

7/86
1Ex

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

S U J E T

**ETUDE DETAILLEE D'UN
RESEAU ALIMENTE PAR
PLUSIEURS RESERVOIRS**

3 PLANCHES

Proposé par :
Dr. UTRYSKO

Etudié par :
BOUKRA. L.
BENRITAB. M

Dirigé par :
Dr. UTRYSKO

PROMOTION : JANVIER 86



---O--- //---) E D I C A C E S ---O---

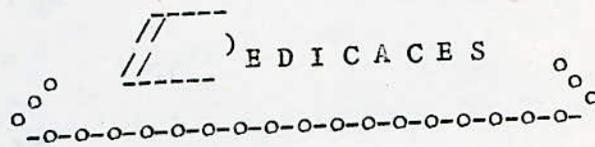
=====

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

- A la mémoire de mon cher et regretté père;
- A ma mère, pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse;
- A mes frères pour leurs soutiens;
- A ma soeur et son mari;
- A mes belles-soeurs, à mes neveux et nièces;
- A mes amis(es) et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

BOUKRA LABBAS.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique



Le présent couronnement de mes études sera d'abord
 une respectueuse pensée à la mémoire de mon père et de mon
 frère RACHID.

A ma mère qui est à l'origine de toutes mes promesses
 pour son soutien moral constant dont j'ai bénéficié et qui
 a tant attendu ce jour.

A mes frères pour tous les sacrifices consentis à mon
 égard pour que je réussisse.

A mes soeurs.

A mes neveux et nièces.

A tous mes amis.

Je dédie ce modeste travail.

B. MISSOUM.



---O---  ---O---
 REMERCIEMENTS
 =====

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Monsieur URYSKO, notre promoteur pour les conseils judicieux qu'il nous a prodigués durant l'élaboration de cette thèse.

Nous tenons à remercier Monsieur KETTAB, Chef de Département et tous nos professeurs.

BOUKRA L.

BENRITAB M.

T A B L E D E S M A T I E R E S .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

REMIERE PARTIE : DISTRIBUTION.

CHAPITRE I :

INTRODUCTION.....1

1. BUT DE PROJET.....2

2. DONNEES DE BASE.....2

CHAPITRE II :

RESERVOIRS.....3

1. RÔLE.....3

2. CAPACITE.....3

3. NOMBRE DE RESERVOIR.....

4. EQUIPEMENT.....4

 4.1. CONDUITE D'ADDUCTION.....4

 4.2. CONDUITE DE DISTRIBUTION.....5

 4.3. CONDUITE DE TROP PLEIN.....5

 4.4. CONDUITE BY-PASS.....5

 4.5. MATERIALISATION DE RESERVE D'INCENDIE.....8

5. PROTECTION DES RESERVOIRS.....10

CHAPITRE III :

RESEAU DE DISTRIBUTION.....12

1. CLASSIFICATION.....12

 1.1. RESEAUX RAMIFIES.....12

 1.2. RESEAUX MAILLES.....12

 1.3. RESEAUX ETAGES.....13

2. CHOIX DE RESEAU.....13

3. DIFFERENTS CAS DE DISPOSITION.....13

 3.1. ALIMENTATION PAR UN RESERVOIR.....13

 3.1.1. CALCUL DE RESEAU MAILLE.....15

VI

- PREPARATION DES DONNEES.
- EXECUTION.
- RESULTAT DE CALCUL.

- 3.1.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....19
- 3.1.3. CONCLUSION.....19
- 3.2. ALIMENTATION PAR DEUX RESERVOIRS.....22 X
- 3.2.1. CALCUL DE RESEAU MAILLE.....22
- 3.2.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....24
- 3.2.3. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS.....24
- 3.2.4. CONCLUSION.....27

- 3.3. RESERVOIR PRINCIPAL ET RESERVOIR D'EQUILIBRE.....27
- 3.3.1. CALCUL DE RESEAU MAILLE.....27
- EMBLACEMENT DE RESERVOIR D'EQUILIBRE.
- 3.3.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....34
- 3.3.3. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS.....34
- 3.3.4. CONCLUSION.....35 X

- 3.4. ALIMENTATION PAR LA CONDUITE D'ADDUCTION ET DE DEUX
 RESERVOIRS.....35
- 3.4.1. CALCUL DE RESEAU MAILLE.....35
- 3.4.2. EMBLACEMENT DES RESERVOIRS.....38
- 3.4.3. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....40
- 3.4.4. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS.....40

- 3.5. CONCLUSION.....43

- 4. EQUIPEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION.....45
- 4.1. ROBINET VANNE.....45
- 4.2. DECHARGES.....45
- 4.3. VENTOUSES.....45
- 4.4. CLAPETS.....47
- 4.5. BOUCHES D'INCENDIE.....47

- 5. POSE DES CONDUITES.....47

CHAPITRE I :

GENERALITES.

1. CHOIX DE TRACE.....	51
2. TYPE D'ADDUCTION.....	51
3. CHOIX DE TYPE DES TUYAUX.....	52
4. ETUDE TECHNIQUE-ECONOMIQUE DES CONDUITES.....	52
4.1. HYPOTHESES.....	52
4.2. RAISONNEMENT.....	53
5. CONCLUSION.....	60

CHAPITRE II :

STATION DE POMPAGE.

1. CHOIX DE LA POMPE.....	64
2. POINT DE FONCTIONNEMENT.....	64
3. CONCLUSION.....	68
4. ADDUCTION RAMEFLEE.....	69
4.1. POINT DE FONCTIONNEMENT.....	69
- CONCLUSION.	

CHAPITRE III :

1. GENERALITES.....	74
2. MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS.....	75
3. ETUDE EN COUP DE BELIER.....	76
3.1. RESERVOIR D'AIR.....	77
4. CALCUL DE COUP DE BELIER.....	80
- PROGRAMME ANNEBEL.	
- PREPARATION DES DONNEES.	
- EXECUTION.	
- RESULTATS DE CALCUL.	
5. CONCLUSION.....	81

VII

CHAPITRE IV:

PROTECTION CONTRE LA CORROSION.

1. CORROSION INTERNE.....	84
1.1. GENERALITES.....	84
1.2. PROTECTION.....	84
1.2.1. ENROBAGE.....	84
1.2.2. PROTECTION CATHODIQUE.....	84
2. CORROSION INTERNE.....	86
3. CONCLUSION.....	86

~~IX~~

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PREMIERE PARTIE : DISTRIBUTION.

Au cours de ces dernières années, le domaine d'hydraulique comme tout autre domaine a été touché par l'évolution des ordinateurs, pour la résolution des problèmes d'une part, et le traitement des informations d'autre part.

La puissance croissante des ordinateurs a permis d'aborder, puis de résoudre complètement des problèmes de plus en plus nombreux et de plus en plus difficiles, par leur complexité, et par le nombre des informations à traiter.

Parmi ces problèmes on peut citer:

- les écoulements permanents et transitoires;
- la propagation des ondes;
- les réseaux mailles, les plus complexes à un ou plusieurs réservoirs, avec ou sans pompes;
- le phénomène de coup de bélier.

Dans notre étude on a utilisé l'ordinateur (HP 200), pour le calcul des réseaux mailles, et le phénomène de coup de bélier.

1. BUT DE PROJET:

Le présent projet consiste à étudier:

- le réseau de distribution de la ville de "CHERCHEL " suivant plusieurs cas, tout en changeant les dispositions et le nombre des réservoirs;
- l'adduction par refoulement à partir de la bache de reprise déjà existante.

2. DONNEES DE BASE:

- La consommation journalière totale:

en 1990 : $5412 \text{ m}^3/\text{j}$;
 en 1'an 2000 : $3395 \text{ m}^3/\text{j}$.

(2)

- Les ressources en eau:

Les ressources donnent un débit de $8381 \text{ m}^3/\text{j}$.

* En 1990, si on utilise les ressources à 100%, on aura un surplus de $2969 \text{ m}^3/\text{j}$;

* en l'an 2000, on aura un déficit de $14 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Ces ressources ne sont pas utilisées à 100%, et cela jusqu'à l'an 1990, l'utilisation d'un débit de $5443 \text{ m}^3/\text{j}$ suffit pour la consommation. A partir de 1990, le reste de débit $2938 \text{ m}^3/\text{j}$ sera utilisé.

1. ROLE:

Très souvent, les installations d'adduction et de distribution comportent un réservoir.

Ce réservoir a pour rôles:

- d'assurer la sécurité de distribution, soit en cas de défaillance de courte durée, soit pour fournir une quantité importante;
- permettre une marche plus uniforme des pompes;
- régulariser la pression dans le réseau de distribution;
- contribuer à l'économie générale du pays (énergie électrique minimale ou nulle aux heures de pointe);
- assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés;
- combattre efficacement les incendies.

2. CAPACITE:

La capacité d'un réservoir est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit consommé en tenant compte de la journée où la consommation est forte.

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

L'estimation de la capacité nous incite à prendre en considération les variations de débit à l'entrée et la sortie de celui-ci.

Pour notre cas, les variations de débit distribué au cours des heures de la journée, pour un pompage continu de débit q .

$$q = \frac{C}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}).$$

C : consommation journalière totale.

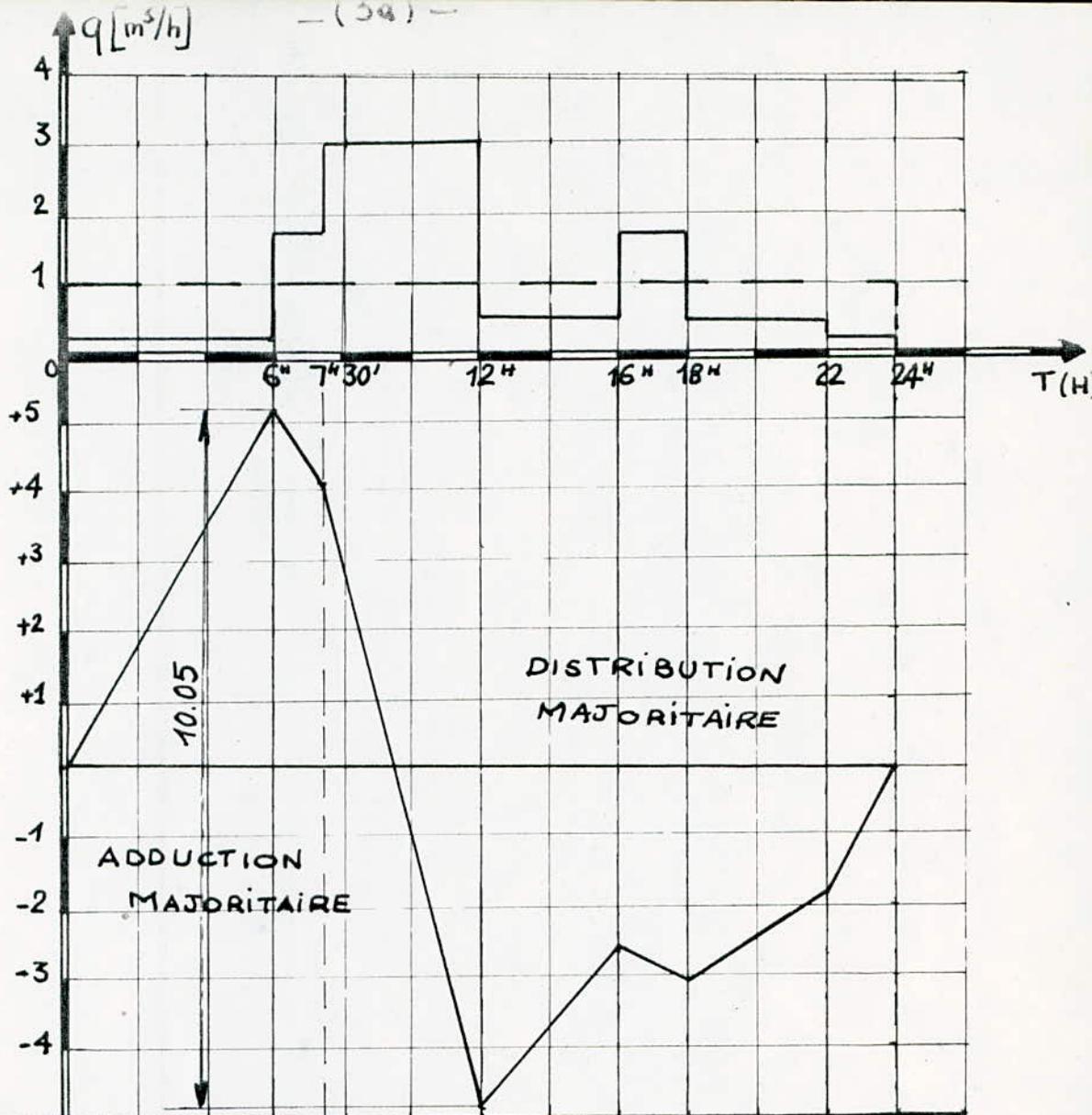
$$C = 8395 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q = 349,8 \text{ m}^3/\text{h}.$$

ECHELLES:

HORI: 1cm → 2h

VER: 1cm → 1q



DEBIT POMPE HORAIRE (m³/h)	q	q	q	q	q	q	q	
DEBIT DISTRIBUE HORAIRE (m³/h)	0.14q	1.7q	3q	0.43q	1.7q	0.43q	0.14q	
VOLUME POMPE (m³)	6q	1.5q	4.5q	4q	2q	4q	2q	
VOLUME POMPE TOTAL (m³)		6q	7.5q	12q	16q	18q	22q	24q
VOLUME DISTRIBUE (m³)	0.84q		13.5q	1.72q	3.4q	1.72q	0.28q	
VOLUME DISTRIBUE TOTAL (m³)		0.84q	3.39q	16.89q	18.61q	22.01q	23.76q	24q
CONTENU DU RESERVOIR		+5.16q	+4.19q	-4.89q	-2.61q	-4.06q	-1.74q	0.00
CAPACITE NECESSAIRE DU RESERVOIR		+ 5.16 - (4.89) = 10.05 q						

CAPACITE DU RESERVOIR EN ADDUCTION
CONTINUE

- Les variations de débit distribué:

6h à 7h30mn	$Q = 1,7q$
7h30mn à 12h	$Q = 3q$
12h à 16h	$Q = 0,43q$
16h à 18h	$Q = 1,7q$
18h à 22h	$Q = 0,43q$
22h à 6h	$Q = 0,14q$

D'après le diagramme représenté, la capacité du réservoir est de:

$$V_R = 10,05q = 3516,49 \text{ m}^3 = 3517 \text{ m}^3.$$

- Tout réservoir doit comporter une réserve d'incendie qui est évaluée à 120 m^3 , pour une durée d'extinction de deux heures.

La capacité totale du réservoir est de:

$$V_{RT} = V_R + V_{ri} = 3517 + 120 = 3637 \text{ m}^3.$$

On prend une valeur normalisée de 4000 m^3 .

3. EQUIPEMENT DES RESERVOIRS:

3.1. CONDUITE D'ADDUCTION:

L'arrivée de la conduite d'adduction au réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (Figure 1).

A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

3.2. CONDUITE DE DISTRIBUTION:

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues et de sables décantés dans la cuve.

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

Un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite, afin de pouvoir l'isoler du réservoir en cas de rupture, ou de nettoyage (figure 2).

3.3. CONDUITE DE TROP PLEIN:

La conduite de trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle est terminée par un simple bout à emboîtement.

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

3.4. CONDUITE DE VIDANGE:

La conduite de vidange part du point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop plein et comporte un robinet vanne (figure 3).

3.5. CONDUITE BY-PASS:

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure 4).

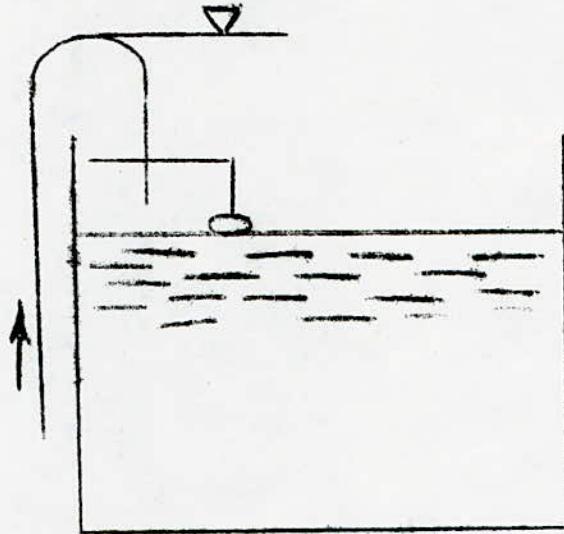
Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

Son fonctionnement est le suivant:

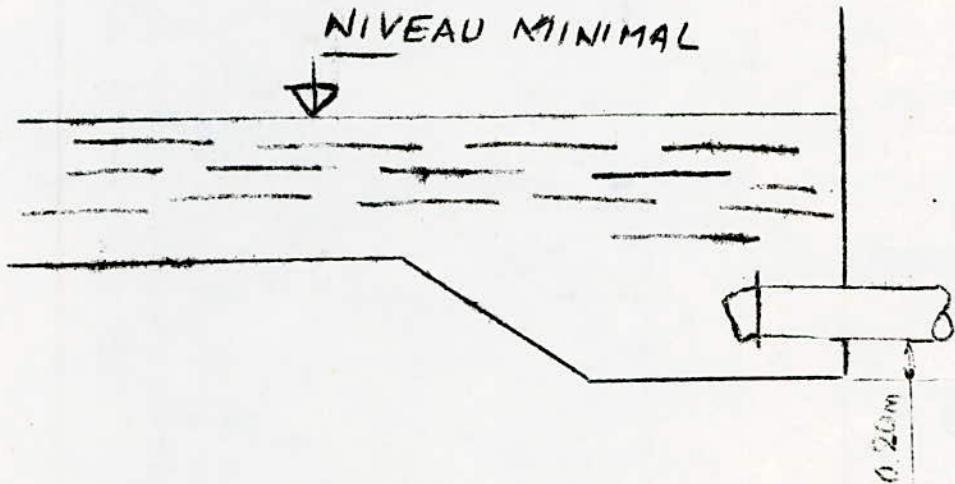
- Normal : 1 et 2 sont ouverts, le 3 est fermé;
- en By-Pass: 1 et 2 sont fermés, le 3 est ouvert.

(6)

ADDITION AVEC CHUTE
LIBRE
(FIGURE 1)



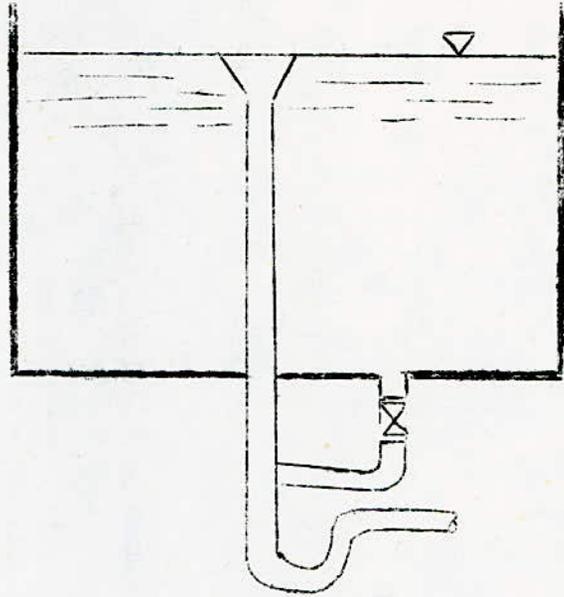
CONDUITE DE DISTRIBUTION
(FIGURE 2)



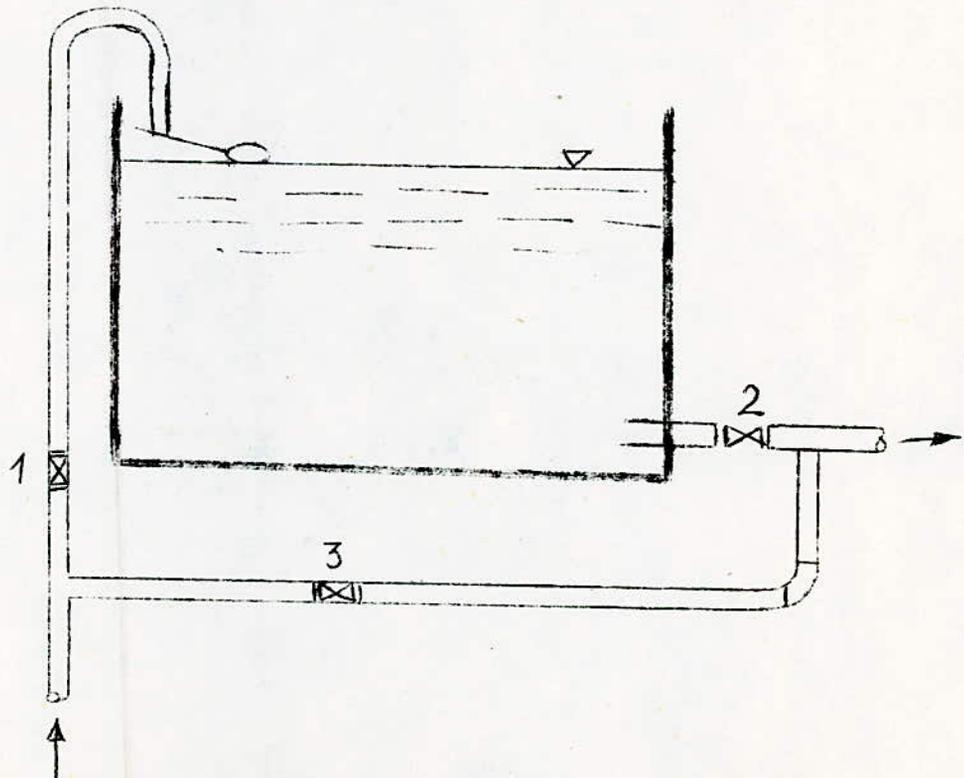
(7)

VIDANGE ET TROP PLEIN

(FIGURE 3)



BY-PASS (FIGURE 4)



3.6. MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE:

Pour conserver surement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela deux solutions seront prévues:

La première présentée par la figure 5a (en temps normal 1 est fermé, 2 est ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas constitue une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

La seconde présentée par la figure 5b représente une meilleure solution:

L'évent d'un siphon interdit l'utilisation du au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie).

Son fonctionnement est le suivant:

- Normal : 3 et 1 sont ouverts, le 2 est fermé;
- Incendie: il suffit d'ouvrir le 2.

4. NOMBRE DE RESERVOIRS:

Dans une étude d'alimentation en eau d'une agglomération, en plus de réservoir projeté, on peut installer d'autres réservoirs, soit pour couvrir les besoins d'un réseau devenu insuffisant, soit en position d'équilibre en extrémité du réseau, si l'agglomération s'étend sur une longueur, et que le réservoir unique devient insuffisant et ne donne que des pressions trop faibles aux extrémités, pendant les heures de pointe (figure 6).

Deux conditions s'imposent lors de son installation:

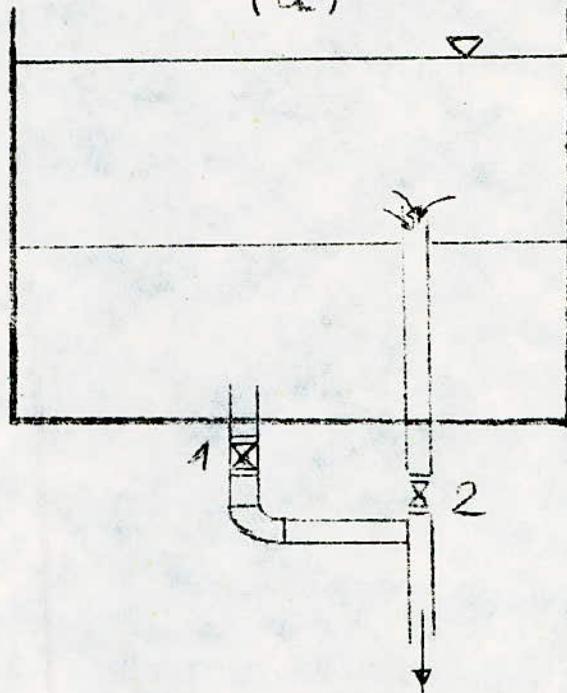
- Il doit être plus bas que le réservoir principal d'où alimentation gravitaire.
- Il faut que les lignes piézométriques issues de deux réservoirs se coupent au moins à une hauteur égale à la pression minimale à satisfaire dans cette position (point de rencontre des 2 lignes).

Les équipements de ce réservoir sont semblables à ceux du réservoir principal, sauf pour la réserve d'incendie (présente par la figure 7).

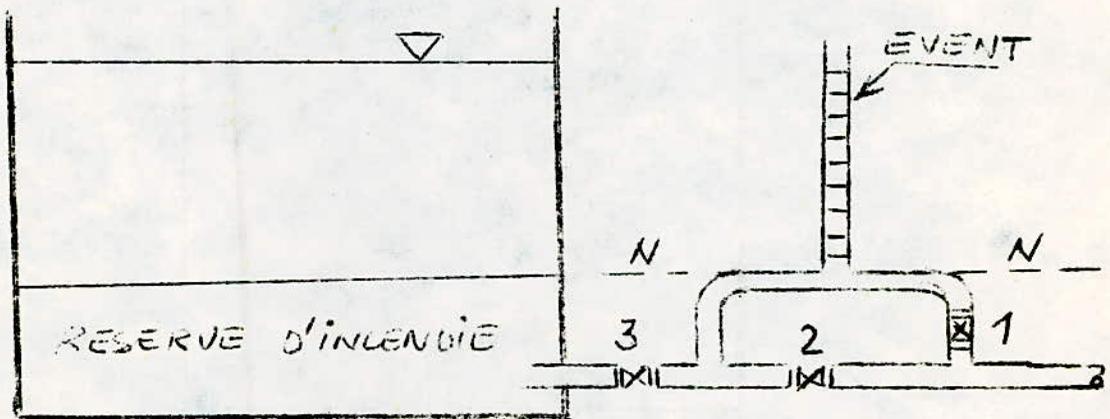
(9)

RESERVE D'INGENDIE
(FIGURE 5)

(a)



(b)



La canalisation est raccordée sur la conduite de refoulement, avec robinet vanne 1 et clapet C. Une seconde branche, avec robinet vanne 2 permet de bénéficier de la totalité de la

En service normal, 1 est ouvert, 2 est fermé, en adduction, le clapet s'oppose au passage de l'eau, qui passe par le haut.

En distribution, l'eau passe par 1 et par le clapet, en cas de sinistre on ouvre 2.

5. PROTECTION DES RESERVOIRS:

En général, les réservoirs doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des pluies et des poussières. Ils doivent supporter les variations de température et doivent être aérés et visitables pour le nettoyage et les réparations éventuelles.

- Pour les réservoirs enterrés ou semi enterrés, l'exécution se fait en béton armé ou précontraint.

La couverture sera étanche et protégée par une couche de la terre ou du sable de 0,25 m d'épaisseur.

On dessus de l'eau, on conserve une couche d'air de 0,50 m.

Un accès avec regard et échelle sera prévu pour les visites. Une ventilation convenable sera ménagée et protégée de façon à éviter toute introduction étrangère.

Toutes les vannes seront disposées dans la chambre de manoeuvre, dans laquelle se trouve aussi les appareils de mesure de débit, et un robinet spécial pour prise d'échantillon.

- Pour les réservoirs surélevés:

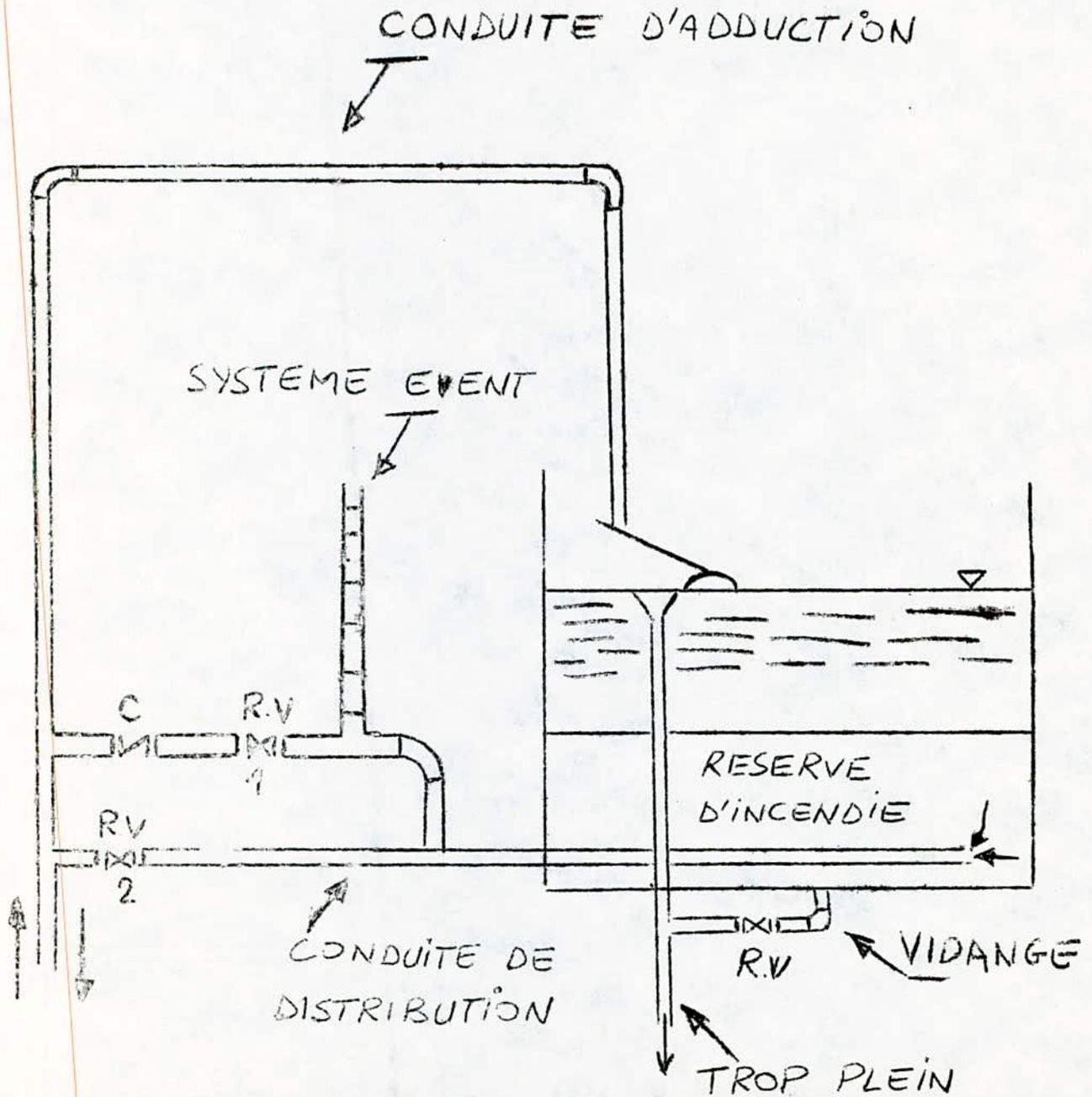
La cuve et la tour sont généralement conçues en béton armé, le béton de la cuve est parfois précontraint.

La chambre de manoeuvre se situe au pied de la tour.

Pour préserver l'eau contre les variations de température, on peut protéger la couverture par une couche de sable de 0,20 m d'épaisseur, et parfois les parois de la cuve sont doublées d'une enveloppe en briques creuses. (figure 8).

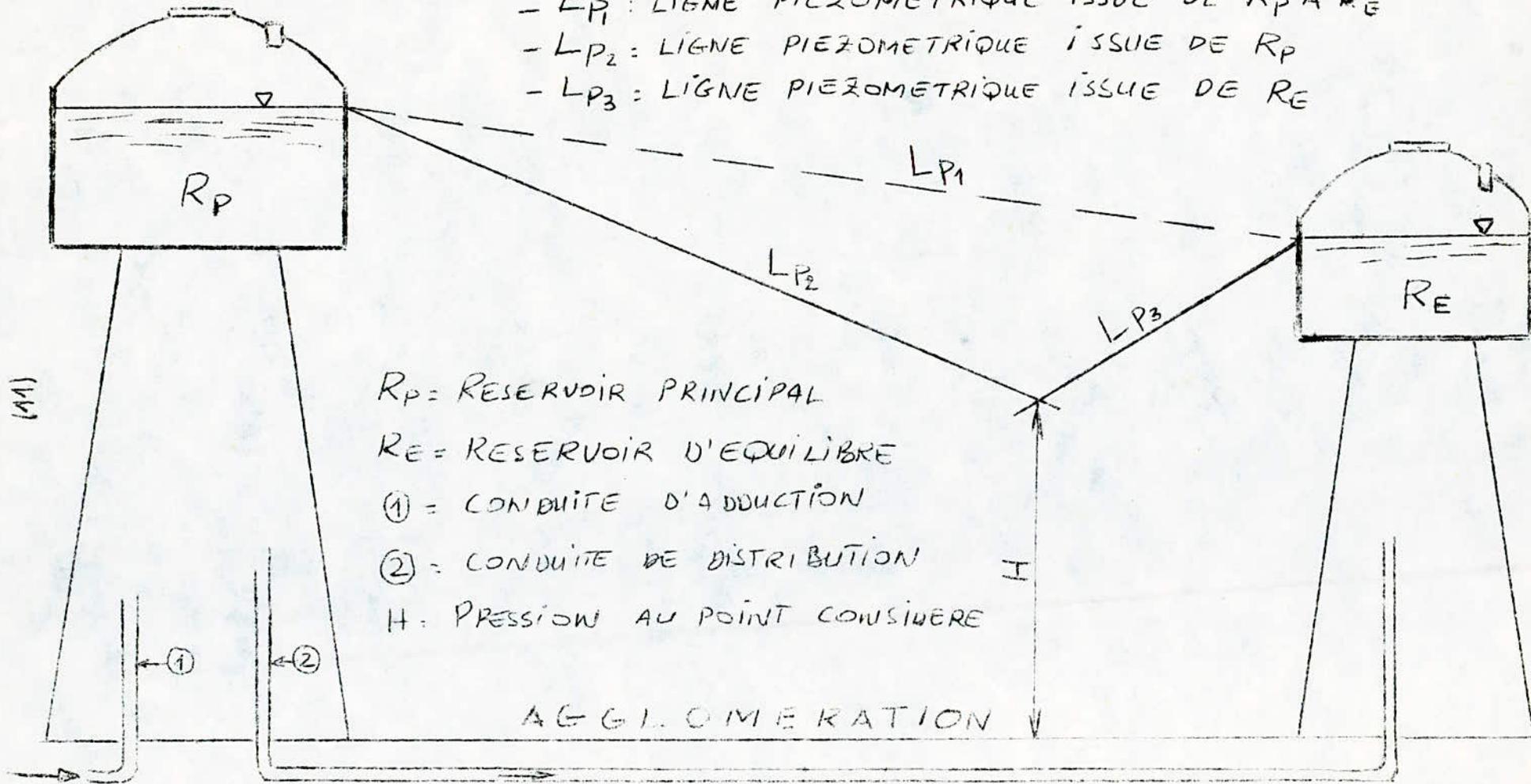
(10a)

EQUIPEMENT D'UN RESERVOIR D'EQUILIBRE (FIGURE 7)



INSTALLATION DE RESERVOIR D'EQUILIBRE

- LP_1 : LIGNE PIEZOMETRIQUE ISSUE DE R_P A R_E
- LP_2 : LIGNE PIEZOMETRIQUE ISSUE DE R_P
- LP_3 : LIGNE PIEZOMETRIQUE ISSUE DE R_E



R_P = RESERVOIR PRINCIPAL

R_E = RESERVOIR D'EQUILIBRE

(1) = CONDUITE D'ADUCTION

(2) = CONDUITE DE DISTRIBUTION

H = PRESSION AU POINT CONSIDERE

AGGLOMERATION

La distribution consiste à assurer à chaque instant la desserte des abonnées par un réseau dimensionné pour le débit maximal nécessaire.

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir.

A partir de ce réservoir, l'eau est distribuée dans le réseau, sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnées.

1. Classification:

Les réseaux peuvent être classés comme suit:

- réseaux ramifiés;
- réseaux mailles;
- réseaux étages.

1.1. Réseaux ramifiés:

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborissante, fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient, c'est que dans les conduites, il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

1.2. Réseaux mailles:

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et souplesse d'utilisation.

Leur usage est casi-général en zones urbaines, et tend à se généraliser. Dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

1.3. Réseaux étages:

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne des pressions fortes aux points hauts (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise les pressions dans le réseau.

2. CHOIX DU RESEAU:

Vu que l'agglomération qu'on alimente (ville de Cherchel) est importante et qu'elle présente de faibles différences de niveau (10 à 25 m), on choisit comme réseau d'alimentation un réseau maille constitué de noeuds formant des mailles.

En raison des variations mensuelles, journalières et horaires, on affecte au débit moyen un coefficient de pointe, en vue de trouver le débit de jour le plus chargé de l'année.

Dans notre cas, ce coefficient est de 3, ce qui nous donne un débit de pointe de 292 l/s.

3. DIFFERENTS CAS DE DISPOSITION:3.1. ALIMENTATION PAR UN RESERVOIR UNIQUE:

C'est un réservoir semi-enterré, avec une capacité de 4000 m³.

- Emplacement:

- Côte du radier:

$$C_R = C_T + H + P_S + h_e + h_i.$$

C_T : côte de terrain de point le plus élevé.

$$C_T = 41 \text{ m.}$$

H : hauteur dépendant du nombre d'étages dans l'agglomération.

$$H = 22 \text{ m.}$$

(15)

P_S = pression de service.

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

h_i = perte de charge intérieure.

$$h_i = 3 \text{ m.}$$

h_e = perte de charge de la conduite d'amenée.

$$L = 200 \text{ m.}$$

$$K = 0,1 \text{ mm.}$$

$$Q = 292 \text{ l/s.}$$

La longueur équivalente totale est:

$$L_e = L + L'_e.$$

L'_e = longueur dépendant des pertes de charge singulières, estimée à 15%. L, donc $L_e = 1,15 L = 230 \text{ m.}$

Avec une vitesse de 2 m/s on aura un diamètre égal à 450 mm.

$$Q = 292 \text{ l/s}$$

$$D = 450 \text{ mm}$$

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

Tableau COLEBROOK

DUPONT TOME II

$$\text{----) } J = 0,00483.$$

$$\text{Donc } h_e = J \cdot L_e = 1,1 \text{ m.}$$

$$C_R = C_T + H + P_S + h_i + h_e$$

$$C_R = 41 + 22 + 3 + 3 + 1,1 = 70 \text{ m.}$$

Le réservoir est à la côte 70 m.

3.1.1. CALCUL DU RESEAU MAILLE:

Le programme a été fait sur ordinateur H.P de l'école (programme RESCROSS).

- Programme RESCROSS:

Ce programme est en langage "BASIC" opérationnel sur l'ordinateur H.P de l'école, permet de résoudre des réseaux complexes mailles, mixtes ou ramifiés, à un ou plusieurs réservoirs, pourvus des pompes et des vannes de réglage.

Le procédé de calcul appliqué est celui de "HARDY-CROSS"; généralisé à des cas plus complexes. Le coefficient des pertes de charge linéaires est calculé à chaque approximation par la formule de COLEBROOK. Les pertes de charge singulières doivent être définies par des coefficients constants; et les caractéristiques des pompes, par des équations paraboliques $H_p = H_o - CQ^2$.

Le programme donne comme résultats:

Les sens et les valeurs des débits dans tous les branches, des vitesses d'écoulement et des pertes de charge correspondantes.

- Préparation des données:

Ce réseau ne contient aucune ramification, ni pompes, ni vanne de réglage.

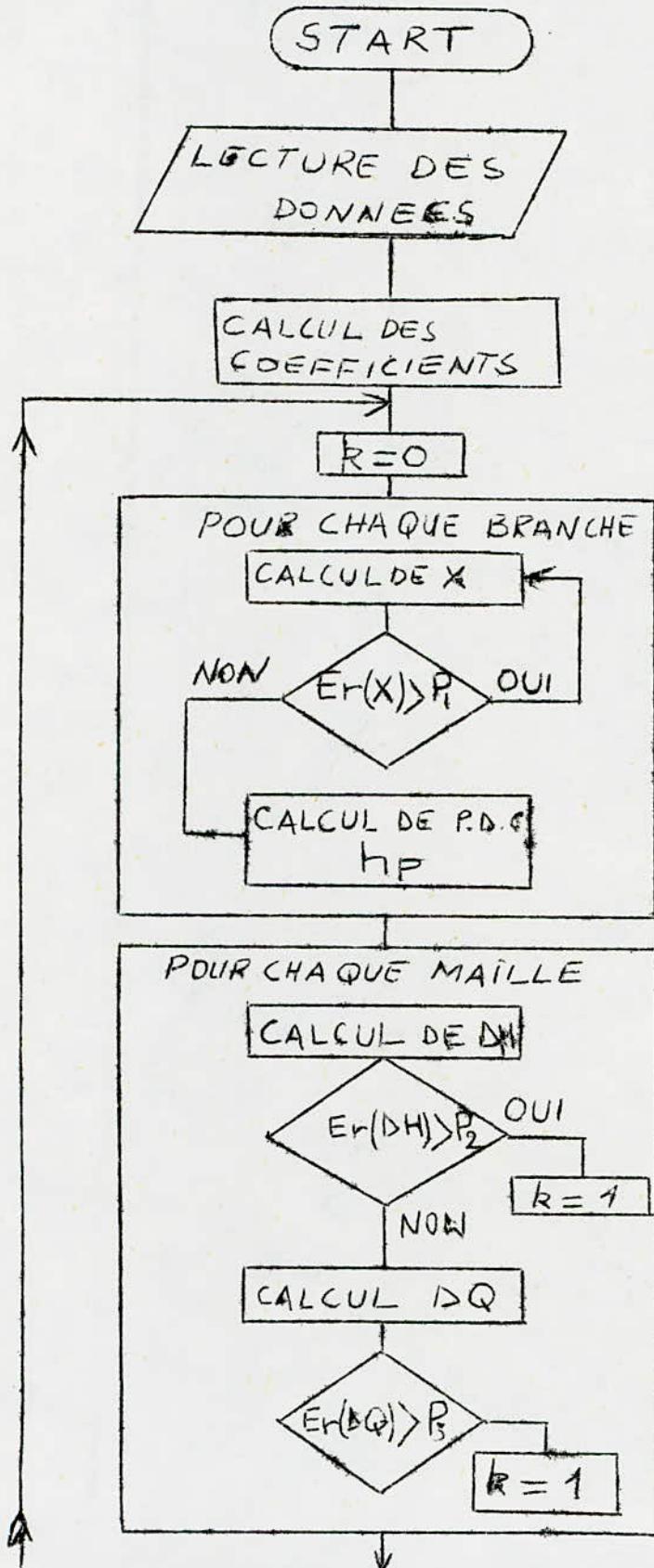
On dresse un schéma de réseau, on numérote les branches, on calcule les longueurs équivalentes de chaque branche, et on donne les diamètres et la première approximation des débits, sans oublier que cette approximation doit satisfaire les équations de continuité dans tous les noeuds.

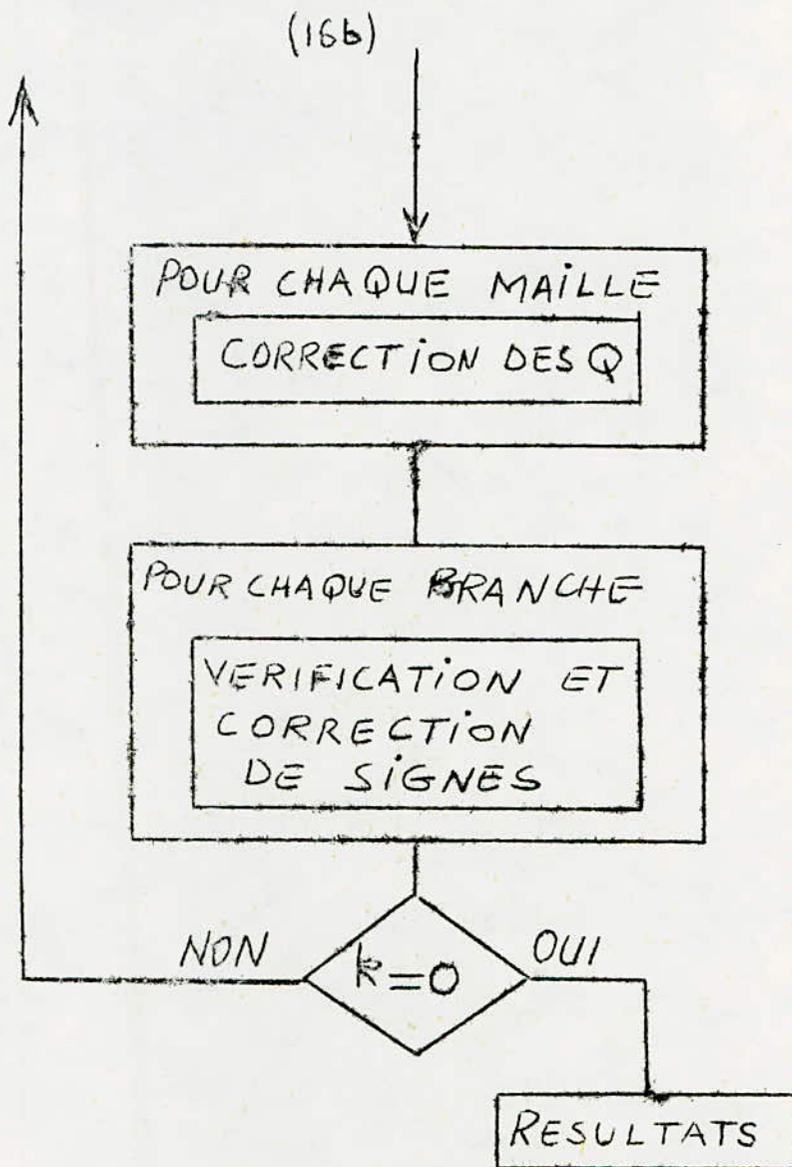
On calcule le nombre de mailles MO et le nombre des branches BO et on établit le tableau de la structure du réseau comme suit:

Chaque ligne concerne une maille, et contient le nombre des branches dans cette maille suivie des numéros de ces branches précédés d'un signe "moins" si le sens d'écoulement admis en première approximation est contraire au sens de circulation dans cette maille.

Les instructions suivantes contiennent: 1010 DATA MO; BO; le tableau de la structure écrit en continu, ligne par ligne. Le nombre de données dans cette instruction doit être égal à $2 + BO + (\text{Nombre des branches adjacentes})$.

(16a)
ORGANIGRAMME
CALCUL DU RESEAU MAILLE





$$P_1 = \text{PRECISION SUR } x = \frac{1}{\sqrt{P}}$$

$$P_2 = \text{PRECISION SUR } \Delta H = RQ^2$$

$$P_3 = \text{PRECISION SUR } \Delta Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \sum RQ}$$

(17)

1020 DATA : longueurs des branches en m;

1030 DATA : diamètres des branches en mm;

1040 DATA : débits dans la branche E (1/s).

Dans tous ces cas les données seront écrites suivant les numéros croissants des branches.

- Manipulation du programme sur H.P de l'école.

1. Appel de programme:

1.1. Mettez en marche l'ordinateur, le disque et l'imprimante.

1.2. Pour appeler la mémoire disque tapez MSI ":CS 80, 700"
(EXECUTE).

1.3. Tapez (LOAD) RESCROSS.

1.4. Tapez (EDIT) 1000 (EXECUTE).

2. Introduction des données:

2.1. Conditions générales sont:

- Erreur admise sur $x = 1/f$

$$P_1 = 0,003.$$

- Erreur admise sur (H) d'une maille

$$P_2 = 0,02 \text{ m.}$$

- Correction Q minimale

$$P_3 = 0,1 \text{ 1/s.}$$

- Rugosité absolue

$$K = 0,1 \text{ mm.}$$

- Viscosité cinématique

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

Si un changement est nécessaire de l'une de ces valeurs, la correction se fait en 1000 DATA.

2.2. Données particulières:

Tapez les instructions citées auparavant.

3. Calculs:

Faites (RUN).

A des questions données par l'ordinateur, tapez les réponses suivies de (RETURN).

3.1. Titre de variante:

Donnez l'appellation de votre problème et numéro de la variante étudiée.

3.2. Changement des diamètres? Ø ou 1.

3.3. Changement des débits ? Ø ou 1.

3.4. Impression sur papier (Vérifiez si l'imprimante est in line).

4. Changement des données:

On peut étudier le même réseau en régime de fonctionnement différents, par exemple: pendant un incendie, ou à une autre période de la journée.

On peut changer aussi certains diamètres pour améliorer le fonctionnement. Dans ces cas, il faut changer D ou Q, éventuellement les deux. On peut le faire par changement de contenu de 1020 et ou 1030, ou par intermédiaire du clavier, dans ce cas il faut taper "1", à la question correspondante et ensuite introduire la liste complétée des D et Q, nombre par nombre, chacune suivie de (RETURN).

- Résultats de calcul.

CALCULS DE RESEAU CHERCHEL 1-1

STRUCTURE DE RESEAU

MAILLE	1	BRANCHES :	2	3	-4	-5	-6	7					
"	2	"	:	6	-8	-9	10						
"	3	"	:	-11	-12	-13	-14	-15	16	17	18	9	
"	4	"	:	19	20	-21	-22	12					
"	5	"	:	23	24	-25	-26	-27	-28	-29	15	14	13
"	6	"	:	30	31	-32	-33	-34	-35	25			
"	7	"	:	36	-37	-38	-39	34	33	32			

RESULTATS DES CALCULS

RANCHE	DIAMETRE MM	DEBIT L/S	VITESSE M/S	PERTE DE CHARGE M
1	300	146.000	2.065	4.444
2	150	12.145	.687	.479
3	150	9.145	.517	.218
4	100	.855	.109	.055
5	150	8.855	.658	.895
6	200	4.790	.152	.044
7	250	21.145	.431	.294
8	200	18.064	.575	.514
9	200	23.434	.746	.727
10	250	41.936	.854	1.193
11	100	2.630	.335	.235
12	200	18.420	.586	.575
13	250	80.054	1.631	1.999
14	250	88.054	1.793	.472
15	250	90.054	1.834	1.431
16	250	88.370	1.820	.750
17	250	79.370	1.617	1.771
18	250	74.370	1.515	1.448
19	100	2.790	.355	.372
20	150	1.790	.161	.008
21	150	4.210	.238	.089
22	150	13.210	.747	.870
23	250	31.424	.640	.458
24	150	18.424	1.042	2.290
25	200	21.211	.675	.503
26	250	90.576	1.845	1.637
27	250	91.576	1.865	1.514
28	300	94.576	1.338	.791
29	300	108.576	1.536	2.211
30	250	32.635	.665	.603
31	200	14.635	.466	.419
32	100	.257	.033	.003
33	150	7.257	.411	.060
34	150	12.257	.684	.568
35	300	49.365	.698	.898
36	100	3.883	.496	1.677
37	100	6.107	.777	1.375
38	200	15.107	.481	.646
39	200	22.107	.704	.293
40	300	100.000	1.414	1.352

PROXIMATION G ERREUR MAX DE H .0142589586628 CORRECTION MAX DE Q .0288622965459

3.1.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL:

Connaissons:

- les pertes de charge de tous les branches (résultats de calcul de réseau);

- la côte du réservoir (C_R);

- les côtes du terrain de tous les noeuds (plan d'urbanisme de la ville).

On peut calculer les pressions au sol, en commençant par la branche (R - 18), tout en appliquant les formules suivantes:

- côte piézométrique (C_P).

$$\underline{C_{P(\text{aval})} = C_{P(\text{amont}) - H}$$

- Pression au sol.

$$\underline{P = C_P - C_T}$$

Exemple:

$$C_{P18} = C_R - H_{R-18}$$

$$P_{18} = C_{P18} - C_{T18}$$

Les résultats des calculs sont portés dans le tableau qui suit.

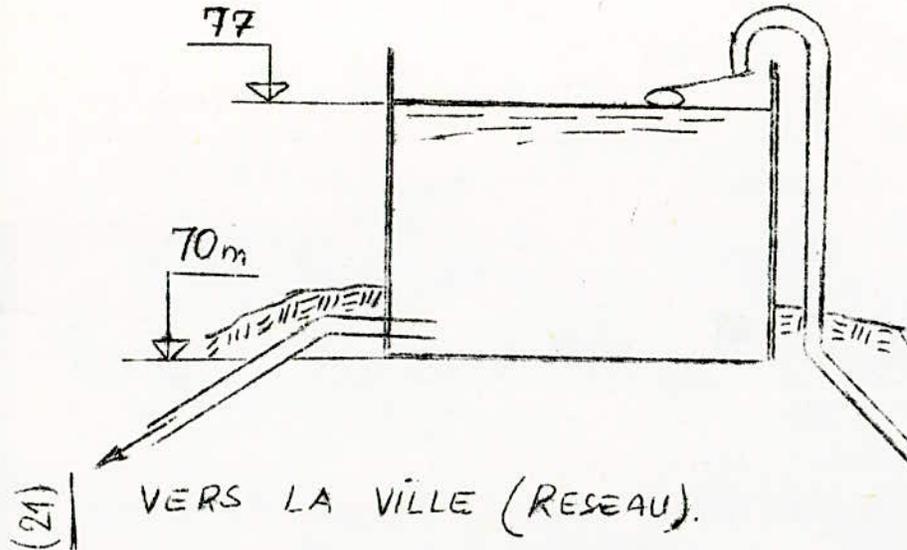
3.1.3. CONCLUSION:

Les pressions calculées varient entre 20,950 et 43,197 m.
Ce qui nous permet de dire que les pressions trouvées sont dans la fourchette des pressions [20 ÷ 60] .

VALEURS DES PRESSIONS AU SOL

AGE UDS	BRANCHE	PERTES DE CHARGE DH (m)	CÔTES DU TERRAIN (m)		CÔTES PIÉZOMETRIQUE		PRESSIONS AU SOL (m)
			AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	
4-10	1	1.100	70.00	39.00	—	68.90	29.80
10-17	15	1.431	39.00	31.00	68.90	67.469	36.469
17-16	14	0.472	31.00	23.80	67.469	66.997	43.197
16-15	13	1.999	23.80	22.70	66.997	64.998	42.298
15-9	12	0.575	22.70	23.40	64.998	64.423	41.023
9-8	11	0.235	23.40	24.50	64.423	64.188	39.688
8-7	9	-0.727	24.50	32.80	64.188	64.915	32.115
7-11	18	-1.448	32.80	41.00	64.915	66.363	25.363
11-10	17	-1.771	41.00	38.30	66.363	68.134	29.834
10-18	16	-0.766	38.30	39.00	68.134	68.890	29.890
8-5	8	0.514	24.50	25.90	64.189	63.674	37.774
5-6	6	-0.044	25.90	34.80	63.674	63.718	28.918
6-7	10	-1.193	34.80	32.80	63.718	64.911	32.111
7-8	9	0.727	32.80	24.50	64.911	64.184	39.684
5-4	5	0.895	25.90	26.50	63.674	62.779	36.279
4-3	4	0.065	26.50	27.50	62.779	62.724	35.224
3-2	3	-0.218	27.50	34.00	62.724	62.942	28.942
2-1	2	-0.479	34.00	35.90	62.942	63.421	27.521
1-6	7	-0.294	35.90	34.80	63.421	63.715	28.915
6-5	6	0.044	34.80	25.90	63.715	63.671	37.771
9-12	19	0.372	23.40	23.00	64.423	64.051	41.051
12-13	20	0.008	23.00	22.90	64.051	64.043	42.043
13-14	21	-0.089	22.90	22.80	64.043	64.132	41.332
14-15	22	-0.866	22.80	22.70	64.132	64.998	42.298
15-9	12	0.575	22.70	23.40	64.998	64.423	41.023
18-19	29	2.211	39.00	37.00	68.900	66.689	29.689
19-24	28	0.791	37.00	38.00	66.689	65.898	27.898
24-23	27	1.514	38.00	32.70	65.898	64.384	37.684
23-22	26	1.637	32.70	34.30	64.384	62.747	28.447
22-21	25	0.503	34.30	23.30	62.747	62.244	38.044
21-20	24	-2.290	23.30	23.00	62.244	64.534	41.534
20-18	23	-0.468	23.00	22.70	64.534	64.992	42.292
18-16	13	-1.999	22.70	23.80	64.992	66.991	43.191
16-17	14	-0.472	23.80	31.00	66.991	67.463	36.463
17-13	15	-1.431	31.00	39.00	67.463	68.894	29.894
21-25	30	0.603	23.30	25.00	62.224	61.621	32.621
25-28	31	0.419	25.00	27.70	61.621	61.202	33.502
28-29	32	-0.003	27.70	28.20	61.202	61.205	36.005
29-26	33	-0.060	28.20	28.40	61.205	61.265	32.865
26-27	34	-0.568	28.40	38.30	61.265	61.833	28.533
27-22	35	-0.898	38.30	34.30	61.833	62.731	28.431
22-21	25	0.503	34.30	23.30	62.731	62.228	38.028
21-20	24	1.477	23.30	29.50	62.228	62.535	38.035
20-18	23	-1.375	23.00	33.95	62.535	62.900	32.800
18-16	13	-0.646	33.95	38.10	62.900	61.546	32.846
16-17	14	-0.293	38.10	38.30	61.546	61.833	28.533
17-13	15	0.568	38.30	28.40	61.833	61.202	33.502
26-29	33	0.060	28.40	28.20	61.202	61.241	33.041
29-28	32	0.003	28.20	27.70	61.241	61.208	33.508

ALIMENTATION PAR UN RESERVOIR UNIQUE



CONDUITE DE REFOULEMENT

- LONGUEUR $L = 6800\text{ m}$
- DIAMETRE $D = 350\text{ mm}$
- RUGOSITE $K = 0.1\text{ mm}$

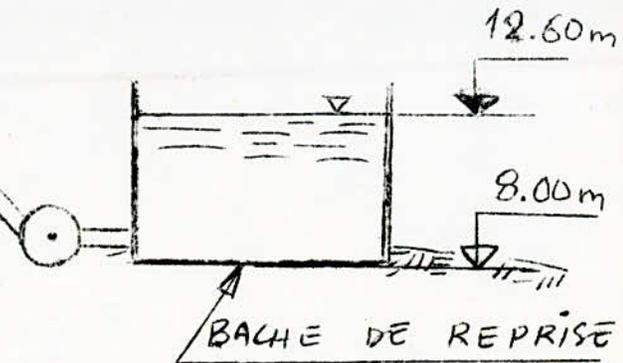
CONDUITE DE DISTRIBUTION

- LONGUEUR $L = 200\text{ m}$
- DIAMETRE $D = 450\text{ mm}$
- RUGOSITE $K = 0.1\text{ mm}$

IL EST RELIE AU NCEUD (18)

POMPE :

- CENTRIFUGE A AXE HORIZONTAL
- TYPE ME
- $N = 1450\text{ tr/mn}$
- RENDEMENT $\eta = 0.74\text{ (74\%)}$



3.2. ALIMENTATION PAR DEUX RESERVOIRS:

On adopte l'emplacement de deux réservoirs:

- le premier à l'EST, d'une capacité de 2000 m^3 , situé à 72 m, avec un trop plein de 78,10 m;

- le second est identique, mais il est à l'Ouest de la ville.

$$\begin{aligned} V &= 2000 \text{ m}^3 \\ H &= 6,1 \text{ m} \end{aligned} \quad \Longrightarrow \quad D = 21\text{m}.$$

- Ces réservoirs sont semi-enterrés, circulaires avec un diamètre de (21m).

REMARQUE:

La répartition de la capacité globale (4000 m^3) entre les deux réservoirs est arbitraire; une étude sera faite après calcul du réseau.

3.2.1. CALCUL DU RESEAU:

Le même programme que le précédent, mais il y a des modifications lors de la préparation des données, c'est que dans ce cas on doit introduire des "branches fictives".

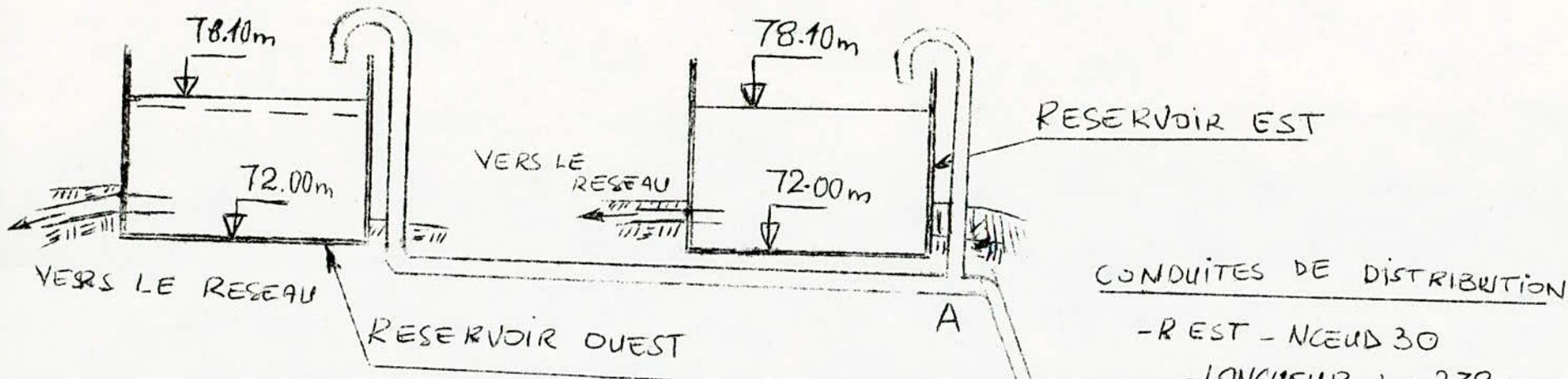
Une branche fictive est une ligne qui joint le réservoir à la côte maximale, à un autre réservoir ou à l'extrémité, dont la charge est connue. Les branches fictives tracées sur le schéma du réseau, le transforment en un réseau purement maille.

On admet le sens d'écoulement dans ces branches suivant les diminutions des charges.

Les branches fictives seront numérotées après toutes autres branches. On donne la valeur ZERO pour leur longueur et leur diamètre. Pour le débit on prend une valeur arbitraire, qui n'a aucune influence sur les déroulements des calculs.

En 1050 DATA on donnera pour chaque branche fictive, la valeur (a) égale à la différence des charges à des extrémités de la dite branche et (b = 0).

ALIMENTATION PAR DEUX RESERVOIRS

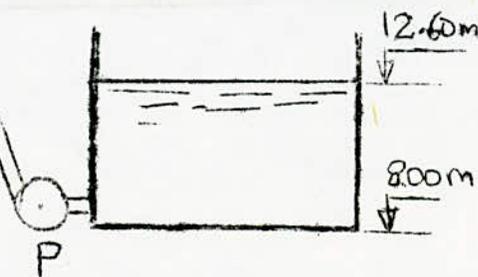


(23) CONDUITES D'ADDUCTION

- CONDUITE PRINCIPAL (TRONÇON P-A).
- LONGUEUR $L = 5580\text{m}$
- DIAMETRE $D = 350\text{mm}$.
- RUGOSITE $k = 0.1\text{mm}$
- CONDUITE A - RESERVOIR EST
- LONGUEUR $L = 20\text{m}$
- DIAMETRE $D = 200\text{mm}$
- CONDUITE A - RESERVOIR OUEST
- LONGUEUR $L = 3150\text{m}$
- DIAMETRE $D = 300\text{mm}$.

CONDUITES DE DISTRIBUTION

- R-EST - NCEUD 30
- LONGUEUR $L = 238\text{m}$
- DIAMETRE $D = 300\text{mm}$
- R-OUEST - NCEUD 1
- LONGUEUR $L = 376\text{m}$
- DIAMETRE $D = 300\text{mm}$



(24)

Pour notre cas la branche fictive sera la branche (41) et en 1050 DATA 0,0 (a = 0, b = 0).

3.2.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL:

Les mêmes formules que précédemment.

Les pressions trouvées varient entre 22,561 et 40,272 m.

3.2.3. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS:

- Pour trouver la bonne répartition de la capacité globale entre les deux réservoirs (capacité de chaque réservoir), on a calculé le réseau pour différentes périodes de la journée, tout en considérant les réductions sur le débit distribué, réparties comme suit:

- De 22^h à 6^h:

$$Q = 1,4q.$$

* Le coefficient de réduction pour une période donnée est le rapport entre le paramètre de réduction de cette période et le coefficient de pointe (égale à 3).

- De 22^h à 6^h:

$$Q = 0,14q.$$

$$\text{Coefficient de réduction: } \frac{0,14}{3} = 0,047.$$

- De 6^h à 7^h_{30mn} et de 16^h à 18^h:

$$\text{Coefficient de réduction: } \frac{1,7}{3} = 0,567.$$

- De 12^h à 16^h et de 18^h à 22^h:

$$\text{Coefficient de réduction: } \frac{0,43}{3} = 0,144.$$

Après calcul de réseau on obtient les résultats suivants:

Pour nos calculs, ce sont les branches (40) et (1) qui nous intéressent; donc on ne prend que leurs résultats:

NŒUDS	BRANCHES	PERTES DE CHARGE DH (m)	CÔTES DU TERRAIN (m)		CÔTES PIEZOMETRIQUES		PRESSIONS AU SOL (mc)
			AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	
R-1	1	4.931	72.00	35.90	—	67.609	31.709
1-2	2	0.241	35.90	34.00	67.609	67.368	33.368
2-3	3	0.418	34.00	27.50	67.368	66.950	39.45
3-4	4	0.604	27.50	26.50	66.950	66.356	39.856
4-5	5	0.599	26.50	25.90	66.356	65.757	39.857
5-6	6	-0.378	25.90	34.80	65.757	66.135	32.335
6-7	7	-1.576	34.80	35.90	66.135	67.711	31.811
6-5	6	0.378	34.80	25.90	66.135	65.757	39.857
5-8	8	1.633	25.90	24.50	65.757	64.124	39.624
8-7	9	-0.227	24.50	32.80	64.124	64.351	31.551
7-6	10	-2.784	32.80	34.80	64.351	66.129	32.335
7-8	9	0.227	32.80	24.50	64.351	64.124	39.624
8-9	11	1.083	24.50	23.40	64.124	63.041	39.641
9-15	12	0.412	23.40	22.70	63.041	62.629	39.930
15-16	13	0.014	22.70	23.80	62.629	62.615	38.815
16-17	14	-0.045	23.80	31.00	62.615	62.660	31.660
17-18	15	-0.213	31.00	39.00	62.660	62.873	23.873
18-10	16	-0.079	39.00	38.30	62.873	62.952	24.652
10-11	17	-0.609	38.30	41.00	62.952	63.561	22.561
11-17	18	-0.790	41.00	32.80	63.561	64.351	31.551
9-12	19	+0.480	23.40	23.00	63.041	62.561	39.561
12-13	20	0.130	23.00	22.90	62.561	62.431	39.751
13-14	21	0.033	22.90	22.80	62.431	62.398	39.598
14-15	22	-0.284	22.80	22.70	62.398	62.642	39.840
15-9	12	-0.412	22.70	23.40	62.642	63.054	39.654
18-17	15	0.213	39.00	31.00	62.873	62.660	31.660
17-16	14	0.045	31.00	23.80	62.660	62.615	38.815
16-15	13	-0.014	23.80	22.70	62.615	62.629	39.929
15-20	23	-0.151	22.70	23.00	62.629	62.780	39.780
20-21	24	-0.792	23.00	23.30	62.780	63.572	40.272
21-22	25	-0.058	23.30	34.30	63.572	63.630	29.330
22-23	26	0.170	34.30	32.70	63.630	63.460	30.760
23-24	27	0.140	32.70	38.00	63.460	63.320	25.320
24-19	28	0.460	38.00	37.00	63.320	62.860	25.860
19-18	29	-0.013	37.00	39.00	62.860	62.873	23.873
22-21	25	0.058	34.30	23.30	63.630	63.572	40.272
21-25	30	-0.049	23.30	25.00	63.572	64.621	39.521
25-28	31	-2.949	25.00	27.70	64.621	67.460	39.760
28-29	32	-0.118	27.70	28.20	67.460	67.578	39.378
29-26	33	-0.073	28.20	28.40	67.578	67.651	38.251
26-27	34	-1.048	28.40	38.30	67.651	68.699	30.399
27-22	35	5.079	38.30	34.30	68.699	63.620	29.320
27-24	34	1.048	38.30	28.40	68.699	67.651	38.251
26-29	33	0.073	28.40	28.20	67.651	67.578	39.378
23-28	32	0.118	28.20	27.70	67.578	67.460	39.760
22-32	36	-0.688	27.70	28.60	67.460	68.148	39.548
32-31	37	-0.432	28.60	39.95	68.148	68.580	28.630
31-30	38	-0.710	39.95	38.10	68.580	69.290	31.190
30-27	39	0.590	38.10	38.30	69.290	68.700	30.400
RE-30	40	2.710	72.00	38.10	—	69.290	31.190

VALEURS DES PRESSIONS AU SOL

Périodes	0	6 ^h	7 ^h 30mn	12 ^h	16 ^h	18 ^h	22 ^h	24 ^h
	D E B I T S (L/S)							
1	6,725	82,248	145,123	20,677	82,248	20,677	6,425	
40	7,00	83,316	146,877	21,371	83,316	21,371	7,00	

Ces résultats nous permettent de trouver la capacité de chaque réservoir graphiquement (graphes ci-après).

3.2.4. CONCLUSION:

Réservoir Est (capacité 1840 m³);

Réservoir Ouest (capacité 1807,5 m³).

Les capacités des réservoirs ne présentent pas une grande différence, ce qui nous permet de prendre des réservoirs à capacité égale.

La répartition considérée au début a été logique, donc les réservoirs auront une capacité de 2000 m³ chacun.

3.3. RESERVOIR PRINCIPAL ET RESERVOIR D'EQUILIBRE:

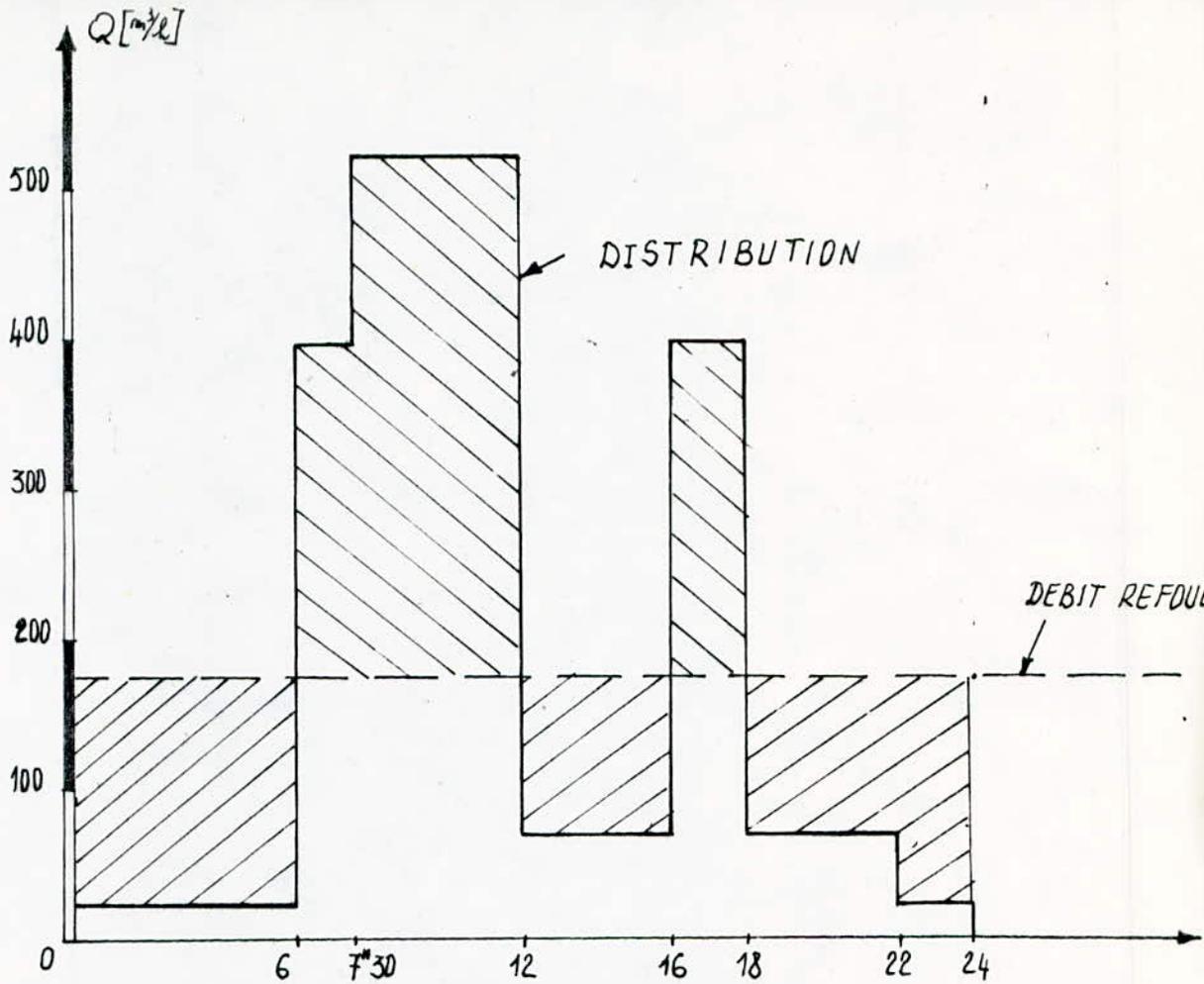
Ces deux réservoirs sont semi-enterrés, le réservoir principal est placé à 72 m d'altitude, l'emplacement du réservoir d'équilibre reste à déterminer.

3.3.1. CALCUL DU RESEAU:

Le même programme que le précédent, avec une modification en 1050 DATA, pour "a", elle n'est plus égale à zéro. Lors des calculs on donne une valeur arbitraire à "a". Une fois les résultats trouvés, on vérifie, si le volume rentrant au réservoir d'équilibre est égal au volume sortant.

Si c'est le cas, la valeur prise pour "a" est bonne, et c'est la position voulue au réservoir d'équilibre.

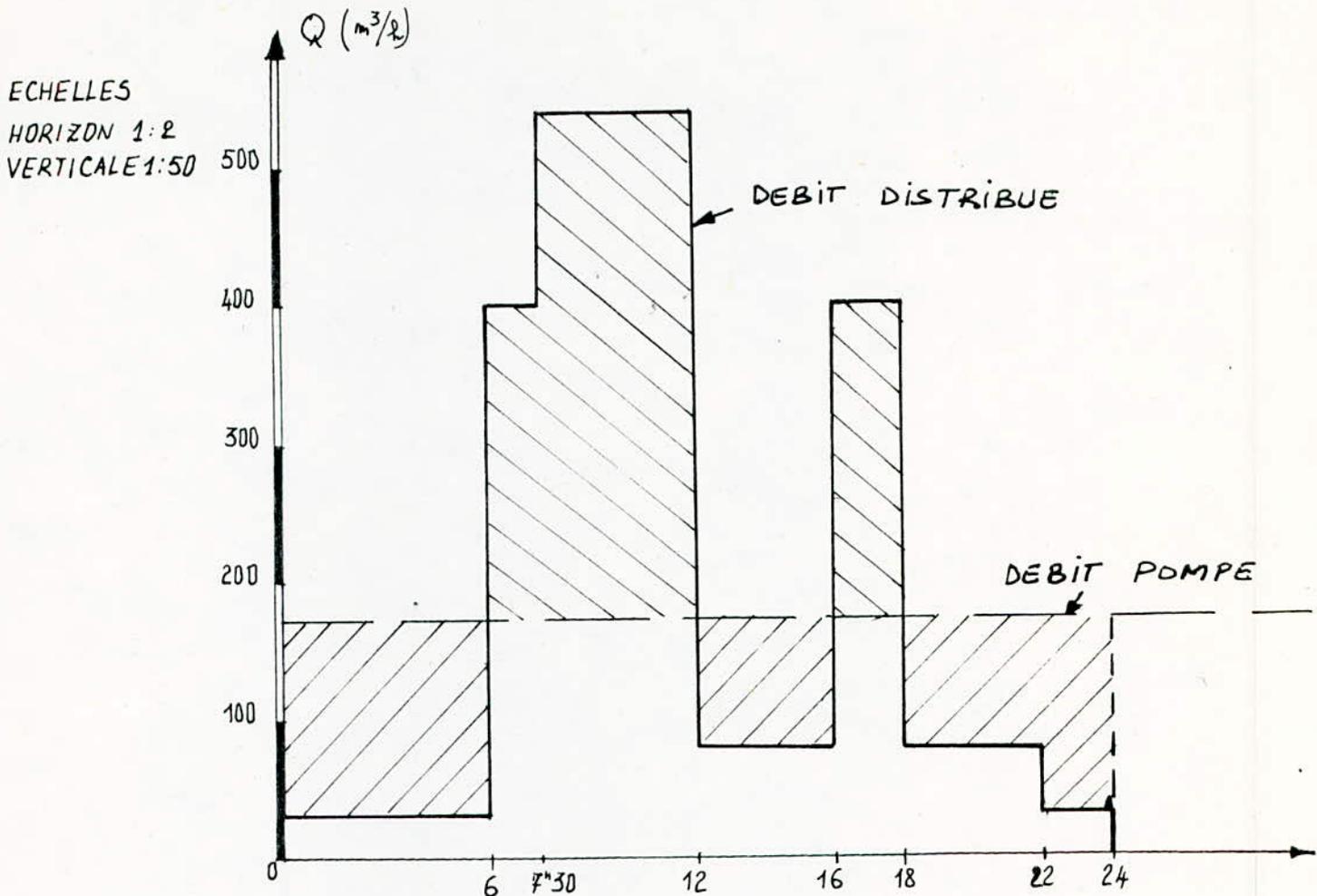
ECHELLE
HORIZONT 1:2
VERTICAL 1:50



DEBIT POMPE HOIR (m³/h)	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9
DEBIT DISTRIBUE HOIR (m³/h)	24,21		522,83	74,43	349,8	74,43	24,25
VOLUME POMPE (m³)	1049,4	1049,4	787,05	699,6	349,8	699,6	349,8
VOLUME POMPE TOTAL (m³)	1049,4	1311,75	2098,80	2798,4	3148,2	3847,8	4197,6
VOLUME DISTRIBUE	145,26		2352,735	297,72	592,2	297,72	484,2
VOLUME DISTRIBUE TOTAL	145,26	589,41	2942,145	3239,865	3832,065	4129,785	4178,205
CONTENU DU RESERVOIR	+904,14	+722,34	-843,345	-441,465	-683,865	-281,985	+19,395
CAPACITE NECESSAIR DU RESERVOIR	+904,14 - (-843,345) = 1747,5 m³						

CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR OUEST

CAPACITÉ OUEST : $1747,5 + 60 = 1807,5 \text{ m}^3$



DEBIT POMPE HORAIRE (m³/s)	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9	174,9
DEBIT DISTRIBUE HORAIRE (m³/h)	25,20	300	528,75	77	300	77	25,2
VOLUME POMPE (m³)	10941,4	26235	787,05	699,6	349,8	699,6	349,8
VOLUME POMPE TOTAL (m³)	1094,4	1311,75	2098,8	2798,4	3148,2	3847,8	4197,6
VOLUME DISTRIBUE (m³)	151,2	450	2379,375	308	600	308	50,4
V.D.T (VOLUME DISTRIBUE (m³))	151,2	601,2	2980,575	3288,575	3888,575	4196,575	4246,975
CONTENU DU RESERVOIR	+898,2	+710,55	-881,795	-490,175	-740,375	-348,775	-49,375
CAPACITE	+898,2 - (-881,795) = 1779,995						

CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EST

$$V_{RT} = 1780 + 60 = 1840 \text{ m}^3$$

(28)

Dans le cas contraire, il faut l'élever ou l'abaisser suivant les cas:

- le volume rentrant est supérieur au volume sortant, il faut élever le réservoir;

- le volume rentrant est inférieur, il faut l'abaisser.

* Pour $a = 4$ (1050 DATA 4,0).

Le calcul a été fait pour toutes les périodes de la journée, en considérant les coefficients de réductions calculés précédemment.

On ne prend que les résultats considérés dans le calcul (résultats de la branche 1).

- débits entrants sont précédés d'un signe "plus";

- débits sortants sont précédés d'un signe "moins".

de 0 ^h à 6 ^h	+ 36,948 l/s;
6 ^h à 7h30mn	- 2,642 l/s;
7 ^h 30mn à 12 ^h	- 46,624 l/s;
12 ^h à 16 ^h	+ 31,933 l/s;
16 ^h à 18 ^h	- 2,642 l/s;
18 ^h à 22 ^h	+ 31,933 l/s;
22 ^h à 24 ^h	+ 36,948 l/s.

- Calcul des volumes:

* Volume entrant: Le volume entrant au réservoir pendant la journée est égal à la somme des volumes entrants de différentes périodes pendant cette journée.

* Volume entrant pendant une période: il est égal au produit de débit entrant pendant la période par sa durée (en seconde).

* Il est de même pour les volumes sortants.

(29)

- Volume rentrant:

$$V_{R1} = 36,948.8.3,6 = 1064 \text{ m}^3$$

$$V_{R2} = 31,933.8.3,6 = 1148,50 \text{ m}^3.$$

$$V_{RT} = V_{R1} + V_{R2} = 2212,58 \text{ m}^3.$$

- Volume sortant:

$$V_{S1} = 2,642.3,5.3,6 = 33,30 \text{ m}^3$$

$$V_{S2} = 46,624.4,5.3,6 = 679,77 \text{ m}^3$$

$$V_{ST} = V_{S1} + V_{S2} = 713 \text{ m}^3.$$

V_{RT} est supérieur à V_{ST} donc on doit élever le réservoir d'équilibre (prendre une valeur de "a" plus petite). On prend $a = 1,50\text{m}$, ce qui nous donne pour l'instruction 1050:

1050 DATA 1.50,0.

- Résultats de calcul (Branche 1).

de 0 ^h à 6 ^h	+ 20,285 l/s;
6 ^h à 7 ^h 30mn	- 25,022 l/s;
7 ^h 30mn à 12 ^h	- 57,683 l/s;
12 ^h à 16 ^h	+ 15,143 l/s;
16 ^h à 18 ^h	- 25,022 l/s;
18 ^h à 22 ^h	+ 15,143 l/s;
22 ^h à 24 ^h	+ 20,285 l/s.

(30)

- Volume rentrant:

$$V_{R1} = 20,285.8.3,6 = 599,76 \text{ m}^3;$$

$$V_{R2} = 15,143.8.3,6 = 436,118 \text{ m}^3;$$

$$V_{RT} = V_{R1} + V_{R2} = 1035,87 \text{ m}^3.$$

- Volume sortant:

$$V_{S1} = 25,022.3.5.3,6 = 315,27 \text{ m}^3;$$

$$V_{S2} = 57,683.4.5.3,6 = 934,46 \text{ m}^3;$$

$$V_{ST} = 1249,73 \text{ m}^3.$$

V_{RT} est inférieur à V_{ST} donc on doit abaisser le réservoir, on prend $a = 1,85 \text{ m}$ et on refait le calcul du réseau en considérant les mêmes données avec une modification dans l'instruction 1050 DATA; on aura 1050 DATA 1.85,0.

- Résultats de calcul (Branche 1).

de	0 ^h à 6 ^h	+ 23,728 l/s;
	6 ^h à 7h30mn	- 23,256 l/s;
	7 ^h 30mn à 12 ^h	- 56,519 l/s;
	12 ^h à 16 ^h	+ 18,165 l/s;
	16 ^h à 18 ^h	- 23,256 l/s;
	18 ^h à 22 ^h	+ 18,165 l/s;
	22 ^h à 24 ^h	+ 23,728 l/s.

(31)

- Volume rentrant:

$$V_{R1} = 23,728.8.3,6 = 683,36 \text{ m}^3;$$

$$V_{R2} = 18,165.8.3,6 = 523,15 \text{ m}^3;$$

$$V_{RT} = V_{R1} + V_{R2} = 1206,51 \text{ m}^3.$$

- Volume sortant:

$$V_{S1} = 23,256.3,5.3,6 = 292,95 \text{ m}^3;$$

$$V_{S2} = 56,519.4,5.3,6 = 915,6 \text{ m}^3;$$

$$V_{ST} = V_{S1} + V_{S2} = 1208,55 \text{ m}^3.$$

$V_S - V_R = 2 \text{ m}^3$ c'est admissible comme différence, ce qui nous permet de dire que $V_S = V_R$ donc c'est la position voulue pour le réservoir d'équilibre.

$a = 1,85 \text{ m}$ représente la différence de niveau entre le trop plein de réservoir principal (78,1m) et le trop plein de réservoir d'équilibre (78,1 - 1,85 = 76,25 m).

Avec une hauteur égale à 6m, la cote de radier de réservoir d'équilibre sera de 76,25 - 6 = 70,25m.

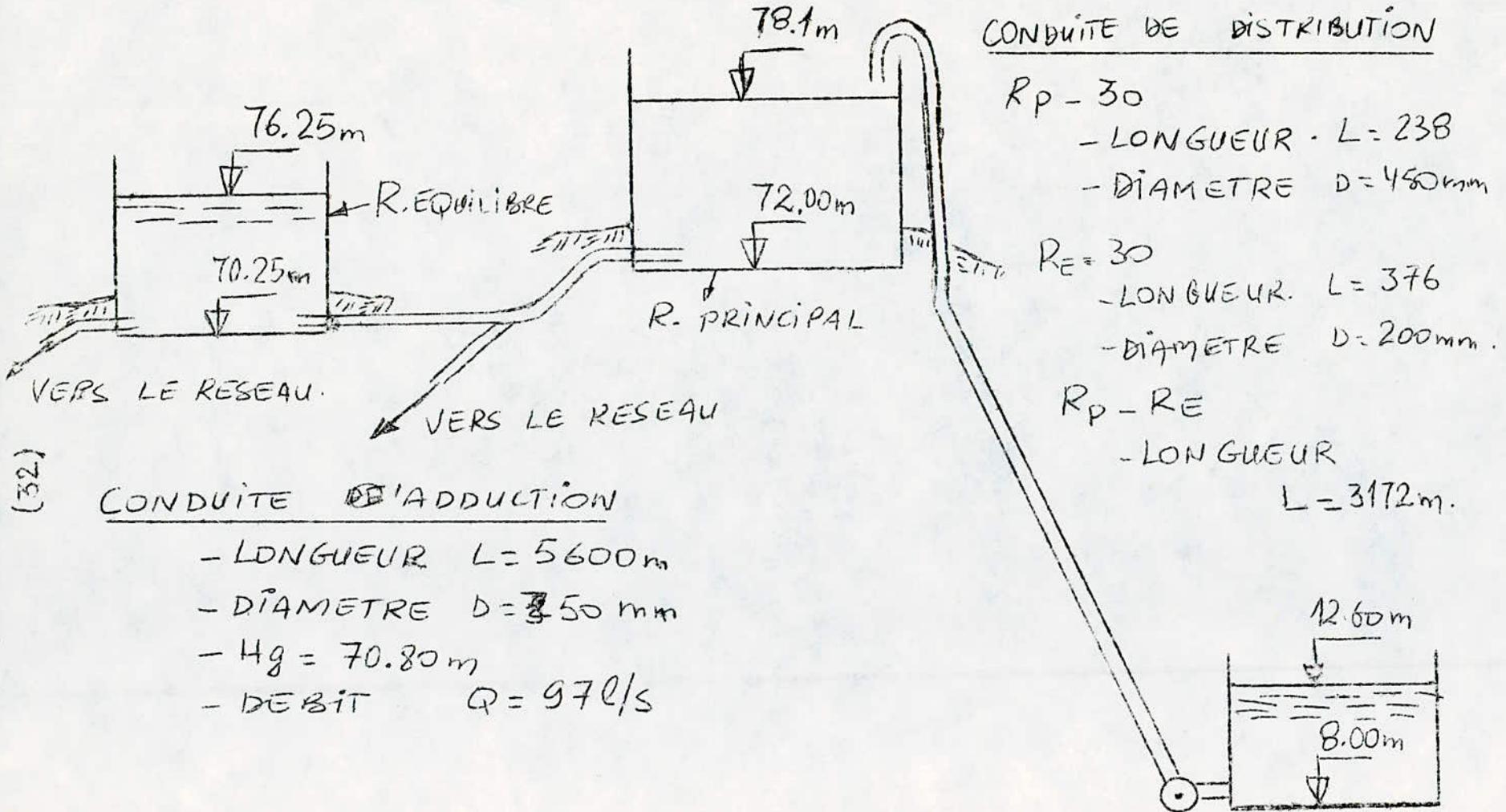
REMARQUE:

Lors de nos calculs on a considéré les conditions de consommation moyenne au cours de la journée, autrement dit le problème aura été plus complexe avec le phénomène des oscillations dans les deux réservoirs (les variations des cotes des surfaces libres dans les deux réservoirs), on a négligé ces variations.

L'alimentation de réservoir d'équilibre se fait par la partie inférieure.

On installe un robinet flotteur, qui obture la conduite d'aduction au cas où le niveau maximum est atteint.

RESERVOIR PRINCIPAL ET RESERVOIR D'EQUILIBRE



(32)

CALCULS DE RESEAU CHERCHEL 3-1.85 - 1

STRUCTURE DE RESEAU

MAILLE	1	BRANCHES:	2	-3	-4	-5	-6	7									
"	2	"	:	6	-8	-9	-10										
"	3	"	:	-11	-12	-13	-14	-15	16	17	18	9					
"	4	"	:	-19	-20	-21	-22	12									
"	5	"	:	-23	-24	25	26	27	28	29	15	14	13				
"	6	"	:	-30	-31	-32	-33	-34	35	-25							
"	7	"	:	-36	-37	-38	39	34	33	32							
"	8	"	:	1	7	10	-18	-17	-16	-29	-28	-27	-26	-35	-39	-40	41

RESULTATS DES CALCULS

BRANCHE	DIAMETRE MM	DEBIT L/S	VITESSE M/S	PERTE DE CHARGE M
1	250	56.519	1.151	1.717
2	150	.612	.035	.002
3	150	2.388	.135	.018
4	150	4.388	.248	.142
5	200	21.388	.681	.911
6	200	20.867	.664	.668
7	200	30.131	.959	1.746
8	200	13.521	.430	.300
9	200	14.380	.458	.289
10	250	10.040	.204	.083
11	250	7.142	.145	.016
12	200	14.773	.470	.381
13	250	10.420	.212	.043
14	250	18.420	.375	.024
15	250	20.420	.416	.085
16	250	28.339	.577	.084
17	250	18.339	.374	.110
18	250	13.339	.272	.057
19	200	5.368	.171	.042
20	200	6.368	.203	.019
21	200	12.368	.394	.167
22	250	21.368	.435	.169
23	250	42.721	.870	.822
24	300	55.721	.788	.577
25	300	.122	.002	0.000
26	300	60.760	.859	.302
27	300	59.760	.846	.265
28	300	56.760	.803	.298
29	300	42.760	.605	.374
30	300	62.843	.889	.839
31	350	80.843	.840	.644
32	300	56.771	.803	.235
33	300	63.771	.902	.113
34	300	68.771	.973	.460
35	300	80.638	1.141	2.285
36	300	35.072	.496	.434
37	300	45.072	.638	.244
38	300	54.072	.765	.941
39	350	164.409	1.709	.808
40	450	225.481	1.417	.831
41	0	358.519	0.000	1.850

APROXIMATION 13 ERREUR MAX DE H .0184695718098 CORRECTION MAX DE Q

.0745912291551

VALEURS DES PRESSIIONS AU SOL

NCEDES	BRANCHES	PERTES DE CHARGE DH (m)	COTES DU TERRAIN		COTES PIEZOMETRIQUES		PRESSIONS AU SOL (m)
			AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	
Re-30	40	0.831	72.00	38.10	—	71.169	33.069
30-31	38	0.941	38.10	39.95	71.169	70.228	30.278
31-32	37	0.244	39.95	28.60	70.228	69.984	41.384
32-28	36	0.434	28.60	27.70	69.984	69.550	41.850
28-29	32	-0.235	27.70	28.20	69.550	69.785	41.585
29-26	33	-0.113	28.20	28.40	69.785	69.898	41.498
26-27	34	-0.460	28.40	38.30	69.898	70.358	32.058
27-30	39	0.808	38.30	38.10	70.358	69.550	31.450
27-22	35	2.285	38.30	34.30	70.358	68.073	33.773
22-21	25	0.000	34.30	23.30	68.073	68.073	44.773
21-25	30	-0.839	23.30	25.00	68.073	68.912	43.912
25-28	31	0.644	25.00	27.70	68.912	69.556	41.856
22-23	26	0.302	34.30	32.70	68.073	67.771	35.071
23-24	27	0.265	32.70	38.00	67.771	67.506	29.506
24-19	28	0.298	38.00	37.00	67.506	67.208	30.208
19-18	29	0.374	37.00	39.00	67.208	66.834	27.834
18-17	15	0.095	39.00	31.00	66.834	66.749	35.749
17-16	14	0.024	31.00	23.80	66.749	66.725	42.925
16-15	13	0.043	23.80	22.70	66.725	66.682	43.982
15-20	23	-0.822	22.70	23.00	66.682	67.504	44.504
20-21	24	-0.577	23.00	23.30	67.504	68.081	44.781
21-22	25	0.000	23.30	34.30	68.081	68.081	33.781
15-9	12	0.381	22.70	23.40	66.682	66.301	42.901
9-12	19	-0.042	23.40	23.00	66.301	66.343	43.343
12-13	20	-0.019	23.00	22.90	66.343	66.362	43.462
13-14	21	-0.157	22.90	22.80	66.362	66.519	43.719
14-15	22	-0.169	22.80	22.70	66.519	66.688	43.988
18-10	16	0.084	39.00	38.30	66.834	66.750	28.450
10-11	17	0.110	38.30	41.00	66.750	66.640	25.640
11-7	18	0.057	41.00	32.80	66.640	66.583	33.783
7-8	9	0.289	32.80	24.50	66.583	66.294	41.794
8-9	11	-0.016	24.50	23.40	66.294	66.310	42.910
9-15	12	-0.381	23.40	22.70	66.310	66.691	43.991
15-16	13	-0.043	22.70	23.80	66.691	66.734	42.934
16-17	14	-0.024	23.80	31.00	66.734	66.758	35.758
17-18	15	-0.085	31.00	39.00	66.758	66.843	27.843
7-6	10	-0.083	32.80	34.80	70,191	70,270	35,47
6-5	6	0.668	34,80	25.90	70,270	69,602	43,702
5-8	8	-0.300	25,90	24.50	69,602	69,902	45,402
8-7	9	-0.289	24,50	32.80	69,902	70,191	37,391
6-1	7	1.746	34,80	35.90	70,270	68,524	32,624
5-6	6	-0.668	25,90	34,80	69,602	70,27	35,47
4-5	5	-0.911	26.50	25.90	68,691	69,602	43,702
3-4	4	-0.142	27.50	26.50	68,549	68,691	42,191
2-3	3	-0.018	34.00	27.50	68,531	68,549	41,049
1-2	2	0.002	35.90	34.00	68,53	68,531	34,531
Ro-1	1	1.717	70,25	35.90	✓	68,533	32,633

3.3.2. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL:

Même méthodes de calcul que précédemment.

3.3.3. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS:

Pour le calcul de ces capacités, on doit tout d'abord calculer la capacité de réservoir principal en considérant les volumes sortants de réservoir au cours des deux premières périodes de forte consommation (6h à 7h30mn et 7h30mn à 12h), et les volumes refoulés; et ensuite on retranche la valeur trouvée de la capacité globale (3637 m³), ce qui nous donne la capacité de réservoir d'équilibre.

La capacité du réservoir principal est égale à la consommation moins l'apport des deux premières périodes de forte consommation.

Pendant la première période (6h à 7h30mn) on a:

- un débit distribué de 137,638 l/s;
- un débit refoulé de 87 l/s.

Le volume dans cette période est:

$$V_1 = (137,638 - 87) \cdot 1,5 \times 3,6 = 219,40 \text{ m}^3.$$

Pendant la seconde période (7h30mn à 12h) on a:

- un débit distribué de 225,481 l/s;
- un débit refoulé de 97 l/s.

Le volume est:

$$V_2 = (225,481 - 97) \cdot 4,5 \cdot 3,6 = 2039,4 \text{ m}^3.$$

La capacité de réservoir principal:

$$V_{RP} = V_1 + V_2 + \text{volume d'incendie} = 2430 \text{ m}^3.$$

La capacité de réservoir d'équilibre est:

$$V_{RE} = V_{RT} - V_{RP} = 1207 \text{ m}^3.$$

On arrondie ces valeurs à:

$$\begin{aligned} \text{Réservoir principal} : V_{RP} &= 2500 \text{ m}^3. \\ \text{Réservoir d'équilibre} : V_{RE} &= 1300 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

3.3.4. CONCLUSION:

Les valeurs de pressions varient entre 25,640 et 44,781 m.

3.4. ALIMENTATION PAR LA CONDUITE D'ADDUCTION ET L'INSTALLATION
DE DEUX RESERVOIRS.

Les réservoirs sont de type semi-enterrés situés, l'un à l'Ouest et l'autre à l'Est de la ville.

3.4.1. CALCUL DE RESEAU:

Le même programme que précédemment.

3.4.2. EMBLACEMENT DES RESERVOIRS:

En premier lieu on a considéré que les réservoirs sont disposés à 72 m.

Pour déterminer l'emplacement exact des réservoirs, on doit tout d'abord calculer le réseau pour différentes périodes de la journée, et ensuite vérifier s'il y a égalité entre les volumes rentrants et sortants des réservoirs.

Dans le cas où l'égalité s'établisse, les positions considérées sont à adopter, et dans le cas contraire, les réservoirs seront élevés ou abaissés suivant les cas:

- Si le volume rentrant au réservoir EST est supérieur au volume sortant de ce réservoir et le volume rentrant au réservoir Ouest est inférieur au volume sortant de ce réservoir, on doit abaisser le réservoir Ouest, et maintenir le réservoir Est à sa position.

- Dans la cas contraire, on procède différemment.

RESULTAT DE CALCUL:

Pour les résultats, on ne prend que les résultats des branches qui nous intéresse dans les calculs.

* Les débits rentrants sont précédés d'un signe "moins";

* Les débits sortants sont précédés d'un signe "plus".

Périodes									
Branches	0h	6h	7h30mn	12h	16h	18h	22h	24h	
1	+51,883	-25,672	-86,913	+38,03	-25,672	+38,03	+51,883		
40	+32,483	-41,888	-107,087	+16,07	-41,888	+16,07	+32,483		

- Réservoir Est:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 86,913 \times 4,5 \times 3,6 = 1407,99 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 25,672 \times 3,5 \times 3,6 = 323,46 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 1731,45 \text{ m}^3.$$

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 51,883 \times 8 \times 3,6 = 1494,3 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 38,03 \times 8 \times 3,6 = 1095,26 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 2589,5.$$

- Réservoir Ouest:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 107,087 \times 4,5 \times 3,6 = 1734,81 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 41,888 \times 3,5 \times 3,6 = 527,78 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 2262,6 \text{ m}^3.$$

(37)

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 32,483 \times 8 \times 3,6 = 935,51 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 16,07 \times 8 \times 3,6 = 462,816 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 1398,326 \text{ m}^3.$$

CONCLUSION:

- Réservoir Est $V_R > V_S$.

- Réservoir Ouest $V_R < V_S$.

Donc on doit abaisser le réservoir Ouest; il sera abaissé de 3 mètres.
On calcule le réseau avec les mêmes données, avec une modification dans l'instruction 1050 DATA, on aura 1050 DATA 3,0.

! Périodes!								
!Branches	!0h	6h	7h30mn	12h	16h	18h	22h	24h!
! 1	!+45,573!	!-38,366!	!-95,991!	!+31,775!	!-38,366!	!+31,775!	!+45,573!	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!
! 40	!+38,703!	!-29,224!	!-98,009!	!+24,125!	!-29,224!	!+24,125!	!+38,703!	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!

- Réservoir Est:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 95,991 \times 4,5 \times 3,6 = 1555 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 38,366 \times 3,5 \times 3,6 = 483,4 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 2038,4 \text{ m}^3.$$

(38)

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 45,573 \times 8 \times 3,6 = 1312,5 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 31,775 \times 8 \times 3,6 = 915,12 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 2227,5 \text{ m}^3.$$

- Réservoir Ouest:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 98,009 \times 4,5 \times 3,6 = 1587,7 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 29,224 \times 3,5 \times 3,6 = 368,2 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 1955,9 \text{ m}^3.$$

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 38,703 \times 8 \times 3,6 = 1114,6 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 24,125 \times 8 \times 3,6 = 694,8 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 1809,44 \text{ m}^3.$$

CONCLUSION:

- Réservoir Est $V_R > V_S$.

- Réservoir Ouest $V_R < V_S$.

Toujours dans le même cas, donc on doit encore abaisser le réservoir Ouest; il sera abaissé de 0,75 m.

On calcule le réseau avec les mêmes données avec une modification dans l'instruction 1050; on aura 1050 DATA 3,75,0.

Périodes								
Branches	0h	6h	7h30mn	12h	16h	18h	22h	24h
1	+44,045	-40,999	-97,945	+29,05	-40,999	+29,05	+44,045	
40	+40,231	-26,561	-96,055	+25,05	-26,561	+25,05	+40,231	

- Réservoir Est:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 97,945 \times 4,5 \times 3,6 = 1587 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 40,999 \times 3,5 \times 3,6 = 517 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 2104 \text{ m}^3.$$

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 44,045 \times 8 \times 3,6 = 1268,5 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 29,05 \times 8 \times 3,6 = 836,5 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 2105 \text{ m}^3.$$

- Réservoir Ouest:

- Volume sortant (V_S):

$$V_{S1} = 96,055 \times 4,5 \times 3,6 = 1556 \text{ m}^3.$$

$$V_{S2} = 26,561 \times 3,5 \times 3,6 = 334 \text{ m}^3.$$

$$V_S = V_{S1} + V_{S2} = 1890 \text{ m}^3.$$

- Volume rentrant (V_R):

$$V_{R1} = 40,231 \times 8 \times 3,6 = 1157 \text{ m}^3.$$

$$V_{R2} = 25,05 \times 8 \times 3,6 = 721,5 \text{ m}^3.$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} = 1878,5 \text{ m}^3.$$

(40)

CONCLUSION:

- Réservoir Est:

$$V_R - V_S = 1 \text{ m}^3 \text{ donc } V_R \approx V_S.$$

- Réservoir Ouest:

$$V_R - V_S = 11,5 \text{ m}^3.$$

La valeur $(11,5 \text{ m}^3)$ est tolérable donc on considère que $(V_R \approx V_S)$.

* Comme la condition est vérifiée, cela nous permet d'adopter ces positions pour les réservoirs:

- Réservoir EST est à 72 m, avec un trop plein de 78,1 m;

- réservoir OUEST a un trop plein de $(78,1 - 3,75) = 74,35 \text{ m}^3$.

Sa cote de radier est à 68,25 m.

3.4.3. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL:

Même méthode de calcul que précédemment.

Les valeurs des pressions varient entre 27,446 et 43,139 m.

3.4.4. CALCUL DES CAPACITES DES RESERVOIRS:

La capacité de réservoir dans ce cas est égale au volume sortant de ce réservoir au cours des premières périodes de forte consommation (6h à 7h30mn et 7h30mn à 12h), augmente de volume d'incendie (120 m^3) .

a. Réservoir Est:

- de 6h à 7h30mn on a un débit de 40,999 l/s.

Donc le volume est:

$$V_1 = 40,999 \times 1,5 \times 3,6 = 221,4 \text{ m}^3.$$

- de 7h30mn à 12h on a un débit de 97,945 l/s.

Donc le volume est:

$$V_2 = 97,945 \times 4,5 \times 3,6 = 1587 \text{ m}^3.$$

CALCULS DE RESEAU CHERCHEL 4-1-3.75

STRUCTURE DE RESEAU

MAILLE	1	BRANCHES:	2	3	4	5	-6	-7												
"	2	"	:	6	8	-9	-10													
"	3	"	:	11	12	-13	-14	-15	16	17	18	9								
"	4	"	:	19	20	21	-22	-12												
"	5	"	:	23	24	-25	-26	-27	-28	-29	15	14	13							
"	6	"	:	30	-31	-32	-33	-34	35	25										
"	7	"	:	-36	-37	-38	39	34	33	32										
"	8	"	:	1	7	10	-18	-17	-16	29	28	27	26	-35	-39	-40	-41			

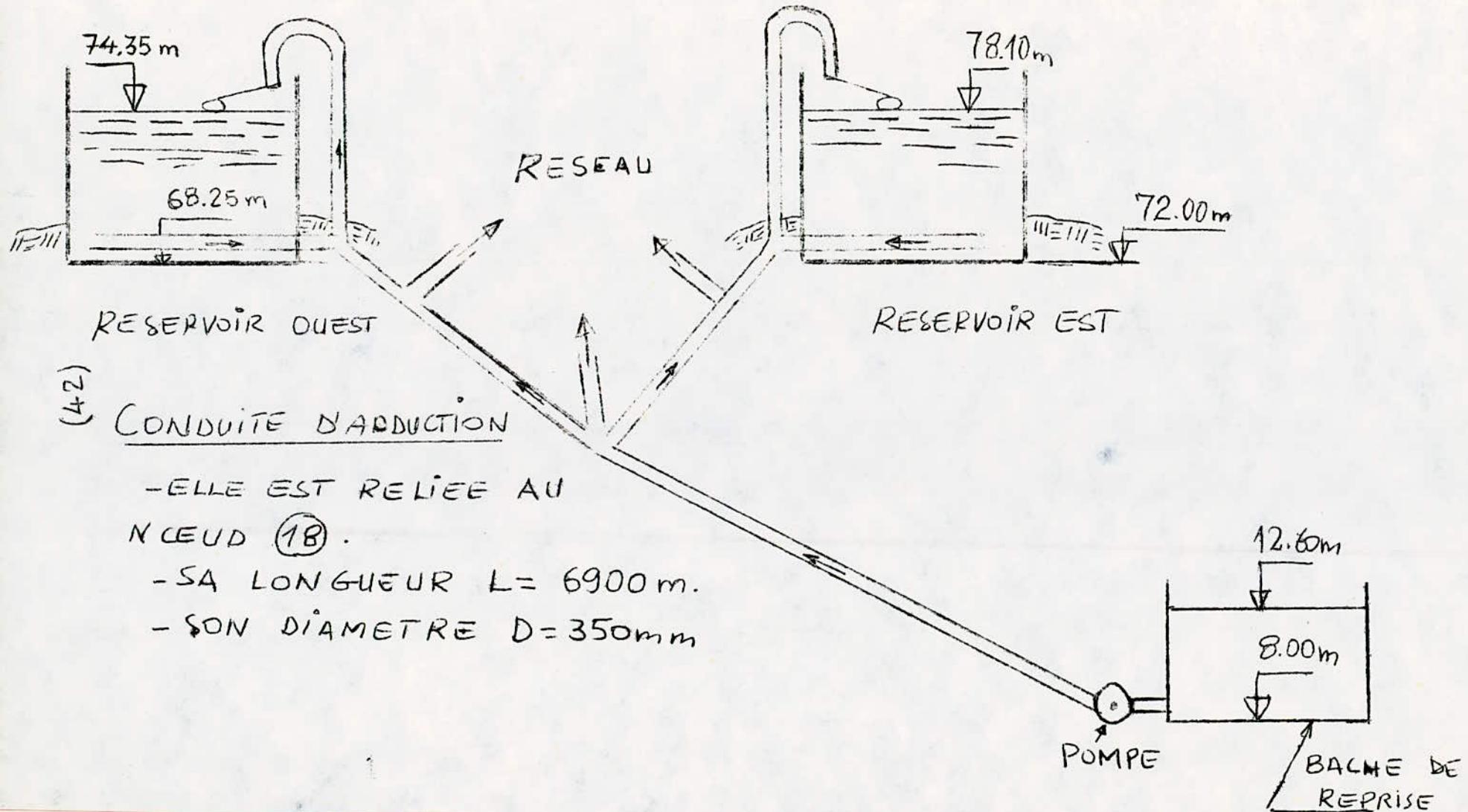
RESULTATS DES CALCULS

BRANCHE	DIAMETRE MM	DEBIT L/S	VITESSE M/S	PERTE DE CHARGE M
1	300	97.945	1.385	2.052
2	250	49.742	1.013	.535
3	250	46.742	.952	.369
4	250	36.742	.748	.593
5	200	27.742	.883	1.494
6	200	7.454	.237	.100
7	200	39.202	1.248	2.892
8	200	22.196	.706	.757
9	200	14.052	.447	.280
10	200	15.748	.501	.573
11	250	28.248	.575	.203
12	150	4.102	.232	.148
13	250	37.147	.757	.458
14	250	45.147	.920	.130
15	250	47.147	.960	.411
16	200	22.303	.710	.164
17	200	12.303	.392	.160
18	200	7.303	.232	.057
19	200	11.146	.355	.159
20	200	10.146	.383	.044
21	150	4.146	.283	.088
22	150	4.854	.235	.133
23	200	19.395	.617	.563
24	150	6.395	.362	.314
25	150	5.444	.308	.166
26	150	6.550	.371	.146
27	150	7.550	.427	.172
28	150	10.550	.597	.398
29	200	24.550	.781	.995
30	150	4.839	.274	.217
31	200	13.161	.419	.345
32	200	18.964	.604	.225
33	200	25.964	.826	.157
34	200	30.964	.985	.774
35	200	18.894	.601	1.113
36	200	5.197	.165	.095
37	200	15.197	.484	.239
38	200	24.197	.770	1.567
39	250	64.858	1.321	.740
40	300	96.055	1.359	1.252
41	0	96.055	0.000	3.750

VALEURS DES PRESSIONS AU SOL

NOEUDS	BRANCHE	PERTES DE CHARGE DH (m)	CÔTES DU TERRAIN (m)		CÔTES PIEZOMETRIQUES		PRESSIONS AU SOL (m)
			AMONT	AVAL	AMONT	AVAL	
Rou-1	1	2.052	72.00	35.90	—	69.948	34.048
1-2	2	0.535	35.90	34.00	69.948	69.413	35.413
2-3	3	0.369	34.00	27.50	69.413	69.044	41.544
3-4	4	0.593	27.50	26.50	69.044	68.451	41.951
4-5	5	1.494	26.50	25.90	68.451	66.957	41.057
5-6	6	-0.100	25.90	34.80	66.957	67.057	32.257
6-1	7	-2.892	34.80	35.90	67.057	69.949	34.049
5-8	8	0.757	25.90	24.50	66.957	66.200	41.700
8-7	9	-0.280	24.50	32.80	66.200	66.480	33.680
7-6	10	-0.573	32.80	34.80	66.480	67.053	32.253
8-9	11	0.203	24.50	23.40	66.200	65.997	42.597
9-15	12	0.148	23.40	22.70	65.957	65.849	43.149
15-16	13	-0.458	22.70	23.80	65.849	66.307	42.507
16-17	14	-0.130	23.80	31.00	66.307	66.437	35.437
17-18	15	-0.411	31.00	39.00	66.437	66.848	27.848
18-10	16	0.164	39.00	38.30	66.848	66.684	28.384
10-11	17	0.160	38.30	41.00	66.684	66.524	25.524
11-7	18	0.057	41.00	32.80	66.524	66.467	33.667
9-12	19	0.159	23.40	23.00	65.997	65.838	42.838
12-13	20	0.044	23.00	22.90	65.838	65.794	42.894
13-14	21	0.088	22.90	22.80	65.794	65.706	42.906
14-15	22	-0.133	22.80	22.70	65.706	65.839	43.139
15-20	23	0.563	22.70	23.00	65.839	65.276	42.276
20-21	24	0.314	23.00	23.30	65.276	64.962	41.662
21-22	25	-0.166	23.30	34.30	64.962	65.128	30.828
22-23	26	-0.146	34.30	32.70	65.128	65.274	32.574
23-24	27	-0.172	32.70	38.00	65.274	65.446	27.446
24-19	28	-0.398	38.00	37.00	65.446	65.844	28.344
19-18	29	-0.995	37.00	39.00	65.844	66.839	27.839
21-25	30	0.217	23.30	25.00	64.962	64.745	39.745
25-28	31	-0.345	25.00	27.70	64.745	65.090	37.390
28-29	32	-0.225	27.70	28.20	65.090	65.315	37.115
29-26	33	-0.157	28.20	28.40	65.315	65.472	37.072
26-27	34	-0.774	28.40	38.30	65.472	66.246	27.946
27-22	35	1.113	38.30	34.30	66.246	65.133	30.833
27-30	39	-0.740	38.30	38.10	66.246	66.986	28.886
30-31	38	-1.567	38.10	38.85	66.986	68.553	28.553
31-32	37	-0.239	38.85	28.60	68.553	68.792	40.192
32-28	36	-0.095	28.60	28.70	68.792	68.887	41.187
RE-30	40	1.252	68.25	38.10	—	66.998	28.898

ALIMENTATION PAR LA CONDUITE D'ADDUCTION ET L'INSTALLATION DE 2 RESERVOIRS



(43)

La capacité de réservoir est:

$$V_{RE} = V_1 + V_2 + \text{volume d'incendie} = 1929 \text{ m}^3.$$

b. Réservoir Ouest:

- de 6h à 7h30mn on a un débit de 26,561 l/s.

Donc le volume est:

$$V_1 = 26,561 \times 1,5 \times 3,6 = 143 \text{ m}^3.$$

- de 7h30mn à 12h on a un débit de 96,055 l/s.

Donc le volume est:

$$V_2 = 96,055 \times 4,5 \times 3,6 = 1556 \text{ m}^3.$$

La capacité de réservoir est:

$$V_{RO} = V_1 + V_2 + \text{volume d'incendie} = 1810 \text{ m}^3.$$

On considère des valeurs normalisées:

- Réservoir Est : $V_{RE} = 2000 \text{ m}^3.$

- Réservoir Ouest : $V_{RE} = 2000 \text{ m}^3.$

3.5. CONCLUSION:

- Premier cas:

Les pressions varient entre 20,950 et 43,197 m.

Les diamètres varient entre 100 et 300 mm.

La capacité nécessaire du réservoir est de 3637 m^3 , arrondie à 4000 m^3 .

- Deuxième cas:

Les pressions varient entre 22,561 et 40,272 m.

Les diamètres varient entre 150 et 300 mm.

Les capacités nécessaires des réservoirs:

- réservoir Est : $2000 \text{ m}^3.$

- réservoir Ouest : $2000 \text{ m}^3.$

(44)

- Troisième cas:

Les pressions varient entre 25,640 et 44,781 m.

Les diamètres varient entre 150 et 450 mm.

Les capacités nécessaires des réservoirs:

- réservoir principal : 2500 m³.
- réservoir d'équilibre : 1300 m³.

- Quatrième cas:

Les pressions varient entre 27,446 et 43,139 m.

Les diamètres varient entre 150 et 300 mm.

Les capacités nécessaires des réservoirs:

- réservoir Est : 2000 m³.
- réservoir Ouest : 2000 m³.

On constate que pour tous les cas, les pressions sont admissibles et ne sortent pas de la fourchette des pressions (20 ÷ 60).

Ils présentent une capacité globale égale; et des diamètres des tronçons qui diffèrent de cas en cas, mais ils sont en moyenne les mêmes valeurs des diamètres.

4. EQUIPEMENTS DE RESEAU DE DISTRIBUTION:

Le réseau de distribution est un assemblage de tuyaux en acier de 6 mètres de longueur chacun.

Les diamètres varient entre 150 et 450 mm.

Le réseau est composé d'autres accessoires tels que:

4.1. Robinet:

On les place souvent à chaque noeud, ou sur le parcours d'une conduite, ils permettent l'isolement des tronçons en cas de besoin.

Leur manoeuvre se fait à partir du sol au moyen d'une clé introduite dans une bouche à clé placée dans le trottoir (facilement accessibles).

On distingue deux types de robinets:

- les robinets dits quart de tour pour les diamètres allant jusqu'à 100 mm;

- les robinets vannes, pour les gros diamètres. Quand il s'agit des gros diamètres, les robinets deviennent encombrants. Il existe des robinets moins importants que les robinets vannes, dits robinets ronds.

On utilise parfois dans les réseaux de distribution des robinets appelés vannes-papillons dont l'encombrement est réduit, et ils sont à fonctionnement simple.

4.2. DECHARGES:

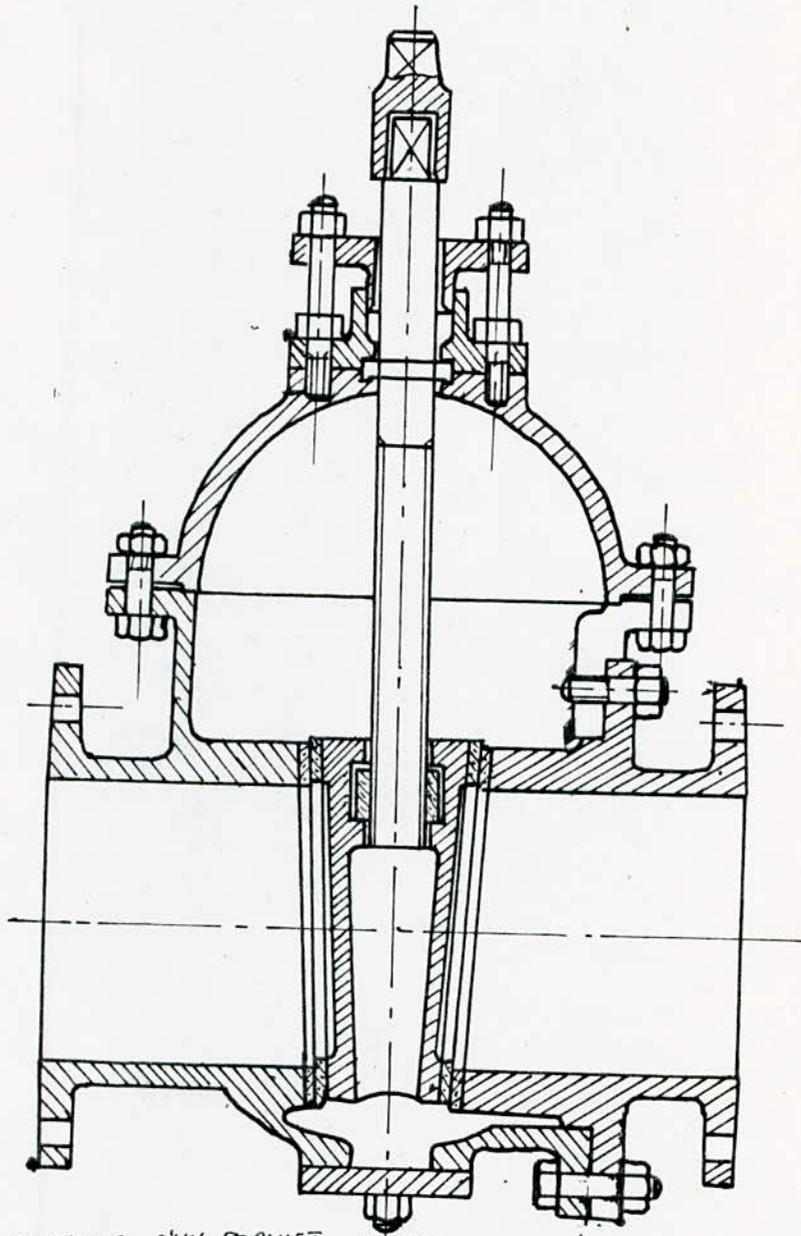
Les décharges ne sont autre que des robinets disposés aux points bas du tracé; en vue de la vidange des conduites. (Figure 9).

Ils sont posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie, ils doivent être facilement accessibles.

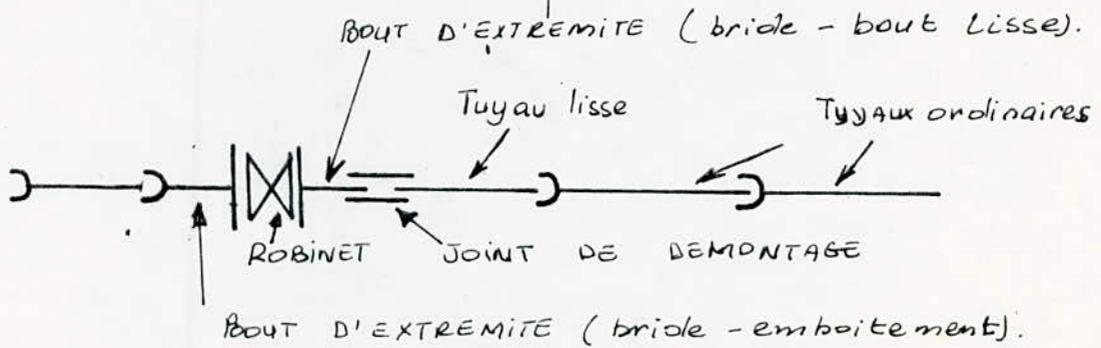
4.3. VENTOUSES:

Les ventouses seront prévues aux points hauts, aux changements des pentes, et en cours du tracé d'une longue partie de conduite ascendante ou descendante (figure 9.).

ROBINET-VANNE



SCHEMA DE MONTAGE D'UN ROBINET - VANNE



(47)

Ils permettent l'évacuation de l'air contenu dans les conduites en fonctionnement, et l'admission de l'air, lors de sa vidange.

4.4. CLAPETS:

Ils sont destinés à empêcher le retour de l'eau en sens inverse. Ils sont des obturateurs libres à fonctionnement automatique. On distingue plusieurs sortes de clapets:

- clapets de non-retour;
- clapets d'arrêt: empêchent la vitesse du liquide de dépasser une valeur déterminée.

4.5. TBS ET COUDES:

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

- Cônes de raccordement: pour raccorder les conduites de différents diamètres.

4.6. BOUCHES D'INCENDIE:

Les bouches d'incendie sont installées en bordure des trottoirs espacées de 150 mètres, elles sont branchées sur les conduites.

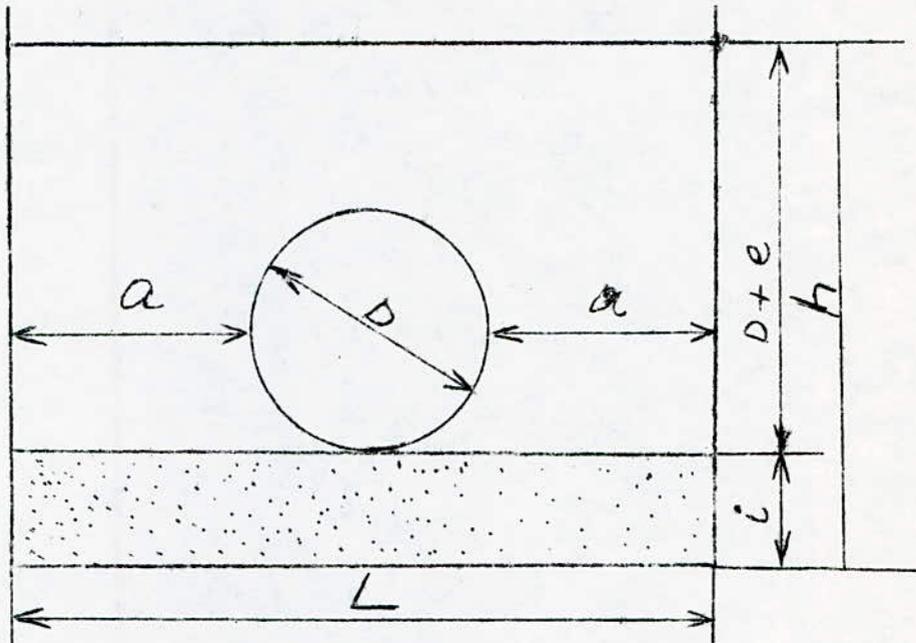
5. POSE DES CONDUITES:

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation, au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans les lits des rivières ou dans les sols marins.

Pour notre cas la pose s'effectue en terre, dans des tranchées suffisamment larges pour permettre aux ouvriers d'effectuer les travaux demandés.

Les profondeurs des tranchées varient en fonction des diamètres des conduites à mettre en place, de plus elles sont choisies de façon à protéger les conduites contre les sollicitations des charges mobiles.

(48)
POSE DE LA CONDUITE DANS UNE
TRANCHEE



h : PROFONDEUR DE LA TRANCHEE

$$h = i + D + e$$

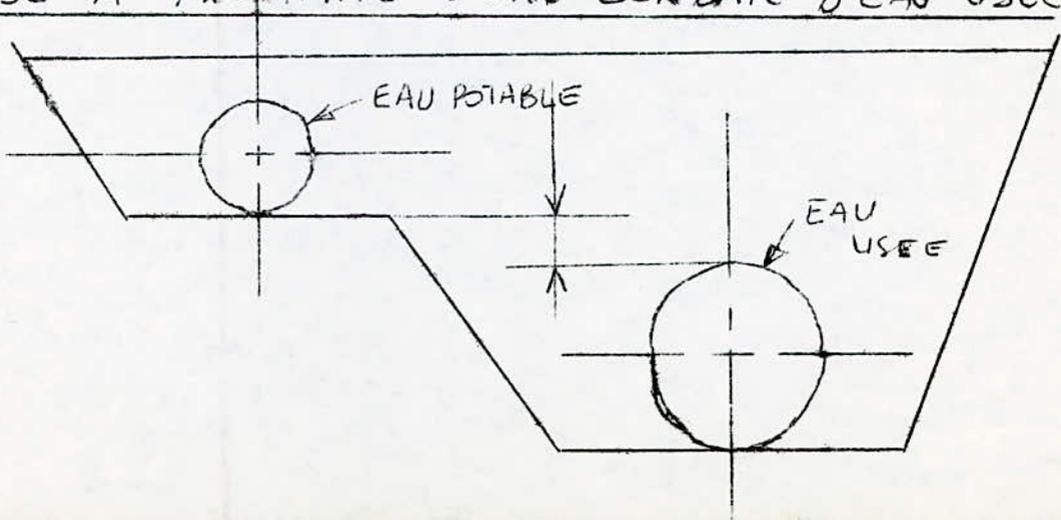
i : EPAISSEUR DE LIT DE SABLE

$D + e$ = DIAMETRE DE LA CONDUITE ET LE
 REIMBLAI

L = LARGEUR DE LA TRANCHEE

$$L = 2a + D \quad a = 0.30 \text{ m}$$

POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE



(49)

Une tranchée est composée d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 mètres d'épaisseur, d'une conduite et d'un remblai (0,80 à 1 mètre au dessus de la génératrice supérieure de la conduite).

Le lit de pose est constitué par:

- du gravier ou du sable dans les terrains ordinaires;
- de la pierre cassée dans les terrains impénétrables ou rocheux;
- un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses en pente.

Pour notre cas, on aménage un lit de sable de 0,20 m d'épaisseur. (figure 10).

Avant la mise en place, les conduites sont examinées en vue d'éliminer celles qui auraient subies des chocs. On les débarrasse des corps étrangers et on les descend lentement au fond de la fouille. Pour faciliter le nivellement, on les cale par des bois, puis on exécute les joints.

Avant de procéder au reblayage, un essai des joints doit être effectué: la pression d'essai est, en principe, 1,5 fois la pression de service, cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve pendant une durée de 30 minutes au moins.

Une fois les joints essayés, la tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées jusqu'à 0,30 m au dessus de la conduite, le remblaiement est terminé avec de tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

(~~4~~) (50)

DEUXIEME PARTIE : L'ADDITION.

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

Elle peut s'effectuer par gravité ou par refoulement si la topographie du terrain l'exige.

1. CHOIX DU TRACE:

Le choix du tracé s'effectuera à partir de certains impératifs qu'il faut respecter dans la mesure du possible.

- choisir le tracé le plus court possible en vue de réduire les frais d'investissement;

- chercher un profil en long aussi régulier que possible;

- éviter les courtes pentes, qui, au droit des points hauts ainsi formés, peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnement d'air difficile à évacuer;

- le tracé doit suivre, si possible les routes et les chemins existants, en vue de faciliter l'apport du matériel et l'accès aux installations;

- le tracé en plan sera conçu avec des coudes largement ouverts en vue d'éviter la construction des butées importantes.

2. TYPE D'ADDUCTION:

Dans notre étude, l'adduction est effectuée à partir de la bache de reprise existante.

C'est une adduction par refoulement qu'on a à étudier suivant deux types:

- adduction à un seul réservoir;

- adduction à deux réservoirs (ramifiée).

3. CHOIX DE TYPE DES TUYAUX:

Généralement, les tuyaux les plus utilisés en adduction gravitaire ou par refoulement sont en fonte ou en acier, ensuite viennent les autres types de matériaux (béton armé, béton précontraint, amiante ciment et P.V.C.).

On a choisi les tuyaux en acier grâce aux avantages qu'ils présentent:

- ils supportent les pressions élevées (supérieure à 20 bars), et ils sont solides et résistants;
- ils sont économiques;
- ils sont disponibles sur le marché national;
- ils s'adaptent au relief plus ou moins accidenté grâce à leur élasticité.

4. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES CONDUITES:

Pour élever un débit "Q" à un point donné, différents diamètres peuvent être choisis; l'un de ces diamètres répond mieux que les autres aux problèmes économiques.

Pour le choix de ce diamètre, il est nécessaire de faire une étude qui nous ramène à tracer une courbe économique dans un système de coordonnées (Q,D).

Cette étude est basée sur certaines hypothèses.

4.1. Hypothèses:

- coût de mètre linéaire des conduites (K_1);
- coût unitaire de la station de pompage K_2 E K'_2 .
- coût unitaire de l'énergie électrique K_3 .
- l'annuité $a = 8\%$.
- la vitesse d'écoulement, on la prend égale à 0,8 m/s.

4.2. RAISONNEMENT:

Le coût d'une conduite de longueur "L" est :

$$C_1 = K_1 L a$$

Le coût de la station de pompage dépend de la puissance installée "P".

$$C_2 = (K'_2 + K_2 P).a$$

- Détermination de la puissance "P".

$$P = \rho g Q H_m \frac{1}{\eta} \cdot \frac{1}{1000} \quad (\text{KW}).$$

ρ : Masse volumique (KG/m³);

g : accélération de la pesanteur (m/S²);

Q : débit refoulé (m³/s);

H_{MT} : hauteur manométrique totale (m);

η : rendement en (%);

* La hauteur manométrique totale est égale à :

$$H_{MT} = H_g + H_p.$$

H_g : hauteur géométrique (m);

H_p : hauteur due à la pompe (m).

$$H_p = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} = f \frac{L}{D} \frac{16 Q^2}{2g \pi^2 D^4}$$

$$H_p = 8 \frac{f}{g} \frac{L \cdot Q^2}{\pi^2 D^5} = r L Q^2.$$

r : résistance de la conduite (m⁻⁵S²).

Donc la puissance devient:

$$P = \frac{\rho g}{1000 \eta} Q (H_g + H_p) = \frac{\rho g}{1000 \eta} (H_g Q + r L Q^3).$$

$$P = \frac{\rho g}{1000 \eta} (H_g Q + r L Q^3).$$

(54)

Le coût de l'énergie électrique pendant un temps de fonctionnement "T" est :

$$C_3 = K_3 \cdot T \cdot P.$$

Le coût total est égal à la somme des coûts cités ci-dessus.

$$C_T = C_1 + C_2 + C_3.$$

$$C_T = K_1 La + (K'_2 + K_2 P)a + K_3 T \cdot P.$$

$$= K_1 La + (K'_2 + K_2 P)a + K_3 \cdot T \cdot P$$

$$= K_1 La + K'_2 a + (K_2 a + K_3 T)P$$

$$= K_1 La + K'_2 a + (K_2 a + K_3 T)(H_g Q + rLQ^3) \frac{\rho_E}{1000\eta}$$

Les valeurs de K_1 et de r dépendent du diamètre.

$$C_T = K'_2 a + (K_2 a + K_3 T)H_g Q \frac{\rho_E}{1000\eta} + K_1 La + (K_2 a + K_3 T) \frac{rLQ^3}{1000\eta}$$

$$= K'_2 a + (K_2 a + K_3 T)H_g Q \frac{\rho_E}{1000\eta} + K_1 La + (K_2 a + K_3 T) \frac{rLQ^3}{1000\eta} \rho_E.$$

$$K'_2 a + (K_2 a + K_3 T) H_g Q \frac{\rho_E}{1000\eta} = A$$

$$K_1 La + (K_2 a + K_3 T) \frac{rLQ^3}{1000\eta} \rho_E = B$$

$$\Rightarrow C_T = A + B.$$

A ne dépend pas de diamètre -----) $\frac{dA}{dD} = 0.$

B dépend de diamètre =====) $\frac{dB}{dD} \neq 0.$

$$\frac{dB}{dD} = L a \frac{dK_1}{dD} + \frac{(K_2 a + K_3 T)}{1000\eta} L \rho_E Q^3 \frac{dr}{dD} = 0$$

$$La \frac{dK_1}{dD} = - \frac{(K_2 a + K_3 T)}{1000\eta} L \rho_E Q^3 \frac{dr}{dD}$$

$$\frac{dK_1}{dD} = - \frac{K_{2a} + \frac{T}{a} K_3}{1000\eta} \rho g Q^3 \frac{dr}{dD}$$

et on aura:

$$\frac{DK}{Dr} = - \frac{K_{2a} + \frac{T}{a} K_3}{1000\eta} \rho g Q^3 *$$

- Calcul de la résistance de la conduite:

$$r = \frac{8f}{g \pi D^5}$$

f : coefficient de frottement.

f est calculé d'après la formule de COLE BROOK.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = - 0,86 \text{ LN} \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right).$$

K : rugosité absolue (m);

D : diamètre hydraulique (m);

R : nombre de REYNOLDS.

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

V : vitesse d'écoulement (V = 0,8 m/s);

ν : viscosité cinématique (m²/s);

Si on remplace R dans la formule par son expression on aura:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = - 0,86 \text{ LN} \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51m}{V \cdot D \sqrt{f}} \right)$$

On pose $\frac{1}{\sqrt{f}} = X$ ce qui nous donne:

$$X = - 0,86 \text{ LN} \left(\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51 \cdot m}{V \cdot D} X \right)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{2,51m}{V \cdot D} \\ B &= \frac{K}{3,7D} \end{aligned} \right\} \text{ =====) } X = - 0,86 \text{ LN}(AX+B).$$

(56)

En considérant la fonction $X = - 0,86 \text{ LN } (AX + B)$ et avec un estimate $X_0 = 6,325$ on procède comme suit:

$$X_1 = - 0,86 \text{ LN } (AX_0 + B)$$

$$X_2 = - 0,86 \text{ LN } (AX_1 + B)$$

⋮

$$X_{n-1} = - 0,86 \text{ LN } (AX_{n-2} + B)$$

$$X_n = - 0,86 \text{ LN } (AX_{n-1} + B).$$

On arrête les calculs si:

$$|X_n - X_{n-1}| \leq E$$

E : précision sur (X) qui est égale à:

$$E = 0,003.$$

Une fois la valeur de X trouvée, on calcule f qui est égale à :

$$f = \frac{1}{X^2} .$$

Avec la valeur de f, on calcule la valeur de r, et en application de la formule (*), on remplit les tableaux ci-après.

REMARQUE:

Pour cette étude on a considéré les conduites en fonte, en acier et en amiante pour un temps de fonctionnement 24/24;

Après avoir tracé ces courbes, il devient facile pour nous de déterminer le diamètre économique, si on connaît la valeur de débit à élever.

Il suffit de la projeter sur la courbe correspondante, qui nous donne la valeur de diamètre économique.

DETERMINATION DU DIAMETRE
ECONOMIQUE D'UNE CONDUITE EN ACIER

N°	ϕ Diamètre [mm]	K_1 : coût d'un m ² , la poutre est comprise [29/m ²]	Resistance	ΔK	$-\Delta v$	$-\frac{\Delta K}{\Delta v}$	débit économique Q_e [m ³ /s]	coefficient $C = \frac{D}{\sqrt{K}}$
1	100	147,3	250,90					
				37,6	221,46	0,17	0,0078	1,132
2	150	184,9	29,44					
				44,6	22,98	1,94	0,017	1,15
3	200	229,5	6,46					
				37,5	4,46	8,41	0,0289	
4	250	267	2,00					
				66	1,24	53,23	0,0535	
5	300	333	0,76					
				104,6	0,42	249,05	0,0949	
6	350	437,6	0,34					
				62,8	0,17	369,41	0,1021	
7	400	500,4	0,17					
				64	0,08	800,00	0,1321	
8	450	564,4	0,09					
				64,1	0,04	1602,5	0,1664	
9	500	628,5	0,05					
				305,9	0,03	10196,67	0,30878	
10	600	934,4	0,02					
				555	0,011	50454,55	0,526	
11	700	1489,4	0,009					
				775,3	0,0046	168543,47	0,78658	
12	800	2264,7	0,0044					

TEMPS DE FONCTIONNEMENT $t = 8760 \text{ h}$

DETERMINATION DU DIAMETRE
ECONOMIQUE D'UNE CONDUITE EN FONTE

N°	Φ Diamètre [mm]	K_1 : coût d'un m ² , la pose est comprise [DA/m ²]	Resistance	ΔK	$-\Delta n$	$-\frac{\Delta K}{\Delta n}$	débit économique Q_e [m ³ /s]	Coefficient $C = \frac{Q}{\sqrt{R}}$
1	100	364	250,90					
				175	221,46	0,79	0,01316	
2	150	539	29,44					
				211	22,98	9,18	0,0298	
3	200	750	6,46					
				202	4,46	45,29	0,05076	
4	250	952	2,00					
				38	1,24	30,645	0,04456	
5	300	990	0,76					
				110	0,42	261,9	0,0911	
6	350	1100	0,34					
				100	0,17	588,24	0,1193	
7	400	1200	0,17					
				75	0,08	937,5	0,13937	
8	450	1275	0,09					
				75	0,04	1875	0,1756	
9	500	1350	0,05					

TEMPS DE FONCTIONNEMENT $t = 8760 \text{ h}$

DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE
D'UNE CONDUITE EN AMIANTE CIMENT

N°	Φ Diamètre [mm]	k_i : coût d'un ml, la pose et comprise [20/ml]	Resistance	ΔK	$-\Delta v$	$-\frac{\Delta K}{\Delta v}$	débit économique Q_e [m ³ /s]	coefficient $C = \frac{2}{\sqrt{Q}}$
1	100	150	250,90					
				30	221,46	0,1355	0,0073	
2	150	180	29,44	40	22,98	1,74	0,01713	
				80	5,7	14,035	0,03435	
3	200	220	6,46	120	0,59	203,39	0,08374	
4	300	300	0,76					
5	400	420	0,17					

TEMPS DE FONCTIONNEMENT $t = 8760 \text{ h}$

5. CONCLUSION:- Pour la fonte:

La courbe économique est plus proche à la courbe de BONNIN, on peut dire que pour la fonte l'application de la formule de BONNIN donne des résultats plus exacts que ceux de Bresse.

- Pour l'acier:

La courbe économique est dans l'intervalle formé par les deux courbes (BONNIN et BRESSE), mais à une certaine valeur de diamètre, elle sort totalement de l'intervalle.

On peut dire que pour l'acier, l'application des formules BONNIN et BRESSE est limitée, qu'à une certaine valeur de diamètre, ces formules commencent à donner des résultats moins exacts.

On remarque qu'après la valeur 600 mm; la courbe sort de l'intervalle.

- Pour l'amiante-ciment:

La courbe économique est dans l'intervalle formé par les courbes BONNIN et BRESSE, on peut dire que pour l'amiante-ciment, l'application des deux formules donne des résultats exacts.

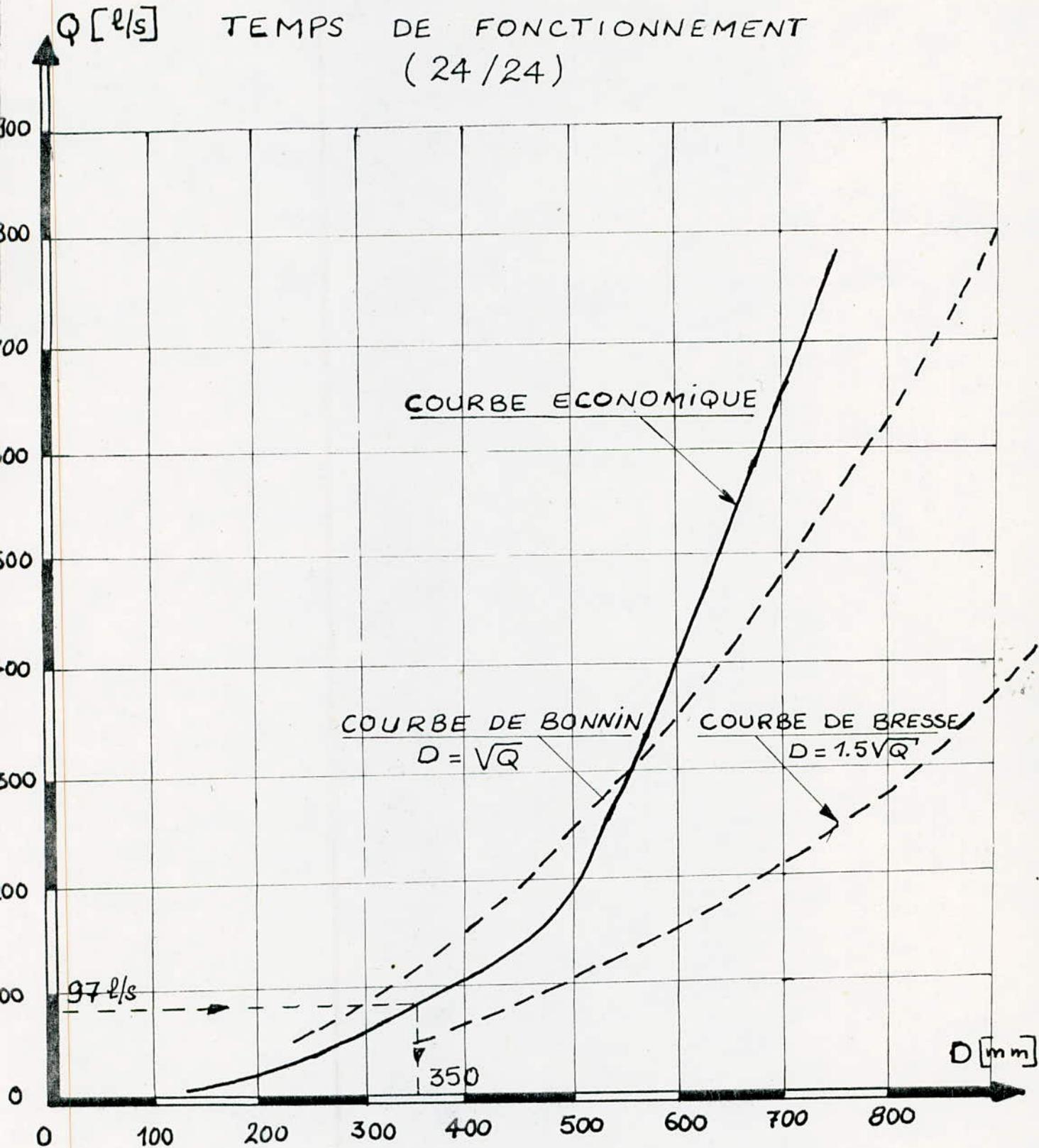
Pour notre cas, on a des conduites en acier, et on a un débit ($Q = 97 \text{ l/s}$) à élever.

$Q = 97 \text{ l/s}$ =====) courbe correspondante =====) $D_e = 350 \text{ mm}$.

Donc le diamètre économique est de :

$$D = 350 \text{ mm.}$$

CONDUITE EN ACIER POUR LE
TEMPS DE FONCTIONNEMENT
(24/24)



ECHELLES :

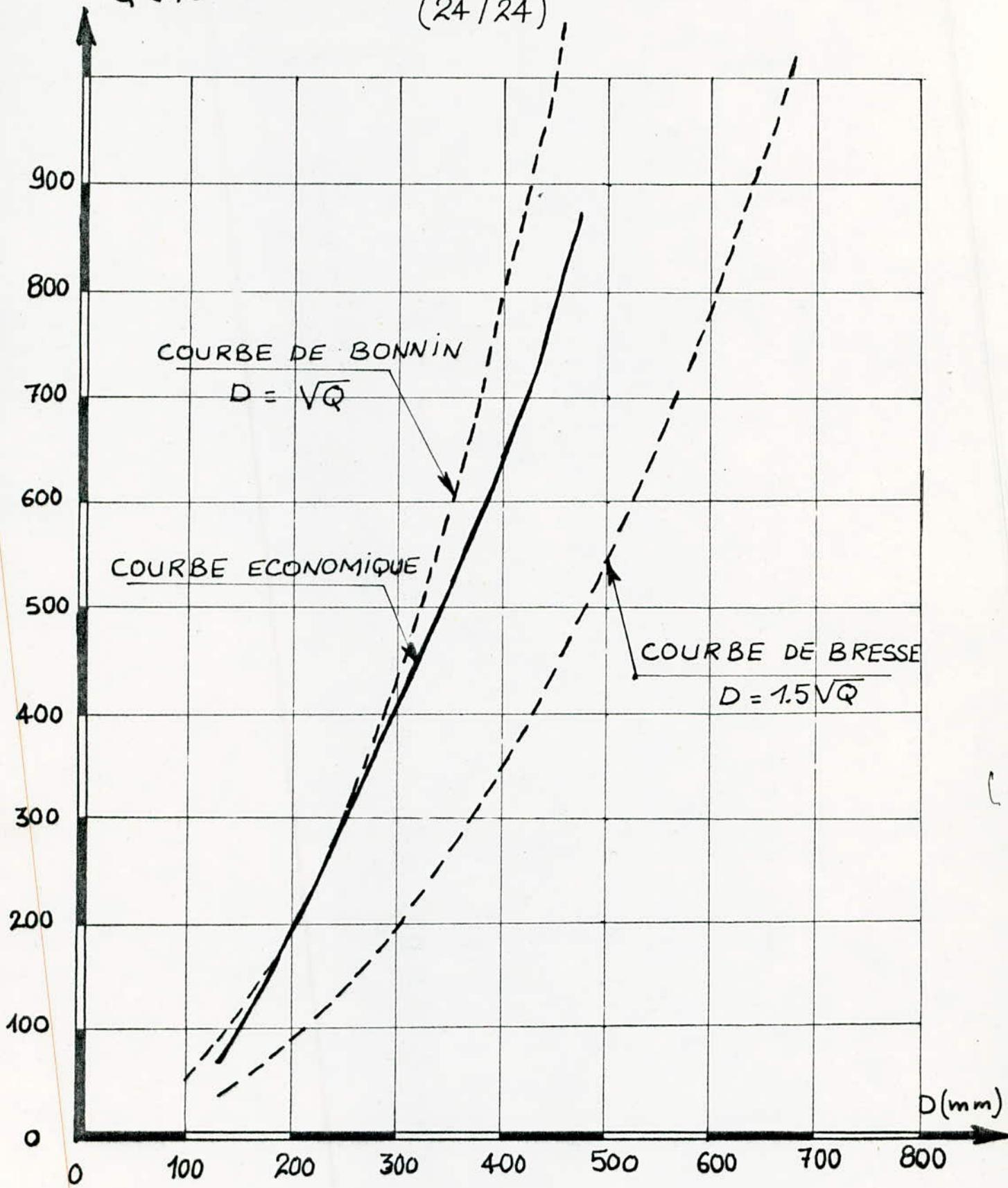
HORIZONTALE : $1\text{cm} \rightarrow 50\text{mm}$

VERTICALE : $1\text{cm} \rightarrow 50 \text{ l/s}$

CONDUITE EN FONTE POUR LE
TEMPS DE FONCTIONNEMENT

(24/24)

Q (l/s)



COURBE DE BONNIN

$D = \sqrt{Q}$

COURBE ECONOMIQUE

COURBE DE BRESSE

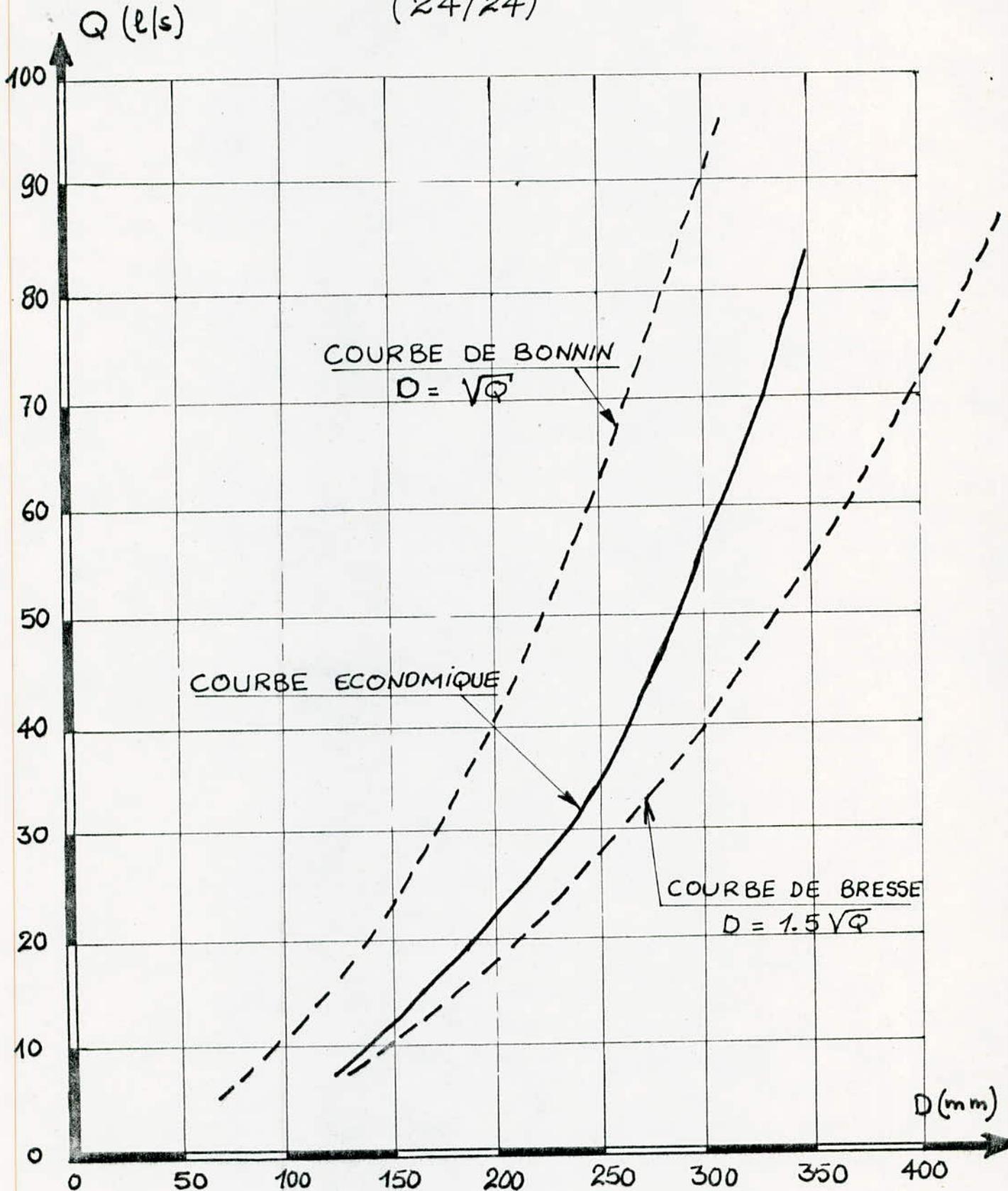
$D = 1.5\sqrt{Q}$

ECHELLES :

HORIZONTALE : 1cm → 50 mm

VERTICALE : 1cm → 50 l/s

CONDUITE EN AMIANTE - CIMENT POUR
LE TEMPS DE FONCTIONNEMENT
(24/24)



ECHELLES:

HORIZONTALE : 1cm \rightarrow 25mm

VERTICALE : 1cm \rightarrow 5 l/s

1. CHOIX DE LA POMPE:

Une pompe est destinée à élever un débit (Q) à une hauteur (H).
En fonction du débit et de la hauteur manométrique totale, ont choisi la pompe dans un catalogue.

On a :

$$Q = 349,8 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_{mt} = 86,5 \text{ m}.$$

Du catalogue JEUMONT-SCHNEIDER, on a choisi une pompe à axe horizontal.

- Type ME;
- Vitesse de rotation $N = 1450 \text{ tr/mn}$;
- Diamètre 502 mm;
- Rendement est de 74%.

2. POINT DE FONCTIONNEMENT:

Le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et de celle de la conduite.

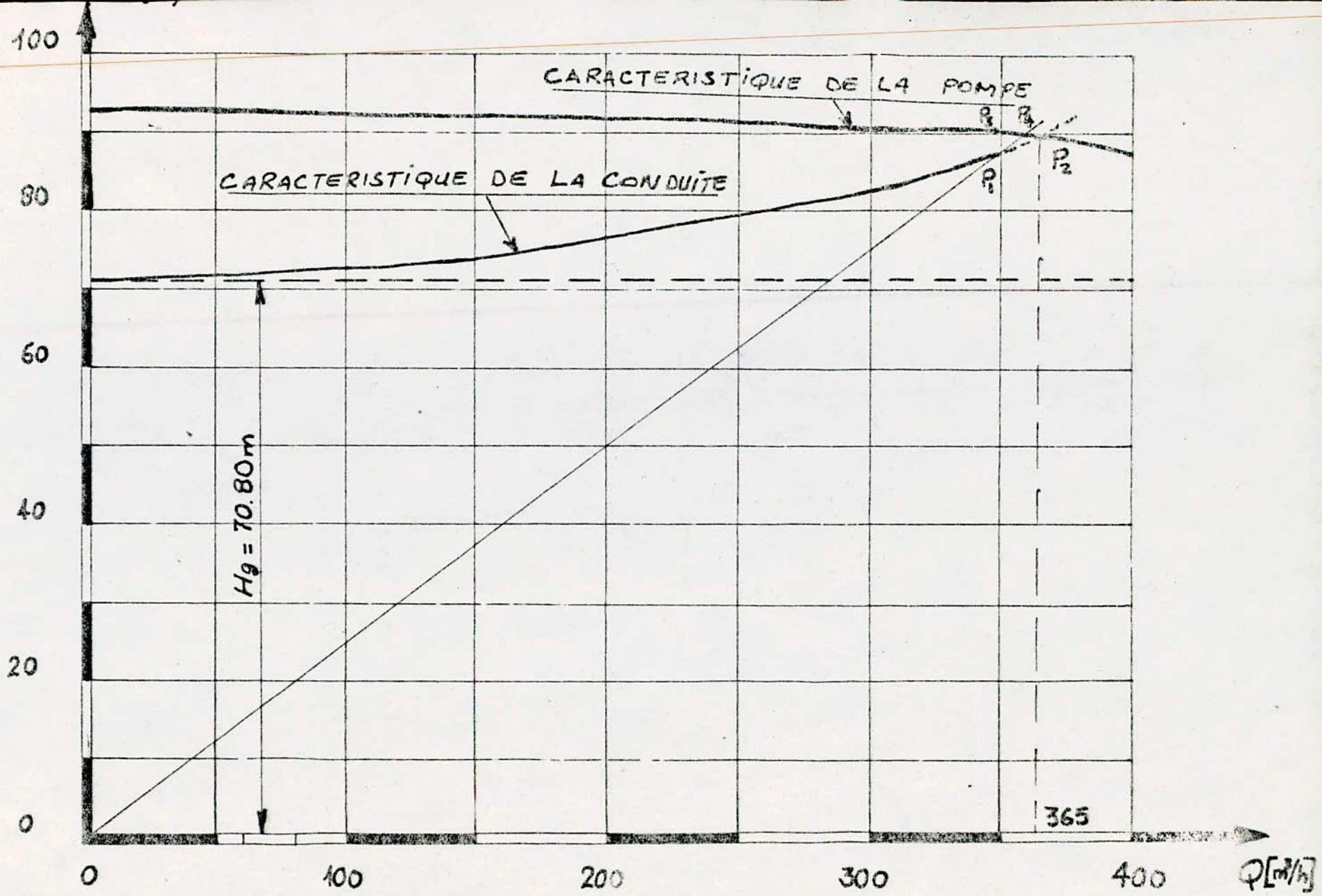
En vue d'adapter la pompe à des conditions de marche données, des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe peuvent être apportées. A cet effet on analyse trois types de solution.

- Première solution:

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est, et diminuer le temps de pompage.

$$P_2 \text{ (} Q = 365 \text{ m}^3/\text{h} ; H_{mt} = 89 \text{ m)}.$$

$$P_1 \text{ (} Q = 349,8 \text{ m}^3/\text{h} ; H_{mt} = 86,5 \text{ m)}.$$



ECHELLES : HORIZONTALE 2cm \rightarrow 50 m^3/h
 VERTICALE 1cm \rightarrow 10m

(66)

- Le volume entrant au réservoir pendant 24h est:

$$V_R = 349,8 \times 24 = 8395,2 \text{ m}^3.$$

- Le temps de pompage se réduit à :

$$T_P = \frac{V_R}{Q} = \frac{8395,2}{365} = 23 \text{ heures.}$$

- La puissance absorbée dans ce cas est:

$$P = \frac{9,81 Q H_{mt}}{P} = \frac{9,81 \times 365 \cdot 89}{0,74 \cdot 3600} = 119,6 \text{ KW.}$$

$$P_A = P \times 23h = 119,6 \times 23 = 2754,8 \text{ KWh.}$$

- Deuxième solution:

Elle consiste à vanner sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge de $(89,8 - 86,5) = 3,3m$.

La puissance est de:

$$P = \frac{9,81 \cdot 349,8 \times 89,5}{3600 \cdot 0,74} = 115,6 \text{ KW.}$$

$$P_A = P \times 24 = 115,6 \times 24 = 2774,4 \text{ KWh.}$$

- Troisième solution:

Elle consiste au rognage de la roue initiale, en conservant la même vitesse de rotation.

D'après les relations suivantes on obtient:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{H_1}{H} = \frac{D^2}{D_1^2} \quad \text{====>)} \quad \frac{Q_1}{Q} = \frac{H_1}{H} = \frac{1}{m^2}$$

$$D_1 = m D$$

m : coefficient de rognage.

L'intersection de la droite OP_1 avec QH nous donne le point P_4 .

(67)

L'intersection de la droite OP_1 avec Q_1H_1 nous donne P_1 .

$$P_1 (Q = 349,8 \text{ m}^3/\text{h}; H_{nt} = 86,5 \text{ m}).$$

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{H_1}{H} = \frac{1}{2} = \frac{361,5}{349,8} = \frac{89,5}{86,5} = 1,034 \quad \text{----) } m = 0,98.$$

Le pourcentage de rognage est de:

$$1 - 0,98 = 0,02 \quad \text{DONC } 2\% \quad 29\%.$$

Le diamètre de la roue rognée est :

$$D_1 = mD = 0,98 \cdot 502 = 492 \text{ mm.}$$

La puissance est de:

$$P = \frac{9,81 \cdot 349,8 \cdot 86,5}{3600 \cdot 0,74} = 111,42 \text{ KW.}$$

$$P_A = P \cdot 24 = 111,42 \times 24 = 2674,08 \text{ KWh.}$$

3. CONCLUSION:

L'analyse de ces trois cas nous conduit à prendre en considération une d'entre elle:

C'est la première solution qui consiste à accepter le point P_2 tel qu'il est, en réduisant le temps de pompage à 23h.

POMPE A AXE HORIZONTALE

TYPE ME

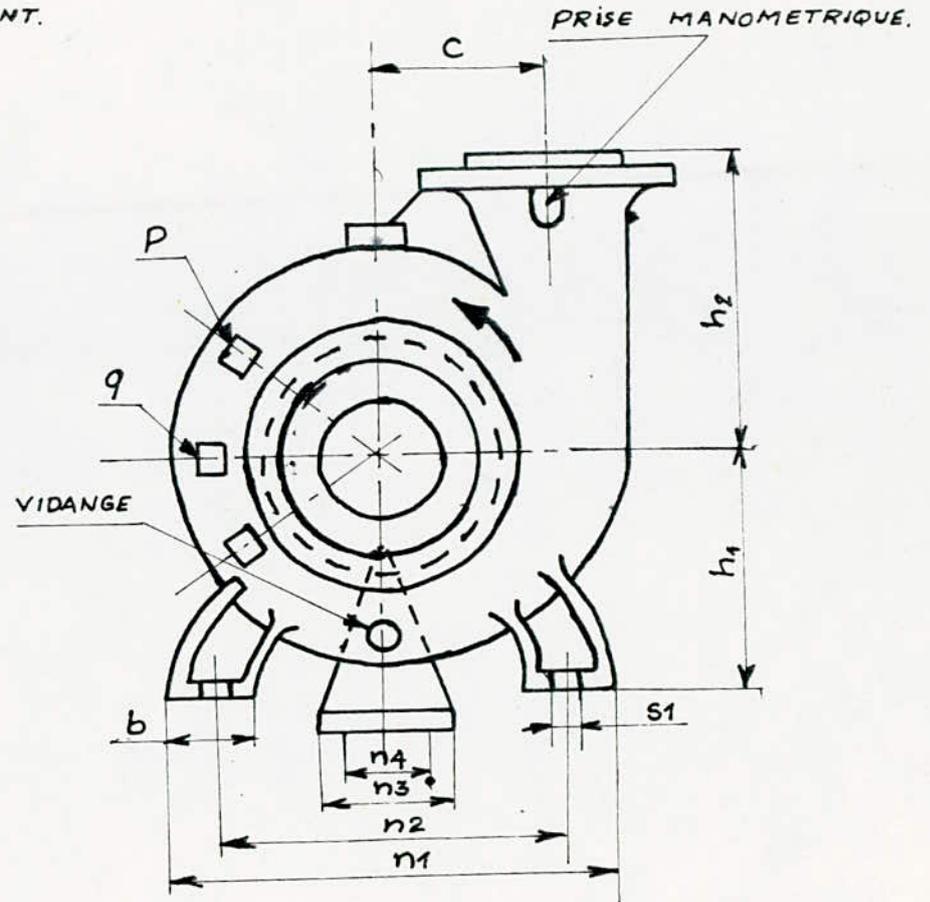
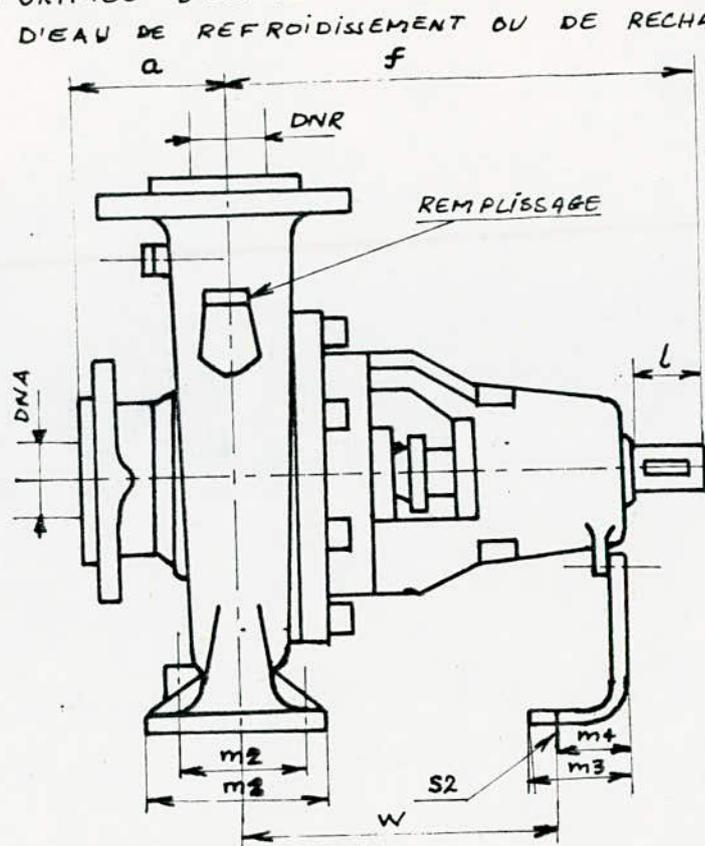
$N = 1450 \text{ tr/mn}$

$\phi = 502 \text{ mm}$

$\beta = 74\%$

Q: ORIFICE D'INJECTION AU JOINT HYDRAULIQUE.

P: ORIFICE D'ENTREE ET DE SORTIE D'EAU DE REFROIDISSEMENT OU DE RECHAUFFEMENT.



DIMENSIONS DE LA POMPE

ORIFICES		POMPE						PATTES DE FIXATION					BEQUILLE					MASSE KG	M D ² KG.M ²	
DNR	DNA	a	f	h ₁	h ₂	c	b	m ₁	m ₂	n ₁	n ₂	S ₁	W	m ₃	m ₄	n ₃	n ₄			S ₂
200	250	205	730	400	560	270	120	300	250	710	600	M24	640	120	60	160	100	M12	400	3.85

4. ADDUCTION RAMIFIEE.

Puisqu'on a le même débit à élever et la même hauteur géométrique, on choisit la même pompe que précédemment.

4.1. POINT DE FONCTIONNEMENT:

Le point de fonctionnement dans ce cas, est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et de la courbe caractéristique résultantes des trois conduites (conduite principale et les conduites de jonction) (voir graphe).

* Conduite principale (courbe C_1):

Longueur (L) 5580 m
 Diamètre (D) 350 mm
 Rugosité (K) 0,1 mm
 Viscosité cinématique (V) 10^{-6} m²/s.

* Conduite de point de jonction au réservoir Est:

Longueur (L) 20 m
 Rugosité (K) 0,10 mm
 Diamètre (D) 250 mm.

* Conduite de point de jonction au réservoir Ouest:

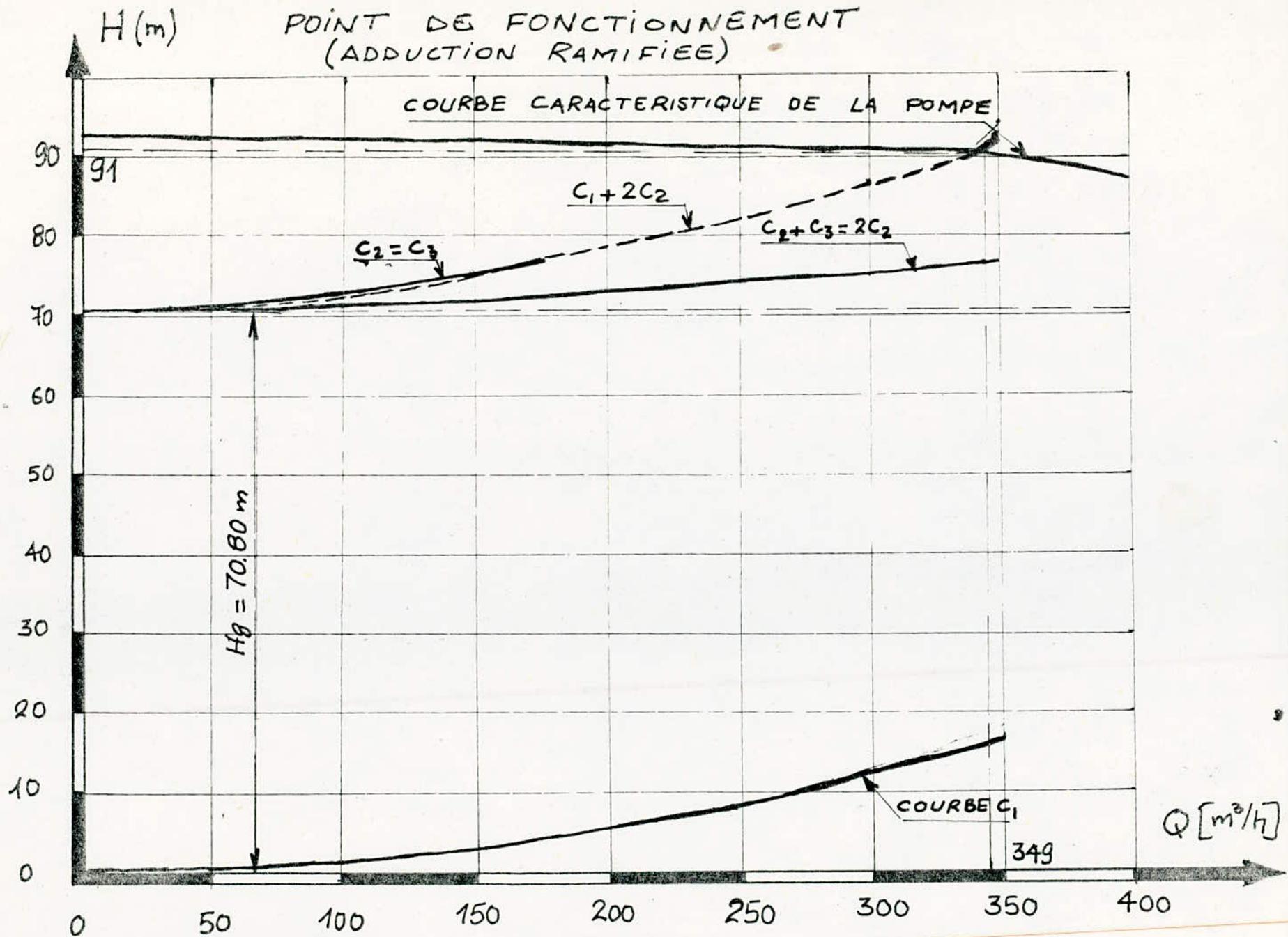
Longueur (L) 3150 m
 Rugosité (K) 0,10 mm
 Diamètre (D) 300 mm.

REMARQUE:

Avec ces caractéristiques, on remarque que la plus grande partie de débit refoulé circule dans la conduite qui part au réservoir Est, ce qui veut dire que ce réservoir sera toujours plein, alors que le réservoir Ouest reçoit qu'une petite quantité et il ne se remplit pas.

Pour remédier à ce problème, on doit installer un robinet vanne partiellement ouvert dans la conduite citée ci-dessus, de telle façon que sa résistance soit élevée, et que le débit refoulé total (971/s) soit partagé d'une manière équitable entre les deux conduites (48, 51/s chacun).

POINT DE FONCTIONNEMENT
(ADDUCTION RAMIFIEE)



ECHELLES : HORIZONTALE : 1cm \rightarrow 25 m^3/h

VERTICALE : 1.5cm \rightarrow 10m

* Pour que les débits circulants dans les deux ramifications soient égaux, il faut et il suffit que les résistances des conduites formant ces ramifications soient égales et réciproquement.

* Conduite reliant le point de jonction et le réservoir Ouest:

- Diamètre de 300 mm;
- résistance par unité de longueur est: $R = 0,76 \text{ m}^{-6} \frac{\text{s}^2}{\text{S}^2}$
(calculée dans I - 4).

- Les pertes de charge totales s'expriment par:

$$H = lQ^2 = 0,76 \times 3150 Q^2 = 2394 Q^2.$$

La conduite à une résistance de $2394 \text{ m}^{-5} \frac{\text{s}^2}{\text{S}^2}$.

* Conduite reliant le point de jonction et le réservoir Est:

- Diamètre 200 mm;
- Longueur 20 m;
- Résistance par unité de longueur est: $R = 6,46 \text{ m}^{-6} \frac{\text{s}^2}{\text{S}^2}$
(calculée dans I - 4).

La résistance de la conduite est:

$$= RL = 6,46 \times 20 = 129,2 \text{ m}^{-5} \frac{\text{s}^2}{\text{S}^2}.$$

La perte de charge s'exprime par:

$$H = 129,2 Q^2.$$

Il faut que l'installation de robinet vanne dans cette conduite, augmente sa résistance de telle façon qu'elle soit égale à la résistance de l'autre conduite ($2394 \text{ m}^{-5}/\text{S}$), ce qui veut dire que ce robinet vanne doit fournir une résistance supplémentaire égale à:

$$R = 2394 - 129,2 = 2264,8 \text{ m}^{-5}/\text{s}.$$

Les pertes de charge créées par une singularité s'expriment par:

$$H_S = K \frac{V^2}{2g}.$$

K : coefficient numérique sans dimension qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

V : vitesse moyenne d'écoulement.

(72)

Si on compare cette formule avec $R \cdot Q^2$ on obtient:

$$H_S = K \frac{V^2}{2g}$$

$$H_S = R Q^2$$

$$K \frac{V^2}{2g} = R Q^2$$

$$K \frac{\varnothing^2}{2g S^2} = R \varnothing^2 \quad \text{====} \quad \frac{K}{2g \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2} = R.$$

$$\frac{16 K}{2g \pi^2 D^4} = R \quad \text{====} \quad \frac{8K}{g \pi^2 D^4} = R.$$

Ce qui nous donne:

$$K = (R \cdot g \pi^2 D^4) \frac{1}{8} I$$

$$K = \frac{1}{8} (R g \pi^2 D^4) = \frac{1}{8} 2264,8 \times 9,81 \times \pi^2 (0,2)^4 = 43,8.$$

$K = 43,8$ d'après le tableau donnant les valeurs de K en fonction de $\frac{x}{D}$ dans "CARLIER" on tire $\frac{x}{D} = 0,7915$.

x : représente la position de l'opercule.

Puisque $D = 200$ mm, $x = 158,3$ mm. Cela veut dire qu'au niveau de robinet il y aurait une ouverture de $(200 - 158,3 = 41,7$ mm).

Représentation graphique:

* Conduite principale:

- Diamètre $D = 350$ mm;
- Longueur $L = 5580$ m;
- résistance par unité de longueur $0,34 \text{ m}^{-5}$ (calculé dans I - 4).

La résistance de la conduite:

$$R = 0,34 L = 0,34 \times 5580 = 1897,2 \text{ m}^{-5}$$

La perte de charge est:

$$H = RQ^2 = 1397,2 Q^2.$$

* Conduite vannée:

$$H = RQ^2 = 2394 Q^2.$$

* Troisième conduite:

$$H = RQ^2 = 2394 Q^2.$$

D'après le graphe on obtient un point de fonctionnement caractérisé par ($Q = 349 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H = 91 \text{ m}$).

CONCLUSION:

C'est le point désiré, aucune analyse, ni modification, la pompe est prise telle qu'elle est.

//----- CHAPITRE III : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE

 LE COUP DE BELIER.

1. GENERALITES.

Soit une pompe en fonctionnement normal qui envoie dans une conduite avec une vitesse d'écoulement (v_0) un débit Q_0 . Supposons qu'il se produise un arrêt brusque du fonctionnement de cette pompe.

Cet arrêt donne lieu à un phénomène oscillatoire appelé le coup de bélier qui est décrit ci-dessous.

* Première phase: Par suite de son inertie la colonne va poursuivre son chemin ascendant. Mais n'étant plus alimentée, il se produit derrière elle, une onde élastique de dépression qui se propage vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer de réservoir vers la pompe.

* Deuxième phase: Dès que l'onde de pression normale atteint la pompe, une onde élastique de surpression commence à se propager depuis la pompe jusqu'au réservoir, arrivant au réservoir, une nouvelle onde de pression statique normale commence à se déplacer depuis le réservoir jusqu'à la pompe.

Lorsque cette onde atteint la pompe, elle provoque une nouvelle onde de dépression, et le phénomène décrit ci-dessus continue jusqu'à ce qu'il sera amorti par les pertes de charge résultant des frottements de l'eau dans la conduite.

Chacune de ces ondes a une durée de $\theta = \frac{2L}{a}$ où:

L : est la longueur de la conduite en mètre;

a : célérité en (m/s).

$$a = \frac{(K/\rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}\right)^{1/2}}$$

où :

(75)

K : coefficient de compressibilité de l'eau

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ à } 20^\circ \text{C.}$$

P : masse volumique de l'eau

$$P = 1000 \text{ Kg/m}^3.$$

E : coefficient de l'élasticité de la conduite.

$$E = 2 \cdot 10^{11}.$$

e = épaisseur de la conduite (m).

$(K/P)^{1/2}$: célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e})^{1/2}$: contribution de l'élasticité de la conduite.

Le maximum de la surpression et de la dépression s'expriment par :

$$H_{\max} = \pm \frac{a V_0}{g}$$

V_0 = vitesse d'écoulement en régime normal (m/s);

g = accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

2. MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS:

Le coup de bélier peut provoquer la rupture de la conduite, la destruction de la pompe, la cavitation, et même le décollement de la veine.

Il n'est pas possible de supprimer ces effets néfastes aux installations, mais il existe des moyens destinés à les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations, ces moyens sont cités ci-dessous:

* Volant d'inertie:

Le volant d'inertie calé sur l'arbre de groupe constitue un moyen permettant grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale d'allonger le temps d'arrêt de groupe, donc diminuer l'intensité de coup de bélier.

* Soupape de décharge:

La soupape de décharge intervient uniquement dans la protection contre les surpressions, son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

* Réservoir d'air:

Le réservoir d'air raccordé à la conduite de refoulement immédiatement à l'aval de clapet, constitue un moyen permettant de protéger l'installation contre les dépressions et les surpressions.

* Cheminée d'équilibre:

La cheminée d'équilibre est un réservoir à l'air libre, il joue le même rôle que le réservoir d'air mais pour des faibles ou moyennes hauteurs de refoulement.

Pour notre étude, on a choisi comme moyen de protection, un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente:

- intervient dans la protection contre la dépression et surpression;
- simple à installer et facilement contrôlable;
- choisi pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

3. ETUDE DU COUP DE BELIER:

- La célérité (a).

$$a = \frac{(K/P)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}\right)^{1/2}}$$

$$K = 2.10^9$$

$$P = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$E = 2.10^{11}$$

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$e = 5 \text{ mm.}$$

$$\text{====}) a = 1107,62 \text{ m/s.}$$

Les caractéristiques de la conduite de refoulement:

Longueur $L = 5600$ m;

Diamètre $D = 350$ mm;

Hauteur géométrique $H_g = 70,8$ m;

Débit refoulé $Q = 0,09716$ m³/s.

- La vitesse d'écoulement en régime permanent est:

$$v_o = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,09716}{(0,35)^2} = 1 \text{ m/s.}$$

- Les dépressions et les surpressions, sans moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes:

$$H_{\max} = \frac{av_o}{g} = \frac{1107,62 \cdot 1}{9,81} = 113 \text{ m.}$$

* La surpression:

$$H_s = H_g + H_{\max} = 70,8 + 113 = 183,8$$

soit 18,5 bars.

* La dépression:

$$H_d = 70,8 - 113 = -42,2 \text{ m.}$$

soit -4,5 bars.

REMARQUE:

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar, il y aura risque de cavitation, c'est à dire formation d'une poche de vide, qui peut engendrer des conséquences fatales.

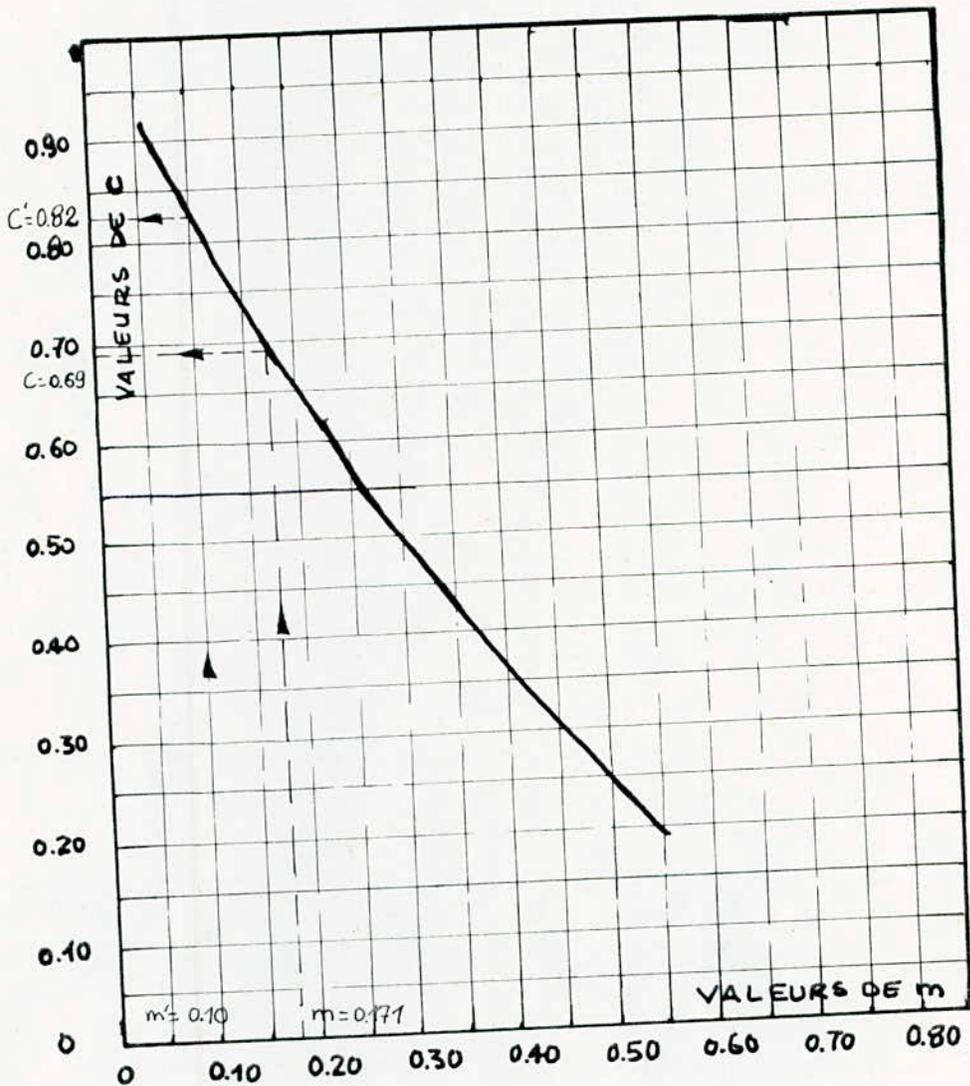
Ce n'est pas le cas, dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 bar.

3.1. RESERVOIR D'AIR:

Comme étranglement à la base de la cloche on a choisi une tuyère, qui fonctionnant au retour de l'eau comme un ajustage rentrant de BORDA (figure), permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

(77a)

COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE "C"
DANS UNE TUYERE



(78)

* Montée de la masse d'eau.

On choisit le diamètre de la tubulure qui doit être inférieur ou égal au diamètre de la conduite de refoulement.

Ce diamètre on le prend égal à :

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

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

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\varnothing^2}{d'^2}$$

\varnothing : diamètre de refoulement.

d' : 0,92d où 0,92 : coefficient de contraction.

On a choisi $d = 90 \text{ mm.}$

$$d' = 0,92 d = 82,8 \text{ mm.}$$

$$K = \frac{V_1}{V_f} \frac{\varnothing^2}{d'^2} = \frac{(350)^2}{(82,8)^2} = 17,868$$

$$15 \quad K = 17,868 \quad 20.$$

$$\text{Donc } V_1 = 17,868 V_f.$$

* Calcul de m et de c.

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(82,8)^2}{(200)^2} = 0,171.$$

$m = 0,171$ de l'abaque correspondante on tire le coefficient de perte de charge C'' .

$$C = 0,69.$$

- La perte de charge lors de la montée de la masse liquide est:

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} = C = \frac{0,69}{2g} V_1^2 = 0,035 V_1^2.$$

- La résistance de la tuyère dans ce cas :

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} C = \frac{(K V_f)^2}{2g} C = \frac{(K \cdot \frac{Q}{A})^2}{2g} C$$

(79)

$$H_1 = \frac{(K Q)^2}{2g A^2} \cdot C = \frac{16K^2 Q^2}{2g \pi^2 D^4} C = \frac{8 K^2 Q^2}{g \pi^2 D^4} C$$

$$H_1 = R_1 Q^2 \quad \text{====}) \quad R_1 = \frac{8K^2}{g \pi^2 D^4} \cdot C$$

$$R_1 = \frac{8 \cdot C}{g} \left(\frac{K}{\pi} \right)^2 \frac{1}{D^4}$$

$$C = 0,69$$

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

$$K = 17,868$$

$$D = 0,35 \text{ m.}$$

$$\text{====}) \quad R_1 = 1213 \text{ m}^{-5}/\text{S};$$

* Descente de la masse de l'eau:

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\phi^2}{4}}{0,5 \frac{d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 1,7 K = 30,24$$

$$V_2 = 30,24 V_f.$$

Calcul de m' et de C' .

$$m' = 0,5 \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \frac{(90)^2}{(200)^2} = 0,10.$$

$m' = 0,10$. Même abaque que précédemment.

On tire $C' = 0,82$.

- La perte de charge lors de la descente de la masse de l'eau:

$$H_2 = \frac{V_2^2}{2g} C' = 0,042 V_2^2.$$

- La résistance est : R_2 .

Même raisonnement et on aura:

$$R_2 = \frac{8 C'}{g} \left(\frac{K'}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{1}{D^4}$$

$$C' = 0,82$$

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

$$K' = 30,24$$

$$D = 0,35$$

$$====>) R_2 = 4129 \text{ m}^{-5/3} \text{ s}^2.$$

- La durée d'une onde $\theta = \frac{2L}{a} = 10,11 \text{ s}$

4. CALCUL DE COUP DE BELIER:

Le calcul a été fait sur ordinateur H.P de l'école avec programme Anti-Bels (page suivante).

4.1. PREPARATION DES DONNEES:

* La longueur de la conduite de refoulement et son diamètre en (m).

$$L = 5600 \text{ m}$$

$$D = 0,35 \text{ m.}$$

* La célérité en (m/s).

$$a = 1107,62 \text{ m/s.}$$

* La résistance de la conduite de refoulement.

$$R = 1904 \text{ m}^{-5/3} \text{ s}^2.$$

* Les résistances de la tuyère dans les deux cas:

$$\text{-Eau montant } R_1 = 1213 \text{ m}^{-5/3} \text{ s}^2.$$

$$\text{-Eau descendant } R_2 = 4129 \text{ m}^{-5/3} \text{ s}^2.$$

* La hauteur géométrique:

$$Z_0 = 70,80 \text{ m.}$$

* Le débit refoulé:

$$Q = 0,097 \text{ m}^3/\text{s.}$$

* Volume d'air initial dans le réservoir d'air U_0 .

Le calcul a été pour différentes valeurs de U_0 (5, 4,3, 2, 1,5) et on a choisi une des valeurs qui répond mieux aux conditions:

$$H_{\max} < 100 \quad (10 \text{ bars}).$$

$$H_{\min} > 0$$

Les résultats de calcul pour $U_0 = 1,5 \text{ m}^3$.

N°	Temps (S)	Volume (m^3)	Charge (m)	Débit (m^3/s)
0	0,00	1,500	86,60	+0,097
1	10,11	2,313	37,77	+0,064
2	20,22	2,631	33,99	-0,001
3	30,34	2,389	49,55	-0,047
4	40,45	1,868	73,89	-0,056
5	50,56	1,446	94,86	-0,028
6	60,67	1,385	97,72	+0,016

5. CONCLUSION:

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de $1,5 \text{ m}^3$ au départ passe à $2,631 \text{ m}^3$ à la fin de dépression, soit une augmentation d'air de $1,131 \text{ m}^3$.

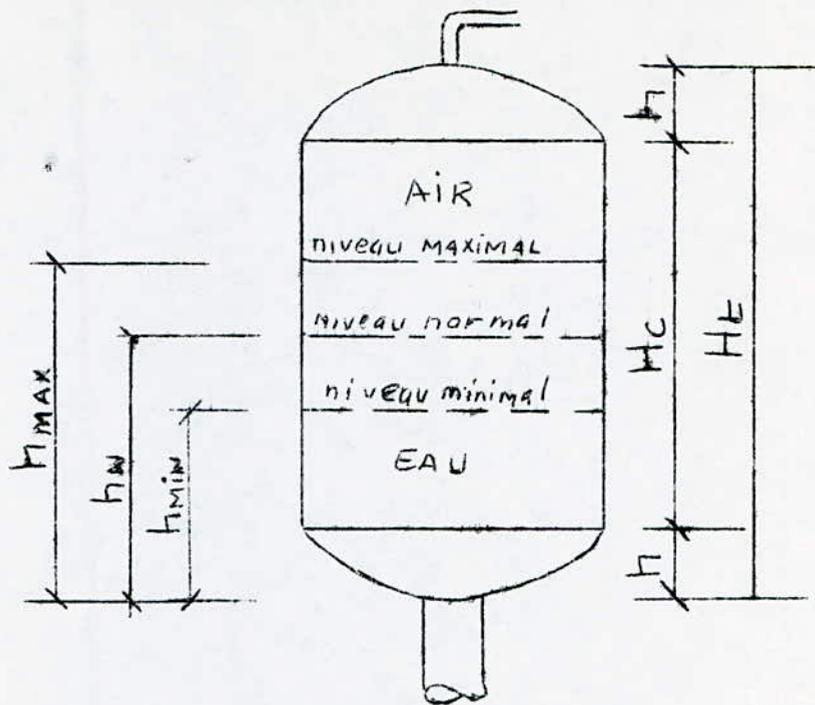
La charge tombe à 33,99 m, soit une dépression de $(86,6 - 33,99) = 52,61 \text{ m}$.

Pendant la phase de surpression, le volume de l'air passe à $1,385$ à la fin de la surpression, soit une diminution d'air de $0,115 \text{ m}^3$.

La charge passe à 97,72, soit une surpression de $(97,72 - 86,6) = 11,12 \text{ m}$.

Les résultats donnés ci-dessus sont traduits sous forme d'un graphique qui représente: *la figure de la page (84a)*

- les variations de volume d'air en fonction de temps
($V = f(t)$);
- les variations de la charge en fonction de temps
($H = f(t)$);
- les variations de débit en fonction de temps
($Q = f(t)$).

- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

$$U_0 = 1.5 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{MAX}} = 2.634 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{MIN}} = 4.385 \text{ m}^3$$

- COMME IL DOIT RESTER DE L'EAU DANS LE RESERVOIR, ON PREND LE VOLUME TOTAL EGAL A 3 m^3 . CE RESERVOIR EST A FOND BOMBE DE DIAMETRE 1 m , DONT LA CALOTTE DE HAUTEUR 0.30 m .

- LE VOLUME DE LA CALOTTE

$$V_{\text{CAL}} = \frac{4}{3} \pi R^2 H_{\text{CAL}} = \frac{4}{3} \pi (0.5)^2 0.3 = 0.314 \text{ m}^3$$

- HAUTEUR DE LA CUVE

$$H_c = \frac{V_c}{S_c} = \frac{V_e - V_c}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4(V_e - V_c)}{\pi D^2} = \frac{4(3 - 0.314)}{\pi (1)^2} = 3.42 \text{ m}$$

$$H_{\text{CUVE}} = 3.42 \text{ m}$$

- HAUTEUR TOTAL

$$H_e = H_c + 2h = 3.42 + 0.6 = 4.02 \text{ m}$$

* NIVEAU NORMAL (83)

$$h_n = H_E - \left(h + \frac{V_0 - \frac{V_{col}}{2}}{\frac{\pi D^2}{4}} \right) = H_E - \left(h + \frac{4(V_0 - \frac{V_{col}}{2})}{\pi D^2} \right)$$

$$h_n = 4.02 - \left(0.3 + \frac{4(1.5 - \frac{0.314}{2})}{\pi (1)^2} \right) = 2.01 \text{ m.}$$

* NIVEAU MINIMAL

$$h_{MIN} = H_E - \left(h + \frac{V_{max} - \frac{V_{col}}{2}}{\frac{\pi D^2}{4}} \right) = H_E - \left(h + \frac{4(V_{min} - \frac{V_{col}}{2})}{\pi D^2} \right)$$

$$h_{MIN} = 4.02 - \left(0.3 + \frac{4(2.634 - 0.157)}{\pi (1)^2} \right) = 0.57 \text{ m}$$

* NIVEAU MAXIMAL

$$h_{MAX} = H_E - \left(h + \frac{V_{min} - \frac{V_{col}}{2}}{\frac{\pi D^2}{4}} \right) = H_E - \left(h + \frac{4(V_{min} - \frac{V_{col}}{2})}{\pi D^2} \right)$$

$$h_{MAX} = 4.02 - \left(0.3 + \frac{4(2.385 - 0.157)}{\pi (1)^2} \right) = 2.15$$

LES HAUTEURS D'AIR DANS LE RESERVOIR

HAUTEUR NORMALE

$$H_n = H_E - h_n = 4.02 - 2.01 = 2.01 \text{ m}$$

HAUTEUR MINIMALE

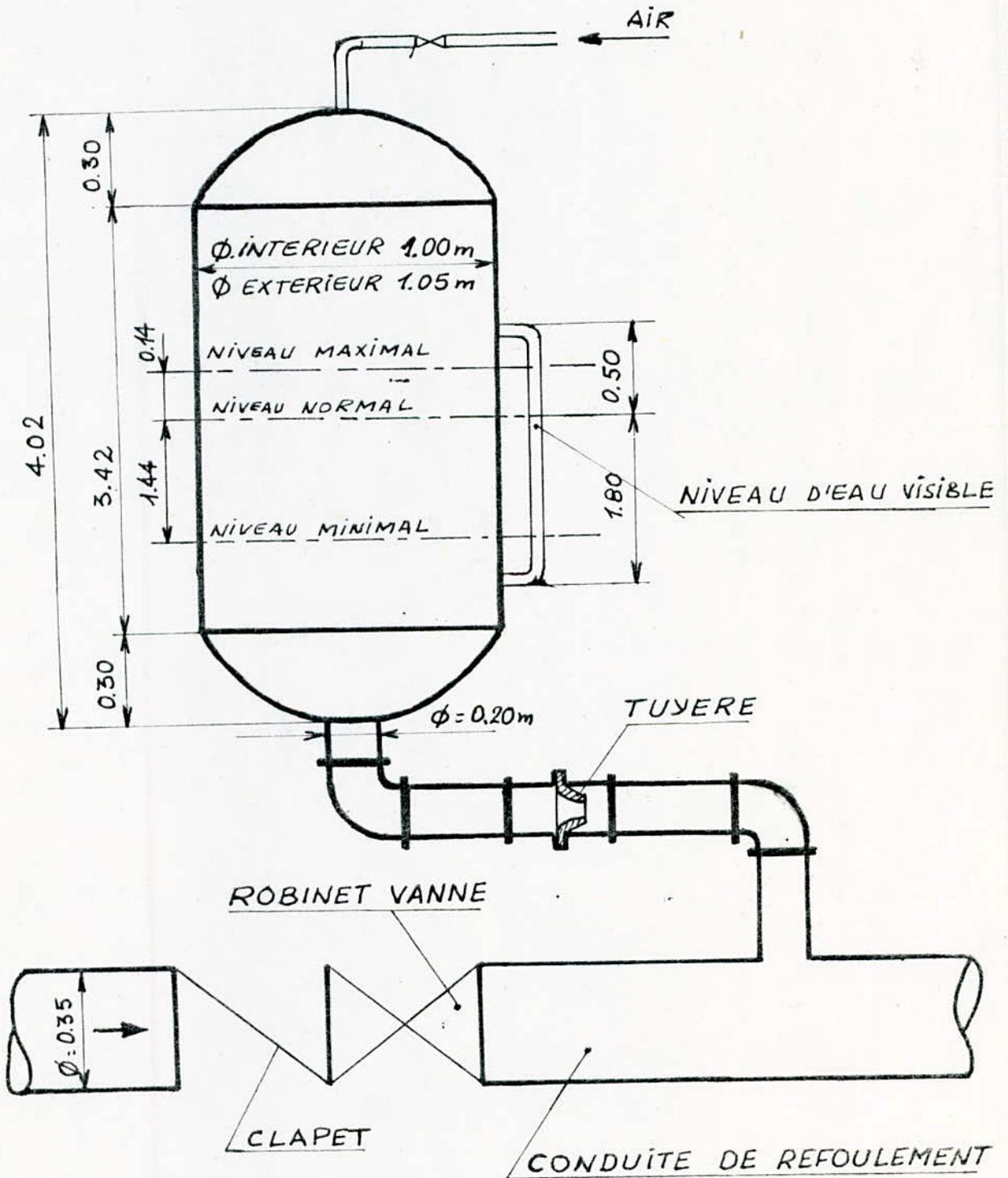
$$H_{min} = H_E - h_{max} = 4.02 - 2.15 = 1.87 \text{ m.}$$

HAUTEUR MAXIMALE

$$H_{max} = H_E - h_{min} = 4.02 - 0.57 = 3.45 \text{ m}$$

(84)

RESERVOIR D'AIR



```

10  REM PROGRAMME "ANTIBEL" (UTRYSKO HYDRAULIQUE)
20  REM CALCULS d'un reservoir anti-belier
30  READ L,D,C,R,R1,R2,Z0,Q
40  INPUT "Volume initial?",U
50  T1=2*L/C
60  A=7.702*D*D/C
70  P=.01*Q
80  T=0
90  I=0
100 N=0
110 Z=Z0+10+R*Q*Q
120 H=Z-10
130 D1=0
140 D2=.2*Q
150 PRINT
160 PRINT
170 PRINT " No      temps      volume      charge      debit"
180 PRINT "          s          m3          m          m3/s"
190 GOTO 420
200 Q1=Q-D1-D2
210 U1=U+(Q+Q1)*T1/2
220 Z1=Z*(U/U1)^1.4
230 IF Q1<0 THEN 270
240 H=Z1-R1*Q1*Q1-10
250 H1=H-R*Q1*Q1
260 GOTO 290
270 H=Z1+R2*Q1*Q1-10
280 H1=H+R*Q1*Q1
290 D3=A*(Z0-H1)
300 IF ABS(D3-D2)<P THEN 330
310 D2=(D2+D3)/2
320 GOTO 200
330 IF Q*Q1>0 THEN 350
340 N=N+1
350 T=T+T1
360 U=U1
370 Z=Z1
380 Q=Q1
390 D1=D2
400 D2=.8*D2
410 I=I+1
420 PRINT USING "DDD,4X,DDD.DD,4X,DD.DDD,4X,DDD.DD,4X,DD.DDD";I,T,U,H,Q
430 IF N>1 THEN 500
440 IF I=30 THEN 500
450 GOTO 200
460 DATA 560, .3,1182.53,4898,565,1557,56.14, .07
500  END

```

1. LA CORROSION EXTERNE:

1.1. GENERALITES:

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs; c'est une réaction d'oxydation.

Si ces phénomènes sont importants, la destruction des canalisations peut se produire par perforation en forme de cratères, ou sous forme de rouille (diminution de l'épaisseur de métal). Les conduites en acier sont les plus soumises à cette destruction, donc il y a lieu de considérer leurs protections.

1.2. PROTECTION EXTERNE:

1.2.1. ENROBAGE:

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

1.2.2. PROTECTION CATHODIQUE:

La protection cathodique consiste:

- soit à constituer un métal plus électro-négatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de cathode;

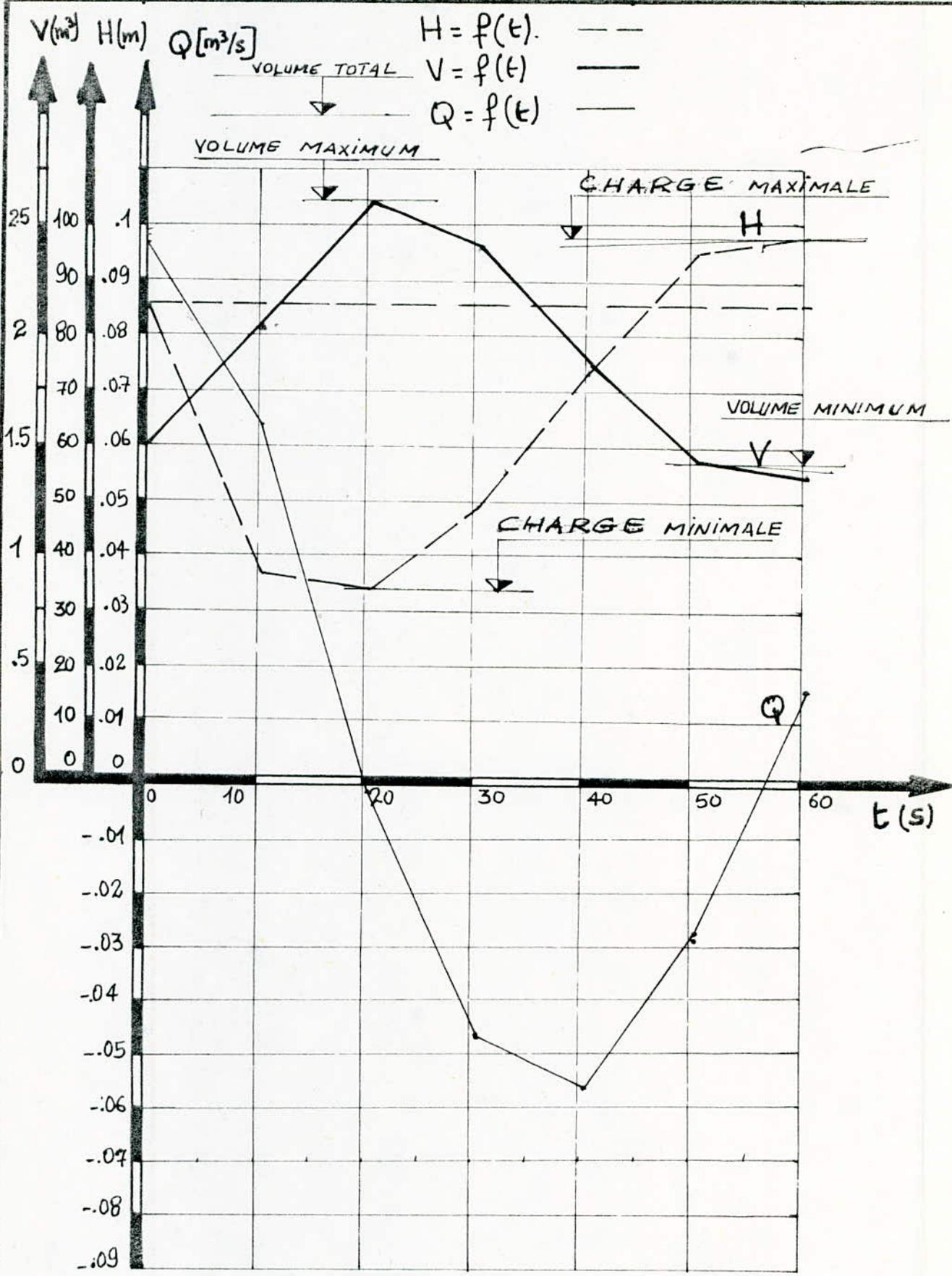
- soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et, d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

a. Par anode réactive:

La protection est assurée, si le potentiel de la conduite est plus négatif que celui de milieu électrolyte en contact.

Cette protection consiste à relier la conduite à une plaque de métal très électro-négatif de façon des piles où la conduite joue le rôle de la cathode.

(84a)



ECHELLES :

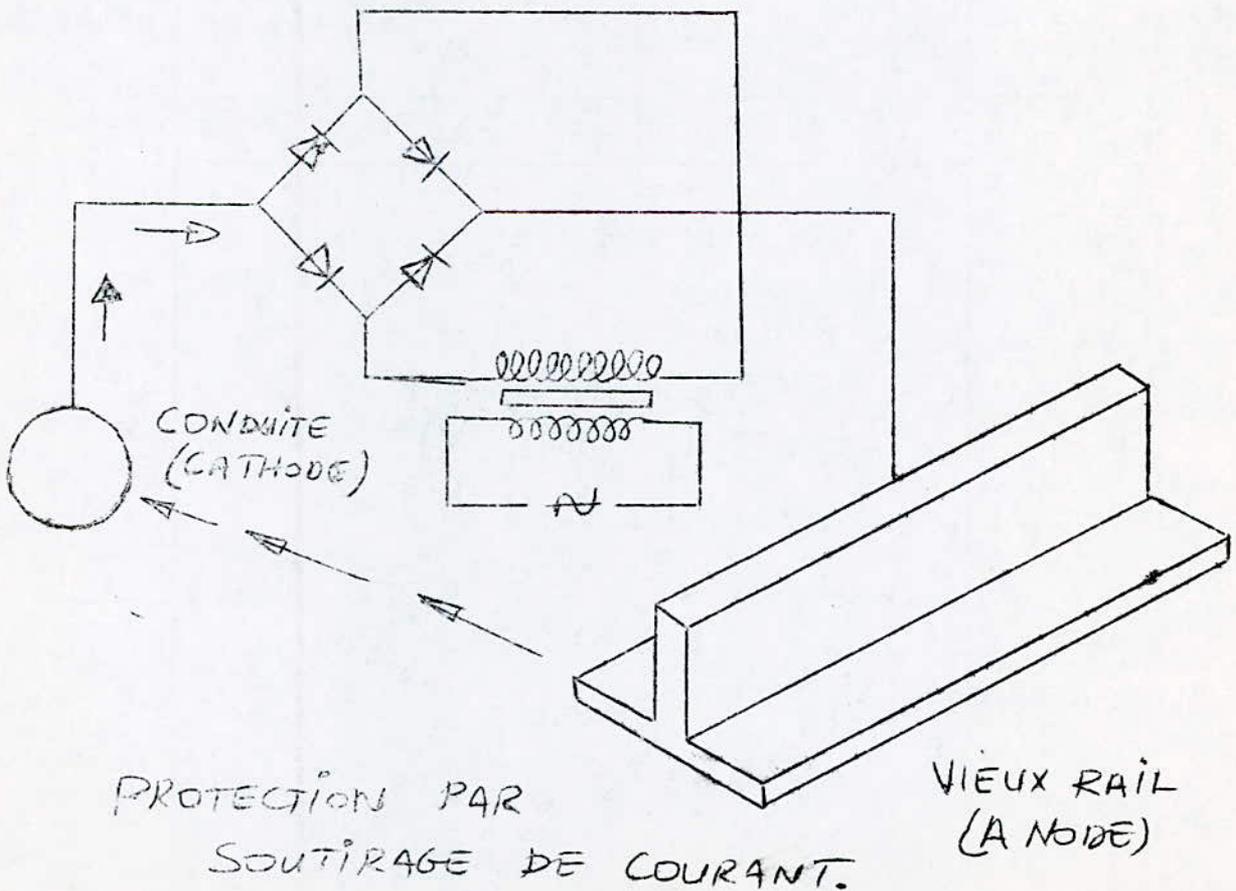
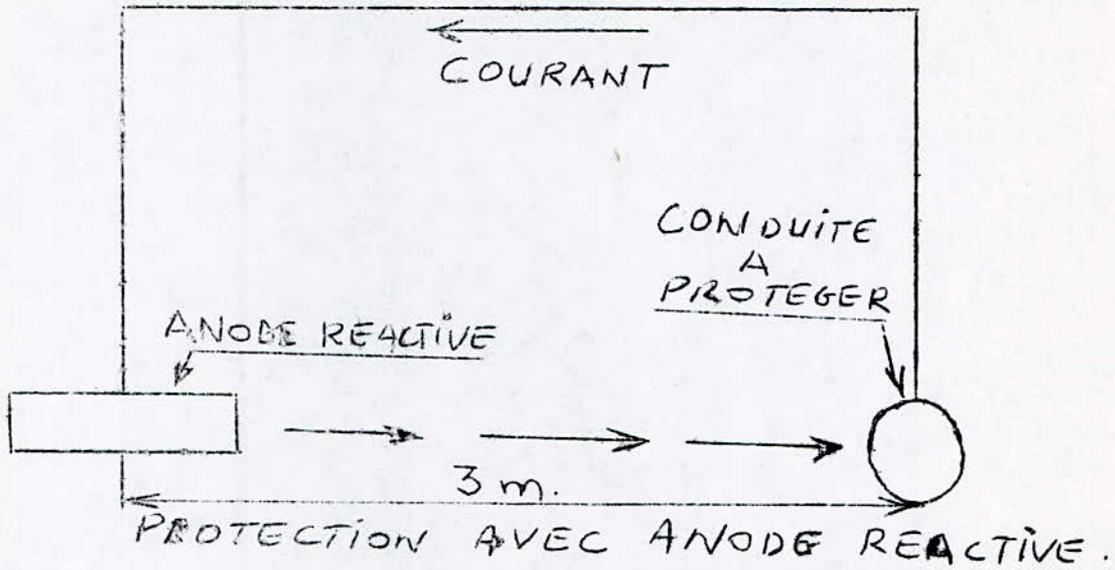
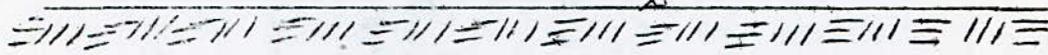
HORIZONTALE : 1cm \rightarrow 5s

VERTICALES : -DEBIT : 1cm \rightarrow 0.01 m³/s

-CHARGE : 1cm \rightarrow 10m ; -VOLUME : 1cm \rightarrow 0.25 m³

(85)

TERRAIN



b. Par soutirage de courant:

Elle consiste, à partir d'une source de courant continu (alternatif redressé), à relier la conduite à la borne négative et mettre une pièce métallique dans un milieu humide après l'avoir reliée à la borne positive.

2. CORROSION INTERNE:

La corrosion interne est caractérisée par une attaque de métal dûe à la nature des eaux.

L'acier non protégé au contact de l'eau se trouve normalement corrodé.

Cette corrosion dépend d'un certain nombre de facteurs et spécialement:

- PH;
- teneur en oxygène dissoute dans l'eau;
- vitesse d'écoulement.

Pour cela, on a procédé à une protection constituée d'un enduit bitumineux.

CONCLUSION:

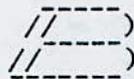
Dans notre cas on propose:

- pour la protection externe:

Etant donné que la protection par anode ne convient que pour les conduites de faibles diamètres, et qu'on a des grands diamètres à protéger on a choisi la protection cathodique par soutirage de courant;

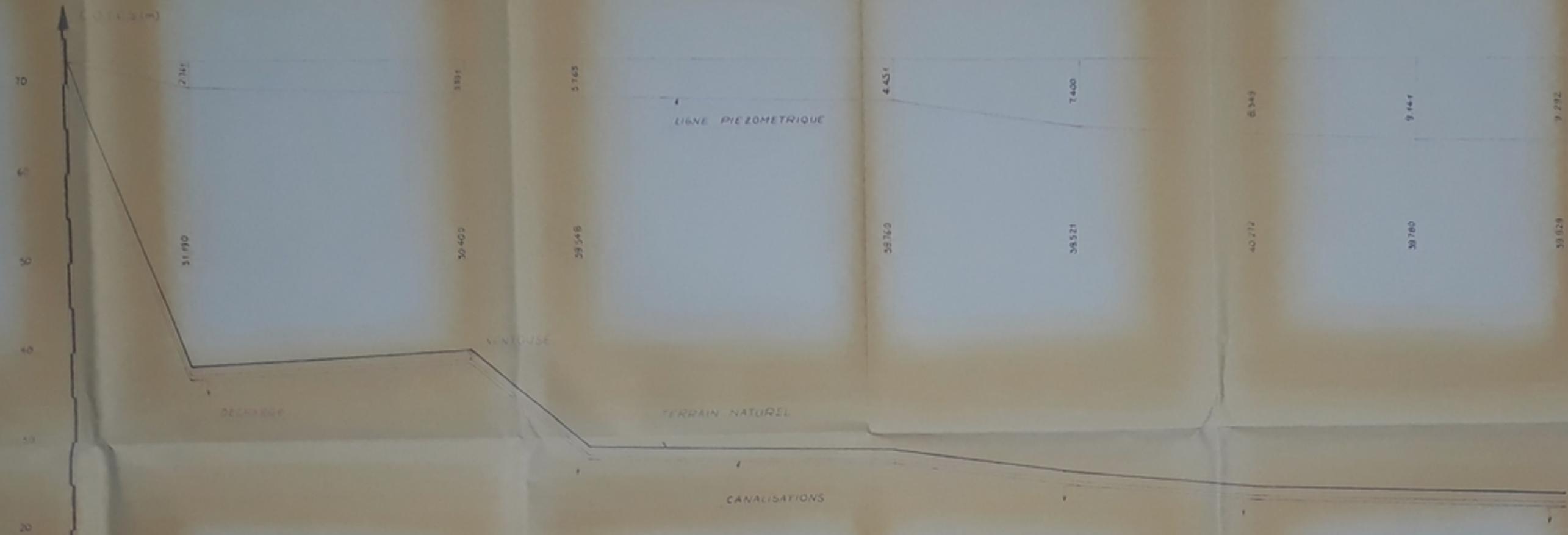
- pour la protection interne:

C'est la protection par enduit bitumineux.



IBLIOGRAPHIE.

- A. DUPONT.- Hydraulique urbaine, Tome II. Ouvrages de transport -
Élévation et distribution des eaux.
Edition Eyrolles.
- A. LENCASTRE.- Manuel d'hydraulique générale.
Edition Eyrolles.
- C. GOMELLA et H. GUERRE.- Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales.
Edition Eyrolles.
- J. BONIN.- Aide mémoire d'hydraulique urbaine.
Edition Eyrolles.
- M. CARLIER.- Hydraulique générale et appliquée.
Edition Eyrolles.
- G. MONTOUT et M. LARGUIER.- La protection des distributions d'eau.
Edition Eyrolles.
- F. BERNARD, A.L. TOURANCHEU et L. VIVIER.- Eléments de construction
" Organes pour fluides ".
Edition Dunod.



NUMERO DES NŒUDS	50	31	32	28	25	21	20	15
PENTES ‰	1.43	5.49	1.43	1.29	6.70	0.96	1.00	
DISTANCES PARTIELLES (m)	738	556	736	558	570	558	510	298
DISTANCES CUMULEES (m)		738	1294	1852	2422	2990	3500	3798
COTES DE TERRAIN (m)	73.00	68.51	67.08	65.79	64.50	63.54	62.58	61.58
COTES DU FOND DE TRANCHEE (m)	69.29	63.02	61.65	60.50	59.21	58.58	57.62	56.58
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	73.00	72.50	72.00	71.50	71.00	70.50	70.00	69.50
DIAMETRES (mm)	300	300	250	250	200	200	200	200

Republique Algérienne Démocratique et Populaire
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

PROJET DE FIN D'ETUDE

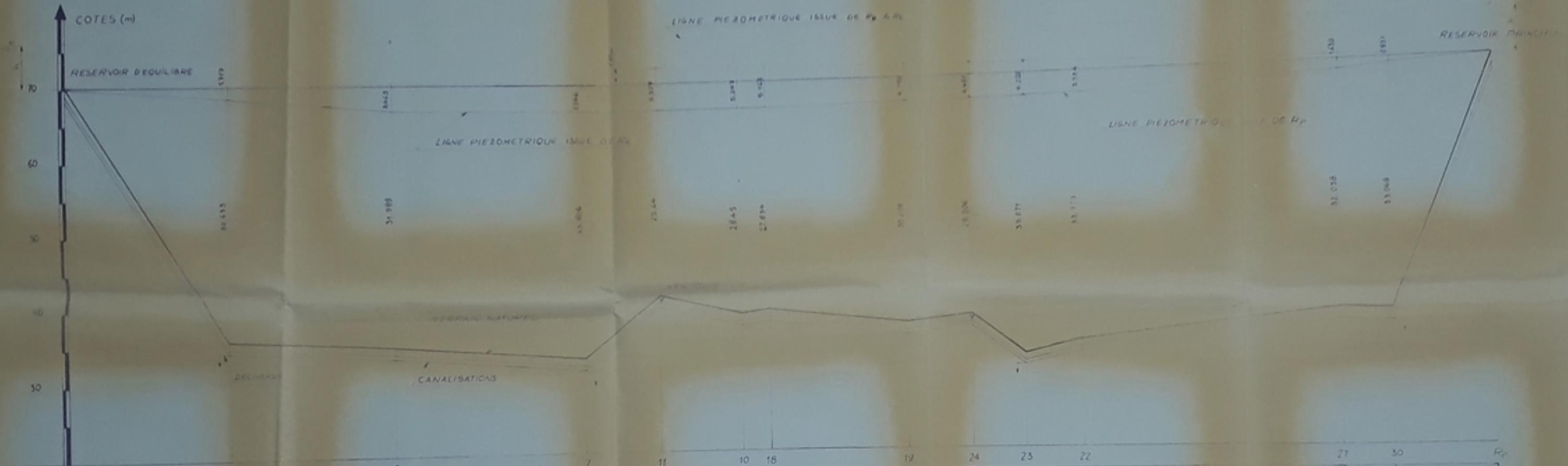
ETUDE DETAILLEE D'UN RESEAU ALIMENTE
PAR PLUSIEURS RESERVOIRS

PROFIL EN LONG DES TRONCONS

R₁-30-31-32-28-25-21-20-15

Établi par les étudiants L. BOUKRA M. BENRITAB	PLANCHE N° 1	Échelle: 1/200
		Échelle: 1/500
Dirigé par le D. M. TRISBO	PRODUCTION L'ALGERIA	Projet de fin d'étude

Plan 276
- 6



NUMERO DES NOEUDS	R0	1	6	7	11	10	18	19	24	25	22	27	30	R1
PENTES (%)		91.50	2.76	4.92	4.10	15.98	10.10	6.024	6.15	4.24	11.98	4.578	4.68	4.624
DISTANCES PARTIELLES (m)		376	375	442	410	193	65	352	155	125	158	606	112	238
DISTANCES CUMULEES (m)			376	751	1163	1356	1421	1773	1928	2053	2211	2817	2929	3167
COTES DU TERRAIN (m)	70.23	68.75	70.23	69.00	64.76	59.50	61.00	61.92	66.78	66.80	68.50	65.50	65.00	67.00
COTES DU FOND DE TRANCHEE (m)	70.23	68.75	70.23	69.00	64.76	59.50	61.00	61.92	66.78	66.80	68.50	65.50	65.00	67.00
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	70.23	68.75	70.23	69.00	64.76	59.50	61.00	61.92	66.78	66.80	68.50	65.50	65.00	67.00
DIAMETRES (mm)		250	200	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350	450

Université Algérienne, Département de Génie Rural
 Ecole Nationale Polytechnique d'El Harrach
PROJET DE FIN D'ETUDE
 ETUDE DETAILLEE D'UN RESEAU ALIMENTE
 PAR PLUSIEURS RESERVOIRS
 PROFIL EN LONG DES TRONCONS
 R0, 1, 6, 7, 11, 10, 18, 19, 24, 25, 22, 27, 30, R1

Etude par les étudiants
 M. BOUKRA
 M. BENRITAB
 Dirigé par le D.
 M. UTARSKO

PLANCHE
 NT 2
 PROMOTION
 2000-2001

Echelle verticale
 1/200
 Echelle horizontale
 1/5000
 Date de l'étude
 15/05/01

