

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكتب  
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BISJOTI  
ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DE LA VILLE D'AHMER EL AIN

Proposé par :  
DHW de Blida

Etudié par :  
A. HOUARI

Dirigé par :  
A. A. AKHOUNDOV



PROMOTION : Juin 84



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DE LA VILLE D'AHMER EL AIN

Proposé par :  
DHW de Blida

Etudié par :  
A. HOUARI

Dirigé par :  
A. A. AKHOUNDOV



PROMOTION : Juin 84

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

-----

Cette étude a été réalisée sous la direction de Mr A.A. AKHOUNDOV  
Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique.

Qu'il me soit permis de lui exprimer ma respectueuse gratitude pour  
ses conseils judicieux et pour l'aide précieuse qu'il m'a apporté au cours de  
l'élaboration de ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à tous les professeurs  
et assistants qui ont contribué à ma formation.

Je saisis cette occasion pour exprimer mon respect à l'égard de la  
contribution de Mr G.LAPRAY au sein du département d'Hydraulique.

Je ne saurais terminer sans exprimer mes sincères remerciements à  
l'égard de toutes les personnes qui ont contribué à mener à bien ce travail.

DEDICACES

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

- \* A mes parents
- \* A la mémoire de mon frère
- \* A toute la famille
- \* A tous mes camarades et amis.

## Chapitre I

- 1 - : Introduction
  - 1.1: Situation géographiques
  - 1.2: Données climatiques
  - 1.3: Hydrologie.
  - 1.4: Relief
- 2 : Démographie
  - 2.1: Evolution de la population
- 3 - : Besoin en eau
  - 3.1: Choix de la dotation
  - 3.2: Besoins scolaires.
  - 3.3: Besoins sanitaires
  - 3.4: Besoins municipaux
  - 3.5: Consommation totale
  - 3.5: Etude des problèmes de la variation du debit
  - 3.7: Variation de la consommation
  - 3.8: Etude Comparative des ressources
  - 3.9: Ressources en eau

## Chapitre II

- 2.1: Reservoirs
  - 2.1.1: Utilité des reservoirs
  - 2.1.2: Règles imposées par l'hygiène
  - 2.1.3: Implantation des reservoirs
  - 2.1.4: Détermination de la capacité des reservoirs
  - 3.1.5: Volume des reservoirs
  - 3.1.6: Dimensionnement des reservoirs
  - 3.1.7: Equipement du reservoir
- 2.2: Détermination de la côte du radier  $R_2$

Page 100

## Chapitre III - A D D U C T I O N

- 1.1: Choix du tracé
- 1.2: Calcul du diamètre économique
- 1.4: Calcul de la hauteur manométrique totale
- 1.5: Frais d'amortissement

1.6 : Frais d'exploitation

1.7 : Bilan

#### Chapitre Iv Station de pompage

1.1 : Choix du groupe de pompe

1.2 : Caracteristiques de la conduite de refoulement

1.3 : Caracteristiques de la pompe

1.4 : Point de fonctionnement

#### Chapitre V

5.1 : Détribution

5.2 : Debits soutirés

5.3 : Formules

5.4 : Calcul du réseau maillé

5.4.1 : p.d.c dans le réseau

5.4.2 : Debits correctifs

5.5 : Méthode d'HARDY-CROSS

5.5.1 : Raisonement sur la maille

5.6 : Calcul des pressions

5.7 : Equipement du réseau de distribution

#### Chapitre VI : Etude du coup de belier

1.1 : Introduction

1.2 : Etude du reservoir d'air

1.3 : Calcul du reservoir d'air

1.3.1 : Coup de belier (arrêt brusque)

1.3.2 : Caracteristiques de la conduite

1.3.3 : Depression et surpression dans la conduite

1.3.4 : p.d.c dans la conduite refoulement

1.3.5 : Choix du diamètre interieure de la tuyère

1.3.6 : p.d.c dans la tuyère

1.3.7 : Variation du volume d'air

1.3.8 : volume d'air dans le reservoir

1.3.9 : Pression dans le reservoir

1.3.10: Pression dans la conduite

1.3.11: Construction de l'épure

#### Chapitre VII

Protection des conduites contre la corrosion

#### Chapitre VIII :

Pose des conduites.

## Chapitre I

### I) Introduction

#### 1.1. Situation géographique :

Le Centre d'Ahmer EL-AIN est le chef lieu de la commune, il est situé sur l'axe de la RN N° 42 joignant Hadjout à EL-Afroun; il relie le Nord de la Mitidja (Sidi Rached ) par la C W N° 106.

AHMER EL-AIN se trouve à 25 km du chef lieu Cw sur l'axe de Blida

L'agglomération est implantée sur un terrain plat, à une altitude moyenne de 100 m et à 140 m au Sud.

Un petit oued sec faisant canal d'assainissement le limite à l'Ouest.

#### 1.2. Données climatiques

- \* La T° est en moyenne de 10°C en hiver et de 30°C en été
- \* La pluie est en moyenne de 700 mm/an
- \* les vents dominants sont (Ouest-Nord-Ouest)

#### 1.3. Hydrologie :

L'oued d'AHMER EL-AIN limite l'agglomération en son Ouest; il est sec en été et lors des grandes crues il dépasse quelques fois son lit actuel.

1.4. Relief : terrain plat au centre avec une légère pente à signaler vers le Sud de la ville où l'altitude s'accroît.

Le centre de AHMER EL-AIN occupe une superficie de 145 ha environ réparties en zones d'habitation comme suit :

Zone A : de surface urbanisée de 35 ha, elle se trouve au Nord du Centre entre les RN 42 et la plaine. Dans cette zone on rencontre outre les logements individuels et collectifs et les bâtiments administratifs et Commerce (APC et KASMA) des équipements collectifs surtout à caractère éducatifs. Tout ceci sera détaillé par la suite

Zone B : de surface urbanisée de 17 ha, elle est située entre la RN 42 et une rue importante au Sud du Centre. Cette zone comporte la moitié du Centre ville, des logements et des équipements éducatifs et sanitaires.

Zone C : d'une surface de 50 ha, située au Sud de l'agglomération, elle comporte des logements, deux mosquées, un souk-El-Fellah, le château d'eau, une école, un stade du CEM, dans cette zone est prévue la future zone ferroviaire. Le prolongement vers le Sud de cette zone est prévu pour l'extension future du Centre.

C'est la zone la plus élevée du Centre où une partie avec l'extension ne peut être alimentée par le château d'eau actuel.

## 2°) DEMOGRAPHIE.

### 2.1. Evolution de la population

L'accroissement des besoins en eau d'une agglomération est toujours lié à sa croissance démographique, à son industrialisation, ainsi qu'à l'élévation du niveau de vie de sa population.

Alors la population future (an 2010) est estimée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

où  $P_n$  : population future (an 2010)

$P_0$  : Population actuelle pour la ville d'AHMER AL-AIN recensée en 1982, et évaluée à 6940 habitants .

$\alpha$  : Le taux d'accroissement et d'émigration est de l'ordre de 3,3% et ceci jusqu'en l'an 2010, le taux a été communiqué par les services de l'hydraulique de la X Wilaya de Blida.

$n$  : Nombre d'années séparant les 2 horizons considérés (1982-2010)

### Application :

$$P_0 = 6940 \text{ hab.}$$

$$\alpha = 3,3\%$$

$$n = 28 \text{ ans}$$

$$\text{d'où } P_n = 6940 (1 + 0,033)^{28} = 17225 \text{ hab.}$$

### 3°) Besoins en eau

#### 3.1. Choix de la dotation

Tenant compte de l'évolution du niveau de vie, de l'accroissement démographique, ainsi que du développement industriel, je pense retenir une dotation de 200 l/j hab pour l'an 2010 qui sera approprié à toutes ces exigences.

\* On peut prendre aussi une telle dotation en se basant sur les données de base recommandées forfaitement (voir A.DUPONT. TOME II)

Ville de 5000 à 20 000 hab	----- 150 à 200 l/j/hab
Ville de 20 000 à 100 000 hab	----- 200 à 300 l/j/ hab
Ville à 100 000 hab	----- 300 à 400 l/j/hab

Population (an 2010)	Consommation moy. journalière l/j/hab	Cons. moy. journal- (m <sup>3</sup> /j)
17225	200	3445 m <sup>3</sup> /j

#### 3.2. Besoins scolaires

En l'an 2010 la ville d'AHMER EL-AIN comptera 53 classes primaires, 40 classes en moyen, ajouter à cela une maison de jeunes d'une capacité de 300 élèves, ce qui nous donnera au total un nombre de 4378 élèves dont la dotation est de 80 l/j/élèves et 100 l/j/élèves respectivement

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Cons. Journalière (m <sup>3</sup> /j)
06 écoles primaires (53 classes)	2438	80	195
02 CEM	1640	100	164
01 maison de jeunes	300	100	30
			389

### 3.3.) Besoins sanitaires

Le secteur sanitaire n'est pas très important, seul existe un dispensaire et un hôpital-clinique, mais dans la zone C (Zone d'extension) est prévue une maternité pouvant contenir 30 lits.

Nature	Nombre de lits	Consomm-Journ. l/j/lit	Cons-Journalière m <sup>3</sup> /j
01 Hôpital-clinique	40	250	10
01 maternité	30	250	7,5
01 dispensaire	"	"	6
			23,5

### 3.4 Besoins municipaux

3.4.1. \* Mosquées : il existe 2 mosquées, un bain maure, et une douche, tout le tout est doté de  $20 \text{ m}^3/\text{j}$

(3.4.2.) \* abattoir : à raison d'une moyenne de 20 ovins par jour et pour 400 l d'eau en moyenne par tête.

Le besoin global sera alors de :

$$400 \times 20 = 8000 \text{ l/ jour soit } 8 \text{ m}^3/\text{j}$$

(3.4.3.) \* Souk El-Fellah : d'une superficie de  $1000 \text{ m}^2$ . Les besoins en eau pour le nettoyage sont estimés à  $5 \text{ l/m}^2/\text{jour}$  soit

(3.4.4.) \* Elevage de bovins. (250 têtes)  $1000 \times 5 = 5000 \text{ l/j} = 5 \text{ m}^3/\text{j}$   
Les besoins sont estimés à  $25 \text{ m}^3/\text{j}$

(3.4.5) \* Stade municipal : (90 X 100)  
d'une superficie de  $9000 \text{ m}^2$  et à raison de  $1 \text{ l/j/m}^2$ . Les besoins seront alors de :

$$9000 \times 1 = 9000 \text{ l/j soit } 9 \text{ m}^3/\text{j}.$$

(3.4.6) \* A.P.C et Genlarmerie :

Pour l'APC j'ai adopté un chiffre approximatif de  $15 \text{ m}^3/\text{j}$  en raison des besoins pour l'entre tien de la ville, le nettoyage des rues, de l'arrosage.....etc

GENDARMERIE :  $5 \text{ m}^3/\text{j}$ .

(3.4.7) \* gare ferroviaire : detation de  $10 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### 3.6.) Etude des problèmes de la variation du débit

\* Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes principales de la variation du débit.

\* Appelons par  $K_1$  le coef de l'irrégularité de la consommation journalière défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_1 = \frac{\text{Cons- max- journ -}}{\text{cons- moy- journ-}} = 1,3$$

et par  $K_2$  le coef de l'irrégularité de la consommation horaire défini par le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$K_2 = \frac{\text{cons - hor - max}}{\text{cons- hor - moy.}}$$

$$K_2 = 2 \quad (\text{Pour les villes de moyenne agglomération})$$

alors le coef de pointe  $K_3$  est défini par le produit  $k_1 \times k_2$

$$K_3 = K_1 \times K_2 = 1,3 \times 2 = 2,6$$

### 3.7) variation de la consommation.

\* La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation (200l/j/hab) par le nombre d'habitants augmenté bien sûr des besoins publics.

\* La consommation max journalière est le produit de la consommation moyenne journalière par le coef  $K_1$

$$\text{Cons - max - jour} = (\text{cons - moy - jour} -) \times K_1$$

## Chap. II

### 2.1. Réservoirs :

#### 2.1.1. Utilité des réservoirs.

Ils ont essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation. Pendant la période où la consommation excède la production il se vide, et se remplit aux heures creuses où la consommation est inférieure à l'apport.

Les eaux sont élevées par pompage <sup>pour</sup> faire face sans suspendre complètement le service, à une interruption imprévue des installations de refoulement.

Ils doivent aussi contenir en tout temps une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants des services chargés pour la lutte contre les incendies. C'est à dire qu'ils permettent d'alimenter pendant 2 heures une bouche d'incendie débitant 17 l/s, Soit un volume de  $120 \text{ m}^3$ .

\* Le débit de pointe est égal à la consommation moyenne journalière multipliée par le coef  $K_3$ , le tout divisé par 24h:

$$\text{Cons- horaire} = \frac{\text{Cons- moy- journ}}{24} \times K_3$$

Horizon	cons- moy- journ- ( $m^3 / j$ )	Cons- max. journ- ( $m^3/j$ )	Débit de pointe ( $m^3/h$ )
2010	5140,85	6683,105	557

### 3.8. Etude comparative des ressources.

Nous rappelons qu'actuellement la ville d'AHMER EL-AIN ne dispose que d'un seul réservoir surelevé d'une capacité de 1000  $m^3$ .

Cet ouvrage sera conservé pour desservir les quartiers Nord et Centre de la ville, soient les zones A et B (zones stables sans extension future notable)

Le quartier sud (Zone C) plus élevé que le site de cet ouvrage, et appelé à contenir toute l'extension de la ville qui se trouve de plus en plus mal desservie par cet ouvrage de stockage actuel.

### 3.9. Ressources en eau.

La ville d'AHMER EL-AIN est alimentée par un puit existant situé sur la périphérie de l'agglomération, d'une profondeur de 45 m, d'un diamètre de 3,00 m et débitant 45 l/s soit 3888 l /s.

Or les besoins en eau pour l'an 2010 sont de l'ordre de 5140,85  $m^3/j$ , ce qui va entraîner un déficit de 14 l/j.

Alors pour compenser ce manque, la D.H.W de Blida a prévu un forage pour assurer un débit estimé à 34 l/s.

Caractéristiques du forage F<sub>2</sub>

- ( \* Côte = 158,5 m
- ( \* niveau dynamique 37,5 m
- ( \* Débit = 34 l/s
- ( \* Profondeur = 45 m

## (3-5) Consommation totale ( an 2010)

TYPES DE BESOINS		CONSOMM- m <sup>3</sup> /j	
privés	DOMESTIQUES	3445	
	SCOLAIRES	389	
	SANITAIRES	23,5	
P U B L I C S	M U N I C I P A U X	2 mosquées+bain+douches	20
		abattoir	08
		Souk El-Fellah	05
		Elevage de bovins	25
		Stade municipal	09
		A.P.C +Gendarmerie	20
		Gare Ferroviaire	10
		3954,5	

Le débit de 3954,5 est la quantité d'eau correspondant à la consommation moyenne journalière, or les pertes dans le réseau dues aux fuites sont estimées à 30% pour un entretien supposé moyen, il apparait donc qu'il faudrait majorer le débit moyen.

Horizon	cons. moy. jour m <sup>3</sup> /j	Majoration de 30% (m <sup>3</sup> /j)	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
2010	3954,5	1186,35	5140,85

### 2.1.2. Règles imposées par l'hygiène.

Les réservoirs doivent être étanches et construits avec un matériau qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau, et doivent être parfaitement à l'abri de toute contamination d'eau superficielle ou souterraine.

L'air avec lequel l'eau est en contact doit être fréquemment renouvelé et une aération doit être prévue dans ce but. Les réservoirs doivent être établis de façon à préserver l'eau contre les variations brusques de T° et doivent être aménagés de telle sorte que l'eau y circule régulièrement, afin d'éviter toutes stagnations propices au développement des micro-organismes.

Enfin l'eau doit être stockée à l'abri de la lumière du jour, cette dernière étant propice au développement des algues, ainsi les orifices imposés par les nécessités de l'exploitation, ou de la ventilation doivent être disposés de telle manière que la lumière ne pénètre pas dans les réservoirs.

### 2.1.3. Implantation des réservoirs

L'emplacement choisi pour édifier un réservoir doit être compatible avec les rôles qu'il doit jouer et parmi ceci :

- donner aux abonnés une pression suffisante aux moments de pointe.
- L'altitude du radier doit être situé à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée dans le réseau.

2.

### 2.1.4.) Détermination de la capacité du réservoirs.

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit soutiré pendant différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité tient compte de la répartition journalière maximale de débit consommé caractérisé par les coefficients horaires.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence de volume maximum et celle du volume minimum entre l'apport et la consommation.

Le volume sera alors égal à la somme de ces différences en valeurs absolues, ajoutée à ceci une réserve d'incendie disponible à tout moment, correspondant à une durée d'extinction d'un sinistre évaluée à 2 heures dont la réserve minimale à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$ .

On prend tous les coefs horaires (ah) répartis suivant les différentes heures de la journée (voir tableau colonne 2), on les multiplie par  $24/100$  pour les dépourcentager.

Pour une heure bien définie on prend le débit maximal horaire et on le multiplie par son coef correspondant afin de trouver le volume consommé horaire (colonne 4) Ensuite on fait le cumul des volumes consommés et ceux apportés. La différence entre ces 2 derniers nous donne les colonnes 7 et 8.

Heures	Qh (%)	Volumen (m <sup>3</sup> )		Volumen cumulé		Différence	
		Q apport	consommation Q.Ah. 24	apport	consommation	(+)	(-)
0-1	1,5	278,46	100,245	278,46	100,245	178,215	
1-2	1,5	-	100,245	556,92	200,490	356,430	
2-3	1,5	-	100,245	835,38	300,735	534,645	
3-4	1,5	-	100,245	1113,84	400,980	712,860	
4-5	2,5	-	167,076	1392,30	568,056	824,244	
5-6	3,5	-	233,906	1670,76	801,962	868,798	
6-7	4,5	-	300,736	1949,22	1102,698	846,522	
7-8	5,5	-	367,567	2227,68	1470,265	757,415	
8-9	6,25	-	417,690	2506,14	1887,955	618,185	
9-10	6,25	-	417,690	2784,60	2305,645	478,955	
10-11	6,25	-	417,690	3063,06	2723,335	339,725	
11-12	6,25	-	417,690	3341,52	3141,025	200,495	
12-13	5	-	334,152	3619,98	3475,177	144,803	
13-14	5	-	334,152	3898,44	3809,329	89,111	
14-15	5,5	-	367,567	4176,90	4176,899	0,000	
15-16	6	-	400,982	4455,36	4577,878		122,518
16-17	6	-	400,982	4733,82	4978,860		245,040
17-18	5,5	-	367,567	5012,28	5346,427		334,147
18-19	5	-	334,152	5290,74	5680,579		389,839
19-20	4,5	-	300,736	5569,20	5981,315		412,115
20-21	4	-	267,321	5847,66	6248,636		400,976
21-22	3	-	200,491	6126,12	6449,127		323,007
22-23	2	-	133,660	6404,58	6582,787		178,207
23-24	1,5	-	100,245	6683,10	6683,099		0,000

$$V_R = |V_{\max}^+| + |V_{\max}^-| + V_{\text{incendie}}$$

$$V_R = 868,798 + 412,115 + 120 = 1401 \text{ m}^3$$

2. (1-6) Dimensionnement du réservoir ( $R_2$ )

Pour le dimensionnement du réservoir, on suppose d'1 part une hauteur de la cuve  $h = 5,0$  m, et d'autre part l'adoption d'une forme cylindrique d'où le calcul du diamètre se fait comme suit :

$$V = \frac{\pi D_2^2}{4} h \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

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

$$\text{d'où } D_2 = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{3,14 \times 5,0}} = 11,28 \text{ m}$$

donc le réservoir sera dimensionné comme suit :

$$(h = 5,00 \text{ m})$$

$$(D = 11,28 \text{ m})$$

Le réservoir  $R_1$  existant est d'un volume de  $1000 \text{ m}^3$  et une hauteur d'eau de  $5,5 \text{ m}$ .

$$V = \frac{\pi D_1^2}{4} \cdot h$$

$V$  = Volume du réservoir

$D$  : Diamètre

$H$  : hauteur

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

$$\Rightarrow D_1 = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \cdot 5,5}} = 15,22 \text{ m}$$

\* Le réservoir  $R_1$  existant sera conservé bien sûr pour alimenter les zones A et B tandis que le réservoir  $R_2$  sera projeté dans la zone C.

Notons que les 2 réservoirs  $R_1$  et  $R_2$  sont liés, de telle manière que en cas d'une panne en  $R_1$ . Le réservoir  $R_2$  sera disposé pour alimenter les zones (A et B)

## 2.1.7. Equipement du Reservoir

### 2.1.7.1. Arrivée de la conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction s'effectue par subverse en chute libre, ceci d'1 part pour provoquer une oxygénation de l'eau, d'autre part ça nous permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

Cette arrivée sera réglé par un robinet à flotteur.

### 2.1.7.2. Robinet flotteur

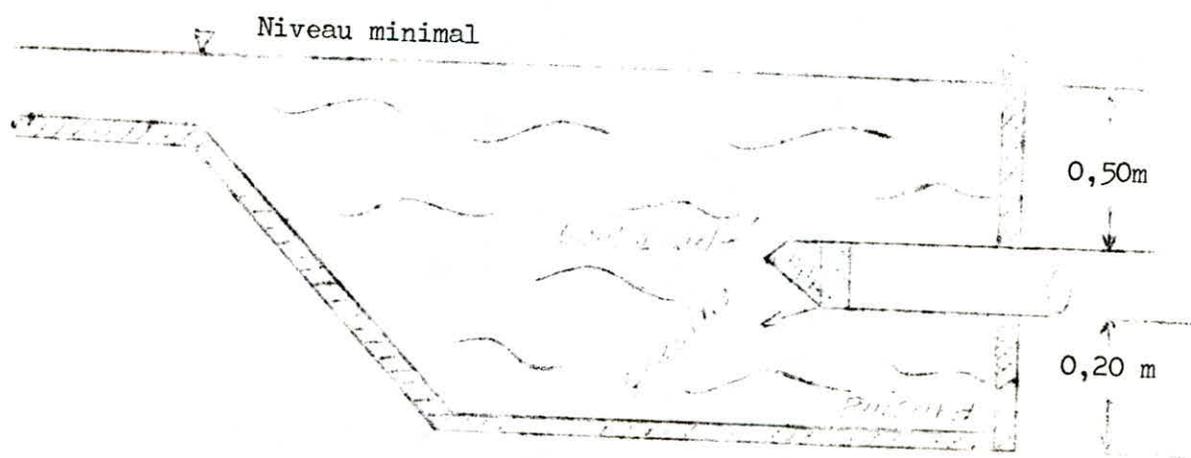
Il sert à éviter le déversement d'eau (trop plein). C'est à dire qu'il s'ouvre lorsque le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referme progressivement au fur et à mesure que le plan d'eau remonte jusqu'au niveau max. Par sa fermeture lente, il permet d'éviter le coup de Belier.

### 2.1.7.3. Distribution

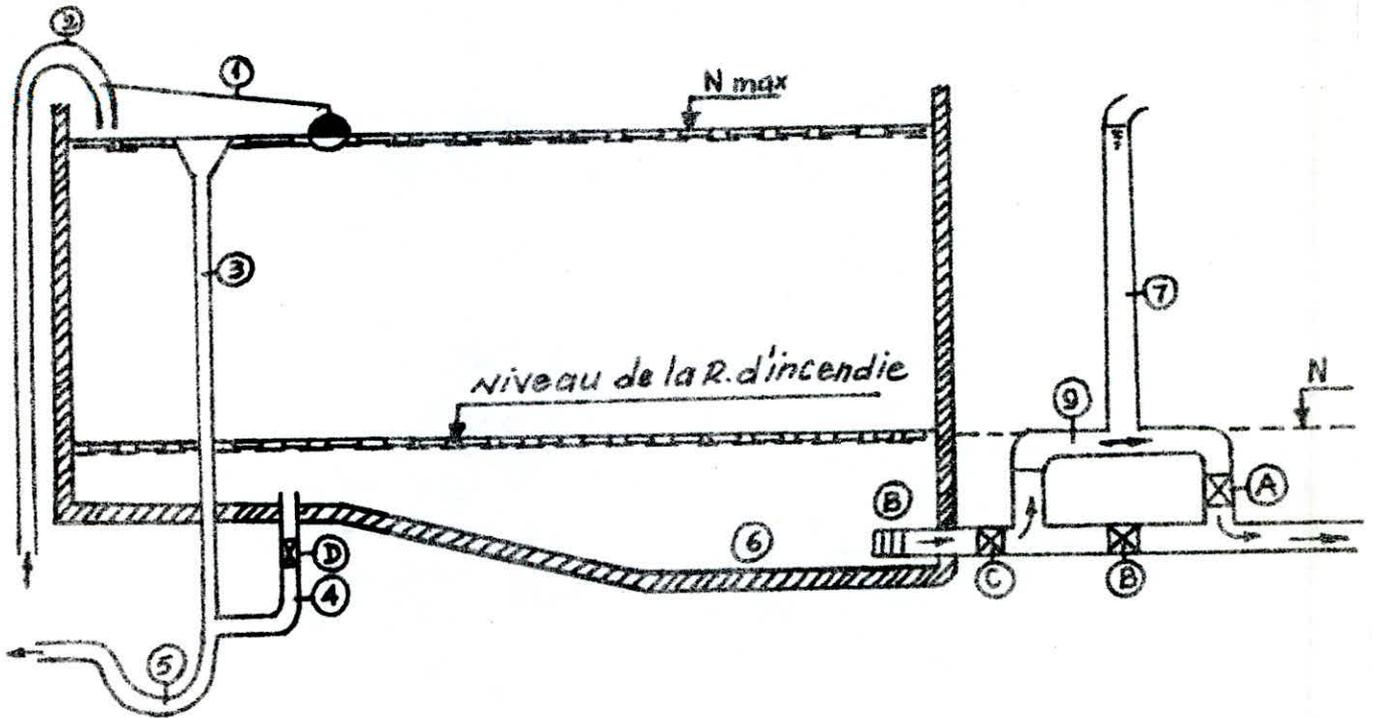
Le départ de la conduite de distribution se fait à partir d'une hauteur de 0,15 m ou 0,20 m au dessus du radier, et ceci pour faciliter le brassage de l'eau d'1 part, et éviter l'introduction des boues ou de sable qui pourraient éventuellement se déposer dans la cuve d'autre part. On prévoit aussi un espace minimal de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'une baisse rapide du plan<sup>d'eau</sup> et de ce fait on évite la pénétration d'air dans la conduite.

Il est nécessaire de prévoir un robinet vanne juste au départ pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident.

Schéma de départ.



# Equipement du Reservoir



Un siphon ⑨, qui grâce à l'évent ⑦ ouvert à l'air libre, se desamorce une fois que le niveau d'eau descend en N.

En cas de service normal le robinet A est ouvert, B est fermé. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir B. Il est toujours bon de prévoir un autre robinet vanne C qui permet la réparation de B et A en cas de besoin.

1. FLOTTEUR
  2. ARRIVÉE D'ADUCTION
  3. TROP- PLEIN
  4. VIDANGE
  5. SIPHON TROP-PLEIN
  6. PUISARD
  7. EVENT
  8. CREPINE
  9. SIPHON
- A, B, C, D ROBINETS -VANNE  
 → SENS DECOULEMENT

#### 2.1.7.4 - Evacuation du TROP-PLEIN

Comme tout autre appareil, il arrive que le robinet ne fonctionne plus et c'est pour cette raison d'ailleurs qu'on doit prévoir un trop-plein qui aura pour but d'évacuer la totalité du débit qui arrive au réservoir.

Le section transversale sera déposée suivant un plan horizontal situé à une distance  $h$  au dessous du niveau maximale d'eau dans la cuve - il comportera au départ un envasement en forme de tronc de cône dont le plus grande circonférence de rayon  $R$  formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit maximal d'aduction sous une hauteur de lame  $H$

La canalisation du trop-plein se bouchera sur un exutoire, pour éviter toute pollution ou introduction d'insectes ou d'animaux dans le réservoir, on aménagera ce qu'on appelle un (siphon-trop-plein) qui maintiendra constamment une partie de cette canalisation pleine.

dans de telles conditions le débit évacué sera :

$$Q = 0,252 R \cdot (\sqrt{2g} H)^{3/2} = 27,828.R.H^{3/2}$$

(voir LANCASTRE page 171)

Pratiquement les valeurs de  $\mu$  sont peu différentes  
(voir LANEASTRE page 388)

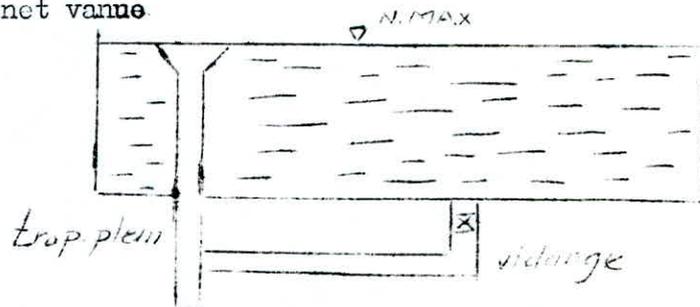
Pour une vitesse d'amenée négligeable on a :

$$0,393 < \mu < 0,415 \text{ Lorsque } 0,20 < \frac{H}{R} < 0,50$$

d'où l'on peut prendre:  $Q = 11,16 R \cdot H^{3/2}$

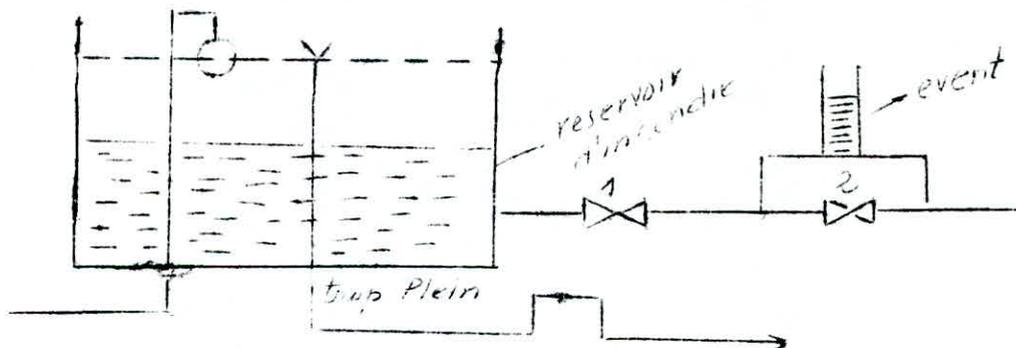
#### 2.1.7.5 - VIDANGE

La conduite de vidange part du fond du réservoir pour se raccorder avec la conduite du trop-plein. Cette conduite est pourvue d'un robinet vanne.



#### 2.1.7.6 - Materialisation du réservoir d'incendie

Le réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre afin d'éviter que cette réserve ne passe pas dans la distribution d'un part et d'éviter toute sorte de stagnation dans la cuve d'autre part on préconise le dispositif suivant.



Pendant l'exploitation normale la vanne "1" est ouverte (cette vanne est en réalité constamment ouverte sauf en cas de réparation). Le siphon se desamorçe dès que le niveau de la réserve est atteint grâce à l'event ouvert à l'air libre.

Ainsi la tranche d'incendie se trouve constamment renouvelée. La vanne "2" est toujours fermée sauf en cas d'incendie.



## 2.2.) Détermination de la côte du radier

L'emplacement du réservoir doit être choisi pour satisfaire aux abonnés une pression suffisante aux moments des pointes. En conséquence, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur par rapport à la plus haute côte piézométrique imposée dans le réseau de distribution.

\* La côte du radier du réservoir est déterminée à partir de la formule suivante .

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

où

$C_T$  : Côte du terrain du point le plus favorable.

Dans notre cas :  $C_T = 152 \text{ m}$

$H$  = hauteur prise en fonction du nb d'étage de la construction.

\* Dans notre cas est prévu des immeubles (R + 1) dans plusieurs endroits du Centre.

donc on prendra :

3 de dénivellations par niveau  $4 + 3 = 7 \text{ m}$

$P_S$  : colonne d'eau supplément qui tient compte des chauffe-eau, appareils... etc.

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

$h_{wi}$  Pertes de charge singulières

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

$h_{we} = J.L$  : Pertes de charges linéaires dans la conduite de distribution

$J$  = gradient de la perte de charge.

\* Calculons d'abord les besoins en eau de la zone C (zone haute) où le réservoir  $R_2$  doit être projeté.

\* Besoins domestiques

$$Q_1 = 6225 \times 200 = 1245 \text{ m}^3/\text{j}$$

\* Besoins municipaux

$$55,2 + 20 + 5 + 10 + 8 + 7,5 = 105,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors les besoins totaux seront :

$$1245 + 105,7 = 1350,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation majorée en raison des pertes

$$1350,7 + 405,21 = 1755,91 = 1756 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où la consommation max journalière sera :

$$1756 \times 1,3 = 2282,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{D'où le débit de pointe } Q = \frac{2282,8 \times 2,6}{24} = 246,23 \text{ m}^3/\text{h}$$

\* Alors en supposant une vitesse moyenne de 1m/s et un coef de rugosité

$$\epsilon = 10^{-3}$$

et à partir de l'équation de continuité  $Q = V.A.$

$$\text{On tire } D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} \quad \text{avec } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,0528}{3,14 \times 1}} = 0,259 \text{ on prendra un } \phi \text{ normalisé } D = 250 \text{ mm}$$

Vérifions la vitesse qui a été supposée :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,0528}{3,14 \times (0,25)^2} = 1,076 \text{ m/s.}$$

Ce qui est admissible

\* Le gradient de la perte de charge est déterminée à partir de la théorie de la longueur fluïdo dynamique. Publiée par M LARRAY. Elle s'applique pour tous les écoulements permanents incompressibles à régime turbulent ou transitoire.

Pour rendre le calcul plus expéditif, M LARRAY a introduit le concept d'une grandeur physique, fonction d'un nb plus réduit de variable  $Q/\sqrt{J}$  et de la rugosité absolue

\* Supposons en 1er lieu que le régime est turbulent rugueux c'est à dire que le facteur de transition des dimensions linéaires  $\lambda = 1$

Etant donné que la conduite est pleine, donc son paramètre de forme  $\xi = \frac{h}{D} = 1$

h = hauteur d'eau dans la conduite

D :  $\varnothing$  de la conduite

$$\xi = 1 \text{ ok } 9 \quad \left( \begin{array}{l} 4/P_0 = 0,84 \\ ( \\ ( \\ ( \\ D_0 = 1,539 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,25}{1,539} = 0,162443$$

$$\text{avec } \lambda = 0,162443 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \text{et } \xi = 10^{-3} \end{array} \right\} \text{ ok } 8 \text{ et } 9$$

$$\Rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = (15,96 - 8,681 \text{ les } \frac{\xi}{\lambda}) \cdot \lambda^{2,5}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,639708 \quad \Rightarrow J_r = 0,00681246$$

Vérification du régime

$$R_r = \frac{4 \cdot 1 \cdot 1}{P_0 \cdot 1 \cdot \sqrt{J_r}} = 0,84 \cdot \frac{0,0528 \cdot 10^6}{0,162443} = 2,73 \cdot 10^5$$

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{0,001}{0,25} = 0,004$$

En se referant au diagramme de Moody, on déduira que le régime est turbulent rugueux.

$$\text{donc } J = J_r = 0,00681246$$

Pertes de charge.

$$\Delta H = J \cdot l_e$$

$$L_e = 1,15 L \quad (\text{Longueur équivalente de la conduite})$$

$$L = 125 \text{ m}$$

$$\text{d'où } l_e = 1,15 \cdot L = 1,15 \times 125 = 143,75 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,00681246 \times 143,75 = 0,979 \text{ m}$$

### 2.2.1.) Vérification par la méthode classique

Les pertes de charges totales sont égales à la somme des pertes de charge singulières et des pertes charges linéaires dues aux frottements.

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_L$$

Les pertes de charge singulières sont évaluées à 15% des pertes linéaires

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

$$\text{et } \Delta H_L = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{d'où } \Delta H_t = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L$$

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

La formule de NUKURADJE nous permet de déterminer le coef.  $f$

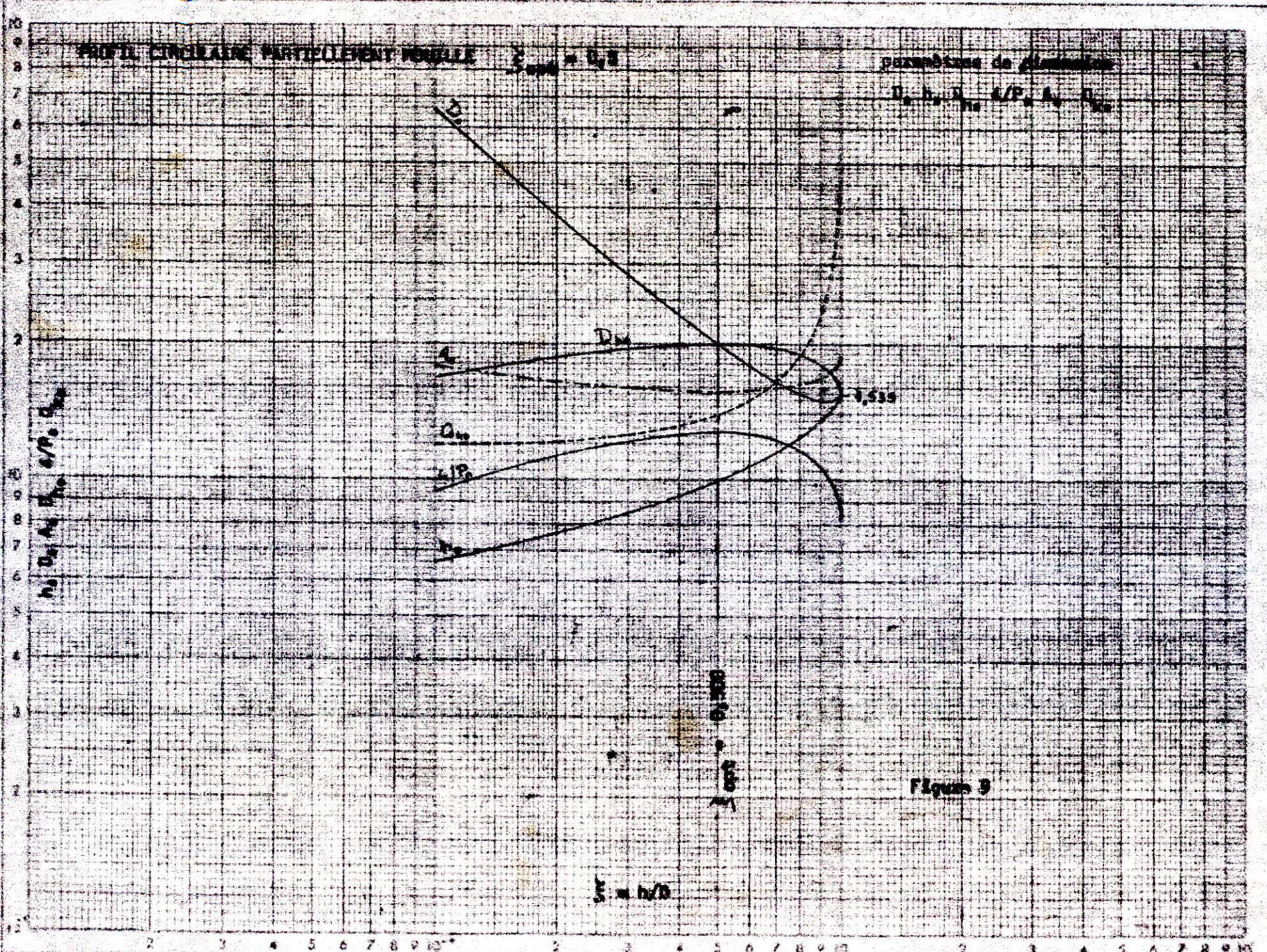
$$f = (1,14 - 0,86 \frac{D}{L})^{-2} = 0,028840$$

$$\Delta H_t = 1,15 \times \frac{0,028840}{0,25} \cdot \frac{(1,076)^2}{19,6} = 0,979 \text{ m}$$

PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT NOUÉE  $\xi_{max} = 0,8$

paramètres de glissement

$D_0, h_0, D_{10}, \lambda/P_0, \lambda_0, D_{10}$

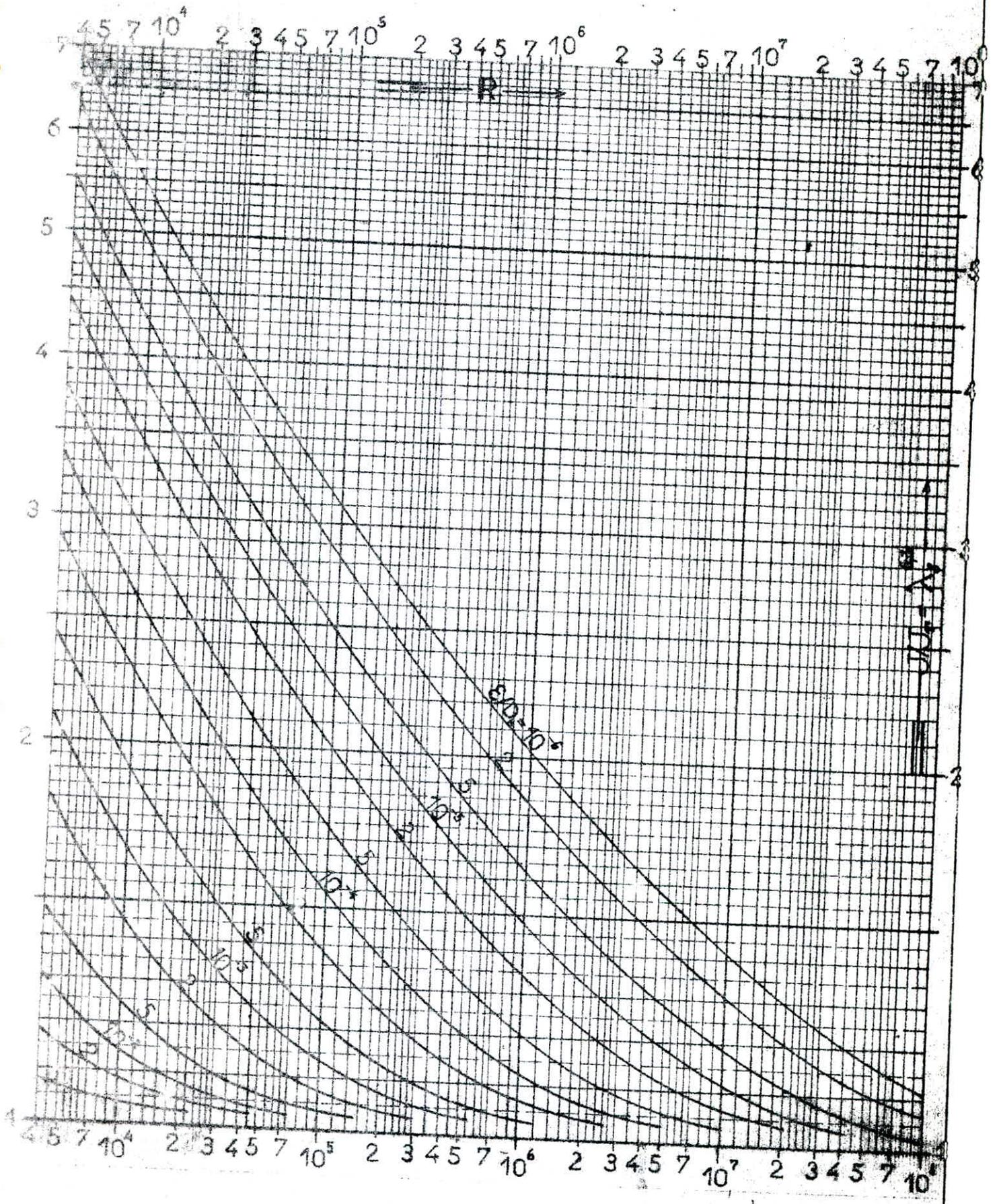


$\xi = 0,8$

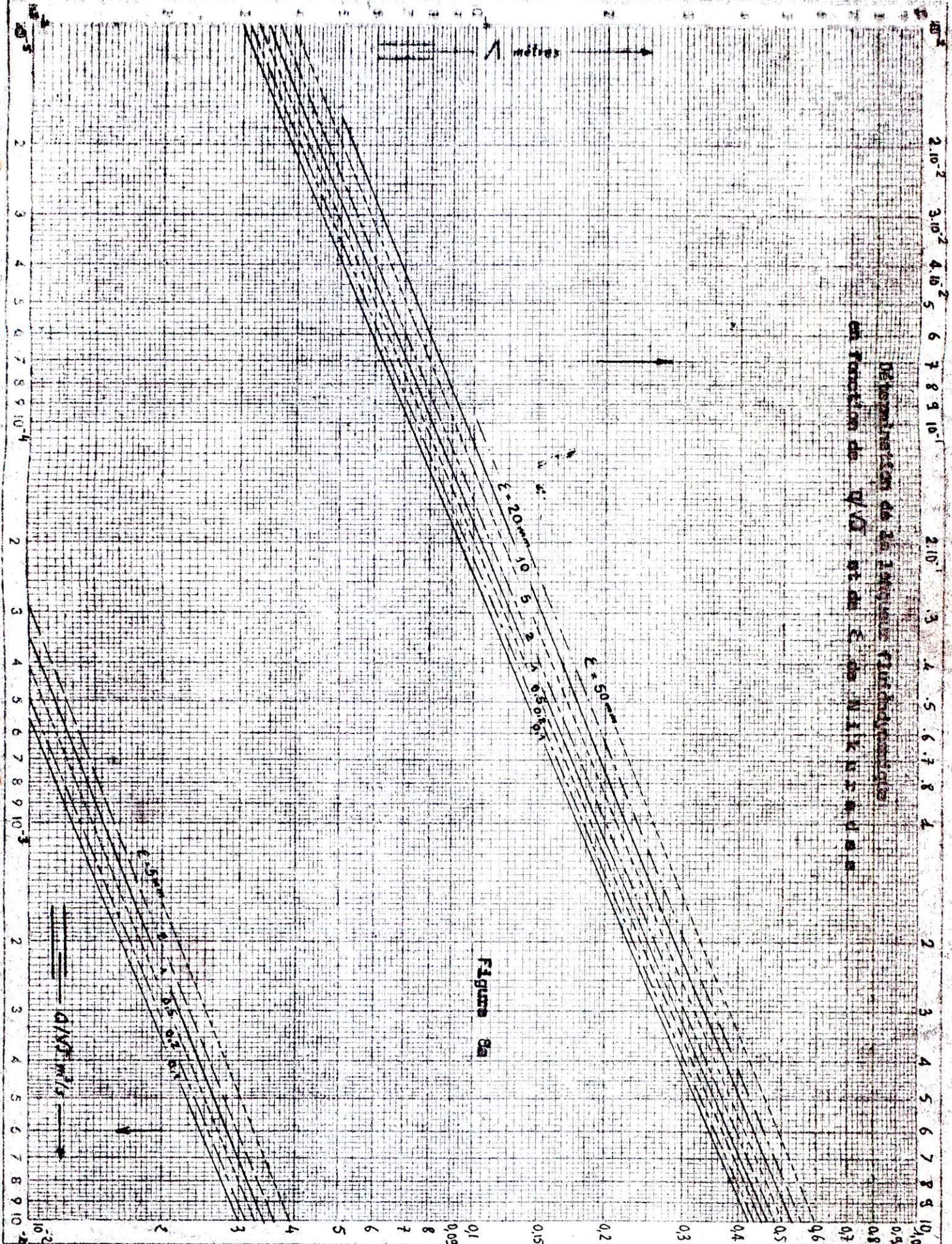
RATIO = 0,8

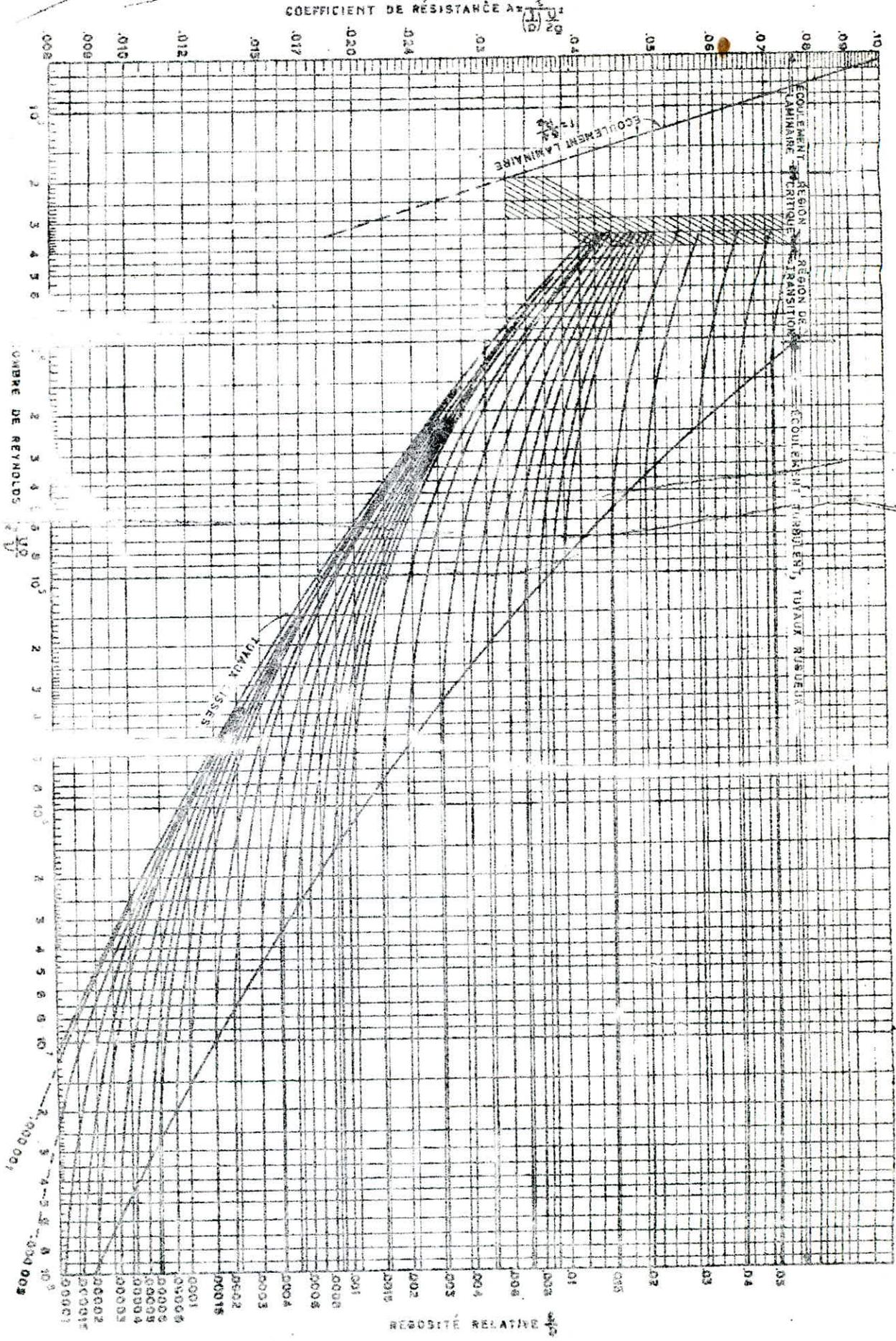
Figure 9

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



Determination de la constante hydrodynamique  
 en fonction de  $Q/\sqrt{L}$  et du  $\epsilon$  de MILIKIN et al.





Exemple :  $R_0 = 3 \times 10^5$ ,  $\frac{\epsilon}{D} = 0.001$ ,  $\lambda = 0.0164$

Ce qui nous donne le même résultat  
donc la côte du radier sera.

$$C_R = 154,72 + 7 + 3 + 2,5 + 0,9792 = 168,2 \text{ m}$$

Besoins des zones (A et B)

Domestiques :

$$11000 \times 200 = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$$

Municipaux

$$333,8 + 16 + 25 + 9 + 20 = 403,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

majoration de la consommation (de 30%)

$$2603,8 + 781,14 = 3384,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

d'où la consommation max journalière sera :

$$3384,94 \times 1,3 = 4400,422 \text{ m}^3/\text{j}$$

d'où le débit de pointe

$$Q_p = \frac{3384,94 \times 2,6}{24} = 366,70 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 101,86 \text{ l/s} = 102 \text{ l/s}$$

3.2.2.) La côte de radier du réservoir existant est de :

$$C_R = 136 \text{ m}$$

Calculons les pertes de charge dans la conduite

d'amenée.  $R_1 - 1$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \Delta H_L$$

Calculons le coef de frottement  $f_r$  par la formule de NUKARDZE

$$f_r = (1,14 - 0,86 \frac{1}{n} \frac{c}{D \cdot h})^{-2}$$

$$n = 102 \text{ l/s}$$

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

$$c = 0,001 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,102}{3,14}} = 360 \text{ m} = 350$$

d'où la vitesse corrigée sera :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,102}{3,14 (0,35)^2} = 1,06 \text{ m/s}$$

$$\text{donc } f_r = 0,026202$$

Ceci nous permet de calculer la P.d.c totale

$$\Delta H_t = 1,15 \times 100 \cdot \frac{0,026202 \cdot (1,06)^2}{0,35 \cdot 19,6}$$

$$\Delta H_t = 0,493 = 0,5 \text{ m.}$$

1.1 Choix du tracé

1) Il doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera de respecter dans les mesure du possible il importe en premier lieu de rechercher le profil en long le plus régulier que possible et dont la rampe vers toujours dans le même sens vers le resrvoir d'accumulation.

Cette précaution élimine les contre - pentes, qui, au droit des points hent ainsi formé peuvent donner naissance, en exploitation à des cantannements d'air plus ou moins difficiles à évacuer de plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de belier ne sont pas suffisantes, le phénomène de cavitation peut occasionner des éclatements de canalisation au cours de la phase de surpression.

Dans un but économique, il sera tenté d'allier au leilleur profil en long, le tracé le plus court possible.

1.2)2°/ Calcul du diamètre économique .

Du point de vie économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liés.

En effet, plus le  $\phi$  de les conduite est petit, pour un même debit à relever, plus le perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, d'où l'énergie sera importante.

Il est donc infinitif qu'il existe un  $\phi$  économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre .

\* Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le  $\phi$  de la conduite.

\* Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le  $\phi$  augmente par suite de la diminution des pertes de charge. Ajoutant à ceci quelque paramètre susceptibles de varier .

d'une part : Le prix de sevient du mètre lineaire de la conduite, et le prix du Kwh d'énergie électrique.

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

### 1.3) Calcul du diamètre économique

La relation de BONNIN nous donne une approche du diamètre économique et à partir de la valeur ainsi déterminée, on choisit des  $\phi$  normalisés supérieurs sur lesquels portera l'étude technico-économique.

Relation de BONNIN .

D : en (m)

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

Q : en (m<sup>3</sup>/s)

Données

$$Q = 34 \text{ l/s}$$

$$L = 575 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$$

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

$$D = \sqrt[4]{0,034} = 0,184 \text{ m soit un diamètre normalisé.}$$

$$D = 200 \text{ mm.}$$

\* La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ (m/s)}$$

\* Nombre de Reynolds .

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

\* Le coef de frottement est calculé en moyennant la formule de Colebrook.

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

La résolution de cette équation se fait par approximations successives, la 1<sup>er</sup> est donnée par la formule de NIKURASIE .

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

(valable uniquement en régime turbulent rugueux).

\* Le gradient de la perte de charge en régime turbulent rugueux est calculé à l'aide la formule de DARCY-WEISBACK.

$$J_r = \frac{Fr}{D} \frac{V^2}{2g}$$

\* La perte de charge linéaire  $\Delta hr$  en régime turbulent rugueux est égale à :

$$\Delta hr = J_r \cdot L \text{ (m)}$$

\* Le facteur de correction pour le gradient de la perte de charge

$$j = \lambda \cdot J^{5,3}, \quad J_r \text{ avec } \lambda_j^{5,3} = \frac{F \cdot c}{F_r}$$

\* La perte de charge lineaire  $\Delta h_l$  en regime de transition

$$\Delta h_l = J \cdot L \text{ (m)}$$

\* Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges lineaires .

$$\Delta h_s = 0,15 \Delta h_l \text{ (m)}$$

d'où le perte de charge totale  $\Delta H$  est :

$$\Delta H = \Delta h_l + \Delta h_s \text{ (m)}.$$

1.4) \* Calcul de la hauteur manometrique totale H M T.

$$H M T = \Delta H + H_g \text{ (m)}$$

où  $H_g$  : hauteur géométrique d'élevation pour le cas du refoulement à partir d'un forage vers un recevoir .

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

$$C T P = 173,2 \text{ m.}$$

$$C N D = 37,5$$

$$\text{d'où } H_g = (173,2 + 0,5) - 37,5 = 136,2 \text{ m.}$$

\* Calcul de la puissance absorbée.

$$P = \frac{H M T \cdot g \cdot Q}{\eta_p} \text{ (Kw)}.$$

où  $\eta_p$  est le rendement de la pompe.

\* L'énergie consommée E.

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

\* Frais d'exploitation  $F_e$  de la S.P

$$F_e = E \cdot e \text{ (DA)}$$

où e est le prix de l'énergie.

La SONELGAZ nous à fournit les renseignements suivants :

$$e = a. c. P_e + d. P_a + \sum e_h. n_h.$$

où a = redevance fixe

e.  $P_e$  = puissance mise à disposition

$d P_a$  : puissance absorbée

avec c = 2,10 DA /kw/ mois

d = 9,80 DA / kw/ mois

$c P_e + d P_a$  = termes de puissance

$\sum e_h. n_h$  : consommation effective d'énergie (DA/kwh)

le terme  $e_h$  est déterminé en tenant compte des trois (3) tarifs au cours de la journée

Heures de pointe

$$17^h \rightarrow 21^h; e_{h1} = 0,4735 \text{ DA / Kwh}; n_{h1} = \frac{4}{24} = 0,167$$

Heures pleines :

$$\begin{array}{l} 6^h \rightarrow 17^h \\ 21^h \rightarrow 22^h \end{array} \rightarrow e_{h2} = 0,0981 \text{ DA/ kwh}; n_{h2} = \frac{16,5}{24}$$

Heures creuses :

$$22^h \text{ } 30 \rightarrow 6^h; e_{h3} = 0,0248 \text{ DA / kwh}; n_{h3} = \frac{7,5}{24} = 0,312$$

d'où  $\sum e_h. n_h = e_{h1}. n_{h1} + e_{h2}. n_{h2} + e_{h3}. n_{h3} = 0,1379 \text{ DA /kwh}$

$$e = a + c P_e + d P_a + \sum e_h. n_h$$

$$e = 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \times 24 \times 30 = 0,19 \text{ DA / kwh.}$$

1.5) Frais d'amortissement.

Suivant le règlement, le prix de la conduite sera amorti sur une durée de 30 ans avec un taux d'intérêt de 8 % adopté en Algérie et qui correspond à une somme de 1 DA à une annuité de :

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

avec  $i = 8 \%$

$n = 30$  ans.

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$

Frais d'amortissement.

D (mm)	Prix en ml	L (m)	Prix de la conduite	Annuité
150	184,93	575	106 334,75	9570,1275
200	229,56	575	13 1997	11879,73
250	267,22	575	153 651,50	13828,635
300	333,07	575	191 515,25	17236,3725

$$Hg = (173,2 + 0,5) - 37,5 = 136,2 \text{ en}$$

$$= 75 \%$$

## 1.6 Frais d'exploitation

Diamètre(mm)	150	200	250	300
V (m/s)	1,92	1,08	0,69	0,48
R	288000	216 000	172 500	144 000
Fr	0,0181174	0,0169684	0,01615080	0,01552595
Jr	0,022717	0,0050489	0,00156927	0,00060836
$\Delta$ Hr	13,062275	2,9031175	0,90233025	0,349807
Fe	0,0195126	0,0190489	0,018935	0,018991
$\sqrt{J}$ 5,3	1,077	1,1208	1,1724	1,2231
J	0,02446	0,0056588	0,00183981	0,00074408
$\Delta$ He <sub>1</sub>	14,0645	0,2538	1,05789	0,427846
$\Delta$ Hs	2,1096	0,48807	0,15868	0,064177
$\Delta$ Ht	16,174	3,7118	1,21657	0,49202
Hmt	152,374	139,912	137,416	136,692
P(kw)	67,694	62,158	61,049	60,727
F <sub>E</sub>	592999,44	544504,08	534789,24	532168,52
Prix Exe	112669,89	103455,77	101609,95	101074,02

D (m)	Frais d'exploitation.	Frais d'amortissement	Total
0,150	112669,89	9570,1275	122240,0175
0,200	103455,77	11879,730	115335,50
0,250	101609,95	13828,635	115438,585
0,300	101074,02	17236,3725	118310,395

\* Donc le  $\phi$  économique est de l'ordre de 200

La conduite d'adduction est en acier donc  
Ce choix repose sur les critères suivants.

- les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que ceux en fonte, ils sont moins fragils, ils offrent une facilité dans le transport.
- Ils possèdent une pression de service très élevée.
- Ils permettent une pose beaucoup plus souple.
- L'assemblage se fait de bout en bout et avec un simple soudage.

\* Par contre les tuyaux sont très sensibles à la corrosion et de ce fait doivent être revêtus intérieurement et extérieurement.

### 1.1. Choix du groupe de pompes.

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

Ce choix doit se faire de telle manière que cette pompe soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coup le plus faible du  $m^3$  d'eau élevé.

Sur la base de ces paramètres cités on a choisi un groupe électro pompes immergés équipé d'une part d'une pompe centrifuge multi cellulaire à roues semi-axiales avec clapet de retenue dans le corps de refoulement; une crépine d'aspiration située entre la pompe et le moteur, et un accouplement rigide démontable. D'autre part d'un moteur de type GB à bobinage mouillé, et raccordement électrique par jonction fixe.

\* On a prévu également une 2e pompe qui servira de secours.

---

N.B.) Notons que le forage existant est équipé d'un groupe électro-pompes immergés, de même type .

Pour tracer la courbe caractéristique de la conduite on calcule les pertes de charge qui produisent.

Elles sont calculées par 2 méthodes

- La longueur fluïdo-dynamique

- Méthode classique

1) Méthode de la longueur fluïdo-dynamique (LAPRAY)

$$Q = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$D = 0,200 \text{ m}$$

$$L = 575 \text{ m}$$

$D_0 = 1,539$  Pour une conduite Pleine

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,200}{1,539} = 0,12995$$

et  $\varepsilon = 10^{-4}$  (=) abaque 8 a on tire  $\frac{Q}{\sqrt{rJ}} = 0,49$

Ce qui nous donne

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,49 \Rightarrow J = \frac{Q^2}{(0,49)^2} = \frac{(0,034)^2}{(0,49)^2} = 0,0048146$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,034}{\pi (0,2)^2} = 1,08 \text{ m/s}$$

Vérification par la méthode classique

Le coefficient de frottement d'après Colebrook

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

La 1ère approximation est donnée par la valeur de  $F_r$  (Nikurade)

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

$$F_r = 0,016968$$

$$\text{d'où } F_c = 0,0190489$$

$$\text{d'où } \Delta H = 1,15 \cdot L \cdot \frac{F_c \cdot 8 \cdot Q^2}{D^5 \cdot \pi^2 \cdot g}$$

$$\Delta H = 1,15 \cdot 575 \cdot \frac{0,0190489 \cdot 8 \cdot (0,034)^2}{(0,2)^5 \cdot (3,14)^2} = 3,234 \text{ m}$$

### 1.3. Caractéristique de la pompe.

Marque : Jeumont shneider

Type : 91253S10 GB /95

Ns : 2850 trs/mn (Rendement 76,5%)

Nb d'étage = 9

Diamètre du forage . D = 9 pouces

Hmt = 145 m

Q = 125 m<sup>3</sup>/h

Puissance absorbée par la pompe

$$P_p = 66,5 \text{ kw}$$

PM' Puissance nominale des moteurs

$$PN = 70 \text{ kw}$$

Masse : 355 kg

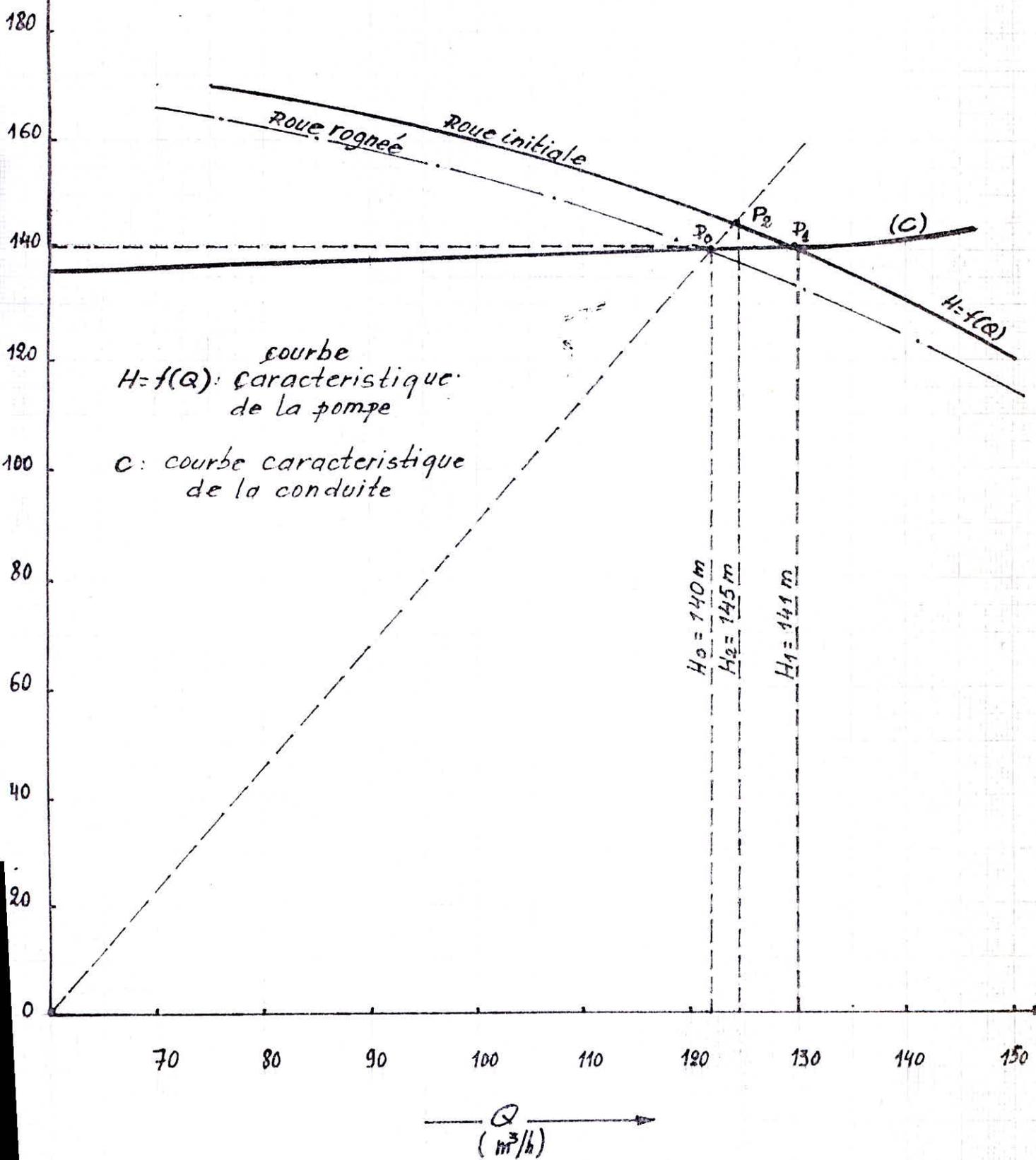
CALCUL DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

(m /w)	V (m/s)	R	Fr	FC	J	DHt (m)	Haut
00	0,707	$1,41 \cdot 10^5$	0,016968	0,019868	0,0025334	1,675	137,875
30	0,796	$1,59 \cdot 10^5$	0,016968	0,019614	0,0031703	2,096	138,296
60	0,885	$1,77 \cdot 10^5$	0,016968	0,019402	0,003876	2,563	138,763
90	0,973	$1,94 \cdot 10^5$	0,016968	0,019235	0,004645	3,072	139,272
120	1,062	$2,12 \cdot 10^5$	0,016968	0,019080	0,005489	3,529	139,829
150	1,150	$2,3 \cdot 10^5$	0,016968	0,018946	0,0063918	4,226	140,426
180	1,238	$2,47 \cdot 10^5$	0,016968	0,018936	0,0074036	4,895	141,095

$$Q_0 = 122,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_1 = 130 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_2 = 124,5 \text{ m}^3/\text{h}$$



(1-4) Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement s'obtient par l'intersection de la courbe caractéristique du refoulement pour différents débits et les courbes caractéristiques de la pompe.

\* Caractéristique de la conduite de refoulement (voir tab)

$$\varnothing = 200 \text{ mm}$$

$$L = 575 \text{ m}$$

$$\epsilon = 10^{-4}$$

$$v = 1$$

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

Sur le schéma, on a tracé les caractéristiques de refoulement de diamètre  $\varnothing 200$  mm et de longueur 575 m et les caractéristiques de la pompe choisie du catalogue.

La courbe  $H = f(Q)$  coupe la caractéristique de la conduite au point  $P_1$  qui représente le point de fonctionnement de la pompe avec un débit  $130 \text{ m}^3/\text{h}$  et une hauteur  $H = 141 \text{ m}$ .

Alors le point  $P_0$  de coordonnées  $(Q = 122,4 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 140 \text{ m}$ ) représente le point de fonctionnement désiré.

Donc, vu la différence qu'il y a entre les 2 hauteurs et les deux débits, on devra étudier les différentes possibilités pour les rapprocher le plus possible.

1.4.1. 1ère solution :

Si on accepte le point de fonctionnement du point  $P_1$ , on doit diminuer le temps de pompage tout en gardant un rendement satisfaisant.

$$\begin{aligned} ( Q &= 130 \text{ m}^3/\text{h} = 36,11 \text{ l/s} \\ ( H &= 141\text{m} \end{aligned}$$

Pour le point Po désiré on a :

$$\begin{aligned} ( Q &= 122,4 \text{ m}^3/\text{h} = 341/\text{s} \\ ( H &= 140 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc le volume rentrant au réservoir est de :

$$0,034 \times 86400 = 2937,6 \text{ m}^3$$

D'où le temps de pompage va se réduire à :

$$t = \frac{2937,6}{0,03611 \times 3600} = 22,59 = 23 \text{ h}$$

La puissance absorbée est donc :

$$P_a = \frac{\rho \times Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,8 \times 0,03611 \times 141}{0,765} = 65,22 \text{ kw}$$

et avec une majoration de 10% on aura

$$P_a = 71,74 \text{ kw}$$

Cette solution consiste à vanner sur le refoulement ce qui entraîne un gaspillage d'énergie. En outre sur le plan mécanique, la pompe devient bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue, vu la réduction de la section 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 celles pour lesquelles la pompe a été conçue.

Ce vannage va créer une perte de charge égale à  $P_0 \cdot P_3$

$$\Delta H = P \cdot P_3 = 141 - 140 = 1 \text{ m}$$

et la puissance de la pompe sera alors :

$$P_a = \frac{9,8 \times 0,034 \cdot 157}{0,765} = 68,38 \text{ kw}$$

en majorant de 10% on aura :

$$P_a = 75,22 \text{ kw.}$$

### 3e solution (1.4.3)

Elle consiste à rogner la roue de façon à faire passer la courbe  $H = f(Q)$  par le point de fonctionnement désiré. Notons que cette solution n'est valable que si le pourcentage de rognage ne dépasse pas les 20% parce que le rendement de la pompe ne reste pas rigoureusement constant, car il varie dans le même sens que le diamètre de la roue.

Calculons le coef de rognage.

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{H'}{H} \quad (1)$$

Posons  $d = m.D.$

$m$  étant le coef de rognage

L'expression (1) peut s'écrire  $\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{1}{m^2}$

en se référant à la figure (1), on peut déduire des triangles semblables  $OPo$  (Q)  
 $PPoQ'$  la relation suivante

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} \quad (2)$$

d'après la relation (1) on a :  $\frac{Q'}{Q} = \frac{1}{m^2}$

$$\text{d'où } Q'm^2 = Q \implies m = \sqrt{\frac{Q}{Q'}}$$

$$m = \sqrt{Q/Q'}$$

Sachant  $Q = 122,4 \text{ m}^3/\text{h}$ ; et en se référant à la fig. (1) on tire la valeur

$$Q' = 124,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{d'où } m = \sqrt{\frac{Q}{Q'}} = \sqrt{\frac{122,4}{124,5}} = 0,98$$

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

Ainsi on pourra tracer la nouvelle courbe ( voir fig 1)

Le diamètre de la roue rognée est :

$$d = m-D = 0,98 \cdot 200 = 196 \text{ mm}$$

La puissance absorbée dans ce cas est alors :

$$P_a = \frac{9,8 \cdot 0,034 \times 140}{0,765} = 60,977 \quad 61 \text{ kw}$$

Avec une majoration de 10% on aura :

$$P_a = 67,1 \text{ kw.}$$

Conclusion : La puissance absorbée après rognage de la roue est inférieure à celles absorbées dans le cas de la 1e et 2e solution.

Vu cette différence on opte pour le rognage de la roue avec 1 pourcentage de 2%.

### 5.1) Distribution

Pour la ville d'AHMER EL-AIN, on adopté, qui malgré couteux le réseau de distribution de type maillé. En effet <sup>il</sup> présente l'avantage de l'alimentation en retour en cas d'incident au niveau d'une conduite, une simple manœuvre de robinets permettra d'isoler le trançon endommagé et continu l'alimentation des autres consommateurs.

### 5.2) Debits soutirés.

Le debit soutiré dans chaque noeud a été déterminé en fonction de la répartition que nous avons suppose uniforme de la population et des besoins collectifs.

En conséquence, le travail s'explique de la manière suivante :

- 1) Calcul de la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des mediatrices.

Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des trançons de conduite formant le réseau, ainsi on obtient un contour de chaque noeud une fois la superficie, et la dotation spécifique connues, à ce moment on pourra déterminer le debit soutiré pour chaque noeud.

### 5.3) Formules utilisées pour calculer les debits soutirés.

$$Cs = \frac{Q_{pi}}{Pt}$$

$$Ch = \frac{Q_p}{S}$$

$$P_p = \text{Six } d$$

$$d = \frac{Pt}{S}$$

$$q_{si} = \text{six } Ch.$$

du noeud	de la maille	debut de par chaque noeud (ha)	lab/ha	Possible	cons. specifi- que (l/s)	cons. moy- journaliere (l/s)	de pointe	soutiras (l/s)
1	I	2,15	210	451	307,7	1,61	2,6	4,18
2	I	1,075	-"-	226	-"-	0,80	-"-	2,08
3	I + II	1,81	-"-	380	-"-	1,35	-"-	3,52
4	I + II	1,81	-"-	380	-"-	1,35	-"-	3,52
5	I	1,075	-"-	226	-"-	0,80	-"-	2,08
6	II + III	1,47	-"-	309	-"-	1,10	-"-	2,86
7	II + III	1,47	-"-	309	-"-	1,10	-"-	2,86
8	III + IV	9,435	-"-	1981	-"-	7,05	-"-	18,36
9	III + IV + V	7,870	-"-	1653	-"-	5,88	-"-	15,31
10	III + V	4,035	-"-	847	-"-	3,01	-"-	7,84
11	IV	4,750	-"-	998	-"-	3,55	-"-	9,25
12	IV	2,950	-"-	619	-"-	2,20	-"-	5,73
13	IV	3,850	-"-	809	-"-	2,88	-"-	7,49
14	IV + V	5,720	-"-	1201	-"-	4,27	-"-	11,12
15	V	1,875	-"-	394	-"-	1,40	-"-	3,65
16	V	1,075	-"-	217	-"-	0,77	-"-	2,01
								101,86

La consommation spécifique  $c_s = \frac{Q_{\text{moy-journ.}}}{P}$

$$c_s = \frac{3384,94}{11000} = 307,7 \text{ l/s}$$

la surface totale  $s_t = 52,38 \text{ ha}$

debit soutire:  $q_s = \text{Cons. moy-journ. (l/s)} \times \text{Coef de pointe}$

N° du noeud	N° de la maille	Surface desservie par chaque noeud (ha)	Densité hab/ha	Population Possible	Consommation spécifique (l/l)	Consommation moyenne journalière (l/s)	Coef de pointe	Debits, sources (l/s)
1	I + II	11,025	119	1312	292,66	4,44	2,6	4,18
2	II	4,05	-"-	482	-"-	1,63	-"-	4,27
3	II	4,450	-"-	529	-"-	1,79	-"-	4,67
4	II + III	5,170	-"-	615	-"-	2,08	-"-	5,42
5	II + III + IV	5,845	-"-	696	-"-	2,36	-"-	6,14
6	I + II + IV	8,275	-"-	985	-"-	3,33	-"-	8,66
7	III	0,92	-"-	110	-"-	0,37	-"-	0,96
8	III + IV	1,830	-"-	218	-"-	0,74	-"-	1,92
9	I + IV	4,355	-"-	518	-"-	1,75	-"-	4,55
10	I	4,50	-"-	535	-"-	1,81	-"-	4,71
								52,84

$S_i$  : Surface desservie par chaque noeud

$S$  : surface totale de l'agglomerations (ha)

$C_s$  : consommation spécifique (l/j)

$d$  : densité ( hab/ha)

$P_p$  : population possible

$P_t$  : population totale

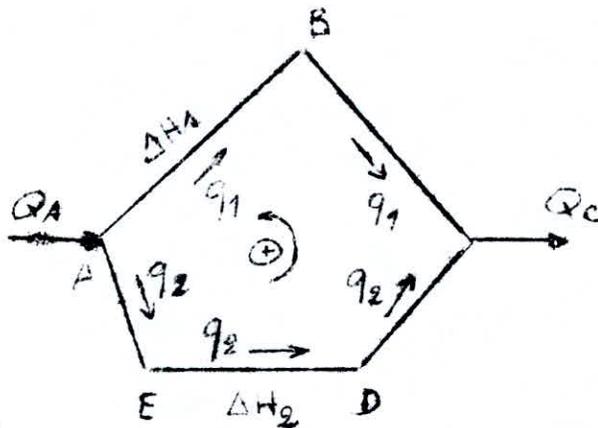
$Q_m$  : consommation moyenne journalière

$Q_p$  : debit de pointe .

#### 5.4 Calcul du réseau maillé par la méthode d'HARDY-CROSS.

Selon la méthode d'HARDY-CROSS, le calcul <sup>du</sup> réseau maillé est basé sur des approximations successives. Cette méthode repose sur les 2 lois suivantes.

- 1<sup>e</sup> Loi : En un noeud quelconque de conduites, la somme des debits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des debits qui en partent
- 2<sup>e</sup> Loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algebrique des pertes de charge est nulle.



$$\begin{cases} Q_A = q_1 + q_2 = Q_C \\ \Delta H_1 - \Delta H_2 = 0 \end{cases}$$

#### (5.4.1) Les pertes de charge dans le réseau

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge dûes aux frottements.

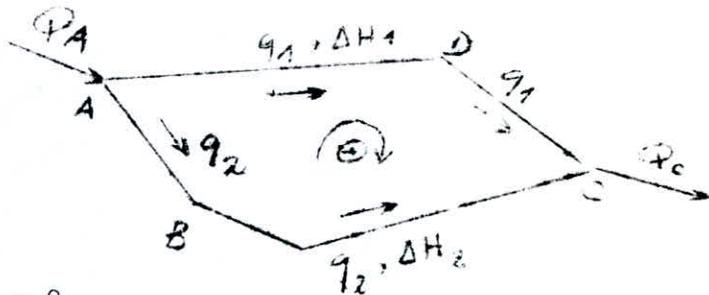
Le coef de frottement  $F$  de NIKURADSE en regime turburent rugueux ne depend que du rapport  $\frac{\epsilon}{Dh}$ , mais en réalité ce coef depend aussi d'un autre facteur qui Ve nombre de Reynolds ( $R$ ), à cet effet, Caolebrook nous a établi sa formule la plus utilisée en pratique et sur laquelle repose la suite de nos calculs:

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

#### 5.4.1) Debit correctif ( $\Delta q_c$ )

HARDY-CROSS propose tout d'abord de fixer dans chaque maille du reseau une repartition arbitraire des debits en 1<sup>er</sup> approximation ainsi qu'un sens tout en respectant la 1<sup>er</sup> loi.

ex :



$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$

Ensuite on choisira les diamètres  $D_1$  et  $D_2$  qui peuvent faire écouler  $q_1$  et  $q_2$  respectivement, et créant des pertes de charge  $\Delta H_1$  et  $\Delta H_2$  sur les trançons respectifs .

A D C et A B C.

d'où la 2<sup>e</sup> loi nous permet d'écrire :

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0.$$

Généralement cette égalité n'est pas satisfaite en 1<sup>e</sup> approximation, donc il faudra faire appel à une modification des débits  $q_1$  et  $q_2$ . Soit  $\Delta q$ , la valeur nécessaire pour modifier les débits alors, pour que  $Q_A$  reste constant, il va falloir ajouter  $\Delta q$  à  $q_1$  et le retrancher de  $q_2$  ou inversement :

$$\begin{cases} q_1' = q_1 + \Delta q \\ q_2' = q_2 - \Delta q \end{cases}$$

d'autre part nous savons que les pertes de charge le long d'une conduite sont proportionnelles au carré du débit, ce qui ramène à écrire :

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

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

où  $r_1$  et  $r_2$  sont respectivement les résistances des conduites A D C et A B. en appliquant la 2<sup>e</sup> loi on a :

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

(Le terme  $\Delta q^2$  est négligé devant  $q$ )

d'où on tire :

$$\Delta q_1 = - \frac{r_1 q_1^2 + r_2 q_2^2}{2 (r_1 q_1 + r_2 q_2)} \quad (1)$$

ou que :  $r_1 = \frac{\Delta H_1}{\frac{q_1^2}{2}}$  ,  $r_2 = \frac{\Delta H_2}{\frac{q_2^2}{2}}$

L'expression (1) s'écrit : 
$$\Delta q_1 = - \frac{\sum \Delta H}{2 \sum \frac{\Delta H}{q}}$$

Ce debit correctif sera affecté de son signe pour la correction des debits dans les conduites propres à la maille, et de son signe contraire dans le cas des conduites communes entre deux mailles.

Si la 2<sup>e</sup> loi n'est pas satisfaite, il faudra refaire le calcul, et corriger les debits une 2<sup>e</sup> fois avec un  $\Delta q_2$  calculé comme précédemment, et ainsi de suite, jusqu'à la verification de la 2<sup>e</sup> loi.

#### (5.5) Application de la méthode d'HARDY-CROSS pour notre réseau maillé

En l'an 2010, la ville d'AHMER EL-AIN sera de moyenne importance et c'est pour cette raison d'ailleurs qu'on a dressé son réseau schématique constitué de cinq mailles pour la zone basse (A et B) et quatre mailles pour la zone haute (c).

##### (5.5.1) Raisonnement sur la maille

Tout d'abord on se donne des debits arbitraires dans les conduites de part et d'autre du point de jonction du réseau avec la conduite principale d'amenée, ainsi que des vitesses d'écoulement comprises dans l'intervalle (0,4 - 1,2 )m/s.

Après quoi on passe au calcul des diamètres qui sont fonction des debits et des vitesses déjà choisis.

gamme de diamètres normalisés (mm)

60,80 - 100 - 125 - 150 - 175 - 200 - 250 - 300 - 350 - 400 ...)

Puis on entame les approximations successives jusqu'à ce que les pertes de charge dans le contour fermé (maille) soient inférieures à 0,5 m et la valeur du debit correctif elle aussi sera inférieure à 1 l/s.

Pour éviter les erreurs d'une part, et pour ~~gain~~ de temps d'autre part, le calcul du réseau maillé a été programmé et exécuté à l'aide d'une

Programme pour le calcul du réseau maillé sur une Ti 59

\* L b L A RcL 03 RcL 00 = \* Log 2 + / -- + 1,14 =  $x^2 \frac{1}{x} \cdot 5$  To 05

\* L b L = 2,51 x RcL 00 x \* II x RcL 04 4 RcL 01 \*/x/  
 RcL 05 x + RcL 03 3,7 RcL 00 = \* LoG 2 + / --  
 =  $x^2 \frac{1}{x}$  STo 06 - RcL 05 = \* /x/ iNV x t  
 $x^2$  RcL  $x^2$  \* II  $x^2$  9,8 RcL 00  
 $y^x 5$  = STo 07 R/S x RcL 03 = STo 08 S U M 09  
 R/S RcL 01 = STo 10 S U M 11 R/S \* LbL B RcL 09  
 R/S RcL 11 R/S = + / -- STo 12 RcL 09 + / -- S U M 09  
 RcL 11 + / -- S U M 11 13 R/S

Introduction.

$D_i$  \_\_\_\_\_ S T 0 00  
 $Q_i$  \_\_\_\_\_ S T 0 01  
 $L_i$  \_\_\_\_\_ S T 0 02  
 \_\_\_\_\_ S T 0 03  
 \_\_\_\_\_ S T 0 04

Precision  $x \Rightarrow t$

Exécution

Résultats

appuyer sur : A \_\_\_\_\_ J  
 R/S \_\_\_\_\_  $\Delta H_i = r_i Q_i^2$   
 R/S \_\_\_\_\_  $\frac{\Delta H_i}{Q_i} = r_i Q_i$

#### (5-6) Calcul des pressions :

Le calcul de la pression de service dans chaque noeud est deduite à partir de la côte piézométrique du noeud précédent en otant les pertes de charge qui peuvent se produire le long de la conduite, et en retranchant de nouveau la côte du terrain du noeud en question.

N.B: Veuller à se deplacer toujours suivant le sens de l'ecoulement.

- Les résultats sont portés sur le tableau qui suit.

#### (5-7) Equipement du réseau de distribution

Le materiau qui constitue les conduites de distribution est l'acier. On l'a choisi pour les raison suivantes.

- ils sont plus legers que les tuyaux en Fonte, d'où économie sur le transport.
- Leur resistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacements de terrains) est superieure à celle des tuyaux en matières plastiques et en Fonte.
- Ils sont plus longs que les tuyaux en Fonte, ce qui diminue le nombre de raccordements et rend la pose plus rapide.
- Par la possibilité de jouer, à volonté sur la nuance de l'acier ou l'épaisseur de la tôle, ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de services si dures soient-elles.
- Par rapport aux conduites en Fonte, celles en acier présentent l'avantage de ne pas être fragiles.
- Elles sont disponibles au marché.

**(5.7.1) Les Joints :**

En ce qui concerne le choix du type de joints, ont intervenu les facilités et la rapidité de confection et de montage et surtout la garantie d'étanchéité car des petites mouvements d'un tuyau par rapport à l'autre inevitables.

En plus, les fuites des réseaux qui atteignent souvent des proportions considerables se produisent notamment aux joints dont le choix est donc d'une importances toute particulière.

Pour ces conduites en acier qu'on venait de choisir, on s'efforcera essentiellement d'assurer la continuité de la conduite de manière que l'on puisse compter sur la resistance longitudinale.

Les deux types de joints disponibles sur le marché algérien sont :

a) Joint à manchon qui s'applique à des éléments de tuyaux lisses: on couvre le joint d'un manchon, puis l'on coule du plomb dans l'espace annulaire entre tuyau et manchon.

Ce type de joint apparait comme le plus rigide et offre le maximum de resistance aux efforts longitudinaux.

b) Joint Gibault :

Le plomb est remplacé par des anneaux de caoutchouc : on utilise ce type de joint quand on se trouve dans des terrains sujet à des mouvements et que l'on cherche des joints susceptibles de se porter à certaines déformations.

On a opté pour les joints à manchons qui ont l'avantage d'offrir le maximum de résistance aux efforts longitudinaux.

5.7.2.) Organes et accessoires :

En règle générale au sein du réseau, les divers appareils de puisage, tels que les bouches d'incendie, éventuellement les bornes fontaines suffiront par leur présence à éviter les catonnements d'air dans les points hauts du réseau (on indiquera la pose des ventouses ou décharges (s'il y en a) aux divers points où sont susceptibles de se former des poches d'air ou des dépôts qui diminueraient la section de passage de l'eau et pourraient être à l'origine de sur pressions dangereuses.

Robinetts-vanne.

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation on les trouve donc à chaque noeud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite afin de faciliter la réparation d'un bief accidenté tout en limitant la gêne ainsi occasionnée.

Ventouses :

Elles seront placées sur les points les plus hauts, leur rôle est d'évacuer l'air entraîné par l'eau venant s'accumuler en ces points et qui a tendance à perturber l'écoulement ou à détériorer le réseau.

Tes On envisage un té dans chaque ramification à trois diamètres si leur dimensions ne sont pas les mêmes. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvoir les placer.

### (5.7.3) Epreuves des joints et canalisations principales.

Quand une certaine longueur de canalisation a été mise en place, elle est soumise à un essai à la presse hydraulique, essai dans le but est de s'assurer de l'étanchéité des joints .

Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles, sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du dit-revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

#### Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés.

Après 48 heures de mise en pression, la perte par rapport à la capacité du réseau est alors constatée.

### (5.7.4) Stabilisation des canalisations

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les tés, et les extrémités, il y'a lieu d'aménager des butées, généralement constituées par des massifs de béton.

La poussée se calcule par la formule suivante.

$$F = K. P. S$$

où F : poussée exprimée en da N.

P : Pression d'essai hydraulique sur chantier (en bars)  
 S : Surface de la section interieure du tuyau (en  $\text{cm}^2$ )  
 K : Coeficient dont la valeur depend du cas étudié.

Valeurs de K :

coudes : k = 1,44	pour les coudes (1/4)
k = 0,766	" " " (1/8)
k = 0,391	" " " (1/16)
k = 0,196	" " " (1/32)

Pour les tés et les extremités : k = 1.

Direction des Poussées.



Coude



Té



Extremité.

#### (5.7.4) Surveillance et en tretien.

On peu remedier aux petites fuites par un simple matage des joints : il faudra interrompre le service et vider le trançon de conduite interessé .

Enfin , lors d'une rupture, le vidange de la conduite s'impose immédiatement pour limiter les dégâts et remplacer la pièce endommagée.

#### Conclusion

Vu que les pressions apparaissent assez élevées dans quelques trançons, d'un part, et pour éviter tout risque de rupture d'utre par on prévoit des reducteurs de pression qui servent à reduire toute surpres- sion qui au fil du temps peut causer des dégâts.

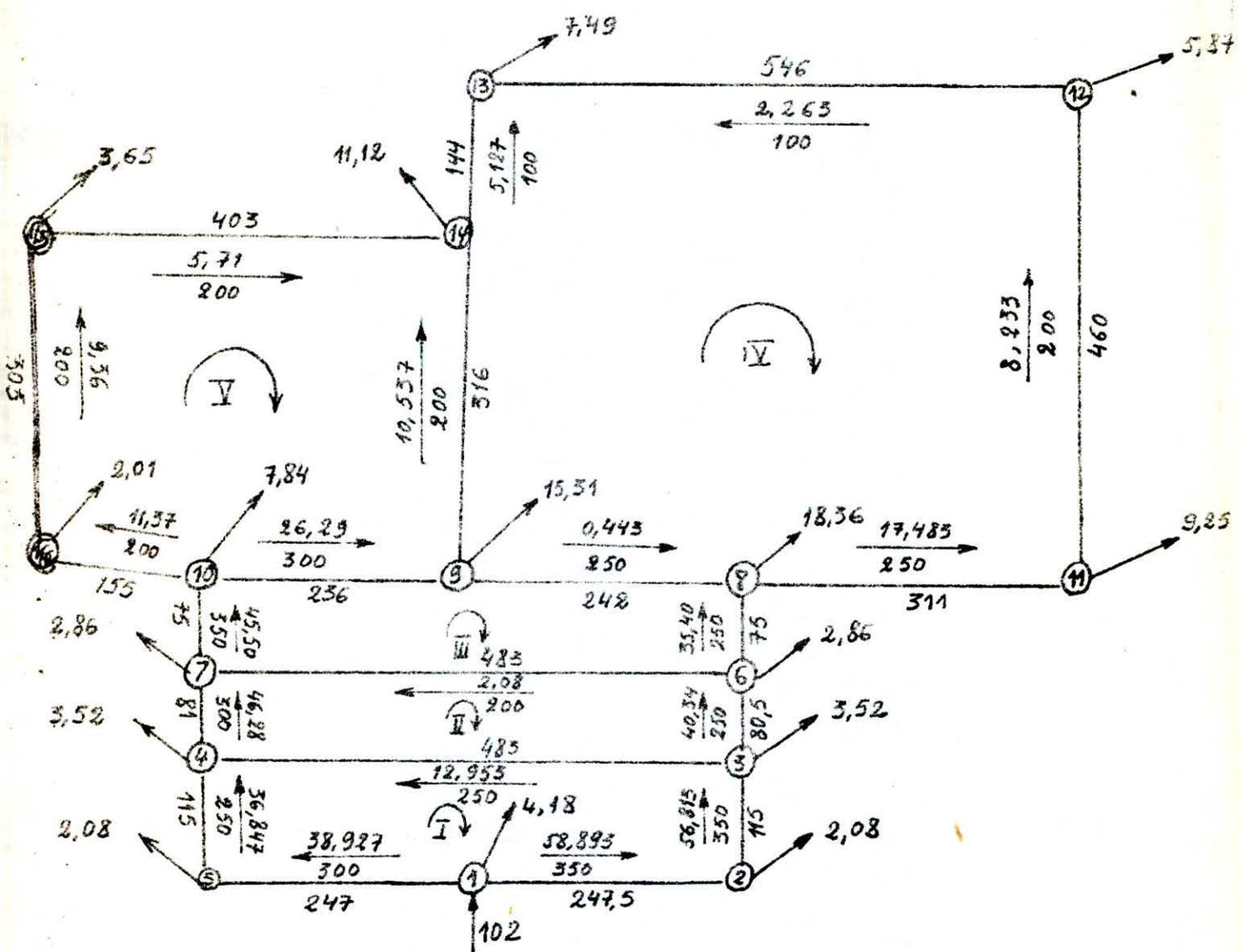
caracteristiques DES Mailles					1 <sup>re</sup> approximation			2 <sup>e</sup> correction		3 <sup>e</sup> solite	
N <sup>o</sup> Maille	N <sup>o</sup> M. adj.	conduites	Le (m)	b (mm)	Q (l/s)	r Q <sup>2</sup>	r Q	CPM	CPR	Total	Q (l/s)
I	II	1-2	247,5	350	-57,82	-0,345	5,96	1,87		1,87	-53,95
		2-3	115	350	-55,74	-0,149	2,67	1,87		1,87	-53,87
		3-4	483	250	-20	-0,482	24,12	1,87	0,69	2,56	-17,44
		4-5	115	250	37,92	0,406	10,70	1,87		1,87	39,79
		5-1	247	300	46	0,372	9,31	1,87		1,87	41,87
						-0,197	52,77				
						1,87					
II	III	3-6	80,5	250	-32,22	-0,205	6,39	-0,69		-0,69	-32,91
		6-7	483	200	-10	-0,397	39,71	-0,69	7,49	6,8	-3,20
	I	7-4	81	300	54,4	0,224	4,12	-0,69		-0,69	53,71
		4-3	483	250	20	0,482	24,12	-0,69	-1,87	-2,56	17,44
						0,103	74,35				
						-0,69					
III	IV	6-8	75	250	-19,36	-0,0703	3,63	-7,49		-7,49	-26,25
		8-9	242	250	16	0,156	9,75	-7,49	0,29	-7,20	8,80
	V	9-10	236	300	40	0,355	8,89	-7,49	1,14	-6,35	53,65
		10-7	75	350	61,54	0,118	1,92	-7,49		-7,49	54,05
	II	7-6	483	200	10	0,396	39,62	-7,49	0,69	-6,80	3,20
					0,956	63,83					
						-7,49					
IV	V	11-12	460	200	-7,75	-0,229	29,66	-0,29		-0,29	-8,04
		12-13	546	100	-1,88	-0,642	341,94	-0,29		-0,29	-2,17
		13-14	144	100	5,61	1,45	258,83	-0,29		-0,29	5,32
		14-9	316	200	8,69	0,197	22,72	-0,29	1,14	0,85	9,54
		III	9-8	242	250	-16	-0,156	9,75	-0,29	7,49	7,20
	8-11	311	250	-17	-0,225	13,23	-0,29		-0,29	-17,29	
					0,394	676,19					
						-0,29					
V	IV	9-14	316	200	-8,69	-0,197	22,72	-1,14	0,29	-0,85	-9,54
		14-15	403	300	8,04	0,216	26,91	-1,14		-1,14	6,90
		15-16	305	200	11,69	0,340	29,13	-1,14		-1,14	10,55
		16-10	155	200	13,70	0,236	17,25	-1,14		-1,14	12,56
	III	10-9	236	200	-40	-0,355	8,89	-1,14	7,49	6,35	-33,65
					0,239	104,92					
						-1,14					

Controll	W/M adj	condiciones	Lo(%)	D(mm)	Q(l/s)	$KD^2$	FO	CPM	CPa	Total	Q(l/s)
I	II	1-2	247,25	350	-55,95	-0,322	5,77	-0,023		-0,023	-55,975
		2-3	115	350	-55,87	-0,159	2,58	-0,023		-0,023	-55,833
		3-4	483	250	-17,44	-0,368	21,13	-0,023	3,61	3,587	-13,855
		4-5	115	250	39,79	0,446	11,22	0,023		0,023	39,767
		5-1	247	300	42,87	0,407	9,73	-0,023		-0,023	42,847
							0,02	50,46			
							-0,023				
II	III	3-6	80,5	250	-32,91	-0,214	6,52	-3,61		-3,61	-36,52
		6-7	483	200	-3,20	-0,043	13,74	-3,61	4,53	0,92	-2,28
		7-4	81	300	53,71	0,218	4,07	-3,61		-3,61	50,10
	I	4-3	483	250	17,44	0,368	21,13	-3,61	0,023	-3,587	13,853
						0,32	45,48				
					0,-	-3,61					
III	IV	6-8	75	250	-26,85	-0,133	4,98	-4,53		-4,53	-31,38
		8-9	242	250	8,80	0,048	5,53	-4,53	0,12	-4,41	4,39
	V	9-10	236	300	33,65	0,253	7,52	-4,53	0,75	-3,78	29,87
		10-7	75	350	54,05	0,091	1,69	-4,53		-4,53	49,52
	II	7-6	483	200	3,20	0,043	13,71	-4,53	3,61	-0,92	2,28
					0,30	33,45					
							-4,53				
IV	V	11-12	460	200	-8,04	-0,246	30,71	-0,12		-0,12	-8,16
		12-13	546	100	-2,17	-0,85	391,76	-0,12		-0,12	-2,29
		13-14	144	100	5,32	1,30	245,73	-0,12		-0,12	5,20
		14-9	316	260	9,54	0,236	248,83	-0,12	0,75	0,63	10,17
		9-8	242	250	-8,80	-0,048	5,53	-0,12	4,53	4,41	-4,39
		8-11	311	250	-17,29	-0,233	13,49	-0,12		-0,12	-17,41
						0,16	687,25				
							-0,12				
V	IV	9-14	316	200	-9,54	-0,236	24,83	-0,75	0,12	-0,63	-10,17
		14-15	403	200	6,90	0,16	23,28	-0,75		-0,75	6,15
		15-16	305	200	10,55	0,278	26,39	-0,75		-0,75	9,80
	III	16-10	155	200	12,56	0,199	15,86	-0,75		-0,75	11,81
		10-9	236	300	-33,65	-0,253	7,52	-0,75	4,53	3,78	-29,87
						0,14	97,91				
							-0,75				

N° Maille		N° M. (M)	Conduites	le (m)	D (mm)	Q (l/s)	$\gamma Q^2$	$\gamma Q$	CPM	CPA	Total	Q (l/s)
I	II	1-2	247,25	350	-55,973	-0,323	5,77	-1,68		-1,68	-57,653	
		2-3	115	350	-53,895	-0,159	2,58	-1,68		-1,68	-55,573	
		3-4	483	250	-13,853	-0,235	16,95	-1,68	1,81	0,13	-13,723	
		4-5	115	250	39,767	0,446	11,22	-1,68		-1,68	38,087	
		5-1	247	300	41,847	0,407	9,73	-1,68		-1,68	40,167	
						0,15	46,27					
							-1,68					
II	III	3-6	80,5	250	-56,52	-0,263	7,22	-1,81		-1,81	-38,33	
		6-7	483	200	-2,28	-0,023	10,17	-1,81	2,41	0,6	-1,68	
	I	7-4	81	300	50,10	0,19	3,80	-1,81		-1,81	48,29	
		4-3	483	250	13,853	0,234	16,95	-1,81	1,68	-0,13	13,723	
						0,13	38,16					
							-1,81					
III	IV	6-8	75	250	-31,38	-0,182	5,80	-2,41		-2,41	-33,79	
		8-9	242	250	4,39	0,012	2,93	-2,41	0,048	-2,362	2,028	
	V	9-10	236	300	29,87	0,20	6,70	-2,41	0,38	-2,03	27,84	
		10-7	75	350	49,52	0,076	1,55	-2,41		-2,41	47,11	
	II	7-6	483	200	2,28	0,023	10,15	-2,41	1,81	-0,6	1,68	
					0,13	27,24						
							-2,41					
		11-12	460	200	-8,16	-0,245	31,15	-0,048		-0,048	-8,208	
		12-13	546	100	-2,29	-0,344	412,37	-0,048		-0,048	-2,338	
		13-14	144	100	5,20	1,249	240,31	-0,048		-0,048	5,152	
		14-9	316	200	10,17	0,268	26,40	-0,048	0,38	0,332	10,502	
		9-8	242	250	-4,39	-0,012	2,93	-0,048	2,41	2,362	-2,028	
		8-11	311	250	-17,41	-0,23	13,58	-0,048		-0,048	-17,458	
						0,07	726,76					
							-0,048					
IV	V	9-14	316	200	-10,17	-0,268	26,40	-0,38	0,048	-0,332	-10,502	
		14-15	403	200	6,15	0,128	20,90	-0,38		-0,38	5,77	
		15-16	305	200	9,80	0,241	24,59	-0,38		-0,38	9,42	
		16-10	155	200	11,81	0,176	14,95	-0,38		-0,38	11,43	
	III	10-9	236	300	-29,87	-0,205	6,70	-0,38	2,41	2,03	-27,84	
						0,072	93,54					
							-0,38					

Caractéristiques des Mailles					M <sub>1</sub> approximation			M <sub>2</sub> correction			M <sub>3</sub>	
N° Maille	N° M. adj.	conduites	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	r Q <sup>2</sup>	r Q	CPM	CPA	Total	Q (l/s)	
I	II	1-2	247,25	350	-57,655	-0,342	5,94	-0,70		-0,70	-58,353	
		2-3	115	350	-55,573	-0,148	2,66	-0,70		-0,70	-56,273	
		3-4	483	250	-13,723	-0,230	16,80	-0,70	1,46	0,76	-12,963	
		4-5	115	250	38,087	0,409	10,75	-0,70		-0,70	37,387	
		5-1	247	300	40,167	0,375	9,35	-0,70		-0,70	39,467	
							0,063	45,52				
						-0,70						
II	III	3-6	80,5	250	-38,33	-0,290	7,57	-1,46		-1,46	-39,79	
		6-7	483	200	-1,68	-0,013	7,81	-1,46	1,06	-0,4	-2,08	
		7-4	81	300	48,29	0,177	3,67	-1,46		-1,46	46,83	
	I	4-3	483	250	13,723	0,231	16,80	-1,46	0,70	-0,76	12,963	
						0,104	35,85					
						-1,46						
III	IV	6-8	75	250	-33,79	-0,210	6,23	-1,06		-1,06	-34,85	
		8-9	246	250	2,028	0,003	1,50	-1,06	0,021	-1,039	0,989	
	V	9-10	236	300	27,84	0,174	6,26	-1,06	0,22	-0,84	27,00	
		10-7	75	350	47,11	0,069	1,48	-1,06		-1,06	46,05	
	II	7-6	483	200	1,68	0,013	7,79	-1,06	1,46	0,4	2,08	
						0,049	23,28					
						-1,06						
IV	V	11-12	460	200	-8,208	-0,257	31,32	-0,021		-0,021	-8,229	
		12-13	546	100	-2,358	-0,983	420,61	-0,021		-0,021	-2,359	
		13-14	144	100	5,152	1,220	238,14	-0,021		-0,021	5,131	
		14-9	316	200	10,502	0,285	27,22	-0,021	0,22	0,199	10,701	
		III	9-8	242	250	-2,208	-0,003	1,62	-0,021	1,06	1,039	-0,989
			8-11	311	250	-17,458	-0,237	13,62	-0,021		-0,021	-17,479
						0,030	732,55					
						-0,021						
V	IV	9-14	316	200	-10,502	-0,285	27,22	-0,22	0,021	-0,199	-10,701	
		14-15	403	200	5,77	0,113	19,69	-0,22		-0,22	5,55	
		15-16	305	200	9,42	0,223	23,68	-0,22		-0,22	9,20	
		16-10	155	200	11,43	0,165	14,48	-0,22		-0,22	11,21	
		III	10-9	236	300	-27,84	-0,174	6,26	-0,22	1,06	0,84	-27,00
						0,042	91,33					
						-0,22						

Group	Sub-Group	Conduites	L <sub>0</sub> (cm)	D (cm)	Q (l/s)	V <sub>0</sub> <sup>2</sup>	V <sub>0</sub>	CPM	CPA	Total	Q (l/s)
I	II	1-2	247,25	350	-58,353	-0,350	6,01	-0,54		-0,54	-58,893
		2-3	115	350	-56,273	-0,151	2,69	-0,54		-0,54	-56,813
		3-4	483	250	-12,963	-0,206	15,91	-0,54	0,55	0,01	-12,953
		4-5	115	250	37,387	0,394	10,56	-0,54		-0,54	36,847
		5-1	247	300	39,467	0,362	9,19	-0,54		-0,54	38,927
						0,049	44,38				
						-0,54					
II	III	3-6	80,5	250	-39,79	-0,320	7,85	-0,55		-0,55	-40,34
		6-7	483	200	-2,08	-0,019	9,39	-0,55	0,55	0,00	-2,08
	I	7-4	81	300	46,83	0,166	3,56	-0,55		-0,55	46,28
		4-3	483	250	12,963	0,206	15,91	-0,55	0,54	-0,01	12,953
						0,041	36,72				
						-0,55					
III	IV	6-8	75	250	-34,85	-0,224	6,42	-0,55		-0,55	-35,40
		8-9	242	250	0,989	0,0008	84,23	-0,55	0,004	-0,546	0,443
	V	9-10	236	300	27,00	0,163	6,075	-0,55	-0,16	-0,67	26,29
		10-7	75	350	46,05	0,051	1,44	-0,55		-0,55	45,5
	II	7-6	483	200	2,08	0,019	9,37	-0,55	0,55	0,00	2,08
					0,027	24,16					
						-0,55					
IV	Y	11-12	460	200	-8,229	-0,258	31,40	-0,004		-0,004	-8,233
		12-13	546	100	-2,359	-1,00	424,21	-0,004		-0,004	-2,263
		13-14	144	100	5,131	1,21	237,19	-0,004		-0,004	5,127
		14-9	316	200	10,701	0,295	27,67	-0,004	-0,16	-0,124	10,537
		9-8	242	250	-0,989	-0,001	96,09	-0,004	0,55	0,546	-0,443
		8-11	311	250	-17,479	-0,238	13,64	-0,004		-0,004	-17,483
						0,008	830,20				
						-0,004					
Y	V	9-14	316	200	-10,701	-0,295	27,72	0,16	0,004	0,124	-10,537
		14-15	403	200	5,55	0,106	19,05	0,16		0,16	5,77
		15-16	305	200	9,20	0,213	23,20	0,16		0,16	9,36
	III	16-10	155	200	11,21	0,110	14,24	0,16		0,16	11,37
		10-9	236	300	-27,00	-0,163	6,075	0,16	0,55	0,67	-26,29
						-0,029	90,23				
						0,16					



Trançons	Pertes de charge (m)	Cotes du terrain		Cotes piézométriques		Pressions (m)
		amont	aval	amont	aval	
1-2	-0,35	111	109	135,50	135,150	26,150
2-3	-0,151	109	107	135,15	134,999	28,00
3-4	-0,206	107	106	134,999	134,793	28,793
4-5	0,394	106	108	134,793	135,187	27,187
5-1	0,362	108	111	135,187	135,549	24,549
3-6	-0,320	107	105	134,999	134,679	29,679
6-7	-0,019	105	104,5	134,679	134,660	30,16
7-4	0,166	104,5	106	134,660	134,826	28,826
4-3	0,206	106	107	134,826	135,032	28,032
6-8	-0,224	105	104	134,679	134,455	30,455
8-9	0,0008	104	104	134,455	134,455	30,455
9-10	0,163	104	104	134,455	134,618	30,618
10-7	0,051	104	104,5	134,618	134,669	30,169
7-6	0,019	104,5	105	134,669	134,688	29,688
11-12	-0,285	102	96,5	134,217	133,932	37,432
12-13	-1,00	96,5	99,8	133,932	132,932	33,132
13-14	1,21	99,8	101	132,932	134,142	33,142
14-9	0,295	101	104	134,142	134,437	30,437
9-8	-0,001	104	104	134,437	134,436	30,436
8-11	-0,238	104	102	134,436	134,198	32,198
9-14	-0,295	104	101	134,437	134,142	33,142
14-15	0,106	101	100,8	134,142	134,248	33,448
15-16	0,213	100,8	105	134,248	134,461	29,461
16-10	0,110	105	104	134,461	134,571	30,571
10-9	-0,163	104	104	134,571	134,408	30,408

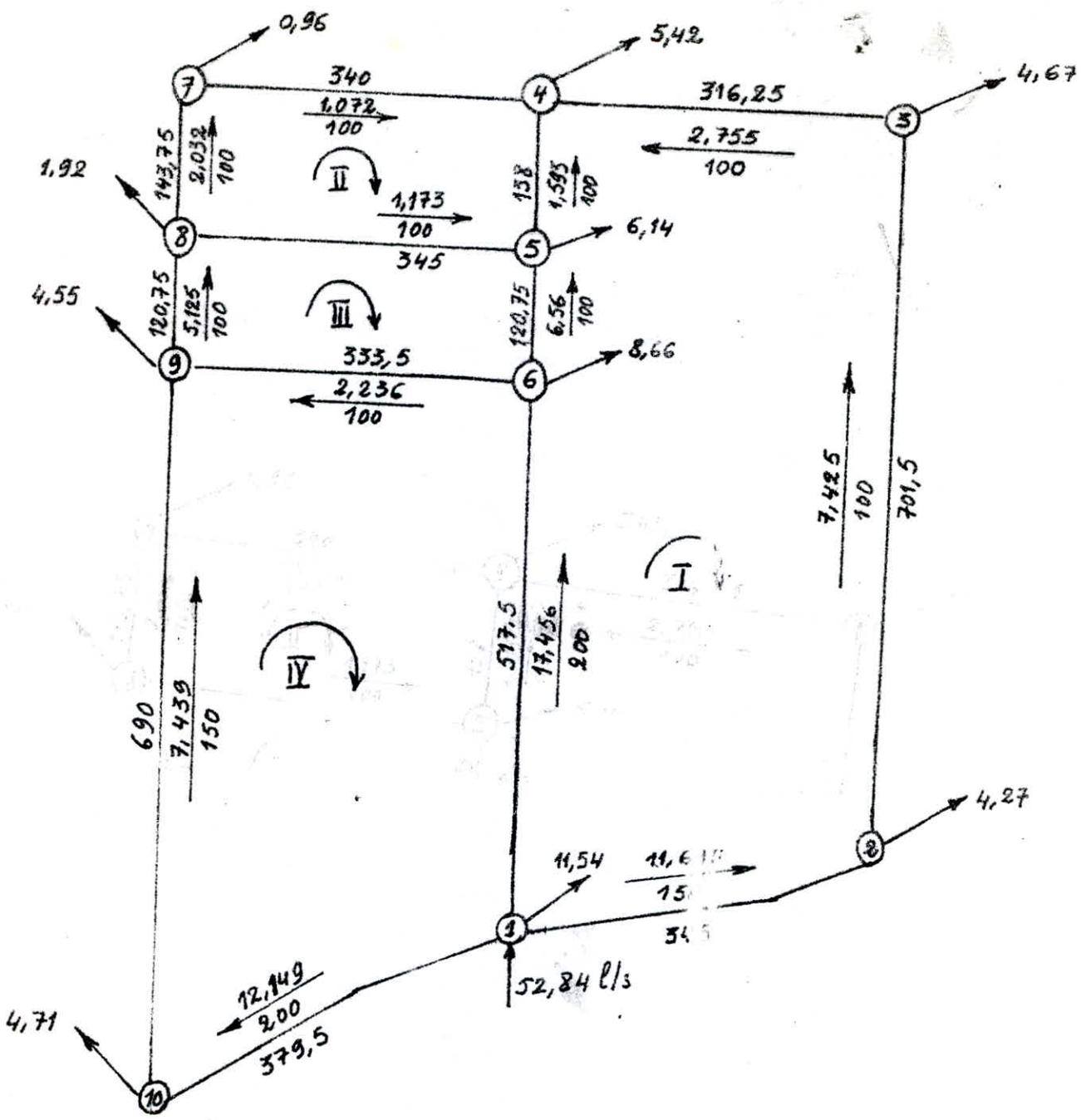


N° Maille	N° M. adj.	Conduites	Lc(m)	D(mm)	Q(l/s)	rQ <sup>c</sup>	rQ	CPM	CPA	Total	Q(l/s)
I	II III IV	1-2	345	150	-11,83	-1,61	143,52	-0,13		-0,13	-11,36
		2-3	701,5	100	-6,96	-0,108	1557,94	-0,13		-0,13	-7,09
		3-4	316,25	100	-2,29	-0,546	258,85	-0,13		-0,13	-2,42
		4-5	138	100	2,017	0,182	91,50	-0,13	-0,21	-0,34	1,677
		5-6	120,75	100	6,30	1,522	242,41	-0,13	0,32	0,19	6,49
		6-1	517,5	200	16,84	1,182	70,21	-0,13	0,77	0,64	17,48
					0,62	2344,51					
						-0,13					
II	III I	4-7	340	100	1,113	0,145	130,64	0,21		0,21	1,323
		7-8	143,75	100	2,073	0,204	98,75	0,21		0,21	2,283
		8-5	345	100	-1,857	-0,396	213,56	0,21	0,32	0,53	-1,327
		5-4	138	100	-2,017	-0,182	91,50	0,21	0,13	0,34	-1,677
					0,229	534,45					
						0,21					
III	II IV I	5-8	345	100	1,857	0,396	213,56	-0,32	-0,21	-0,53	1,327
		8-9	120,75	100	5,85	1,322	226,13	-0,32		-0,32	5,53
		9-6	333,5	100	1,88	0,392	208,86	-0,32	0,77	0,45	2,33
		6-5	120,75	100	-6,30	-1,532	243,17	-0,32	0,13	-0,19	-6,49
					0,58	991,73					
						-0,32					
IV	III I	6-9	333,5	100	-1,88	-0,392	208,86	-0,77	0,32	-0,45	-2,33
		9-10	690	150	8,52	1,869	219,37	-0,77		-0,77	7,75
		10-1	379,5	200	13,23	0,540	40,84	-0,77		-0,77	12,46
		1-6	517,5	200	-16,84	-1,179	70,21	-0,77	0,13	-0,64	-17,48
					0,83	539,30					
						-0,77					

N° Maille	N° M. adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	$\rho Q^2$	$\rho Q$	CPM	CPA	Total	Q (l/s)	
I		1-2	345	150	-11,36	-1,640	145,14	-0,13		-0,13	-11,49	
		2-3	701,5	100	-7,09	-0,112	1586,54	-0,13		-0,13	-7,22	
		3-4	316,25	100	-2,42	-0,609	251,77	-0,13		-0,13	-2,55	
		II	4-5	138	100	1,677	0,127	76,73	-0,13	0,11	-0,02	1,657
		III	5-6	120,75	100	6,49	1,614	249,61	-0,13	0,20	0,07	6,560
		IV	6-1	517,5	200	17,48	1,270	72,90	-0,13	0,17	0,04	17,52
					0,65	2382,69	-0,13					
I		4-7	340	100	1,323	0,202	153,22	-0,11		-0,11	1,213	
		7-8	143,75	100	2,283	0,247	108,25	-0,11		-0,11	2,173	
		III	8-5	345	100	-1,327	-0,206	155,91	-0,11	0,20	0,09	-1,237
		I	5-4	138	100	-1,677	-0,127	76,73	-0,11	0,13	0,02	-1,657
						0,11	494,11	-0,11				
III		II	5-8	345	100	1,327	0,206	155,91	-0,20	0,11	-0,09	1,237
		8-9	120,75	100	5,53	1,183	214,01	-0,20		-0,20	5,33	
		IV	9-6	333,5	100	2,33	0,596	256,07	-0,20	0,17	-0,03	2,30
		I	6-5	120,75	100	-6,49	-1,620	250,37	-0,20	0,13	-0,07	-6,56
						0,36	876,36	-0,20				
IV		III	6-9	333,5	100	-2,33	-0,596	256,07	-0,17	0,20	0,03	-2,30
		9-10	690	150	7,75	1,550	200,14	-0,17		-0,17	7,58	
		10-1	379,5	200	12,46	0,480	38,54	-0,17		-0,17	12,29	
		I	1-6	517,5	200	-17,48	-1,240	72,82	-0,17	0,13	-0,04	-17,52
						0,19	567,57	-0,17				

Caracteristiques des Mailles					4 <sup>e</sup> approximation			4 <sup>e</sup> correction			N <sup>y</sup> debits
N <sup>o</sup> maille	N <sup>o</sup> m. adj	conduites	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	r Q <sup>2</sup>	r Q	CPM	cPA	Total	Q (l/s)
I	II III IV	1-2	345	150	-11,49	-1,68	146,77	-0,12		-0,12	-11,61
		2-3	701,5	100	-7,22	-0,116	1615,14	-0,12		-0,12	-7,34
		3-4	316,25	100	-2,55	-0,675	264,69	-0,12		-0,12	-2,67
		4-5	138	100	1,657	0,127	76,73	-0,12	0,006	-0,114	1,543
		5-6	120,75	100	6,56	1,66	252,28	-0,12	0,085	-0,035	6,525
		6-1	517,5	200	17,52	1,28	73,14	-0,12	0,17	0,05	17,57
					0,59	2428,75	-0,12				
II	III I	4-7	340	100	1,213	0,171	141,40	-0,006		-0,006	1,207
		7-8	143,75	100	2,173	0,143	83,23	-0,006		-0,006	2,167
		8-5	345	100	-1,237	-0,181	146,09	-0,006	0,085	0,079	-1,158
		5-4	138	100	-1,657	-0,127	76,73	-0,006	0,12	0,114	-1,543
							0,006	445,45	-0,006		
III	II IV I	5-8	345	100	1,237	0,181	146,09	-0,085	0,006	-0,079	1,158
		8-9	120,75	100	5,53	1,098	206,00	-0,085		-0,085	5,245
		9-6	333,5	100	2,30	0,581	252,92	-0,085	0,17	0,085	2,385
		6-5	120,75	100	-6,56	-1,659	253,02	-0,085	0,12	0,035	-6,525
							0,147	858,03	-0,085		
IV	III I	6-9	333,5	100	-2,30	-0,581	252,92	-0,17	0,085	-0,085	-2,385
		9-10	690	150	7,58	1,59	202,63	-0,17		-0,17	7,41
		10-1	379,5	200	12,29	0,467	38,03	-0,17		-0,17	12,12
		1-6	517,5	200	-17,52	-1,28	73,14	-0,17	0,12	-0,05	-17,57
							0,196	566,72	-0,17		

Caracteristiques des Mailles				5 <sup>e</sup> approximation			5 <sup>e</sup> correction			Relatif	
N <sup>o</sup> Maille	N <sup>o</sup> M. adj.	Conduites	Lc(m)	D(mm)	Q(l/s)	rQ <sup>2</sup>	rQ	CPM	CPA	Total	Q(l/s)
I		I 1-2	345	150	-11,61	-1,72	148,26	-0,085		-0,085	-11,695
		2-3	701,5	100	-7,34	-0,121	1641,54	-0,085		-0,085	-7,425
		3-4	316,25	100	-2,67	-0,748	276,62	-0,085		-0,085	-2,755
		II 4-5	138	100	1,543	0,110	71,77	-0,085	0,135	0,05	1,593
		III 5-6	120,75	100	6,525	1,620	251,69	-0,085	0,12	0,035	6,560
		IV 6-1	517,5	200	17,57	1,281	73,34	-0,085	0,029	-0,111	17,456
					0,421	2463,22	-0,085				
II		4-7	340	100	1,207	0,169	140,75	-0,135		-0,135	1,072
		7-8	143,75	100	2,167	0,223	105,00	-0,135		-0,135	2,032
		III 8-5	345	100	-1,158	-0,159	137,47	-0,135	0,12	-0,045	-1,173
		I 5-4	138	100	-1,543	-0,110	71,77	-0,135	0,085	-0,05	-1,593
						0,123	453	-0,135			
III		II 5-8	345	100	1,158	0,159	137,47	-0,12	0,135	0,015	1,173
		8-9	120,75	100	5,245	1,045	203,21	-0,12		-0,12	5,125
		IV 9-6	333,5	100	2,385	0,624	261,84	-0,12	-0,029	-0,149	2,236
		I 6-5	120,75	100	-6,525	-1,620	251,69	-0,12	0,085	-0,035	-6,560
						0,208	854,21	-0,12			
IV		III 6-9	333,5	100	-2,385	-0,624	261,84	0,029	0,12	0,149	-2,236
		9-10	690	150	7,41	1,42	191,64	0,029		0,029	7,439
		10-1	379,5	200	12,12	0,454	37,53	0,029		0,029	12,149
		I 1-6	517,5	200	-17,57	-1,283	73,18	0,029	0,085	0,111	-17,436
						-0,03	564,19	0,029			



$$\frac{Q \text{ (l/s)}}{D \text{ (mm)}} \\ \frac{L_e \text{ (m)}}{}$$

Debit soutiré

Echelle 1:5000

Trançons	Pertes de charge (m)	côtes du terrain		côtes piezométriques		Pressions (m)
		amont	aval	amont	aval	
1-2	- 1,72	155	132	167,2	165,48	33,480
2-3	- 0,121	132	112	165,48	165,27	53,270
3-4	- 0,748	112	111,5	165,270	164,522	53,022
4-5	0,110	111,5	123,5	164,522	164,632	41,132
5-6	1,620	123,5	133	164,632	166,252	33,252
6-1	1,281	133	155	166,252	167,530	12,530
4-7	0,169	111,5	111	164,522	164,691	53,691
7-8	0,223	111	114	164,691	164,914	50,914
8-5	- 0,159	114	123,5	164,914	164,755	41,255
5-4	- 0,110	123,5	111,5	164,755	164,640	53,140
5-8	0,159	123,5	114	164,755	164,914	50,914
8-9	1,045	114	131	164,914	165,959	34,959
9-6	0,624	131	133	165,959	166,583	33,583
6-5	- 1,620	133	123,5	166,583	164,963	41,463
6-9	- 0,624	133	131	166,252	165,635	34,635
9-10	1,420	131	134	165,635	167,055	33,055
10-1	0,454	134	155	167,055	167,510	12,510
1-6	- 1,283	155	133	167,510	166,227	33,227

## Chap VI:

### Protection des conduites contre le coup de belier

#### 1. Etude du coup de belier

##### (1.1) Introduction

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire causé par :

- arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage d'une pompe.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.

Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées afin de les protéger contre les coups de belier.

Le coup de belier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées, et qui sont parfois égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau à basse pression.

Notre but, consiste à trouver des moyens propres pouvant limiter ce phénomène.

Pour cela on proposera un réservoir d'air.

### (1.2) Etude du reservoir d'air (arrêt brusque de la pompe)

- L'utilité du reservoir d'air, est de protéger l'installation contre la depression et la surpression maximale dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé, au préalable les caractéristiques du reservoir d'air c'est à dire le volume d'air  $U_0$  en regime normal, ainsi qu'un dispositif d'étranglement.

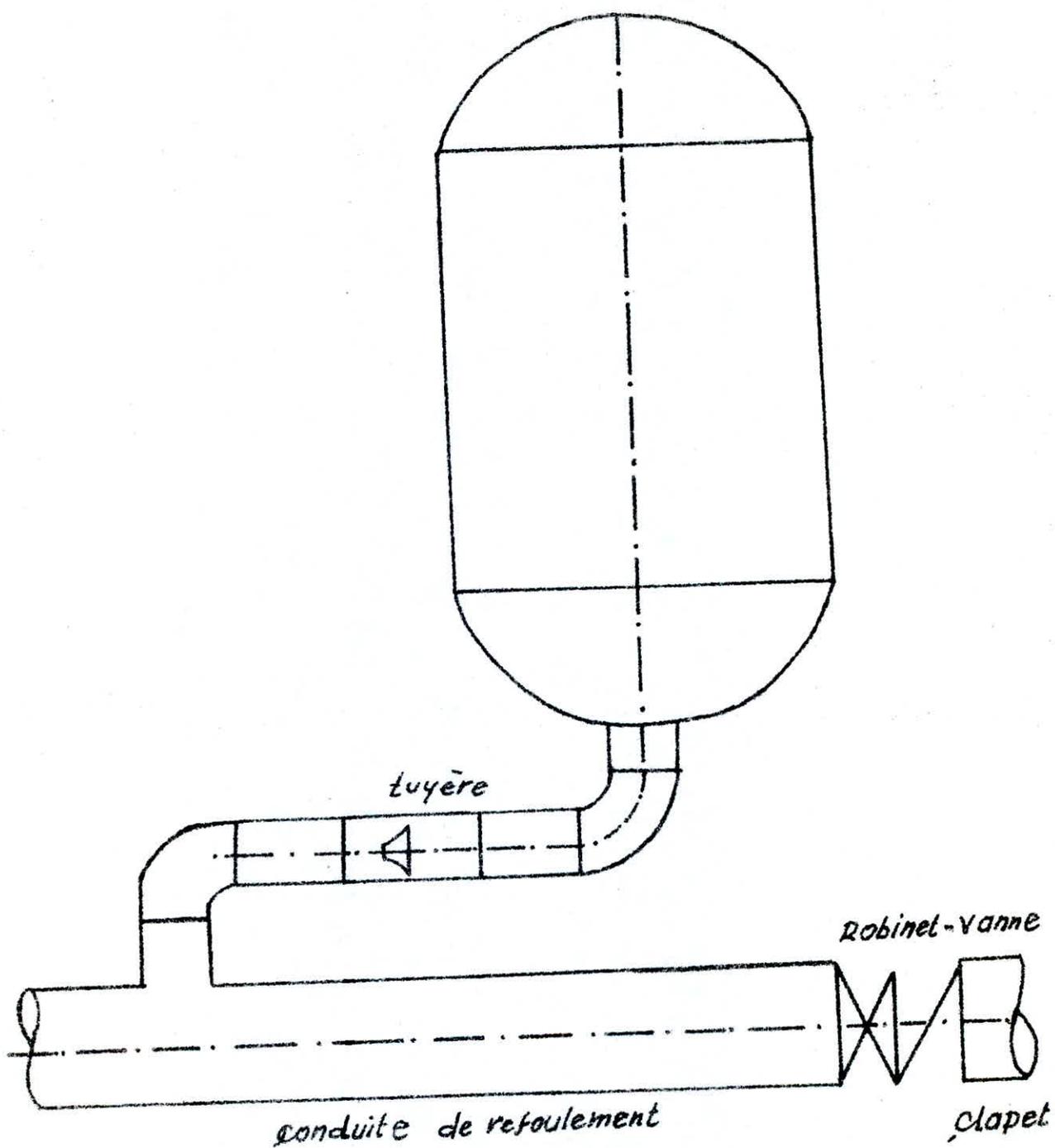
- Pour ce qui est du dispositif d'étranglement, l'expérience montre qu'il y'a intérêt à avoir une grande perte de charge au retour de l'eau qu'a son aller.

- Pour cela, on propose une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un ajutage de BORDA qui permet theoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller. Ceci entraine un rapide amortissement des oscillations ainsi qu'une reduction du volume d'air dans la cloche.

### (1.3) Calcul du reservoir d'air

- Pour ce calcul, on utilisera la méthode de BERGERON qui se fait par tatonnement et qui consiste à tracer l'epure de BERGERON afin de déterminer les depressions et les surpressions maximales.

- En se fixant un volume d'air  $U_0$  et en choisissant une vitesse ( $v_f$ ) qu'on devra repérer sur le graphique après les calculs, sinon on suposera une autre vitesse jusqu'à ce qu'elle coincide avec celle, existant sur le graphique.



- La valeur de la célérité  $a$  sera :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K D}{e}}}$$

$K$  : paramètre dépendant du matériau de la conduite, on prendra pour l'acier  $K = 0,5$

$D$  :  $\phi$  intérieurs de la conduite  $D = 0,2$  m

$e$  : épaisseur de la conduite  $e = 0,005$  m

donc  $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \times 0,2}{0,005}}} = 1197,91 \approx 1198$  m/s

$$\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \times 0,2}{0,005}}$$

- Le temps d'un aller retour de l'onde est de :

$$\theta = \frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 575}{1198} = 0,959 \text{ s} \approx 0,96 \text{ s}$$

- La valeur maximale que peut atteindre le coup de belier.

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1198 \cdot 1,08}{9,81} = 131,89 \text{ m}$$

(1.3.1.) Etude des coup de Belier au refoulement

(arrêt brusque)

Avec l'application de la méthode graphique de BERGERON on va déterminer le réservoir d'air. le réservoir d'air.

Le réservoir d'air est un anti-belier qui intervient dans la protection de la conduite de refoulement.

### 1.3.2 - Caractéristiques de la conduite.

$$\phi = 200 \text{ mm}$$

$$L = 575 \text{ m}$$

$$\xi = 0,1 \text{ mm}$$

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

\* La conduite est en acier d'épaisseur 5 mm = e

\* Le débit véhiculé est  $Q = 34 \text{ l/s} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$

\* La hauteur géométrique de refoulement est :

$$H_g = 136,2 \text{ m}$$

on negligera la distance entre le plan d'eau dans le reservoir d'air et l'axe de la conduite de refoulement.

\* Calculons la section de la conduite :

$$s = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0,2)^2}{4} = 0,0314 \text{ m}^2$$

et la vitesse d'écoulement.

$$Q = V.A \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{0,034}{0,0314} = 1,08 \text{ m/s}$$

La perte de charge est évalué à 3,71 m  
(voir tab. adduction).

### 1.3.3 Surpression ou depression dans la conduite

\* Si  $H_0$  est la pression avant l'apparition de coup de belier

1°/ Cas de surpression

$$H_0 + b = 136,2 + 131,89 = 268,09 \text{ m}$$

2°/ Cas de depression.

$$H_0 - b = 136,2 - 131,89 = 4,31 \text{ m.}$$

1.3.6 - \* Pertes de charge au niveau de la tuyère

La p.d.c varie suivant que l'eau monte dans le réservoir ou qu'elle descende

a/ p.d.c. à la montée  

$$\Delta h_1 = C \cdot 1 \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$\Delta h_1$  p.d.c à la montée de l'eau, elle est calculée en fonction du rapport m. des sections de la veine contractée

( $\phi = d'$ ) et de la tubulure ( $\phi = D$ )

d'où  $m_1 = \frac{(d')^2}{(D)^2} = \frac{(0,92 \times 0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,21$

en se référant au graphique donnant le coef de la perte de charge dans une tuyère on tire :

$$C = 0,63$$

d'où  $\Delta h_1 = 0,63 \cdot \frac{V_1^2}{19,6} = 0,0321 V_1^2$

b/ à la descente de l'eau

à la descente de l'eau, la tuyère de diamètre  $d = 50$  mm

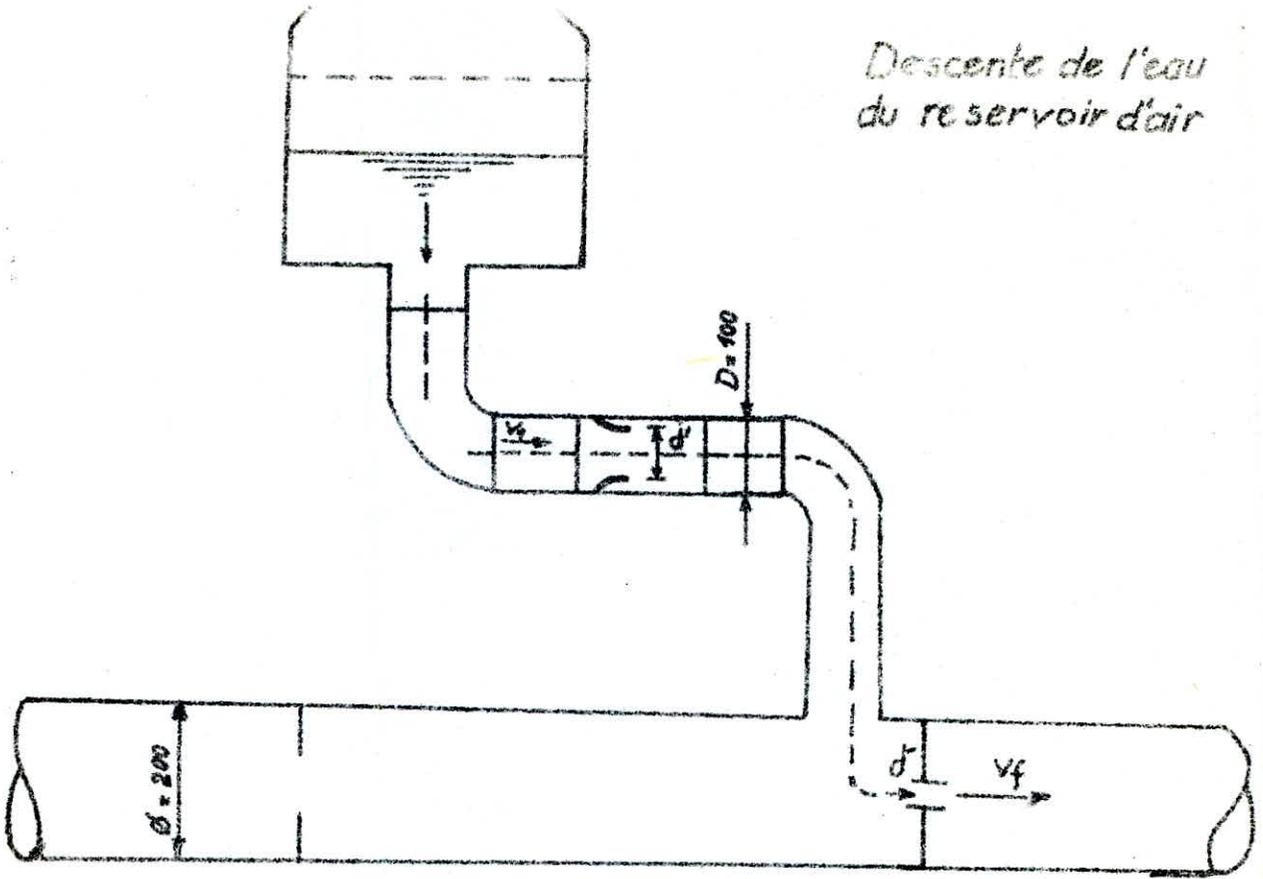
incorporée dans le tubulure de  $\phi$ ,  $D = \frac{\phi}{2} = \frac{200}{2} = 100$  mm

agit comme un ajutage rentrant de BORDA, avec un coef de contraction de 0,5.

alors :

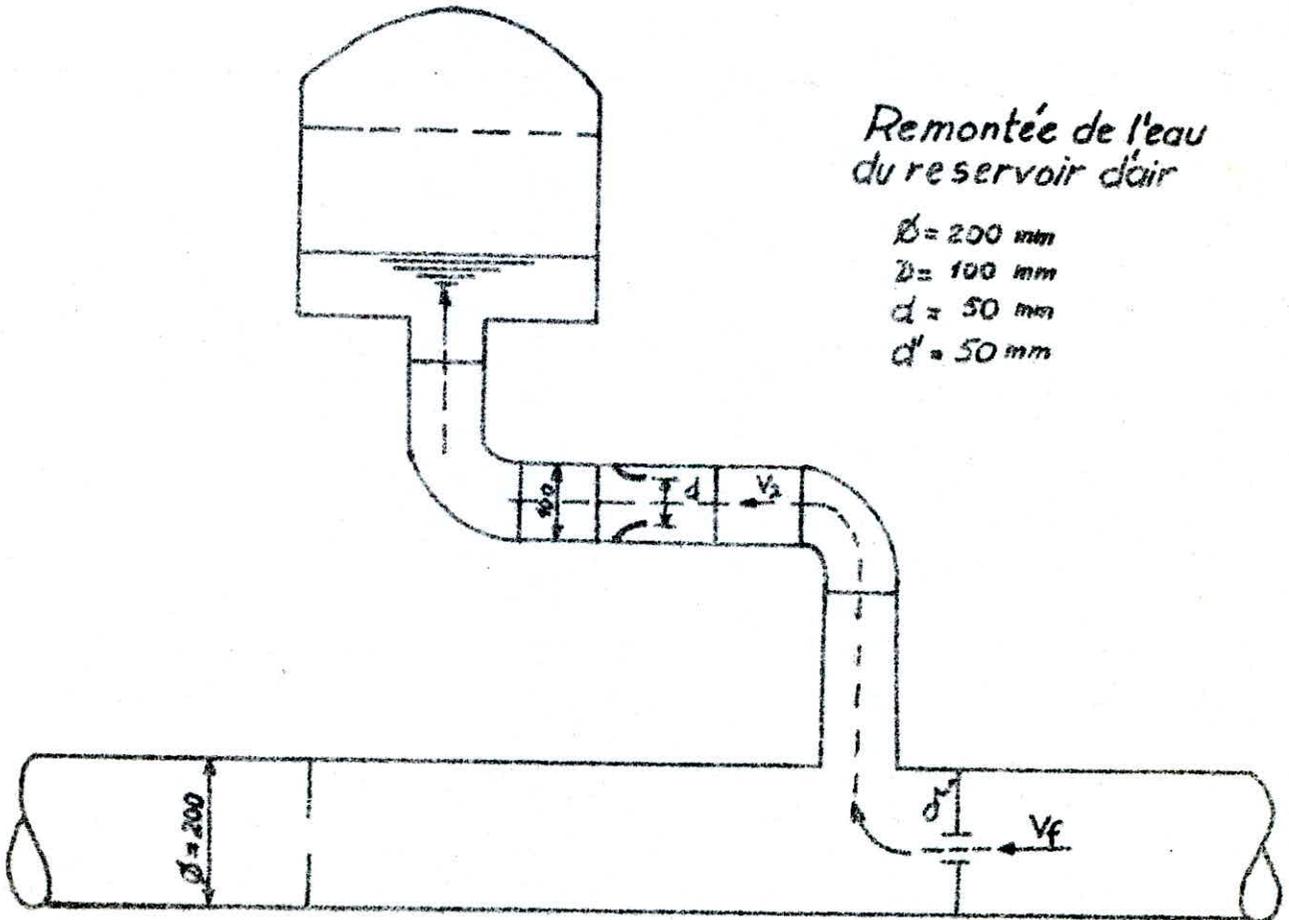
$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{II \phi^2}{0,5 \cdot II d^2} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 2 \cdot \frac{(0,2)^2}{(0,05)^2} = 32$$

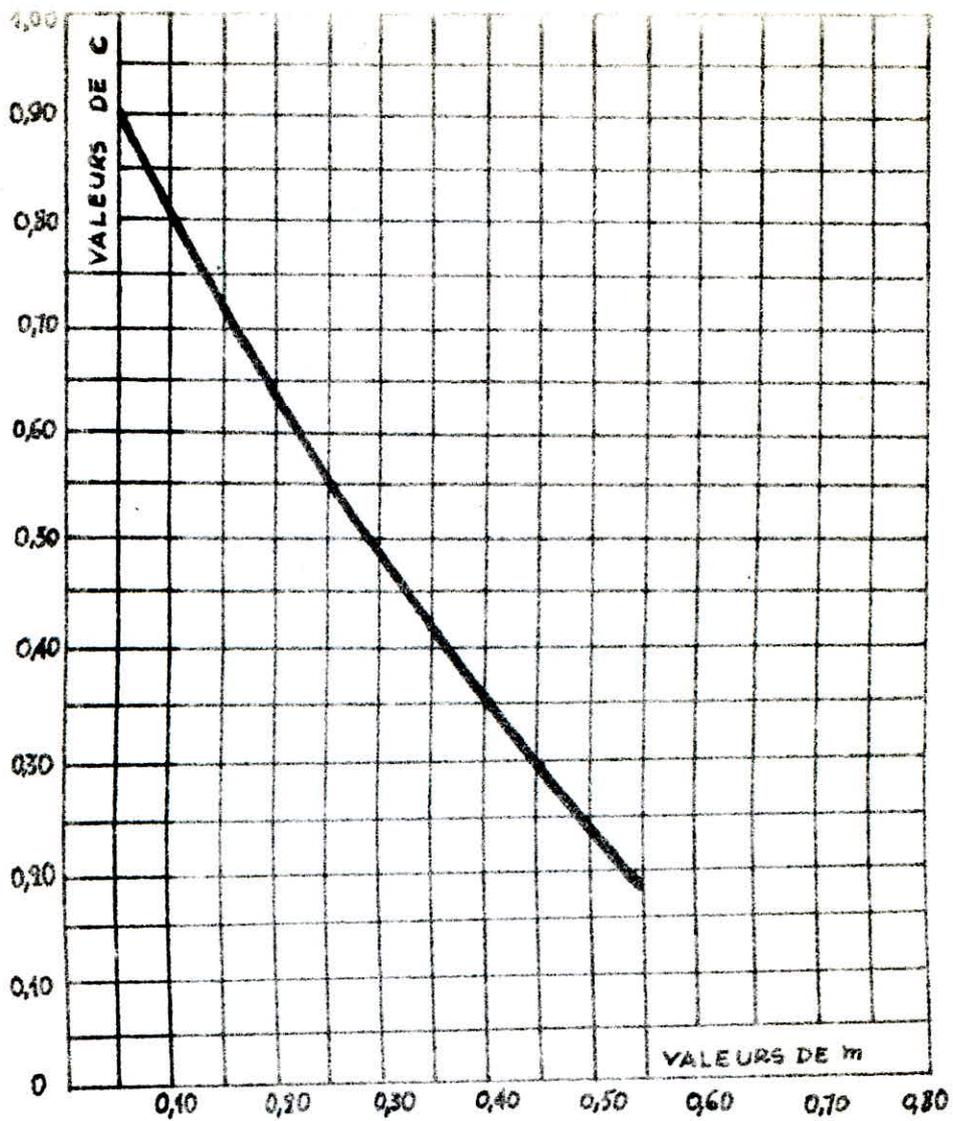
Descente de l'eau  
du reservoir d'air



Remontée de l'eau  
du reservoir d'air

$\delta = 200$  mm  
 $D = 100$  mm  
 $d = 50$  mm  
 $d' = 50$  mm





COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE  
(C) DANS UNE TUYERE

donc  $V_2 = 32 v_f$

$V_2$  = vitesse de l'eau dans la tuyère lors de sa descente.

or  $m_2 = \frac{d^2}{D^2} = \frac{0,5 (0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,125$

$m_2 = 0,125$  de l'abaque déjà cité en haut ou tire  $C_2 = 0,775$

$C_2 = 0,775$   
d'où  $\Delta h_2 = C_2 \cdot \frac{V_2^2}{2}$

$\Delta h_2 = \frac{0,775}{19,6} \cdot V_2^2 = 0,395 V_2^2$

1.3.7 - \* Variation du volume d'air dans le reservoir

$V = S \cdot V_m \cdot \theta$  où  $\theta = \frac{2 L}{a}$

$V_m$  : vitesse moyenne qui sera égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de chaque intervalle.

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

au premier temps de l'écoulement  $V_m = \frac{V_o + V_{fi}}{2}$

où  $V_o$  : vitesse de l'écoulement avant la disjonction

$V_f$  : vitesse finale choisie.

$\Delta U = 0,0314 \times 0,96 V_m$

$\Delta U = 0,03014 V_m$

1.3.8 - \* Volume d'air dans le reservoir

$U = U_o + \Delta U$  ( quand l'eau monte dans le reservoir)

$U = U_o - \Delta U$  ( " " descend du reservoir)

en général on peut écrire que

$U_n = U_{i-1} \pm \Delta U$

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

Cette pression est exprimée en admettant que la détente d'e l'eau s'effectue conformément à la loi de POISSON

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

où  $Z_0$  : pression absolue en marche normale

$\Delta H$  = p.d.c dans la conduite en regime de fonctionnement normal

$U_0$  : volume d'air choisi arbitrairement  
(on prendre  $U_0 = 2 \text{ m}^3$ )

$U$  : volume d'air à l'instant considéré.

$Z$  : pression dans le reservoir d'air

$$Z = \frac{(136,2 + 10 + 3,71) \cdot 2^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{395,6}{U^{1,4}} = \frac{396}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{396}{U^{1,4}}$$

### 1.3.10 - Pression dans la conduite

1°/ avec perte de charge

$$\begin{aligned} \text{a/ montée : } Z - \Delta h_1 &= Z - 0,0321 V_1^2 \\ \text{b/ descenté : } Z + \Delta h_2 &= Z + 0,0395 V_2^2 \end{aligned}$$

2°/ sans tenir compte des pertes de charge

on cherchera sur la parabolle des p.d.c

$$\text{a/ montée } P = Z - \Delta h_1 - \delta = Z - 0,0321 V_1^2 - 2,79 V_f^2$$

$$\text{b/ descente } P = Z + \Delta h_2 + \delta = Z + 0,0395 V_2^2 + 2,79 V_f^2$$

Par la valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui coupera la droite  $\frac{a}{g.A}$  i en un point tel que  $2 P i 4 P \dots \dots \dots$  etc et qui devra correspondre à la vitesse finale  $V_f$  choisie arbitrairement, sinon les calculs seront refaits en fixant une nouvelle valeur de  $V_f$ .

### 1.3.11 - Construction de l'epure

\* Il s'agit du diagramme de BERGERON où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite  $\frac{a}{g.A}$  part du point de coordonnées  $(V_0, Z_0)$  respectivement vitesse et pression  $g.A$  absolue de l'écoulement normale (pertes de charge non comprises).

L'intersection de la droite  $\frac{a}{g.A}$  avec l'horizontale passant par la valeur de la pression regnant dans la  $g.A$  conduite donne un point à partir duquel la droite  $\frac{a}{g.A}$  se reflechit sur l'horizontale passant par la valeur  $Z_0 + 10$ .

La construction de l'epure se fait ainsi et se pour suit de la même façon et cela durant un aller retour de l'eau (période où l'intensité du coup de belier est maximale) .

### 1.3.12, \* Pente de la droite $\frac{a}{g.A}$

Les abscisse sont gradués selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des debits.

$$\phi = 200 \text{ mm}$$

$$A = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$a = 1198 \text{ m/s}$$

$$\text{donc } \frac{a}{g.A} = \frac{1198}{9,81 \cdot 0,0314} = 3889,18 \text{ T.L}^{-2}$$

### 1.3.13 - Echelle des pressions

elle est graduée à raison de 1 cm pour 5 m c'est à dire

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \\ x \longleftarrow 3889,18 \end{array} \right\} x = 777,83 \text{ cm}$$

### 1.3.14 - Echelle des vitesses.

Cette échelle est graduée à raison de 2 cm pour 0,1 m/s  
soit  $0,1 \times 0,0314 = 0,00314 \text{ m}^3/\text{s}$

donc

$$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \longrightarrow 0,00314 \\ x \longleftarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right\} = x = 637 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \text{tg } x = \frac{777,83}{637} = 1,22$$

$$\Rightarrow x = 50,65 = 51.$$

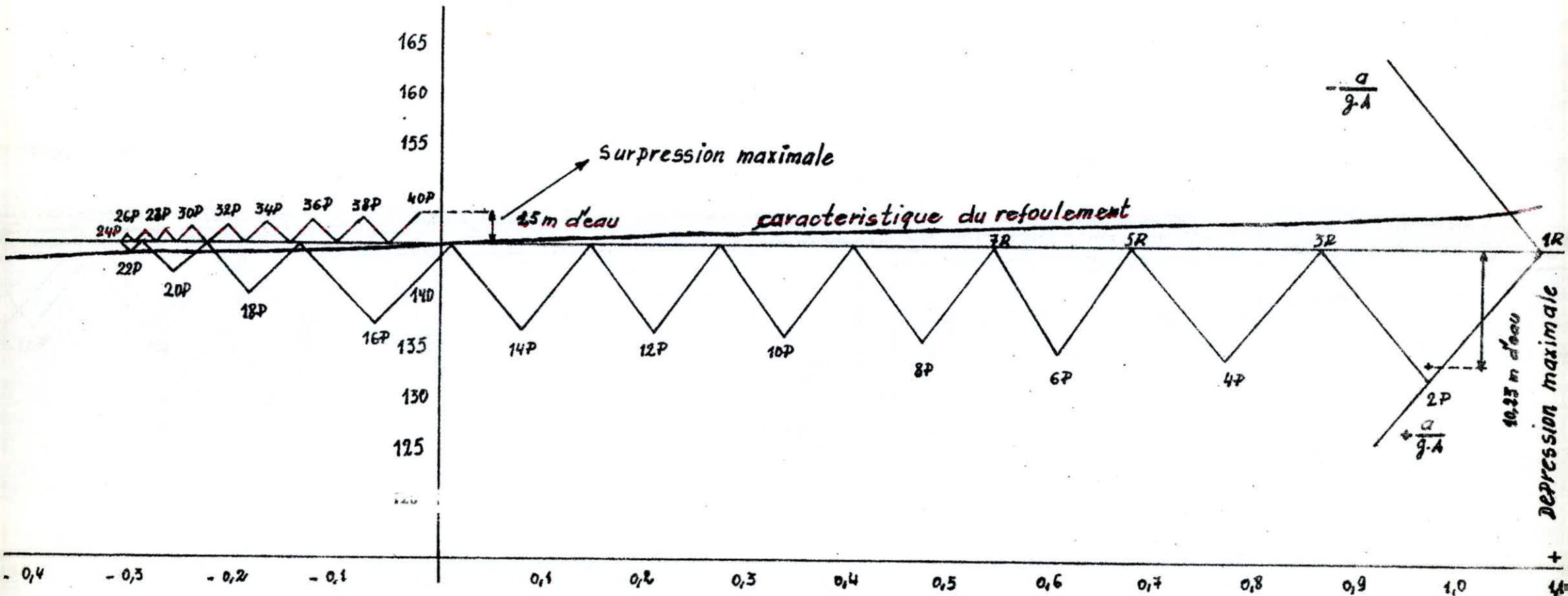
### Protection des conduites au démarrage

tout comme l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit-être protégée au démarrage du groupe.

Le coup de belier à l'arrêt brusque étant plus dangereux qu'au démarrage, on s'est limité à l'étude de coup belier à l'arrêt brusque, quand au démarrage il sera impératif d'opérer à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Intervalle de temps $\theta$	Variation du Volume $\Delta U = A \cdot V_m \cdot \theta = 0,03014 \cdot V_m$	Volume d'air $U = U_0 \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air. $Z = \frac{(Z_0 + \delta) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{396}{U^{1,4}}$	vitesse dans la tubulure de branchement Montée: $V_1 = 19 \text{ v.f.}$ Descente: $V_2 = 32 \text{ v.f.}$	Pertes de charge dans la tuyère. Montée: $\Delta H_1 = \frac{c_1 V_1^2}{2g}$ Descente: $c_2 V_2^2 / 2g$	Pression dans la conduite avec P.d.c Montée: $Z - \Delta H_1$ Descente: $Z + \Delta H_2$	Pertes de charge au refoulement	Pression dans la conduite sans P.d.c Montée: $Z - \Delta H_1 - \delta$ Descente: $Z + \Delta H_2 + \delta$	Vitesses lues sur le graphique $V_f$ $V = 4,08$	Designation du point	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie $V_f$
0,00	0,00	$U_0 = 2 \text{ m}^3$	$Z = 150,056$	-	-	150,056	3,741	146,345	$V = 4,08$	12	-	-
B	0,03089	2,03089	146,870	18,432	10,903	135,967	2,80	135,167	0,972	2P	1,025	0,972
20	0,0292	2,0601	143,960	14,535	6,782	137,178	2,25	134,928	0,772	4P	0,9685	0,772
30	0,0209	2,0810	141,943	11,685	4,383	137,560	1,80	135,760	0,615	6P	0,6935	0,615
40	0,0164	2,0970	140,389	9,025	2,614	137,770	1,30	136,470	0,475	8P	0,5450	0,475
50	0,0123	2,0109	139,285	6,460	1,339	137,946	1,05	136,896	0,340	10P	0,4075	0,340
60	0,00844	2,1180	138,483	4,180	0,561	137,923	0,80	137,130	0,222	12P	0,280	0,220
70	0,00459	2,1220	138,064	1,615	0,0837	137,980	0,50	137,480	0,082	14P	0,1510	0,082
80	0,000256	2,1210	138,142	-2,080	0,1708	138,323	0,50	138,823	-0,065	16P	-0,0085	-0,065
90	-0,00376	2,1170	138,553	-5,820	1,384	139,937	0,85	140,787	-0,185	18P	-0,125	-0,185
100	-0,00678	2,110	139,199	-8,480	2,840	142,039	1,08	143,119	-0,265	20P	-0,225	-0,265
110	-0,00859	2,1040	140,017	-9,760	3,762	143,779	1,50	145,279	-0,305	22P	-0,285	-0,305
120	-0,00926	2,0940	140,924	-9,920	3,887	144,812	1,60	146,412	-0,310	24P	-0,3075	-0,310

130	-0,00904	2,082	141,851	-9,280	3,402	145,253	1,40	146,653	-0,290	26P	-0,305	-0,290
140	-0,00844	2,073	142,656	-8,640	2,948	145,610	1,35	147,00	-0,270	28P	-0,280	-0,270
150	-0,00761	2,065	143,460	-7,840	2,430	146,00	1,30	147,19	-0,245	30P	-0,2575	-0,245
160	-0,00693	2,058	144,170	-6,880	1,870	146,09	1,20	147,24	-0,210	32P	-0,230	-0,210
170	-0,00588	2,051	144,950	-5,600	1,240	146,190	1,10	147,29	-0,175	34P	-0,195	-0,175
180	-0,00460	2,043	145,650	-4,160	0,700	146,700	1,02	147,35	-0,130	36P	-0,15	-0,130
190	-0,00309	2,038	146,150	-2,400	0,250	146,750	0,95	147,38	-0,075	38P	-0,1025	-0,075
200	-0,00151	2,031	146,750	-0,800	0,0253	146,640	0,65	147,43	-0,025	40P	-0,05	-0,025



## 1) Protection des conduites contre la corrosion

### 1.1. Généralités.

Le phénomène de la corrosion s'exprime par la destruction progressive des métaux sous l'effet du milieu environnant.

La texture du sol et les installations électriques à courant continu se trouvant au voisinage du réseau d'alimentation sont les causes principales de la corrosion.

On remarque que ce phénomène touche plus particulièrement les conduites en acier qui sont plus vulnérables que celles en fonte.

### 1.2. Facteurs de la corrosion.

#### 1.2.1. L'eau :

L'eau en elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

#### 1.2.2 ) Le P.H :

Le PH de l'eau dépend essentiellement de la teneur en gaz dissous tels que le  $\text{CO}_2$  et le  $\text{H}_2\text{S}$ :

En pratique, on remarque que si le PH de l'eau est inférieur à 10, il a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à faire augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.

Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet que pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.

On tient à signaler que ce facteur n'a pratiquement pas d'influence.

#### 1.2.4) La pression :

Elle n'intervient pas directement sur le phénomène de la corrosion, mais elle joue un rôle très important sur les gaz dissous.

#### 1.2.5) Le métal :

L'acier dans notre cas qui étant couplé dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera pas envisagée.

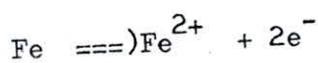
### 1.3. La corrosion électro-chimique

C'est un phénomène d'électrolyse dans lequel la partie métallique corrodée joue le rôle d'anode. Le sol étant la solution électrolytique.

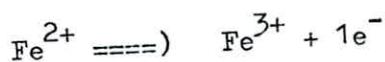
La corrosion du métal s'effectue par oxydation c'est à dire par perte d'électrons à la suite de laquelle le métal devient un ion positif et se combine avec un ion négatif dans le milieu où ce dernier est plongé.

Cette perte d'électrons rompt l'équilibre des charges électriques de la couche double. Les ions libres n'étant plus compensés par la charge négative équivalente, des électrons peuvent être soumis à l'influence des charges électriques extérieures. Cette dissolution continuerait tant que les ions positifs et les électrons du métal seront ainsi neutralisés.

L'oxydation de fer peut être schématisé de la façon suivante :



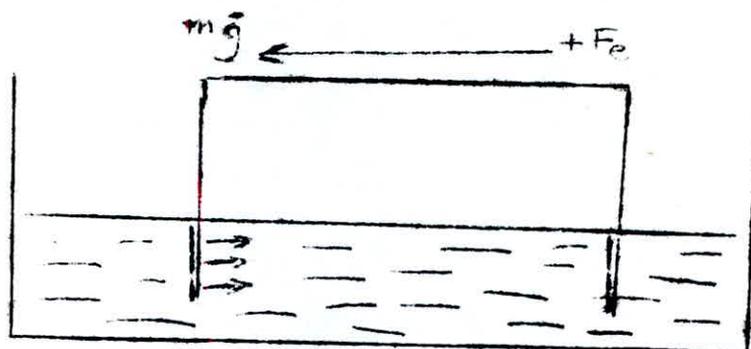
et elle peut se poursuivre sous la forme.



1.3.1.) Fonctionnement d'une pile de corrosion.

La corrosion d'une conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents.

Si nous considérons le Fer et le magnésium à titre d'exemple.

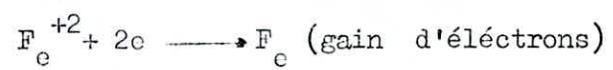


Le fer est protégé.

Dans ce cas, le magnésium qui présente le potentiel (- 1,49 volt) devient anode et se trouve corroder (c'est une oxydation du métal)

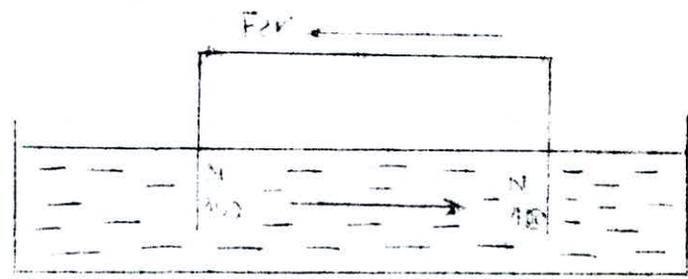


Le fer dont le potentiel est de (- 0,34 volt) jouera le rôle de cathode et se trouve protéger (reduction du metal)



Ainsi nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés, celui qui présente haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protéger; le métal présentant le plus bas potentiel se dissout.

Ce phénomène se produit quand 2 barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte de concentration différentes, on obtient alors une pile dite "Pile de concentration".

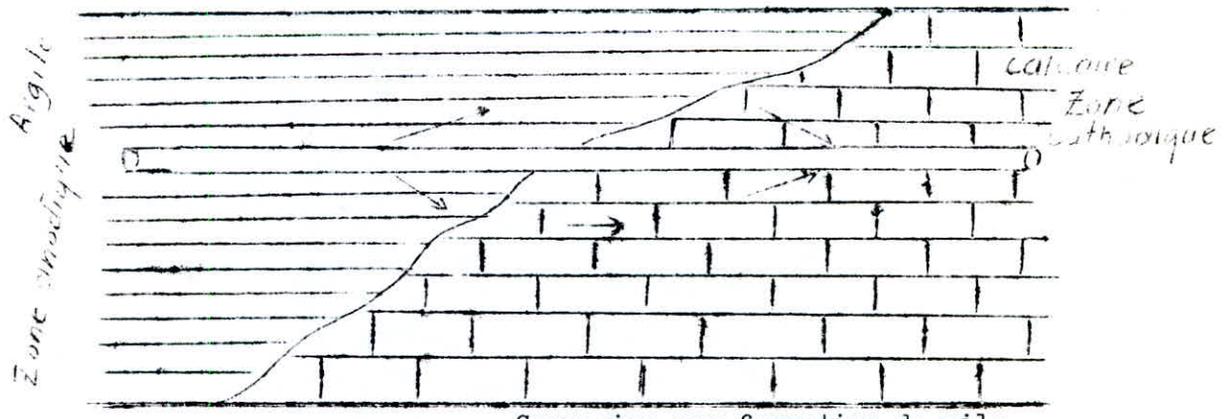


Pile de Concentration

Le sol en raison de son humidité constitue un électrolyte de grande conductibilité.

Les différences de concentration en sels et en gaz dissous dans le sol aboutissent par la suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte à la formation de piles de concentration différentes en plusieurs pts.

La pratique a montré que les sols argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques tandis que les sols calcaires, sableux, secs et aérés sont cathodiques.



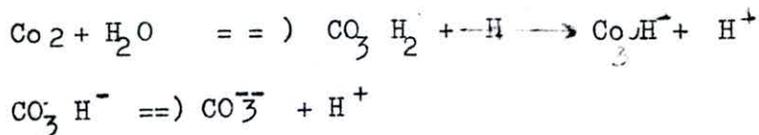
Corrosion par formation de pile.

### 1-3-2) Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure.

Dans ce cas, la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu. Ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

### 1.4. Corrosion chimique

La présence dans l'eau des gaz dissous tels que le  $\text{CO}_2$  et l'oxygène ( $\text{O}_a$ ) sont à l'origine de cette attaque chimique. La réaction chimique aboutira à une ionisation qui est de la forme :



### 1-5) Remèdes contre la corrosion

#### 1-5-1) Qualité du terrain

L'agressivité du terrain est déterminée en fonction de la résistivité du sol le long de la canalisation.

Le terrain est considéré comme agressif en grand quand sa résistivité moyenne descend au dessous de  $50 \frac{\Omega \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Entre  $50$  et  $100 \frac{\Omega \cdot \text{m}}{\text{m}}$  : le terrain est faiblement agressif.

Au delà de  $100 \frac{\Omega \cdot \text{m}}{\text{m}}$  : le terrain est considéré comme non agressif.

#### 1.5.2. Protection cathodique

##### a) Principe :

Le revêtement d'une conduite en acier peut vieillir ou se détériorer accidentellement, c'est pour cette raison qu'une protection cathodique d'un réseau en acier est vivement recommandée dans tous les cas.

En vue de protéger la conduite, il suffit de la transformer en anode d'entrée du courant puisque la corrosion s'effectue en zone de sortie.

L'expérience montre que le fer est rendu cathodique quand le potentiel minimal a pour valeur (-0,85 volt) par rapport à une électrode de référence au sulfate de cuivre.

En conséquence la protection cathodique consistera :

- \* Soit à former avec un métal plus électro-négatif que l'acier, une pile où l'acier, jouera le rôle de cathode (Protection par anode réactive).
- \* Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder (protection par soutirage du courant\*)

b) Protection cathodique par anode réactive :

Comme elle a été signalée plus haut, elle consiste à placer tout le long de la conduite à protéger un métal (généralement le zinc ou le magnésium) où la conduite jouera le rôle de cathode.

Pour vérifier les potentiels, on dépose des bornes de contrôle. La masse du métal dissoute lors du passage d'un courant  $I$  (A) pendant une durée  $t$  (s) est donnée par la formule suivante .

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

F.V.

Où :

- $m$  : est la masse dissoute de l'anode (g)
- $M$  : est la masse atomique du métal dissout (g)
- $V$  : Valence du métal dissout
- $F$  : Le nombre de FARADAY = 96500 C.

Le nombre d'anode à prévoir pour une conduite est donné par :

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

où  $n$  : est le nombre d'anodes

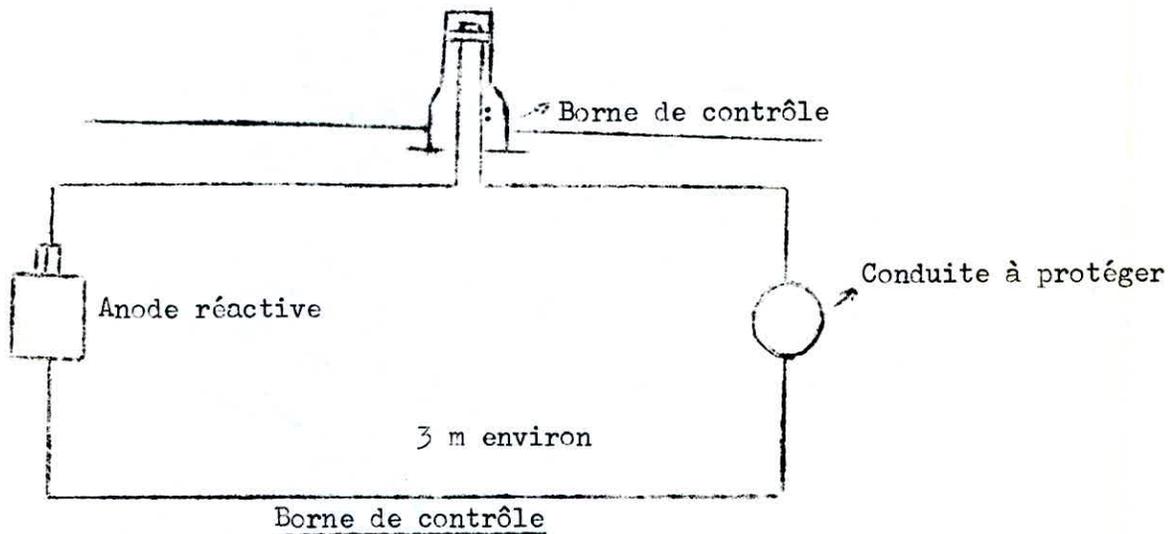
$s$  : est la surface de la conduite à protéger en  $m^2$

$i$  : densité du courant  $m.A/m^2$

$I$  : courant estimé de l'anode (m A)

( $i$  et  $I$  dépendant de la résistivité du sol)

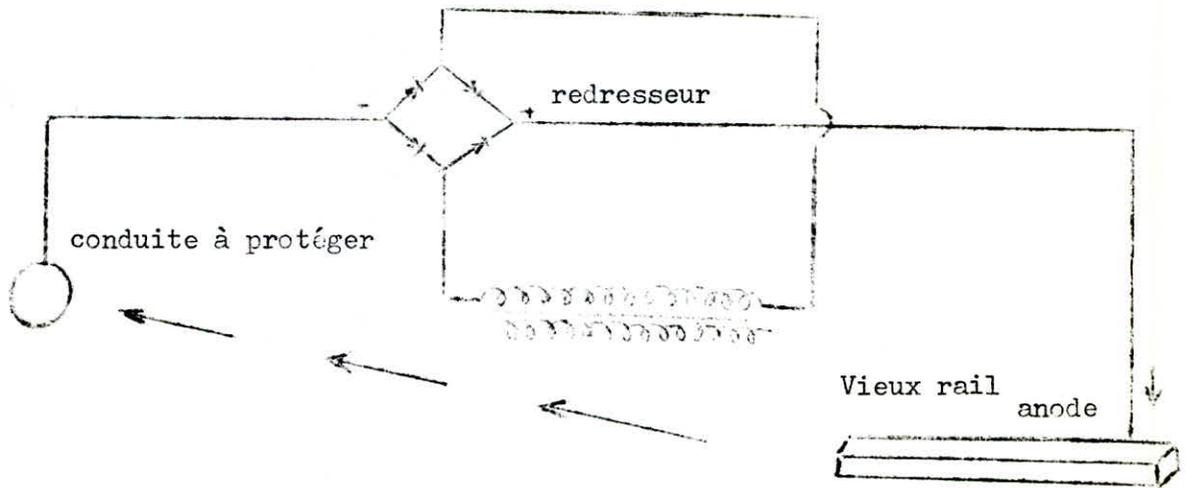
On tient à signaler que ce dispositif convient pour les conduites de faibles longueurs et de petits diamètres.



c) Protection par soutirage de courant.

Elle permet de protéger les réseaux de toute nature menacés par un courant continu (courants vagabonds)

Il suffit donc de relier la conduite à la borne négative d'une source de courant continu. La borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une centaine de mètres de la conduite.



#### Protection par soutirage de courant

En quittant la prise de terre le courant regagnera le pôle négatif de la source en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique des vieux rails.

Les anodes sont généralement en graphite, en ferro-silicium ou en titane platine dont les consommations respectives par ampère/an sont : 0,2 kg; 0,1 à 0,15 kg

En outre, on lutte efficacement contre la corrosion en couvrant la conduite d'un revêtement protecteur isolant imprégné d'un produit bilumineux ou synthétique.

#### 1.6) Corrosion interne

Les eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts, résultant des vitesses faibles. Ces dépôts constituent des piles qui détruisent rapidement la canalisation.

La présence du Fer dans l'eau, même à faible dose est très dangereuse et entraîne la diminution rapide de l'épaisseur. En conséquence, une eau présentant une résistivité faible (c'est à dire inférieure à 2000  $\mu$ cm) et une teneur en fer est capable de détériorer le réseau.

#### 1.6.1. Protection contre la corrosion interne.

En vue de remédier à cette corrosion, il faut tout d'abord exiger un revêtement intérieur de la conduite

- éviter les entrées d'air (ventouses points hauts)
- éviter les faibles vitesses
- le maillage doit être assuré au maximum

Enfin l'exécution des travaux doit être confié à un personnel hautement qualifié.

## Chap. XIII.

### 1) Pose des conduites

#### 1.1. La pose en terre

Elle s'effectue de la manière suivante

- 1) Creuser une tranchée de largeur suffisante (0,60m minimum). Au droit des joints on établit des niches (pour faciliter la pose.

La profondeur de la tranchée varie suivant le diamètre de la conduite. Elle sera égale au diamètre plus 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite plus 1 m à partir de la génératrice comme épaisseur du lit de pose.

Ce lit de pose est constitué généralement par du gravier bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

La descente en fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue après avoir été au préalable examinée, toute conduite ayant subi des dommages du point de vue protection doit être éliminée.

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

- 1.2) Une fois les travaux de pose effectués, on procède à un essai général du réseau c'est à dire la mise en pression générale du réseau par le réservoir.

Pendant 48 heures, les robinets vannes du branchement seront fermés et on constate les pertes par rapport à la capacité du réseau.

- 1.3. Puis la tranchée est remblayée soigneusement par couches arrosées et bien tassées tout autour de la conduite en acier, et en vue d'éviter la corrosion on constitue un remblai de gravier naturelle.

Au delà de 0,30 m au dessus de la conduite, le remblaiement est achevé de tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

#### 1?4) Désinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau aux consommateurs, il sera préférable de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions des services spécialisés.

On utilise généralement soit du chlorure gazeux, soit de l'hypochlorite (eau javel)

( B I B L I O G R A P H I E )

- A. DUPONT (Hydraulique Urbaine)
- G.LAPRAY (théorie de la longueur fluïdo-dynamique)
- LENCASTRE (Manuel d'hydraulique générale)
- BONIN (Hydraulique urbaine)
- GOMELA et GUERREE ( Distribution des eaux dans les )  
( agglomérations urbaines et rurales)
- P. KOCH ( Alimentation en eau dans les agglomérations)
- ← CARLIER : (Hydraulique générale)

