

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :
HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DU CENTRE DE SIDI KADDA
(W. MASCARA)

Proposé par :

SETHYOR

Etudié par :

H. MEKKAOUI

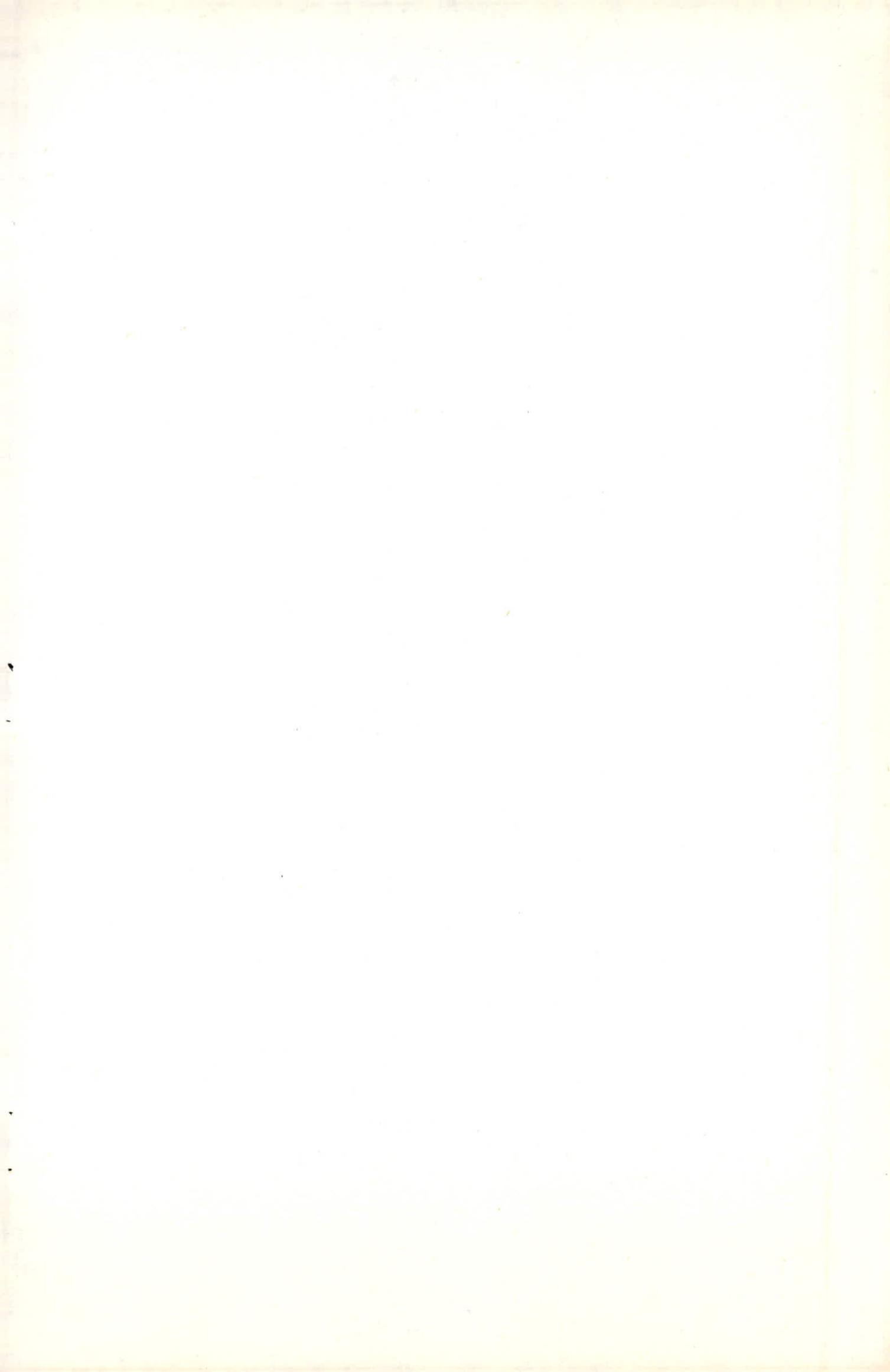
Dirigé par :

Dr: AKHONDOV



PROMOTION :

JUIN 1984



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

Au terme de la réalisation de ce travail, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon promoteur A. AKHONDOV pour tous les conseils judicieux qu'il m'a donné.

Je suis très heureux d'exprimer ici mes sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

Toute ma gratitude au Chef de Département d'Hydraulique M. KHETTAB

Mons respect aux membres du Jury qui me fera l'honneur d'apprécier mon travail.

H. MEKKAOUI

D E D I C A C E S

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

- A la mémoire de mon oncle et ma grand'mère,
- A mon père et ma mère pour leur sacrifice à mon égard,
- A mes frères et soeurs en leur souhaitant le bonheur,
- A tous mes amis,
- A celle qui sera ma femme.

H. MEKKAOUI

TABLE DES MATIERES

| | PAGES |
|---|-------|
| CHAPITRE I | |
| Introduction | |
| 1.1 - Situation géographique et climatique | |
| 1.2 - Démographie | |
| 1.3 - Ressources | |
| 1.4 - Evaluation des besoins en eau | |
| CHAPITRE II | |
| 2.1 - Etude des variations des débits | |
| 2.2 - Détermination des débits aux noeux | |
| CHAPITRE III | |
| 3. - Calcul du réseau de distribution | |
| 3.2- Méthode de calcul | |
| 3.3- Calcul du coefficient de frottement | |
| 3.4- Calcul du débit correctif | |
| 3.5- Calcul des pressions | |
| 3.6- Equipement du réseau de distribution | |
| CHAPITRE IV | |
| Réservoir | |
| 4.1 - Rôle du réservoir | |
| 4.2 - Emplacement du réservoir | |
| 4.3 - Capacité du réservoir | |
| 4.4.- Détermination du diamètre du réservoir | |
| 4.5 - Dimensionnement de la conduite d'amenée | |
| 4.6 - Automatisation | |
| 4.7 - Equipement du réservoir | |

CHAPITRE V

Pages

Adduction

- 5.1 - Choix du tracé
- 5.2 - Choix du type du tuyau
- 5.3 - Choix du diamètre économique
- 5.4 - Choix de pompe

CHAPITRE VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

- 6.1 - Phénomène du coup de bélier
- 6.2 - Moyen de protection des installations
- 6.3 - Réservoir d'air
- 6.4 - Principe de calcul
- 6.5 - Construction de l'épave de Bergeron
- 6.6 - Conclusion

CHAPITRE VII

Protection des canalisations contre la corrosion

- 7.1 - Corrosion extérieure
- 7.2 - Corrosion par formation de pile
- 7.3 - Pile de concentration
- 7.4 - La corrosion sous l'influence d'une installation électrique à l'extérieur
- 7.5 - Protection contre la corrosion
- 7.6 - Corrosion interne
- 7.7 - Lutte contre la corrosion

CHAPITRE VIII

PAGES

| | |
|--|--|
| Pose des conduites | |
| 8.1 - Pose des conduites en tranchée | |
| 8.2 - Traversée des routes | |

NOMENCLATURE DES PLANCHES

| N°s | TITRES | PAGES |
|-----------|--|-------|
| I | Configuration générale du réseau de distribution | |
| II | Automatisation de la station de pompage | |
| III et IV | Equipement des réservoirs | |
| V | Point de fonctionnement de la pompe | |
| VI | Point de fonctionnement de la pompe réelle | |
| VII | Abaque de M. VIBERT, pour le calcul simplifié des réservoirs d'air | |
| VIII | Coefficient de perte de charge C dans une tuyère | |
| IX | Schéma du réservoir d'air | |
| X | Epure de Bergeron pour le calcul du coup de belier cas de l'arrêt brusque du groupe (F-R) | |
| - | Corrosion des conduites et leur protection | |
| XI | Pose des conduites | |

T A B L E A U X

| TITRES | PAGES |
|---|-------|
| - Tableau des populations | |
| - Tableau des équipements et dotations | |
| - Tableau donnant le débit total tenant compte des pertes . | |
| - Tableau des débits soutirés | |
| - Programme applicable à la T I 59 pour le calcul du réseau maillé | |
| - Calcul du réseau maillé | |
| - Détermination des pressions au sol | |
| - Capacité du réservoir | |
| - Programme pour T I 59 calcul perte de charge | |
| - Bordereau des prix des conduites en acier | |
| - Tableau de la rugosité absolue des conduites | |
| - Tableau donnant la hauteur manométrique totale | |
| - Frais d'exploitation, amortissement, bilan | |
| - Tableau de la caractéristique de la conduite | |
| - Valeur du coup de belier (Arrêt du groupe) F.R. | |

CHAPITRE I - INTRODUCTION

La présente étude se rapporte au projet d'alimentation en eau potable du centre de Sidi Kadda, Chef lieu de commune et qui relève administrativement de la Daira de Tighennif (Wilaya de Mascara), situé à l'ouest algérien.

Le centre de Sidi Kadda est à vocation agricole d'où une minorité de la masse active est employée dans d'autres unités.

Il est à noter que le centre de Sidi Kadda est alimenté à partir d'un puit qui fournit un débit très faible et n'arrive pas à satisfaire les besoins des consommateurs, de plus, il est équipé d'un réseau ancien datant des années 1956 à l'exception de quelques branches nouvelles, certains sont presque posés sur le sol, et d'un réservoir très ancien de forme circulaire en béton armé posé sur le sol rocheux, le génie civil de l'ouvrage est en mauvais état provoquant des fuites d'eau.

L'étude que nous projetons devra assurer régulièrement et sans défaillance l'alimentation du centre pour un horizon de 20 ans à partir d'un forage récemment creusé, situé sur la partie sud de la wilaya dont la principale ressource est les eaux souterraines de la plaine de CHRISS.

1.1 - Situation géographique et climatique

Le Centre de Sidi Kadda est traversé par la route nationale 14, liant Mascara à Tiaret, situé approximativement à 10 km de sa Daira.

Le climat dans cette région est continental, c'est-à-dire chaud en été et froid en hiver.

1.2 - Démographie

D'après les renseignements fournis par l'Assemblée Populaire Communale de Sidi Kadda, la population s'élève à 8100 Habitants en 1984, avec un taux d'accroissement démographique annuel de 3,33%, calculé sur la base du recensement de février 1977.

L'évolution de la population de la commune de Sidi Kadda est calculée selon la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

où P_n : étant la population future (2004)

P_0 : population actuelle (1984)

T : taux d'accroissement de la population

n : nombre d'années séparant l'année actuelle de l'année future.

avec $P_0 = 8100$ habitants

$$T = 3,33\%$$

$$n = 20 \text{ ans}$$

$$P_{20} = 8100 (1 + 3,33\%)^{20} = 15500 \text{ habitants}$$

1.7 - Ressources

Pour son alimentation, le centre de Fidi Yadda dispose d'un forage débitant 50 l/s dont les coordonnées sont :

$$Y = 284,9$$

$$Y = 213,7$$

Niveau dynamique : 27 m.

Tableau regroupant l'évolution de la population
de 1984 à 2004

| Année | Habitants |
|-------|-----------|
| 1984 | 8100 |
| 1990 | 9860 |
| 1994 | 11240 |
| 2000 | 13681 |
| 2004 | 15596 |

1.4 Evaluation des besoins en eau

1.4.1 besoins domestiques

| Année | Habitants | Dotation l/J/hab | Consommation moyenne journalière m^3/J |
|-------|-----------|---------------------|---|
| 1994 | 11240 | 150 | 1686,00 |
| 2004 | 15596 | 150 | 2339,40 |

1.4.2 besoins scolaires

| Nature de l'établissement | Nombre d'élèves | Dotation l/J/élève | Consommation moyenne journalière m^3/J |
|---------------------------|-----------------|-----------------------|---|
| 3 écoles primaires | 1200 | 70 | 84 |
| 1 C.E.M | 600 | 70 | 42 |
| $\Sigma =$ | | | 126 |

1.4.3 besoins sanitaires

| Nature de l'établissement | Nombre de lits | Dotation l/J/lit | Consommation moyenne journalière m^3/J |
|---------------------------|----------------|---------------------|---|
| 1 P.M.I | 30 | 500 | 15 |
| 1 Polyclinique | 50 | 300 | 15 |
| 1 centre de santé | - | 300 | 0,3 |
| $\Sigma =$ | | | 30,3 |

1.4.4 besoins municipaux

| Nature de l'établissement | Dotation | Consommation moyenne journalière m ³ /J |
|---------------------------|------------------------|---|
| 1 Antenne P.T.T | 2 l/m ² /J | 2,06 |
| 1 Antenne A.P.C | 2 l/m ² /J | 1,14 |
| Stade Municipale | 2 l/m ² /J | 26,42 |
| Souk el-fellah | 5 l/m ² /J | 10,50 |
| Hammam | 60 l/m ² /J | 30,0 |
| 3. Mosquées | 30 l/m ² /J | 58,28 |
| Abattoir | 500 l/tête | 25,0 |
| | $\Sigma =$ | 153,40 |

1.4.5 Tableau récapitulatif des différents types de besoin

| types des besoins | Consommation moyenne journalière m ³ /J | |
|-------------------|---|---------------|
| | horizon: 1994 | horizon: 2004 |
| Domestiques | 1686,0 | 2339,40 |
| Scolaires | 126,0 | 126,0 |
| Sanitaires | 30,3 | 30,3 |
| Municipaux | 153,40 | 153,40 |
| | $\Sigma =$ 1995,70 | 2649,10 |

1.4.6 - Pertes dans le réseau de distribution

Sachant que pour des réseaux bien entretenus, les pertes totales sont évaluées à 15% de la consommation, et ils sont dûes essentiellement au gaspillage, aux fuites éventuelles en cas de cassure des conduites ainsi qu'à la mauvaise étanchéité de celle-ci.

1.4.7. Tableau donnant le débit total tenant compte des pertes

| Horizon | Consommation moyenne journalière m^3/J | Majoration 15% m^3/J | Consommation moyenne journalière totale m^3/J |
|---------|---|---------------------------|--|
| 1994 | 1995,70 | 299,36 | 2295,06 |
| 2004 | 2649,10 | 397,37 | 3046,47 |

Tableau récapitulatif des différents résultats

| Horizon | Consommation moyenne totale | |
|------------|-----------------------------|---------|
| | 1994 | 2004 |
| en m^3/J | 2295,06 | 3046,47 |
| en m^3/h | 95,627 | 126,936 |
| en l/s | 26,563 | 35,26 |

CHAPITRE II.

2.1 - Etudes des variations des débits.

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

On distingue :

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

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

Ce coefficient varie entre 1,15 + 4,30 (d'après les statistiques faites par Mr. A. Dupont : "Hydraulique urbaine").

La détermination du débit de pointe est donnée par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moy.}}$$

$$K_p = K_o \cdot K_j.$$

K_j : est le coefficient qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau estimées à 15%

K_o : est le coefficient d'irrégularité horaire

$$\text{d'ou } 1,15 \leq K_j \leq 4,3$$

$$K_o = 2 ; 2,4 ; 3$$

Pour une commune de cette importance, nous prendrons comme coefficient :

$$K_j = 1,5$$

$$K_o = 2$$

donc le coefficient de pointe K_p est de :

$$K_p = K_j \times K_o = 1,5 \times 2 = 3$$

Le débit moyen est de :

$$Q_{\text{moy}} = \frac{2649,1 \times 1000}{24 \times 3600} = 30,66 \text{ L/s;}$$

$$Q_{\text{pointe}} = Q_{\text{moy.}} \cdot K_p.$$

$$= 30,66 \times 3 = 91,98 \text{ L/s.}$$

$$Q_{\text{pointe}} = 91,98 \text{ L/s.}$$

$$\approx 92 \text{ L/s.}$$

$$Q_{\text{apport}} = Q_{\text{moy.}} \times K_j$$

$$= 2649,1 \times 1,5 = 3973,65 \text{ m}^3/\text{J.}$$

$$Q_{\text{apport}} = 165,57 \text{ m}^3/\text{h.}$$

2.2 - Détermination des débits aux noeuds

Le Centre de Sidi Kadda est constitué de 2 zones l'une du côté droit de RN situé dans la partie haute, l'autre du côté gauche dans la partie basse.

La zone haute sera dotée d'un réseau maillé par contre la zone basse sera dotée d'un réseau du type ramifié.

Le choix constitue un excellent palliatif, car il permet une distribution plus souple avec des pressions au sol convenables.

2.2.1 Méthode de calcul des débits aux noeuds

Se basant sur le plan d'urbanisme, on détermine le réseau schématique des canalisations. Ce dernier a été tracé en fonction des structures d'habitats tout en suivant le cheminement des rues.

Pour calculer le débit en chaque noeud, on procède par la délimitation de la zone desservie par ce noeud, en nous servant de la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique, correspondants à chaque zone, nous déduirons le débit de chaque noeud qu'on multipliera par le coefficient de pointe ($K=3$).

2.2.2 Formules de Calcul

Consommation spécifique : $q = \frac{Q_m}{N_m}$ (l/J/Habit.)

Densité moyenne : $d = \frac{N_m}{S_m}$ (Habit./Ha)

Consommation par noeud : $Q_i = N_i \cdot q_i$

S_m : Superficie de la maille en ha.

N_m : Nombre d'habitants dans la maille

S_m : Superficie desservie par la maille en ha.

2.2.3 Structures des Mailles

Maille I

Nm = 4018 Hab.
Qm = 687,7 m³/J
Sm = 10,04
d = 400
q = 170,91 L/J/Hab

Maille II

Nm = 2315 Hab.
Qm = 380,15 m³/J
Sm = 5,78
d = 400 hab./hab.
q = 164,47 L/J/Hab.

Maille III

Nm = 4528 hab.
Qm = 829,4 m³/J
Sm = 10,06
d = 450
q = 183,17 L/J/Hab.

Maille IV

Nm = 4735 hab.
Qm = 752,25 m³/J
Sm = 11,84
d = 400
q = 158,87 L/J/Hab.

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

| NORDS | Mailles | Surfaces (ha) | consommation specifique l/lj | densité (hab/ha) | Population (hab) | consommation journalière m ³ /j | consommation journalière l/s | Coefficient de pointe K | Débit Soutiré au nouud l/s | Débit soutiré arrondi l/s |
|-------|---------|------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|--|------------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | I | 2,33 | 170,91 | 400 | 932 | 159,29 | 1,84 | 3 | 5,53 | 6 |
| 2 | I | 0,92 | 170,91 | 400 | 368 | 62,89 | 0,73 | " | 2,18 | 2 |
| 3 | I | 1,16 | 170,91 | 400 | 464 | 79,30 | 0,92 | " | 2,75 | 3 |
| | II | 1,17 | 164,47 | 400 | 468 | 76,97 | 0,89 | " | 2,67 | 3 |
| 4 | I | 2,56 | 170,91 | 400 | 1024 | 175,01 | 2,03 | " | 6,08 | 6 |
| | II | 1,49 | 164,47 | 400 | 596 | 98,02 | 1,13 | " | 3,40 | 3 |
| 5 | I | 3,07 | 170,91 | 400 | 1228 | 209,88 | 2,43 | " | 7,29 | 7 |
| 6 | II | 1,32 | 164,47 | 400 | 528 | 86,84 | 1,01 | " | 3,03 | 3 |
| 7 | II | 0,94 | 164,47 | 400 | 376 | 61,84 | 0,72 | " | 2,16 | 2 |
| | III | 2,53 | 183,17 | 450 | 1139 | 208,63 | 2,41 | " | 7,23 | 7 |
| 8 | II | 0,86 | 164,47 | 400 | 344 | 56,58 | 0,65 | " | 1,95 | 2 |
| | III | 1,98 | 183,17 | 450 | 891 | 163,20 | 1,89 | " | 5,67 | 6 |
| | IV | 3,57 | 158,87 | 400 | 1428 | 226,87 | 2,63 | " | 7,89 | 8 |
| 9 | III | 2,51 | 183,17 | 450 | 1130 | 206,98 | 2,39 | " | 7,17 | 7 |
| 10 | III | 0,96 | 183,17 | 450 | 432 | 79,13 | 0,92 | " | 2,76 | 3 |
| 11 | III | 2,08 | 183,17 | 450 | 936 | 171,45 | 1,98 | " | 5,94 | 6 |
| | IV | 3,24 | 158,87 | 400 | 1296 | 205,89 | 2,38 | " | 7,14 | 7 |
| 12 | IV | 2,17 | 158,87 | 400 | 868 | 137,90 | 1,59 | " | 4,77 | 5 |
| 13 | IV | 2,87 | 158,87 | 400 | 1148 | 182,38 | 2,11 | " | 6,33 | 6 |

3. Calcul du réseau de distribution

Le calcul du réseau maillé a été conduit par approximation successives selon la méthode de Hardy-Cross qui se repose sur deux lois.

3.1.1 Première loi : En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des joints qui en sortent.

3.1.2 Deuxième loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

3.2 - Méthode de calcul

Principe : Il consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque trançon de la maille.

Diamètre des conduits

Ils sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables se situant entre (0,4 + 1,4 m/s)

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

ou $Q =$ débit en m³/s

$A =$ Section de la conduite en m²

$V =$ Vitesse d'écoulement en m/s

ou bien moyennant la table de code brook (Dupont II, page 462)

on déduit le diamètre nécessaire en prenant des diamètres normalisés.

Calcul des mailles :

- les pertes de charge : sont déterminées par la formule de Darcy-Weissbach.

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

- Les pertes de charge singulières : sont exprimées en fonction d'une longueur équivalente (ley) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit.

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

- ou
- f: Coefficient de frottement
 - V: Vitesse d'écoulement
 - D: Diamètre de la conduite
 - Ley : Longueur équivalente.

- Les pertes de charge dues aux frottements sont exprimées par la formule :

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

ou Lg: Longueur géométrique

- Les pertes de charges totales

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Généralement on estime la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique

$$L_T = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

D'après l'équation de continuité

$$Q = V \cdot A \Rightarrow V = \frac{Q}{A}$$

par conséquent

$$\begin{aligned} \Delta H_T &= 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \\ &= 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} = f \frac{L_T}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} \end{aligned}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire provoquée lors du passage du débit unitaire

$$\Delta H_Q = f \cdot \frac{L_T}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En système S.I : Hq a les dimensions en m⁻⁵ . s²
le gradient de la perte de charge débitaire

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = 8,128 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{f}{D^5}$$

En système S.I. : J_Q a les dimensions : $m^{-5} s^2$

En zone de pleine turbulence $f = f_r$, il ne dépend que de la rugosité absolue et de son diamètre par conséquent la valeur de J_Q ne sera pas valable dans le cas de régime de transition :

$$f_r = \lambda \cdot f \cdot D \cdot A^2 \cdot J_Q \text{ avec } \lambda = 3,14 \text{ et } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$f_r = 12,9 D^5 \cdot J_Q$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite est :

$$\Delta H = J \cdot L = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \cdot \Delta H_Q$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L_c = r$$

$$\text{d'où } \Delta H_r = r Q^2$$

Calcul de r

Pour une conduite circulaire on a :

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} = f \cdot \frac{L}{D^5} \cdot \frac{8 Q^2}{g \cdot \pi^2}$$

avec Q en (l/s) et D en (mm)

$$r = \frac{16}{2g \cdot \pi^2} \cdot 10^9 \cdot f \cdot \frac{L}{D^5}$$

3.3 - Calcul du coefficient de frottement :

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

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

On prend comme première approximation la valeur de f_c calculée par la formule de NIKURADSE

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

On procède par approximation successives jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on détermine les pertes de charge finales.

Ceci est fait à l'aide d'un programme applicable à la TI.59.

3.4 - Calcul du débit correctif :

$$\Delta H = rQ^2$$

Cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé, pour satisfaire la 2ème loi:

Soient : Q_0 : le débit supposé en première approximation

Q_1 : le débit corrigé

ΔQ_0 : le terme correctif

Pour chacun des tronçons on aura :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\Delta H = rQ_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

$$\Delta H = r(Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)$$

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

$$\Delta H = r(Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0)$$

$$\text{d'où } \Delta Q_0 = \frac{\Delta H - rQ_0^2}{2r \cdot Q_0}$$

pour un circuit fermé : $\sum \Delta H = 0$

$$\sum \Delta H = \sum rQ_0^2 = \sum r(Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

$$\sum \Delta H = \sum r(Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0) = 0$$

donc :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

REMARQUE :

Chaque maille est calculée séparément. Les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux :

- Corrections propres à la maille considérée avec le signe de ΔQ_0 .
- Corrections propres à la maille adjacente (conduites communes aux 2 mailles) avec signe contraire de ΔQ_0 .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces 2 corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_1 .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient voisines de Béro (pratiquement pour $\Delta q < 0,40$ L/S) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,5 m environ.

PROGRAMME

| | | | | |
|-----------------|----------|-----------------------------------|-----------------------|---------------------|
| LRN | | | | |
| 2 nd | LBL | \sqrt{x} | 2 nd π | RCL |
| | A | + | x^2 | 9 |
| 2 nd | STO | RCL, | \div | +/- |
| | 8 | 3 | 9 | SUM |
| | RCL | \div | 8 | 9 |
| | 3 | 3 | + | RCL |
| | \div | 7 | RCL | 11 |
| | RCL | \div | 0 | +/- |
| | 0 | RCL | y^x | SUM |
| | = | 0 | 9 | 11 |
| 2 nd | Log | 2 nd = Log | = | RCL |
| | \times | \times | STO | 12 |
| | 2 | 2 | 7 | R/S |
| | +/- | 2 | R/S | \times |
| | + | +/- | RCL | 2 |
| | 1 | = | = | = |
| | 1 | x^2 | STO | 8 |
| | 1 | 1/x | 8 | SUM |
| | = | STO | 9 | R/S |
| | x^2 | 6 | \div | RCL |
| | 1/x | - | 1 | = |
| | STO | RCL | STO | 10 |
| | 5 | 5 | 11 | SUM |
| 2 nd | LBL | = | R/S | R/S |
| | = | 2 nd x | \div | 2 nd LBL |
| | 2 | INV | RCL | B |
| | . | 2 nd $x \rightarrow t$ | 1 | RCL |
| | 5 | x^2 | = | 9 |
| | 1 | RCL | STO | R/S |
| | \times | 6 | 10 | \div |
| | RCL | STO | 11 | RCL |
| | 0 | 5 | R/S | 11 |
| 2 nd | π | STO | = | R/S |
| | \times | 6 | 2 nd LBL | \div |
| | RCL | = | B | 9 |
| | A | 2 nd LBL | RCL | R/S |
| | \div | x^2 | 8 | \div |
| | A | RCL | \times | RCL |
| | \div | 6 | 8 | 11 |
| | A | \times | \times | R/S |
| | \div | RCL | RCL | \div |
| | 1 | 1 | 1 | 2 |
| 2 nd | x | x^2 | \div | = |
| | \div | \div | 2 | +/- |
| | RCL, | | STO | 12 |
| | 5 | | | |

1) introduction

- $\phi_i \rightarrow$ STO 00
- $Q_i \rightarrow$ STO 01
- $L_i \rightarrow$ STO 02
- $E \rightarrow$ STO 03
- $\downarrow \rightarrow$ STO 04

précision $\rightarrow x \approx t$

2) Résultats

Appuyer sur

- A $\Rightarrow J_i$
- R/S $\Rightarrow \Delta H_i$
- R/S $\Rightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

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

appuyer sur

- B $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$
- R/S $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{Q_i}$
- R/S $\Rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum \Delta H_i}{\sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

Remarque

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

b) ne jamais utiliser la touche CLR

CALCUL DU RESEAU MAILLE

| maille n° | | caractéristique de la conduite | | | Débits l/s | 1 ^{ère} approximation | | | 1 ^{ère} correction | | | Débits corrigés l/s | |
|---|-----|--------------------------------|---------------|--------------|---------------|--------------------------------|------------|--------------|-----------------------------|-------|-------|------------------------|-------|
| | | tranches | Diamètre (mm) | Longueur (m) | | J | ΔH | $\Delta H/Q$ | CMP | CMA | Total | | |
| I | A | 1-2 | 250 | 230 | 59 | 0,00520 | 1,37 | 23,31 | -1,02 | - | -1,02 | 57,98 | |
| | | 2-3 | 250 | 84 | 57 | 0,00486 | 0,47 | 8,25 | -1,02 | - | -1,02 | 55,98 | |
| | II | 3-4 | 80 | 191 | 5 | 0,01482 | 3,25 | 651,13 | -1,02 | -0,97 | -1,99 | 3,01 | |
| | | 1-5 | 200 | 194 | -27 | 0,00360 | -0,80 | 29,77 | -1,02 | - | -1,02 | -28,02 | |
| | | 5-4 | 150 | 258 | -20 | 0,00867 | -2,57 | 128,72 | -1,02 | - | -1,02 | -21,02 | |
| $\Sigma = 1,72 \quad \Sigma = 841,18$ $\Delta q = -1,02 \text{ l/s}$ | | | | | | | | | | | | | |
| II | A | 3-6 | 250 | 219 | 46 | 0,00323 | 0,81 | 17,69 | 0,97 | - | 0,97 | 46,97 | |
| | | 6-7 | 250 | 70 | 43 | 0,00284 | 0,23 | 5,32 | 0,97 | - | 0,97 | 43,97 | |
| | III | 7-8 | 125 | 180 | 12 | 0,00822 | 1,70 | 141,88 | 0,97 | -0,56 | 0,41 | 12,41 | |
| | | I | 3-4 | 80 | 191 | -5 | 0,01482 | -3,25 | 651,13 | 0,97 | 1,02 | 1,99 | -3,01 |
| | | 4-8 | 150 | 190 | -16 | 0,00567 | -1,24 | 77,42 | 0,97 | - | 0,97 | -15,03 | |
| $\Sigma = -1,75 \quad \Sigma = 893,44$ $\Delta q = 0,97 \text{ l/s}$ | | | | | | | | | | | | | |
| III | A | 7-9 | 200 | 341 | 22 | 0,00244 | 0,96 | 43,58 | 0,56 | - | 0,56 | 22,56 | |
| | | 9-10 | 150 | 298 | 15 | 0,00501 | 1,72 | 114,59 | 0,56 | - | 0,56 | 15,56 | |
| | | 10-11 | 125 | 131 | 12 | 0,00822 | 1,24 | 103,26 | 0,56 | - | 0,56 | 12,56 | |
| | II | 7-8 | 125 | 180 | -12 | 0,00822 | -1,70 | 141,88 | 0,56 | -0,97 | -0,41 | -12,41 | |
| | | 8-11 | 100 | 304 | -7 | 0,00910 | -3,18 | 454,55 | 0,56 | - | 0,56 | -6,44 | |
| $\Sigma = -0,96 \quad \Sigma = 857,86$ $\Delta q = 0,56 \text{ l/s}$ | | | | | | | | | | | | | |

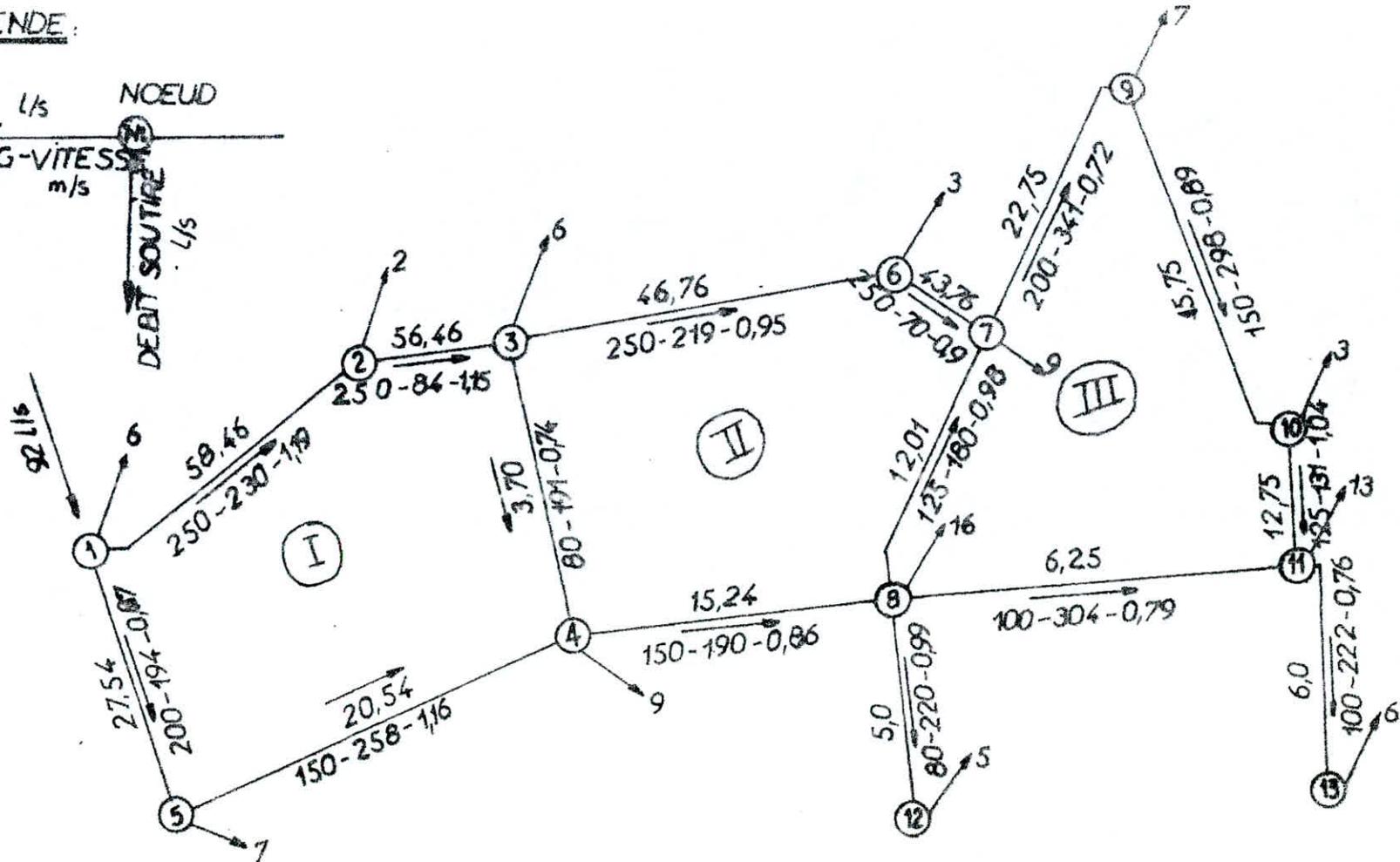
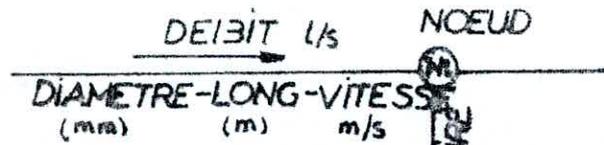
| N° M. ADJACENTE | Débits corrigés l/s | 2 ^{ème} Approximation | | | 2 ^{ème} Correction | | | Débits corrigés l/s |
|---|------------------------|-----------------------------------|------------|--------------|--------------------------------|-------|-------|------------------------|
| | | J | ΔH | $\Delta H/Q$ | CMP | CMA | Total | |
| | | | | | | | | |
| II | 57,98 | 0,00503 | 1,33 | 22,94 | 0,54 | - | 0,54 | 58,52 |
| | 55,98 | 0,00470 | 0,45 | 8,11 | 0,54 | - | 0,54 | 56,52 |
| | 3,01 | 0,00568 | 1,25 | 414,93 | 0,54 | 0,42 | 0,96 | 3,97 |
| | -28,02 | 0,00386 | -0,86 | 30,78 | 0,54 | - | 0,54 | -27,48 |
| | -21,02 | 0,00954 | -2,83 | 134,71 | 0,54 | - | 0,54 | -20,48 |
| $\Sigma = -0,66 \quad \Sigma = 611,47$ $\Delta q = 0,54 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| III I | 46,97 | 0,00336 | 0,84 | 18,03 | -0,42 | - | -0,42 | 46,55 |
| | 43,97 | 0,00296 | 0,24 | 5,43 | -0,42 | - | -0,42 | 43,55 |
| | 12,41 | 0,00876 | 1,82 | 146,26 | -0,42 | -0,19 | -0,61 | 11,80 |
| | -3,01 | 0,00568 | -1,25 | 414,93 | -0,42 | -0,54 | -0,96 | -3,97 |
| | -15,03 | 0,00503 | -1,10 | 73,19 | -0,42 | - | -0,42 | -15,45 |
| $\Sigma = 0,55 \quad \Sigma = 657,84$ $\Delta q = -0,42 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| II | 22,56 | 0,00256 | 1,01 | 44,56 | 0,19 | - | 0,19 | 22,75 |
| | 15,56 | 0,00537 | 1,84 | 118,43 | 0,19 | - | 0,19 | 15,75 |
| | 12,56 | 0,00897 | 1,35 | 107,61 | 0,19 | - | 0,19 | 12,75 |
| | -12,41 | 0,00876 | -1,82 | 146,26 | 0,19 | 0,42 | 0,61 | -11,80 |
| | -6,44 | 0,00777 | -2,71 | 421,85 | 0,19 | - | 0,19 | -6,25 |
| $\Sigma = -0,33 \quad \Sigma = 838,71$ $\Delta q = 0,19 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |

| N° M. ADJACENTE | Débits corrigés l/s | 3 ^{ème} Approximation | | | 3 ^{ème} Correction | | | Débits corrigés l/s |
|---|------------------------|-----------------------------------|------------|--------------|--------------------------------|-------|-------|------------------------|
| | | J | ΔH | $\Delta H/Q$ | CMP | CMA | Total | |
| II | 58,52 | 0,00512 | 1,35 | 23,14 | -0,27 | - | -0,27 | 58,25 |
| | 56,52 | 0,00479 | 0,46 | 8,18 | -0,27 | - | -0,27 | 56,25 |
| | 3,97 | 0,00957 | 2,10 | 529,50 | -0,27 | -0,35 | -0,62 | 3,35 |
| | -27,48 | 0,00372 | -0,83 | 30,25 | -0,27 | - | -0,27 | -27,75 |
| | -20,48 | 0,00908 | -2,69 | 131,54 | -0,27 | - | -0,27 | -20,75 |
| $\Sigma = 0,39 \quad \Sigma = 722,61$ $\Delta q = -0,27 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| II I | 46,55 | 0,003305 | 0,83 | 17,88 | 0,35 | - | 0,35 | 46,90 |
| | 43,55 | 0,00291 | 0,23 | 5,38 | 0,35 | - | 0,35 | 43,90 |
| | 11,80 | 0,00796 | 1,65 | 139,74 | 0,35 | 0,05 | 0,40 | 12,20 |
| | -3,97 | 0,00957 | -2,10 | 529,50 | 0,35 | 0,27 | 0,62 | -3,35 |
| | -15,45 | 0,005305 | -1,16 | 75,03 | 0,35 | - | 0,35 | -15,10 |
| $\Sigma = -0,55 \quad \Sigma = 767,53$ $\Delta q = 0,35 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| II | 22,75 | 0,00260 | 1,02 | 44,89 | -0,05 | - | -0,05 | 22,70 |
| | 15,75 | 0,00550 | 1,88 | 119,73 | -0,05 | - | -0,05 | 15,70 |
| | 12,75 | 0,00923 | 1,39 | 109,09 | -0,05 | - | -0,05 | 12,70 |
| | -11,80 | 0,00796 | -1,65 | 139,74 | -0,05 | -0,35 | -0,40 | -12,20 |
| | -6,25 | 0,00734 | -2,56 | 410,73 | -0,05 | - | -0,05 | -6,30 |
| $\Sigma = 0,08 \quad \Sigma = 824,18$ $\Delta q = -0,05 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |

| N.º M. ADJACENTE | Débits corrigés l/s | 4 ^{eme} Approximation | | | 4 ^{eme} Correction | | | Débits corrigés l/s |
|---|------------------------|-----------------------------------|------------|--------------|--------------------------------|-------|-------|------------------------|
| | | J | ΔH | $\Delta H/Q$ | CMP | CMA | Total | |
| | | | | | | | | |
| II | 58,25 | 0,00507 | 1,34 | 23,04 | 0,21 | - | 0,21 | 58,46 |
| | 56,25 | 0,00474 | 0,46 | 8,15 | 0,21 | - | 0,21 | 56,46 |
| | 3,35 | 0,00695 | 1,53 | 455,68 | 0,21 | 0,14 | 0,35 | 3,70 |
| | -27,75 | 0,00379 | -0,85 | 30,52 | 0,21 | - | 0,21 | -27,54 |
| | -20,75 | 0,00931 | -2,76 | 133,12 | 0,21 | - | 0,21 | -20,54 |
| $\Sigma = -0,28 \quad \Sigma = 650,51$ $\Delta q = 0,21 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| III I | 46,90 | 0,00335 | 0,84 | 18,01 | -0,14 | - | -0,14 | 46,76 |
| | 43,90 | 0,00295 | 0,24 | 5,42 | -0,14 | - | -0,14 | 43,76 |
| | 12,20 | 0,00849 | 1,76 | 144,02 | -0,14 | -0,05 | -0,19 | 12,01 |
| | -3,35 | 0,00695 | -1,53 | 455,68 | -0,14 | -0,21 | -0,35 | -3,70 |
| | -15,10 | 0,00507 | -1,11 | 73,50 | -0,14 | - | -0,14 | -15,24 |
| $\Sigma = 0,20 \quad \Sigma = 696,63$ $\Delta q = -0,14 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |
| II | 22,70 | 0,00259 | 1,02 | 44,81 | 0,05 | - | 0,05 | 22,75 |
| | 15,70 | 0,00547 | 1,87 | 119,38 | 0,05 | - | 0,05 | 15,75 |
| | 12,70 | 0,00916 | 1,38 | 108,70 | 0,05 | - | 0,05 | 12,75 |
| | -12,20 | 0,00849 | -1,76 | 144,02 | 0,05 | 0,14 | 0,19 | -12,01 |
| | -6,30 | 0,00745 | -2,60 | 413,66 | 0,05 | - | 0,05 | -6,25 |
| $\Sigma = -0,09 \quad \Sigma = 830,57$ $\Delta q = 0,05 \text{ l/s}$ | | | | | | | | |

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONCONS

LEGENDE:



3.5 - Calcul des pressions

La pression demandée au droit d'un immeuble

$$P_{sol} = n.3 + 5$$

ou n : nombres d'étages

- Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage
- Le chiffre 5 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la côte piézométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charges (en valeur absolue) occasionnées le long d'un tronçon et la côte du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

Pression au sol = côté piézométrique - côté du terrain.

Détermination des pressions au sol

| Tronçons | côte du terrain (m) | | P.D.C. (m) | côte piézométrique (m) | | Pression (m) |
|----------|------------------------|--------|---------------|---------------------------|--------|-----------------|
| | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| R-1 | 142,50 | 127,10 | 0,09 | 142,50 | 142,41 | 15,31 |
| 1-2 | 127,10 | 126,26 | 1,35 | 142,41 | 141,06 | 14,80 |
| 2-3 | 126,26 | 114,47 | 0,46 | 141,06 | 140,60 | 26,13 |
| 3-4 | 114,47 | 94,45 | 1,84 | 140,60 | 138,76 | 44,31 |
| 4-5 | 127,10 | 100,40 | 0,84 | 142,41 | 141,57 | 41,17 |
| 5-4 | 100,40 | 94,75 | 2,71 | 141,57 | 138,86 | 44,11 |
| 3-6 | 114,47 | 94,90 | 0,84 | 140,60 | 139,76 | 44,86 |
| 6-7 | 94,90 | 85,46 | 0,24 | 139,76 | 139,52 | 54,06 |
| 7-8 | 85,46 | 85,84 | 1,71 | 139,52 | 137,81 | 51,97 |
| 4-8 | 94,45 | 85,84 | 1,13 | 138,86 | 137,73 | 51,89 |
| 7-9 | 85,46 | 90,77 | 1,02 | 139,52 | 138,50 | 47,73 |
| 9-10 | 90,77 | 91,57 | 1,89 | 138,50 | 136,61 | 45,04 |
| 10-11 | 91,57 | 75,32 | 1,39 | 136,61 | 135,22 | 59,90 |
| 8-11 | 85,84 | 75,32 | 2,57 | 137,81 | 135,24 | 59,92 |
| 8-12 | 85,84 | 81,84 | 3,75 | 137,81 | 134,06 | 52,22 |
| 11-13 | 75,32 | 72,84 | 1,74 | 135,22 | 133,48 | 60,64 |

3.6 - Equipement du réseau de distribution

Nous avons utilisé un ensemble d'accessoires pour l'équipement de notre réseau de distribution :

Ventouses

On prévoit des ventouses à chaque point haut afin d'éliminer les contonnements d'air, qui peuvent détériorer la canalisation et perturber l'écoulement.

Décharges

Aux points les plus bas, on place des robinets pour permettre la vidange. Ils seront placés dans des regards et l'eau sera évacuée dans un réseau d'assainissement ou d'irrigation.

Robinetts vannes

Le rôle de ces appareils est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer des réparations. Ils permettent aussi de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

Bouches d'incendie

On raccorde les bouches et poteaux d'incendie sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol de 10 m d'eau.

Clapets

Les clapets permettent d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse.

Coudes

Ils permettent la prise des conduites secondaires à partir des canalisations principales.

Cônes de raccordement

Pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

Réducteurs de pression

Ils sont destinés à diminuer les fortes pressions et sont placés sur les noeuds présentant des fortes pressions.

Fontaineries

Souvent elles revêtent un aspect décoratif ou ornemental, pour cette raison il n'existe aucune obligation qui nous incite à les raccorder sur des canalisations présentant des caractéristiques spécifiques. Elles peuvent équiper les mosquées, jardins publics, places.

CHAPITRE IV - RESERVOIR

4.1 - Rôle du réservoir

Cet élément a pour rôle d'assurer :

- une régularité dans le fonctionnement du pompage, les hauteurs de refoulement des pompes sont stables et le débit constant.
- une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- il offre l'avantage d'une sollicitation régulière des points d'eau, il exclu les a-coups journaliers au moment des pointes.
- il permet un arrêt momentané plus ou moins lent du refoulement sans produire une gêne au niveau de la distribution et cela pour les cas suivants :

- * Défaillance de la source d'énergie.
- * Cas où une eau est suspecte ou momentanément trouble.
- * Accident ou défaillance au niveau du refoulement.

4.2 - Emplacement du réservoir

Pour édifier le réservoir, l'emplacement choisi doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. En conséquence, l'altitude de la cuve doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée sur le réseau. Et c'est ainsi qu'on a eu recours à un emplacement d'un réservoir semi-enterré dans la zone haute devant toute l'agglomération, et qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

4.3 - Capacité du réservoir

L'avantage du réservoir est l'appui qu'il doit amener lors des heures de pointe des jours de plus forte consommation.

Les débits demandés lors de la desserte sont variables selon l'heure, le jour et la saison.

Le volume du réservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert.

4.3.1 Méthode de calcul

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant, se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients horaire (an%). Ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte, et l'importance de la population.

4.3.2 Volume du réservoir

a) Méthode analytique

$$V_T = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{ri}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les insuffisance lors des différentes heures de la journée.

- ΔV = Volume apport - volume consommé

- volume apport = volume max journalier

ΔV_{ri} = volume de réserve d'incendie qui est estimé à 120 m³ (pour une durée d'extinction de 2h)

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

(voir tableaux)

b) Méthodes graphique

1- Représentation de la courbe d'apport

- Représentation de la courbe de consommation

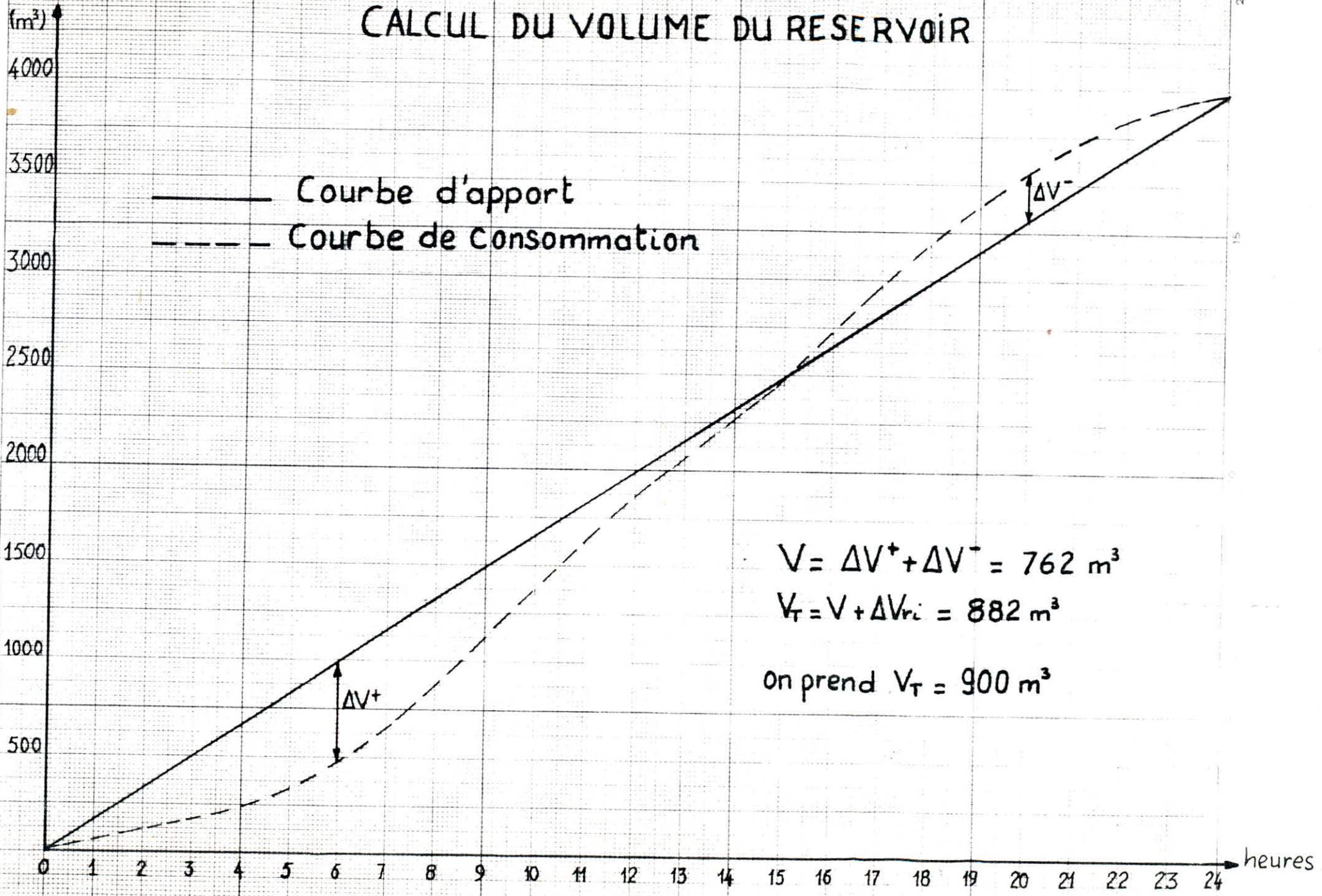
Le volume est obtenu en sommant en valeur absolue, les écarts des deux (2) extrêmes par rapports à la courbe d'apports.

$$|\Delta V_1| + |\Delta V_2| = \text{Volume du réservoir}$$

En ajoutant la réserve d'incendie, on obtient le volume total du réservoir (voir graphe)

| $\Delta t =$ 1h | $Q_{\Delta t}$ | VOLUME (m ³) | | Volume cumulé m ³ | | Difference ΔV (m ³) | |
|--------------------|----------------|--------------------------|--------------------------------|------------------------------|-----------------------|---|---------------|
| | | Q. Δt | Q. Δt . $Q_{\Delta t}$ | V _{apport} | V _{consomm.} | ΔV^+ | ΔV^- |
| 0-1 | 1,50 | 165,57 | 59,61 | 165,57 | 59,61 | 105,96 | - |
| 1-2 | 1,50 | " | " | 331,14 | 119,22 | 211,92 | - |
| 2-3 | 1,50 | " | " | 496,71 | 178,83 | 317,88 | - |
| 3-4 | 1,50 | " | " | 662,28 | 238,44 | 423,84 | - |
| 4-5 | 2,50 | " | 99,34 | 827,85 | 337,78 | 490,07 | - |
| 5-6 | 3,50 | " | 139,08 | 993,42 | 476,86 | 516,56 | - |
| 6-7 | 4,50 | " | 178,82 | 1158,99 | 655,68 | 503,31 | - |
| 7-8 | 5,50 | " | 218,55 | 1324,56 | 874,23 | 450,33 | - |
| 8-9 | 6,25 | " | 248,36 | 1490,13 | 1122,59 | 367,54 | - |
| 9-10 | 6,25 | " | " | 1655,70 | 1370,95 | 284,75 | - |
| 10-11 | 6,25 | " | " | 1821,27 | 1619,31 | 201,96 | - |
| 11-12 | 6,25 | " | " | 1986,84 | 1867,67 | 119,17 | - |
| 12-13 | 5,00 | " | 198,68 | 2152,41 | 2066,35 | 86,06 | - |
| 13-14 | 5,00 | " | " | 2317,98 | 2265,03 | 52,95 | - |
| 14-15 | 5,50 | " | 218,55 | 2483,55 | 2483,58 | - | 0,03 |
| 15-16 | 6,00 | " | 238,42 | 2649,12 | 2722,00 | - | 72,88 |
| 16-17 | 6,00 | " | " | 2814,69 | 2960,42 | - | 145,73 |
| 17-18 | 5,50 | " | 218,55 | 2980,26 | 3178,97 | - | 198,71 |
| 18-19 | 5,00 | " | 198,68 | 3145,83 | 3377,65 | - | 231,82 |
| 19-20 | 4,50 | " | 178,82 | 3311,40 | 3556,47 | - | 245,07 |
| 20-21 | 4,00 | " | 158,95 | 3476,97 | 3715,42 | - | 238,45 |
| 21-22 | 3,00 | " | 119,21 | 3642,54 | 3834,63 | - | 192,09 |
| 22-23 | 2,00 | " | 79,47 | 3808,11 | 3914,10 | - | 105,99 |
| 23-24 | 1,50 | " | 59,61 | 3973,68 | 3973,71 | - | 0,03 |

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR



- 30 -

4.4 - Détermination du diamètre du réservoir

On prendra la hauteur d'eau maximale dans le réservoir

$$h = 5$$

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

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

$$\text{avec } V = 900 \text{ m}^3$$

$$h = 5 \text{ m}$$

le diamètre sera de :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 900}{3,14 \cdot 5}} = 16 \text{ m}$$

$$D = 16 \text{ m}$$

4.5 - Dimensionnement de la conduite d'amenée

Il s'agit de la conduite d'amenée du réservoir au noeud 1.

$$L = 31 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,4 \text{ mm}$$

$$Q = 92 \text{ l/s} = 0,092 \text{ m}^3/\text{s}.$$

on se propose une vitesse de 1 m/s

d'après l'équation de continuité

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \cdot 0,092}{\pi \cdot 1}} = 342 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé de 350 mm donnant une vitesse réelle de

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,092}{\pi \times (0,35)^2} = 0,96 \text{ m/s}$$

En utilisant la théorie de la longueur fluïdo-dynamique de Mr. G. Lapray

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

Pour un profil circulaire plein $D_0 = 1,539$ (abaque N°9)

$$\Lambda \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,35}{1,539} = 0,227 \text{ m}$$

Régime de l'écoulement :

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0,4}{350} = 0,00114$$

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{0,96 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 3,36 \cdot 10^5$$

En se référant au diagramme de Moody, on se retrouve dans un régime turbulent rugueux.

donc: $\lambda = 1$

Calcul du gradient de pert de charge J
 appliquons la formule suivante :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1^{2,5} (15,96 - 8,687 \ln \frac{\epsilon}{d})$$

$$= (0,227)^{2,5} (15,96 - 8,687 \ln \frac{0,4 \cdot 10^{-3}}{0,227})$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1,7433 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = \frac{Q^2}{(1,7433)^2} = 0,00278$$

La perte de charge ΔH est égale à :

$$\Delta H = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 \cdot 0,00278 \cdot 31$$

$$\Delta H = 0,1099 \text{ m}$$

Et d'après la formule de Darcy-Weisbach, on a

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

f : étant donné par Colebrook

$$\text{avec } \epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m on aura } f = 0,019584$$

Les pertes de charge linéaire seront :

$$\Delta H_e = \frac{0,019584}{0,35} \cdot \frac{(0,96)^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 31 = 0,081 \text{ m}$$

Les pertes de charges totales

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_e = 1,15 \cdot 0,081 = 0,093 \text{ m}$$

Les valeurs des pertes de charge selon deux méthodes sont
 sensiblement égales.

4.6 - Automatisation

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau soit :

- à l'aspiration, au niveau du forage
- au refoulement, le niveau dans le réservoir

Il importe de réaliser :

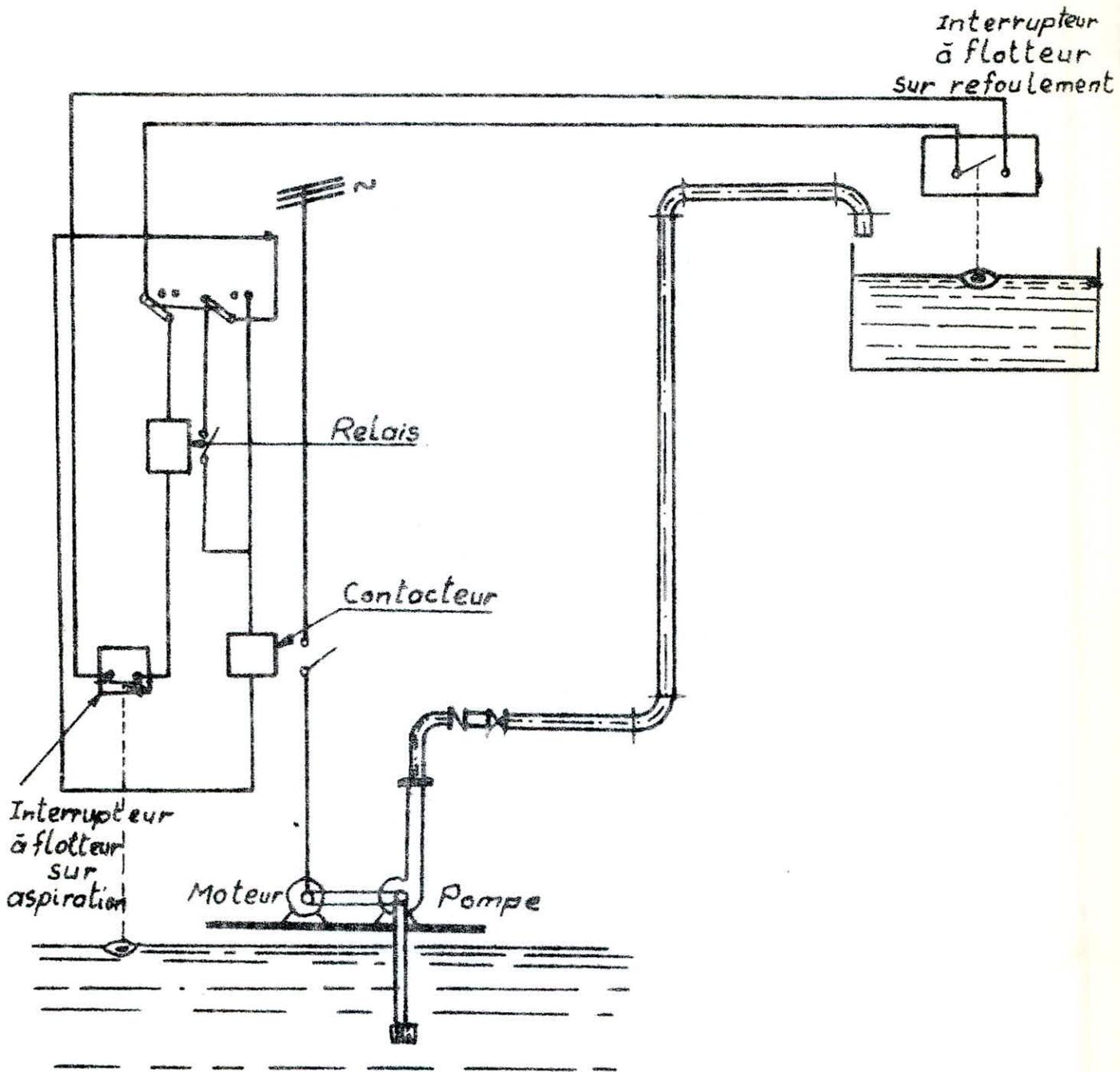
- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement
- L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou, sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient en vue d'alerter le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

Pour notre projet, on a proposé un système de commande par ligne pilote :

- On dispose d'un flotteur à la partie haute du réservoir, qui est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur
- Au niveau du forage Un flotteur est lié à un ininterrupteur, lui même raccordé au contacteur de protection des moteurs. Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide.

Commande par ligne pilote



4.7 - Equipement du réservoir

Distribution :

- Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 20 cm au-dessus du fond, afin d'éviter l'entrée des boues décantées.

- Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, on réservera au minimum de 50 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- Pour empêcher la pénétration des matières en suspension et pour faciliter le brassage de l'eau, l'orifice de départ sera muni d'une crépine et se situera à l'opposé de l'arrivée d'eau.

- Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, on installera un robinet vanne sur le départ de la conduite.

Adduction :

A l'arrivée de la conduite d'adduction, au réservoir est ménagé un interrupteur à flotteur qui arrête la pompe quand l'eau atteint un certain niveau.

L'alimentation du réservoir s'effectue par surverse, donc la pompe refoulera à une hauteur constante et avec un débit constant.

Trop-plein :

Conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal.

La canalisation du trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Pour éviter la pollution et l'introduction d'animaux ou de moustiques, on ménagera un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de cette conduite.

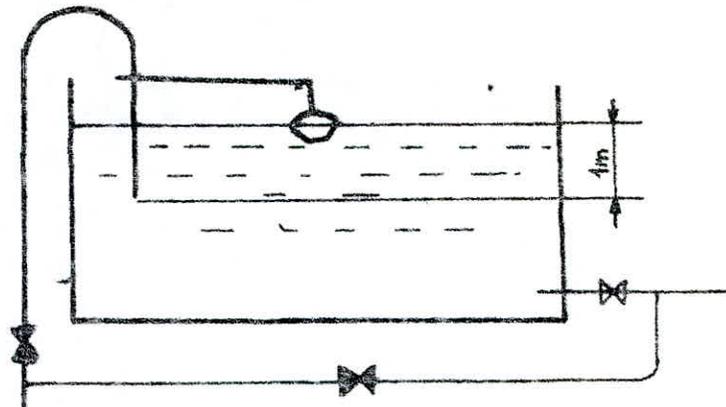
Vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier afin de pouvoir évacuer les dépôts et se raccordera sur la conduite du trop-plein. Elle comportera un robinet-vanne.

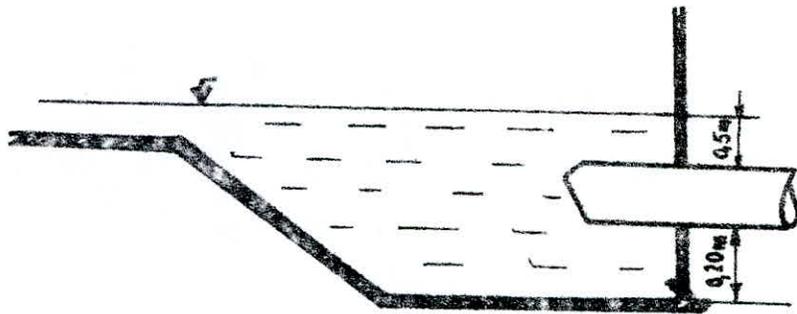
Réserve d'incendie :

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce grâce à un évent quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

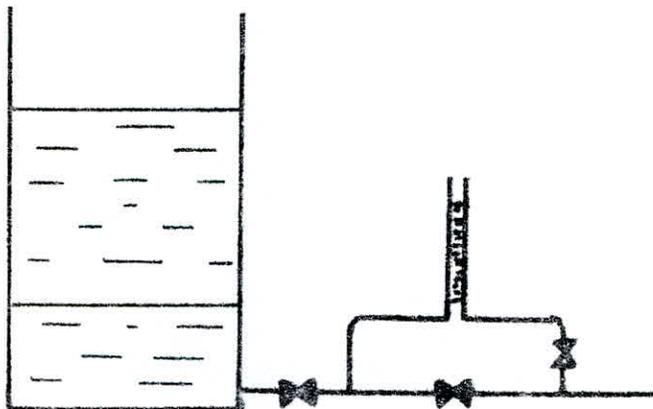
../...



Surverse-noyé, by-pass



Départ de la distribution



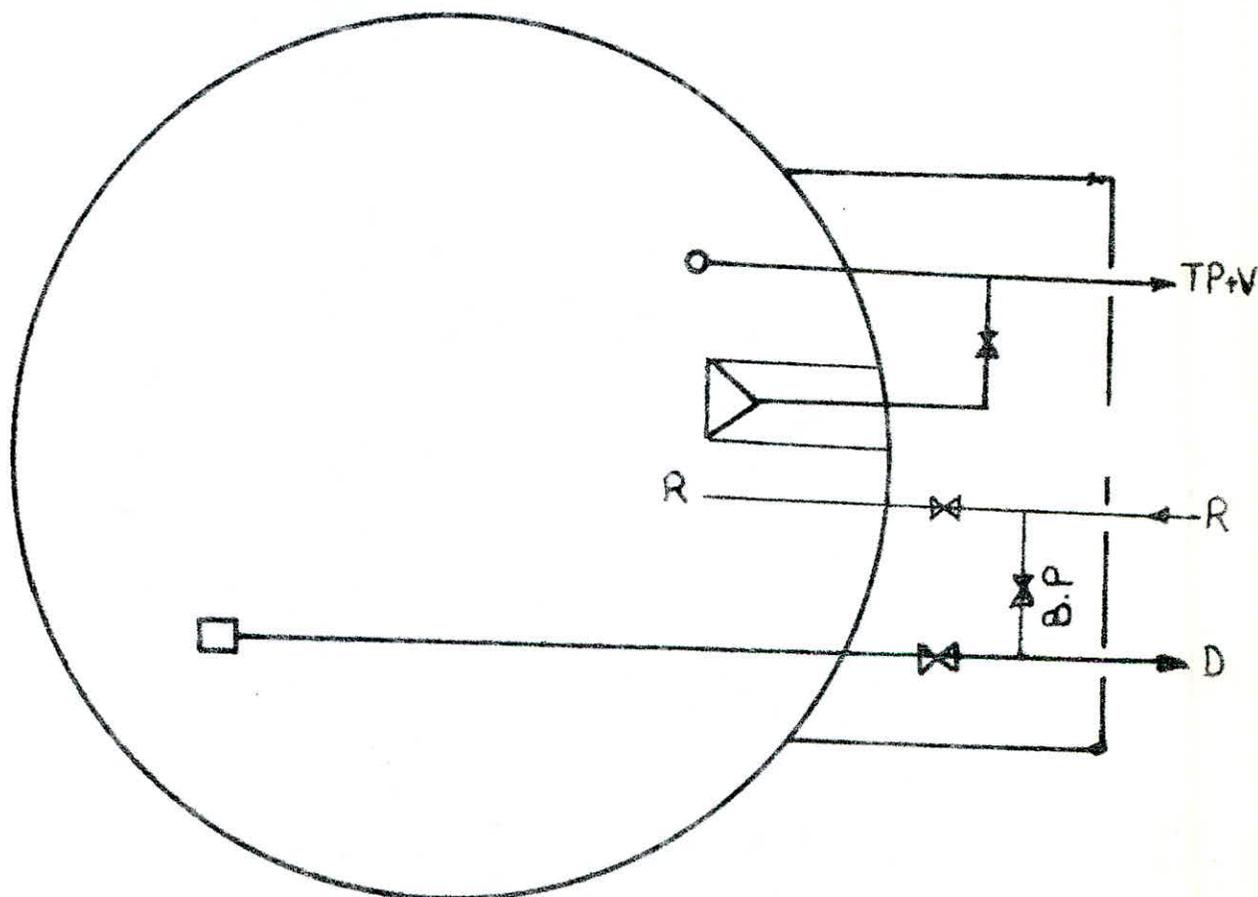
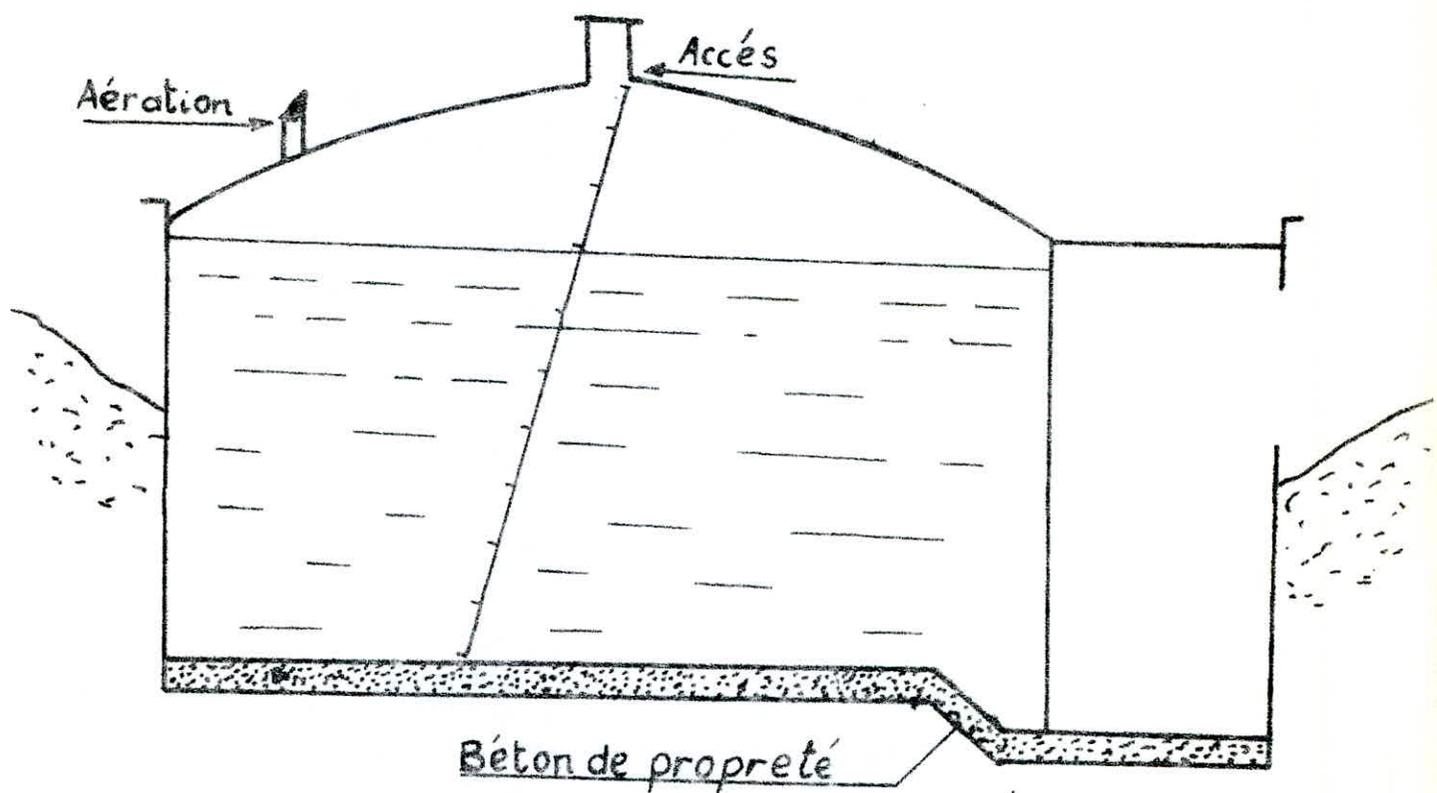
Matérialisation réserve d'incendie

Hygiène et sécurité

Le réservoir doit être :

- * Couvert d'une couverture qui protégera l'eau contre :
 - les variations de température
 - l'introduction de corps étrangers
- * A l'abri des contaminations
- * Aéré : il faut percer quelques orifices grillagés, ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière.
- * Parfaitement étanche et ne doit en aucun cas, être enduit intérieurement
- * Aménagé de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.
- * Muni de robinets de puisards piqués directement sur la conduite du réservoir afin de faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux.

RESERVOIR SEMI-ENTERRE CYLINDRIQUE



CHAPITRE V - ADDUCTION

5.1 - Choix du tracé

En vue de l'établissement de la conduite de refoulement il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- choisir un tracé court avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- chercher un profil en long aussi régulier que possible
- éviter les contrepentes, qui au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer (cavitation)
- Il est intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :
 - * les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation
 - * les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

5.2 - Choix du type du tuyau

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement ou gravitairement sont en acier ensuite viennent les autres types (amiante-ciment, en fonte et les tuyaux en P.V.C)

On a opté pour les tuyaux en acier, vu leur disponibilité sur le marché, de plus ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte et s'adaptent mieux dans les adductions au niveau de la ville et ils peuvent supporter des pressions élevées.

5.3 - Choix du diamètre économique

Il est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes :

- On détermine le diamètre approximativement par la relation de BONNIN

$$D = \sqrt{Q}$$

ou Q: débit à transiter en m³/s
 D: diamètre approximatif en mètre.

On se fixe une série de diamètres normalisés sur laquelle portera notre étude économique.

- Méthode de calcul adduction par refoulement :

$$D = \sqrt{Q}$$

Le nombre de Reynolds

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

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

ν : Viscosité cinématique (m²/s)

D'après l'équation de continuité, on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite

$$Q = V \times A \quad ; \quad A = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$\text{d'où } V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

La nature du régime d'écoulement est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité absolue.

Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de Moody.

En cas de régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement sera donné par la formule de NIKURADSE:

$$F_n = \left(1,14 - 0,186 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

ou

ϵ = rugosité absolue

D_h = diamètre hydraulique

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

$$F_c = \left[-0,186 \ln \left(\frac{\epsilon}{D_h \cdot 3,7} + \frac{2,5N}{R \cdot \sqrt{F}} \right) \right]^{-2}$$

Pour la détermination des pertes de charge totales occasionnés dans la conduite de refoulement, nous avons utilisé les formules suivantes :

- Les pertes de charge sont déterminées par la formule de Darcy-Weissbach.

$$\Delta H = \frac{F \cdot L}{Dh} \times \frac{V^2}{2g}$$

Le gradient de la perte de charge est

$$J = \frac{F \cdot V^2}{Dh \cdot 2g} = \frac{8F \cdot Q^2}{g \pi^2 D^5}$$

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente (ley) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit Q de sorte que :

$$\Delta H_s = \frac{F \cdot L_{ey} \cdot V^2}{Dh \cdot 2g}$$

L_{ey} : longueur équivalente

F : coefficient de frottement

D : diamètre de la conduite

V : vitesse moyenne d'écoulement

Les pertes de charge dues aux frottement sont exprimées par la formule suivante :

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

L_g : longueur géométrique.

Les pertes de charge totales sont :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_T = L_g + L_{ey}$$

$$\text{donc } L_T = 1,15 L_g$$

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = v \cdot A \quad \text{d'où } v = \frac{Q}{A}$$

Q : débit (m³/s)

A : section de la conduite (m²)

par conséquent :

$$\Delta H_T = \frac{1,15 F \cdot L_g \cdot Q^2}{2g A^2}$$

programme pour T.I 59

| | | | |
|----------------|----------------|----------------|---------|
| 2nd Lbl | 2nd Lbl | STO | 2nd Lbl |
| A | B | 8 | D |
| 1 | (| GTO | x |
| . | RCL | B | . |
| 1 | 7 | 2nd Lbl | 1 |
| 4 | ÷ | RCL | 5 |
| - | 3 | RCL | = |
| . | . | 9 | R/S |
| 8 | 7 | x | 2nd Lbl |
| 6 | + | RCL | E |
| x | 2 | 3 | + |
| (| . | x ² | RCL |
| RCL | 5 | ÷ | 11 |
| 1 | 1 | 1 | = |
| ÷ | ÷ | 9 | R/S |
| RCL | RCL | . | |
| 2 | 6 | 6 | |
|) | ÷ | ÷ | |
| STO | RCL | RCL | |
| 7 | 8 | 2 | |
| lnx | √x | = | |
| = |) | STO | |
| x ² | lnx | 10 | |
| 1/x | x | R/S | |
| STO | . | 2nd Lbl | |
| 5 | 8 | C | |
| STO | 6 | RCL | |
| 8 | = | 10 | |
| RCL | x ² | x | |
| 3 | 1/x | RCL | |
| x | STO | 4 | |
| RCL | 9 | = | |
| 2 | - | STO | |
| ÷ | RCL | 11 | |
| RCL | 8 | R/S | |
| 0 | = | | |
| = | 2nd x | | |
| STO | INV | | |
| 6 | 2nd x) t | | |
| R/S | RCL | | |
| | RCL | | |
| | 9 | | |

Exécution

1. stockage des données:
D → 00 ; E → 01 ; D → 02
V → 03 ; Lg → 04
précision 0,000001 x st

Résultats

2. appuyer sur:
[A] ⇒ Re, 06 [B] ⇒ J
[C] ⇒ Δh_t [D] ⇒ Δh_s
[E] ⇒ Δh_t
F_r ← 05 F_t ← 09

BORDEAU DES PRIX DES CONDUITES

EN ACIER
Lot adduction

| Diamètre Ø (mm) | Tuyau (mL) (DA) | Soudure (DA) | Terrassement (DA) | Pose (DA) | Transport et manutention (DA) | Prix de revient au mL (DA) |
|-----------------------|--------------------|-----------------|----------------------|--------------|--|----------------------------------|
| 100 | 84,44 | 1,70 | 50,00 | 4,00 | 7,17 | 147,31 |
| 150 | 104,39 | 2,61 | 60,00 | 8,00 | 9,93 | 184,93 |
| 200 | 137,59 | 4,32 | 65,00 | 10,00 | 12,65 | 229,56 |
| 250 | 162,32 | 5,75 | 67,00 | 16,00 | 16,15 | 267,22 |
| 300 | 216,63 | 7,30 | 70,00 | 20,00 | 19,14 | 333,07 |
| 350 | 301,11 | 9,26 | 72,00 | 30,00 | 25,23 | 437,60 |
| 400 | 345,17 | 11,27 | 75,00 | 40,00 | 29,00 | 500,44 |
| 500 | 432,05 | 17,22 | 85,00 | 60,00 | 34,18 | 628,45 |

RUGOSITE ABSOLUE DES CONDUITES

| | Matériau | Tuyau nouveau ε (mm) | Tuyau ancien ε (mm) |
|-----------|----------------------|-------------------------|------------------------|
| Adduction | Acier ou fonte | 0,1 à 0,4 | 1,0 à 1,5 |
| Réseau | Acier ou fonte | 0,4 à 1,0 | 1,5 à 3,0 |
| Adduction | Amiante- ciment | 0,03 à 0,1 | 0,1 à 0,4 |
| Réseau | Amiante- ciment | 0,1 à 0,4 | 0,4 à 1,0 |
| Adduction | P.V.C | 0,0 à 0,03 | 0,03 à 0,1 |
| Réseau | P.V.C | 0,03 à 0,1 | 0,1 à 0,4 |
| Adduction | Béton-armé | 0,03 à 0,1 | 0,1 à 0,4 |
| Réseau | Béton-armé | * | * |

Calcul de la hauteur manométrique totale de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + 1,15 H_l = H_g + \Delta H_t$$

où H_g est la hauteur géométrique de refoulement H_g est égale à la différence des niveaux d'eau du plus haut ou plus bas.

$$H_g = (T.P. + 0,5) - N_{min}$$

T.P. = trop plein du réservoir

Après la détermination de la hauteur manométrique totale et en se référant au catalogue des pompes nous obtiendrons la H_{mt} pratique et le rendement de la pompe correspondante en fonction de la H_{mt} et de Q (débit).

Calcul de la puissance absorbée de la pompe :

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (Kw) \quad \rho = 9,8 \text{ m/s}^2$$

η : rendement de la pompe.

Calcul de l'énergie (E)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

Tarif de l'énergie (e)

$$e = a + c P_c + d P_a + e_h \cdot h$$

ou a : redevance fixe : 28 DA/mois.

P_c : Puissance mise à disposition

$d P_a$: puissance absorbée

e_h : coefficient de pondération

avec $c = 2,10$ DA /KW/mois

$$d = 9,8 \text{ DA/KW/mois}$$

$P_c + d P_a$ = terme de puissance

: consommation effective d'énergie

Le terme en a 3 tarifs au cours de la journée :

$$\begin{aligned} \text{* heures de pointe : 17h - 21h} & \quad \left\{ \begin{aligned} e_h \eta &= 0,4735 \text{ DA/KW} \\ h \eta &= 4/24 = 0,167 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Tableau donnant la hauteur manométrique de refoulement

| D (mm) | Q (m ³ /s) | V m/s | L (m) | Re $\times 10^5$ | $J = \frac{f \cdot v^2}{D \cdot 2g}$ | ΔH_e | ΔH_s | ΔH_t | f_m | f_c | $H_{mt} = H_g + \Delta H_t$ |
|--------|-----------------------|-------|-------|---------------------|--------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|-----------------------------|
| 150 | 0,04599 | 2,6 | 560 | 3,84767 | 0,06029 | 33,762 | 5,064 | 38,827 | 0,0257 | 0,0262 | 44,327 |
| 200 | " | 1,46 | " | 2,88082 | 0,013336 | 7,468 | 1,120 | 8,588 | 0,0237 | 0,0245 | 84,088 |
| 250 | " | 0,94 | " | 2,31846 | 0,004227 | 2,367 | 0,355 | 2,722 | 0,0224 | 0,0234 | 78,222 |
| 300 | " | 0,65 | " | 1,92383 | 0,001633 | 0,914 | 0,137 | 1,051 | 0,0214 | 0,0227 | 76,551 |
| 350 | " | 0,48 | " | 1,65745 | 0,000746 | 0,418 | 0,0627 | 0,481 | 0,0206 | 0,0222 | 75,981 |

Frais d'exploitation

| D (mm) | H _{mt} (m) | P (Kw) | E = P.24.365 | Prix de l'énergie à 0,23 DA/Kwh |
|--------|---------------------|--------|--------------|------------------------------------|
| 150 | 114,327 | 73,61 | 644823,60 | 148309,43 |
| 200 | 84,088 | 54,14 | 474266,40 | 109081,27 |
| 250 | 78,222 | 50,36 | 441153,60 | 101465,33 |
| 300 | 76,551 | 49,29 | 431780,40 | 99309,49 |
| 350 | 75,981 | 48,92 | 428539,20 | 98564,02 |

Frais d'amortissement

| D (mm) | Prix au ml (DA) | L (m) | Prix de la Conduite (DA) | Annuité (DA) |
|--------|--------------------|-------|-----------------------------|--------------|
| 150 | 184,93 | 560 | 103560,80 | 9198,99 |
| 200 | 229,56 | 560 | 128553,60 | 11419,03 |
| 250 | 267,22 | 560 | 149643,20 | 13292,36 |
| 300 | 333,07 | 560 | 186519,20 | 16567,94 |
| 350 | 437,60 | 560 | 245056,00 | 21767,59 |

Bilan

| Diamètre (mm) | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 |
|---------------------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|
| Exploitation | 148309,43 | 109081,27 | 101465,33 | 99309,49 | 98564,02 |
| Amortissement | 9198,99 | 11419,03 | 13292,36 | 16567,94 | 21767,59 |
| Totaux | 157508,42 | 120500,30 | 114757,69 | 115877,43 | 120331,61 |
| Diamètre économique | | | Dia - économi | | |

On prend un diamètre normalisé de 250 mm.

Notre étude portera sur la série de diamètres normalisés :

150 - 200 - 250 - 300 - 350 mm.

5;4 - Choix de pompe

Pour l'équipement du forage, nous avons adopté un groupe électro-pompe immergé "JEUMONT SCHNEIDER"

12220R

50 HZ - 2850 t/min.

$$\eta = 70 \%$$

La pompe est caractérisée hydrauliquement par cinq paramètres essentiels usuels :

- sa vitesse de rotation = N
- son débit = Q
- sa hauteur engendrée (ou pression) = H ou Hmt
- sa puissance absorbée = P
avec en corollaire son rendement = η
- sa capacité d'aspiration = NPSH

Pour une pompe donnée, seule la vitesse de rotation est indéterminée.

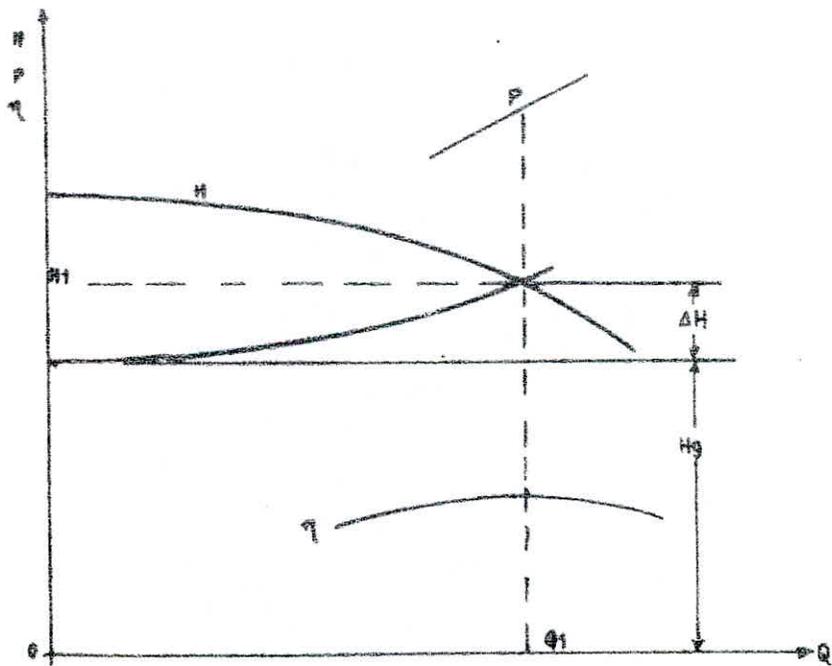
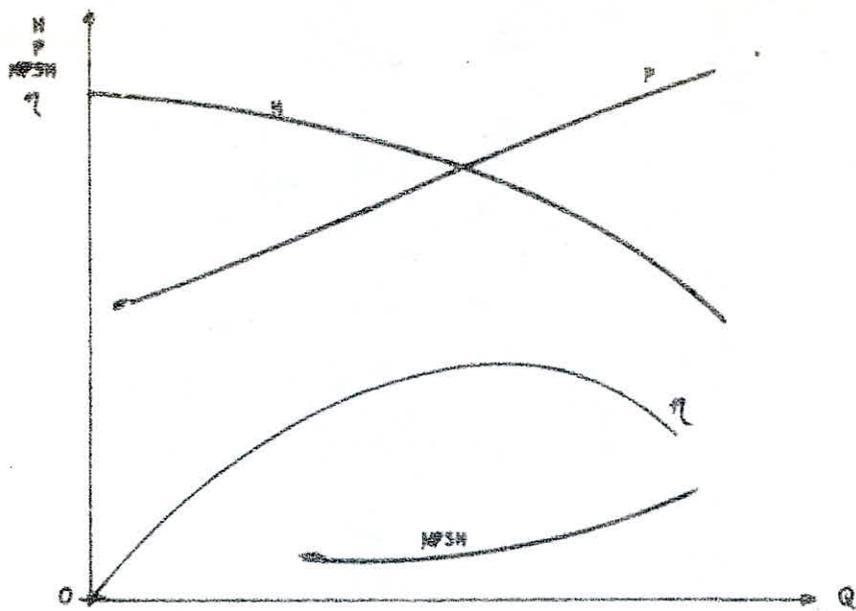
En conséquence :

Les caractéristiques d'une pompe sont représentées sur un graphique plan établi à vitesse de rotation constante.

Elles se présentent sous la forme de courbes :

H-Q, P-Q, η -Q et NPSH-Q

Le point de fonctionnement de la pompe considérée est défini par l'intersection de la courbe de pompe H-Q et de la caractéristique de conduite comme il n'existe pas de pompes pour tout débit à élever à toute hauteur donnée, il faudrait soit :



Fonctionnement : Q_1 , H_1 , ΔH d'où P_1 et η_1

Tableau de la caractéristique de la conduite de refoulement

$D = 250 \text{ mm}$

$\epsilon = 0,4 \text{ mm}$

$L = 560 \text{ m}$

| $Q \text{ (m}^3\text{/s)}$ | $Q \text{ (m}^3\text{/h)}$ | $V \text{ (m/s)}$ | $Re \cdot 10^6$ | $J \cdot 10^{-4}$ | $f_w \cdot 10^{-2}$ | $f_c \cdot 10^{-2}$ | $\Delta H_e \text{ (m)}$ | $\Delta H_t \text{ (m)}$ | $H_g \text{ (m)}$ | $H_{mt} \text{ (m)}$ |
|----------------------------|----------------------------|-------------------|-----------------|-------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|----------------------|
| 0,02 | 72 | 0,41 | 7,536764 | 7,7407 | 2,243399 | 2,25638 | 0,43348 | 0,4985 | 75,5 | 75,99 |
| 0,03 | 108 | 0,61 | 11,21323 | 0,17127 | " | 2,255405 | 0,95912 | 1,10299 | " | 76,60 |
| 0,04 | 144 | 0,82 | 15,07352 | 0,30942 | " | 2,25470 | 1,7327 | 1,9927 | " | 77,49 |
| 0,046 | 165,6 | 0,94 | 17,29741 | 0,40658 | " | 2,25489 | 2,27686 | 2,61839 | " | 78,12 |
| 0,05 | 180 | 1,02 | 18,75 | 0,4787 | " | 2,2546 | 2,68078 | 3,0829 | " | 78,58 |
| 0,06 | 216 | 1,22 | 22,4264 | 0,68478 | " | 2,2544 | 3,834806 | 4,410026 | " | 79,91 |

Type de pompe: JEUMONT SCHNEIDER

12220R

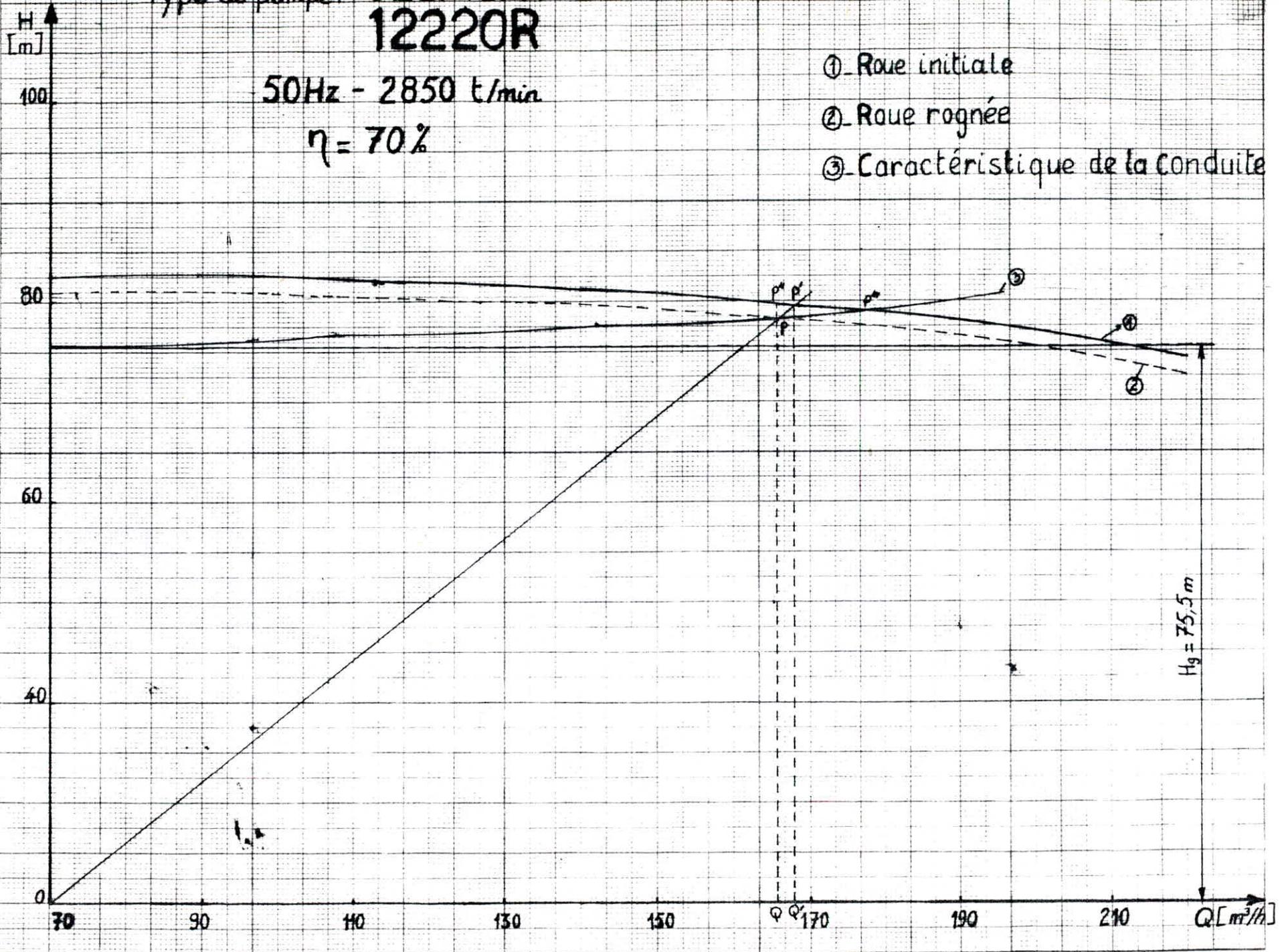
50Hz - 2850 t/min

$\eta = 70\%$

① - Roue initiale

② - Roue rognée

③ - Caractéristique de la conduite



- Première solution

Diminuer la section de passage du débit (vanne sur la conduite de refoulement) c'est-à-dire créer une perte de charge singulière pour diminuer le débit.

Il est à noter que cette solution provoque un bruit pendant le fonctionnement de la pompe, en plus du gaspillage d'énergie qui s'explique par une augmentation de la hauteur manométrique.

$$H_{mt} = H_{mt} + \Delta H = 79,60$$

$$\Delta H_s = H_{mt}' - H_{mt} = 79,6 - 78,22 = 1,38 \text{ m}$$

La puissance absorbée par le groupe électro-pompe sera :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,046 \cdot 79,60}{0,7} = 51,31 \text{ KW}$$

Avec une majoration de 10 % = 56,44 KW

- Deuxième Solution

Accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est, et le débit relevé sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera diminuée

$$Q = 165,6 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$V = Q \cdot T = 165,6 \cdot 24 = 3974,4 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit à :

$$T = \frac{3974,4}{168} = 23,65 \approx 24 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,0467 \cdot 79,5}{0,7} = 52,03 \text{ KW}$$

Avec une majoration de 10 % = 57,23 KW.

- Troisième Solution

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point p' du point p, pourcentage de rognage;

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

ou

m : coefficient de rognage

Q et h : coordonnées de point p.

Q' et H : Coordonnées du point p'

avec Q = 165,6 et h = 78,22

Q' = 168 et h = 79,5

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q'}} = \sqrt{\frac{165,6}{168}} = 0,9928$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$1-m = 1 - 0,9928 = 0,72 \%$$

On remarque que le pourcentage de rognage est faible il n'est donc pas indispensable d'effectuer le rognage des roues de la pompe.

Conclusion

Dans notre cas la différence entre p et p' est insignifiante, la pompe peut-être acceptée telle qu'elle. Les solutions envisagées ne sont qu'à titre indicatif.

CHAPITRE VI - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER

6.1 - Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- Arrêt brutal : par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- Démarrage d'une pompe
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées de manière à être protégées contre les coups de bélier, dont les valeurs peuvent être égales à plusieurs fois la pression de service, dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux ou la détérioration des pompes.

La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite, si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante.

6.2 - Moyens de protection des installations

- Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher les limitations à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-béliers devront avoir pour effet :

- de limiter la dépression
- de limiter la suppression

Les appareils les plus utilisés sont :

- les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les suppressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les suppressions.

Etude Mathématique :

En tenant compte de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité de la conduite, le régime devient un régime transitoire, où la pression et le débit varient à la fois dans le temps et en chaque point de la conduite les équations différentielles étudiées par Mr. ALLIEVI définissent le coup de bélier ont été obtenues en appliquant à une tranche de la canalisation le théorème des quantités de mouvement et l'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du liquide et l'élasticité des parois de la canalisations.

L'équation de la quantité de mouvement est :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial X}$$

L'équation de continuité est :

$$\frac{\partial V}{\partial X} = \frac{g}{a^2} \cdot \frac{\partial H}{\partial t}$$

L'intégration du système des deux équations différentielles du mouvement donnent la solution suivante :

$$H - H_0 = F \left(t - \frac{X}{a} \right) + f \left(t + \frac{X}{a} \right)$$

$$V - V_0 = - \frac{g}{a} \left(F \left(t - \frac{X}{a} \right) - f \left(t + \frac{X}{a} \right) \right)$$

où H_0 : pression statique en mètre d'eau

H : pression en régime transitoire en mètre d'eau

V_0 : Vitesse en régime normal en m/s

V : Vitesse en régime transitoire en m/s

a : célérité des ondes en m/s.

F et f - signe fonctionnels dont l'expression dépend de la loi de fermeture ou l'ouverture de la vanne.

Interprétation physique :

Imaginons un observateur mobile, se déplaçant à la vitesse constante (a) selon la loi.

$$X = at + cte$$

En remontant le courant, on aura ainsi :

$$\left(t - \frac{X}{a} \right) = cte$$

En conséquence, pour cet observateur la fonction

$F \left(t - \frac{X}{a} \right)$ reste constante en chaque point, elle représente une onde se propageant avec la vitesse (a) de manière analogue

un second observateur se déplaçant à une vitesse $(-a)$ partant à la rencontre de l'autre avec une loi de mouvement $\left\{ t + \frac{x}{a} \right\} = Cte.$ On observe que la fonction $f \left\{ t + \frac{x}{a} \right\}$ reste constante en chaque point, cette fonction représente une onde se propageant le long de la conduite avec une vitesse $(-a)$; donc la surpression (ou dépression) en chaque point de la conduite en sens inverse avec la même vitesse absolue (a) à l'instant considéré :

La célérité est égale à :

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

D : diamètre intérieur de la conduite (m)

e : épaisseur de la conduite en (m)

K : coefficient du matériau $K = 0,5$ (acier)

Etude physique du phénomène du coup de bélier

Nous donnons ci-dessous une analyse physique du phénomène en nous plaçant dans le cas d'une conduite refoulant un débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

Nous admettons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau, supposons la tranche liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, survient l'arrêt brusque et instantané, quatre phases peuvent alors être envisagées.

Première phase/ Par suite de son inertie, la colonne va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter, derrière elle une dépression, l'eau se déprime, chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une célérité (a) ; Si la distance entre la pompe et le réservoir est (L) le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{(L)}{(a)}$.

Au bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobilie.

Deuxième phase / La conduite reprend alors son diamètre primitif, vu qu'elle a une certaine élasticité et cela de proche en proche considérant les tranches successives à partir du réservoir, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps, s'est fermé.

Troisième phase / En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est à dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

Quatrième phase / Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche, à parti du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif, les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est à dire $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine, nous nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné, amorti par les pertes de charge résultants du frottement de l'eau dans la conduite.

Ce phénomène, pour le cas d'une conduite de refoulement est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression puis par une surpression. Dans le cas d'un arrêt brusque à l'extrémité d'une conduite gravitaire (fermeture rapide d'une vanne) le phénomène est le même, sauf qu'il commence tout d'abord par une surpression, puis s'achève par une dépression.

6.3 - Réservoir d'air

Principe : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut-être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Calcul simplifié d'un réservoir d'air

En faisant abstractions des pertes de charge dans la conduite de refoulement, en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau. En outre, le réservoir ne comporte pas l'organe d'étranglement.

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Z_0 : étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau (si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite).

$Z_0 = H_0 + 10$ m (H_0 : Hauteur géométrique)

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} = \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

où U_0 = Volume de l'air en m^3

L = Longueur de la conduite en m

S = Section de la conduite en m^2

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \left(\frac{Z_0}{Z_{min}} \right)^{\lambda} - \log \frac{Z_0}{Z_{min}}$$

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque de Mr. A.

Vibert pour l'établissement de cette abaque la formule a été mise sous la forme :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{\lambda}{Z_0} - \frac{\lambda}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

en posant $\frac{V_0^2}{2g} = h_0$; $\frac{V_0}{Ls} = \frac{h_0}{z_0} - f\left(\frac{z}{z_0}\right)$

Calcul normal d'un réservoir

Les hypothèses citées ci-dessus ne peuvent s'appliquer pour des installations très importantes. On arrive rapidement à des volumes de réservoir énormes, donc il y a lieu de tenir compte du phénomène et de sa propagation ondulatoire. Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué par une tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de Borda, permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller (il y a intérêt d'avoir, une grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir qu'à l'aller).

Le coefficient de contraction de l'ajutage étant de 0,5 les organes d'étranglement sont disposés sur une tubulure reliant le réservoir d'air à la conduite un robinet-vanne permet d'isoler le réservoir d'air de la conduite en cas de besoin.

6.4 - Principe de Calcul

Le calcul consiste à tracer par approximations successives l'épure de Mr. Bergeron, afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales, après avoir fixé un volume d'air U_0 .

- On considère qu'au cours d'un aller-retour d'onde d'intervalle de temps $\Delta t = \frac{2L}{a}$ (a : célérité en m/s), la vitesse finale de l'eau après l'intervalle Δt est (V_f).

- Nous partons d'un volume initial arbitrairement du réservoir U_0 , on se fixe la vitesse V_f et on calcule à la fin de l'intervalle, la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas.

On vérifie sur le diagramme de Mr. Bergeron la pression finale correspondant à la vitesse V_f . Si la pression ne correspond pas à la vitesse, on doit refaire les calculs en choisissant une autre vitesse V_f .

- Les temps se suivent selon les valeurs de $\Delta t = \frac{2L}{a}$

- L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air, ou sa diminution est exprimée par le volume correspondant de l'eau, il n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps Δt avec une vitesse V_m .

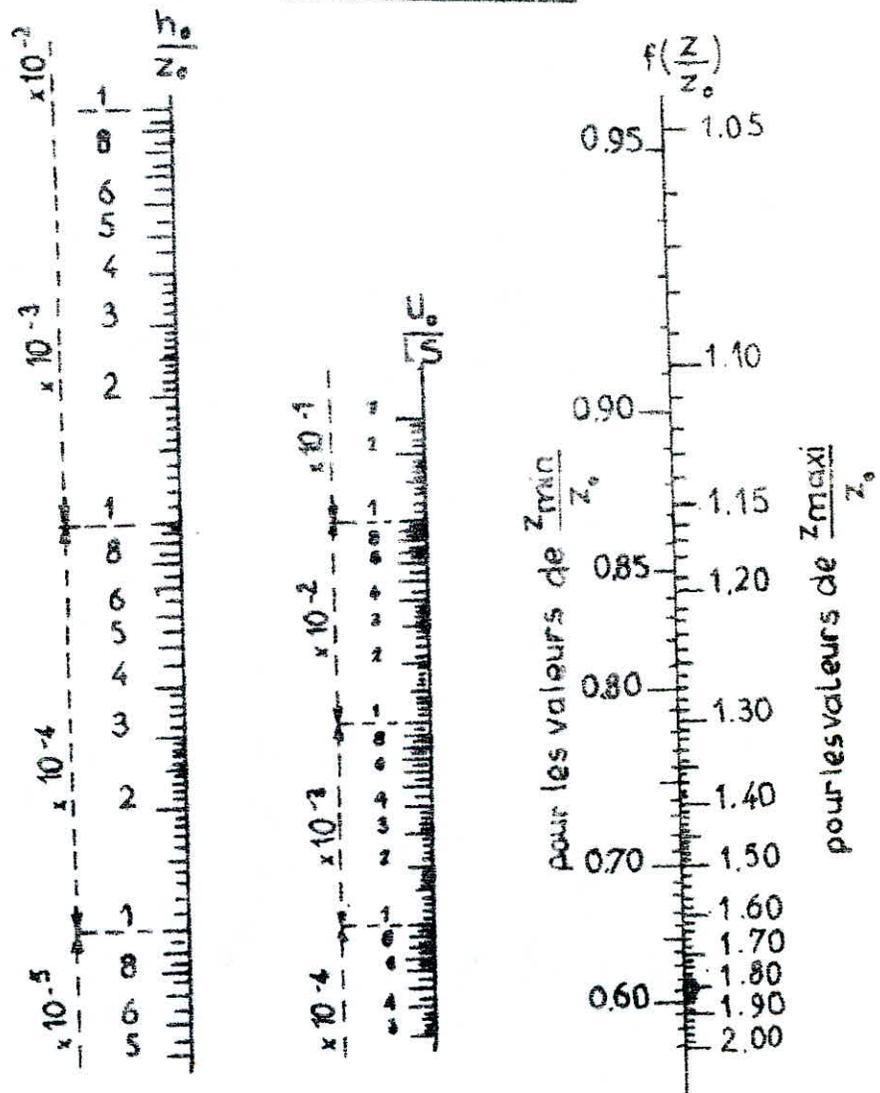
- Pour le premier intervalle Δt , on a : $V_{m1} = \frac{V_0 + V_f}{2}$

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

Le volume U d'air du réservoir sera égal, à la fin du premier intervalle Δt à $U_0 + \Delta U$, pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutant quand l'eau monte puis se retranchent quand l'eau descend.

ABAQUE
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIE
DES RESERVOIRS D'AIR



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

$$(z_0 + s_0) U_0^{1,4} = z U^{1,4}$$

s_0 : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

$$z = \frac{(z_0 + s_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Pour l'organe d'étranglement il s'agit d'une tuyère à la montée de l'eau, on a la valeur de la vitesse V_1 en fonction de la vitesse finale V_f dans la conduite, on évaluerait la vitesse V_2 à la descente de l'eau. A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi z}{d} = \frac{\phi z}{(0,92d)^2} = K$$

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

- La perte de charge h , à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (d') et de la tubulure (D). On détermine le coefficient des pertes de charge C du graphe

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

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0,5

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi \phi z}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi z}{d^2} = k'$$

dans la tuyère K' est lié à K ; $K' = 1,7 k$.

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C'$$

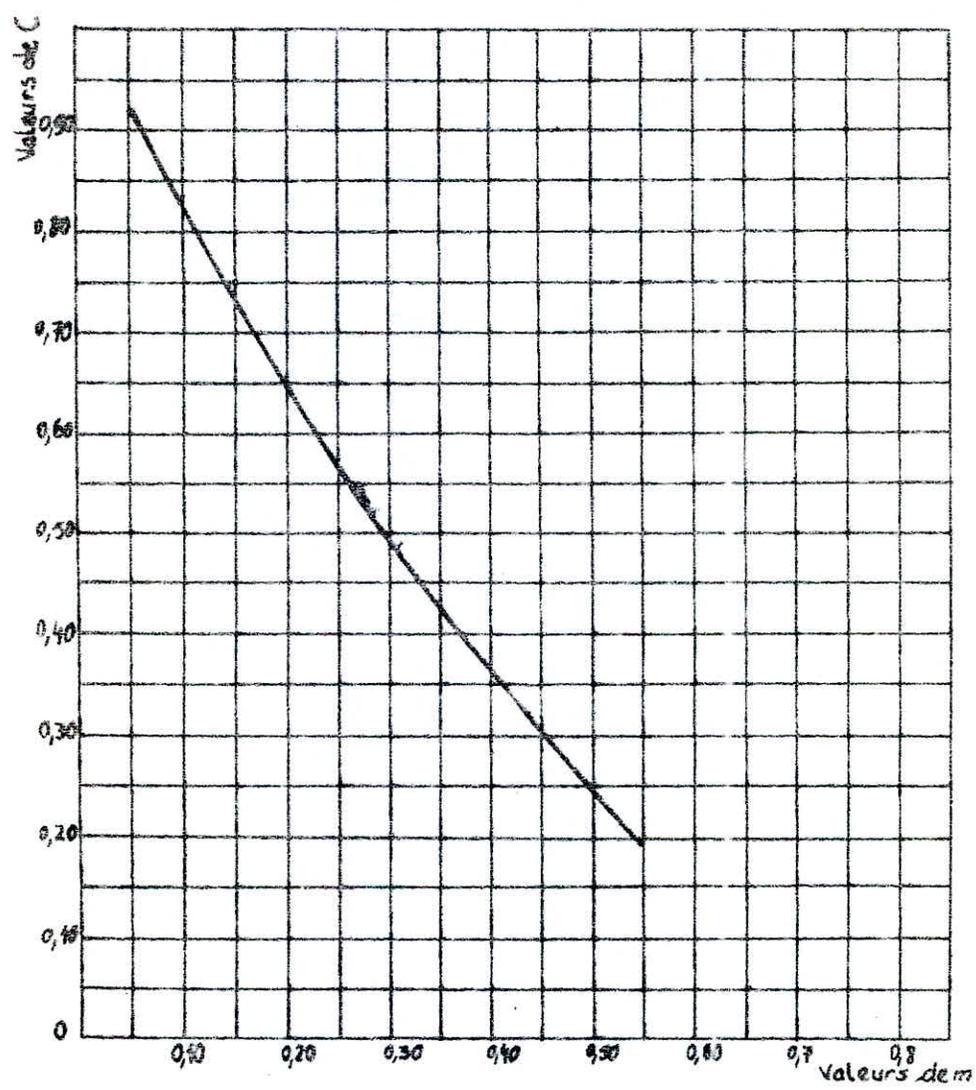
La pression absolue dans la conduite se déduit de :

$Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte

$Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

- La pression manométrique, exprimée en mètres d'eau, s'obtient en déduisant 10 m des valeurs ainsi trouvées.

Coefficient de perte de charge C dans une tuyère



- On cherche, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur S pour la vitesse finale V_f considérée :
- La pression finale absolue dans la conduite, sera:
 - $Z - \Delta h_1 - S$: quand l'eau monte
 - $Z + \Delta h_2 + S$: quand l'eau descend.
- Par cette valeur de la pression finale absolue, sera menée l'horizontale qui coupera la droite $+\frac{a}{gs}$

Pour notre cas :

la longueur = 560 m

le diamètre = 250 mm

$$\text{Section } S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0,25)^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume : } 560 \times 0,049 = 27,44 \text{ m}^3$$

$$\text{débit } Q = 0,04599 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{0,04599}{0,049} = 0,94 \text{ m/s}$$

$$H_g = 75,5 \text{ m}$$

Pour une conduite en acier $c = 5 \text{ mm}$, $K = 0,5$ pour l'acier.
la valeur de la célérité sera :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{KD}{2}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,25}{0,005}}} = 1156 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 560}{1156} = 0,97 \text{ secondes}$$

Le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale

$$h_{\text{max}} = \frac{aV_0}{g} = \frac{1156 \times 0,94}{9,81} = 110,77 \text{ m d'eau}$$

Au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre :

$$75,5 + 110,77 = 186,27 \text{ mètres d'eau}$$

Soit 19 bars environ.

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 11 bars ou 110 m. d'eau, le calcul s'effectuera comme suit /

$$Z_0 = 75,5 + 10 = 85,5 \text{ m}$$

$$Z_{\text{max}} = 110 + 10 = 120 \text{ m.}$$

$$Z_0 = 75,5 + 10 = 85,5 \text{ m.}$$

$$Z_{\text{max}} = 110 + 10 = 120 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } \frac{Z_{\text{max}}}{Z_0} = \frac{120}{85,5} = 1,4$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(0,24)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,045 \text{ m.}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,045}{85,5} = 5,10^{-4}$$

Les alignements $1,4$ sur l'échelle $\frac{Z_{\text{max}}}{Z_0}$ et $0,0005$ sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque de M. VIBERT

$$\frac{U_0}{L.S} = 95 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} = 0,74$$

$$\text{Comme } L.S = 560 \cdot 0,049 = 27,44 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,0095 \cdot 27,44 = 0,261 \text{ m}^3 \text{ ou } 261 \text{ Litres}$$

On en tire

$$U_{\text{max}} = \frac{0,261}{0,74} = 0,353 \text{ m}^3 \text{ ou } 353 \text{ litres}$$

$$\text{Car } U_0 Z_0 = U_{\text{max}} \cdot Z_{\text{min}}.$$

La considération de la valeur de $\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0}$ permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

$$\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} = 0,74$$

$$Z_{\text{min}} = 0,74 \cdot 85,5 = 63,27 \text{ mètres d'eau absolue}$$

La pression restante est donc encore de :

$$63,27 - 10 = 53,27 \text{ mètres d'eau.}$$

et la dépression de :

$$75,5 - 53,27 = 22,23 \text{ mètres d'eau donc } 0$$

On dispose d'une tuyère incorporée dans une tubulure de diamètre

$$D : \frac{\phi}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$$

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de :

$$0,92$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K$$

$$15 \quad K \quad 20$$

On prend $K = 18$

$$\frac{\phi}{(0,92 d)^2} = 18$$

$$d = 64,0495 \text{ soit } 65 \text{ mm}$$

Dans ce cas

$$K = \frac{250}{(0,92 \cdot 65)^2} = 17,48$$

$$V_1 = 17,48 V_f$$

Par ailleurs

$$m = \frac{d^2}{52} = \frac{(0,92 \cdot 65)^2}{(125)^2} = 0,2289 = 0,23$$

du graphe donnant C on dit pour $m = 0,23, C = 0,6$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C = 0,6 \frac{V_1^2}{2g} = 0,306 V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 9,35 V_f^2$$

descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}{0,15 \frac{\pi \cdot D^2}{4}} = \frac{262}{dL} = K' = \frac{2(250)^2}{(65)^2} = 29,586$$

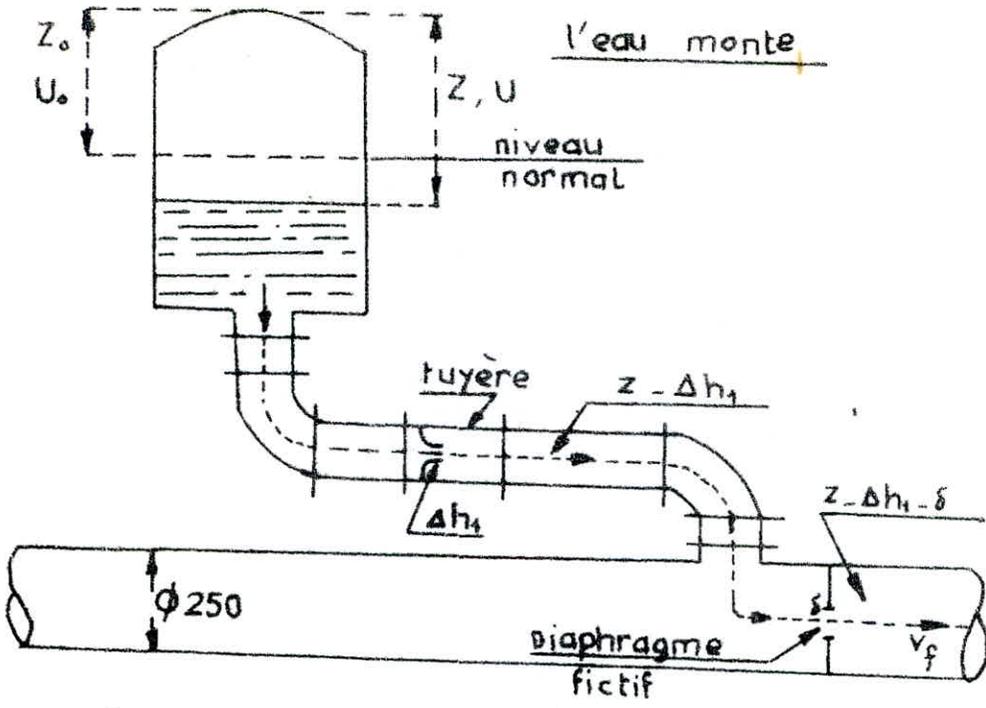
$$V_2 = 29,586 V_f$$

$$m = \frac{0,5 (d)^2}{0^2} = \frac{0,5 \cdot (65)^2}{(125)^2} = 0,1352 = 0,14$$

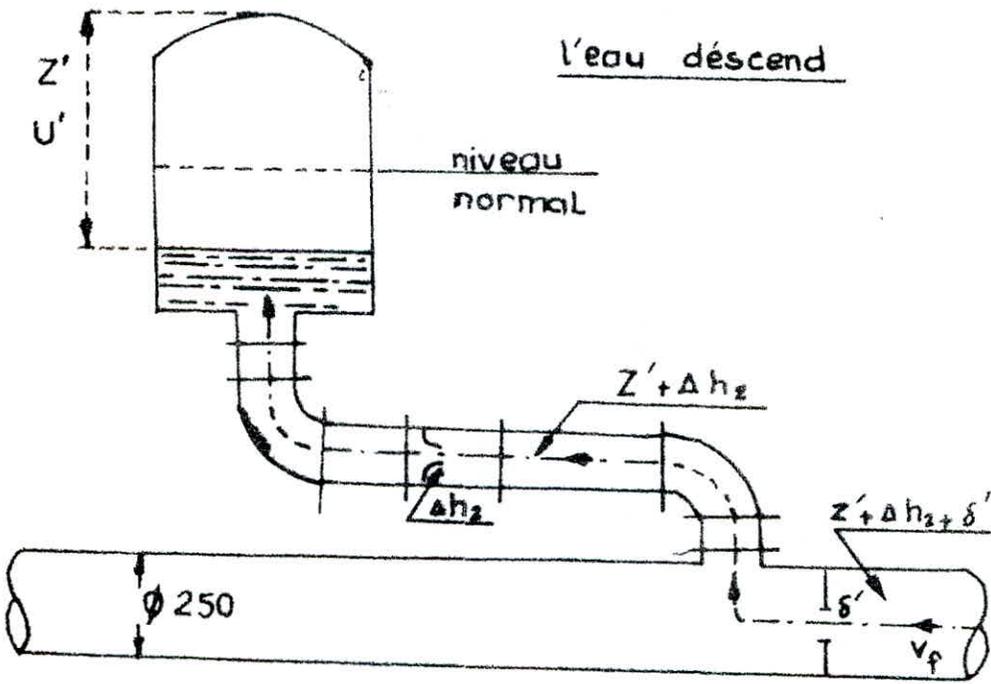
ayant m, du graphe on lit $C' = 0,75$

$$\text{donc } \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} C' = 0,75 \frac{V_2^2}{2g} = 0,382 V_2^2$$

$$\Delta h_2 = 33,44 V_f^2$$



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



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

6.5 - Construction de l'épure de BERGERON

Le diagramme de Bergeron ou l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite $\frac{a}{gs}$ part du point de coordonnées $(V_0, H_0 + 10)$ respectivement vitesse et pression absolue de l'écoulement normale (pertes de charge non comprises)

L'intersection de la droite $\frac{a}{gs}$ avec l'horizontale passant par la valeur della pression régnant dans la conduite, donne un point à partir duquel la droite $\frac{a}{gs}$ se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur $Z_0 = H_0 + 10$.

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

Pente de la droite : $\frac{a}{gs}$

$$D = 0,250 \text{ m} \quad s = 0,049 \text{ m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2 \quad a = 1156 \text{ m/s}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{a}{g \cdot s} = \frac{1156}{9,81 \cdot 0,049} = 2404,88$$

Echelle des pressions

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \quad \text{d'ou } X = 480,976$$

$$x \longrightarrow 2404,88$$

Echelle des vitesses : Elle est graduée à raison de 1 cm pour 0,05 m/s

$$\text{Soit } 0,05 \cdot 0,049 = 0,00245 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc un m^3/s sera représenté par : 408,163 cm

$$\text{tg} \alpha = \frac{1}{q} = \frac{480,976}{408,163} = 1,178392$$

$$\alpha = 49,68 \quad 50^\circ$$

$$\alpha = 50^\circ$$

La perte de charge due au refoulement en marche normale dans la conduite est :

$$S_o = \frac{(1+C) L \cdot F V_o^2}{\phi \cdot 2g}$$

où

$$V_o = 0,94 \text{ m/s}$$

$$C = 0,15$$

$$L = 560 \text{ m}$$

$$\phi = 250 \text{ mm.}$$

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

où f: Coefficient de frottement de Colebrook. Par la formule de NIKURADSE

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

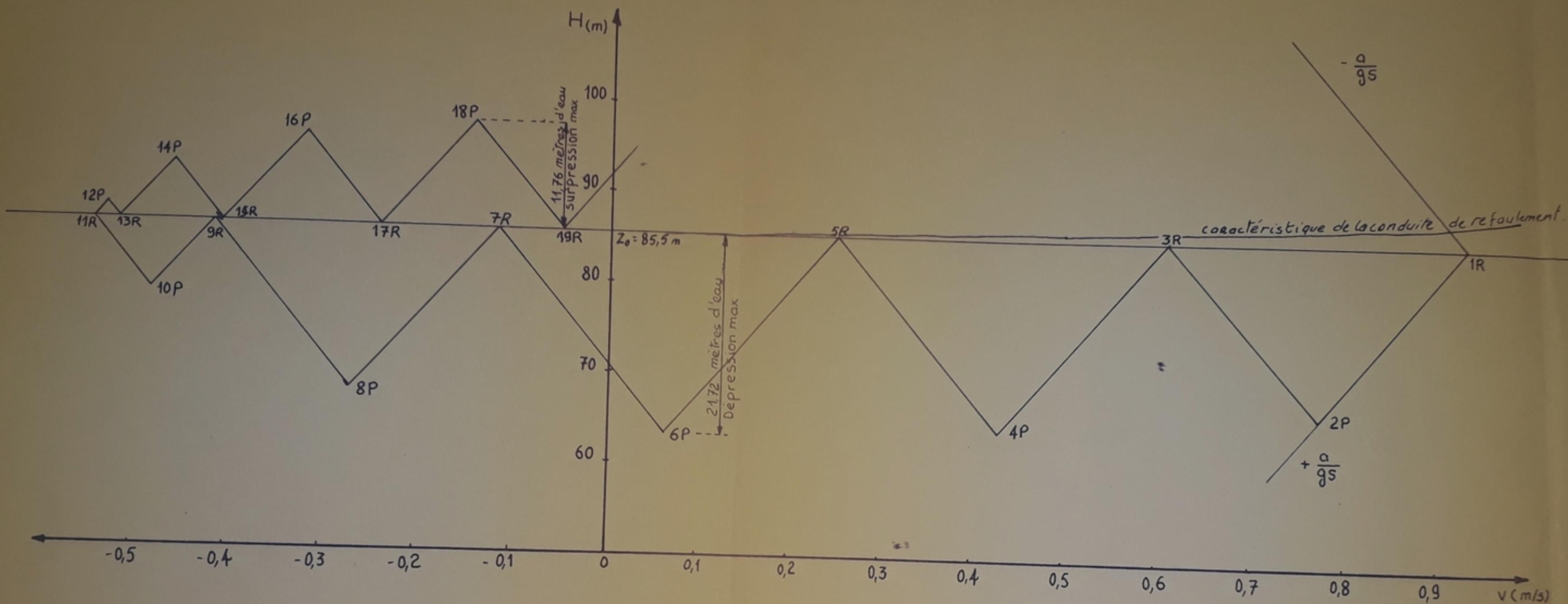
6.6 - Conclusion

L'examen du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de 0,389 m³. Puisque l'air occupe le volume, il doit en rester de l'eau dans le réservoir, nous proposons donc une cloche d'une capacité de 0,5 m³.

Le démarrage se fera par ouverture progressive de la vanne.

| Intervalles de temps θ | Variation du Volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ $\Delta U = 0,048 \cdot V_m$ | Volume d'air U (m^3) | Pression dans le réservoir d'air $Z = 16,887/U^{14}$ | Vitesse dans la tubulure de branchement Montée: $V_1 = 77,48 V_f$ Descente: $V_2 = 23,586 V_f$ | P.D.C dans la tuyère $\Delta h_1 = 0,0306 V_1^2$ $\Delta h_2 = 0,0382 V_2^2$ | Pression dans la conduite avec P.D.C Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$ | P.D.C de refoulement $(b) = 3,44 V_f$ | Pression dans la conduite sans P.D.C Montée: $Z - \Delta h - \delta$ Descente: $Z + \Delta h + \delta$ | Vitesse (V_f) lu sur le graphe | Points | Vitesse moyenne (V_m) | Vitesse finale choisie (V_f) |
|-------------------------------|--|----------------------------|---|--|--|--|--|--|------------------------------------|--------|---------------------------|----------------------------------|
| 0 | 0 | $U_0 = 0,307$ | $Z_0 + \delta = 88,22$ | - | - | 82,22 | $b = 2,72$ | 85,50 | 0,94 | 1R | - | 0,94 |
| 0 | 0,041 | 0,348 | 73,97 | 13,55 | 5,62 | 68,35 | 2,07 | 66,28 | 0,775 | 2P | 0,8575 | 0,775 |
| 20 | 0,029 | 0,377 | 66,22 | 7,52 | 1,73 | 64,49 | 0,64 | 63,85 | 0,43 | 4P | 0,6025 | 0,43 |
| 30 | 0,012 | 0,389 | 63,33 | 1,10 | 0,04 | 63,29 | 0,01 | 63,28 | 0,063 | 6P | 0,2465 | 0,063 |
| 40 | -0,005 | 0,384 | 64,49 | 8,07 | 2,49 | 66,98 | 0,26 | 67,24 | -0,273 | 8P | -0,105 | -0,273 |
| 50 | -0,018 | 0,366 | 68,97 | 14,49 | 8,03 | 77,00 | 0,82 | 77,82 | -0,49 | 10P | -0,3815 | -0,49 |
| 60 | -0,025 | 0,341 | 76,15 | 16,06 | 9,86 | 86,01 | 1,01 | 87,02 | -0,543 | 12P | -0,5165 | -0,543 |
| 70 | -0,023 | 0,318 | 83,97 | 13,99 | 7,48 | 91,45 | 0,77 | 92,22 | -0,473 | 14P | -0,4815 | -0,473 |
| 80 | -0,019 | 0,299 | 91,54 | 9,76 | 3,64 | 95,18 | 0,37 | 95,55 | -0,33 | 16P | -0,4015 | -0,33 |
| 90 | -0,011 | 0,288 | 96,47 | 4,35 | 0,72 | 97,19 | 0,07 | 97,26 | -0,147 | 18P | -0,2385 | -0,147 |

ARRET BRUSQUE DU GROUPE (F-R)



Echelles : $\left\{ \begin{array}{l} H : 10m \rightarrow 0,05 m/s \\ v : 10m \rightarrow 5m. \end{array} \right.$

CHAPITRE VII - PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION

7.1 - Corrosion Extérieure

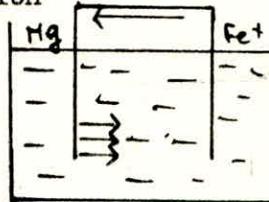
La corrosion extérieure des canalisations est pratiquement due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit :

- . avec la nature du sol ;
- . avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants il peut se produire une destruction rapide des canalisations, il est donc nécessaire d'attacher une grande importance à ces problèmes.

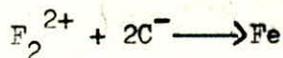
7.2 - Corrosion par formation de pile

L'analogie entre ce qui se passe dans un bac d'électrolyte et ce qui se passe pour une canalisation enterrée explique très bien le phénomène de corrosion

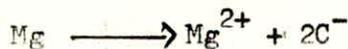


Si nous prenons comme métaux le fer et le magnésium nous aurons (fig. a)

D'une part le fer qui se protège et joue le rôle de Cathode caractérisée par une réduction, du métal



D'autre part le magnésium se trouve attaqué et joue le rôle d'anode caractérisée par une oxydation de métal



L'atome de Magnésium ionisé se trouvant en solution va se combiner avec d'autres éléments.

Ainsi pour fixer un règle générale, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente la Cathode et se trouve protégé, tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve dissout.

(cas du réseau d'acier, branchement des abonnés en cuivre).

L'acier se corrode parce qu'il a un potentiel plus négatif (Anode) et le cuivre (cathode) se trouve protégé.

7.3 - Pile de concentration

Lorsque deux barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte et placées en deux points de concentration différentes, elles créent le phénomène dit "pile de concentration".

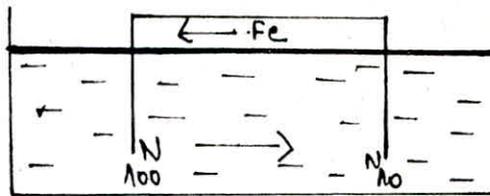
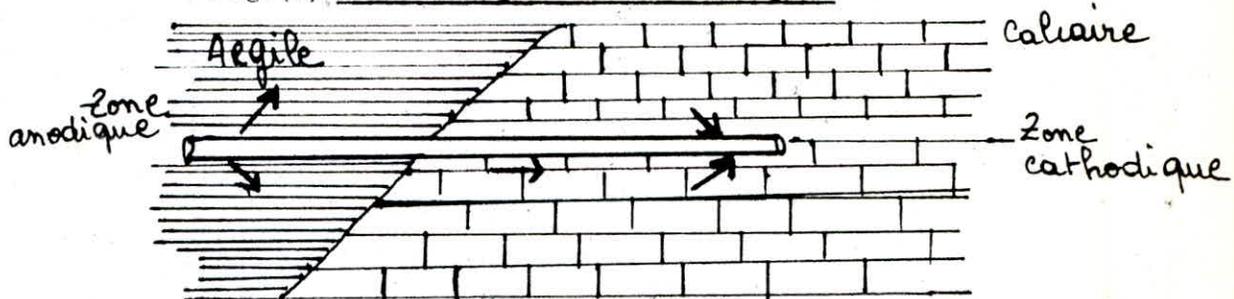


Fig.(b) Pile de concentration

Les concentrations pratiques ont montré que les terrains argileux et humides sont anodiques, tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques.

Fig.(c) Corrosion par formation de pile



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

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.

7.5 - Protection contre la corrosion

Une bonne protection d'un réseau en acier, consistera à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante et à assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage. En plus il sera procédé à la protection cathodique.

a) - Protection par anode réactive

Elle se base sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier, cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

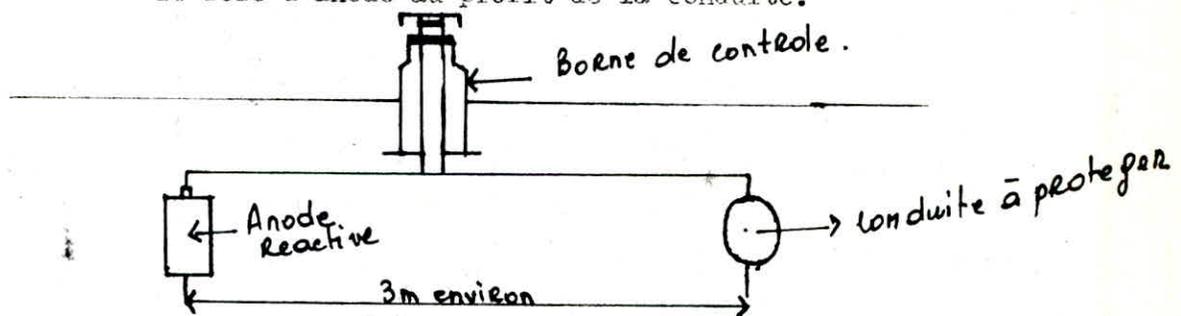


Fig. (d) Borne de contrôle

On dispose dans les zones de terrains agressifs des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 kg à 3m environ de la conduite, entourées d'une bouillie à base d'argile colloïdale pour garder une humidité favorable autour de l'anode. Cette protection n'est valable que pour des réseaux de petits diamètres et de faible longueurs.

b) - Protection cathodique par soutirage de courant

Le procédé consiste à partir d'une source électrique de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive est reliée à une anode métallique (vieux rails) enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (une centaine de mètres environ)

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

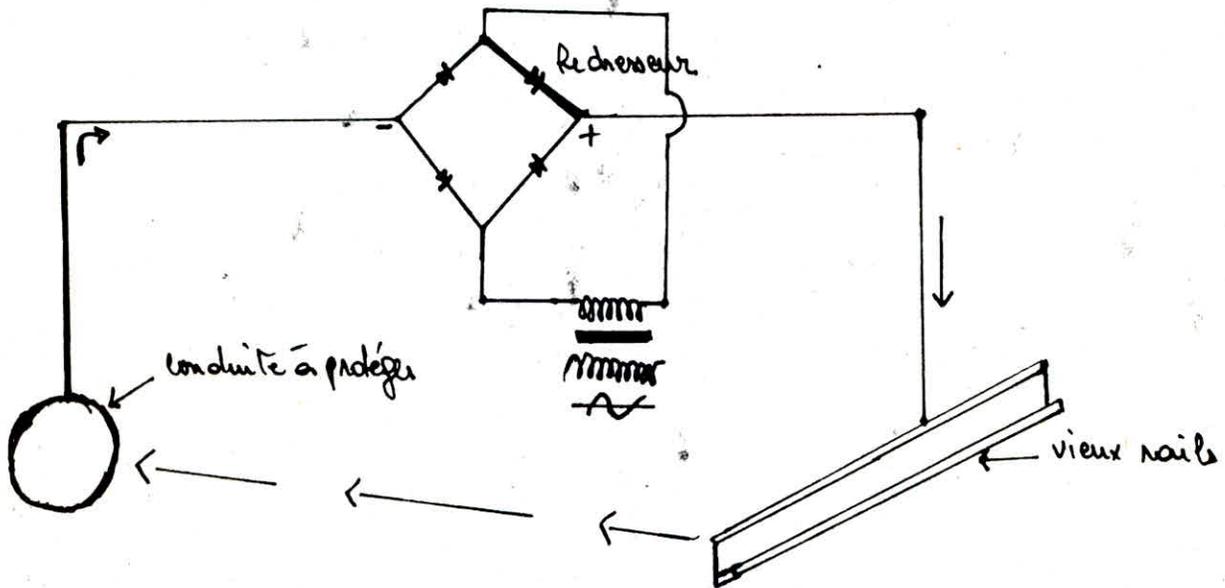


Fig.(e) Protection par soutirage de courant

7.6 - Corrosion interne

Comme l'acier est un matériau qui présente un nombre considérable d'avantage, il est très sensible à une corrosion caractérisé par une attaque du métal due à des causes qui trouvent leurs origines dans l'eau charriée. Donc l'acier non protégé au contact de l'eau se trouve normalement corrodé, l'étendue, la vitesse, la gravité de cette corrosion naturelle dépendant d'un certain nombre de facteurs et notamment :

- PH
- teneur en oxygène dissous dans l'eau
- Vitesse de circulation de l'eau en contact

7.7 - Lutte contre la corrosion

La protection des conduites en acier contre la corrosion peut faire appel à :

- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée par un traitement approprié qui consiste à aérer l'eau et à élever son PH.
- L'interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal. Ce film peut être constitué soit par un enduit bitumineux, soit par un enduit émaillé spécial.

Le deuxième procédé est à rejeter car les enduits appliqués généralement en usine posent un problème aux joints, toute discontinuité d'enduit créant une surface d'attaque privilégiée.

CHAPITRE VIII - POSE DES CONDUITES

Cette opération s'effectue par tranchées successives en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

8.1 - Pose des conduites en tranchée

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 0,70 m pour les petits diamètres.

Pour des diamètres supérieurs à 150 mm cette largeur doit être augmentée.

La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

Pour notre projet nous proposons que la profondeur de la tranchée soit égale au diamètre de la conduite, plus 1 m au dessus de la génératrice supérieure, 0,10 m en terrain meuble ou 0,20 m en terrain rocheux qui servira de lit de pose, ce dernier est constitué de sable bien pilonné et nivelé suivant les côtes du profil en long, qui servira de drain pour les terres imperméables.

Nous préconisons un remblai de sable en terre tamisée qui sera damée et arrosée par couches jusqu'à 30 cm au delà de la conduite le reste du remblai exécuté à l'aide d'une terre tout venant expurgée de gros éléments et damée.

Pour que la pose de la canalisation soit correcte, il est recommandé que la distance la séparant des conduites d'autres natures soit au minimum égale à 0,50 m.

8.2 - Traversée des routes

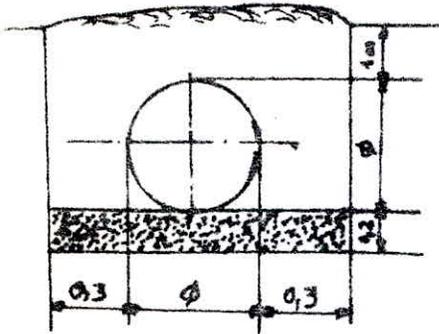
En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de protéger les canalisations contre les chocs et les vibrations.

REMARQUE

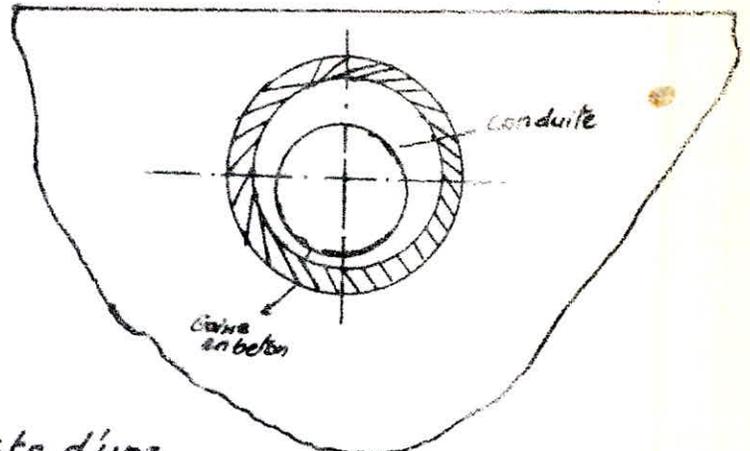
Le côté du fond de la tranchée d'une conduite d'Alimentation en Eau Potable est plus grande que celle des eaux usées ; l'écartement entre deux conduites et la pose sous trottoir pour le cas de la distribution à été schématisé.

POSE DES CONDUITES

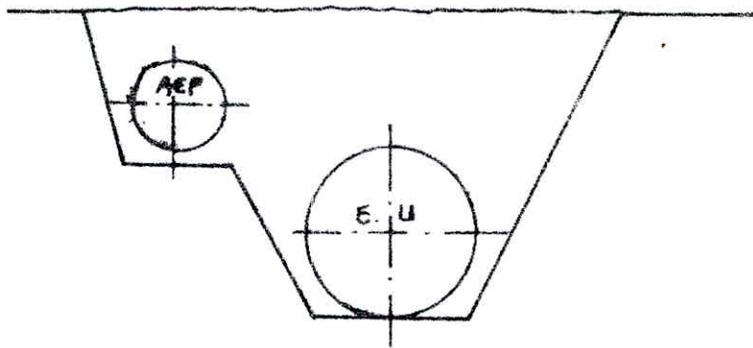
Pose dans une tranchée



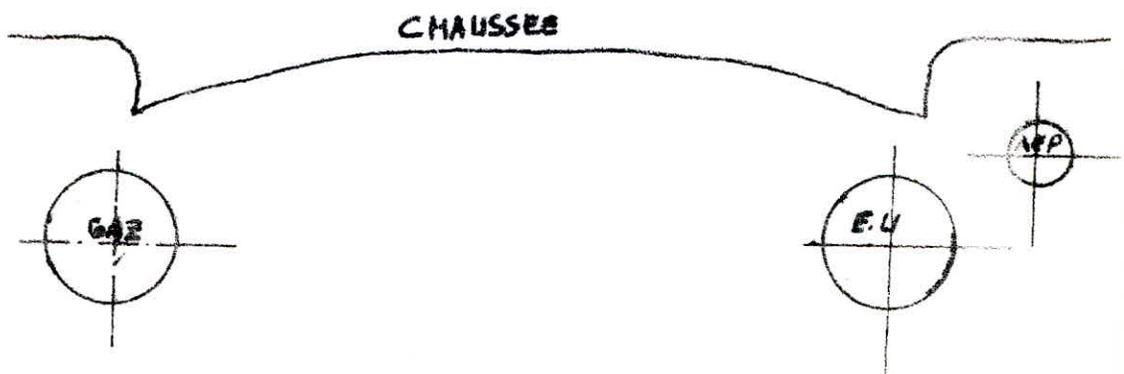
Pose avec Gaine en Béton



Pose à proximité d'une Conduite d'E.U.



PROFIL TYPE



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

- J. BONNIN : Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importante.
- C. GOMELLA & H. GUERREE : La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales.
- M. CARLIER : Hydraulique générale et appliquée.
- A. DUPONT : Hydraulique urbaine - Tome 2 & 3
- G. LAPRAY : Hydraulique générale 1, 2, 3.
- JEUMONT SCHNEIDER : Catalogue des pompes.

