

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

HOUARI BOUMEDIENNE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

Filière d'Ingénieur en Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

المعهد  
.....  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Sujet

ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA Z.H.U.N  
de Ouled-FAYET - CHERAGA -

5 PLANS

Proposé par :  
S.E.D.A.L.

Etudié par :  
FADEL Med  
KERMOUZI Med

Dirigé par :  
Mr AKHOUNDOV A.A.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

»O«

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

**HOUARI BOUMEDIENNE**

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**

**Filière d'Ingénieur en Hydraulique**

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

Sujet

**ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA Z.H.U.N  
de Ouled-FAYET -CHERAGA-**

Proposé par :  
S.E.D.A.L.

Etudié par :  
FADEL Med  
KERMOUZI Med

Dirigé par :  
Mr AKHOUNDOV A.A.

Promotion Janvier 1983



DEDICACES

Nous dédions ce modeste ouvrage

- A nos parents

- A nos frères et soeurs

- A nos amis (es) et tous ceux qui nous ont aidé .

FADEL M.

KERMOUZI M.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement

- Monsieur AKHOUNDOV

chez qui nous avons toujours trouvé un accueil chaleureux et des conseils pour l'élaboration de ce travail .

- Messieurs KETTAB et LAPRAY

pour tous les efforts qu'ils n'ont cessé de nous fournir durant notre formation .

- Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, à toutes les personnes qui nous ont aidé ainsi que monsieur SEKKAL qui a manifesté un grand intérêt pour notre travail .

FADEL M.

KERMOUZI M.

## Sommaire

	Page
<u>Chapitre I :</u>	
1. Introduction .....	1
2. Présentation et situation .....	1
3. Ressources .....	2
 <u>Chapitre II :</u>	
1. Démographie .....	3
2. Besoins en eau .....	3
 <u>Chapitre III :</u>	
. Etude économique .....	7
. Pertes de charge .....	9
. Choix du diamètre d'adduction .....	14
1. Conditions techniques .....	14
2. Détermination du diamètre .....	14
3. Formules utilisées .....	15
4. Tableaux de calcul .....	16
. Evaluation de la variante choisie .....	18
 <u>Chapitre IV :</u>	
I. Etude des problèmes posés par la variation du débit .....	19
II. Consommation .....	19
III. Détermination des débits soutirés .....	20
 <u>Chapitre V :</u>	
. Réseau maillé-méthode de HARDY CROSS .....	25
. Vérification des pressions au sol .....	29
. Détermination de la pression au point et de sa côte - piezométrique .....	31
 <u>Chapitre VI :</u>	
Reservoir	
1. Importance du reservoir .....	34
2. Emplacement .....	34

.../...

	Page
3. Capacité .....	35
4. Dimensionnement .....	38
5. Equipements du reservoir .....	39

Chapitre VII :

Stations de pompages

. Groupes élévatoires .....	42
. Pertes de charges .....	43
. Puissance .....	43
. Choix des pompes .....	44
. Choix des groupes .....	45

Chapitre VIII :

Protection des ouvrages

. Conséquence de la présence d'air dans la conduite .....	50
. Entartrages des conduites .....	52
. Etude du coup de bélier .....	53
. Coup de bélier dans l'adduction gravitaire .....	54
. Coup de bélier dans l'adduction de refoulement .....	55
. Calcul du coup de bélier .....	57
. Etude proprement dite du coup de belier	
A- Arrêt de pompe .....	60
B - Démarrage .....	70
. Protection des canalisations contre la corrosion .....	77

## CHAPITRE I

### 1- INTRODUCTION :

L'objet de notre étude consiste à alimenter en eau potable la ZHUN (Zone d'Habitat Urbaine Nouvelle) de OULED-FAYET à CHERAGA .

Le taux d'accroissement qui est très élevé ainsi que l'exode rural ont engendré beaucoup de concentrations au niveau des grandes villes comme Alger.

Nous tenons à signaler que notre étude portera sur l'utilisation d'un réseau maillé pour couvrir une grande superficie pour ce qui concerne la distribution, l'adduction et l'alimentation du réservoir projeté à partir d'un branchement après la station de pompage N°2 de la conduite de MAZAFRAN II, notre étude portera aussi sur les différentes précautions à prendre telles la protection contre les coups de belier causés par les différentes manoeuvres et ( l'agressivité des sols traversés par nos conduites

### 2. PRESENTATION et SITUATION

La ZHUN à alimenter en eau potable se trouve à OULED-FAYET dans la daïra de CHERAGA .

Elle est entourée de la voie de contournement du CW 142 à l'ouest, du CW 142 au sud , par la rocade sud au nord et nord ouest et par un tissu dense et CW 233 au nord est et à l'est .

Cette région au passé riche du point de vue agriculture tend à s'urbaniser du fait qu'elle se situe dans la banlieu algéroise.



La région concernée se trouve à l'ouest d'Alger et son relief ne présente pas beaucoup d'accidents ce qui facilitera toute entreprise concernant les gros travaux.

Du fait de sa proximité de la mer et d'Alger la région a un climat côtier c'est à dire chaud en été, tiède et froid en hiver avec un pourcentage d'humidité très considérable .

### 3. RESSOURCES :

Le réservoir projeté qui alimentera la ZHUN de OULLED-FAYET sera alimenté lui même de la conduite de MAZAFRAN II. Pour cela un branchement sera effectué après la station de pompage numéro deux (SP2) qui est située près de DRARIA .

L'adduction de ce piquage au réservoir aura une longueur d'environ 3 Km ce qui nous a poussé à choisir cette ressource.

Les autres ressources susceptibles d'être prises en compte sont situées à des distances plus grandes donc leur exploitation sera onéreuse .

- 3 -  
C H A P I T R E II

1 DEMOGRAPHIE

La ZHUN comportera 3500 logements ce qui nous donnera avec une occupation moyenne de 6 personnes par logement une population de  $3500 \times 6 = 21000$  personnes ajoutées aux 3500 habitants déjà existant on aura une population totale de 24500 habitants .

N.B: Vu qu'on a une ZHUN on n'a pas tenu compte de l'évolution de la population .

2. BESOINS EN EAU

Comme bases de calcul les normes suivantes ont été prises

- Variation de la consommation

- . Coefficient de pointe journalière : 2,4 (consommation sur 10 heures du total journalier).
- . Coefficient de pointe hebdomadaire-saisonnière : 1,5 .
- . Pertes dans le réseau de 15 % .

-Calcul du réservoir

- . Alimentation du réservoir en continu sur 24 heures.
- . Consommation répartie sur 10 heures .
- . Réserve d'incendie :  $250 \text{ m}^3$  .

Besoins Publics :

La dotation pour les besoins scolaires est de 2 sortes, l'une de 20 L/j et par élève pour le primaire et l'autre de 80 L/j et par élève pour la formation professionnelle vu que cette section utilise et travaille dans les laboratoires, et les ateliers.

Pour les crèches sa tranche d'age est représentée d'environ 12 % de la population d'où on aura quelques 730 élèves .

Pour l'école fondamentale, elle est représentée par des étapes importantes de 3 années chacune . Le nombre d'élèves totale dans cette catégorie est de 6100 élèves .

Il y a une proposition de créer un centre de formation professionnelle pour 400 élèves .

b) Besoins sanitaires :

Avec un centre pour 10 000 habitants on aura donc 3 centres de santé . Les centres de santé englobent la polyclinique, la maternité urbaine et l'hôpital- laboratoires d'hygiène qui totalisent quelques 3000 m<sup>2</sup> avec une dotation de 15 l/j/m<sup>2</sup> ; la maternité de 70 lits aura une dotation de 150 l/j/lit .

c) Besoins municipaux :

La ZHUN sera dotée d'une antenne administrative, d'une agence PTT , d'un bureau pour la sûreté urbaine, un bureau de protection civile etc .

Le tout d'une surface totale de 3500 m<sup>2</sup> qui nécessiteront une consommation de 10 l/j /m<sup>2</sup> .

d) Divers :

Les commerces, hotels, stations de services et les activités secondaires et tertiaires composent cette catégorie qui totalise une superficie de 5850 m<sup>2</sup> avec 4 l/j et par m<sup>2</sup> de dotation .

e) Autres activités :

qui sont en général les équipements à caractères culturels à savoir salle polyvalente, cinéma, salle des fêtes, maison de jeunes et bibliothèque .

Leurs superficie totale sera de  $38000 \text{ m}^2$  et consommeront  $10-1/j$  et par  $\text{m}^2$  .

Les calculs de la consommation journalière par catégorie, de la consommation maximale journalière qui est la consommation journalière par K ; (coefficient journalier) sont résumés dans le tableau suivant :

-6-

## Tableau récapitulatif de la consommation

Dénomination	Nombre ou surface	Consommations Spécifiques	Consommations journalières m <sup>3</sup> /j	K <sub>j</sub>	Consommations maximales journalières	K <sub>o</sub>	K <sub>o</sub> · K <sub>j</sub> · $\frac{N_i \cdot q_i}{1000}$
Population	21000 hab	140 L/j/hab	2940.0	1.1	3234.00	1.3	4204.20
Habitants existants	1500 hab	70 L/j/hab	105.0	1.1	115.50	1.3	150.15
Écoles	6100 él	20 L/j/él	122.0	1.1	134.20	1.3	174.46
Crèches	730 él	20 L/j/él	15.0	1.1	16.50	1.3	21.45
E.F.P	400 él	80 L/j/él	32.0	1.1	35.20	1.3	45.76
Terrains de jeux	40000 m <sup>2</sup>	1 L/j/m <sup>2</sup>	40.0	1.1	44.00	1.3	57.20
Centres de santé	3000 m <sup>2</sup>	15 L/j/m <sup>2</sup>	45.0	1.1	49.50	1.3	64.35
Maternités	70 lits	150 L/j/lit	10.5	1.1	11.55	1.3	15.02
Marchés	2900 m <sup>2</sup>	5 L/j/m <sup>2</sup>	14.5	1.1	15.95	1.3	20.74
Mosquées	2000 m <sup>2</sup>	10 L/j/m <sup>2</sup>	20.0	1.1	22.00	1.3	28.60
Administrations	3500 m <sup>2</sup>	10 L/j/m <sup>2</sup>	35.0	1.1	38.50	1.3	50.05
Commerces	15850 m <sup>2</sup>	4 L/j/m <sup>2</sup>	63.5	1.1	69.85	1.3	90.80
Divers	5850 m <sup>2</sup>	4 L/j/m <sup>2</sup>	23.5	1.1	25.85	1.3	33.60
Autres activités	38000 m <sup>2</sup>	10 L/j/m <sup>2</sup>	380.0	1.1	418.00	1.3	543.40
Total	—	—	3850.00	—	4230.60	—	5500.00
+ 15% de pertes	—	—	4430.00	—	4873.00	—	6325.00

ETUDE ECONOMIQUE

Cette étude économique portera essentiellement sur le coût des conduites .

1. Travaux de terrassement :

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond sera donnée par la formule :

$$B = D + 2 \cdot 0,30 \text{ (m)}$$

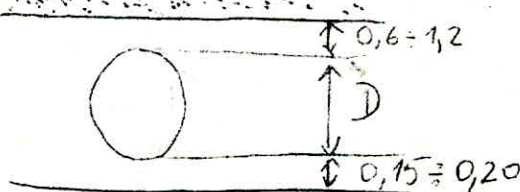
où D est le diamètre de la conduite .

Pour faciliter le raccordement des joints et l'opération de soudure on mettra des niches au niveau des points de jonction des conduites . Ces niches seront distantes l'une de l'autre de 40 m.

La profondeur de fouille est fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu ( maxima et minima ) et des sollicitations des charges mobiles si cette dernière traverse une route très fréquentée par ces charges .

Nous pouvons avoir h de  $h \gg D + 0,80 \text{ (m)}$

La profondeur de fouille est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante et que les dégats(éventuellement) pourront être évités, ces dégats peuvent être engendrés par l'importance du gel .



Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose de 0,15m à 0,20 m d'épaisseur bien pillonnée et bien nivelée suivant les côtes du profil en long. La constitution d'un lit de pose est composé de gravier dans les terrains ordinaires, de pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux et d'un lit de béton maigre dans la zones abruptes.

Le remblai se fait d'une succession de couches soigneusement tassées et arrosées pour répondre aux critères de sécurité .

Pour éviter les affouillements l'angle d'inclinaison de la fouille à prévoir est  $\alpha = 60^\circ$  c'est à dire une section trapezoidale de talus calculé comme suit :

$$I = \cotg \alpha = \cotg 60^\circ = 0,577$$

$$\text{d'où la section sera } A = (B + Ih)h$$

$$\text{et le volume } V = A \cdot L = (B + Ih)h \cdot L$$

où :

I est le talus de la section trapezoidale

$\alpha$  est l'angle d'inclinaison de la fouille

B est la largeur de la section (inférieure )

h est la hauteur de la section

L est la longueur de l'adduction .

#### • Pertes de charge

La résistance qu'opposent la viscosité et les frottements de l'eau le long des canalisations se traduit par une perte charge J.

La vitesse étant faible nous aurons le terme  $\frac{v^2}{2g}$

.../...

vraiment négligeable et la ligne des niveaux piezométriques est supposée confondue avec la ligne de charge .

Pour le calcul des pertes de charges DARCY - WEISSBACH a proposé la formule suivante :

$$J = \frac{4}{D} \cdot \left( \alpha + \frac{\beta}{D} \right)^2$$

où

- D est le diamètre intérieur de la conduite en mètres;
- V est la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau en m/s;
- J est les pertes de charge en mètre d'eau par mètre de canalisation
- $\alpha = 0,000\ 507$
- $\beta = 0,0000\ 13$

En associant la formule de DARCY-WEISSBACH à celle du débit qui est

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

on aura 
$$J = \frac{64 b_1 Q^2}{\pi^2 D^5}$$

avec 
$$b_1 = \alpha + \frac{\beta}{D}$$

c'est à dire 
$$J = C \cdot Q^2$$

D'où la formule fondamentale définissant le coefficient de pertes de charge f sera

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

.../...



où  $f$  est un coefficient de frottement sans dimensions ;  
 $g$  est l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  .

Par ailleurs la formule la plus utilisée est celle de COLEBROOK définie comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3,71D} + \frac{2,51}{IR \cdot \sqrt{f}} \right]$$

- où -  $\varepsilon$  est la rugosité en m  
-  $D$  est le diamètre intérieur de la conduite en m  
-  $IR$  est le nombre de REYNOLDS de l'écoulement

. Généralement les conduites d'un réseau de distribution comportent beaucoup d'accessoires de sécurité et d'entretien tels que les robinets-vannes, ventouses, coudes etc .

.. La vitesse dans certains tronçons peut avoir des valeurs faibles par rapport à la vitesse normale d'écoulement qui nous évite les dépôts .

... Les irrégularités au droit des joints .

Tous ces facteurs ainsi que d'autres pouvant intervenir au cours de la réalisation ou de l'exploitation sont de natures à augmenter les pertes de charge .

Dans notre cas et vu que nous poserons des conduites neuves les valeurs de la rugosité prises dans les calculs seront

$$\varepsilon = 0,001 \text{ m.}$$

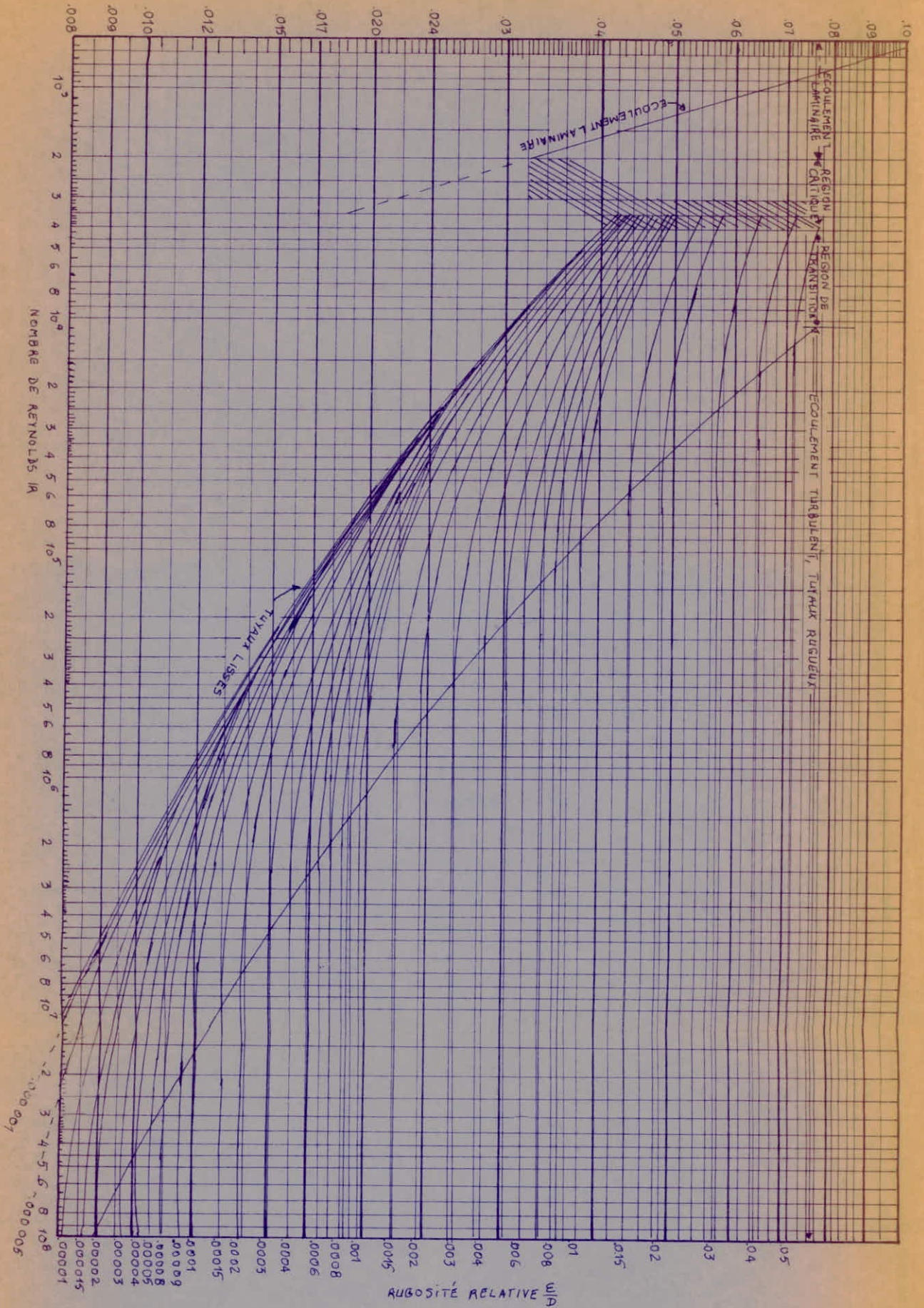
Pour les faibles débits le régime sera donc en transition surtout pour construire les courbes résistantes c'est à dire les caractéristiques de la conduite .

Pour cela on a utilisé l'abaque (17d) conçu par M<sup>F</sup> LAPRAY GESA et permettant de corriger immédiatement le régime en faisant intervenir les facteurs de transition de ce dernier abaque à savoir les facteurs  $\lambda$  et  $\lambda_{J,5,3}$ .

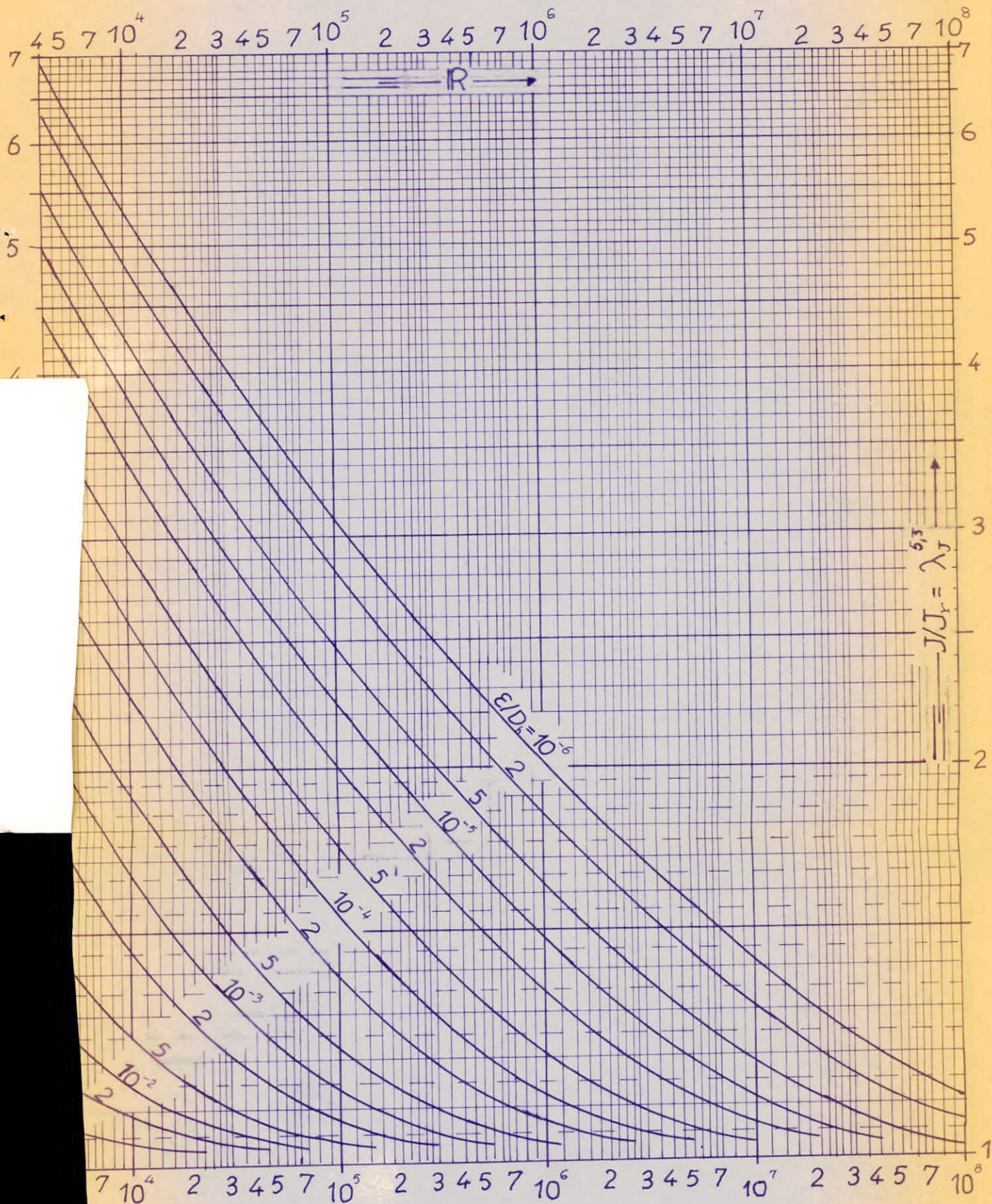
$$\lambda_{J,5,3} = \frac{J}{J_r} \text{ est tiré en fonction de } \frac{\mathcal{E}}{D_h} \text{ avec}$$

- $\mathcal{E}$  la rugosité de la conduite en mètre
- $D_h$  diamètre hydraulique en mètre aussi .

COEFFICIENT DE RÉSISTANCE  $\lambda$



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



## Choix du diametre de l'adduction

### 1. Conditions techniques :

Pour procéder à la pose, au calcul et à tout ce qui concerne la conduite de refoulement nous sommes obligés de tenir compte de quelques points importants tels que :

- Choix du profil en long le plus régulier; si c'est possible la conservation du même sens de rampe vers le reservoir de stockage
- Evitement des contres- pentes pour ne pas avoir au point haut ainsi formé des cantonnements d'air difficiles à évacuer .
- Choix du tracé le plus court possible pour économie de matériaux .
- Choix du tracé qui suivra dans la mesure du possible les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du materiel .
- Conception des tracés en plans de manière à ce que les coudes soient largement ouverts pour éviter les butées importantes.
- N.B: Les tracés ont été étudiés sur une carte topographique établie à l'echelle 1 : 10.000

### 2. Determination du diametre

Le diametre peut être donné dans une première proposition par la formule de J. BONNIN qui stipule que  $D = \sqrt[3]{\frac{V}{Q}}$  où D et Q sont respectivement en m et en  $m^3/s$  .

Toutefois le diametre définitif sera pris d'après un calcul technico-économique .

.../...

$$\text{Alors } D = \sqrt{V Q} = \sqrt{V 0,065} = 0,255 \text{ m ; } Q : \text{ en } \text{m}^3/\text{s}$$

Le debit Q est le débit moyen  $Q_{\text{moy}}$  qui est calculé lui comme le rapport entre la consommation maximale journalière  $5590 \text{m}^3/\text{j}$  et le nombre de secondes dans un jour soit  $(24 \times 3600)$  secondes d'où  $Q_{\text{moy}} = \frac{5590}{24 \times 3600} = 0,064699 \text{ m}^3/\text{s} = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 3 . Formules Utilisées :

. Hauteur manométrique totale :  $H_{\text{mt}} = H_g + 1,15 \Delta H$

où  $H_g = 277,60 - 230,00 = 47,60 \text{ m}$ .

et  $\Delta H$  étant les p.d.c dues aux frottements .

. Puissance :  $P = \frac{9,81 \times Q}{\eta} \cdot H_{\text{mt}}$

où  $\eta$  est le rendement que nous avons pris 0,75 .

. Amortissements : L'amortissement annuel est obtenu en divisant le prix total de la conduite par  $n$  qui est le nombre d'années que dure son exploitation .

Dans notre cas  $n = 30$  ans .

. Annuité : Etant le payement annuel d'où elle sera le produit du prix de la conduite par  $A$  un coefficient d'annuité qui est  $A = \frac{i}{(1+i)^n} + i$  où  $i$  est un

taux, dans notre cas il est de 8% et  $n$  le nombre d'années d'exploitation

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

\* 0,08

d'où  $A = 0,08883$  .

N.B : 1. Nos études économiques se porteront sur des diamètres normalisés immédiatement supérieurs et inférieurs au diamètre initialement choisi par la formule de BONNIN.

2. La longueur de notre tracé est de 2950 m.

3. Le prix de l'énergie est de 0,19 DA/KWh .

4. Tableaux de calcul :

4.1 Prix de revient de la gamme des diamètres Ø 200,

Ø 250 et Ø300

Ø (mm)	Tuyau DA/m/	Soudure DA/m/	Terrassement DA/m/	Pose DA/m/	10% de trans port et manu- -tention	Prix de re- vient DA/m/
200	137.59	4.32	65.00	10.00	12.65	229.56
250	162.32	5.75	67.00	16.00	16.15	267.22
300	216.63	7.30	70.00	20.00	19.14	333.07

4.2 Frais d'exploitation

4.2.1 Calcul de la Hmt

Diametre (mm)	J	L (m)	H = J.L (m)	1,15 H (m)	Hmt (m)
200	0.0320	2950	115;05	132.30	180.00
250	0.0120	2950	35.40	40.71	88.31
300	0.0045	2950	13.30	15.30	63.00

#### 4.2.2 Prix de l'énergie

- 17 -

Diametre (mm)	$P = \frac{9,81.0,065}{0,75} \cdot Hmt$	Kwh annuel $P \times 24 \times 365$	Prix de l'énergie
200	153.04	1340630.4	254719.80
250	75.08	657700.8	124963.15
300	53.56	469185.6	89145.26

#### 4.3 Frais d'amortissement

Diametre (mm)	Prix unitaire (DA/m/)	Longueur (m)	Prix de la conduite(DA)	Amortissement (DA)
200	229.56	2950	677202.0	60155.84
250	267.22	2950	788299.0	700024.60
300	333.07	2950	982556.5	87280.50

#### 4.4 Bilan

Diametre (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
200	60155.84	254719.80	314875.64
250	700024.60	124963.15	824987.65
300	87280.50	89145.26	176425.76

De cette dernière étude économique il ressort que le diamètre le plus économique est  $\phi = 300$  mm.

Ce diamètre nous donne une vitesse adéquate de la formule

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.0.065}{\pi (0,3)^2} = 0,92 \text{ m/s .}$$

N.B: Notre étude a été faite avec 3 variantes, nous avons mentionné ci dessus et pris la meilleure variante( la plus économique).



Evaluation de la variante choisie

Nous avons pour la variante 1 un profil en long irrégulier et la vitesse très grande; on constate également l'existence des contre-pentes qui nécessitent l'emplacement de plusieurs accessoires sur la conduite de refoulement tels que des ventouses, des clapets à entrée d'air pour les points hauts et vannes de vidange pour les points bas ce qui entraînerait des frais supplémentaires sur le coût de l'ouvrage .

Quand à la variante choisie elle suit les accotements des routes et a une vitesse adéquate  $V = 0,92 \text{ m/s}$  .

C H A P I T R E IV

I- ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DU DEBIT :

Les différentes pointes journalières , mensuelles et saisonnières engendrent les problemes de variations du débit .

Le coefficient  $K_1$  de l'irrégularité de la consommation journalière est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

La variation de la consommation horaire symbolisée par  $K_2$  est le rapport entre la consommation maximale horaire et celle moyenne horaire .

Dans notre cas nous avons  $K_1 = 1,5$  et  $K_2 = 2,4$  .

II. La consommation :

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation par le nombre d'habitant plus les besoins publics;

Du tableau précédent qui récapitule les consommation on voit que notre consommation moyenne journalière est de  $3855 \text{ m}^3/\text{J}$ .

La consommation maximale journalière est la consommation moyenne journalière multipliée par  $K_1$  d'où

$$Q_{\text{maxj}} = 3855 \times 1,5 = 5590 \text{ m}^3/\text{j} .$$

Le débit de pointe horaire est égale à la consommation journalière moyenne divisée par 24 heures et multiplié part

$$Q_1^0 = \frac{3855 \times 1,15 \times 2,4}{24 \times 3600} = 124,93 \text{ l/s} .$$

.../...

## DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES AUX NOEUDS

### 1. Méthode

Pour un noeud choisi on délimite autour de lui une zone qui pourrait être alimentée par lui .

Après quoi et en se référant au plan de masse on prend pour chaque zone le nombre d'habitants, d'élèves, de lits d'hopitaux etc et en les multipliant respectivement par leur dotation et en les ajoutant on aura le débit soutiré du noeud choisi .

Enfin ce débit sera majoré de coefficient de pointe

$K_3 = 2,4$  puis converti en l/s .

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Noeud	Dénomination	Nombre		Dotation	Consommation		K <sub>3</sub>	Débit soutiré (L/s)
		habitants	m <sup>2</sup>		L/j	L/s		
1	Habitants Nouveaux	1200	-	140 L/j/h	168000	1.94	2.4	7.05
	Maison de jeunes	-	1600	10 L/j/m <sup>2</sup>	16000	0.19		
	Stade scolaire	-	7000	10 L/j/m <sup>2</sup>	70000	0.81		
						2.94		
2	Habitants Nouveaux	60	-	140 L/j/h	8400	0.10	2.4	1.07
	Habitants Existants	300	-	70 L/j/h	21000	0.24		
	Ecole	455	-	20 L/j/e	9100	0.11		
						0.45		
16	Habitants Nouveaux	2190	-	140 L/j/h	306600	3.55	2.4	9.03
	Crèche	146	-	20 L/j/h	2920	0.03		
	Ecole	390	-	20 L/j/e	7800	0.09		
	Commerces	-	1983	4 L/j/m <sup>2</sup>	7932	0.09		
						3.76		
14	Habitants Nouveaux	1380	-	140 L/j/h	193200	2.24	2.4	6.07
	Crèche	117	-	20 L/j/e	2340	0.03		
	Ecole	1138	-	20 L/j/e	22760	0.26		
						2.53		
3	Habitants Existants	900	-	70 L/j/h	63000	0.73	2.4	2.34
	Mosquée	-	400	10 L/j/m <sup>2</sup>	4000	0.04		
	Administrations	-	1750	10 L/j/m <sup>2</sup>	17500	0.20		
						0.97		

Noeud	Dénomination	Nombre		Dotation	Consommation		k <sub>3</sub>	Débit soutiré (l/s)
		habitants	m <sup>2</sup>		l/j	l/s		
17	Habitants Nouveaux	210	-	140 l/j/h	29400	0.34	2.4	11.07
	Habitants Existants	60	-	70 l/j/h	4200	0.05		
	Centre de santé	-	16300	15 l/j/m <sup>2</sup>	244500	2.83		
	Commerces	-	4627	4 l/j/m <sup>2</sup>	18508	0.21		
	Administration	-	2036	10 l/j/m <sup>2</sup>	20360	0.24		
	Autres Activités	-	8145	10 l/j/m <sup>2</sup>	81450	0.94		
						4.61		
13	Habitants Nouveaux	1980	-	140 l/j/h	277200	3.21	2.4	7.97
	Ecole	358	-	20 l/j/m <sup>2</sup>	7160	0.08		
	Commerces	-	661	4 l/j/m <sup>2</sup>	2644	0.03		
						3.32		
12	Habitants Nouveaux	2400	-	140 l/j/h	336000	3.89	2.4	9.55
	Commerces	-	1983	4 l/j/m <sup>2</sup>	7932	0.09		
						3.98		
18	Habitants Nouveaux	180	-	140 l/j/h	25200	0.29	2.4	0.77
	Crèche	117	-	20 l/j/e	2340	0.03		
						0.32		
19	Habitants Nouveaux	660	-	140 l/j/h	92400	1.07	2.4	3.04
	Ecole	715	-	20 l/j/e	14300	0.17		
	Commerces	-	661	4 l/j/m <sup>2</sup>	2644	0.03		
						1.27		

Noeud	Dénomination	Nombre		Dotation	Consommation		k <sub>3</sub>	Débit soutiré (L/s)
		habitants	m <sup>2</sup>		L/j	L/s		
10	Habitants Nouveaux	960	-	140 L/j/h	134400	1.56	2.4	10.69
	Ecole	845	-	20 L/j/e	16900	0.20		
	Administration	-	3200	10 L/j/m <sup>2</sup>	32000	0.37		
	Polyclinique	-	3200	10 L/j/m <sup>2</sup>	32000	0.37		
	Stade scolaire	-	16000	10 L/j/m <sup>2</sup>	160000	1.85		
	Divers	-	2400	4 L/j/m <sup>2</sup>	9600	0.11		
						4.46		
4	Habitants Nouveaux	870	-	140 L/j/h	121800	1.41	2.4	4.94
	Habitants Existants	240	-	70 L/j/h	16800	0.19		
	Ecole	1495	-	20 L/j/e	29900	0.34		
	Crèche	117	-	20 L/j/e	2340	0.03		
	Commerces	-	1983	4 L/j/m <sup>2</sup>	7932	0.09		
						2.06		
9	Habitants Nouveaux	2640	-	140 L/j/h	369600	4.28	2.4	12.06
	Commerces	-	1983	4 L/j/m <sup>2</sup>	7932	0.09		
	Mosquée	-	1600	10 L/j/m <sup>2</sup>	16000	0.18		
	Crèche	233	-	20 L/j/e	4660	0.05		
	Centre de santé	-	2400	15 L/j/m <sup>2</sup>	36000	0.42		
						5.02		

Noeud	Dénomination	Nombre		Dotation	Consommation		k <sub>3</sub>	Débit soutiré (l/s)
		habitants	m <sup>2</sup>		l/j	l/s		
6	Habitants Nouveaux	3120	-	140 l/j/h	436800	5.06	2.4	24.20
	Autres Activités	-	38800	10 l/j/m <sup>2</sup>	388000	4.49		
	Ecole	715	-	20 l/j/e	14300	0.16		
	E.F.P	400	-	80 l/j/e	32000	0.37		
						10.08		
8	Habitants Nouveaux	3150	-	140 l/j/h	441000	5.32	2.4	12.76
	Maternité	70	-	150 l/j/lit	10500	0.12		
	Commerces	-	1983	4 l/j/m <sup>2</sup>	7932	0.09		
						5.32		

C H A P I T R E V

I. RESEAU MAILLE - METHODE DE HARDY CROSS

Pour une bonne couverture de toute la ZHUN et pour une meilleure distribution le réseau maillé est une solution adéquate .

Sa résolution se fait par la méthode dite de HARDY-CROSS qui doit satisfaire deux points :

1. La somme des débits qui entrent dans n'importe quel noeud est égale à la somme de ceux qui en sortent.

2. Pour une maille et le long de son parcours fermé la somme algébrique des pertes de charges est nulle .

Par ailleurs et pour respecter les signes on prendra le sens des aiguilles de la montre comme le sens positif et vu que les pertes de charge croissent dans le sens de l'écoulement, ces dernières prendront le signe de leur débit respectif .

Les pertes de charges totales sont égales à la somme des p.d.c singulières et des p.d.c dues aux frottements d'où on peut écrire  $\Delta H_T \pm \Delta H_S + \Delta H_f$  .

Les p.d.c singulières sont occasionnées par le passage d'un débit  $q$  et exprimées par une longueur équivalente "Le" d'où et d'après DARCY-WEISBACH  $\Delta H_S = f \cdot \frac{L_{eq}}{D} \cdot \frac{V^2}{26}$  où  $L_{eq}$  est

la longueur équivalente;  $f$  est un coefficient de frottement;  $D$  est le diamètre et  $V$  la vitesse moyenne d'écoulement .

Les p.d.c dues aux frottements sont exprimées par



$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } L_g \text{ est la longueur géométrique}$$

La longueur totale  $L_T = L_G + L_{ey}$

et vu que la longueur équivalente a été estimée à 15 % de la longueur géométrique on peut écrire que

$$L_T = L_g + 0.15 L_g = 1.15 L_g \quad \text{d'où les p.d.c}$$

totales seront  $\Delta H_T = 1.15 \frac{f}{2g} \cdot \frac{L_g \cdot V^2}{D}$

Pour ce qui est du coefficient de frottement  $f$  et pour un régime turbulent rugueux il ne dépend que de la rugosité absolue de la conduite et de son diamètre . Les canalisations qui seront posées seront également neuves c'est pourquoi on prendra la rugosité  $\xi = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$ .

Le coefficient de frottement  $f$  sera calculé d'après la formule de NIKURADZE (turbulent rugueux) :

$$f = f_r = \left( 1.14 - 0.86 \ln \frac{\xi}{D_h} \right)^{-2}$$

Débit correctif  $\Delta Q$

L'égalité (1)  $\sum \Delta H = \sum rQ^2$  (où  $r$  est la résistance) doit être à zero dans chaque circuit fermé d'une maille .

.../...

Prenons comme - débit supposé en 1<sup>ere</sup> approximation  $Q_0$

- débit correctif  $\Delta Q_0$

- débit corrigé  $Q_1$

d'où pour chaque conduite :  $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$  ;

$$\Delta H = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \text{ d'où } \Delta H = r(Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)$$

Le terme  $\Delta Q_0^2$  est très négligeable par rapport à  $Q_0$  d'où on peut écrire  $\Delta H = r(Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0)$  et tirer  $\Delta Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2rQ_0}$

On a pour un circuit fermé :

$$\sum \Delta H = \sum r Q_1^2 = \sum r Q_0^2 + 2 \Delta Q_0 \cdot \sum r Q_0 = 0$$

$$\text{d'où finalement } \Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Le débit initial est pris avec son signe et corrigé de la valeur calculée  $\Delta Q_0$  prise aussi avec son signe . Si après ces calculs la somme algébrique des p.d.c le long d'un parcours fermé n'est pas nulle on recommencera les calculs de la même manière

Pratiquement on considère que  $\Delta Q$  est nulle quand  $\Delta Q \leq 0.4$ .

Pour les corrections il y en a 2 types :

- . Correction propre à la maille prise avec son signe .
- . Correction de la maille adjacente prise avec le signe inverse dans la maille adjacente .

Pour éviter les erreurs susceptibles d'être commises en cours d'opérations et pour un gain de temps le travail du calcul du réseau maillé a été programmé sur TI59 .

Pour concevoir le programme on procède comme suit :

de  $\Delta H_T = 1,15 \cdot \frac{1}{2g} \cdot \frac{1}{D} \cdot f \cdot Lg \cdot V^2$  ; puisque le regime est con-

sidéré turbulent rugueux  $f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dn})^{-2}$  ( de NIKURADZE)

de la continuité  $V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$  où A est la section de la conduite

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad V^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} \quad \text{d'où}$$

$$\Delta H_T = \frac{1,15}{2g} \cdot \frac{16}{\pi^2} \cdot (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dn})^{-2} Lg \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

La valeur de Lg est en mètre et en  $m/s^2$  d'où il va falloir convertir le débit Q en  $m^3/s$  c'est à dire le multiplier par  $10^{-6}$  et le diamètre D qui est en mm le convertir en m c'est à dire  $(10^{-3})^5 = 10^{-15}$  alors

$$\Delta H_T = \frac{1,15 \cdot 8}{g \cdot \pi^2} \cdot \frac{10^{-6}}{10^{-15}} \cdot Lg \cdot (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dn})^{-2} \frac{Q^2}{D^5}$$

d'où après la détermination de la constante  $C = \frac{1,15 \cdot 8}{g \pi^2} \cdot 10^9 =$

$$= 95117845,81$$

$$\text{On aura } \Delta H_T = C \cdot Lg \cdot (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dn})^{-2} \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

Le programme nous donne la somme des p.d.c ( $\sum \Delta H$ ) et le terme  $\frac{\sum \Delta H}{Q}$  et finalement on calcule  $Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \frac{\sum \Delta H}{Q}}$  pour un circuit fermé.

.../...

Le programme en question est introduit dans la machine comme:

$$\text{LRN}(1,14-0,86*\text{RCL}01 \ln x)x^2 \frac{1}{x} *C* \text{RCL}02*\text{RCL}03*\text{RCL}03$$

$$2^{\text{nd}}/x/ \div \text{RCL}04 Y^X5 ) = \text{sum } 05 \text{ STO } 06 \quad 2^{\text{nd}}\text{Pause } 2^{\text{nd}}\text{PAUSE}$$

$$* (1000 \div \text{RCL}03) = \text{sum } 07 \text{ R/S LRN } .$$

En stockant  $\frac{\varepsilon}{D}$  en STO 01  
 L(m) en STO 02  
 Q(L/s) en STO 03  
 D(mm) en STO 04  
  
 $C = 95117845,87$

La première valeur affichée est celle de la perte de charge J, la deuxième valeur est celle de J/Q .

VERIFICATION DES PRESSIONS AU SOL :

Afin de garantir une bonne distribution à n'importe quel point nous sommes obligé d'assurer ce qui suit :

- . une pression de 3 m pour le point le plus élevé ;
- . une pression de 5 m pour un chauffe-eau instantané ;
- ; une pression de  $\left\{ \begin{matrix} N+3 \\ \text{ou} \\ N+5 \end{matrix} \right\} + \Delta h_1 + \Delta h_2 \leq P_z$

où N est l'attitude du robinet le plus élevé,  $\Delta h_1 + \Delta h_2$  les p.d.c respectivement dans le compteur et le branchement lui même .

Dans notre ZHUN l'immeuble le plus élevé a 4 étages .  
 Ainsi si nous prenons  $\Delta h_1 + \Delta h_2 = 1\text{m}$  nous aurons une pression au sol minimale de  $P_{\text{Sol}} \text{ min} = 4+5+1+3+5=18\text{m}$   
 Les calculs de la pression au sol de la ZHUN sont résumés dans le tableau suivant :

.../...

DETERMINATION de la PRESSION au SOL

Numéro des mailles	Tronçons	Altitudes (m)		P.D.C (m)	Cotes piézométriques (m)		Pressions (m)
		Amonts	Avaies		Amonts	Avaies	
I	1 - 2	248	242	1.55	276.01	274.46	32.46
	2 - 16	242	245	1.29	274.46	273.17	28.17
	16 - 14	245	240	0.53	273.17	272.29	32.29
	1 - 14	248	240	3.72	276.01	272.29	32.29
II	16 - 17	245	214	6.85	273.17	265.82	51.82
	13 - 17	224	214	0.64	266.46	265.82	51.82
	14 - 13	240	224	5.83	272.29	266.46	42.46
	16 - 14	245	240	0.53	273.17	272.29	32.29
III	2 - 3	242	212	8.78	274.46	265.68	53.68
	17 - 3	214	212	1.16	265.82	265.68	53.68
	16 - 17	245	214	6.85	273.17	265.82	51.82
	2 - 16	242	245	1.29	274.46	273.17	28.17
IV	17 - 18	214	190	6.04	265.82	259.78	69.78
	12 - 18	194	190	2.73	262.51	259.78	69.78
	13 - 12	224	194	4.07	266.46	262.51	68.51
	13 - 17	224	214	0.64	266.46	265.82	51.82
V	3 - 4	212	202	9.12	265.68	255.61	53.61
	19 - 4	200	202	2.96	258.57	255.61	53.61
	18 - 19	190	200	1.22	259.78	258.57	58.57
	17 - 18	214	190	6.04	265.82	259.78	69.78
	17 - 3	214	212	1.16	265.82	265.68	53.68
VI	19 - 10	200	182	4.67	258.57	253.90	71.90
	12 - 10	194	182	8.61	262.51	253.90	71.90
	12 - 18	194	190	2.73	262.51	259.78	69.78
	18 - 19	190	200	1.22	259.78	258.57	58.57
VII	4 - 9	202	179	8.79	255.61	246.82	67.82
	10 - 9	182	179	7.12	253.90	246.82	67.82
	19 - 10	200	182	4.67	258.57	253.90	71.90
	19 - 4	200	202	2.96	258.57	255.61	53.61
VIII	4 - 6	202	177	9.29	255.61	246.32	69.32
	9 - 6	179	177	0.49	246.82	246.32	69.32
	4 - 9	202	179	8.79	255.61	246.82	67.82
IX	6 - 8	177	180	2.92	246.33	243.41	63.41
	9 - 8	179	180	3.41	246.82	243.41	63.41
	9 - 6	179	177	0.49	246.82	246.32	69.32

Afin de remplir le tableau précédent de la détermination des pressions au sol on démarre par un point déterminé et qu'on peut lui calculer sa côte piézométrique. Ce point dans notre cas ne peut être autre que le noeud 1, sa côte piézométrique et sa pression peuvent être calculer à partir de données existantes comme on verra par la suite .

Une fois la côte piézométrique qu point 1 connue on peut calculer celle des points qui lui sont joints par une conduite directement en otant les valeurs des p.d.c respectives; dans notre cas

$$276.01 - 1.55 = 274.46 \quad \text{et}$$

$$276.01 - 3.72 = 272.29$$

pour respectivement les noeuds 2 et 14 .

Et à partir de côtes piézométriques connues on trouve d'autres côtes piézométriques pour d'autres noeuds et cela soit en ajoutant ou soit en otant les p.d.c respectives pour cela il faut bien veiller à mettre selon le sens de l'écoulement le noeud amont et le noeud aval .

Finalement on peut déterminer les pressions aux noeuds avals en otant de leur côte piézométrique la côte de l'altitude. Pour le noeud 2 :  $274.46 - 242.00 = 32.46 \text{ m.}$

.Détermination de la pression au point 1 et de sa côte piézométrique

Connaissant le débit dans la conduite R-1 qui est

$Q = 124.93 \text{ L/S}$  on déterminera par la continuité le diamètre

de la conduite R-1 et la vitesse d'écoulement quidoit être

admissible c'est à dire une vitesse qui évite toute déposition de matières entrainées par l'écoulement dans la conduite et engendrant par la une obstruction de la conduite .

En choisissant un diamètre de  $\phi 300$  on aura :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.124.93.10^{-3}}{\pi.(0,35)^2} = 1,76 \text{ m/s}$$

et avec un diamètre de  $\phi 350$  on aura :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.124.93.10^{-3}}{\pi.(0,35)^2} = 1,30 \text{ m/s}$$

la deuxième vitesse  $V = 1,30 \text{ m/s}$  est la plus adéquate donc elle sera prise avec son diamètre correspondant  $\phi 350$ .

Reste à vérifier de régime :

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{1}{350} = 0,002857$$

$$IR = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,3.0,35}{10^{-6}} = 0,455 \cdot 10^6 \text{ (Nombre de Reynolds).}$$

Avec  $\frac{\epsilon}{D}$  et IR on a dans l'abaque de MOODY un régime

turbulent rugueux ce qui vérifie nos calculs .

Les p.d.c entre le reservoir et le point 1 sont calculées comme suit  $\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_f$  .

$$\Delta H_S : \text{p.d.c singulières où } \Delta H_S = f \cdot \frac{L_{eq}}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où  $L_{eq}$  est la longueur équivalente qui est prise comme  $0,15 L_g$

$$\Delta H_f : \text{p.d.c dues aux frottements} = f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

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

où f le coefficient de frottement peut être calculé comme

.../...

comme suit  $f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h})^{-2}$  de NIKURADZE

$$\text{d'où } f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{1}{350})^{-2} = 0,02656.$$

En remplaçant  $f$  par sa valeur dans  $\Delta H_T = 1,15 Lg \cdot \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$  on aura

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot \frac{210 \cdot 0,02656}{0,35} \cdot \frac{(1,3)^2}{2 \cdot 9,8} \Rightarrow \Delta H_T = 1,59 \text{ m}$$

D'autre part on a la côte du trop plein

$$C_{T.P} = 272,3 + 5,3 = 277,6$$

5,3 m étant la hauteur du réservoir et

272,3 la côte du radier .

Avec  $C_{\text{piez } 1} = C_{T.P} - \Delta H_T$  on aura la côte piezométrique au point 1 comme suit  $C_{P1} = 277,60 - 1,59 = 276,01 \text{ m}$

La pression au point est la différence entre les côtes piézométriques et celle de l'altitude d'où la pression au point 1 sera  $P_1 = C_{P1} - C_1 = 276,01 - 248 \quad P_1 = 28,01 \text{ m} .$



RESERVOIR1. Importance du reservoir :

Le rôle d'un reservoir consiste à régulariser l'apport d'eau ( vu que les pompes refoulent à une hauteur constante c'est à dire à débit constant et que la consommation varie suivant l'heure de la journée ) Il nous permet aussi de répondre aux besoins en eau et ce pour une durée limitée en cas d'accident ou de panne de courant électrique, de régulariser la pression dans le réseau de distribution, de répondre aux débits maximaux aux heures de pointes et de lutter efficacement contre les incendies .

2. Emplacement :

Le reservoir sera placé en fonction de la côte du plus haut point de la ZHUN (c'est à dire le point le plus défavorable), nous ajouterons à cela 15 m parcequ'on a le nombre d'étages  $R + 4,5$  m au cas où il y aura un déclenchement instantané d'un chauffe-eau, 3 m pour assurer la pression au sol pour les orifices de puisage les plus élevés d'où nous aurons une côte de 272,3m.

En vu d'assurer toutes ces pressions on placera le reservoir à une distance de 210 m du point 1 et sur une côte de 248 m.

Le reservoir sera donc surelevé et de forme cylindrique .

3. Capacité du reservoir

Le volume du reservoir sera déterminé en fonction du débit entrant et de celui soutiré du reservoir pendant les différentes heures de la journée. Ce reservoir nous permettra de stocker l'ex-

-cès d'eau durant les heures de faible consommation et de le restituer pendant les heures de forte consommation. Ce réservoir verra son volume augmenter du fait qu'il doit stocker aussi un volume réservé à la lutte contre les incendies.

Avec un soutirage de  $80 \text{ m}^3/\text{h}$  et une durée moyenne d'extinction de 3 heures nous aurons une réserve minimale d'incendie d'environ  $250 \text{ m}^3$ .

Pour les calculs on admet pour la répartition de la consommation les coefficients horaires suivants :

Heures	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Pourcentage	1,50	1,50	1,50	1,50	2,50	3,50	4,50	5,50
Heures	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
Pourcentage	6,25	6,25	6,25	6,25	5,00	5,00	5,50	6,00
Heures	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
Pourcentage	6,00	5,50	5,00	4,50	4,00	3,00	2,00	1,50

Pour une heure bien définie on prend son coefficient horaire et on le multiplie par le débit maximal horaire, par  $\frac{24}{100}$  pour

avoir le volume consommé à cette heure. En sommant les volumes consommés à chaque heure d'une part et ceux apportés d'autres part et en faisant la différence pour chaque heure on prend finalement les différences respectives .

En choisissant la différence maximale positive et celle maximale négative, en les additionnant et en ajoutant la réserve d'incendie on aura le volume du réservoir requis .

N.B Le débit maximal horaire sera =  $\frac{\text{Débit max journalier}}{24}$

$$\text{d'où } Q_h = \frac{5590}{24} = 232,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau de la page suivante.

$$\text{Ce tableau nous donne } D_{\text{max}}^+ = 726,70 \text{ m}^2$$

$$\text{et } D_{\text{max}}^- = 344,72 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } V_R = 726,70 + 344,72 + 250 = 1321,42 \text{ m}^2$$

d'où notre réservoir sera d'un volume de  $2000\text{m}^3$ .

Heures	$\alpha_h$	Volumes ( $m^3$ )		Volumes Cumulés ( $m^3$ )		Différences ( $m^3$ )	
		Apportés	Consommés	Apportés	Consommés	+	-
0 - 1	1.50	232.92	83.85	232.92	83.85	149.06	
1 - 2	"	"	"	465.83	167.70	301.98	
2 - 3	"	"	"	698.75	251.55	447.20	
3 - 4	"	"	"	931.67	335.40	596.26	
4 - 5	2.50	"	139.75	1164.58	475.15	689.43	
5 - 6	3.50	"	195.65	1397.50	670.80	726.70	
6 - 7	4.50	"	251.55	1630.42	922.35	708.06	
7 - 8	5.50	"	307.45	1863.33	1229.80	633.53	
8 - 9	6.25	"	349.38	2096.25	1579.18	517.08	
9 - 10	"	"	"	2329.16	1928.55	400.62	
10 - 11	"	"	"	2562.08	2277.92	284.16	
11 - 12	"	"	"	2795.00	2627.30	167.70	
12 - 13	5.00	"	279.50	3027.92	2906.80	121.12	
13 - 14	5.00	"	279.50	3260.83	3186.30	74.53	
14 - 15	5.50	"	307.45	3493.75	3493.75	0.00	
15 - 16	6.00	"	335.40	3726.66	3829.15		102.48
16 - 17	"	"	"	3959.58	4164.55		204.96
17 - 18	5.50	"	307.45	4192.50	4472.00		279.50
18 - 19	5.00	"	279.50	4425.42	4751.50		326.08
19 - 20	4.50	"	251.55	4658.33	5003.05		344.72
20 - 21	4.00	"	223.60	4891.25	5226.65		335.40
21 - 22	3.00	"	167.70	5124.16	5394.35		270.18
22 - 23	2.00	"	110.80	5357.08	5506.15		149.06
23 - 24	1.50	"	83.85	5590.00	5590.00		0.00

4 . Dimensionnement du reservoir

Pour la hauteur du reservoir nous avons proposé 5 m, ce qui nous donne avec notre volume qui est de 2000 m<sup>3</sup> et une forme cylindrique un diamètre de 22,60 m calculé comme suit :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \quad \text{où } V \text{ est le volume du reservoir}$$

D le diamètre

et h la hauteur

$$\text{en tirant } D^2 = \frac{4 V}{\pi h} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}}$$

et en remplaçant V et h par leur valeur nous aurons

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 2000}{5 \pi}} = 22,60 \text{ m .}$$

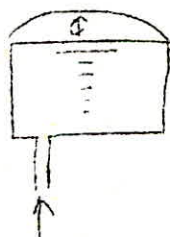
5 . Equipements du reservoir :

4.1 Arrivée de la conduite d'adduction

Pour l'adduction nous proposons une arrivée par surverse ce qui permettra d'avoir une altitude constante. *Lefond*

Cette arrivée sera réglée par un dispositif permettant l'arrêt du moteur parcequ'on a une adduction par refoulement.

Schéma d'arrivée



4.2 Distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 0,20m au dessus du radier pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui pourraient se décanter dans la cuve . Par ailleurs nous réserverons un minimum de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite pour éviter l'introduction d'air dans la conduite. Pour réduire l'importance du volume supplémentaire de la cuve que peut entrainer cette condition on envisagera un départ à partir d'un point bas .

Schéma de départ



### 4.3 Trop plein et vidange

La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du débit qui arrive quand la cuve a atteint son niveau maximal. Elle débouchera à un exutoire et pour éviter toute pollution pouvant être engendrée par ce dernier nous ménagerons un siphon qui maintiendra en eau un tronçon du trop plein .

La section transversale de la conduite sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve. Elle comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône dans la plus grande circonférence de rayon R formera un deversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une lame d'eau h . Le débit évacué sera donné par la formule

$$Q = 27,828 \cdot M \cdot R h^{3/2} \quad (\text{Lencastre})$$

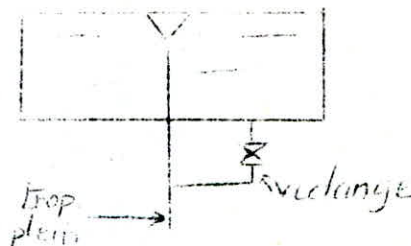
Quand  $0,50 < \frac{h}{R} < 0,20$  , les valeurs de  $M$  sont pratique-

ment les mêmes d'où on peut écrire que

$$Q = 11,15 R h^{3/2}$$

Pour la vidange, elle partira du point bas du reservoir et se raccordera sur la canalisation de trop plein. De plus elle comportera un robinet-vanne comme le montre la figure.

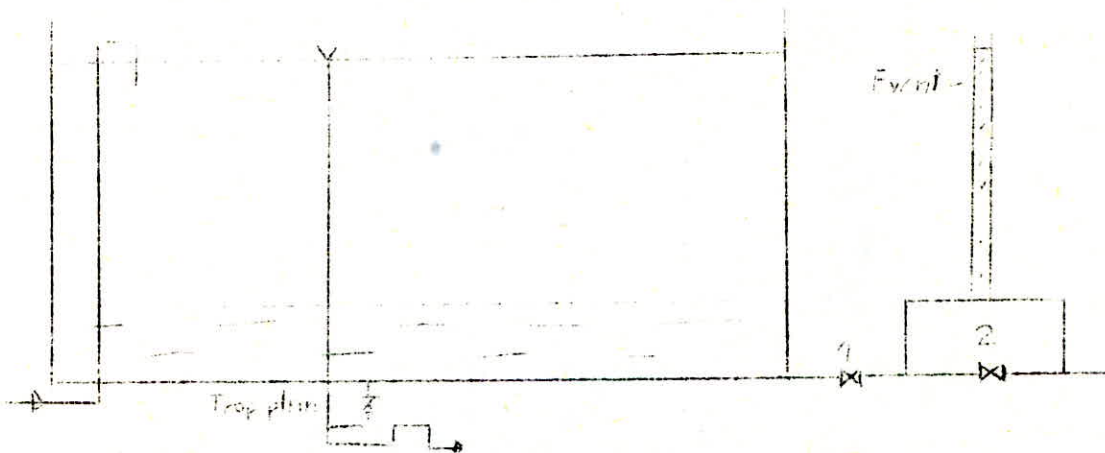
Schéma :



#### 4.4 Materialisation de la reserve d'incendie

En cas de sinistre la reserve d'incendie doit être toujours prête à l'utilisation .

Pour éviter soit la stagnation de cette reserve dans la cuve soit son passage dans la distributions nous avons choisi le dispositif suivant :



Pendant l'exploitation normale la vanne N 1 est ouverte -  
Cette vanne est toujours ouverte sauf en cas de réparation-  
Le syphon se désamorce dès que le niveau de la reserve est  
atteint grace à l'évent ouvert à l'air libre .

Ainsi la reserve d'incendie se trouve constamment renouvelée.  
Sauf en cas d'incendie la vanne N 2 est toujours fermée .



CHAPITRE VII

STATIONS DE POMPAGES

- Groupes élévatoires

Un groupe élévatoire comprend :

- Un moteur, généralement électrique, Il peut être thermique particulièrement pour les groupes de secours .
- Hauteur géométrique d'aspiration .

La hauteur géométrique d'aspiration est la distance verticale qui sépare le niveau du liquide à l'aspiration :

- de l'axe de la pompe ( pompe à axe horizontal )
- du débit moyen des arêtes d'entrée des aubes de la première roue( pompe à axe vertical )

Puisque nous avons à amener de l'eau potable d'une station de pompe(  $Sp_2$  ) existant déjà jusqu'à la ZHUN de Ouled Fayet, laquelle pique du MAZAFRAN II d'où l'axe de la pompe horizontal qu'on a choisi est au même niveau que l'axe de la conduite, nous l'avons carrément négligée .

- Hauteur géométrique de refoulement .

La hauteur géométrique de refoulement est la distance verticale qui sépare le niveau du liquide dans le réservoir de refoulement de l'axe ou du plan défini ci-dessus.

La côte trop-plein du réservoir surelevé 277 . 60 m

Celle de l'emplacement de la station de pompage 230 m

d'où la hauteur géométrique de refoulement  $H_2=277.60 -$

230= 47.6 m .

Pertes de charge.

La pompe doit compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont généralement exprimées en colonne d'eau ( au mètres ) .

- hauteur manométrique pratique .

La hauteur manométrique pratique d'élévation totale est la somme des trois valeurs définies précédemment .

Mais remarquons que cette hauteur est bien pratique car théorique elle comprendrait le terme  $V^2/2g$

Pour ce qui est de notre cas, selon l'étude Economique de la conduite elle était de  $47.6 + 15,3 = 63.0$  m .

( Perte de charge singulières 15 % des P.d.c linéaires )  
comprises .

- Puissance

elle est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique pratique d'élévation totale.

elle est donnée Par : 
$$P = \frac{\bar{\omega} \cdot Q ( H + h )}{10^3 \cdot \rho} \quad ( Kw )$$

Q : débit(  $m^3/s$  )

H : hauteur géométrique entre le plan d'aspiration et celui de refoulement ( m ) .

h : perte de charge ( m )

$\rho$  : rendement de la pompe

$\bar{\omega}$  : poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé, soit

.../...

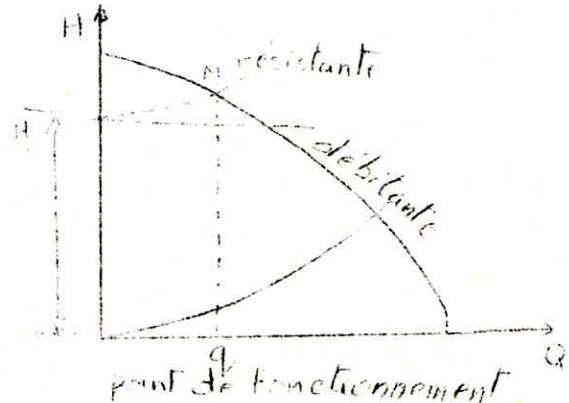
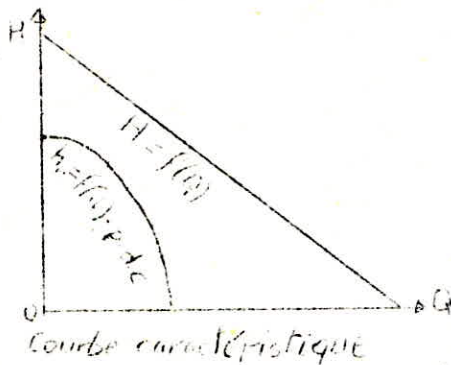
$w = \rho \cdot g$  ; ( $\rho$  : masse volumique de l'eau, et  $g$  : accélération de la pesanteur toujours selon l'étude économique  $P = 53.56 \text{ Kw}$ )

Choix des pompes.

Courbe caractéristique

La hauteur réelle  $h_r$  est reliée à la hauteur théorique  $H$  par :  $h_r = H - \text{p.d.c}$  dans la pompe .

Comme  $H = f(Q)$  :



En retranchant la perte de charge, on en déduit la courbe caractéristique qui est une parabole, étant précisé qu'en rognant sur la roue, les constructeurs varient les caractéristiques des pompes .

- Point de fonctionnement :

L'intersection de la caractéristique résistante et celle de la caractéristique débitante donnent ce point-

$Q = 232.92 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H_{mr} = 63 \text{ m}$  point selon le choix de la pompe

JEUMONT - SCHneider ; - - -

ou avec la caractéristique résistante (de la conduite) ont un point donnant un débit assez loin du notre, d'où nous avons procédé au rognage sur la roue, en vue de changer les caractéristiques de cette pompe .

1- Choix des groupes . nous avons dit qu'une pompe est une machine destinée à élever un débit donné Q à une hauteur H déterminée. Le type de pompe sera choisi d'après la zone dans laquelle se trouvera le point éventuel de fonctionnement correspondant aux débit et hauteur désirés. On obtient le point de fonctionnement d'une manière plus précise en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe ( voir page      ).

Comme les stations de pompes prévues pour le refoulement avec le diamètre économique calculé donnant un point de fonctionnement hors de la zone de nos calculs, ce qui emmène à faire un rognage des roues des pompes existantes (voir page      ) le coefficient de rognage est trouvé d'après les relations :

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

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

on aboutit donc puisque la vitesse N étant la même

$$\text{à :} \quad \frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \quad (1)$$

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

m : coefficient de rognage

d'où l'expression(1) peut s'écrire :

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

qui signifie que si  $q$  et  $h$  sont les coordonnées du point  $P$  ;  
 $Q$  et  $H$  doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite  
 $OP$  prolongée coupant  $QH$  au point  $P''$ . des triangles semblables  
 $OPq$  et  $OP''Q$  donnent :

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

Il suffit de lire sur le diagramme la valeur de  $Q$  puisque  
l'on connaît  $q$ ,  $m$  se déduit immédiatement :

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

- Débit désiré  $q = 232,92 \text{ m}^3/\text{h}$

la caractéristique  $QH$  coupe  $C$  en un point tel que le débit a  
pour valeur  $340 \text{ m}^3/\text{h}$

la droite  $OP$  coupe  $QH$  au point  $P''$  tel que  $Q = 321 \text{ m}^3/\text{h}$

valeur du coefficient  $m$  de rognage

$$m = \sqrt{\frac{232,92}{321}} = 0,85$$

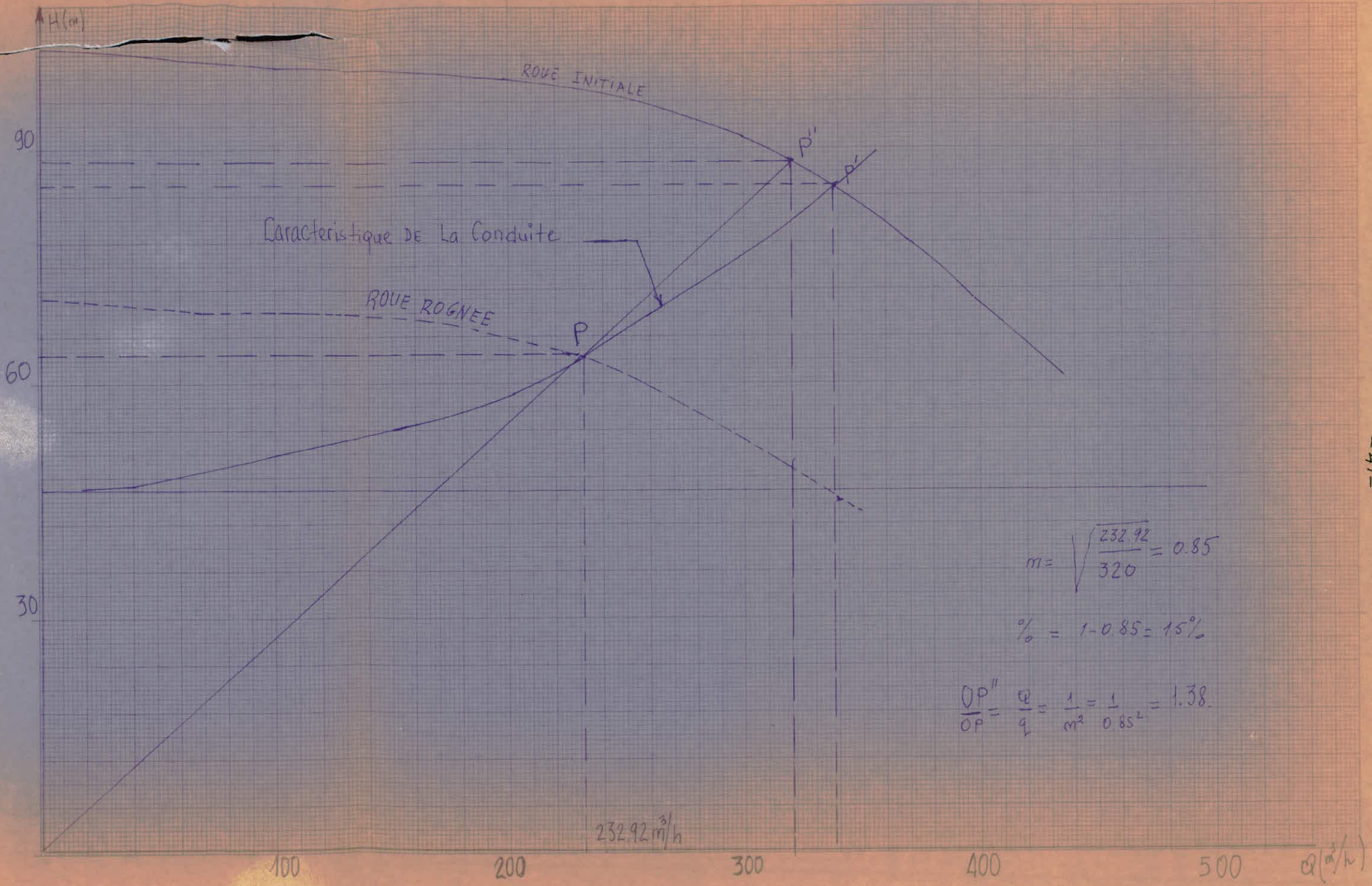
Le pourcentage de rognage sera donc  $1 - 0,85 = 15 \%$

La nouvelle courbe  $QH$  est tracée d'après :  $OP = m^2 \cdot OP''$

Chaque roue de la pompe doit être affectée de ce coefficient.

#### - Catacteristique des pompes .

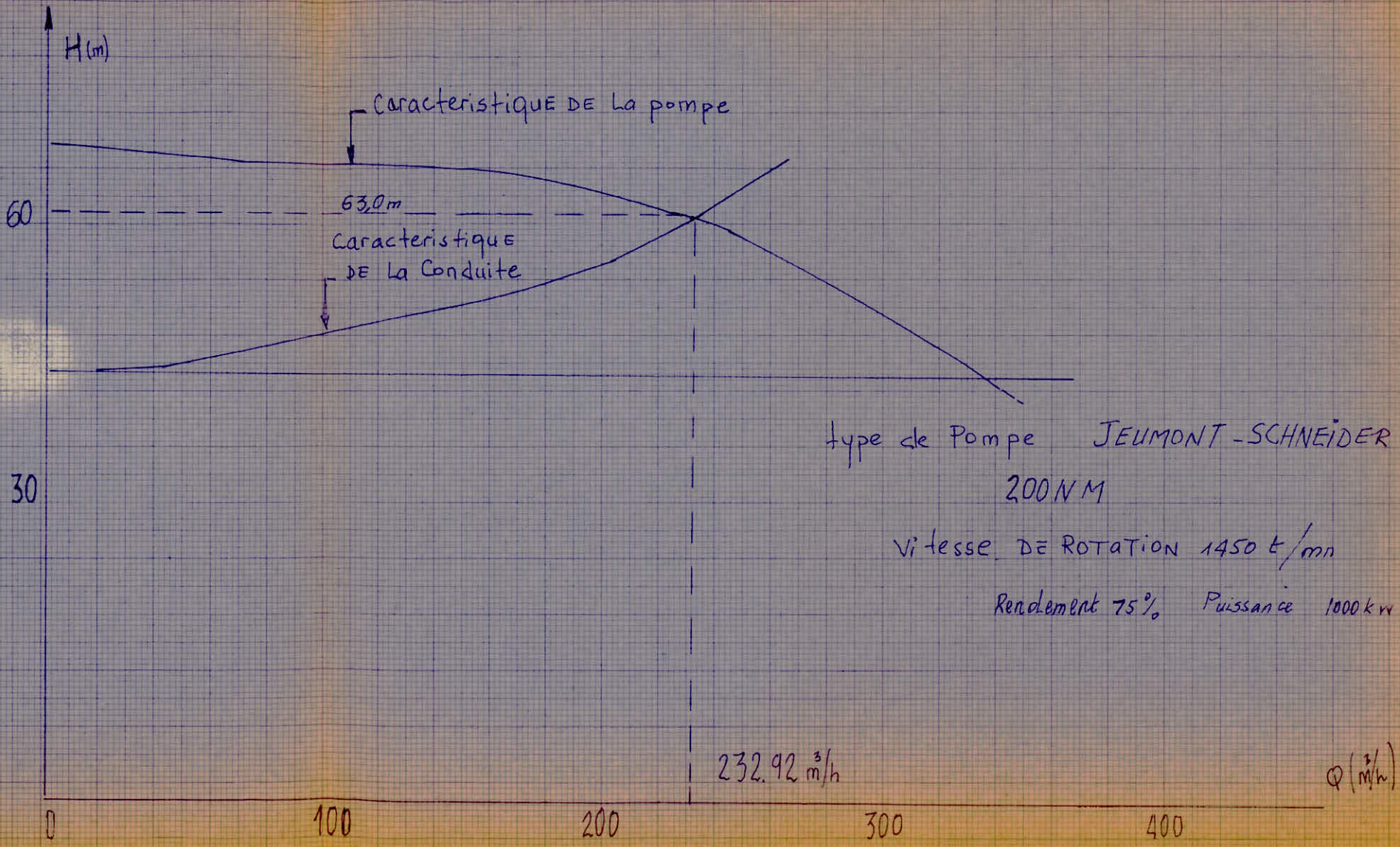
La pompe sera munie à l'amont, sur la conduite d'aspiration  
d'un robinet-vanne, et à l'aval, sur la conduite de refoulement, d'un  
clapet anti-retour, et d'un robinet-vanne et d'un compteur.



$$m = \sqrt{\frac{232.92}{320}} = 0.85$$

$$\% = 1 - 0.85 = 15\%$$

$$\frac{OP''}{OP} = \frac{Q}{q} = \frac{1}{m^2} = \frac{1}{0.85^2} = 1.38$$



- 48 -

Le raccordement pompe conduite de refoulement (conduite-d'aspiration) se fait par un divergent (cône).

- Automatisation de l'installation.

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend des deux niveaux. soit :

- à l'aspiration, le niveau dans le puits, ou dans la bêche de reprise .

- au refoulement, le niveau dans le réservoir d'accumulation

Il importe de réaliser :

- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.

- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient rendues automatiques, si possible avec un contrôle visuel ou audible en vue d'alerter, le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

- Liaison aspiration-moteur.

Elle peut-être réalisée par l'installation dans la chambre d'aspiration, d'un flotteur en liaison avec un interrupteur, lui-même raccordé au contacteur de protection du moteur.

Nous signalons que ce dispositif doit-être réglé afin d'interdire toute marche à vide .



CHAPITRE - VIII

Protection des ouvrages .

- Un ouvrage d'alimentation en eau potable est conçu en vue de répondre aux besoins d'une agglomération durant une période assez longue (30 à 40 ans ) pour cette durée moyenne les canalisations sont menacées par plusieurs facteurs.
- la présence d'air pouvant ralentir ou provoquer l'arrêt de l'écoulement.
- L'apparition d'ondes de pression ou de dépression pouvant détruire la conduite( phénomène du coup de belier).
- L'entartrage par des dépôts de matières charriées par l'eau, réduisant en conséquence la section et le débit par suite de l'augmentation des pertes de charge.
- La corrosion des parois de la canalisation en raison de la qualité de l'eau ou du sol .

Il est donc strictement obligatoire de protéger les canalisations .

- Conséquence de la présence d'air dans la conduite .

... Formation d'air

L'air présent dans la conduite peut provenir soit :

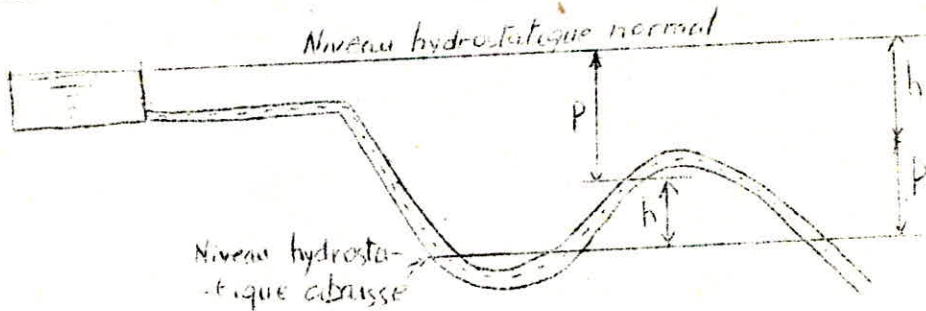
- A partir de l'air dissous dans l'eau( Il s'en sépare quand la température augmente et aux points où la pression est faible).
- L'entrée de l'air au moment de la mise en service du réseau d'adduction (ou après séparation) ou durant les phases d'écoulement en régime transitoire( coup de belier).

Inconvénients de l'air

- Dans une conduite d'amenée par gravité .

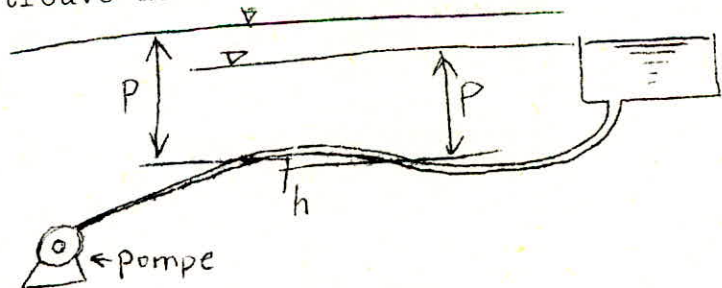
La poche d'air transmet à sa face aval la pression  $P$  régnant sur sa face amont et le niveau hydrostatique aval baisse.

La pression d'utilisation  $H$  est réduite d'une quantité  $h$  correspondant à la différence de niveau entre les extrémités de la poche d'air. Le débit utile est diminué d'autant .



- Dans une conduite de refoulement .

Les pompes refoulent en pure perte une colonne d'eau de hauteur  $h$ . Le niveau hydrostatique est relevé d'autant. A débit égal la dépense d'énergie se trouve accrue dans la même proportion .



- Evaluation de l'air .

On adopte un tracé des canalisations de sorte à faciliter l'acheminement de l'air aux points hauts (pente faible dans les parties montantes, et descentes rapides).

.../...

où des appareils assurant son dégagement (ventouses, ou purgeurs), en terrain horizontal, on adopte une pente de 0.002 m /m, car un affaissement éventuel de sol provoque l'apparition de points hauts non prévues lors de l'étude .

- L'entartrage des conduites

L'entartrage est minimisé en évitant d'adopter des conduites où les vitesses seront faibles .

- Etude du coup de Belier

Le coup de belier a lieu au moment de la fermeture du robinet -vanne dans le cas d'une aduction gravitaire ou au moment de l'arrêt des pompes (et même lors du démarrage) dans le cas d'une conduite de refoulement .

La célérité de propagation de l'onde de choc est donnée par :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \cdot \frac{D}{e}}}$$

- C: Clérité en m/s
- K: module de compressibilité de l'eau (K=2,16.10<sup>9</sup> Pa )
- E: module d'élasticité de l'acier (E= 1,958. 10<sup>11</sup> Pa)
- D: diamètre de la conduite en m
- e: épaisseur de " - " - " - "

le temps de retour de l'onde vers la pompe(ou la vanne) est :

$$Tr = \frac{2 L}{C}$$

La surpression dûe au coup de belier est :

- En cas de fermeture lente ( t >  $\frac{2 L}{C}$  )

$$h = \frac{2.L.Vo}{g.t} \quad - \text{ Formule de MiCHAUD}$$

- E<sub>1</sub> n cas de fermeture brusque : ( t ≤  $\frac{2 L}{C}$  )

$$h = \frac{C.Vo}{g}$$

La surpression et la depression ont pour valeur :

$$\begin{array}{l}
 Ho + \frac{C.Vo}{g} \quad \text{et} \quad Ho - \frac{C.Vo}{g} \quad (\text{Fermeture brusque}) \\
 Ho + \frac{C.Vo}{g.t} \quad \text{et} \quad Ho - \frac{C.Vo}{g.t} \quad (\text{Fermeture lente})
 \end{array}$$

L : longueur de la conduite en m

t : temps de fermeture en s

Vo : vitesse d'écoulement dans les conditions normales ( m/s ).

Ho : pression régnant dans la conduite en marche normale (m)

h : surpression en m .

g : accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

### Coup de Belier dans l'adduction gravitaire

En raison de la faible distance (210 m ) séparant le réservoir surelevé et le premier point de distribution on vérifie la pression de service, puisque l'épaisseur étant choisie 5 mm

La formule des tuyaux donne :

$$P_s = \frac{2 \bar{\sigma} . e}{D} \quad \bar{\sigma} = \text{contrainte admissible de l'acier .}$$
$$= 1400 \text{ tgf/cm}^2$$

$$P_s = \frac{2 \times 1400 \times 5}{3.50} = 40 \text{ tgf/cm}^2 \quad P_s = \text{Pression de service}$$

soit  $P_s = 39,22$  bars .

Or la surpression due au coup de Belier est

$$b = \frac{C V_o}{g} = \frac{1140 \times 1,3}{9,8} = 151,22 \text{ m soit } 15,1 \text{ bars}$$

d'où  $b < P_s$

$$\text{On constate que } H_o + \frac{C V_o}{g} = 29,6 + 151,22 = 180,82 \text{ m}$$

Soit : 18,082 bars

.../...

est inférieur à la pression de service -

Toute fois pour  $t$  rester dans le cas de la formule de MICHAUD

$$h = \frac{2LVo}{gt} \quad , \quad \text{avec} \quad h = 29,6 \text{ m}$$

$$t = \frac{2LVo}{gh} = \frac{2 \cdot 210 \cdot 43}{9,8 \cdot 29,6} = 2 \text{ s}$$

$$Vo = 1,3 \text{ m/s}$$

$$L = 210 \text{ m}$$

Nous admettons un temps de fermeture  
au- moins égal à 2 s.

- Coup de belier dans la conduite de refoulement .

Tableau donnant les caractéristiques de l'écoulement en régime transitoire .

Longueur (m)	Diamètre (mm)	Épaisseur (mm)	Célérité (m/s)	$T_r = \frac{2L}{c}$ (s)	Vitesse (m/s)	Surpression $\frac{cVo}{g}$ (m)	$H_0 + \frac{cVo}{g}$ (m)	$H_0 - \frac{cVo}{g}$ (m)
2950	300	5	1140	5,18	0,92	107,02	170,02	-44,02

Les valeurs extrêmes de la pression dans cette conduite compte-tenu de ce tableau durant le régime transitoire ( coup de belier )  
sont de 170,02 et -44,02 . et s'agissant d'une installation moyenne , on a jugé utile l'installation d'un réservoir d'air simple ( Equipé d'un organe d'étranglement).

RESERVOIR D'air

C'est une cuve cylindrique raccordée à la conduite de refoulement par une tubulure , laquelle est munie d'une organe d'étranglement servant à accroître les pertes de charge .

.../...

En exploitation il contient de l'eau et de l'air, la surface de séparation entre les fluides ( eau, air ) est maintenu à un certain niveau grâce à un compresseur comprimant l'air jusqu'à ce que la pression devienne sensiblement Identique à celle de l'eau dans la canalisation au droit du raccordement du réservoir dans le cas où l'on néglige :

- la colonne d'eau dans le réservoir d'air .

- les pertes de charges se produisant dans la Tubulure de raccordement et dans l'organe d'étranglement .

#### Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air .

Au moment de l'arrêt de la pompe, l'eau qui continue son ascension durant un certain temps sous l'effet de son Inertie ; En laissant derrière elle une dépression, retournant vers la pompe. Le clapet anti-retour disposé à l'aval de la pompe se ferme brusquement engendrant ainsi une surpression les deux phénomènes ( dépression, surpression ) peut provoquer la rupture de la canalisation - La mise en place d'un d'un réservoir sert à atténuer les effets du coup de belier :

- Au moment de la dépression, l'air contenu dans le réservoir se détend sa pression étant plus grande que celle régnant dans la conduite chassant l'eau vers la conduite.

- Au moment de la surpression, l'eau ayant une pression très forte pénètre dans le réservoir comprimant ainsi l'air qui s'y trouve .

Calcul du coup de belier

Longueur de la conduite :  $L = 2950\text{m}$

Débit d'écoulement :  $Q = 65 \text{ l/s}$

Diametre de la conduite :  $D = 300 \text{ mm}$  ( $A = 0,070686 \text{ m}^2$ )

Hauteur géométrique :  $H_g = 47,6 \text{ m}$

- Méthode de calcul -

- On néglige les pertes de charges dans la conduite de refoulement.

La hauteur d'eau dans le reservoir , ainsi que la hauteur d'aspiration , l'axe de la pompe étant au même niveau que le plan d'aspiration, ainsi que l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau .

En outre le reservoir ne comporte pas d'organe d'étranglement dans la tubulure de raccordement .

En marche normale , les caracteristiques de l'air dans le reservoir sont données par :

$Z_0$  : pression absolue exprimée en mètre d'eau .

où  $Z_0 = H_0 + 10 = 47,6 + 10 = 57,6 \text{ m}$

qui sera notre plan de référence pour le calcul des pressions.

Le volume d'air étant désigné par  $W_0$  .

$$W_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{L \cdot A}{f(Z/Z_0)} \quad (1)$$

$$\text{où } f(Z/Z_0) = \left[ \frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log \frac{Z}{Z_{\min}} \right]$$

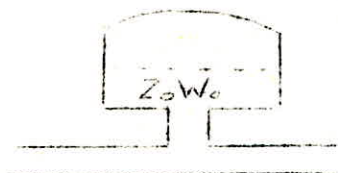
.../...



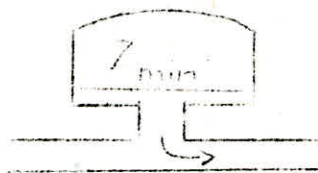
A la fin de la DEPRESSION c'est à dire la 1<sup>ere</sup> phase du coup de belier, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible.

C'est  $Z_{min}$  sa pression absolue .

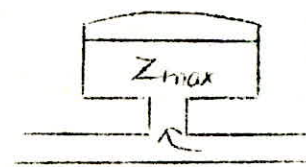
- A la fin de la surpression ( 3<sup>e</sup> phase ) l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera  $Z_{max}$  .



Marche Normale



Fin de DEPRESSION



Fin de surpres-

(1) peut-être mise sous la forme, En remplaçant le terme

$$V_0^2 / 2g = h_0$$

$$\frac{W_0}{L.A} = \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

La surpression que peut atteindre l'onde de choc, au moment de son retour est :  $47,60 + 107,02 = 154,62$  m

En Imposant une surpression maximale de 70 m à ne pas dépasser le cheminement de calcul donne :

$$Z_0 = H_0 + 10 = 47,6 + 10 = 57,6 \text{ m}$$

$$Z_{max} = 70 + 10 = 80 \text{ m} .$$

.../...

$$\text{d'où } \frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{80}{57,6} = 1,39$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(0,92)^2}{19,6} = 0,043 \quad V_0 = \text{vitesse d'écoulement en marche normale .}$$

$$\text{donc } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,043}{57,6} = 0,000746$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,39 \\ \frac{h_0}{Z_0} = 0,000746 \end{array} \right\} \text{abaque de } M. \text{ViBERT} \text{ donne } \left\{ \begin{array}{l} \frac{W_0}{L.A} = 1,4 \cdot 10^{-2} \\ \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,742 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } W_0 = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot L.A = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot 2950 = 41,3 \text{ m}^3$$

$$W_{\max} = \frac{W_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}} = \frac{41,3 \cdot 57,6}{0,742} = 3,934 \text{ m}^3$$

On suppose une révolution complète de l'air :

C'est à dire  $W_0 \cdot Z_0 = W_{\max} \cdot Z_{\min}$

Pour qu'il reste de l'eau dans le réservoir, et pour éviter l'introduction de l'air dans la conduite, même quand le volume atteint sa valeur maximale, on prendra une capacité de :  $3,934 \text{ m}^3$  .

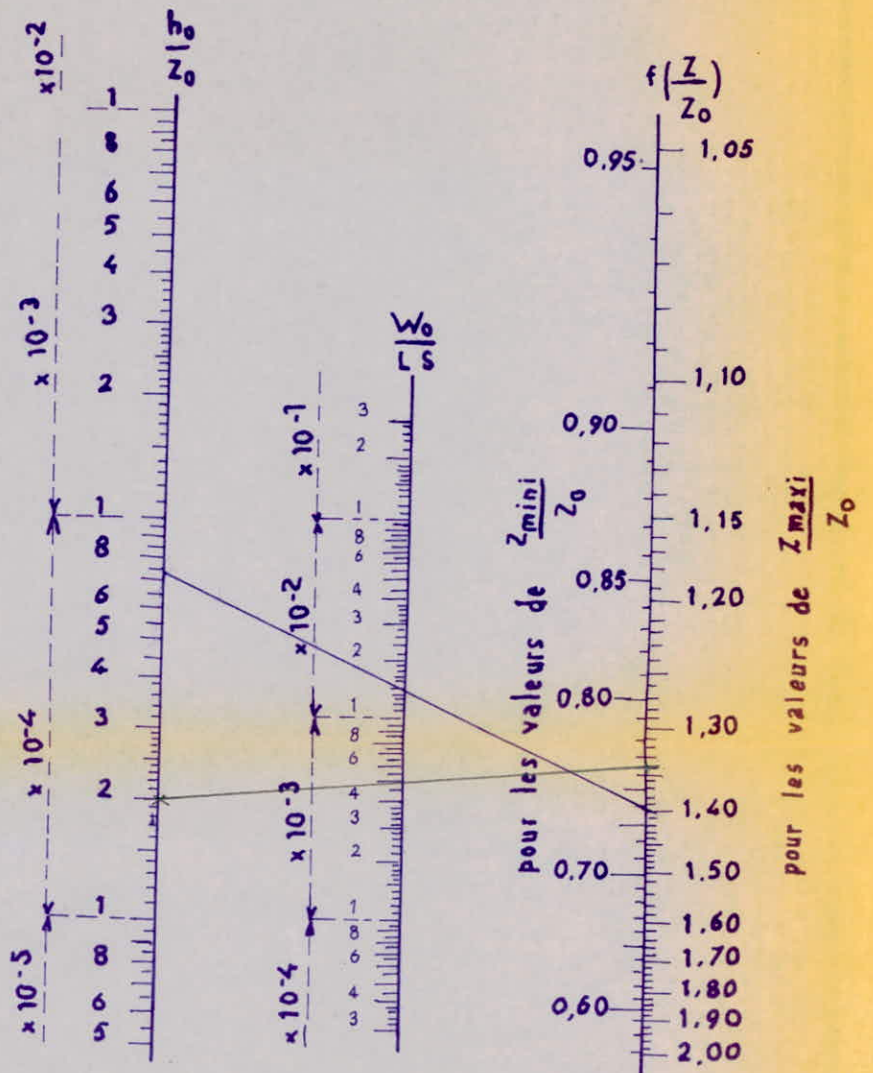
On vérifie la dépression à l'origine de refoulement.

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,742 \implies Z_{\min} = 0,742 \cdot 57,6 = 42,74 \text{ m} \approx 43 \text{ m}$$

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR



La depression en metre de colonne d'eau .

$$Z_0 - Z_{min} = 57,6 - 43,0 = 14,6 = 15,0m .$$

ETUDE PROPREMENT DITE DU COUP DE BELIER .

A. arrêt de pompe .

Le coup de Belier dans cette conduite donne lieu à une surpression trop forte.( ~ 11 bars ); En vue de réduire cette surpression non acceptable ; On adopte comme dispositif anti-belier un réservoir d'air lequel est raccordé à la conduite par une tubulure comprenant une tuyère servant à amortir rapidement les oscillations; En outre la perte de charge est plus importante au moment du remplissage qu'à la vidange .

Dimensionnement de l'organe d'étranglement .

Diamètre de la tubulure :  $\varnothing 220$  mm       $A_1 = 0.001839 \text{ m}^2$

Diamètre de la tuyère :  $\varnothing 80$  mm       $A_2 = 0.0050265 \text{ m}^2$



- Principe de calcul .

A l'arrêt brusque, l'eau continue de monter vers le reservoir d'eau pendant un certain temps, avec une vitesse décroissante, et quand la vitesse s'annule toute la colonne d'eau descend vers le reservoir d'air avec une vitesse négative croissant en valeur absolue puis décroître pour redevenir nulle . Ce phénomène ne continue pas indéfiniment mais s'amortit sous l'effet des frottement dans la conduite.

Les valeurs de la depression et la surpression maximales seront déterminées par l'épure de BERGERON .

- 1. L'intervalle de temps à considérer est  $\theta = \frac{2 L}{C}$ , temps

d'aller-retour de l'onde auquel correspond une vitesse finale  $V_f$  (en fin d'intervalle)

$V_f$ : sera choisie arbitrairement .

- 2. augmentation du volume d'air dans le reservoir quand l'eau monte dans la conduite ou sa diminution quand elle descend .

$$\Delta W = A.d$$

A: Aise de la section de conduite

d : distance parcourue par l'eau au

bout de  $\theta = \frac{2 L}{C}$

$$\text{où } d = V_m . \theta$$

$V_{mi} = \frac{V_{i-1} + V_{fi}}{2}$  au premier temps d'écoulement on prend

$$(V_m)_\theta = \frac{V_o + V_{fi}}{2}$$

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

$V_f$ : - " - finale choisie à la fin de  $\theta$

### 3- volume d'air dans le reservoir

Quand l'eau monte vers le reservoir d'eau (vidange du reservoir d'air )

$$W = W_o + \Delta W$$

Quand elle redescend (remplissage de reservoir d'air )

$$W = W_o - \Delta W$$

généralement sous forme mathématique  $W_n = W_{n-1} \pm \Delta W$ .

où  $W_o$  : volume initial choisi arbitrairement ( $W_o = 4m^3$  d'air )

.../...

4- La Pression dans le reservoir d'air

La détente du fluide s'effectue selon la loi de Poisson.

$$(Z_0 + \delta_0) \cdot W_0^{1,4} = Z \cdot W^{1,4} \Rightarrow Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) W_0^{1,4}}{W^{1,4}}$$

Z = pression dans le réservoir d'air

$\delta_0$ : perte de charge dans la conduite en marche normale

Z<sub>0</sub> : Pression dans le reservoir d'air exprimée en m de colonne d'eau

W : volume d'air à l'instant considéré en m<sup>3</sup>.

5 - Perte de charge au niveau de la tuyère

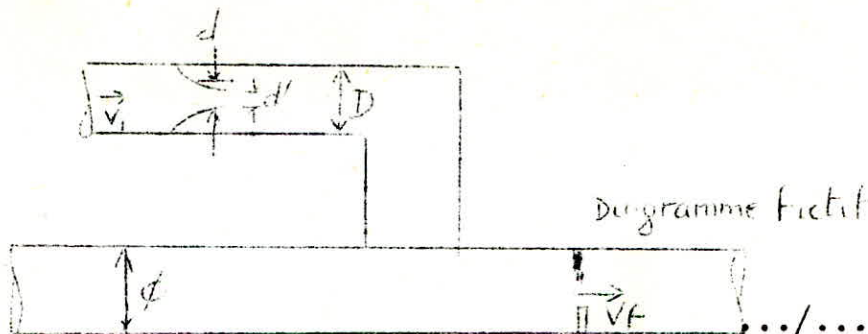
La perte de charge est différente suivant que l'eau monte dans la conduite (vidange du reservoir) ou qu'elle redescend (remplissage du reservoir)

a - perte de charge à la montée de l'eau

V<sub>1</sub> - vitesse dans la tuyère

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \left( \frac{D}{\mu d} \right)^2 \quad \mu = 0,92 \text{ pour une tuyère}$$

$$\Delta h_1 = K_1 \frac{V_1^2}{2g}$$



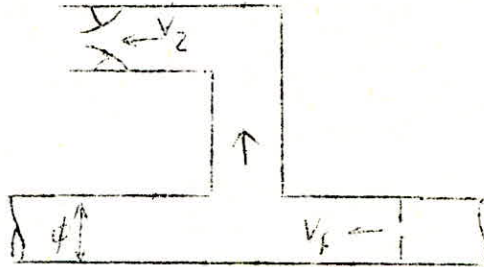
-- perte de charge au moment de la descente de l'eau.

vitesse dans la tuyère ( $V_2$ )

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{C \cdot d^2}$$

C: Coefficient de contraction (C=0,5 la tuyère fonctionne comme un ajutage rentrant de Borda ).

$$\Delta h_2 = K_2 \frac{V_2^2}{2g}$$



Les coefficients  $K_1$  et  $K_2$  sont évalués en fonction du rapport  $m$  des sections de la veine contractée (diamètre  $d'$ ) et de la tubulure (diamètre  $D$ )

$$m_1 = \left( \frac{\mu d}{D} \right)^2 = \left( \frac{0,92 \cdot 80}{220} \right)^2 = 0,112. \Rightarrow K_1 = 0,79$$

$$m_2 = C \left( \frac{d}{D} \right)^2 = 0,5 \left( \frac{d}{D} \right)^2 = 0,5 \cdot \left( \frac{80}{220} \right)^2 = 0,06611 \quad K_2 = 0,86$$

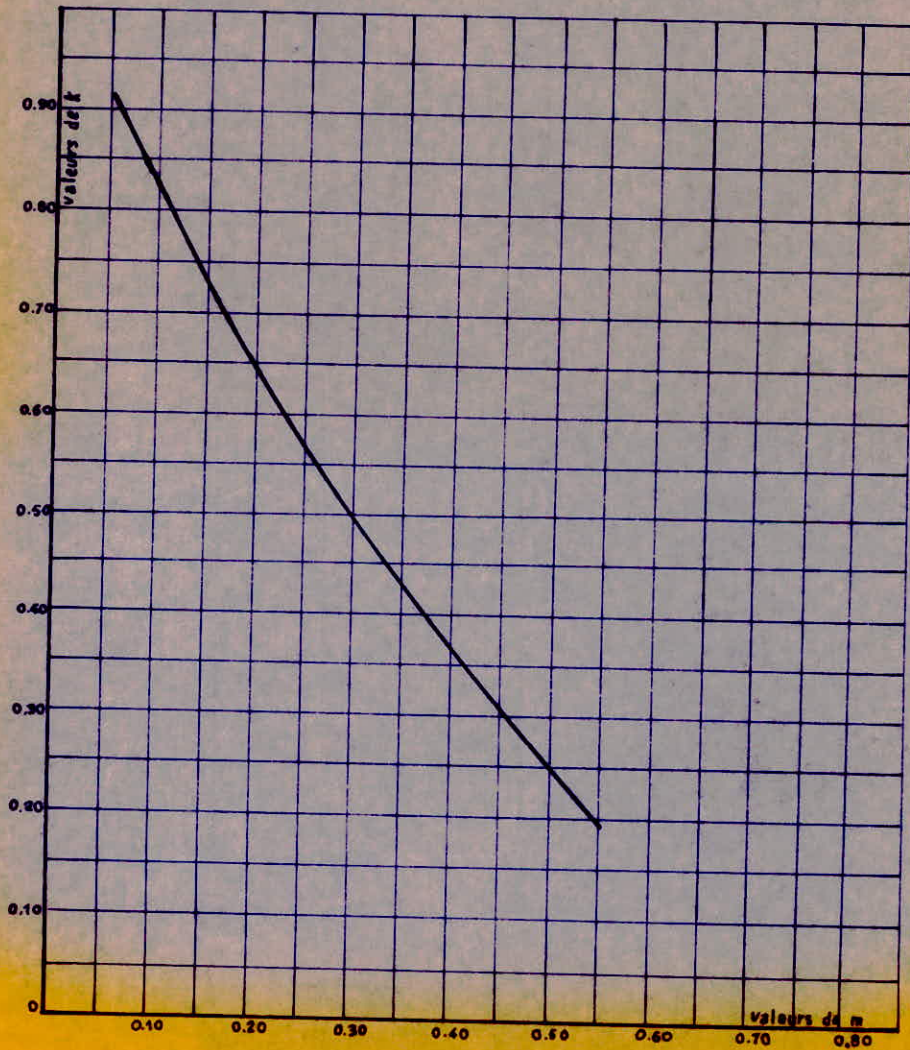
6- la pression dans la conduite se déduit (en négligeant la hauteur d'eau dans le réservoir )

-- En faisant la différence  $Z - \Delta h_1$  quand l'eau monte

-- En faisant la somme  $Z + \Delta h_2$  quand l'eau descend

7 -- On calcule la perte de charge correspondante à la vitesse  $V_f$  choisie ( les pertes de charge dans la conduite sont prises en

.../...



Coefficient de perte de charge  $k$  dans une tuyère



compte en imaginant un diaphragme fictif donnant la même perte de charge que la conduite et placé en aval de la tubulure ( pertes de charge singulières non comprises ).

8- La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif s'obtient :

- en faisant la différence  $Z - \Delta h_1 - \delta$  quand l'eau monte
- en faisant la somme  $Z + \Delta h_1 + \delta$  quand l'eau descend

9. C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale recoupant la droite  $+ \frac{C}{g.A}$  et devant correspondre à la vitesse  $V_f$  fixée au départ - sinon les calculs seront refaits par approximations .

- Construction de l'épure .

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

La droite de pente  $\frac{C}{g.A}$  commence à partir au point de coordonnées  $(V_0, H_0 + 10)$ , vitesse et pression absolue de l'écoulement en marche normale ( perte de charge non comprises ).

L'Intersection de la droite  $\frac{C}{g.A}$  avec l'horizontale passant par la valeur de la pression regnant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite  $\frac{-C}{g.A}$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur  $Z_0 = H_0 + 10 = 47.6 + 10 = 57,6$

La construction de l'épure se poursuit de la même manière et ce durant un aller-retour de l'onde ( temps où l'intensité du coup de Belier est maximale ).

Dimensions :

$$g.A \frac{C}{\text{m}^2} = \left[ \frac{\text{S}}{\text{m}^2} \right] ; \quad \frac{h}{q} = \left[ \frac{\text{S}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow \quad \frac{h}{q} = \frac{1644,007}{1\text{m}^2/\text{s}}$$

$$\text{Car } \frac{C}{g.A} = \frac{1140}{9,8 \times 0,0706858} = 1644,007 \quad \frac{\text{S}}{\text{m}^2}$$

L'Echelle de la pression a été graduée à raison de 1 cm pour 5m c'est - à - dire 1644,007 m seront représentées par 32.8,80cm

quand à l'Echelle des vitesses, elle est graduée à raison de 1cm pour 0,1 m/s soit pour  $0,1 \times 0,0706858 = 0,0076858 \text{ m}^3/\text{s}$

d'où  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  sera représenté par 141,5 cm

$$\text{Comme } \frac{C}{g.A} = \frac{h}{q} = \text{tg} \alpha \Rightarrow \text{tg} \alpha = \frac{h}{q} = \frac{328.80}{141.5} = 2.324$$

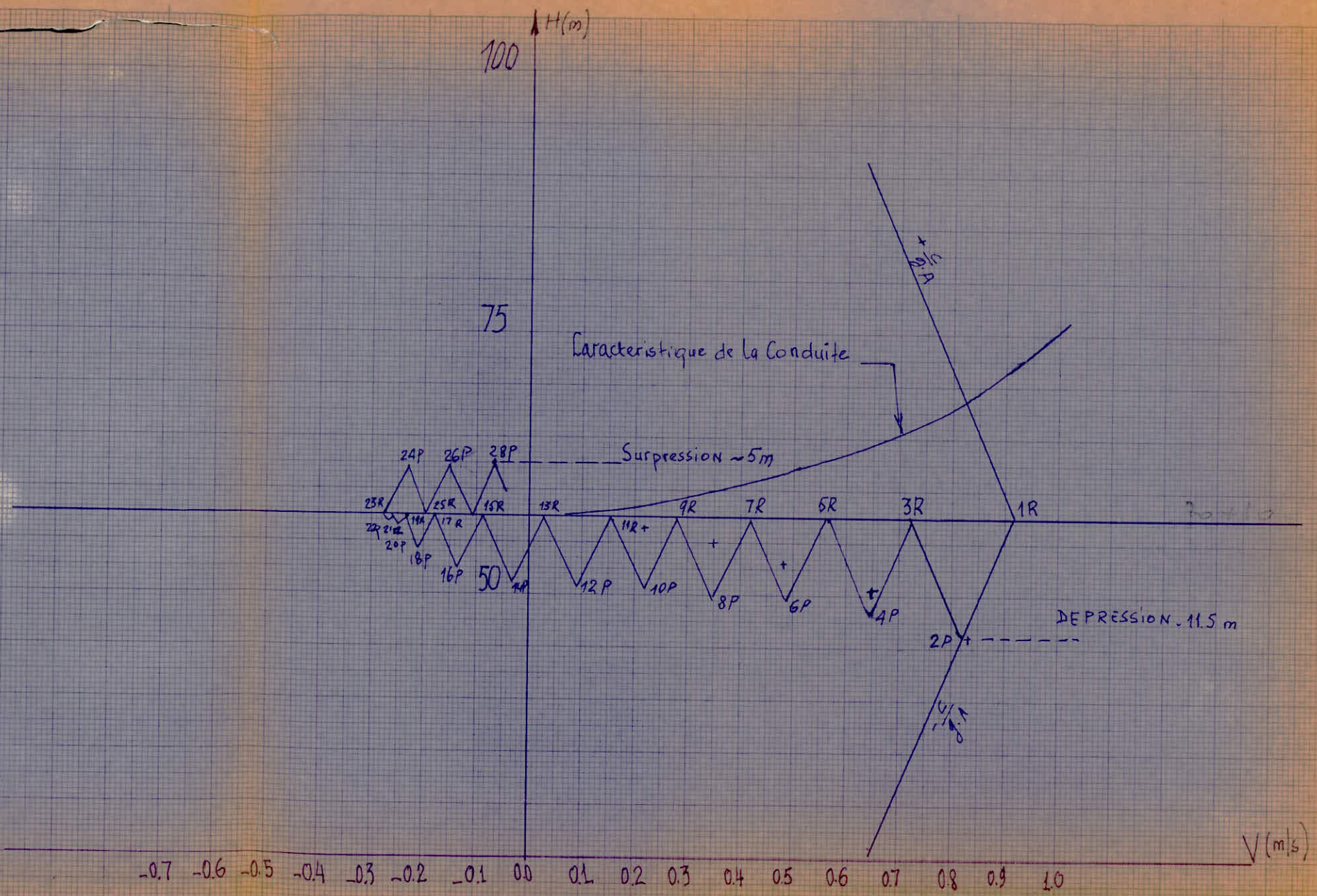
$$\alpha = 66^\circ,72. = 66^\circ.43',2$$

L'examen du tableau permet de déterminer les valeurs maximales de la depression 11,5m et 5 m pour la surpression inferieure aux pertes de charges 15,3 pour le debit maximum.

- Caracteristiques finales du reservoir d'air .

La 3<sup>e</sup> colonne du tableau dressé pour la construction de l'épure de BERGERON révèle un volume maximal de l'air de  $5,126 \text{ m}^3$

Intervalles de Temps $\theta$ (s)	Variations du Volume d'air ( $m^3$ ) $W = 5 \cdot V_{in} \cdot \theta = 0.366 V$	Volume d'air $W$ ( $m^3$ )	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{501.44}{W^{1.4}}$ (m)	Vitesses dans la tubulure ( $m/s$ ) montée: $V_1 = 17 V_f$ descente: $V_2 = 2.9 V_f$	P. D.C dans la tuyère montée: $\Delta h_1 = 0.79 V_1^2 / 2g$ descente: $\Delta h_2 = 0.86 V_2^2 / 2g$	Pression dans la Conduite avec P.D.C montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de CHARGE de re Foulement $S$ (m)	Pression dans la Conduite sans P.D.C montée: $Z - \Delta h_1 - S$ descente: $Z + \Delta h_2 + S$	Vitesse lue sur le GRAPHIQUE $V_f$ (m/s)	DESIGNATIONS DES POINTS	Vitesses moyennes $V_m$ (m/s)	Vitesses Finales Choisies $V_f$ (m/s)
0		4										
0	0.718	4.718	65.17	13.94	7.83	57.30			0.92	1R		
20	0.269	4.590	59.78	11.05	4.92	54.86	11.00	46.30	0.820	2P	0.870	0.820
30	0.209	4.800	56.19	8.33	2.80	53.39	7.00	47.86	0.650	4P	0.735	0.650
40	0.154	4.954	53.74	5.95	1.42	52.31	4.50	48.89	0.490	6P	0.570	0.490
50	0.105	5.059	51.83	3.74	0.564	51.27	2.50	49.81	0.350	8P	0.420	0.350
60	0.057	5.115	51.84	1.53	0.094	51.74	1.20	50.10	0.220	10P	0.285	0.220
70	0.011	5.126	50.88	0.87	0.033	51.00	0.30	51.44	0.09	12P	0.155	0.09
80	-0.0311	5.095	51.31	4.06	0.72	52.03	0.30	51.30	-0.07	14P	0.03	-0.03
90	-0.066	5.029	52.26	6.38	1.79	54.05	1.00	53.03	-0.14	16P	-0.085	-0.14
100	-0.086	4.943	53.53	7.25	2.30	55.83	1.2	55.25	-0.22	18P	-0.18	-0.22
110	-0.095	4.848	55.00	7.83	2.69	57.69	1.5	56.88	-0.25	20P	-0.24	-0.25
120	-0.092	4.756	56.50	7.00	2.15	58.65	0.8	58.49	-0.27	22P	-0.26	-0.27
130	-0.07	4.686	57.69	4.35	0.90	58.59	3.0	61.65	-0.23	24P	-0.25	-0.23
140	-0.04	4.646	58.40	2.03	0.18	60.00	3.5	62.09	-0.15	26P	-0.19	-0.15
							2.00	62.00	0.07	28P		



au point de débit nul. Comme à ce moment Il faut qu'il reste de l'eau dans le réservoir, objet de son Installation, on prévoit une cloche de  $6 \text{ m}^3$  dans laquelle l'air en marche normale, n'occupe que  $4 \text{ m}^3$ , d'où la nécessité de prévoir un compresseur visant à amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée .

Correspondant au volume occupé par l'air en exploitation normale, de préférence Il fonctionne automatiquement dès que le niveau d'eau remonte par suite de la dissolution de l'air.

Coup de belier au démarrage

L'arrêt ( ou la mise en marche ) de la pompe étant réglé automatiquement donc la vanne située à l'aval de la pompe doit rester constamment ouverte, d'où la nécessité de vérifier le comportement de l'installation au moment du démarrage pour cette étude nous nous sommes mis dans un cas défavorable, autrement, le démarrage pourrait être réalisé à vanne fermée, ou sur laquelle on pourrait agir progressivement à ce moment .

On se place dans les hypothèses suivantes :

- les pertes de charges sont prises en compte en imaginant un diaphragme fictif au départ de la conduite et donnant lieu à la même perte de charge que celle-ci .
- les pertes de charges singulières ( 15 % des p.d.c linéaires) ne sont pas prises en considérations pour les raisons suivantes :
  - assurer une marge de sécurité ; les pertes de charges ayant pour effet de diminuer le coup de belier .
  - Au debut de l'exploitation, les pertes locales ne peuvent atteindre cette valeur .
- On neglige la hauteur de l'eau dans le reservoir.

- Construction graphique

On représente dans le diagramme ( Q,H ) la courbe caractéristique de la pompe, courbe tracée à 10m au dessus de l'axe OQ pour tenir compte evidemment des pressions absolues .

.../...

- La droite ayant la pente  $\frac{c}{g.A}$  part du point de coordonnées (0, Z<sub>0</sub>) où Z<sub>0</sub> = H<sub>0</sub> + 10 ( H<sub>0</sub> : hauteur géométrique ).

- pour une hauteur H choisie arbitrairement correspond donc un débit Q

- L'intersection de l'horizontale passant par le point d'ordonnée H -  $\delta$  avec la droite ayant la pente  $\frac{c}{g.A}$ , donne le point réfléchi de la droite de pente -  $\frac{c}{g.A}$  sur l'horizontale passant par Z<sub>0</sub> = H<sub>0</sub> + 10 .

Le point d'intersection de  $\frac{c}{g.A}$  avec l'horizontale par

H -  $\delta$  augmenté de l'ordonnée de  $\delta$  divise le débit en deux :

- q<sub>c</sub> débit évacué dans la conduite de refoulement et donnant lieu à une perte de charge  $\delta$  .

q<sub>r</sub> débit dirigé dans le réservoir d'air et donnant une perte de charge  $\Delta h$  au passage de la tuyère .

C'est à dire  $Q = q_c + q_r$

Choix des Echelles :

L'Echelle des pressions a été de 1 cm pour 1 m comme  $\frac{c}{g.A}$  -

= 1644,007 , sera donc représentée par 1644,002 cm

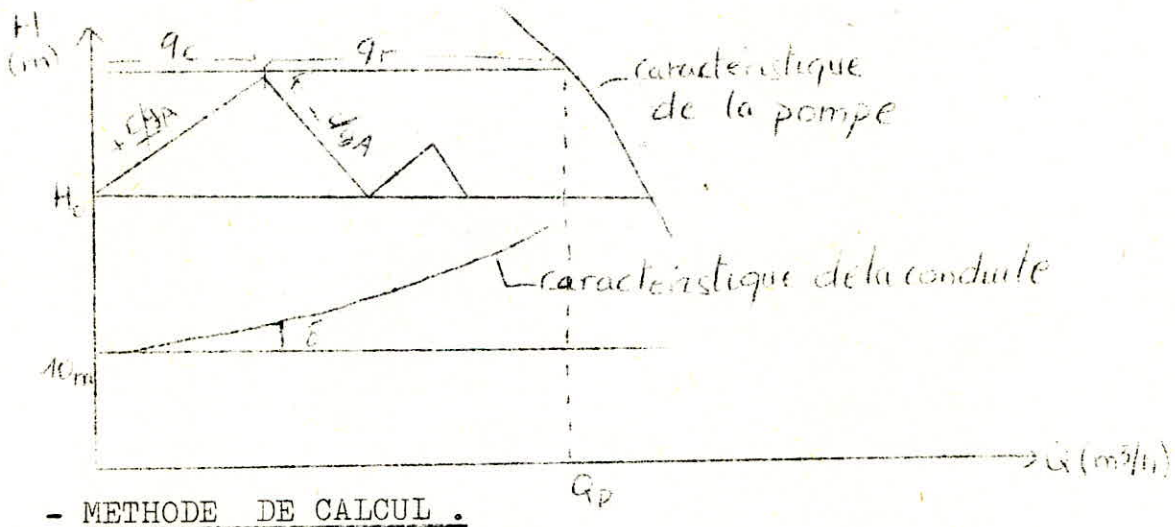
Celle des débits sera de 1 cm pour 14,4 m<sup>3</sup>/h = 0,004 m<sup>3</sup>/s

donc 1 m<sup>3</sup>/s sera représenté par 1 m<sup>3</sup>/s

c'est - à - dire  $tg \alpha = \frac{h}{q} = \frac{1644,002}{250} = 6,576$

$\alpha = 81^\circ,4 = 81^\circ 24'$

Illustration de la fonction de DEMARRAGE



Le principe consiste à choisir une hauteur piezométrique  $H$  arbitrairement permettant ainsi de calculer :

a) Le volume d'eau du remplissage (ou vidange) du réservoir en fonction du débit moyen ( $q_m$ ) et du temps  $\theta$  d'un aller-retour de l'onde de choc,  $q_m$  moyenne arithmétique du débit  $q_r$  à l'origine et la fin de l'Intervalle, le calcul se poursuit jusqu'à  $n \cdot \theta$  avec  $n$  quelconque.

La variation du volume  $\Delta W$  d'air dans le réservoir est donnée par  $\Delta W = q_m \cdot \theta$ .

b) volume d'air dans le réservoir

- pour le remplissage du réservoir on a :  $W = W_0 - \Delta W$ .

- pour la vidange du réservoir d'air on a :  $W = W_0 + \Delta W$

On a prévu lors de l'arrêt de la pompe un volume du réservoir d'air de  $W_0 = 6,0 \text{ m}^3$ .

c) La pression dans le réservoir d'air en tenant compte d'une évolution adiabatique de l'air  $P_0 W_0^n = Cst$  où  $n = 1,4$

.../...



pour notre cas on aura :

$$Z = \frac{Z_0 W_0^{1,4}}{W^{1,4}} = \frac{(58-13,3.)6^{1,4}}{W^{1,4}} = \frac{552,87}{W^{1,4}}$$

d) vitesse d'eau et pertes de charges dans la tuyère .

- vidange du reservoir

on tire la vitesse  $V_1 = \frac{q_r}{S_1}$  où  $s_1 = \frac{(u.d)}{4} n$  ,  $u = 0,92$  .

d'où la pertes de charge engendree est :

$$\Delta h_1 = K_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad K_1 = \text{cst} = 0,79$$

- le remplissage du reservoir :

$$V_2 = \frac{q_r}{S_2} \quad \text{où} \quad s_2 = C \cdot \frac{u \cdot d^2}{4} \quad C = 0,5 .$$

La perte de charge engendrée sera de :

$$\Delta h_2 = K_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad K_2 = \text{cst} = 0,86 .$$

On remarque au passage que les coefficients  $K_1$  et  $K_2$  restent constants, c'est à dire ceux déterminés lors de l'arrêt des pompes.

e) La pression absolue dans la conduite

- pour la vidange  $Z - \Delta h_1$

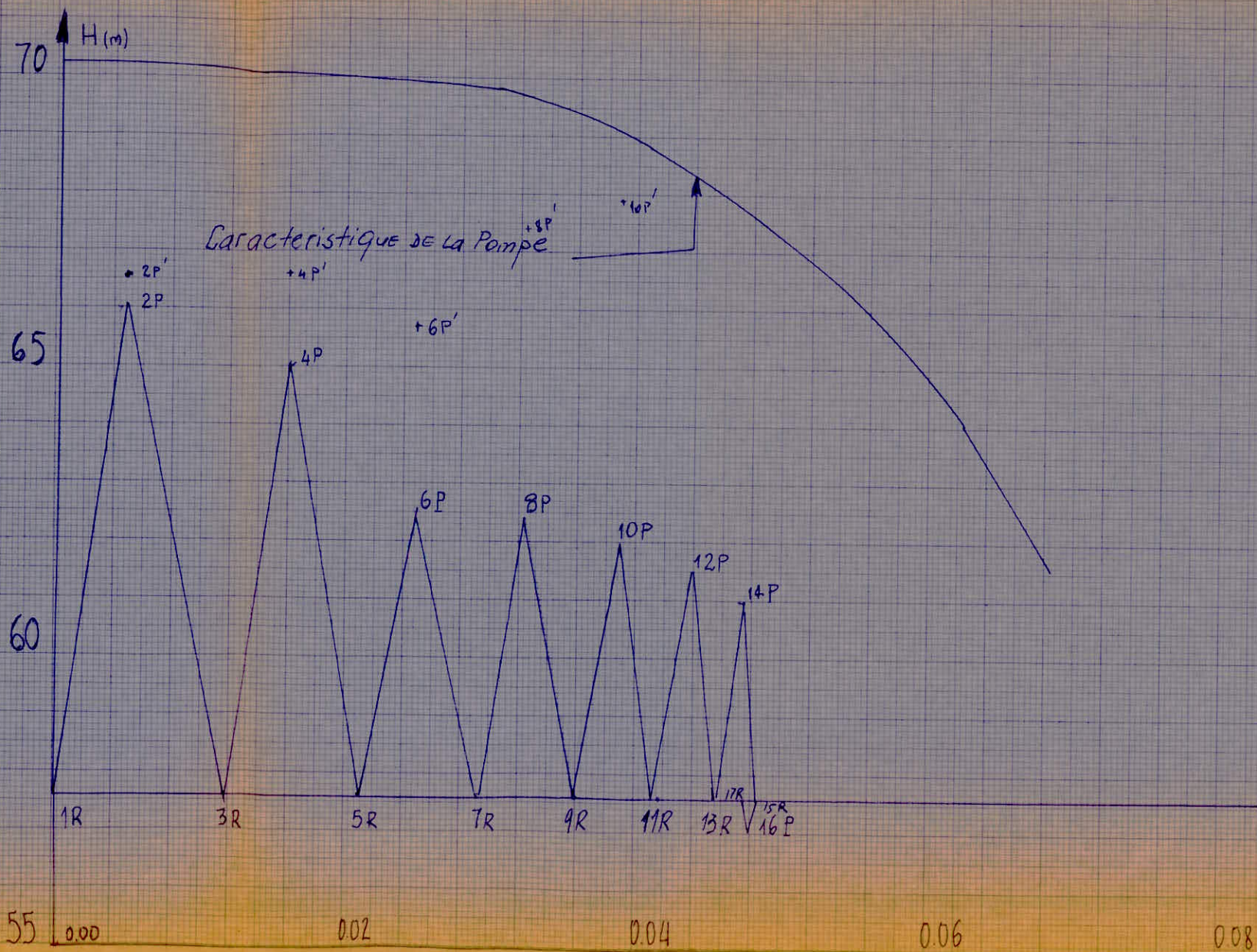
- pour le remplissage  $Z + \Delta h_2$

On a vérifié que les hauteurs piezométriques choisies arbitrairement sont correspondentes à celles trouvées par le calcul.

On signale que notre essai n'a pas révélé de cas de vidange, où le débit  $q_c$  serait plus grand que le débit  $q_r$  .

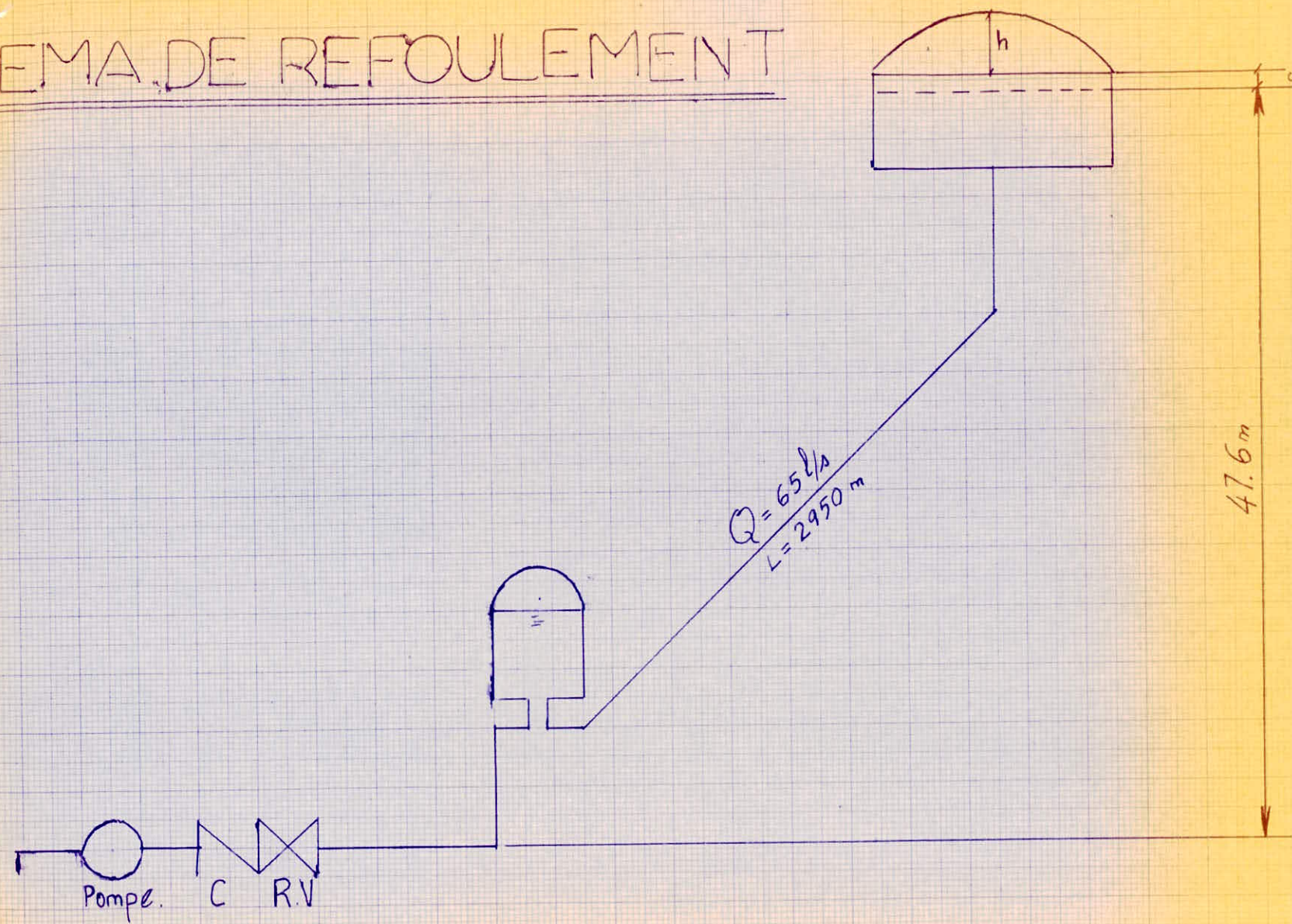
COUP DE BELIER - DEMARRAGE DE GROUPE.

Intervalle de temps $\Phi$ (s)	DEBITS DARS la Pompe $Q$ ( $m^3/s$ )	DEBITS dans la Conduite $q_c$ ( $m^3/s$ )	DEBITS qui entrent ou qui sortent du reservoir $q$ ( $m^3/s$ )	DEBITS MOYENS $q_m$ ( $m^3/s$ )	Variation Du Volume d'air $W = 5.18 q_m$ ( $m^3$ )	Volume d'air ( $m^3$ ) Montée: $W = W_0 + \Delta W$ DESCENTE: $W = W_0 - \Delta W$	Pression dans le reservoir d'air $Z = \frac{552.82}{W \cdot \rho}$ (m)	vitesses: $q_r$ vidange $V_1 = \frac{q_r}{0.00425}$ remplissage $V_2 = \frac{q_r}{0.00251}$	P. D. C dans la tuyère $h_1 = 0.79 \frac{V_1^2}{2g}$ $h_2 = 0.86 \frac{V_2^2}{2g}$	Pressions choisies Arbitrairement $H$ (m)	Pression dans la Conduite remplissage: $Z + \Delta h_2$ vidange: $Z - \Delta h_1$	P. d. c dans la Conduite (m)	Designation Du Point
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0		0.0	0.0	58	58	0.0	1R
0	0.056	0.00452	0.05148	0.02574	0.1333	5.8676	46.43	20.72	18.83	66.00	65.43	0.52	2P
20	0.0668	0.0160	0.0508	0.2540	0.1315	5.7361	47.92	20.24	17.97	65.00	65.90	1.56	2P' 4P
30	0.0670	0.0240	0.0424	0.0212	0.1090	5.6271	49.23	17.50	13.50	62.50	62.73	3.15	4P' 6P
40	0.0727	0.0320	0.0407	0.0203	0.1052	5.5212	50.56	16.20	11.5	62.40	62.07	5.22	6P' 8P
50	0.07973	0.0428	0.03693	0.01846	0.0956	5.4256	51.80	14.71	9.50	62.00	61.30	6.78	8P' 10P
60	0.08213	0.0509	0.03125	0.01563	0.0809	5.3447	53.00	13.00	7.42	61.00	60.42	7.82	10P' 12P
70	0.08215	0.0520	0.0302	0.01507	0.07809	5.267	54.01	12.01	6.33	61.00	60.34	13.91	12P' 14P
80	0.0620	0.0516	0.1040	0.0520	0.0300	5.2366	54.50	4.14	0.75	55.50	56.30	13.74	14P' 16P



15-

# SCHEMA DE REFOULEMENT



C: Clapet-anti-retour  
R.V: ROBINET-VANNE

Protection de la canalisation contre la corrosion .

- Les phénomènes de la corrosion sont nombreux, et n'épargnant aucun matériau. Le sol puissant agent de la corrosion peut- être rendu très agressif à l'égard des structures métalliques sous diverses conditions .

- Causes principale de la corrosion .

- a) contraintes externes .

Les contraintes externes sont constitués principalement par les effets de la températures, du charroi et des mouvements de terrains -La protection contre les deux premières actions est recherchée par la profondeur de pose .

Dans certains pays aux hivers froids, la couverture au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est généralement choisie entre 1,25 m et 1,50 m, pour les régions moins rigoureuses, elle est de l'ordre de 1 m .

Dans certains région où existe un réseau d'égout visible, les conduites de distribution d'eau sont posées sur consoles dans les galerie dont les dimensions se prêtent à l'exécution de travaux. Pour améliorer la tenue des conduites envers les effets du charroi, L'homogénéité du lit " de pose sera recherchée.

-b) attaque chimique interne .

puisqu'on a choisi dans notre étude que certains tronçons soient en acier, notamment celui du refoulement, nous signalons cependant qu'il présente pas mal d'avantages, cependant.

Il est très sensible à la corrosion, Il y a lieu d'examiner les causes chimiques et électrochimiques des phénomènes de corrosion

et d'entartrage trouvant leur origine dans les eaux charriées.

Donc l'acier non protégé au contact de l'eau se trouve normalement corrodé, l'étendue, la vitesse, la gravité de cette corrosion naturelle dépendent d'un certain nombre de facteurs surtout.

- P H .

- teneur en oxygène dissous .

- vitesse de circulation de l'eau en contact .

Depuis, les travaux de Pourbaix on sait qu'il existe un existe un potentiel de passivité du fer au contact de l'eau qui se traduit en l'absence de toute polarisation autre que celle de Nernst, par un PH de passivité légèrement inférieure à 10(9.76). au-dessus de ce PH le fer est passive sauf dans des conditions de faible oxygénation où la corrosion réapparaît pour un PH  $>$  12,5 cette valeur limite de 9,76 peut-être sensiblement abaissée en agissant sur le potentiel d'oxydo-réduction -

On doit retenir une règle pratique : une eau de PH  $<$  10 est naturellement corrosive envers l'acier. Il est donc d'intérêt d'élever le PH d'une eau naturelle, tout en améliorant les possibilités de son oxygénation. L'eau, même dépourvue de sels dissous, est susceptible de provoquer une corrosion du métal à son contact. Les corps intervenant sont le fer, l'oxygène et l'eau les produits de la corrosion des oxydes hydratés -

Outre. Les contraintes externes, et l'attaque interne, un métal plongé dans un électrolyte est corrodé quand il y a :

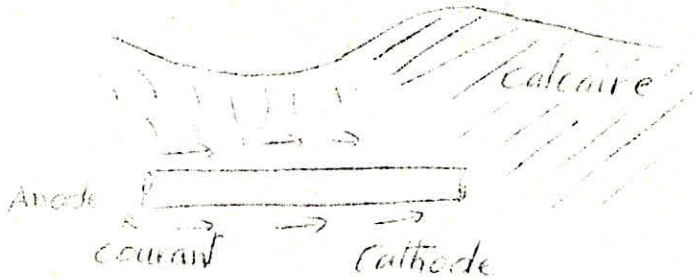
- hétérogénéité de l'électrolyte .

exemple d'oxyde rompu, car il est cathodique par rapport au fer .

. . . / . . .

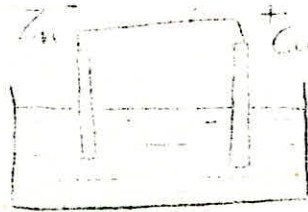
- Ainsi le cas de terrains de nature physique ou chimique différentes, calcaire, sables, eau douce, eau saumâtre etc...

Des piles de concentrations se forment alors, ou la conduite joue le rôle d'un second élément de circuit -



- Contact de métaux différents.

Quand deux métaux différents sont au contact d'un électrolyte, le métal le plus électro-négatif cède ses électrons à l'eau



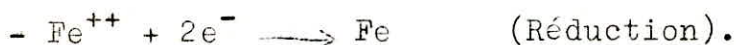
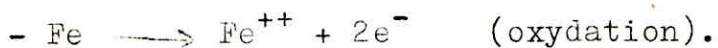
Influence d'une source électrique extérieure.

Ce cas est présent, quand des courants continus de retour d'Installations diverses (usines, centrales électriques) s'échappent des conducteurs, empruntant les sols, puis les structures qui y sont établies. Aux endroits où le courant quitte ces structures, le métal est corrodé par électrolyse. La corrosion des conduites est donc fonction de la nature du sol de sa composition chimique et physique .

.../...

Principe de la corrosion

Chimiquement un atome est électriquement neutre, sous certaines conditions, celui-ci perd ou gagne des électrons, pour devenir ion positif, en cas de perte (oxydation) en cas de gain (réduction)



Le fer métallique perd deux électrons, et devient ion positif entrant en solution on se combine, suivant le cas avec un ion négatif ( c'est la corrosion ).

des réactions précédentes on en conclut que pour empêcher la corrosion, on doit s'opposer à toute perte d'électrons.

but de la protection cathodique .

- Protection cathodique.

L'agressivité du sol est déterminée moyennant des mesures de résistivité de terrain le long du tracé de la canalisation

<u>Qualité de terrain</u>	Resistivité ( $\rho$ )
terrain agressif	$\rho < 50 \Omega.m$
terrain d'agressivité douteuse	$50 \leq \rho \leq 100 \quad R.\Omega.m$
terrain non agressif	$\rho > 100 \Omega.m$

Quand la résistivité du sol est inférieure à 100  $\Omega.m$ , il est obligatoire de protéger les conduites en acier .

- Protection cathodique

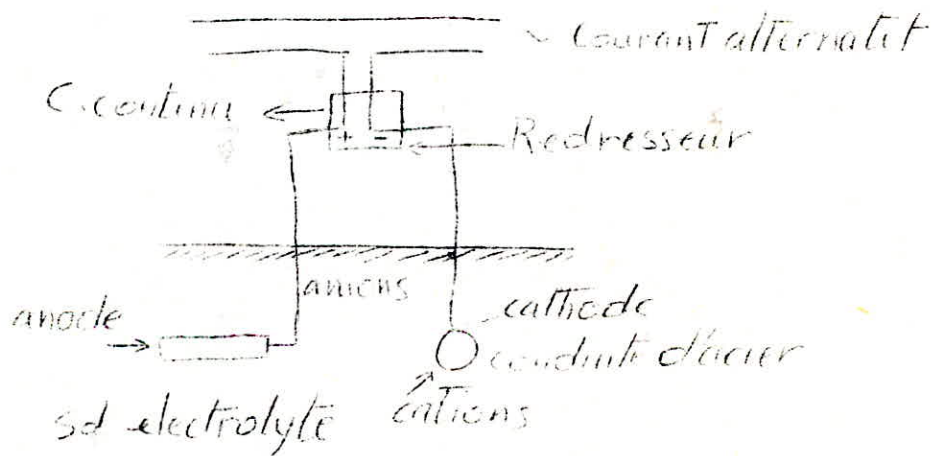
La protection cathodique d'une surface en acier est assurée lorsque le potentiel de celle-ci a franchi un certain seuil négatif par rapport au milieu électrolytique en contact.



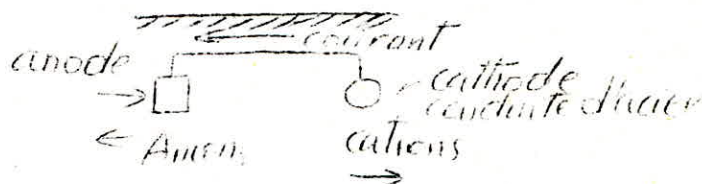
Couramment ce potentiel doit-être de - 850 m.V (le zéro de référence étant donné par l'electrode STANDARD

- Cuivre- sulfate de cuivre posée contre le tuyau) ce qui entrainent un abaissement du potentiel naturel de l'acier de - 350 m.V environ ( potentiel naturel de l'acier= - 500 mV)

Pour provoquer la chute de potentiel de l'acier, Il suffit de diriger sur le metal un courant électrique- Pour cela l'ouvrage à protèger est relié soit au pôle négatif d'une source de courant continu( protection par soutirage de courant ) soit à un métal plus électronégatif que l'acier(protection par anode reactive.).



- Protection par soutirage de courant .



- Protection par anode reactive

- Dans le cas d'une protection par soutirage de courant, la borne positive de la source doit être reliée à une masse métallique enterrée jouant le rôle d'anode .

.../...

- METHODE DE CALCUL .

- calcul des postes de soutirage .

Densité du courant .

La densité de courant nécessaire pour porter la canalisation à un potentiel plus négatif , est donnée par :

$$E_o = \left[ E_x + I_x \cdot R_K \cdot \operatorname{thg} \alpha \cdot L \right] \cdot \operatorname{Cosh} \alpha \cdot L$$

$$I_o = \left[ I_x - \frac{E_x \cdot \operatorname{thg} \alpha \cdot L}{R_K} \right] \cdot \operatorname{Cosh} \alpha \cdot L$$

E<sub>o</sub> : chute de potentiel de la conduite à la distance du point de soutirage .

E<sub>x</sub> : chute de potentiel de la conduite à la distance X du point de soutirage. (E<sub>x</sub> est fixée à - 350 mV pour tendre la conduite cathode et cela pour le point le plus éloigné :

Extremité de conduite ( ou du trançon) à protéger .

I<sub>o</sub> : Intensité de courant à la distance du point de soutirage

I<sub>x</sub> : - " - - " - - " - - " - X - " - - " - - " - -

$$R_K = \alpha \cdot R_{is} \quad \text{où} \quad \alpha = \sqrt{\frac{r}{R_{is}}}$$

r : résistance longitudinale de la conduite

R<sub>is</sub> : résistance de l'Isolément ( resistance transversale)

L : Longueur de la conduite .

- Choix de la source de courant

L'ouvrage sera relié au pôle négatif d'une source de courant continu -

Cette source peut- être :

.../...

- soit un redresseur de courant
- soit des anodes solubles de métaux plus électronégatif que l'acier .

<u>Métal</u>	<u>Potentiel d'oxydo-réduction en m V</u>
Magnesium ( Mg)	- 1490
Aluminium( Al)	- 1200
Zinc (Zn)	- 770
Acier	- 500

Pour faire le choix entre les deux solutions on est tenu de considérer :

- L'Intensité du courant .

Le nombre d'anodes à utiliser étant directement fonction de l'Intensité du courant débité . La protection par anode réactive est considérée comme économique lorsque l'Intensité de courant ne dépasse pas la valeur de 500 mA -

Cette solution ne nécessite pratiquement pas d'entretien .

- La disponibilité d'une source de courant :

Pour alimenter le redresseur, il faut disposer d'une source de courant - BASSE TENSION à proximité de la conduite .

- Caractéristique des postes de protection

Le nombre de postes est fonction de la longueur de la canalisation .

- Emplacement des postes :

Chaque poste est placé de telle façon à avoir des portées ( distance du poste à l'extrémité du tronçon de conduite considérée).

.../...

sensiblement égales de part et d'autre du poste.

Nombre d'anodes

La masse de de l'anode dépend de la matière dont elle est constituée ( Mg, Al, Zn ) est donnée par :

$$m = \frac{I_0 \cdot T}{E_e/2} \text{ en Kg}$$

$I_0$  : Intensité de courant de circulation en Ampère .

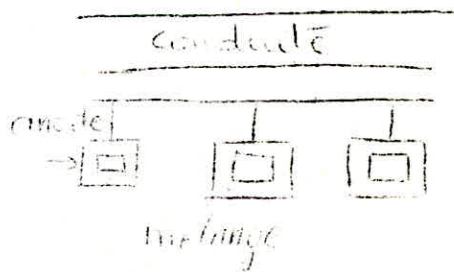
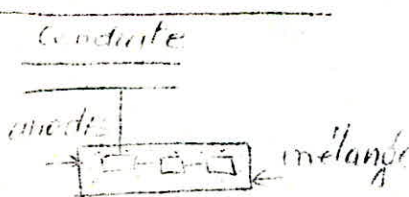
$T$  : période de protection(en moyen 20 ans) exprimée en heure

$E_e$  : Equivalent electrochimique de l'anode ( $E_e$  du Mg=2200Ah/Kg)

- Le 2 traduit le fait que le rendement n'excède jamais 50 %. En général les anodes disponibles sont de formes cylindrique de 1,0m de longueur en moyenne, et dont la section varie en fonction de la masse qui peut-être de 10,20, ou 30 Kg.

Le nombre d'anode se déduit alors facilement .

ces anodes peuvent être disposées en groupe dans un seul poste , ou réparties sur toute la longueur de la canalisation .



- Emplacement des anodes

Elles sont emplacements de préférence dans un terrain de faible résistivité, afin de réduire la résistance de contact anode-sol et en conséquence, la force électromotrice nécessaire .

.../...

Sur les lieux de pose des anodes, il est nécessaire de mesurer la résistivité du sol et à différentes profondeurs(1,0m;2,0m;3,0m) afin de déterminer l'emplacement le plus approprié des anodes.

les anodes seront enrobées de matières tel que :

le back fill qui est composé de  $\frac{2}{3}$  de bentonite et  $\frac{1}{3}$  de gypse, afin de protéger cette fois-ci les anodes(assurer une corrosion régulière sur toute la surface de l'anode ).

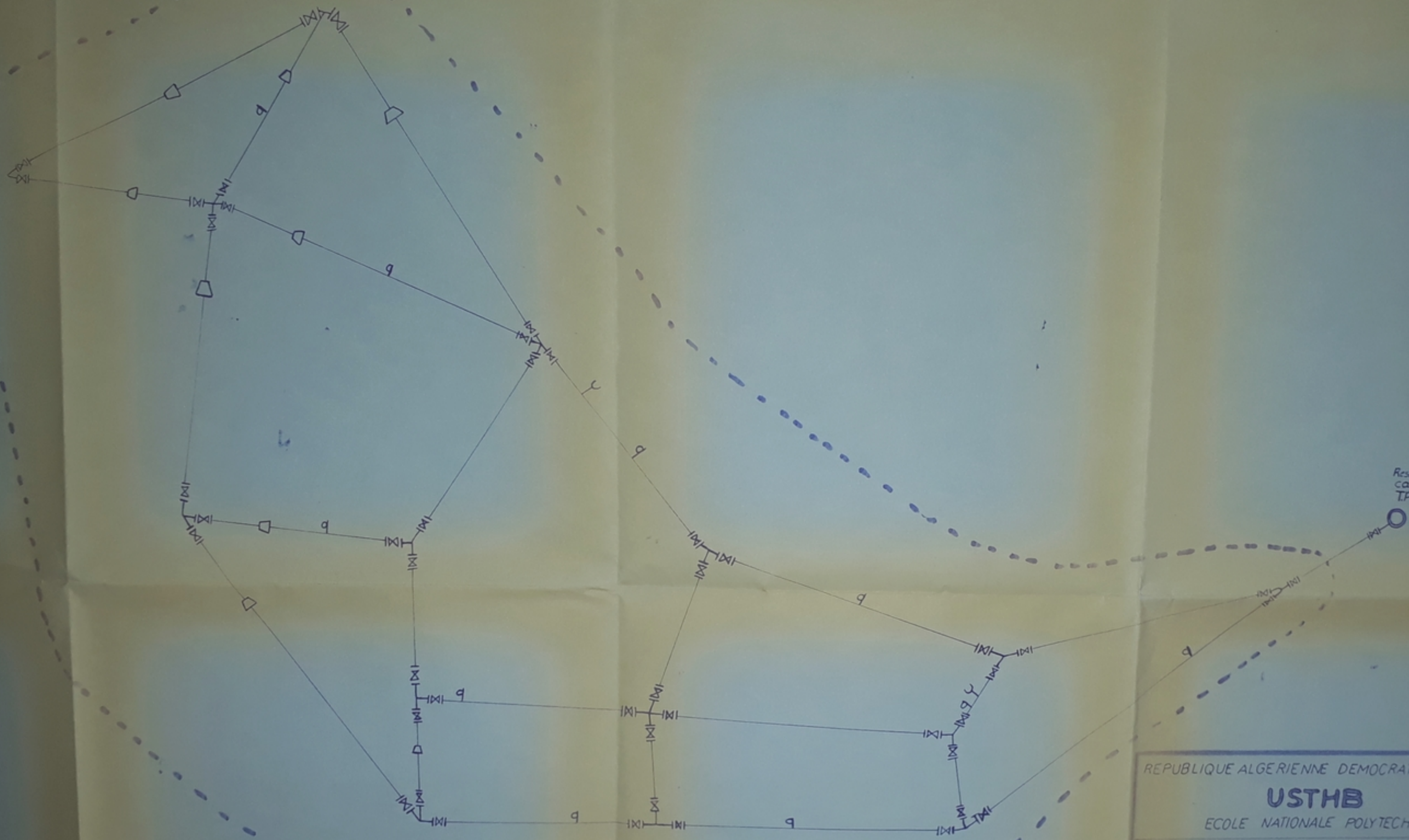
les anodes seront placées à 30 m de la conduite.

La liaison anode- conduite doit être assurée par des cables isolés .

## C O N C L U S I O N

Notre étude a englobé tous les points qui touchent l'adduction, la distribution, l'évaluation économique ainsi que les différentes protections des installations hydrauliques de la future ZHUN de OULED-FAYET .

Nous pensons que notre travail servira comme un avant projet de l'AEP de la dite ZHUN .



Reservoir projeté  
cap: 2000 m<sup>3</sup>  
TP: 277.6 m

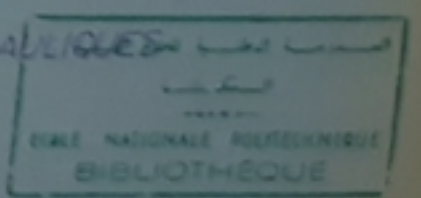
PH011/83

-5-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
**USTHB**  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

ALIMENTATION EN **E**AU **P**OTABLE DE LA ZHUN  
DE OULED-FAYET - CHERAGA -

EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES



ETABLI PAR: Fadel M  
Kermouzi M  
DIRIGE PAR: Akhouch AA

Echelle:  
1/400

PROPOSE PAR  
SEDAL

**PLANCHE**  
N°5

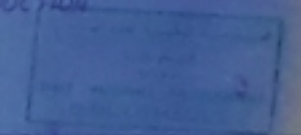
Promotion  
Janvier 1983

LEGENDE

- ⊙ Ventouse
- ⊕ Robinet vanne
- ▢ Réducteur de pression
- ⊖ Bouche d'incendie
- ⊥ Té
- ⊕ Coude à deux bras

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE  
LA ZONE DE OULED-FAZET  
CHERAGA

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE  
D'ADUCTION



ETABLI PAR: K. Bouazza M.  
DIRIGE PAR: Fadel M.  
Almoudov AA.

PLANCHE  
N° 4

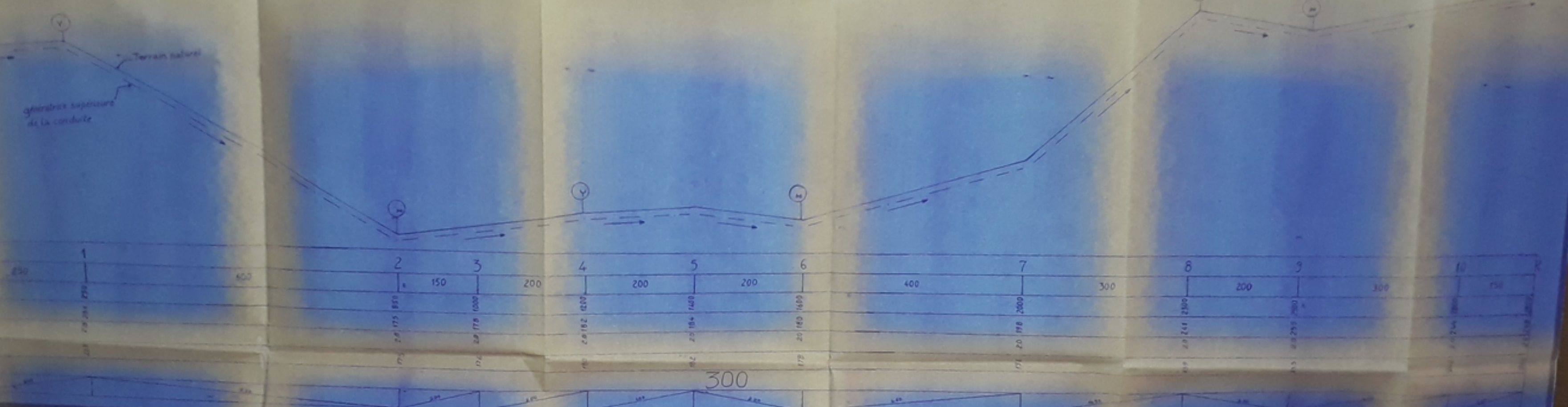
Echelles  
vert: 1/400  
horiz: 1/2000

PROPOSE PAR:  
SEDAL

Promotion  
Janvier 1955

Legende:

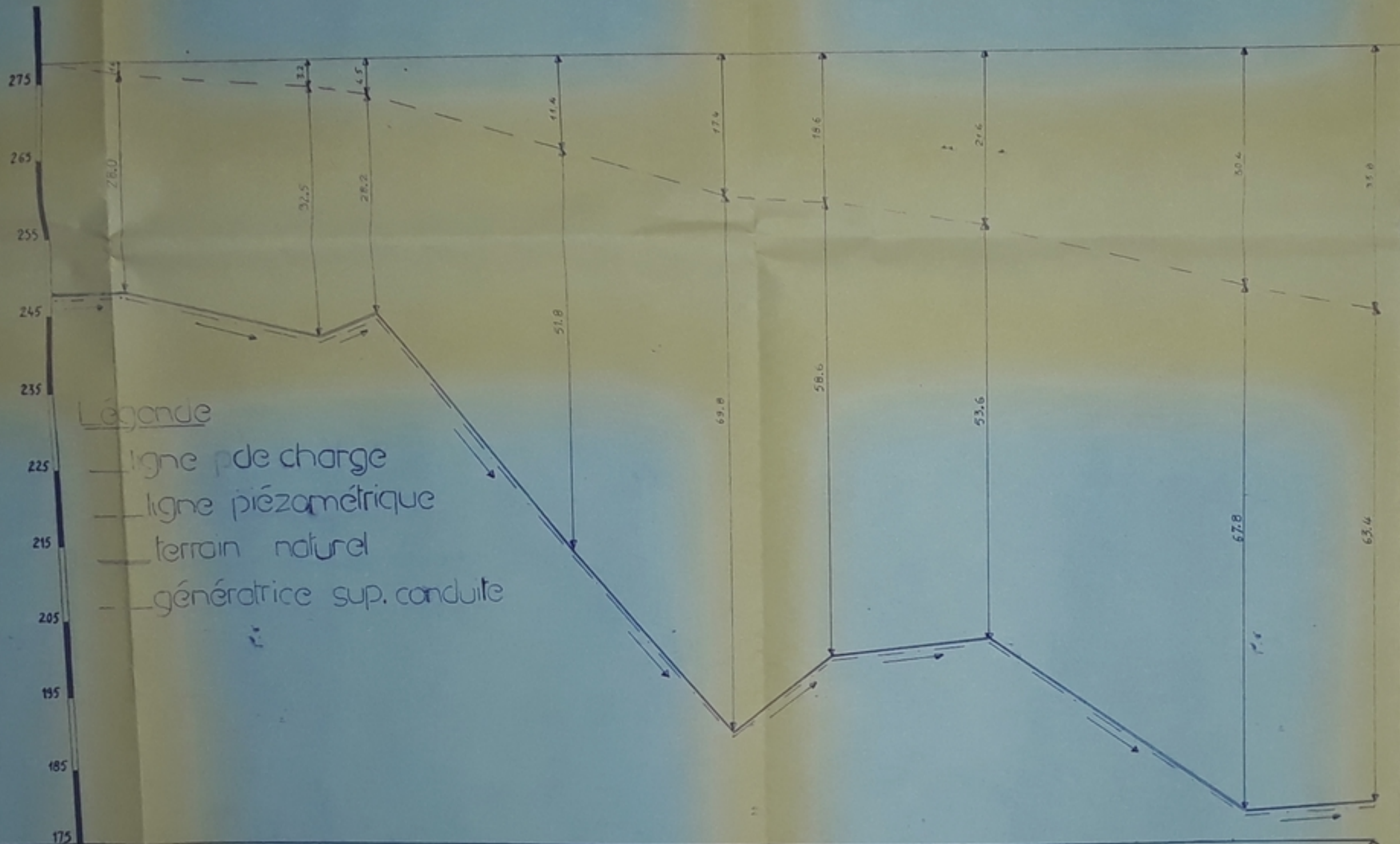
- Y vanlouse
- M vanne de vidange



N° des points	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distances cumulées (m)	0	150	200	200	200	400	300	200	300	750
Alt. (m)	230	175	178	182	184	180	200	202	205	210
Profondeurs (m)		0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

300





Légende  
 — ligne pde charge  
 - - - ligne piézométrique  
 — terrain naturel  
 - - - génératrice sup. conduite

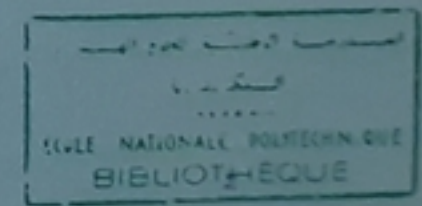
Numéro des points	1	2	16	17	18	19	4	9	8
Dist. Part. (m)	210	490	150	500	420	260	410	660	340
Dist. Cum. (m)	000	210	700	850	1350	1770	2030	2440	3440
Côtes Sol (m)	248	246	242	245	214	190	200	202	180
Côtes Piézo. (m)	276.0	276.0	274.4	273.7	265.8	253.8	258.5	255.6	244.2
Côtes Projet. (m)	247.2	247.2	241.2	244.2	213.2	189.2	193.2	201.2	178.2
Diamètres (mm)	350	300	150	90	100	200	150	200	150
Pentes (%)	0.0	1.2	2.0	6.2	5.7	3.8	4.0	3.5	0.3

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
**USTHB**  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE:  
 La ZHUN de OULED-FAYET  
 .CHERAGA.

PH10M/83  
 -3-

PROFIL EN LONG DU RESEAU DE  
 DISTRIBUTION DE LA ZHUN

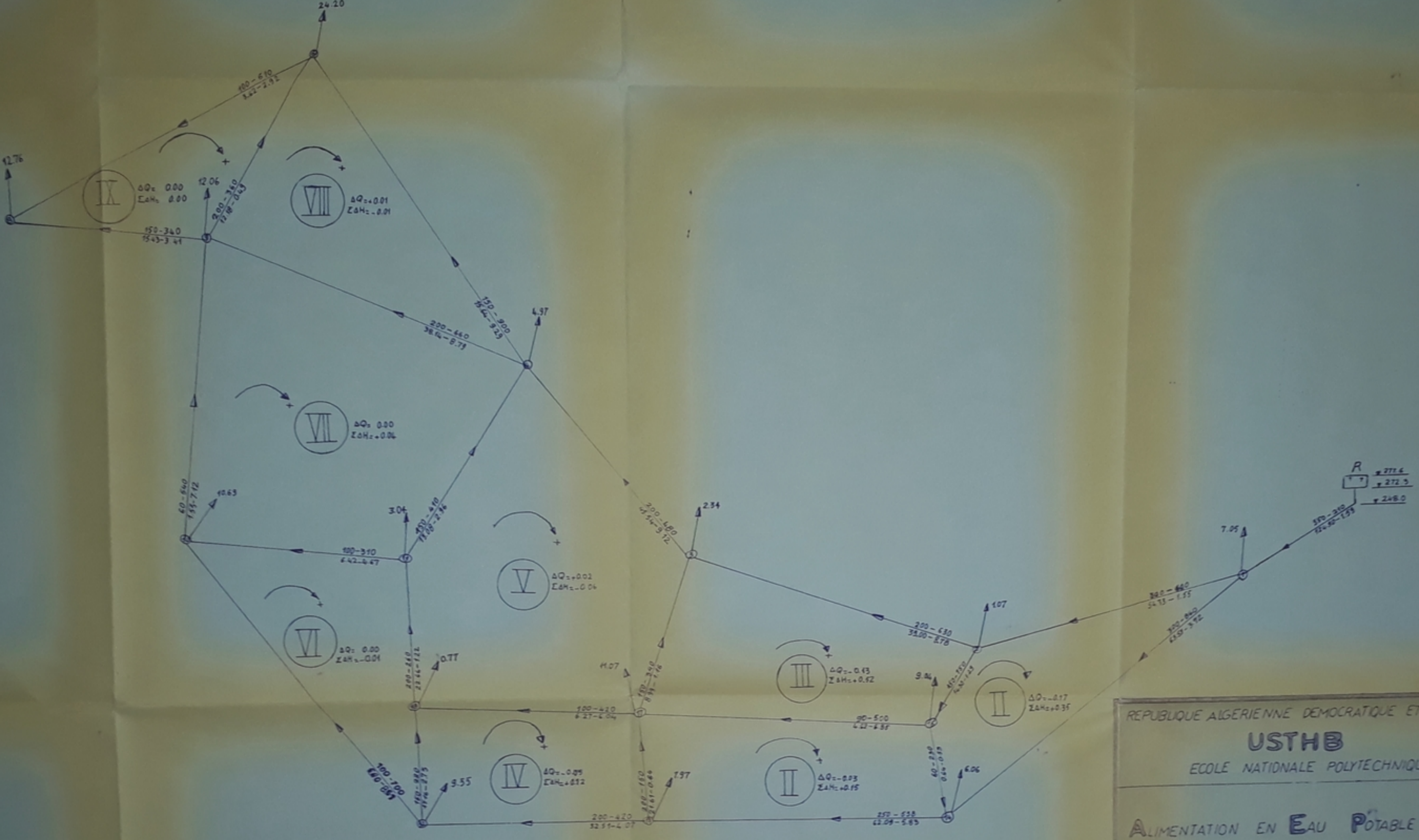


ETABLI PAR: Fadel M.  
 Kermouzi M.  
 DIRIGE PAR: Aflabne Ali AKHOUNDV  
 PROPOSE PAR: SEDAL

PLANCHE  
 N: 3

Echelles  
 Hor 1/8000  
 Vert 1/400  
 Promotion  
 Janvier 1985



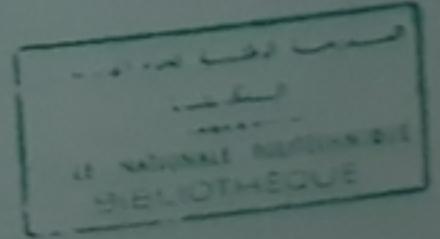


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
**USTHB**  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE:  
 LA ZHUN DE OULED-FAYET - CHERAGA.

PHOM/83

CALCUL DU RESEAU MAILLE DE LA ZHUN  
 PAR LA METHODE D'HARDY-CROSS

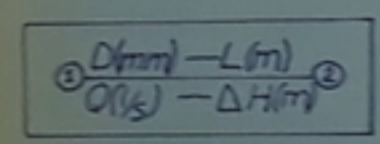


ETABLI PAR Kermouzi M.  
 DIRIGE PAR Fadel M.  
 Afiatane Ali Akhoudav  
 PROPOSE PAR SEDAL

**PLANCHE**  
**N°1**

Promotion  
 Janvier 1983

LEGENDE



R : reservoir projeté

③ : N° du nœud

④ → 0 : Débit soutiré (l/s)

Ⓢ : N° de la maille

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

---

- \* Hydraulique Urbaine (Tome 2 ) ..... A.DUPONT
  
- \* Hydraulique Urbaine ..... J.BONNIN
  
- \* MANUEL d'hydraulique générale ..... A.LENCASTRE
  
- \* Hydraulique générale et appliquée ..... CARLIER
  
- \* Théorie de la longueur fluide- dynamique ..... G. LAPRAY
  
- \* Catalogue des pompes .....

