13	349864,57
350	243235,42	132724,08	375959,5

2ème VARIANTE a) Forage — S.P)

Caracteristique de la conduite

$H_g = (\text{Côte d'arrivée dans le reservoir d'aspiration}) - (\text{côte du ND})$

$$H_g = (30,16 + 05) - 27,26 = 3,4 \text{ m}$$

$$Q = 0,055 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 400 \text{ m}$$

Frais d'Amortissement

D(m)	PRIX AU ML	L(m)	PRIX DE LA CONDUITE	ANNUITE 0,09
0,200	229,56	400	91824	8264,16
0,250	267,22	400	106888	9619,92
0,300	333,07	400	133228	11990,52
0,350	437,60	400	175040	15753,60

Frais d'exploitation

0,350	0,300	0,250	0,200	DIAMETRE (m)
0,56	0,76	1,10	1,72	V(m/s)
196000	228000	275000	344000	R
0,020609	0,021416	0,022434	0,023781	Fr
0,000942	0,002104	0,0055398	0,017947	Jr
0,377	0,842	2,216	7,179	$\Delta$ Hr
0,0220189	0,022550	0,0233067	0,0244256	f
1,068412	1,052951	1,038901	1,027106	$\lambda$ $\begin{matrix} 5,3 \\ J \end{matrix}$
0,001006	0,0022154	0,0057553	0,018433	J
0,40	0,89	2,30	7,37	$\Delta$ HL
0,06	0,13	0,34	1,11	$\Delta$ Hs
0,46	1,02	2,64	8,48	$\Delta$ Ht
3,86	5,42	6,04	11,88	Hmt
2,78	3,90	4,35	8,55	P [KW]
24352,8	34164	28106	74898	E [KWH]
4627,03	6491,16	7240,14	14230,62	PRIX DE L'ENERGIE (x 0,19 DA)

BILAN

D(mm)	Frais d'exploita	Frais d'ammortissemen	T O T A L
200	14230,62	8264,16	22494,78
250	7240,14	9619,92	16860,06
300	6491,16	11990,52	18481,68
350	4627,03	15753,60	20380,63

2ème variante

b) S.P          Reservoir projeté.

Caracteristiques de la conduite

$$H_g = (\text{côte TP (R)} + 0,5) - \text{côte de depart ds la S.P.}$$

$$H_g = (226 + 0,5) - 25,16 = 201,34$$

$$L = 3794$$

$$Q = 0,055 \text{ m}^3/\text{s}$$

Frais d'Ammortissement

D(m)	PRIX AU (ML)	L(m)	PRIX DE CONDUITE	ANNUITE (x 0,09)
0,200	229,56	3794	870950,64	78385,56
0,250	267,22	3794	1013832,68	91244,94
0,300	333,07	3794	1263667,58	113730,08
0,350	437,60	3794	1660254,40	149422,90

Frais d'exploitation

0,350	0,300	0,250	0,200	DIAMETRE (m)
0,56	0,76	1,10	1,72	V(m/s)
196000	228000	275000	344000	IR
0,020609	0,021416	0,022434	0,023781	Fr
0,000942	0,002104	0,0055398	0,017947	Jr
3,57	7,98	21,02	68,09	$\Delta$ Hr
0,0220189	0,022550	0,0233067	0,0244256	f
1,068412	1,052951	1,038901	1,027106	$\lambda$ $\frac{5,3}{J}$
0,001006	0,0022154	0,0057553	0,018433	J
3,82	8,41	21,84	69,93	$\Delta$ HL
0,57	1,26	3,28	10,49	$\Delta$ Hs
4,39	9,57	25,12	80,42	$\Delta$ Ht
205,73	211,01	226,46	281,76	HmT
148,00	151,80	162,92	202,70	P [KW]
1296480	1329768	1427179,2	1775652	E [KWH]
246331,2	252655,92	271164,05	337373,88	PRIX DE L'ENE RGIE x(0,19DA)

BILAN

D(mm)	FRAIS D'EXPLOITATION	FRAIS D'AMORTISSEMENT	T O T A L
200	337373,88	78385,56	415759,44
250	271164,05	91244,94	362408,99
300	252655,92	113730,08	366386
350	246331,2	149422,90	395754,1

CONCLUSION :

On déduit de cette étude que le diamètre le plus économique c'est le  $\varnothing$  250 dans les deux variantes, or la première s'avère plus économique en comparaison avec la deuxième qui nécessite d'augmenter la capacité de la Bache de reprise déjà existante et d'installer un groupe electropompe supplémentaire. Donc on opte pour la première variante.

CHAPITRE IV DISTRIBUTION

IV 1 : RESEAU DE DISTRIBUTION

Le reseau de distribution de la ville de Koléa est du type maille suivant les entre-croisements des routes avec quelques ramifications dans la partie basse.

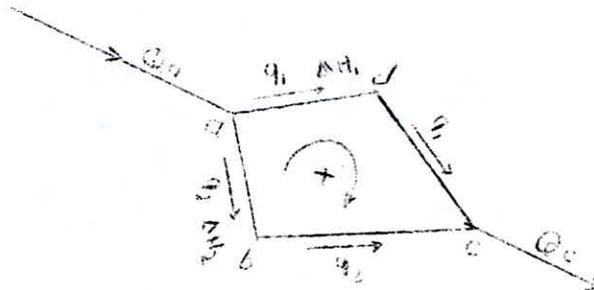
Le réseau de la ville est divisé en deux : celui de la zone haute alimenté par le reservoir semi enterré de 3200 m<sup>3</sup> (TP : 226, CR : 220) Celui de la zone basse alimenté par le reservoir deja existant de 3250 m<sup>3</sup> (TP : 194, CR.188).

IV 1.1 CALCUL D'UN RESEAU MAILLE

Le calcul du dit réseau est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS. Cette méthode repose sur les deux lois suivantes.

1ere loi : En un noeud quelconque de la conduite, la somme des debits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des debits qui en sortent.

2ème loi : Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle



1ere loi :  $Q_a = q_1 + q_2 = Q_c$

2eme loi :  $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$

IV 1.2 PRINCIPE DE LA METHODE DE HARDY-CROSS

La méthode de HARDY-CROSS consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition des débits ainsi qu'un sens d'écoulement tout en respectant la première loi, un diamètre tout au moins provisoire des canalisations peut être choisi de façon à avoir des vitesses d'écoulement convenables, comprises dans l'intervalle (0,4 : 1,2) et l'on calcule les pertes de charges correspondantes tout en les équilibrant dans chaque maille (2ème loi) en corrigeant par approximation successive les débits supposés.

IV 1.2 a CALCUL DE LA RESISTANCE DE LA CONDUITE

Nous savons que les pertes de charges sont proportionnelles au carré des débits de sorte que l'on peut écrire.

$$\Delta H_i = R_i Q_i^2$$

$R_i$  représentant les résistances des conduites; car ce terme groupe tous les facteurs qui ne dépendent que de la conduite elle même : état de paroi, longueur, diamètre ; nous avons

$$\Delta H = f \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = f \frac{16}{2g} \frac{L_e}{D^5} Q^2$$

Avec  $L_e = 1,15 L_g$

$$\Delta H = f \frac{8}{g} \frac{L_e}{D^5} Q^2 = f \frac{L_e}{D^5} 8,271117 \cdot 10^{-2}$$

de la formule précédente nous avons

$$r = f \frac{L_e}{D^5} 8,271117 \cdot 10^{-2}; \text{ ayant les dimensions } L^{-5} T^2$$

Ou  $f$  = le coefficient de frottement qui dépend généralement de la rugosité relative  $\xi/D$  et du nombre de Reynolds, R.

Pour un écoulement en régime turbulent rugueux; le coefficient de frottement ne dépend que de la rugosité relative  $\xi/D$  et se calcul moyennant la formule de NIKURADZE :  $F = (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^2$   
d'ou la perte de charge :

$$\Delta H = rQ^2 = 0,08271117 F \frac{Le}{D^5} Q^2$$

$$\Delta H = 0,08271117 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q^2$$

Si Q (l/s) et D(mm)

$$\text{On aura } \Delta H = rQ^2 = 82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q^2$$

#### IV 1.2 b Calcul de rQ

$$RQ^2 = 82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q^2$$

$$RQ = 0,82711170 \frac{Le}{D^5} (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q$$

Si Q (l/s) et D(mm)

$$RQ = 0,82711170 \frac{Le}{D^5} 10^{-5} (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q 10^{-3}$$

$$RQ = 82711170 \cdot 10^3 \frac{f}{D^5} Le \cdot Q.$$

$$2rQ = 82711170 \frac{Le}{D^5} 2000 (1,14 - 0,86 \ln \xi/D)^{-2} Q$$

$$2 RQ = \frac{RQ^2}{Q} \cdot 2000$$

#### IV. 2 CALCUL DU DEBIT CORRECTIF.

Les pertes de charges étant proportionnelles au carré du débit, alors nous avons

$$\Delta H = R Q^2$$

Soit  $\Delta Q_0$ ; l'erreur du débit ( $Q_0$ ) supposé de façon à satisfaire la 1ere loi aussi on obtient

$$\Delta H = R (Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

L'égalité des pertes de charge appliquées aux débits reels donne

$$\sum \Delta H = \sum R (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0 \quad \text{2ème loi}$$

En developpant et en négligeant les termes en  $(\Delta q_0)^2$  devant  $Q_0$  il en resulte  $\sum \Delta H = \sum R Q_0^2 + 2 \sum R Q_0 \Delta Q_0 + \sum R \Delta Q_0^2 = 0$

$$Q_0 = - \frac{\sum R \Delta Q_0^2}{2 \sum R Q_0}$$

Chaque maille est ainssi calculée separement et la valeur de  $\Delta Q$ ; trouvée d'après la formule ci dessus.

Les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux :

- Celles propres à la maille considérée, avec le signe de  $\Delta Q_0$  de la dite maille
- Celles propres à la maille adjacente; pour ce qui est des conduites communes à deux mailles, avec le signe contraire à celui de  $\Delta Q_0$  calculé pour la maille adjacente

Il suffit de faire la somme Algébrique de ces corrections et de l'ajouter au débit  $Q_0$  pour avoir le nouveau débit.

Les mêmes opérations sont recommencés avec le nouveau débit, jusqu'à obtention de l'équilibre des mailles; c'est à dire obtention des valeurs de  $\Delta Q$  voisine de zero (0), pratiquement on arrête les calculs quand  $\Delta Q < 0,4$  et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieur à 0,5 m.

Le calcul du reseau à été programmé sur calculatrice TI59 avec  $\epsilon = 1\text{mm}$  dont voici le Programme

```
LRN ((RCLO1 In x * 0,86 + 1,14) X2  $\frac{A}{x}$  * A * RCLOZ * RCLO3
* RCLO3 2nd |x|  $\div$  RCLO1 yx 5)
= SUM 04 ST005 2nd Pause 2nd Pause 2nd Pause 2nd Pause
* (2000 : RCLO3) = SUM 06 R/S LRN
```

On exécute RCL 04  $\div$  RCLO6 = x 1000  $\rightarrow$  affiche  $\Delta Q$  porté avec le signe contraire

D (mm)  $\rightarrow$  ST001

Le (m)  $\rightarrow$  ST002

Q (L/S)  $\rightarrow$  ST003

On exécute A  $\rightarrow$  1ere valeur affiché  $\Delta H = RQ^2$   
2ème valeur affiché  $2rQ$

.. /

IV 3 DEBIT DE SOUTIRAGE

Le debit soutiré sur chaque tronçon à été déterminé suivant la repartition des habitants et de divers services publics.

Pour le calcul du débit en question, il est necessaire de determiner en premier lieu la surface totale limitée par le perimètre d'urbanisme qui dans notre cas est d'environ 385 ha comprenant l'agglomération actuelle et une extension possible compte tenu du plan d'urbanisme.

- Secteur d'habitat à forte densité      Catégorie I
- Secteur d'habitat à moyenne densite      Catégorie II
- Secteur d'habitat à faible densité      Catégorie III

1ere catégorie :	42,5 ha	200 hab/ha
2eme catégorie :	126,47 ha	170 hab/ha
3ème catégorie :	215,2 ha	130 hab/ha

En second lieu on calcul la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des mediatrices, ainssi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud determinant la **surface** desservie par ce noeud. Et moyennant les densités cités ci-dessus on determine le nombre d'habitant, à ces dernier on ajoute les divers services publics avec leurs propretation.

# ZONE BASSE

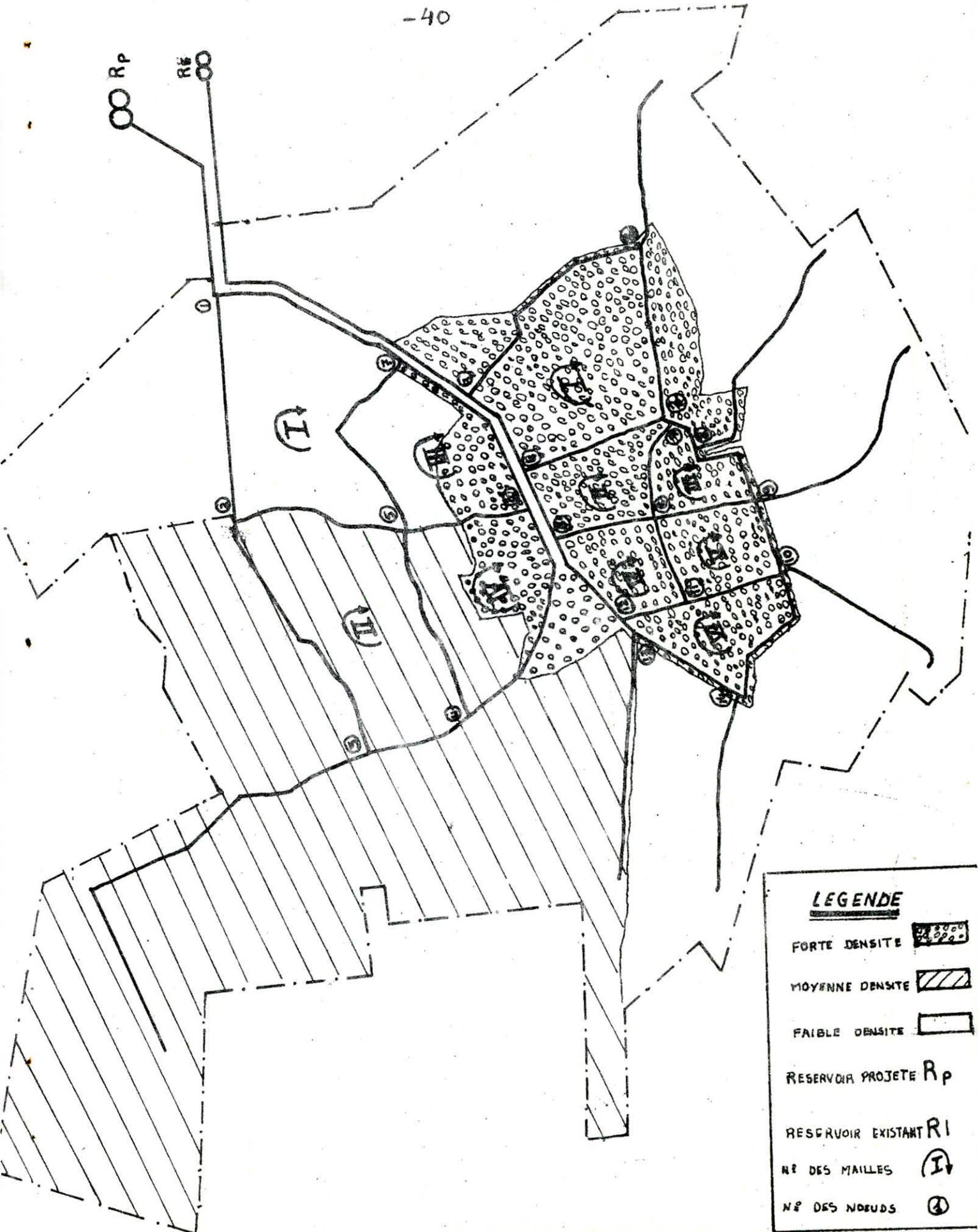
NOEUDS	SURFACES			CONSUMMATION (L/S)	coefficient de pointe	Debit de SOUTIRAGE
	CAT:1	CAT:2	CAT:3			
I	6.79	—	—	5.053	2.4	12.128
II	3.37	—	4.75	4.089	2.4	9.814
III	2.86	—	—	7.806	2.4	18.735
IV	3.93	—	—	3.810	2.4	9.144
V	2.32	—	—	1.942	2.4	4.661
VI	2.68	—	—	1.980	2.4	3.311
VII	1.82	—	0.24	1.806	2.4	4.354
VIII	2.45	—	2.34	2.047	2.4	4.912
IX	0.95	—	2.15	2.047	2.4	4.914
X	1.58	—	2.80	2.442	2.4	5.861
XI	2.46	—	—	1.255	2.4	3.011
XII	2.36	2.03	—	2.586	2.4	6.206
XIII	0.23	1.50	2.27	2.537	2.4	6.089
XIV	1.82	—	13.5	6.005	2.4	14.411
C <sub>2</sub>	—	11.10	—	4.368	2.4	10.485
C <sub>3</sub>	—	—	12.67	3.813	2.4	9.150
C <sub>4</sub>	—	—	10.7	3.220	2.4	7.728
C <sub>5</sub>	—	—	27.35	8.230	2.4	19.755
C <sub>6</sub>	—	—	18.18	5.471	2.4	13.130
C <sub>7</sub>	—	—	24.6	10.238	2.4	24.572
						Σ 192.345

DEBIT DE SOUTIRAGE DE LA ZONE  
BASSE EST DE 192.345

# ZONE HAUTE

NOEUDS	SURFACES (ha)			CONSOMMATION (l/s)	COEFFICIENT de pointe	Debit de SOUTIRAGE
	CAT:1	CAT:2	CAT:3			
I	—	—	23.7	7.132	2.4	17,117
II	—	14.6	22.8	12.606	2.4	30.256
III	—	28.96	—	12.021	2.4	28.851
IV	—	25.9	—	12.669	2.4	30.406
V	—	11.0	12.73	9.948	2.4	23.875
VI	6.87	5.82	4.12	9.257	2.4	22,217
VII	—	—	30.28	9.737	2.4	23.369
C <sub>1</sub>	—	23.57	—	10.062	2.4	24.149
						Σ 200,24 (l/s)

DEBIT DE SOUTIRAGE DE LA ZONE  
HAUTE EST DE 200,24 (l/s)



**LEGENDE**

- FORTE DENSITE 
- MOYENNE DENSITE 
- FAIBLE DENSITE 
- RESERVOIR PROJETE R<sub>p</sub>
- RESERVOIR EXISTANT R<sub>i</sub>
- N<sup>o</sup> DES MAILLES 
- N<sup>o</sup> DES NOEUDS 

## ZONE HAUTE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					1 <sup>re</sup> APPROXIMATION			1 <sup>re</sup> Correction			Nouveau Debit
N° de Maille	N° de la Maille adj	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	Total	Q (l/s)
I	—	1 - 2	400	897	-122.06	-2.73	44.67	-0.04	—	-0.04	-122.10
	II	2 - 5	250	506	-40.23	-2.00	99.45	-0.04	0.02	-0.02	-40.25
	IV	5 - 7	250	736	22.21	2.89	260.40	-0.04	0.04	0.00	22.21
	—	1 - 7	350	741.75	78.07	1.86	47.79	-0.04	—	-0.04	78.03
						0.02	452.31				
							Δq = -0.04				
II	—	2 - 3	250	960.25	-51.57	-6.24	241.92	-0.02	—	-0.02	-51.59
	—	3 - 4	200	253.00	18.42	0.68	74.24	-0.02	—	-0.02	18.40
	III	4 - 5	250	724.50	44.95	3.57	159.10	-0.02	0.01	-0.01	44.94
	I	5 - 2	250	506.00	40.23	2.00	99.45	-0.02	0.04	0.02	40.25
						0.01	574.71				
							Δq = -0.02				
III	I	5 - 7	200	736.0	-22.21	-2.89	260.40	-0.04	0.04	0.00	-22.21
	—	7 - 6	250	770.50	32.49	1.99	122.30	-0.04	—	-0.04	32.45
	IV	6 - 5	150	621.0	6.40	0.93	291.58	-0.04	0.01	-0.03	6.37
							0.03	674.28			
							Δq = -0.04				
IV	II	4 - 5	250	724.50	-44.95	-3.57	159.10	-0.01	0.02	0.01	-44.94
	III	5 - 6	150	621.00	6.40	0.93	291.58	-0.01	0.04	0.03	6.37
	—	6 - 4	100	948.75	3.88	4.54	2340.78	-0.01	—	-0.01	3.87
							0.04	2791.46			
							Δq = -0.01				

## ZONE HAUTE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					2 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			2 <sup>ème</sup> Correction			Nouveau Debit	
N° de Maille	N° de la Maille adj.	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	Tota	Q (l/s)	
I	—	1 - 2	400	897	122.10	-2.73	44.68	-0.04	—	-0.04	122.14	
	II	2 - 5	250	506	40.25	-2.00	99.50	-0.04	0.02	-0.02	40.27	
	IV	5 - 7	250	736	22.21	2.89	260.40	-0.04	0.01	-0.03	22.18	
	—	1 - 7	350	741.75	78.03	1.86	47.76	-0.04	—	-0.04	77.99	
								0.02	452.34			
II	—	2 - 3	250	960.25	51.59	-6.24	242.01	-0.02	—	-0.02	51.61	
	—	3 - 4	200	253.00	18.40	0.68	74.16	-0.02	—	-0.02	18.38	
	III	4 - 5	250	724.50	44.94	3.57	159.06	-0.02	0.01	-0.01	44.93	
	I	5 - 2	250	506.00	40.25	2.00	99.50	-0.02	0.04	0.02	40.27	
								0.01	574.73			
III	I	5 - 7	200	736.0	22.21	-2.89	260.40	-0.01	0.04	0.03	22.18	
	—	7 - 6	250	770.5	32.45	1.98	122.14	-0.01	—	-0.01	32.45	
	IV	6 - 5	150	621.0	6.37	0.92	290.21	-0.01	0.01	0.00	6.37	
								0.01	672.75			
IV	II	4 - 5	250	724.50	44.94	-3.57	159.06	-0.01	0.02	0.01	44.93	
	III	5 - 6	150	621.00	6.37	-0.92	290.21	-0.01	0.01	0.00	6.37	
	—	6 - 4	100	948.75	3.87	4.52	2334.75	-0.01	—	-0.01	3.86	
								0.03	2784.02			

## ZONE HAUTE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			3 <sup>ème</sup> Correction			Nouveau Debit
N° de Maille	N° de la Maille adj.	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	Total	Q (l/s)
I	—	1 - 2	400	897	122.14	-2.73	44.70	-0.02	—	-0.02	122.16
	II	2 - 5	250	506	40.27	-2.00	99.54	-0.02	0.00	-0.02	40.29
	IV	5 - 7	250	736	22.18	2.88	260.05	0.02	0.03	0.01	22.19
	—	1 - 7	350	741.75	77.99	1.86	47.74	-0.02	—	-0.02	77.97
						0.01	452.03				
							Δq = -0.02				
II	—	2 - 3	250	960.25	51.61	-6.25	242.11	0.00	—	0.00	51.61
	—	3 - 4	200	253.00	18.38	0.68	74.07	0.00	—	0.00	18.38
	III	4 - 5	250	724.50	44.95	3.57	159.02	0.00	—	0.00	44.93
	I	5 - 2	250	506.00	40.23	2.00	99.54	0.00	0.02	0.02	40.29
						0.00	574.74				
							Δq = 0.00				
III	I	5 - 7	200	736.0	22.18	-2.88	260.05	-0.03	0.02	-0.01	22.19
	—	7 - 6	250	770.5	32.44	1.98	122.11	-0.03	—	-0.03	32.41
	IV	6 - 5	150	621.0	6.37	0.92	290.21	-0.03	0.00	-0.03	6.34
							0.02	672.37			
							Δq = -0.03				
IV	II	4 - 5	250	724.50	44.93	-3.57	159.02	0.00	0.00	0.00	44.93
	III	5 - 6	150	621.00	6.37	-0.92	290.21	0.00	0.03	0.03	6.34
	—	6 - 4	100	948.75	3.86	4.49	2328.72	0.00	—	0.00	3.86
							0.00	2777.95			
							Δq = 0.00				

## ZONE BASSE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					1 <sup>re</sup> Approximation			1 <sup>re</sup> Correction			Nouveau Debit
N° de la Maille	N° de la Maille Adj.	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>p</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	total	Q (l/s)
I	I	1 - 2	300	394.5	72.22	1.92	53.07	0.00	—	0.00	72.22
		2 - 3	250	345.0	37.83	1.21	63.76	0.00	—	0.00	37.83
		3 - 4	125	356.5	-8.22	-2.33	567.12	0.00	0.24	0.24	-7.98
		4 - 1	400	253.0	-124.99	-0.60	12.90	0.00	—	0.00	-124.99
						0.00	696.85				Δq=0.00
II	II	4 - 5	400	224.5	-107.65	-0.53	9.86	-0.24	—	-0.24	-107.87
		5 - 6	250	241.5	-54.05	-1.72	63.77	-0.24	0.03	-0.21	-54.26
		6 - 7	100	304.75	0.78	-0.06	151.15	-0.24	0.02	-0.22	-1.00
		7 - 3	200	28.75	27.32	0.17	12.51	-0.24	—	-0.24	27.08
	3 - 4	125	356.5	8.22	2.33	567.12	-0.24	—	-0.24	7.98	
					0.19	804.41				Δq=-0.24	
III	III	7 - 8	200	92	23.76	0.41	34.82	-0.02	—	-0.02	23.74
		8 - 9	125	299	5.72	0.95	330.99	-0.02	—	-0.02	5.70
		9 - 6	250	218.5	-51.46	-1.41	54.93	-0.02	0.03	0.01	-51.45
		6 - 7	100	304.75	0.78	0.06	151.15	-0.02	0.24	0.22	1.00
						0.01	571.89				Δq=-0.02
IV	IV	5 - 6	250	241.5	54.05	1.72	63.77	-0.03	0.24	0.21	54.26
		6 - 11	100	172.5	-1.50	-0.12	164.53	-0.03	0.03	0.00	-1.50
		11 - 12	175	161.0	-14.03	-0.51	73.07	-0.03	0.02	-0.01	-14.04
		12 - 5	250	184.0	-48.92	-1.08	43.97	-0.03	—	-0.03	-48.95
						0.01	345.34				Δq=-0.03
V	V	11 - 6	100	172.5	1.50	0.12	164.53	-0.03	0.03	0.00	1.50
		6 - 9	250	218.5	51.46	1.41	54.93	-0.03	0.02	-0.01	51.45
		9 - 10	250	178.25	32.52	0.46	28.32	-0.03	—	-0.03	32.49
		10 - 11	125	224.25	-9.52	-1.97	413.16	-0.03	0.02	-0.01	-9.53
						0.02	680.94				Δq=-0.03
VI	VI	10 - 11	125	224.25	9.52	1.97	413.16	-0.02	0.03	0.01	9.53
		11 - 12	175	161.00	14.04	0.51	73.07	-0.02	0.03	0.01	14.04
		12 - 13	175	69.00	-28.68	-0.92	64.02	-0.02	—	-0.02	-28.70
		13 - 14	125	241.50	-12.11	-3.43	565.99	-0.02	—	-0.02	-12.13
	14 - 10	200	293.25	28.45	1.89	132.90	-0.02	—	-0.02	28.43	
					0.02	1249.14				Δq=-0.02	

# ZONE BASSE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					2 <sup>ème</sup> Approximation			2 <sup>ème</sup> Correction			Nouveau Debit
N <sup>o</sup> de la Maille	N <sup>o</sup> de la Maille Adj.	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	Total	Q (l/s)
I	—	1 - 2	300	394.5	72.22	1.92	53.07	-0.18	—	-0.18	72.04
	—	2 - 3	250	345.0	37.83	1.21	63.76	-0.18	—	-0.18	37.65
	II	3 - 4	125	356.5	-7.86	-2.20	550.57	-0.18	—	-0.18	8.16
	—	4 - 1	400	253.0	-124.99	-0.81	12.90	-0.18	—	-0.18	-125.17
							0.12	580.30 Δq = 0.18			
II	—	4 - 5	400	224.5	-107.87	-0.53	9.88	—	—	—	-107.87
	IV	5 - 6	250	241.5	-54.26	-1.74	64.02	—	0.09	0.09	-54.17
	III	6 - 7	100	304.75	-1.00	-0.10	193.78	—	0.06	0.06	-0.94
	—	7 - 3	200	28.75	27.08	0.17	12.40	—	—	0.00	27.08
	I	3 - 4	125	356.5	7.98	2.20	550.57	—	0.18	0.18	8.16
						0.00	830.65 Δq = 0.00				
III	—	7 - 8	200	92	23.74	0.41	34.79	-0.06	—	-0.06	23.68
	—	8 - 9	125	299	3.70	0.94	329.83	-0.06	—	-0.06	5.64
	V	9 - 6	250	218.5	-51.45	-1.41	54.92	-0.06	0.03	-0.03	-51.48
	II	6 - 7	100	304.75	1.00	0.10	193.78	-0.06	—	-0.06	0.94
							0.04	613.32 Δq = -0.06			
IV	II	5 - 6	250	241.5	54.26	1.74	64.02	-0.09	—	-0.09	54.17
	V	6 - 11	100	172.5	-1.50	-0.12	164.53	-0.09	0.03	-0.06	-1.56
	VI	11 - 12	175	161.0	-14.04	-0.51	75.12	-0.09	0.01	-0.08	-14.12
	—	12 - 5	250	184.0	-48.95	-1.08	44.00	-0.09	—	-0.09	-49.04
							0.03	345.67 Δq = -0.09			
V	IV	11 - 6	100	172.5	1.50	0.12	164.53	-0.03	0.09	0.06	1.56
	III	6 - 9	250	218.5	51.45	1.41	54.92	-0.03	0.06	0.03	51.48
	—	9 - 10	250	178.25	32.49	0.46	28.29	-0.03	—	-0.03	32.46
	IV	10 - 11	125	224.25	-9.53	-1.97	413.59	-0.03	0.01	-0.02	-9.55
							0.02	661.33 Δq = -0.03			
VI	V	10 - 11	125	224.25	9.53	1.97	413.59	-0.01	0.03	0.02	9.55
	IV	11 - 12	175	161.00	14.04	0.51	75.12	-0.01	0.09	0.08	14.12
	—	12 - 13	175	69.00	-28.70	-0.92	64.06	-0.01	—	-0.01	-28.71
	—	13 - 14	125	241.50	-12.13	-3.44	566.92	-0.01	—	-0.01	-12.14
	—	14 - 10	200	293.25	28.43	1.89	132.81	-0.01	—	-0.01	28.42
						0.01	1230.50 Δq = -0.01				

## ZONE BASSÉE

CARACTERISTIQUES des MAILLES					3 <sup>ème</sup> Approximation			3 <sup>ème</sup> Correction			Nouveau Debit
N <sup>o</sup> de la Maille	N <sup>o</sup> de la Maille Adj	Conduite	Diametre (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH	2rQ <sub>0</sub>	CPM	CMA	Total	Q (l/s)
I	—	1 - 2	300	394.5	72.04	1.91	52.94	0.01	—	0.01	72.05
		2 - 3	250	345.0	37.65	1.9	63.46	0.01	—	0.01	37.66
		3 - 4	125	356.5	-8.16	-2.30	562.98	0.01	0.16	0.17	-7.99
		4 - 1	400	253.0	-125.17	-0.81	12.92	0.01	—	0.01	-125.16
							-0.01	692.30			
II	—	4 - 5	400	224.5	-107.87	-0.53	9.88	-0.16	—	-0.16	-108.03
		5 - 6	250	241.5	-57.17	-1.73	63.91	-0.16	0.00	-0.16	-54.33
		6 - 7	100	304.75	0.94	-0.08	182.16	-0.16	0.00	-0.16	-1.10
		7 - 3	200	28.75	27.08	0.77	12.40	-0.16	—	-0.16	26.92
	3 - 4	125	356.5	8.16	2.30	562.98	-0.16	-0.01	-0.17	7.99	
						0.13	831.35				Δq=-0.16
III	—	7 - 8	200	92	23.68	0.41	34.70	0.00	—	—	23.68
		8 - 9	125	299	5.64	0.92	326.36	0.00	—	—	5.64
		9 - 6	250	218.5	-51.48	-1.41	54.95	0.00	0.03	0.03	-51.45
		6 - 7	100	304.75	0.94	0.08	182.16	0.00	0.16	0.16	1.10
							0.00	598.17			
IV	—	5 - 6	250	241.5	54.17	1.73	63.91	0.00	0.16	0.16	54.33
		6 - 11	100	172.5	-1.56	-0.13	171.12	0.00	0.03	0.03	-1.53
		11 - 12	175	161.0	-14.12	-0.52	73.54	0.00	0.02	0.02	-14.10
		12 - 5	250	184.0	-49.04	-1.08	44.08	0.00	—	0.00	-49.04
							0.00	352.65			
V	—	11 - 6	100	172.5	1.56	0.13	171.12	-0.03	0.00	-0.03	1.53
		6 - 9	250	218.5	51.48	1.41	54.95	-0.03	0.00	-0.03	51.45
		9 - 10	250	178.25	32.46	0.46	28.27	-0.03	0.00	-0.03	32.43
		10 - 11	125	224.25	-9.55	-1.98	414.46	-0.03	0.02	-0.01	-9.56
							0.02	668.8			
VI	—	10 - 11	125	224.25	9.55	1.98	414.46	-0.02	0.03	0.01	9.56
		11 - 12	175	161.00	14.12	0.52	73.54	-0.02	0.00	-0.02	14.10
		12 - 13	175	69.00	-28.71	-0.92	64.08	-0.02	—	-0.02	-28.73
		13 - 14	125	241.50	-12.14	-3.44	567.39	-0.02	—	-0.02	-12.16
	14 - 10	200	293.25	28.12	1.89	132.72	-0.02	—	-0.02	28.40	
						0.03	1252.23				Δq=-0.02

## ZÔNE HAUTE

N° de Maille	TRONçons	ALTITUDES (m)		P.D.C	CÔTE PIEZOMETRIQUE		PRESSIONS (m)
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
I	1-2	181.30	163.00	2.73	218.75	216.02	53.02
	1-7	181.30	160.60	1.86	218.75	216.89	56.29
	7-5	160.60	159.00	2.88	216.89	214.01	55.01
	2-5	163.00	159.00	2.00	216.02	214.02	55.02
II	2-3	163.00	157.00	6.25	216.02	209.77	52.77
	2-5	163.00	158.00	2.00	216.02	214.02	55.02
	5-4	158.00	151.40	3.57	214.02	210.05	60.05
	4-3	151.40	157.00	0.68	210.45	209.77	62.77
III	7-5	160.60	159.00	2.88	216.89	214.01	55.01
	7-6	160.60	152.80	1.98	216.89	214.91	62.11
	6-5	152.80	158.00	0.92	214.91	213.99	54.99
IV	6-5	152.80	159.00	0.92	214.91	213.99	54.99
	6-4	159.00	151.40	4.99	214.91	210.42	59.02
	5-4	159.00	151.40	3.57	214.02	210.45	59.05

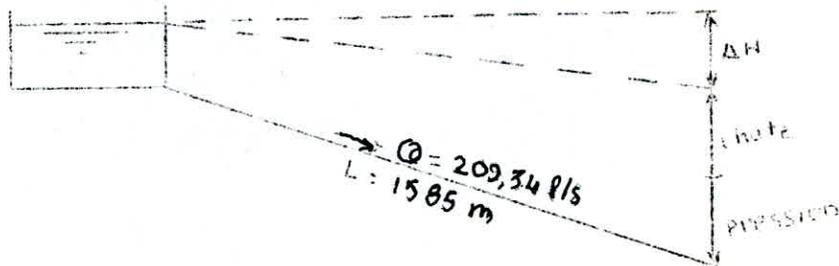
## ZÔNE BASSE

N° de Maille	Troncçons	ALTITUDES (m)		P.D.C (m)	CÔTES PIÉZOMÉTRIQUE		PRESSIONS (m)
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
I	1-2	147.80	129.90	1.91	184.95	183.02	53.12
	1-4	147.80	143.85	0.81	184.95	184.12	40.27
	2-3	129.90	125.30	1.19	183.02	181.83	56.53
	4-3	143.85	125.30	2.30	184.12	181.82	56.52
II	4-5	143.85	136.30	0.53	184.12	183.59	47.29
	4-3	143.85	125.30	2.30	184.12	181.82	56.52
	5-6	136.30	124.30	1.73	183.59	181.86	57.56
	3-7	125.30	123.00	0.17	181.82	181.65	58.65
	6-7	124.30	123.00	0.08	181.86	181.78	58.78
III	6-7	124.30	123.00	0.08	181.86	181.78	58.78
	7-8	123.00	121.50	0.41	181.78	181.37	59.87
	6-9	124.30	115.10	1.41	181.86	180.45	65.35
	8-9	121.50	115.10	0.92	181.37	180.45	65.35
IV	5-6	136.30	124.30	1.73	183.59	181.86	57.56
	5-12	136.30	131.90	1.08	183.59	182.51	50.61
	6-11	124.30	125.50	0.13	181.86	181.73	56.23
	12-11	131.90	125.50	0.52	182.51	181.99	56.49
V	6-11	124.30	125.50	0.13	181.86	181.73	56.23
	6-9	124.30	115.10	1.41	181.86	180.45	65.35
	9-10	115.10	130.25	0.46	180.45	179.99	49.74
	11-10	125.50	130.25	1.98	181.73	179.75	43.50
VI	12-11	131.90	125.50	0.52	182.51	181.99	56.49
	11-10	125.50	130.25	1.98	181.73	179.75	49.50
	12-13	131.90	130.60	0.92	182.51	181.59	50.99
	10-14	130.25	132.80	1.89	179.75	177.86	45.06
	13-14	130.60	132.80	3.44	181.59	178.13	45.35

IV 4. CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

Les conduites de distribution Principales venant des reservoirs seront calculées par la méthode de Mr G.LAPRAY (theorie de la longueur fmédodynamique).

Zône basse



Calcul du diametre avec une vitesse égale à l'unité :

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,20934}{3,14}} = 0,516$$

$D = 0,600 \text{ m}$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,20934}{3,14 (0,6)^2} = 0,74 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{0,74 \cdot 0,6}{10^{-6}} = 0,444 \cdot 10^6$$

$$E/D = \frac{0,001}{0,6} = 0,0017$$

Diag Moody

→ R. Transition

IV 5 CALCUL DES PERTES DE CHARGE

$$\lambda = \frac{D}{D_0} \frac{0,600}{1,539} = 0,390$$

$E = 1 \text{ mm}$

Abaque 8 a

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 6,16$$

$$Q = \sqrt{Jr \cdot 6,16} = Q^2 = Jr (6,16)^2$$

$$\Rightarrow Jr = \frac{(0,20934)^2}{(6,16)^2} = 0,0011777$$

Mais comme le régime d'écoulement est de transition il faut corriger Jr.

$$\left. \begin{aligned} Re &= \frac{4}{Po} \frac{Q}{A} \frac{1}{D} = \frac{VD}{\nu} = 4.44.10^5 \\ \epsilon/D &= 0,0017 \end{aligned} \right\} \text{Abaque 17 c} \quad J/Jr = \frac{5,3}{J} = 0,92$$

$$J = Jr \cdot 0,92 = 0,0011777 \cdot 0,92 = 0,0010834$$

$$\Delta H_t = 1,15 L J = 1,15 \cdot 1585 \cdot 0,0010834 = 1,975 \text{ m}$$

Vérification par la méthode classique

$$fr = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D)^{-2}$$

$$fr = (1,14 - 0,86 \ln 0,0017)^2 = 0,0227885$$

$$fc = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon/D}{\beta \cdot D} + \frac{2,5 \nu}{V \beta} \right) \right]^{-2}$$

En prenant pour la première approximation la valeur de Fr.

$$fc = 0,0233592$$

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l \quad \text{avec} \quad \Delta H_s = 15 \% \text{ de } \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = \frac{f}{D} L \frac{V^2}{2g} = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{16}{2g} \frac{Q^2}{A^2 D^4}$$

$$\Delta H_t = 1,15 f \frac{L}{D^5} \frac{8}{g} \frac{Q^2}{A^2}$$

$$\Delta H_t = \frac{1,15 \cdot 1585 \cdot 8 \cdot (0,20934)^2}{(0,6)^5 \cdot 9,8 \cdot (3,14)^2} \cdot 0,023359 = 1,9867 \text{ m}$$

Ce qui vérifie la méthode de Mr G. LAPRAY (longueur fluidodynamique).

Zône haute

Q = 217,25 L/s

L = 595 m

Calcul d'un diamètre avec une vitesse égale à l'unité :

V = 1 m/s

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,21725}{3,14}} = 0,526 \text{ m}$$

D = 0,60 m

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,21725 \cdot 4}{3,14(0,6)^2} = 0,77 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{0,77 \cdot 0,6}{10^{-6}} = 0,462 \cdot 10^6$$
  
$$\epsilon/D = \frac{0,001}{0,6} = 0,0017$$
 }  $\Rightarrow$  Diag MOODY R. Transition

Calcul de la perte de charge

1°) Calculons le gradient de perte de charge hypothétique

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,6}{1,539} = 0,390$$
  
$$\epsilon = 1 \text{ mm}$$
 }  $\Rightarrow$  Abaque 8a  $\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 6,16$

$$Q = \sqrt{Jr} \cdot 6,16 \Rightarrow Q^2 = Jr (6,16)^2$$

$$\Rightarrow Jr = \frac{(0,21725)^2}{(6,16)^2} = 0,0012433$$

Mais comme le régime de l'écoulement est de transition il faut corriger Jr.

$$Re = \frac{4}{Pc} \frac{Q}{\lambda} \frac{1}{\nu} = \frac{VD}{\nu} = 0,462 \cdot 10^6$$
  
$$\epsilon/D = 1,8 \cdot 10^{-3}$$
 }  $\Rightarrow$  Abaque 17 C  $J/Jr = \lambda^{5,3} = 0,90$

$$J = Jr \lambda^{5,3} = 0,0012433 \cdot 0,9 = 0,0011194$$

$$\Delta H_t = 1,15 L \cdot J = 1,15 \cdot 595 (0,0011194) = 0,77 \text{ m}$$

Verification par la methode classique

$$r = (1,14 - 0,86 \ln E/D)^{-2} = 0,0227885$$

$$r_c = \left[ -0,86 \ln \left( E/3,7D + \frac{2,51}{R \sqrt{F}} \right) \right]^{-2} = 0,0233592$$

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l \quad \text{avec} \quad \Delta H_s = 15 \% \text{ de } \Delta H_l$$

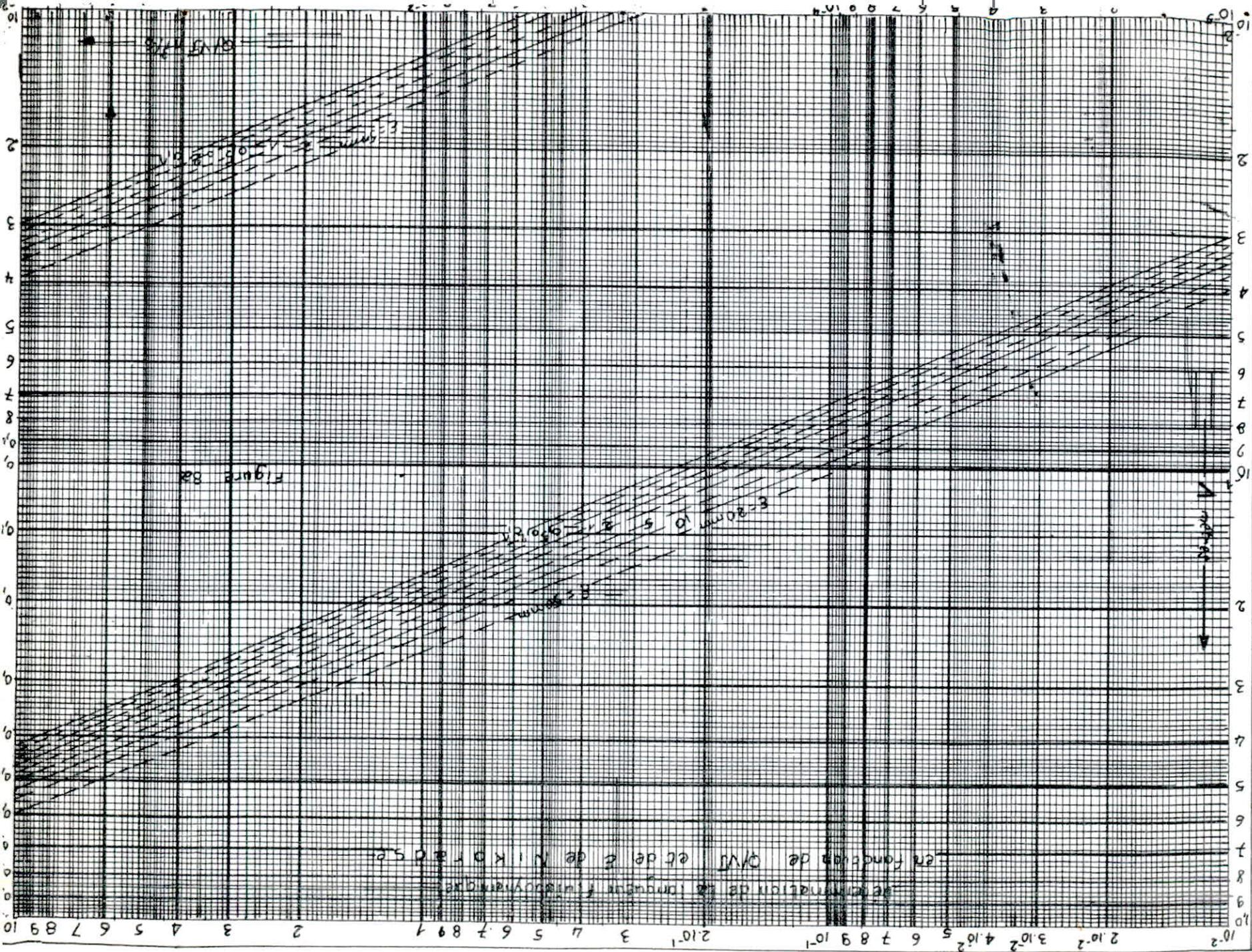
$$\Delta H_t = \frac{F}{D} \quad \text{Le} \quad \frac{V^2}{2g} = 1,15 \quad \text{et} \quad \frac{L}{D} = \frac{16}{2g} \quad \frac{Q^2}{A^2 D^4}$$

$$\Delta H_t = 1,15 \quad \text{et} \quad \frac{L}{D^5} = \frac{8}{G} \quad \frac{Q^2}{A^2}$$

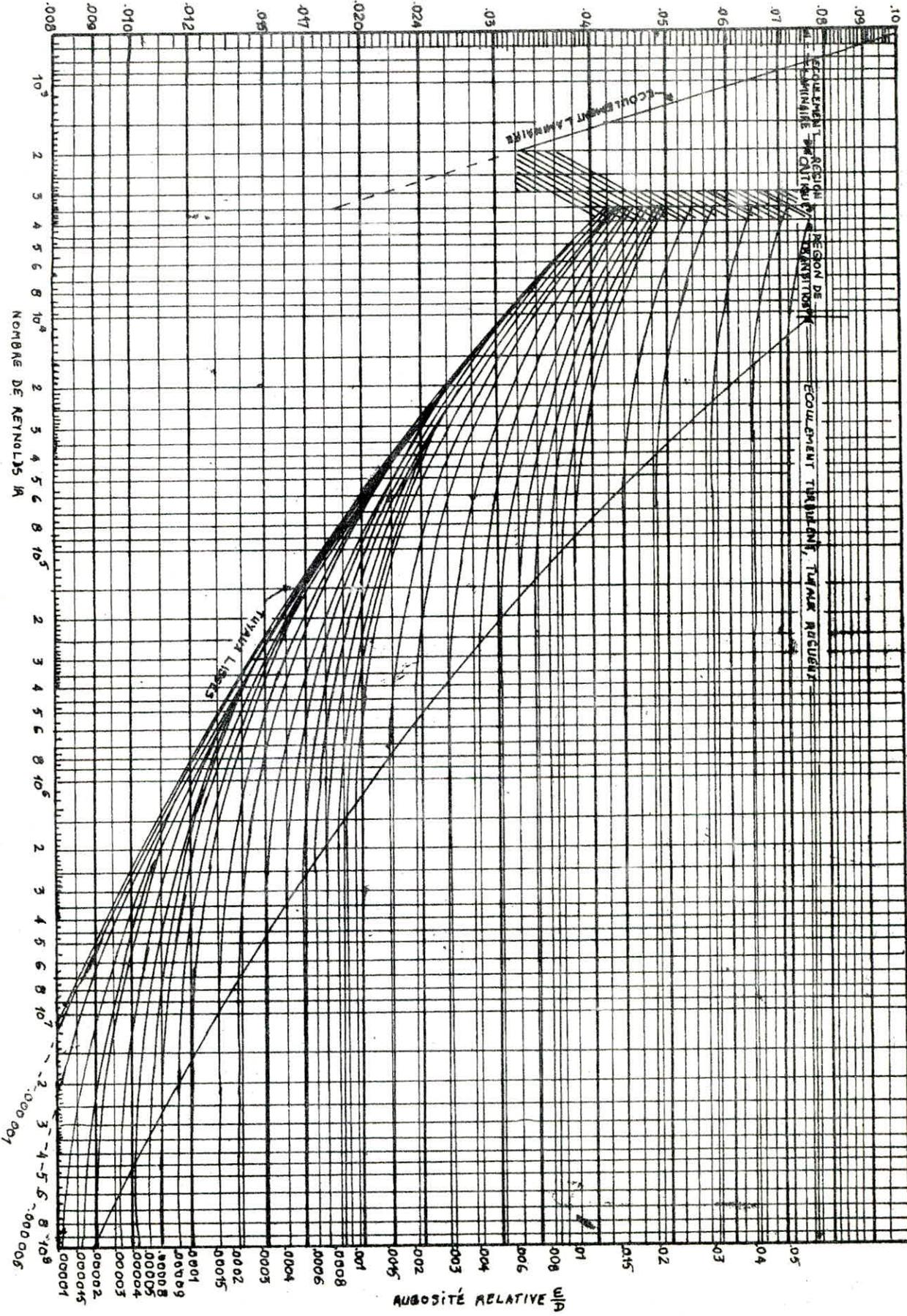
$$\Delta H_t = 1,15 \quad \frac{595}{(0,6)^5} \quad \frac{8}{9,8} \quad \frac{(0,21725)^2}{(3,14)^2} \quad 0,0233592$$

$\Delta H_t = 0,8 \text{ m}$  ce qui verifie la methode de la longueur plnidodynamique.

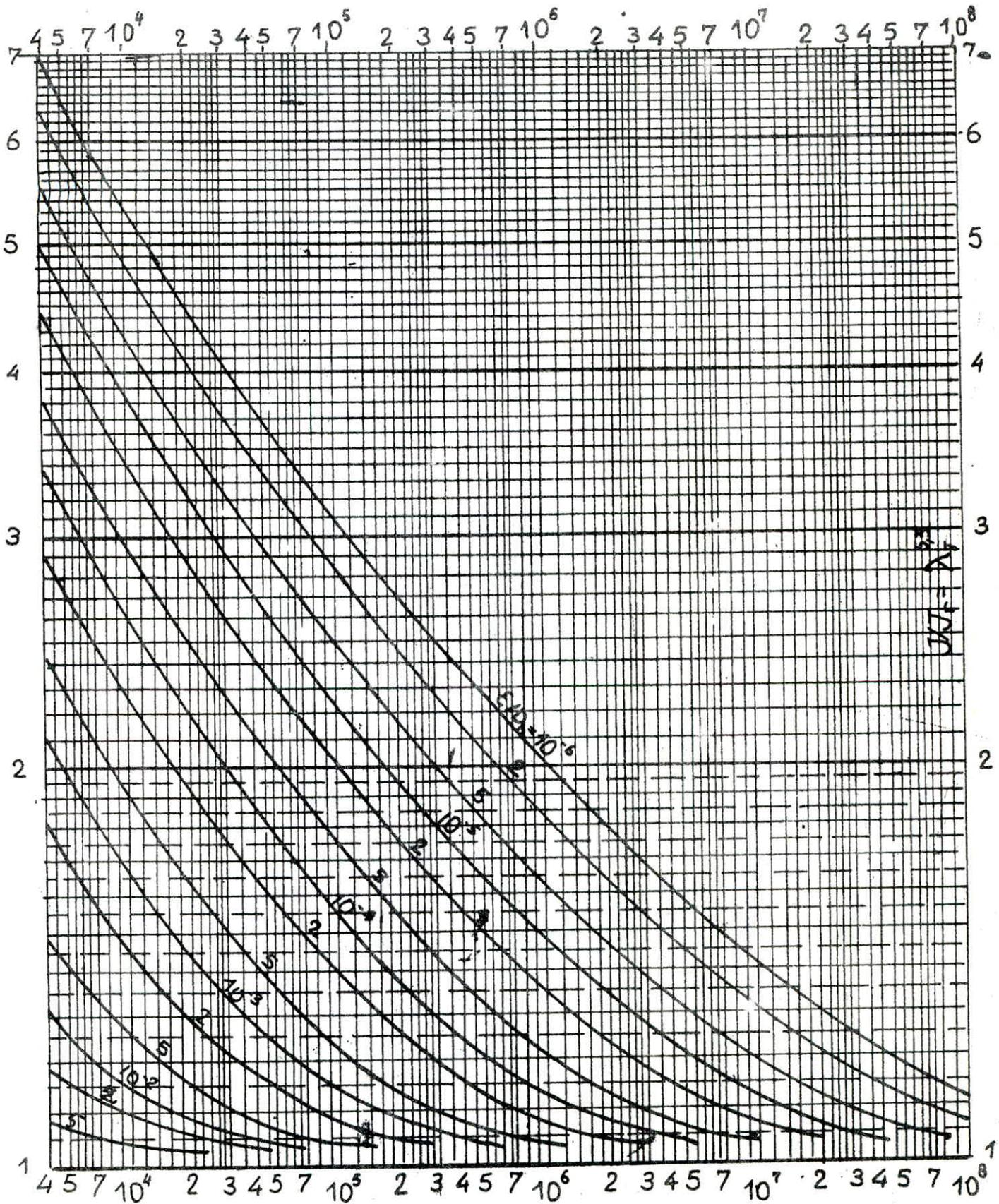
.. /



COEFFICIENT DE RÉSISTANCE  $\lambda$



Détermination du gradient  $J$  de la perte de charge  
en regime de transition



- ALCUL DES RAMIFICATION -

- Les conduites ramifiées ne comportent aucune alimentation en retour elles presentent l'avantage économique mais elles manquent de sécurité et de souplesse en cas de rupture, un accident sur la conduite princi - pale prive d'eau tous les abonnés d'aval, Malgré cet inconvenient on a été contraint de faire quelques ramifications surtout dans la Partie Basse du réseau vu la faible densité.

- Le calcul se fait comme suit.

- On détermine le débit soutiré pour chaque conduite de la même façon que pour les noeuds du réseau maillé et Par la même la consommation de pointe.

- On détermine le sens d'écoulement qui dans notre cas est très simple.

- Pour un diamètre D. on vérifie en fonction du débit transitant par la conduite que la vitesse détenue est acceptable.

Pour  $\epsilon = 1\text{mm}$ .

Conduite	Longueur (m)	D (m)	Q (l/s)	R	V(m/s)	$R_{fr}$	Dhr(m)	P.(m)
1	1023	0,250	24,14 + 17	0,21	0,84	0,02884	4,89	21,88
2	534,7	0,150	10,48	0,09	0,60	0,03368	2,48	39,11
3	483	0,200	9,15 + 17	0,166	0,83	0,03082	3,03	33,12
4	735	0,150	7,73	0,098	0,44	0,033678	3,16	56,59
5	884	0,200	19,75	0,126	0,63	0,03082	5,11	59,34
6	701,5	0,150	13,13	0,111	0,74	0,03368	2,61	63,76
7	471,5	0,200	24,57	0,156	0,78	0,03082	1,85	49,17

IV 6 CALCUL DU DEFICIT POUR CHAQUE ZONE

Le calcul du déficit (s'il y'en a bien sur) c'est la différence entre la consommation moyenne journalière et le volume journalière refoulé; donc pour faire ce calcul on doit déterminer en premier lieu la consommation moyenne journalière pour chaque zone et par la même le debit de pointe.

a) Zône haute

Besoins domestiques

CATEGORI	SURFACE (ha)	Nbr d'hab	Cons; Moy Journa L/J/HAB	CONS MOY JOUR (m3/J)
I	6,87	1374	200	274,8
II	111,85	19014,5	200	3802,9
III	93,65	12174,5	200	2434,9
				Σ 6152,6

Besoins Publics

Scolaire

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	Nbr d'élèves	DOTATION L/J/ELEVE	CONS MOY J (m3/J)
6 ECOLES PRIMAIRE	3240	100	324
1 LYCEE	1000	100	100
1 CEM	1000	100	100
			Σ 524

Sanitaire

1centre de santé 2 m3/J

Municipaux

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	DOTATION L/J	CONS. MOY. JOUR ( M3/J)
1 Mosquée	10.000	10
1 LABORATOIRE	150.000	150
1 SOUK EL FELLAH	10.000	10
		Σ 170

CONSOMMATION PUBLIQUE

TOTAL -

Type de Besoins	Cons.moy.Jour (m <sup>3</sup> /J)	
Privée domestique	6512, 6	
PUBLICS	SCOLAIRE	524
	SANITAIRE	2
	MUNICIPAUX	170
	7208 , 6	

Cons. moy. Jour = 7208, 6 m<sup>3</sup> /J = 83, 43 l/s.  
donc on a un déficit de : 83, 43 - 55 = 28, 43 l/s.  
et un débit de Pointe de : 7208, 6 . 2, 4 . 1000 = 200,25 l/s.

86400

b) Zône basse.

Besoins domestiques

Cat	S	Nbre d'Hab.	Cons.moy.(l/J/hab)	Cons.moy. (m <sup>3</sup> /J)
I	35,62	7124	200	1424, 8
II	14,62	2485, 4	200	497, 1
III	121,55	15801,5	200	3160, 3
				Σ 5082, 2

Besoins Publics

Scolaire.

N de l'établis.	Nbre d'élève	Dotationl/J/élève	Cons.moy.Jour m <sup>3</sup> /J.
7 écoles	5000	100	500
2 C.E.M	1900	100	190
1 lycée	1700	100	170
2 C.F.P.	300	100	30
1 école Militaire	-	-	245
			Σ 1135

SANITAIRE

Nature de l'établissement	Cons.moy. Jour(m <sup>3</sup> /J)
1 hopital	560
2 centres de santé	4
1 Polycliniqué	3
	Σ 567

MUNICIPAUX.

Nature de l'établissement	Cons. moy. Jour (m <sup>3</sup> /J)
1 Piscine	100
1 Cinéma	10
2 Masquées	20
1 Marché	10
	140

CONSOMMATIONPUBLIQUE

TOTAL -

Types de Besoins		Cons. moy. Jour (m <sup>3</sup> /J)
		5082, 2
P U B L I C S	SCOLAIRE	113 5
	SANITAIRE	56 7
	MUNICIPAUX	14 0
		6924, 2

Cons. moy. Jour = 6924, 2 m<sup>3</sup>/J = 80, 14 l/s.

donc on à un excès de 84 - 80, 14 = 3, 86 l/s.

et un débit de Pointe de 6924, 2, 4. 1000 = 192, 34 l/s.

86 400

V. 1 - Choix d'une pompe

Le choix du type pompe à adopter résulte de l'examen de diverses conditions à satisfaire le débit à refouler et la hauteur d'élevation doivent être prises en considération.

Le choix du type de pompe doit se faire de telle manière que cette dernière soit susceptible de fonctionner dans la Zone de son rendement maximal, conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

V. 2 - Choix du groupe.

Nous choisissons un groupe electro - pompe immergé et nous prévoyons un groupe identique en secours .

Ces pompes sont de construction récente et conçues spécialement pour l'équipe-ment des forages et puits profonds

La pompe est munie à l'Aval d'un cône (divergent) pour le raccordement de la pompe avec la conduite de refoulement, d'un clapet anti retour et d'un robinet vanne.

Pour refouler l'eau du forage F4 au réservoir projeté (3200 m<sup>3</sup>), on a utilisé une pompe du type BPN 394/14 avec N = 2900 tr/min choisi du catalogue KSB pour pompe immergée en fonction du débit Q = 198 m<sup>3</sup>/h et de la Hauteur H = 22, 54 m.

Pour tracer la courbe caractéristique de la conduite on calcule les pertes de charge s'y produisant.

Ces dernières sont calculés par deux méthodes

- La longueur fluidodynamique
- La méthode classique

V. 3 - Methode fluidodynamique

$$Q = 0, 055 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

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

$$L = 3370 \text{ m}$$

Do = 1, 539 pour une conduite circulaire pleine.

$$A = \frac{D}{Do} = \frac{0, 250}{1, 539} = 0, 162$$

$$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} A = \frac{D}{Do} = \frac{0, 250}{1, 539} = 0, 162 \\ \varepsilon = 4 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{abaque } 8a \frac{J}{VJ} = 0, 59$$

$$\frac{Q}{VJ} = 0, 59 = J = \frac{Q^2}{(0,59)^2} = \frac{0,055^2}{0,59^2} = 0,00870$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0, 055}{\pi \cdot 0,25^2} = 1, 12 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,12 \cdot 0,25}{10^{-6}} = 0,28 \cdot 10^6$$

$$Re = \frac{4}{Po} \frac{Q}{\Lambda} \frac{1}{D} = 0,827 \cdot \frac{0,055}{0,162} \cdot 10^6 = 0,28 \cdot 10^6$$

$$\epsilon/D = \frac{0,0004}{0,25} = 1,6 \cdot 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 0,28 \cdot 10^6 \\ \epsilon/D = 1,6 \cdot 10^{-3} \end{array} \right\} \text{Moody, Régime de Transition.}$$

Pour tracer

En fonction de Re et  $\epsilon/D$  et moyennant l'abaque 17C on tire  $J/J_r = \lambda = 0,66$  à 1

$$J = 0,0087 \cdot 0,66 = 0,005742$$

$$\Delta H = 1,15 \cdot 3370 \cdot 0,005742 = 22,25 \text{ m}$$

$$H_{mt} = H_g + \Delta H = 199,24 + 22,25 = 221,49 \text{ m}$$

Pour les autres débits on procède de la même façon.

$Q = 44,15 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 15,03 \text{ m} = H_{mt} = 214,27 \text{ m}$
$Q = 34,34 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 9,19 \text{ m} = H_{mt} = 208,43 \text{ m}$
$Q = 24,53 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 4,77 \text{ m} = H_{mt} = 204,01 \text{ m}$
$Q = 14,72 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 1,78 \text{ m} = H_{mt} = 201,02 \text{ m}$
$Q = 63,73 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 31,00 \text{ m} = H_{mt} = 230,24 \text{ m}$
$Q = 73,59 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 41,12 \text{ m} = H_{mt} = 240,36 \text{ m}$
$Q = 88,31 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$	$\Delta H = 58,98 \text{ m} = H_{mt} = 258,22 \text{ m}$

#### V. 4 - Vérification par la méthode classique

On calcule le coefficient de frottement avec la formule de COLEBROKK

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

On calcule par approximation successif en prenant pour la première approximation la valeur de  $f_r$

$$f_c = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} = 0,02243399$$

$$f_c = 0,0232936975$$

$$\Delta H = 1,15 \frac{f_c L}{D^5} \frac{8 Q^2}{g \pi^2} = 1,15 \cdot 0,0233 \cdot \frac{3370}{(0,25)^5} \cdot \frac{8 \cdot 0,055^2}{9,8 \cdot 3,14^2}$$

$\Delta H = 23,15 \text{ m.}$

$H_{mt} = H_g + \Delta H = 199,24 + 23,15 = 222,39 \text{ m}$

Si on compare les deux résultats on trouve pratiquement aucune différence

V. 6 - Fonctionnement des Pompes.

Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par un système de représentation à deux dimensions qui constitue le procédé des courbes caractéristiques, dans ce mode de représentation on considère qu'une des 3 variables ( H, Q ou N ) est constante.

En générale, c'est la variable N // ( Vitesse de rotation ) qui est considérée constante.

En construisant la courbe caractéristique de refoulement et celle de la pompe, la courbe  $H = f(Q)$  coupe la caractéristique de la conduite en un point P, différent de notre point désiré  $P_o$  ( Voir Schéma ).

En vu d'obtenir de dernier plusieurs solutions sont possibles.

- 1- Accepter la courbe Q H telle quelle mais diminuer la durée de Pompage.
- 2 - Accepter la courbe OH et vanner sur le refoulement
- 3 - Rogner la roue afin de faire passer la courbe OH par le point désiré  $P_o$ .

1 - accepter la courbe OH Telle quelle et diminuer le temps de pompage, cette solution dans le cas d'une exploitation par forage n'est pas préférable à des pompages continus car en pompage discontinu, par les mouvements de remontée et de descente de la nappe causées par les arrêts et reprises de pompage il s'effectue un lessivage des terrains sus-jacents pouvant nuire à la qualité de l'eau.

2 - Si on accepte la courbe OH et vanner sur le refoulement on remarque qu'il y a gaspillage d'énergie. En outre sur le plan mécanique, la pompe devient bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue, vu la réduction de la section du passage de l'eau par un serrage de robinet vanne situé sur le refoulement et vu que les valeurs Q et H n'étant pas celle pour lesquelles la pompe a été conçue.

3 - rogner la roue de façon à faire passer la courbe la courbe OH par le point de fonctionnement désiré.

Notons que cette solution n'est acceptable que si le pourcentage de rognage ne dépasse pas les 20 % ) parceque le rendement de la pompe ne reste pas rigoureusement constant, il varie dans le même sens que le diamètre de la roue.

C'est cette dernière solution qui sera adopter.

- Le coefficient de rognage est trouvé d'après les relations.

$$\frac{Q}{q} = \frac{D^2}{d^2} \frac{N}{n} \quad \text{et} \quad \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \frac{N^2}{n^2}, \quad \frac{P}{p} = \frac{D^4}{d^4} \frac{N^3}{n^3}$$

Car on a conçu une pompe semblable à elle même et dont la longueur resterait inchangée.

Puisque la vitesse demeure inchangée on aboutit à

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \dots\dots\dots (1)$$

Le diamètre de la pompe rognée sera d et devra correspondre au débit q désiré. En posant  $d = m D$

étant le coefficient de rognage.

D'où l'expression (1) peut s'écrire.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2}$$

qui signifie que si q et h sont les coordonnées du point Po, q et H doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite O Po prolongée coupant Q H au point P2 des triangles semblables O Po q et OP2 Q donnent

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h}$$

Il suffit de lire le diagramme la valeur de Q puisqu'on connaît q, m se déduit immédiatement

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

débit désiré = 198 m<sup>3</sup> / h.

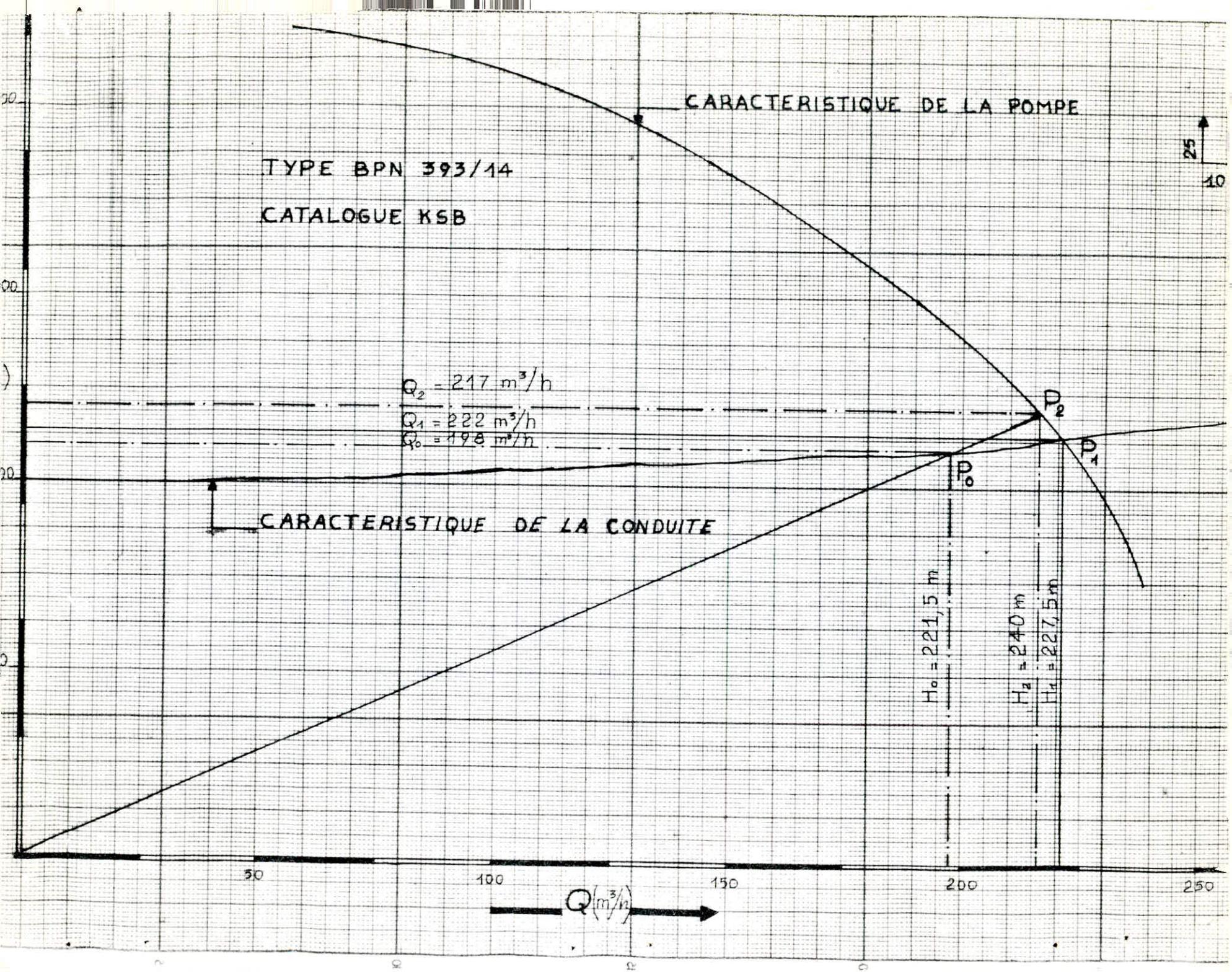
La caractéristique Q H coupe C en un point telle que le débit à pour valeur 227 m<sup>3</sup> / h

La droite OP coupe Q H au point P2 tel que Q = 217 m<sup>3</sup> / h

$$m = \sqrt{\frac{198}{217}} = 0,96$$

Le pourcentage de rognage sera donc

$1 - 0,96 = 0,04 = 4\% < 20\%$  (condition vérifiée)



VI - PROTECTION DES CONDUITES -

VI - 1 - Coup de Béliér :

VI - 1 - 1 : Présentation du Problème :

Lorsque dans un écoulement en charge, se produit des variations locales de débit ou de pression, il en résulte une modification générale du régime d'écoulement préexistant des débits et pressions.

La modification du régime d'écoulement se manifeste en une série d'ondes de pressions qui se propagent tout le long de la conduite, avec une amplitude importante, pouvant entraîner des ruptures de canalisations.

Dans ce cas, on dit alors qu'il se produit un coup de béliér.

Pour palier à ce phénomène, on utilise des équipements spéciaux destinés à la protection des installations.

VI - 1 - 2 - Moyens de Protection

Les moyens de protection, ce ne sont autre, que des équipements variés et sont déterminés ou bien choisis en fonction de la protection voulue, des paramètres hydrauliques et géométriques des dites installations.

On cite ici les principales variantes de protection :

- Les réservoirs d'air
- Les cheminées d'équilibre
- Volant d'inertie
- Soupape de décharge

Dans notre cas on optera pour le dispositif de protection par " réservoir à air ". Car, c'est un réservoir très répandu pour la protection des conduites et stations de pompage, pour une certaine gamme de débit et pression allant respectivement jusqu'à quelques l/s et quelques centaines de mètres. De plus cet équipement est peu onéreux, aisé à calculer, fiable et facilement contrôlable.  
( voir schéma du réservoir d'air )

VI - 1 - 3 Etude du coup de béliér (au refoulement)

a) Principe de calcul du coup de béliér

Le coup de béliér étant un phénomène oscillatoire, il possède une célérité " a ", en fonction de la nature du liquide et celle de la conduite,

$$a = \sqrt{\frac{K / \rho}{1 + \frac{K.D}{E.C}}}$$

.../...

$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$	- module de compressibilité de l'eau
$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$	- masse volumique de l'eau
$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$	- module d'élasticité de la conduite
$e = 0,005 \text{ m}$	- épaisseur de la conduite
$D = 0,25 \text{ m}$	- diamètre de la conduite

Les caractéristiques du refoulement ci-dessous.

$$L = 3370 \text{ m}$$

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

$$H_g = 199,24 \text{ m}$$

$$Q = 55 \cdot 10^3 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_0 = 1,1 \text{ m/s}$$

Montrent que sans le dispositif choisit de protection contre le coup de bélier, ce dernier atteint une valeur de

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

$$b = \frac{1183 \cdot 1,1}{9,8} = 132,78 \text{ m d'eau.}$$

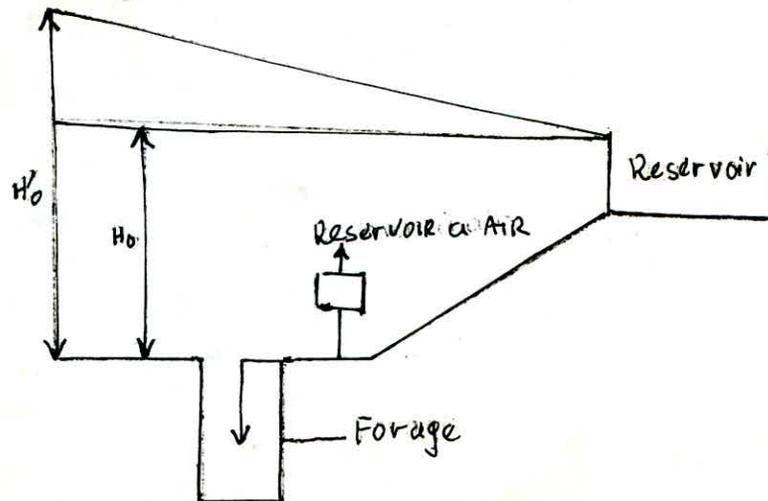
de telle sorte qu'au moment du retour d'onde la surpression atteint la valeur.

$$H_0 + b = 354,32 \text{ m}$$

et la dépression

$$H_0 - b = 88,76 \text{ m}$$

$H_0$  pression pendant le fonctionnement normal à l'extrémité de la conduite



b) Fonctionnement du réservoir d'air :

Ce dispositif est placé en tête de la conduite d'élevation, juste à l'aval du clapet. Une quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normal de l'installation est emmagasinée dans le réservoir.

Dans une première phase, à la disjonction, en un temps égal à  $\frac{L}{a}$ , la pompe ne fournissant aucune énergie, le clapet se ferme provoquant la propagation de l'onde de dépression qui sera contrariée par la détente de l'air du réservoir et l'eau qui en sont vers la tuyauterie.

- Pendant la deuxième phase, l'eau revient dans la conduite et au bout d'un temps égal à  $2L/a$  le phénomène inverse se produit et permet la réduction des surpressions. Afin de rendre cet effet plus marqué on interpose entre le réservoir d'air et la conduite, un organe d'étranglement constitué d'une tuyère fonctionnant comme l'ajutage de BORDA, donnant lieu à une perte de charge plus importante à l'entrée qu'à la sortie.

Nous concluons que le réservoir d'air protégera l'installation aussi bien à la dépression qu'à la surpression.

c) Principe de Calcul du réservoir d'air : " arrêt - brusque "

- Le calcul se fait à l'aide de l'épure de BERGERON, qui permet de déterminer les valeurs maximales de dépressions et surpressions dans la conduite, en ayant les caractéristiques du réservoir d'air et son organe d'étranglement.

L'épure est tracé dans un système d'axes ( H, V ), où H = pression en mètre et V = vitesse en m/S avec comme origine des côtes, la côte du point à l'extrémité de la conduite.

- En partant d'un volume initial du réservoir d'air  $V_0 = 3 \text{ m}^3$  choisi arbitrairement.

- La célérité calculée auparavant indique que le coup de bélier atteint la valeur 132,78 m et la surpression la valeur de 354,32 m.

On aura une pression absolue.  $Z_0 = \hat{H}_g + 10 = 209,24 \text{ m}$   
et une dépression  $Z_1 = Z_0 + S = 231,54 \text{ m}$  ( S = pertes de charge )  
au temps  $t = t_r = 0$

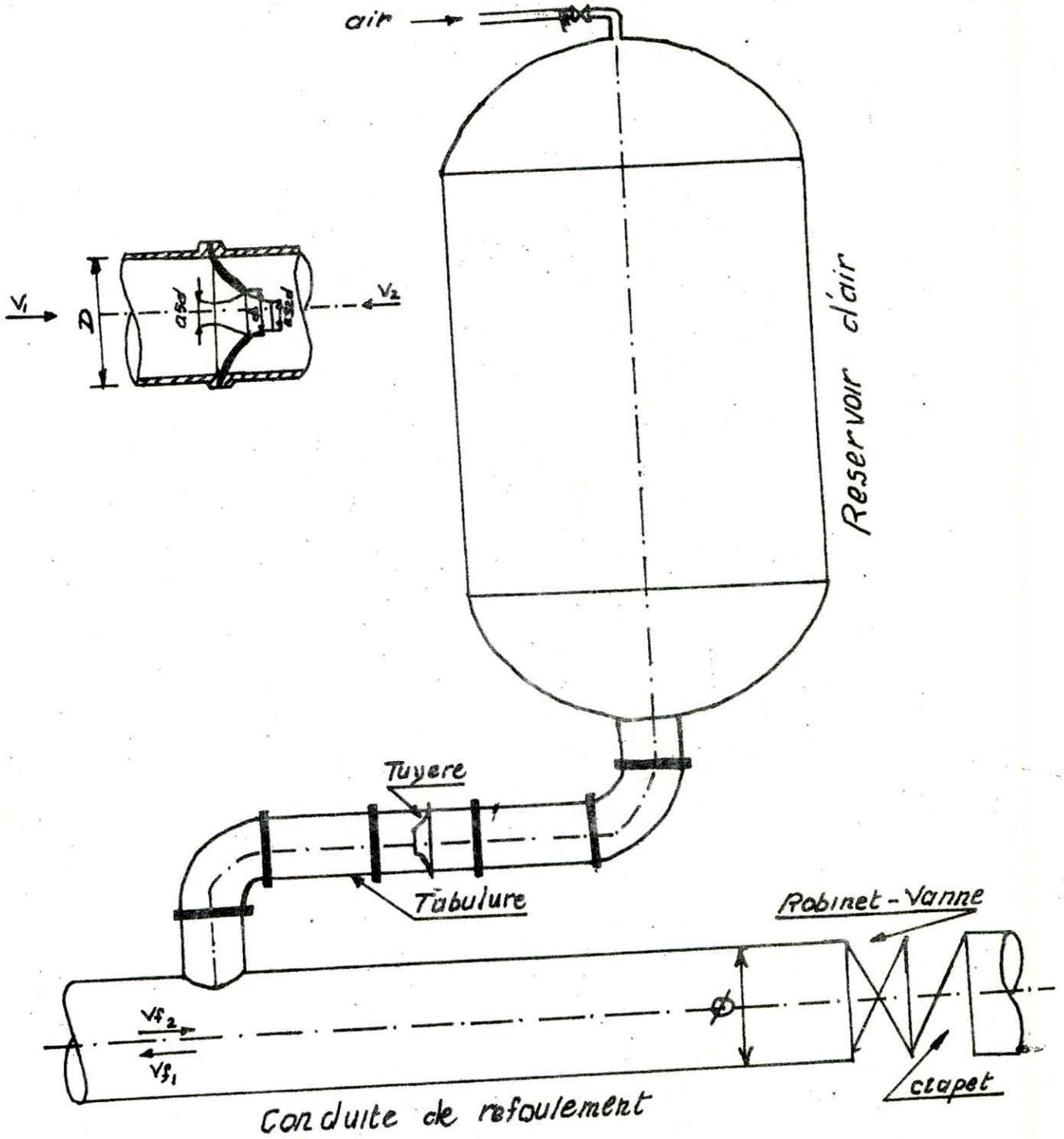
Le temps de retour de l'onde est calculé en fonction de la longueur de la conduite et de la célérité.

$$t = t_r = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 3370}{1183} = 6 \text{ s} \quad \boxed{t = 6 \text{ s}}$$

Le dimensionnement de la tuyère dépendra du rapport suivant :

$$\frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92 d)^2} = K \text{ avec } 15 < K < 20.$$

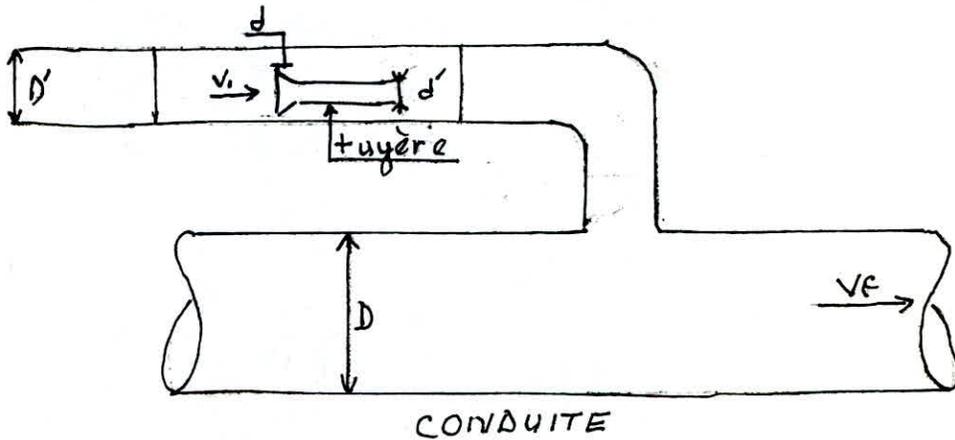
51. Schema d'un réservoir d'air



Où  $d' = 0,22 d$ , car le coefficient de débit est de l'ordre de 0,92 d lors de la descente de l'eau dans la conduite.

Les caractéristiques du refoulement qui sont défini dans le chapitre VI. 1.3') se presentent comme suit :

$$\begin{aligned} Q &= 55 \text{ l/s} & L &= 33,70 \text{ m} \\ D &= 0,25 \text{ m.} & \phi &= 22,3 \text{ m} \end{aligned}$$



donc les dimensions de la tuyère seront :

$$\begin{aligned} D' &= 100 \text{ mm} ; & d' &= 0,92 d \\ d &= 60 \text{ mm} \\ d' &= 55 \text{ mm} \end{aligned}$$

d) calcul des pertes de charge.

• Montée de l'eau dans le reservoir

$$K = \frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = \frac{(250)^2}{(0,92 \cdot 60)^2} = 20$$

$$\Rightarrow v_1 = 20 v_f.$$

$v_1$  = Vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau dans le reservoir.

$V_f$  = Vitesse finale de l'eau dans la conduite à la fin de l'intervalle du temps  $\theta$ .

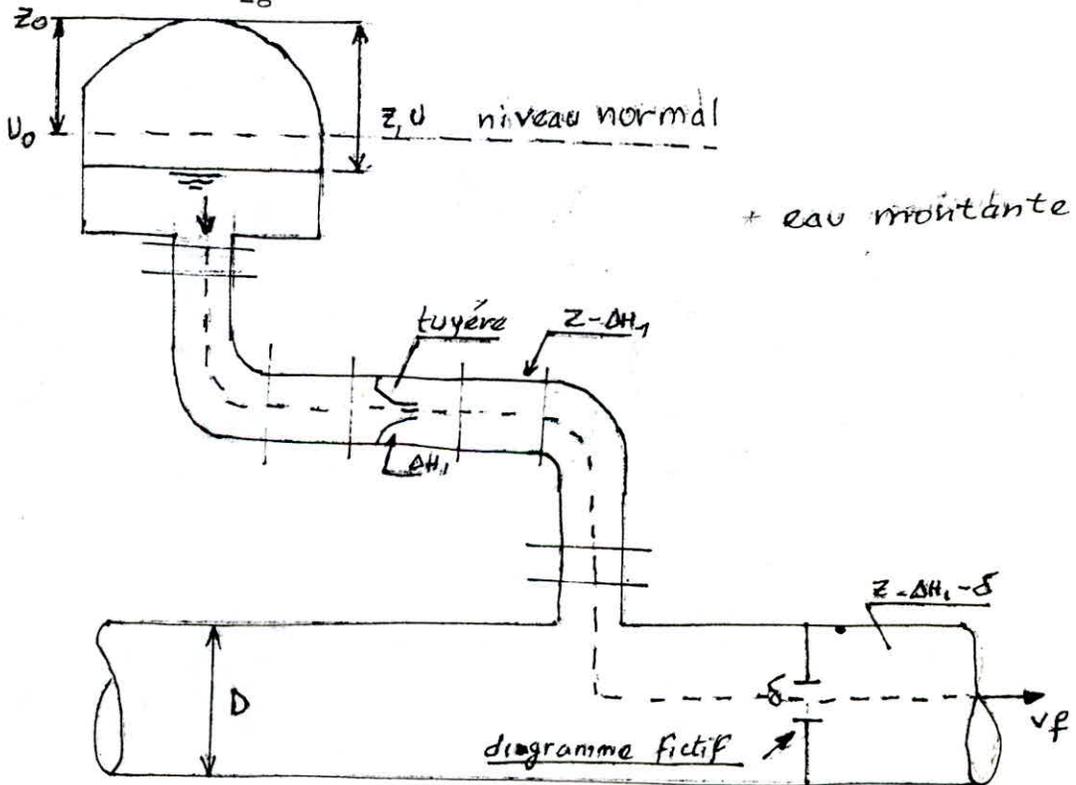
En fonction du rapport de  $d'$  ( section contractée ) et de  $D'$  ( la tubulure ), on évalue, la perte de charge à la montée de l'eau dans le reservoir, qui en déterminent un coefficient  $C$ .

$$h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times C$$

$$m_1 = \frac{d'}{D^2} = \frac{(0,92.60)^2}{(100)^2} = 0,3.$$

De l'abaque ( Dupont Tome II page 279 ) on tire  $C = 0,48$ ,

d'où  $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times 0,48$  ( Voir Schéma ci-dessous )



- Descente de l'eau dans le reservoir.
- À la descente de l'eau la tuyère agit comme un ajutage de BORDA.

$$\frac{V^2}{V_f^2} = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{250^2}{(60)^2} = 35$$

$$V = 0,5 d' \quad 0,5 \cdot (60)^2$$

$$\Rightarrow \boxed{V_2 = 35 V_f}$$

$V_2$  étant la vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau du réservoir

$$M_2 = \frac{0,5 d^2}{(D')^2} = 0,5 \frac{(60)^2}{(100)^2} = 0,18$$

de l'abaque (Tome II) on tire  $C_2 = 0,65$

$$\text{d'où } H_2 = C_2 \frac{V_2^2}{2g} = 0,65 \frac{V_2^2}{2g}$$

On détermine par approximation les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations, l'intervalle de temps entre deux (2) vitesses successives est de  $\theta = \frac{2L}{a}$

$\theta$  : étant le temps d'oscillation d'une onde

- On se fixe une valeur  $V_f$  (vitesse finale de l'eau après un intervalle de temps  $\theta$ ), et on calcul alors à la fin de cet intervalle de temps la pression dans le réservoir d'air, puis la dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas.
- On vérifie sur l'épure de BERGERON, que cette pression finale correspond à la vitesse choisie  $V_f$ , sinon les calculs sont refaits en choisissant une autre valeur de  $V_f$ .
- Après l'amortissement des oscillations, la dépression. Doit être admissible sinon on recommence en prenant une autre valeur du volume initiale  $V_0$

L'augmentation du volume  $\Delta V$  du Réservoir d'air ou la diminution est exprimé par le volume correspondant de l'eau que le réservoir ecoule dans la conduite ou ressort de celle -ci en régime transitoire, ce n'est autre que le produit de la vitesse moyenne ( $V_m$ ) et de la section de la conduite pendant le temps  $\theta$ .

- Déterminons la pente de la droite  $a$ ; l'échelle de la pression à été graduée à raison de 1 cm pour 10m g.S d'eau c'est à dire

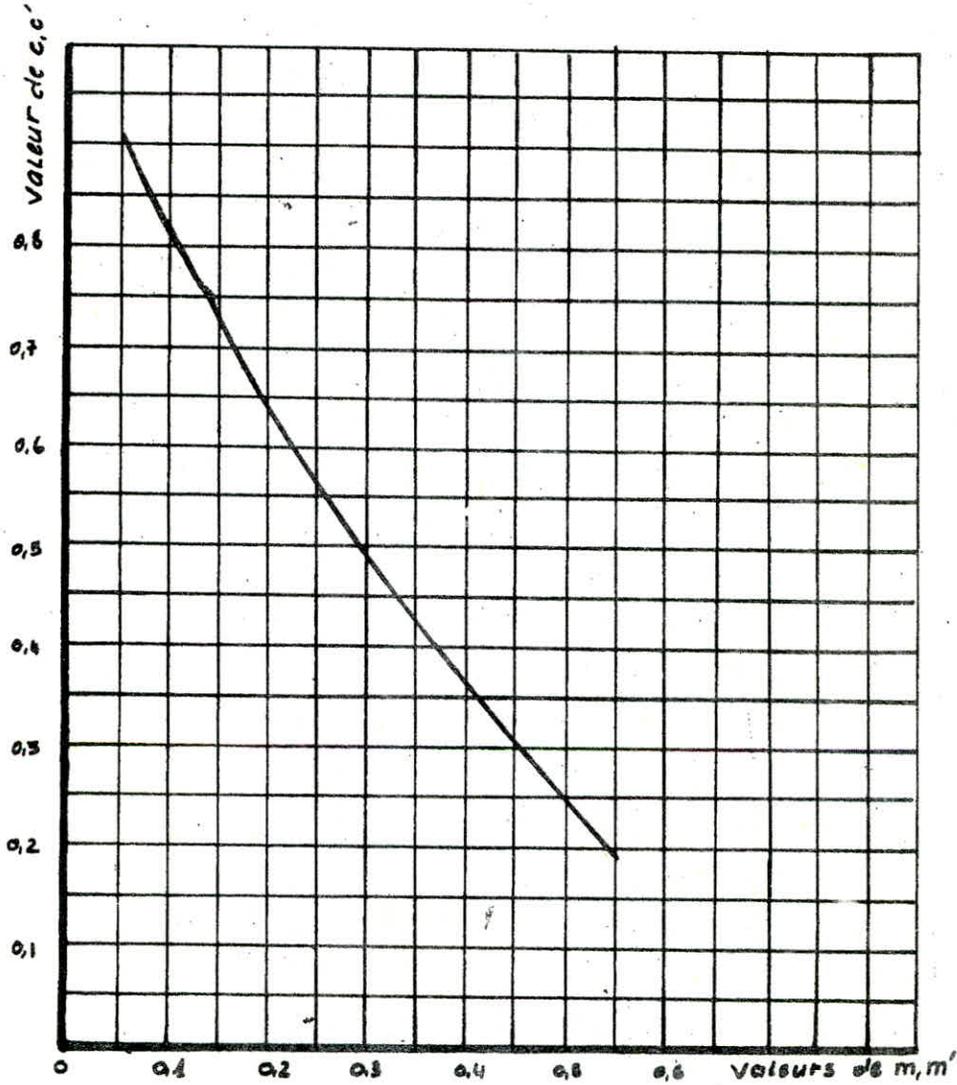
$$\frac{a}{gS} = \frac{1183}{9,8 \cdot 0,04906} = 2460,54 \text{ m.}$$

alors 1 cm \_\_\_\_\_ 10 m d'eau

Y cm \_\_\_\_\_ 2460,54

$$\text{--- Y cm = 246,05}$$

.../...



Coefficient de pertes de charges dans une tuyère

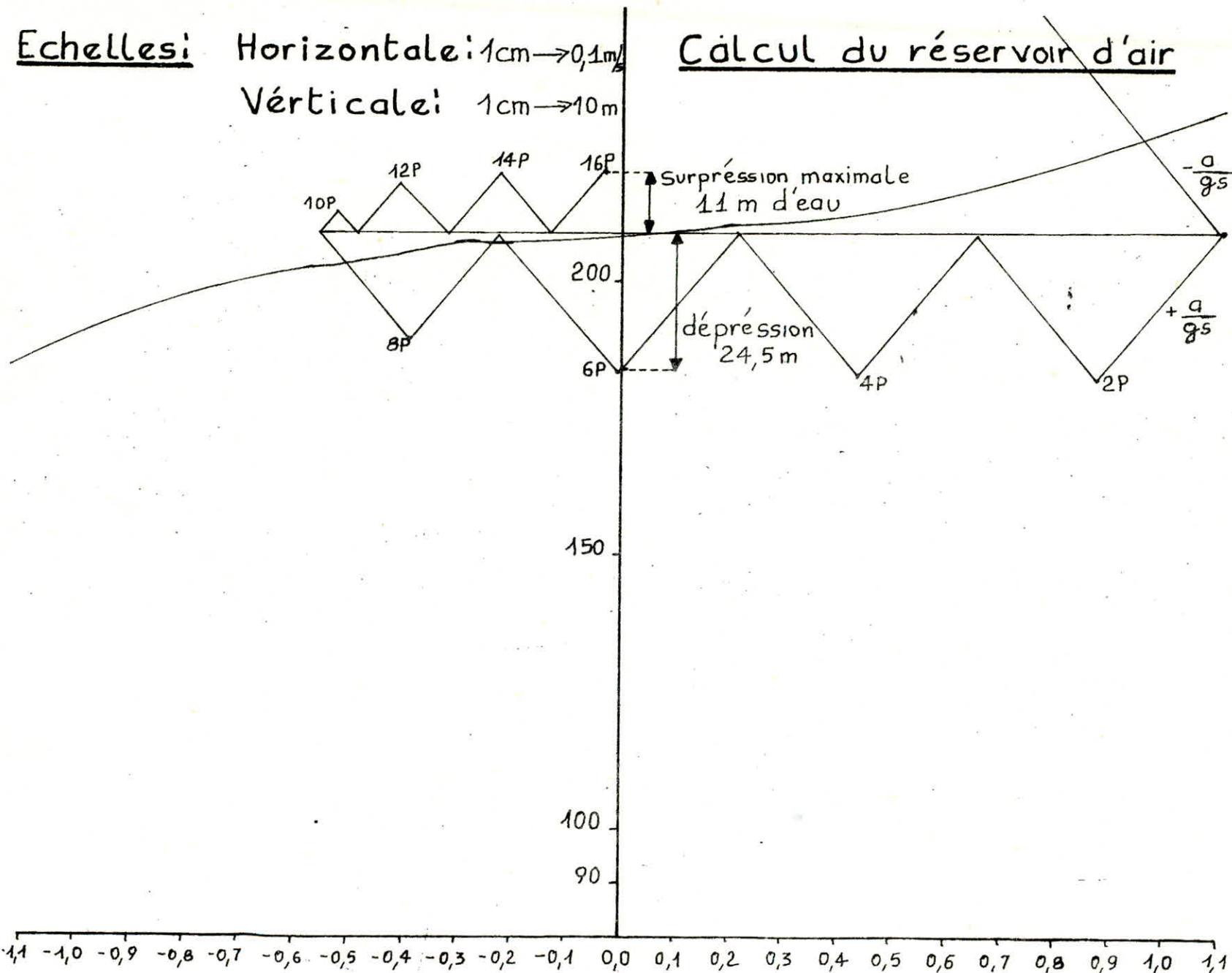
# COUP DE BELIER (ARRET DE POMPE)

Intervalle de temps $\theta$	variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ $= 0.294 \cdot V_m \cdot \theta$	volume d'air $U$	Pression dans le réservoir $Z = \frac{U \cdot V_m}{(Z_0 + \delta) \cdot U_0}$ $= 1077.94 \cdot U^{-1.14}$	vitesse dans la tubulure de branchement. montée: $V_1 = 20 \text{ V}_f$ descente: $V_2 = 35 \text{ V}_f$	Perte de charge dans la tuyère montée: $\delta h_1 = a v_1^2$ descente: $\delta h_2 = a v_2^2$	Pression dans la conduite avec perte de charge montée: $Z - \delta h_1$ descente: $Z + \delta h_2$	Perte de charge refoulement $\delta = 18.43 \text{ V}^2$	Pression dans la conduite sans P.D.C montée: $Z - \delta h_1 - \delta$ descente: $Z + \delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphe. $V_f$	Designation du point	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie $V_f$
		$U_0 = 3.00$	231.540			231.54	22.3	209.24	1.1	1R		
0	0.2903	3.290	203.45	17.5	7.50	195.95	14.11	189.80	0.875	2P	0.9875	0.875
20	0.1926	3.4829	187.88	8.7	1.85	186.03	3.49	182.54	0.435	4P	0.665	0.435
30	0.0640	3.5469	183.15	-0.2	0.01	183.15	0.002	183.15	-0.01	6P	0.217	-0.01
40	-0.0529	3.4940	187.04	-12.25	4.98	192.02	2.26	194.28	-0.35	8P	-0.18	-0.35
50	-0.1286	3.3654	197.12	-18.375	11.20	208.32	5.08	213.40	-0.525	10P	-0.4375	-0.525
60	-0.1367	3.2287	208.91	-14.175	6.66	215.57	3.02	218.59	-0.405	12P	-0.465	-0.405
70	-0.0926	3.1361	217.59	-7.875	2.06	219.65	0.93	220.58	-0.225	14P	-0.315	-0.225
80	-0.0375	3.0986	221.29	-1.05	0.036	221.33	0.016	221.35	-0.030	16P	-0.1275	-0.03

74

Echelles: Horizontale: 1cm → 0,1m  
 Vérticale: 1cm → 10m

Calcul du réservoir d'air



75

Tandis que l'echelle des vitesses exprimées en fonction des débits : ECHELLE :  $Q_0$  ———— 10  $V_0$

$$0,055 \text{ m}^3/\text{s} \quad \underline{\quad} \quad 10.1,1 = 11 \text{ m/s}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \quad \underline{\quad} \quad X \text{ cm.}$$

$$\underline{\quad} X_{\text{cm}} = 203,70$$

d'où la pente sera  $Tg \alpha = \frac{Y}{X}$

$$Tg \alpha = \frac{Y}{X} = \frac{246,05}{203,70} = 1,2 \text{ à l'echelle de lépure}$$

et l'angle de la pente  $\alpha = 50^\circ 11' 39''$ .

## VI. 2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

- La destruction des métaux sous l'action du milieu ambiant est désignée sous le nom de corrosion des métaux.

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se passent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. Ce sont généralement des réactions d'oxydation des métaux

La corrosion des conduites se caractérise généralement sous deux ASPECTS.

- a) corrosion chimique : cas de combinaison directe du métal et du milieu ambiant (corrosion due à la nature).
- b) corrosion électrochimique : caractérisé par la circulation d'un courant électrique. (corrosion par les électrolytes).

### VI 2.1 Risques de corrosion

- a) corrosion par pile constituée de métaux différents (couple galvanique).

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsqu'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents.

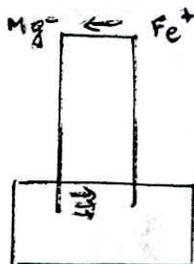


FIG 1

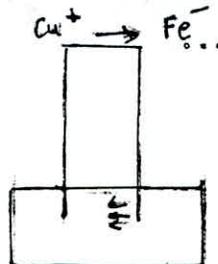


FIG 2

- Le fer devient cathode et se trouve protégé
- Le magnésium devient anode et se trouve attaqué } — FIG 1
- Le fer serait devenu anode et aurait été attaqué
- Le cuivre serait devenu cathode et aurait été protégé } — FIG 2

b) Pile de concentration ( Aération différentiel )  
Ce phénomène s'effectue dans une cavité causée par une rupture, raccord, etc..., l'oxygène pénètre mal alors que sur la grande surface du métal adjacent l'oxygénation est plus aisée.

c) Pile géologique

Si la conduite rencontre des terrains de nature très différentes elle y prendra des Potentiels locaux différents (métal présente le Potentiel négatif par rapport aux Zones cathodiques.

#### VI. 2.2. Protection cathodique

En plus des dispositions qu'il faut prendre, en vue d'éviter les cas de corrosion cités plus haut, on doit procéder nécessairement à une protection cathodique les deux cas de corrosion sont :

a) Corrosion externe

La corrosion de la paroi externe des conduites est due à des phénomènes électriques.

Pour lutter contre ce danger, on peut former une pile électrique en reliant la conduite électriquement à un métal choisi (Zinc, Mg) dans laquelle la conduite ne soit pas consommée, soit en la portant à un potentiel faible.

2) Corrosion interne

Si l'eau transportée est fortement minéralisée et contient du fer, il y a risque d'attaque de la paroi interne.

On peut remédier à ce danger par revêtement intérieur, le plus souvent par un enduit Bitumeux donc pour protéger ces conduites on a le choix entre la protection par revêtement et la protection cathodique.

#### VI.2.3. PRINCIPE de la PROTECTION CATHODIQUE.

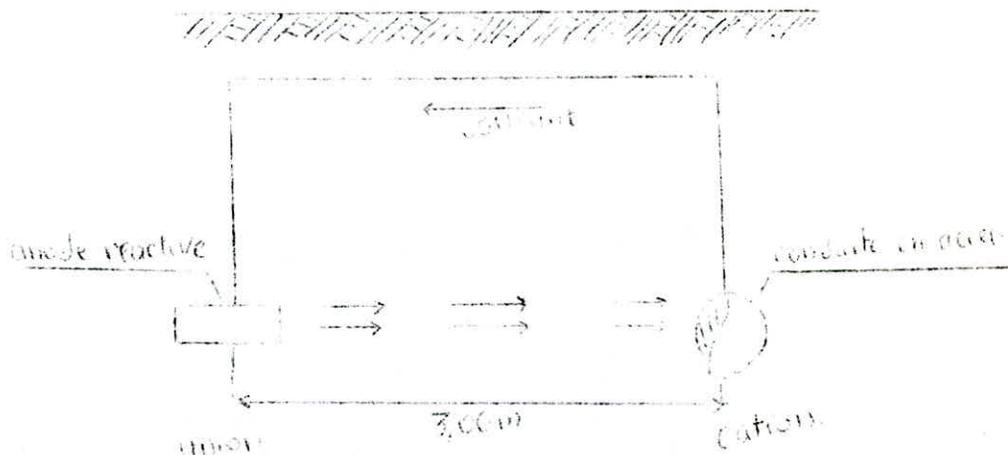
La protection cathodique consiste

- Soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer une PILE ou le fer jouera le rôle de cathode.

- Soit à relier la conduite à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

a) PROTECTION CATHODIQUE par Anode réactive.

Il s'agit de relier de place en place, dans les terrains agressifs, la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (Zinc ou Magnésium) de façon à former des Piles (conduite d'acier est cathode) comme l'indique le schéma ci-dessous, on enfouit dans le sol des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 kg à environ 3,00 m de la conduite à laquelle sont reliées. Pour l'efficacité de la protection les anodes seront entourées d'une Boullier à base d'Argile collaïdale.



En guise d'illustration nous donnons les deux (2) relations qui calculent la masse et le nombre d'anode qu'il faut pour cette Protection - La masse nécessaire d'anode à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donné par la loi de FARADAY.

$$m = \frac{IE M}{FV}$$

Avec I = intensité de courant ;... (A)

M = masse atomique du métal de l'anode... (G)

t = temps de passage de courant ..... (S)

F = 1 FARADAY = 96 500 coulombs

m = masse dissoute de l'anode ..... (g)

V = Valence du métal de l'anode

- Le nombre d'anodes nécessaires pour la protection est donné par la relation suivante.

.../...

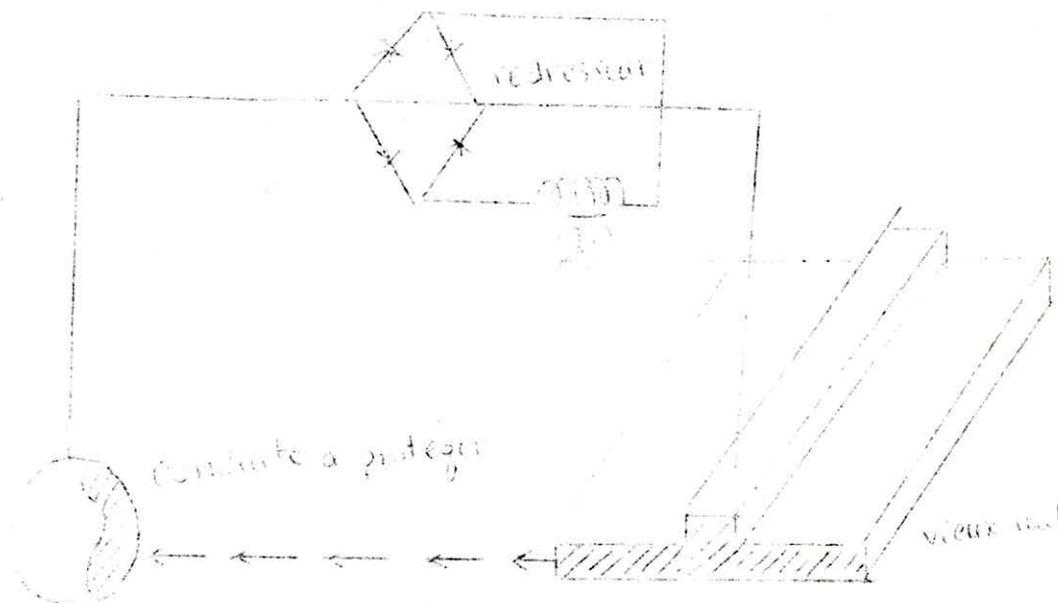
$$n = \frac{SI}{I}$$

S = Surface de canalisation ..... ( m<sup>2</sup> )  
i = densité de courant ..... ( mA / m<sup>2</sup> )  
I = Courant probable de l'anode .. ( mA )

b) Protection cathodique par soutirage de courant.

Le principe de cette opération consiste à relier au pôle négatif d'une source à courant continu ( courant alternatif redresse ) la canalisation à protéger.

Tandis que le Pôle positif est relié à une anode métallique ( vieux rail ) enterrée à une certaine distance ( une centaine de mètres environ ). Le courant partant de l'anode, traverse le sol, est capté par la canalisation et retourne à la source de courant. La canalisation est alors rendue négative par rapport au sol dans lequel elle est enterrée. La corrosion est reportée sur l'anode.



VI. 3 PROTECTION CONTRE LES PHENOMENES DIVERS.

Protection des conduites au niveau des Points Haut et des Points Bas.

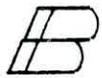
Au niveau des Points Haut.

Il arrive souvent qu'on a de l'air dans les conduites. Il peut pénétrer au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau. Cet air en s'accumulant, généralement au niveau des points hauts, perturbe l'écoulement. Il peut même entraîner des ruptures?

Pour remédier à cela on prévoit des ventouses.

Au niveau des points bas

Tout comme les crêtes au niveau du réseau, les points bas représentent aussi des points de défaillance. Pour cela on prévoit des décharge en vue de la Vidange de la conduite en cas de nécessité.

-0-  B I B L I O G R A P H I E -0-

- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDODYNAMIQUE G. LARRAY.
- HYDRAULIQUE URBAINE (TOME II) . . . . . A. DUPONT.
- HYDRAULIQUE URBAINE . . . . . J. BONNIN.
- CATALOGUE DES POMPES . . . . . K S B.

0—0o0—0o0—0

