

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **HYDRAULIQUE**

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

*Alimentation en eau potable  
de la ZHUN  
(Zone Habitation Urbaine Nouvelle)  
de la Vallée*

4 PLANS

Proposé par :

C.N.E.R.U d'alger

Etudié par :

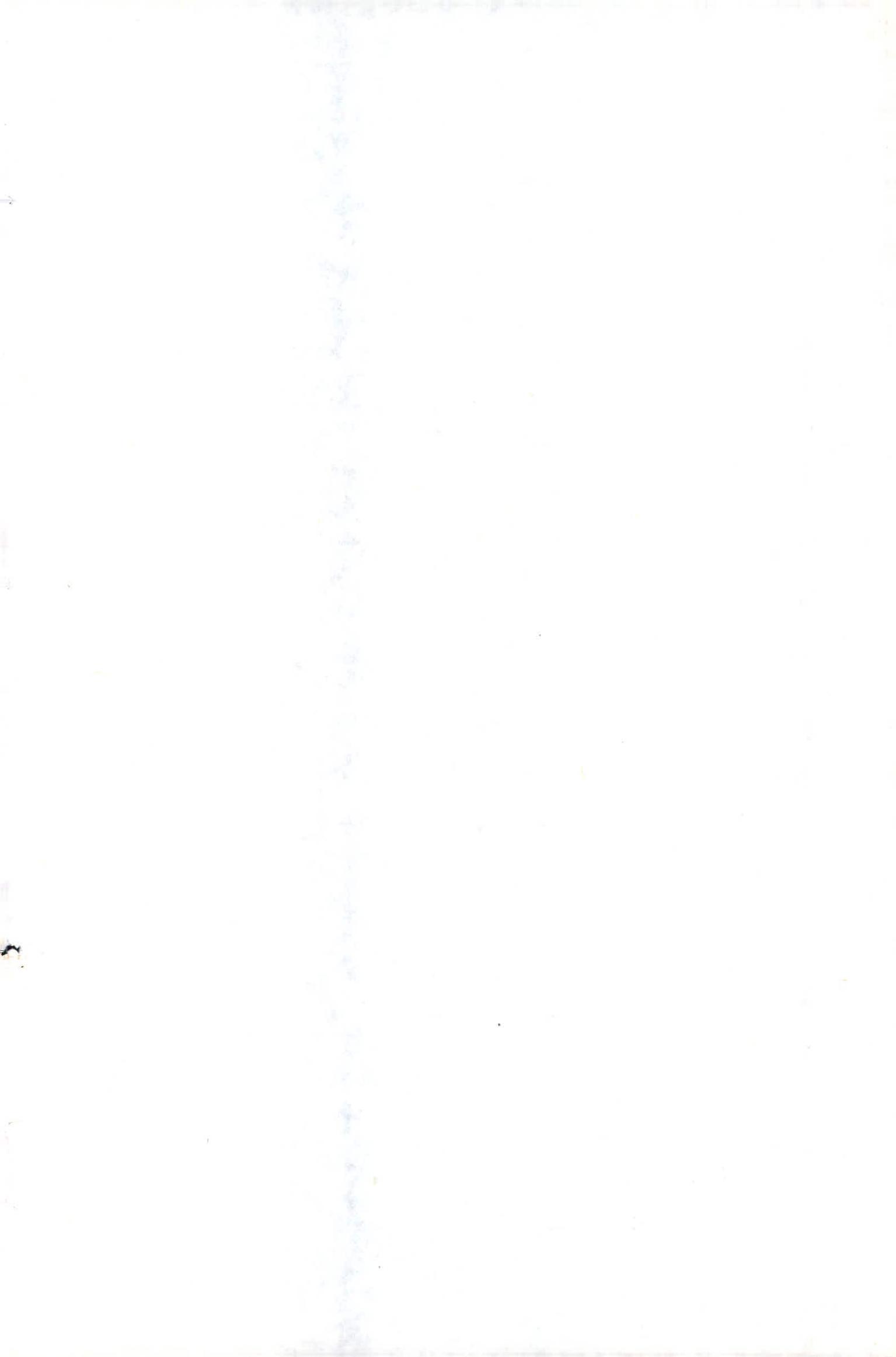
M. ~~KRALIK~~  
KITDUNI

Dirigé par :

Melle M. ~~KRALIK~~  
KRALIK



PROMOTION : Juin 1984



D E D I C A C E .

Je dédie cet humble travail à :

A MES PARENTS.

A MES FRERES ET SOEURS.

A TOUTE MA FAMILLE.

A MES AMIES.

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

Au terme de ce modeste travail je tiens à remercier mon Promoteur Mr KRALLIK ainsi que tous le personnel du CNERU. Mes remerciements vont également à Mr IFTINI Sous Directeur à la D H W Alger ainsi qu'à Melle AMAUCHE Je tiens à remercier tous les Professeurs qui ont contribué à ma formation que mes remerciements vont également à Monsieur A. KETTAB notre Chef de Département.

NOM de l'étudiante : M. KITOUNI

NOM du Promoteur : M<sup>r</sup> KRALIK

### Résumé

L'objet de notre étude consiste à alimenter la ZHUN (zone d'habitat urbaine nouvelle) de la Vallée à partir d'un réservoir (déjà existant) en considérant le tracé de l'adduction le plus économique à partir de l'usine d'El Harrache. La réalisation du programme "La Vallée" permet de réduire les problèmes du quartier Badjarah et la résorption des bidonvilles.

### Summary

Our study consist to aliment the new town's area's People of "the Vallée" begining from a water tank wich exist early To aliment a trase econommically of adduction from EL Harrach's factory. The realisation of the Vallée's Program can amount problem's of Badjarah's area and Can bringing down Slum belts.

### ملخصها

يتمثل موضوع دراستنا في تمويل المنطقة السكنية الحضرية الجديدة (La Vallée)، ويتم التمويل ابتداءً من خزان (موجود من قبل) مع مراعاة تخطيط محكم وأكثر اقتصاداً عند ملئ أنبوب الخزان المبتدئ من مصنع الحرسا وإني تحقيق برنامج الوادي (La Vallée) سيقلل من حدة مشاكل التزاحم الذي يعاني منها حي باجراج كما يقلل من زيادة تركز الأحياء القصدية في نفس المنطقة.

## S O M M A I R E .

### CHapitre I

- 1- Introduction.
- 2- Présentation.
- 3- Situation géographique.
- 3-a Formation.
- 3-b Occupation.
- 4- Relief.
- 5- Climat
- 6- Ressources.
- 7- Démographie.
- 8- Besoins en eau.
- 8-a Besoins domestiques.
- 8-b Besoins scolaires et administratifs.

### CHapitre II

- Adduction.
- 1- Choix du tracé.
- 2- Types d'adduction.
- 3- Profil en long.

.../...

- 4- Calcul du diamètre économique.
- 4-a Débit maximal journalier.
- 4-b Frais d'amortissement.
- 4-c Frais d'exploitation.

Formules utilisés pour les calculs.

- a) Calcul des pertes de charges.
    - Calcul du nombre de Reynolds.
  - b) Puissance à fournir pour la pompe.
  - c) Energie consommée annuellement.
  - d) Annuité d'ammortissement.
- Calcul technico-économique.
- a) 1° cas refoulement de 20h/24h
  - 2° cas refoulement de 24h/24h.
- Calcul du coût du terrassement de la conduite.  
d'adduction.

### CHapitre III

- A- Etude des eaux.
- 1- Acidité et agressivité.
  - 2- Dureté.
  - 3- Salinité.
  - 4- Impuretés
- B- Qualité des eaux.
- C- Traitement de l'eau.

.../...

- 1- Clarification.
- 2- Stérilisation.
- 3- Eventuellement un affinage.

D- Conclusion.

#### CHAPITRE IV.

- 1- Les réservoirs.
  - a)- Utilités des réservoirs.
  - b)- Emplacement.
  - c)- Réservoir existant.
  - d)- Réservoir projeté.
    - Calcul de la côte du radier.
    - Evaluation de la capacité du réservoir.
  - e) Equipements des réservoirs.
  - f) Entretien et désinfection des réservoirs.

#### CHAPITRE V.

##### Distribution.

- 1 - Détermination du débit aux nœuds.
  - 1-a débit dans les sections.
  - 1-b débits soutirés aux nœuds.
    - Choix du diamètre.
    - Vitesse de l'eau.
    - Calcul des pertes de charges.

.../...

\* \* Vérification par la méthode fluidodynamique.

\* Vérification par la méthode classique.

2- Calcul du réseau Maillée.

3- Détermination de la pression au sol.

4- Accessoires du réseau.

a) Robinets - Vanne.

b) Ventouses.

c) Robinets de vidange.

d) Tés.

e) Bouche d'incendie.

f) Réducteurs de pression.

CHAPITRE VI Pose des canalisations et leur protection contre la  
corrosion.

I Pose en terre.

1- Pose en terre sur tranchée.

2- Traversée de routes.

3- Mise en place et alignement.

4- Descente en fouille.

5- Essais hydrostatiques.

6- Remblaiement de la tranchée.

II Protection des conduites contre la corrosion.

A- Types de corrosion.

.../...

1- Corrosion interne.

2- Corrosion externe.

B- PHénomènes de la corrosion.

1°)- Corrosion par formation de pile.

2°)- Corrosion sous l'influence d'installations électriques  
extérieurs.

C- Protection cathodique.

1- Principe.

2- Protection cathodique.

D)

a- Protection par anodes réactives.

b- Protection par soutirage de courant.

Conclusion.

## CHAPITRE -I.

### 1 Introduction

L'objet de notre étude consiste à alimenter en eau potable la ZHUN (zone d'habitat urbaine nouvelle) de la vallée ainsi que le calcul du réseau d'adduction et de distribution à partir d'un CHateau d'Eau (Ventre BADJARA) déjà existant.

L'eau utilisée pour les besoins humains a pour origine première en générale l'eau de pluie. pour notre cas l'origine de l'eau c'est les nappes profondes de MAZAFRAN I et MAZAFRAN II.

En ce qui concerne la pluie qui tombe sur le sol elle se partage en diverses fractions suivant les proportions variables.

- Une partie retourne dans l'atmosphère, sous forme de vapeur par évaporation du sol ou transpiration des végétaux.

- Une autre partie ruisselle à la surface du sol et contribue à l'alimentation des ruisseaux, rivières et oueds.

- Le reste qui est la fraction la plus faible soit de 20% à 40% pénètre dans le sol par infiltration et contribue à l'alimentation des nappes profondes, des sources ect.....

il ne doit être fait recours aux eaux de surface que toute autre solution se révèle irréalisable.

.../..

L'eau est indispensable à tous les êtres vivants pour qu'ils puissent subsister.

## 2 - PRESENTATION.

La ZHUN de la vallée qui est l'objet de notre étude est une zone à urbaniser et alimenter en eau potable et ceci dans le but de réduire le problème du quartier BADJARAII ainsi que les problèmes suivants :

- Manque de structure urbaine.
  - Conditions de l'Habitat.
  - Niveau d'équipement très faible.
  - Manque de liaison entre les quartiers avoisinants les priorités d'intervention sont :
- 
- Viabilisation de la Vallée.
  - Création d'une zone d'habitat destinée à la resorption des bidonvilles.
  - Démolition du bidonville des Eucalyptus et création d'un groupement d'habitat sur le site libéré.
  - Création parallèle des équipements.

## 3 - SITUATION GEOGRAPHIQUE.

### 3.1 FORMATION.

"La Vallée" constitue un immense terrain en majorité vague situé entre la montagne, BADJARAII II, les EUCALYPTUS, P.L.M et BOUB-SILA. La configuration est variée et fait la difficulté pour l'urbanisation.

.../...

Généralement, les bordures des cités mentionnées ci-dessus forment les grandes pentes autour de la Vallée démembrée les talus sont inconstructibles.

La partie centrale forme une colline se joignant avec les cités des Eucalyptus.

### 3-2 OCCUPATION DU SOL.

La surface totale compte 39,37 ha dont 7,22 ha est occupée le bidonville se développe au centre de la Vallée sur la colline et occupe 2,83ha. L'habitat précaire avoisinante occupe 1,26ha. L'activité à déplacer, compte 3,13 ha dont un grand dépôt de matériaux est situé au Sud à côté de la montagne (2,33ha). Le terrain vague compte 32,15 ha dont 20% est inconstructible.

### 4 - RELIEF:

Les 930m<sup>3</sup> journaliers nécessaires à la satisfaction des besoins de la zone seront distribués par un réseau à 2 étages à partir d'un château d'eau existant : "Ventre BADJARA" ceci pour limiter les problèmes de surpression dues aux grandes variations et dénivellées.

Ce terrain est situé entre les côtes 63,50 m et 107,00 m (11,50m et 55,00m NGA).

En conclusion sur la topographie de la ZHUN, on observe une différence de 43,5m entre l'altitude maximale et minimale.

### 5 - CLIMAT :

Pour tout projet d'alimentation en eau potable ou toute étude hydraulique, le climat est un facteur important le climat de la ZHUN est méditerranéen c'est à dire identique à celui de la capitale avec une pluviométrie moyenne chaud en été et tiède et peu froid en hiver.

.../...

6 - RESSOURCES.

Pour l'alimentation de cette zone on a procédé de la manière suivante :

A partir des quatre stations de pompes existantes qui pompent les eaux venant de Mazafran I , Mazafran II de Haouch-Flit, Haouch Bel Abbès, Baraki vers plusieurs directions parmis elle le réservoir "Ventre BADJARA" dont la cote est de 93m niveau d'eau) à partir de ce château d'eau on alimente une zone haute et cette dernière alimente le réseau bas et ceci par l'emploi de reducteur de pression situés en un point du réseau. La capacité du château d'eau est de 2000m<sup>3</sup>, Ce château d'eau est donc alimenté par refoulement de l'usine d'El-Harrach ayant une cote de trop plein de 12,50m et une capacité de 30.000m<sup>3</sup>.

7- DEMOGRAPHIE.

La majorité des logements prévus dans "la Vallée" sera destinée à la résorption des bidonvilles et de l'habitat vétuste.

Le programme de construction proposé par le "CNERU" comporte 700 logements dont 315 en construction collective (R+4) et 385 lots individuelles.

Les logements collectifs sont situés au centre du site sur la colline et leur réalisation exige la démolition du bidonville existant. La densité d'habitat collectif sera de 70 logements à l'hectare.

Quant aux lots individuelles, leurs densités d'habitats est estimée à 35 logements à l'hectare.

.../...

Vu le grand taux d'accroissement démographique observé en Algérie et les problèmes de logements que rencontrent les populations une densité de 7 personnes par logement sera estimé dans la ZHUN de la Vallée d'où la population totale serait de 4900 habitants étant donnée que l'étude de notre projet portera sur l'alimentation en eau potable de la ZHUN et que l'urbanisation totale ainsi que tous les équipements ne seront réalisés qu'à long terme.

On admet que les besoins calculés pour cet horizon resteront constant pendant une durée de vie du réseau de 40 ans.

### 8 - BESOINS EN EAU.

Pour évaluer les besoins d'eau on doit tenir compte des différents variétés de ces besoins.

L'Augmentation des besoins en eau est fonction directement de l'accroissement du bien être et des biens de production et de consommation mis à la disposition de l'individu les besoins en générale pourront être repartis comme suit:

#### 8-a BESOINS DOMESTIQUES.

Pour arriver à satisfaire aux besoins de la population de la ZHUN en eau, on prévoit une consommation spécifique de 840 l/j avec 700 Logements (4900 Habts) on aura en tout 588 m<sup>3</sup>/j.

#### 8-b BESOINS SCOLAIRES.

Pour satisfaire à la demande des enfants pourront être scolarisés on prévoit.

.../...

- Une école fondamentale élémentaire (E.F.E) le nombre d'élèves est estimé à 800 avec une consommation spécifique de 20 l/j/e ce qui donne une consommation journalière de 16m<sup>3</sup>/j.

- Une école fondamentale supérieure (E.F.S) le nombre d'élèves est estimé à 300 avec une consommation spécifique de 20 l/j/e on aura 6m<sup>3</sup>/j.

- Centre de formation professionnel : nombre d'élèves est de 300 la consommation spécifique est de 20 l/j/e ce qui revient à avoir une consommation journalière de 6m<sup>3</sup>/j.

- Maternelle : on a 150 élèves une consommation spécifique de 20 l/j/e ce qui nous donne une consommation journalière de 3m<sup>3</sup>/j.

- Crèche : on a aussi un nombre de 150 élèves et une consommation spécifique de 20 l/j/e alors la consommation journalière serait de 3m<sup>3</sup>/j.

- Maternité : le nombre est de 600, la consommation spécifique de 150 l/j/lit ce qui donne une consommation journalière de 90m<sup>3</sup>/j.

- Maisons de Jeunes : La surface en m<sup>2</sup> est de 400 avec une consommation spécifique de 4 l/j/m<sup>2</sup> on aura une consommation journalière de 1,6 m<sup>3</sup>/j.

- Polyclinique : Une surface de 2400 m<sup>2</sup> et une consommation spécifique de 15 l/j/m<sup>2</sup> nous donne une consommation journalière de 36 m<sup>3</sup>/j.

.../...

.../...

- Administration : La surface est de 600 m<sup>2</sup>, la consommation spécifique est de 10 l/j/m<sup>2</sup> alors on aura une consommation journalière de 6 m<sup>3</sup>/j.

- P.F.P : 600 m<sup>2</sup> étant la surface 10 l/j/m<sup>2</sup> étant la consommation spécifique d'où la consommation journalière est de 6 m<sup>3</sup>/j.

- En ce qui concerne les commerces, petits commerces, services on aura une surface totale de 2000 m<sup>2</sup>, une consommation spécifique de 4 l/j/m<sup>2</sup> d'où la consommation journalière est de 8 m<sup>3</sup>/j.

La consommation totale qui fait part à la demande de la ZONE étant de 771,6 m<sup>3</sup>/j.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit.

TABLÉAU DES BESOINS EN EAU.

EQUIPEMENTS	FORME AU SURFACE EN M <sup>2</sup>	CONSUMATION SPECIFIQUE EN (l/j)	CONSUMATION JOURNALIERE en M <sup>3</sup> /
Logements	700	840l/j	538
Ecoles :- E.F.E	800	20l/j/e	16
- E.F.S.	300	20l/j/e	6
- Centre-Format-Prof	300	20l/j/e	6
- Maternelle	150	20l/j/e	3
- Crèche	150	20l/j/e	3
Maternité	600	150l/j/lit	9,0
Maison de Jeune	400 m <sup>2</sup>	4l/j/m <sup>2</sup>	1,6
Polyclinique	2400 m <sup>2</sup>	15l/j/m <sup>2</sup>	36
Administration	800 m <sup>2</sup>	10l/j/m <sup>2</sup>	8
P.H.S.	600	10l/j/m <sup>2</sup>	6
Commerces et Services.	2400 m <sup>2</sup>	4l/j/m <sup>2</sup>	8
Petits Commerces			
<b>TOTAL</b>		=	<b>771,6</b>
TERMES ESTIMES A 15%			

## CHAPITRE II.

### ADDUCTION

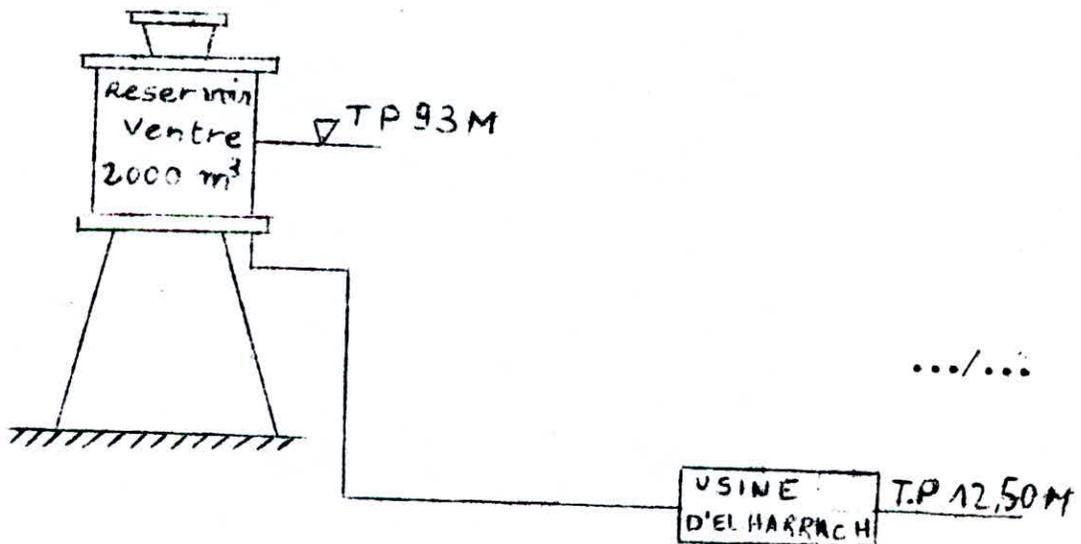
#### 1- Choix du tracé.

Pour l'établissement de la conduite d'adduction il faut tenir compte de certaines conditions que l'on respectera dans la mesure du possible.

- Il faut examiner les conditions de la pose de cette canalisation du point de vue technique et du point de vue économique.
- Le tracé le plus haut entre le réservoir et la prise d'eau.
- Recherche d'un profil aussi régulier que possible.
- Eviter les contres - pentes pour ne pas avoir au point haut ainsi formé des cautoonnements d'air difficile à évacuer.
- Il faut suivre dans la mesure du possible les accôttements des routes et des chemins existants.

#### 2- Type d'adduction.

Dans notre cas le tracé le plus économique est celui qui relie la prise d'eau d'El-Harrach existante et le chateau d'eau déjà existant "VENTRE BADJARAH."



### 3- Le Profil en long:

Le plus souvent la conduite est posée parallèlement au sol à une profondeur voisine de 1,20m. Quelques surprofondeurs de pose permettront souvent de réaliser des profils satisfaisants.

### 4 - Calcul du diamètre économique.

Pour l'élévation d'un débit  $\emptyset$  d'une prise d'eau au chateau d'eau à une hauteur géométrique "Hg" il est nécessaire d'opter pour une conduite dont le diamètre soit le plus économique possible. Or on sait qu'il existe une prise économique de la conduite de refoulement qui est liée à la station de pompage.

Pour une conduite de petit diamètre le prix est réduit mais la perte de charge  $h_f$  est grande ce qui nécessitera un moteur d'entraînement plus puissant c'est à dire une dépense d'énergie importante.

Contrairement dans le cas où on choisira un diamètre plus grand la perte de charge  $h_f$  sera réduite et la puissance du groupe élévatoire sera faible. Donc il y a une économie sur la prise du groupe élévatoire et non pas sur la conduite.

- Facteurs divers influant sur le calcul des conduites.  
Plusieurs paramètres interviennent dans le calcul d'une telle conduite on peut citer.

le débit " $\emptyset$ " la perte de charge  $h_f$ , la vitesse " $V$ " et le diamètre  $D$ .

.../...

Parmi ces données la valeur du débit étant connue et D est à déterminer or pour déterminer ce diamètre il faut connaître le débit maximale qui circule dans la canalisation dont il faut déterminer le diamètre.

Pour cela il faut tenir des variations de débits dues aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières, d'où une étude du coefficient de pointe.

Un projet d'alimentation en eau doit pouvoir satisfaire au débit demandé à l'heure de pointe (heure maximale) du jour de l'année où la consommation est la plus forte (jour maximal).

- Coefficient d'irregularité journalière.

Le coefficient est obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K1 = \frac{\text{Cons-Max-Journalière.}}{\text{Cons-Moy-Journalière.}}$$

$$\text{Cons-Moy-Journalière.}$$

K1 Varie entre 1,1 et 1,3

Coefficient d'irregularité horaire.

$$K2 = \frac{\text{Cons-Max-Horaire}}{\text{Cons-Moy-Horaire}}$$

Il est donné par la formule

$$K2 = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

$\alpha_{\max}$  varie entre 1,2 et 1,4

$\beta_{\max}$  est donnée par le tableau suivant en fonction de la population.

.../...

Habts	1000	2500	6000	10.000	20.000	50.000
Bmax	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Dans cette étude la "ZHUN" comporte 4900 Habts ce qui nous permet de choisir un Bmax = 1,49 avec  $\alpha_{max} = 1,3$   
d'où  $K2 = 1,3 \times 1,49 = 1,937 = 1,94$

- Coefficient de pointe

La détermination du diamètre est souvent effectuée en fonction de la répartition uniforme de la consommation journalière sur 10h ce chiffre pourtant varie entre 8h pour les agglomérations rurales et 12h pour les grosses agglomérations soit

$$Kp = K1 \times K2 = 1,2 \times 1,94 = 2,34$$

Après avoir déterminé les divers coefficients on peut passer au calcul des débits.

#### 5 - Débit maximal journalier.

Ce débit est obtenu en multipliant le débit consommé par

K1.

$$Q_{max} = Q_{Cons} \times K1 = 771,6 \times 1,2$$

$$Q_{max} = 925,92 \text{ m}^3.$$

Le débit maximal passant dans la conduite étant déterminé on passe au dimensionnement de cette conduite.

$$Q_{max} \quad 930 \text{ m}^3/\text{j} = 10,761/\text{s}.$$

.../...

Pour une première approximation de calcul, on applique la formule de bonnin.

$$D = \sqrt[3]{Q} \text{ avec } Q \text{ en } m^3/s$$

$$\text{d'où } Q = 10,76 \text{ l/s} = 10,76 \cdot 10^3 \text{ m}^3 / s$$

$$D = \sqrt[3]{10,76 \cdot 10^3} = 0,104$$

$$D = 104 \text{ mm.}$$

On choisira le diamètre normalisé 150 mm et d'après les calculs on trouvera la valeur exacte.

Intuitivement il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

a) Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

b) Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent au fur et à mesure que le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge " $\Delta h$ ".

Il est possible de déterminer la formule donnant le diamètre économique de refoulement et ce diamètre est trouvé en tenant compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation et après avoir établi un bilan donnant la valeur la plus économique. Il est donné par une première approximation par la formule Bonnin :  $D = \dots$  sur laquelle notre calcul technico-économique sera basé, ainsi sera fait notre choix définitif.

.../...

Les paramètres intervenant dans le calcul sont comme suit :

Le premier facteur étant le coefficient de rugosité qui est en fonction de la nature de la conduite de son revêtement dans notre étude on a adopté un  $\epsilon = 0,4\text{mm}$

Le deuxième facteur qui est les pertes de charges qui sont la somme des pertes de charges linéaires et singulière (particulièrement celles provoqués par les changements des diamètres, les changements de pente, les raccords et les accessoires (robinets, vannes, soupapes, clapets, ect....))

Généralement en pratique on majore de 15% les pertes de charges linéaires.

Le troisième facteur qui est la vitesse "V" de l'eau dans la conduite. Cette vitesse doit être acceptable et comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

En effet les faibles vitesses favorisent la formation de dépôt et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts.

Par contre une vitesse supérieure à cette intervalle peut provoquer certains inconvénients d'ordre pratique qui sont susceptibles d'accroître l'importance du coup de belier en cas de changement brusques du régime d'écoulement et des difficultés d'alimenter correctement les branchements.

Les vitesses d'écoulement de l'ordre de 1m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que les usagers n'en souffrent trop.

.../...

Formules utilisés pour les calculs.

a) Calcul des pertes de charge.

Les pertes de charge comme nous l'avons dit auparavant étant la somme des pertes de charges linéaires résultant des frottements le long de la conduite et des pertes de charges singulières ( coude, crepine, clapet etc.....)

Par conséquent l'énergie que doit fournir la pompe et celle qui correspond à une hauteur manométrique totale d'élévation "Hmt" qui sera donné par la relation.

$$H_{mt} = H_g + H_{asp} + \Delta H_{asp} + \Delta H_t$$

$H_g$ : hauteur géométrique

$H_g =$  côte du trop plein du réservoir - côte trop plein de la bache

$H_{asp}$  : Hauteur d'aspiration de la pompe

$\Delta H_{asp}$ : Pertes de charge créés par la pompe d'aspiration.

$\Delta H_t$  : pertes de charge totale

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$\Delta H_l$  : pertes de charges linéaires

$\Delta H_s$  : pertes de charges singulières

$$H_g = 93 - 67 = 26 \text{ m.}$$

$$H_{asp} = 1 \text{ m}$$

$H_{asp}$  nous l'avons estimé à 0,5m

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$$\Delta H_l = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2gD} = \frac{f \cdot V^2}{2gD} \cdot L$$

.../...

J : gradient de pertes de charges

LG: Longueur Géométrique (m)

f : Coefficient de frottement

V : Vitesse (m/s)

G : accélération de la pesanteur ( $g = 9,8\text{m/s}$ )

D : diamètre (m)

f : sera calculé par la formule de Colebrook la plus

utilisée

$$f = \left[ -0,36 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

On remarque qu'elle associé les deux formules de VON-KARMAN

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{2,51}{R \sqrt{f}}$$

et de NIKURADZE

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{\xi}{3,7 D}$$

La formule de Colebrook étant celle qui est la plus appliquée en pratique car elle s'approche de la valeur réel en fonction de la variation du nombre de Reynolds pour pouvoir appliquer les formules précédentes il faut connaître la valeur de la rugosité " $\xi$ " et en pratique il faut tenir compte de l'augmentation de cette dernière après la pose de la conduite. En raison des incrustations (dépôt plus ou moins dur que laisse une eau calcaireuse).

Pour déterminer les valeurs de  $\xi$  dans la pratique on choisit la vrai valeur à partir du tableau suivant:

.../...

	Matériau	Tuyau Nouveau $\xi$ (mm)	Tuyau ancien (mm)
Adduction	Acier ou Fonte	0,1 à 0,4	1,0 à 1,5
Réseau	Acier ou Fonte	0,4 à 1,0	1,5 à 3,0
Adduction	Amiante Ciment	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
Réseau	Amiante Ciment	0,1 à 0,4	0,4 à 1,0

Dans notre calcul on utilise le coefficient de Colebrook "fe" en prenant pour première approximation le coefficient de frottement "f" calculé par la formule de NIKURADZE qui est :

$$f_n = (1,14 - 0,864 \frac{\xi}{D})^{-2}$$

avec  $\xi$  rugosité absolue en m

D diamètre de la conduite en m

- Calcul du nombre de Reynolds

$$R = \frac{VD}{\nu}$$

D = Diamètre en m

$\nu$  = viscosité cinématique de l'eau

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

La vitesse calculée par l'équation de continuité

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

A : Section de la conduite m<sup>2</sup>

Q : Débit en m<sup>3</sup>/s

D : Diamètre en m

Pour les pertes de charge singulière dans notre cas elles représentent 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L$$

$\Delta H_T$  : pertes de charge totale.

$\Delta H_L$  : pertes de charge linéaire

$\Delta H_s$  : pertes de charge singulière

b) Puissance à fournir pour la pompe

$$P = \frac{gQ}{n} H_{Mn}$$

P : Puissance (KW)

g : accélération de la pesanteur = 9,8m<sup>2</sup>/s

Q : Débit m<sup>3</sup>/s

$H_{Mn}$  : Hauteur manométrique

$\eta$  : rendement de la pompe  $\eta = 0,75$

c) Energie Consommée annuellement

$$E = P \cdot n \cdot T$$

P : Puissance

n : nombre de jours dans une année

n = 365 j

T : nombres d'heures de fonctionnement des pompes 20h ou 24 h.

.../...

d) Annuité d'amortissement est de 1 DA pour une durée de n année avec un taux d'intérêt "i".

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

$$i = 0,08 = 8\%$$

$$n = 30 \text{ ans}$$

$$\text{Donc } A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,00887$$

$$A = 0,0089$$

Calcul technico-économique

Notre calcul technico-économique portera sur l'étude de cette variante choisi qui a été fait en deux étapes

a) - 1er cas refoulement de 20h/24h

b) - 2ieme cas refoulement de 24h/24h

avec un débit de  $Q = 0,01076 \text{ m}^3/\text{S}$

$$L_G = 2270\text{m.}$$

DIAMETRE $\phi$ (mm)	V (m/s)	Re $10^4$	$\xi/D$	f	$f = \frac{f V^2}{2g \cdot D}$	DH = $J \cdot L_G$
150	0,609	9,135	0,002667	0,025706	0,003239	7,35253
200	0,343	6,860	0,002	0,025741	0,000772	1,75244
250	0,219	5,475	0,0016	0,025805	0,000252	0,57204

$$\xi = 0,4\text{mm} = 410^{-4\text{m}}$$

$\xi$  : rugosité absolue

$\Delta H_T = 1,15 \Delta H L$	$H_{mT} = H_g + \Delta H T$
8,455409	34,455409
2,523514	27,23514
0,657846	26,657846

.../...

Prix unitaire englobant toutes les dépenses à savoir, fourniture, le transport pose y compris et les pièces spéciales et accessoires (prix donnés par le C N E R U l'année 1982)

$\phi$ (mm)	150	200	250	300	350	400	450
Prix DA/ml	500	660	800	940	1000	1200	1350

$$Q = 10,76 \text{ l/s pendant } 24 \text{ h}$$

Frais d'exploitation : pour un pompage de 24 h/24 h

$$e = 0,19 \text{ DA/KW} \quad n = 0,75$$

DIAMETRE	PUISSANCE $P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{n}$	ENERGIE ANNUABLE $E = P \times 24 \times 365 \text{ KW/an}$	PRIX DE L'ENERGIE
150	4,844339	42436,41	8062,9179
200	3,829188	33543,687	6373,3005
250	3,748022	32832,673	6238,2079

Frais d'amortissement

$$\Lambda = 0,089.$$

DIAMETRE	PRIX DU ML DA	LONGUEUR "LG"	PRIX DE LA CONDUITE	AMORTISSEMENT
150	500	2270	1135000	101015
200	660	2270	1498200	133339,8
250	800	2270	1816000	161624

.../...

BILAN

DIAMETRES	FRAIX D'EXPLOITATION (DA)	FRAIX D'AMORTISSEMENT (DA)	TOTAL (DA)
150	8062, 9179	101015	109077,92
200	6373,3005	133339, 8	13973,10
250	6238,2079	161624	167862,21

A partir du bilan on constate que le diamètre économique étant le  $\emptyset$  150

Fraix d'exploitation.

$$Q = 10,76 \text{ l/s} = 929,664 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q = 12,91 \text{ l/s pendant } 120 \text{ h de pompage.}$$

$$Q = 12,91 \text{ l/s} = 0,01291 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$e = 5,19 \text{ DA/KW}$$

DIAMETRES	PUISSANCE $P = \frac{9,80Q \cdot \text{Hmt}}{n}$	ENERGIE ANNUABLE $E = P \times 20 \times 365$	PRIX DE L'ENERGIE $P = E \times e$
150	5,812306	42429,834	8061,669
200	4,594314	33538,492	6372,313
250	4,496930	32827,589	6237,242

.../...

FRAIX D'AMORTISSEMENT.

21.-

DIAMETRE	PRIX DU ML (DA)	LONGEUR "LG"	PRIX DE LA CONDUITE	AMMORTISSE- MENT.
150	500	2270	1135 000	101015
200	660	2270	1498 200	133339,8
250	800	2270	1816 000	161624

- BILAN -

DIAMETRES	FRAIX D'EXPLOITATION	FRAIX D'AMMORTISSE- MENT	TOTAL
150	8061,669	101015	109076,67
200	6372,313	133339,8	139712,11
250	6237,242	161624	167861,24

d'après le bilan le diamètre économique est le  $\phi$  150.

mais puisque c'est le même diamètre pour les 2 cas

On opte alors pour un refoulement de 20 h/24h

Notre diamètre économique est  $D = 150$  mm, mais on a en tenant compte:

- De la consommation d'énergie qui est plus faible.
- Exploitation intermittente pour permettre du moteur de se refroidir.

Calcul de coût de terrassement de la conduite d'adduction.

La pose de la conduite s'effectue dans une tranchée ouverte dont la longueur de fond est plus ou moins égale à :

$$l = D + 0,60 \quad L \text{ en (m)}$$

$$D = 0,150$$

$$l = 0,150 + 0,60 = 0,75$$

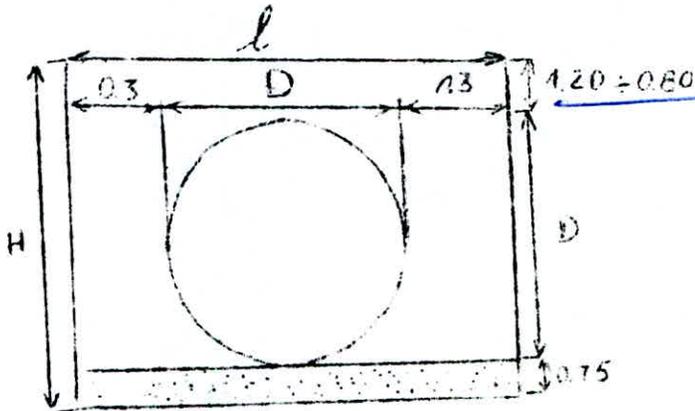
$$L = 2270 \text{ m.}$$

$$H = 0,15 + D + 1,00 = 0,15 + 0,15 + 1 = \underline{1,3 \text{ m}}$$

l = largeur (m)

L = longueur (m)

H = Hauteur (m)



Section de la conduite

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,15)^2}{4} = 0,0177 \text{ m}^2$$

Volume de mise en dépôt

$$V1 = S \cdot L = 0,0177 \cdot 2270 = 40,114 \text{ m}^3$$

Volume du deblais

$$V2 = H \times l \times L = 1,3 \times 0,75 \times 2270 = 2213,25 \text{ m}^3$$

Volume du remblais

$$V3 = V2 - V1 = 2213,25 - 40,114 = 2173,136 \text{ m}^3.$$

.../...

Prix unitaire de la mise en dépôt = 80 DA le m<sup>3</sup>

Prix unitaire du déblais = 60 DA le m<sup>3</sup>

Prix unitaire du remblais = 40 DA le m<sup>3</sup>

Prix de revient du déblais

$$\text{Prd} = 60 \times 2113,25 = 126795 \text{ DA}$$

Prix de revient du remblais

$$\text{Prr} = 40 \times 2173,136 = 86925,44 \text{ DA}$$

Prix de revient de la mise en dépôt

$$\text{Prmd} = 80 \times 40,114 = 3209,12 \text{ DA.}$$

Coût total du terrassement

$$\begin{aligned} \text{CT} &= \text{Prd} + \text{Prr} + \text{Prmd} = 126795 + 86925,44 + 3209,12 = \\ &= 216929,56 \end{aligned}$$

$$\text{CT} = 216929,56 \text{ DA.}$$

### C H A P I T R E III

#### A : Etude des eaux.

L'étude des eaux a pour objet de déterminer leurs possibilités d'utilisation. Elle comporte une analyse physico-chimique et un examen bactériologique. L'analyse physico-chimique fait connaître les emplois auxquels convient une eau donnée.

- Besoins ménagers (eau de cuisson ou de lavage)
- Besoins industriels (eau de réfrigération ou de fabrication).

Elle décèle les eaux risquant d'exercer une action chimique sur les canalisations et facilite la mise au point des traitements qui suppriment les inconvénients révélés.

L'Examen bactériologique permet de déterminer la qualité de l'eau, notamment en vue de son emploi comme eau potable, et s'il y a lieu, d'établir les caractéristiques des traitements de stérilisation à lui faire subir, il peut également être utile pour la recherche de ferrobactériocés ou de germes sulfato-réducteurs.

#### 1- Acidité et agressivité.

L'acidité est généralement due à l'acide carbonique dissous dans l'eau. Elle se mesure par le PH qui est égale au cologarithme décimal de la concentration en ions hydrogène dissociés.

.../...

La teneur en oxygène est un facteur important du processus d'agression.

## 2- Dureté:

La dureté de l'eau est la conséquence de la présence des sels de chaux et de magnésium. Elle nuit à la cuisson des légumes et provoque des dépôts dans les appareils ménagers, s'opposant de ce fait au bon transfert de la chaleur.

La dureté se mesure en degrés hydrotimétrique 1 degré hydrotimétrique correspond à 10mg/l de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ )

## - Salinité

Une eau potable doit contenir sans excès, un certain nombre d'éléments minéraux qui lui confèrent une saveur agréable.

Elle ne doit pas attaquer les matériaux constituant les canalisations, réservoirs et appareils de robinetterie ou de fontainerie. Pour cela, il faut qu'elle ne soit ni agressive, action des gaz dissous, ni corrosive, action des sels dissous. Cette dernière condition exige que la concentration en ions chlorures et sulfates ne dépasse pas respectivement 100 à 200 mg/l

Dans tous les cas, la minéralisation totale ne doit pas excéder 2 grammes par litre.

## Impuretés.

Certains corps toxiques ou dangereux ne sont tolérés qu'à des doses inférieures au seuil de détermination analytique : plomb, arsenic, composés

.../...

phénolitiques, bactériologique des eaux, une eau destinée à l'alimentation humaine ne doit pas contenir aucun germe microbien.

La contamination par les matières fécales est décelée par la présence de *Eschericia coli* ou de streptocoques fécaux (entérocoques). La présence de germes testés de contamination fécale conduit à considérer l'eau comme bactériologiquement mauvaise ou menacée de pollution.

Il en est ainsi, en particulier, si la présence de *Eschericia-coli* et de streptocoques fécaux est confirmée à quelques taux par analyse.

#### B. Qualité des eaux.

Les résultats des analyses chimiques de l'eau des différents sources d'approvisionnement varient peu, l'eau est dur mais sa qualité est généralement bonne à l'exception de quelques sources, d'ordre secondaire où la teneur en nitrates est élevée. Mise à part l'introduction à titre de précaution d'une faible dose de chlore, l'eau ne fait l'objet d'aucun traitement de potabilité.

Elle n'est pas corrosive mais on note une légère tendance à la formation de dépôt de carbonate de calcium, les sources profondes situés dans les zones peu peuplées devraient fournir en permanence une eau de bonne qualité à la sortie des forages, l'existence de zones de faible pression dans la ville ne permet toutefois pas d'exclure le risque de contamination entre les réservoirs d'alimentation et les lieux d'utilisation.

.../...

e) Traitement de l'eau.

Les eaux de rivières, comme celles issues de barrages réservoirs ou de lacs ne peuvent être utilisées telles qu'elles pour la consommation public.

Toute utilisation d'eau de surface nécessite, avant son captage, une étude aussi complète que possible et, cela, aux différentes époques de l'année.

Pour décider sur la nature du traitement il faut faire une étude en déterminant la turbidité, pouvoir colmatant, degré hydrotimétrique, PH, teneur en matière organiques ect.

Enfin il faudra compléter l'étude par des observations sur les débits, les hauteurs maximales atteintes pendant les crues la nature des exploitations industrielles d'amont ainsi que les dangers de pollution pouvant provenir du rejet de leurs déchets à la rivière ect.

On distingue plusieurs procédés dans le traitement des eaux qui a pour but de clarifier l'eau ainsi que de la rendre bactériologiquement pure et exempte de micropolluants.

Les différents procédés dans le traitement sont :

- clarification.
- Stérilisation.
- Eventuellement un affinage.

.../...

CONCLUSION:

La stérilisation par le chlore est le seul traitement effectué. Elle a lieu en des points centraux spécifiques entre les forages et les utilisateurs, par où transite la totalité des approvisionnements.

Le Ministère de la Santé recommande la dose de chlore de 0,6mg/l pour l'alimentation d'Alger.

La salle de chloration est équipé d'un dispositif chloralant pour détecter les fuites de gaz. La présence du gaz actionne le démarrage d'un ventilateur. Le dosage est vérifié au moyen d'un chloroscope manuel.

I Les Réservoirs.

a) Utilisés des réservoirs.

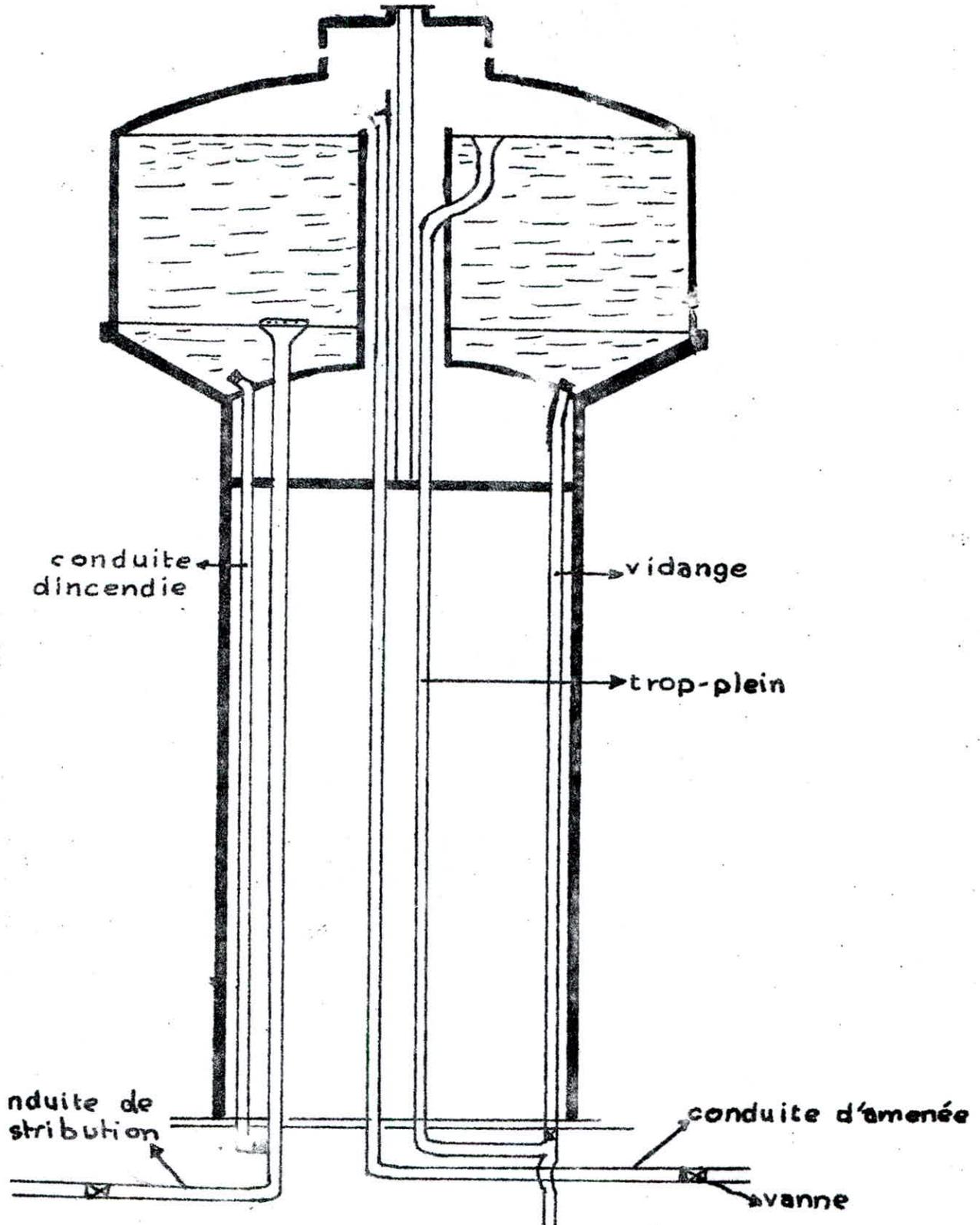
Tout installation d'adduction et de distribution d'eau nécessite une installation de réservoirs.

Le rôle des réservoirs à sensiblement varié au cours des ages généralement ils constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés de plus ils permettent de compattre efficacement les incendies ils assurent aussi une régulation entre les différents débits :

- Débits consourcisés, plus souvent presque nul la nuit et peut atteindre jusqu'à quatre fois le debit moyen journalier a certains moments de la journée.
- Débits des sources d'approvisionnement généralement peu variable au cours de la journée.
- Débits des pompes d'adduction, si la puissance des pompes est élevée, on peut par mesure d'économie les utiliser la nuit à des heures où la consommation est faible.
- Pour éviter des pressions trop élevées sur les ouvrages inférieurs dans les agglomérations présentant de fortes dénivellations.

.../...

# RESERVOIR SUR-ELEVE



b) Emplacement :

L'Emplacement d'un réservoir étant l'objet qui présente souvent des problèmes délicats qu'il faut résoudre et cela en tenant compte de plusieurs considérations.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son alimentation se fasse par gravité, ce qui implique qu'on le place à un niveau suffisamment bas par rapport à la prise qui n'est pas le cas dans notre étude.

- L'Alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, c'est à dire qu'il doit être installé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'il dessert.

La côte minimum du départ de la canalisation de distribution doit être déterminé en tenant compte des pertes de charges et de façon à assurer en tout point du réseau et à tout moment une pression suffisante le choix et la définition du réservoir a été confirmé par la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Alger.

1°)- Réservoir existant.

Il existe un CHateau d'Eau assurant l'alimentation d'une zone haute étant donné que la distribution est étagée, et à partir de ce même CHateau d'Eau (réservoir ventre) ayant une côte de 93m NGA on alimente une zone basse par emploi de reducteur de pression.

.../...

Pour les cas de réfection, le réseau haut et réseau bas sont connectés avec une conduite existante  $\varnothing$  100.

La configuration topographique de la zone nous a amené à proposer un réseau de distribution à deux étages par emploi de reducteur de pression. Ceci afin d'éviter les hautes pressions statiques (jusqu'à 8 Bars) qui aurait été entraînées par un réseau à étage unique.

L'Alimentation des zones par le CHateau d'Eau "Ventre BADJARA" assure une pression suffisante, pour les constructions (R+4) situés plus haut, sur le plateau au dessus de la courbe de niveau de 80m qui sépare (approximativement) les deux zones.

Ce CHateau d'Eau a une capacité de 2.000m<sup>3</sup> avec une altitude de 93m N.G.A.

#### 2°) - Réservoirs projetés.

-Calcul de la côte du radier;

Le réservoir sera placé en fet de la côte du plus Haut point de la ville (point plus défavorable).

Nous ajoutons à cela 15m parcequ'on a le nombre d'étage (R+4).

0,5 m de perte de charge par niveau soit  $0,5 \times 4 = 2m$ .

5m de perte de charge pour le déclenchement d'un chauffe eau instantané.

.../...

5m de perte de charge dans les réseaux intérieurs au total :

$$15+2+5+5+ = 27m.$$

Côte du radier minimale du réservoir est égale à :

$$C_R = 50+27 = 77m$$

La côte du radier du réservoir existant (Ventre BADJARA) est de 93m donc elle est convenable.

### C) Evaluation de la capacité du Réservoir.

Pendant la même journée, le débit des apports d'eau est uniforme par contre celui de la distribution est essentiellement variable dans le temps.

Le réservoir présente l'avantage d'apporter un appui pendant les heures de pointe des jours de plus fortes consommations. Celui-ci remplit pendant les heures de faible consommation et débite aux heures de pointe dans la partie externe du réseau. Pour assurer le rôle il doit avoir une capacité suffisante, la détermination de la capacité du réservoir repose sur une étude détaillée des besoins, ce calcul tiend compte essentiellement de la répartition des débits de distribution. La consommation journalière sera l'ensemble des consommations domestiques pour le calcul on prend :

- Pour les consommations publiques la dotation est de l'ordre de 200l/j/habt.

.../...

L'Ensemble des besoins journaliers est pris en considération pour évaluer la capacité du réservoir.

Pour des calculs de base du volume du réservoir, on tient compte du coefficient horaire ( $Q_i$ ) en pourcentage Ce dernier est fonction de la population et vari pendant la journée.

- Calcul du debit consommé.

Le volume est obtenu par le produit du debit maximal horaire du coefficient  $Q_i$  lui correspondant et par le rapport 24/100

$$Q \text{ cons} = Q_i \times \frac{24}{100} \times Q \text{ max hor}$$

On fait le calcul des debits correspondant aux 24 heures du jour.

- Calcul du volume apport

Ceci est le rapport du volume total par le nombre d'heures par jour.

$$Q \text{ app} = \frac{Q \text{ max } j}{24}$$

Le dernier étant constant toute la journée, après cela on calcul les valeurs cumulés des volumes d'apport et consommés pendant toute la journée on fait les différences entre les deux volumes.

Le volume du réservoir sera la somme des valeurs absolues maximales et minimales de ces différences en ajoutant à cela une reserve d'incendie estimé à 120m<sup>3</sup>.

.../...

$$V = \max |\Delta V^+| + \max |\Delta V^-| = 120,9 + 57,35 = 178,25 \text{ m}^3$$

d'après le tableau qui suit

$$V_t = V + V_{ri} = 178,25 + 120 = 298,25 \text{ m}^3 \quad 300 \text{ m}^3$$

on a pris 300 m<sup>3</sup> car il faut tenir compte des différentes pertes.

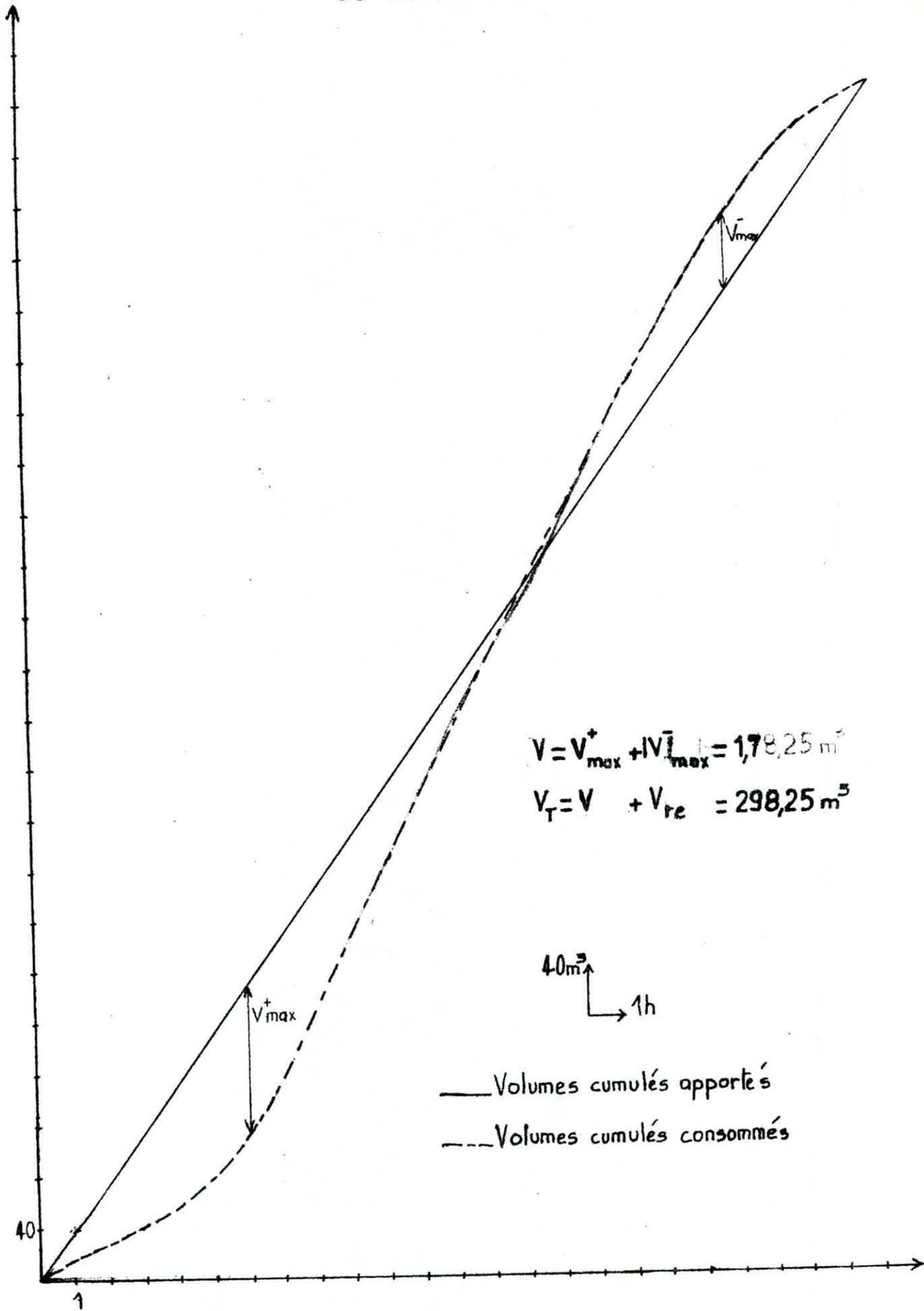
Après le calcul on trace les courbes respectives des volumes d'apports et consommé en fonction du temps.

Etant donné que le réservoir "Ventre" peut assumer les besoins de la population on a préféré alimenter notre "ZHUN" à partir de ce CHateau d'Eau et ceci pour réduire les dépenses inutiles.

# CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR

Temps	coef horaire	Volum e s (m <sup>3</sup> )		Volum es cumulés (m <sup>3</sup> )		$\Delta V$ (m <sup>3</sup> )	
		apportés	consommés	apportés	consommés	$\Delta V +$	$\Delta V -$
1	1,50	38,75	13,95	38,75	13,95	24,80	
2	1,50	//	//	77,50	27,90	49,60	
3	1,50	//	//	116,25	41,85	74,40	
4	1,50	//	//	155,00	55,80	99,20	
5	2,50	//	23,25	193,75	79,05	114,70	
6	3,50	//	32,55	232,50	111,60	120,90	
7	4,50	//	41,85	271,25	153,45	117,80	
8	5,50	//	51,15	310,00	204,60	105,40	
9	6,25	//	58,13	348,75	262,73	86,02	
10	6,25	//	//	387,50	320,86	66,64	
11	6,25	//	//	426,25	378,99	47,26	
12	6,25	//	//	465,00	437,12	27,88	
13	5,00	//	46,50	503,75	483,62	20,13	
14	5,00	//	//	542,50	530,12	12,38	
15	5,50	//	51,15	581,25	581,25	0,00	
16	6,00	//	55,80	620,00	637,07		17,05
17	6,00	//	//	658,75	692,85		34,10
18	5,50	//	51,15	697,50	744,00		46,50
19	5,00	//	46,50	736,25	790,50		54,25
20	4,50	//	41,85	775,00	832,35		57,35
21	4,00	//	37,20	813,75	869,55		55,80
22	3,00	//	27,90	852,50	897,45		44,95
23	2,00	//	18,60	891,25	916,05		24,80
24	1,50	//	13,95	930,00	930,00		0,00

# DETERMINATION GRAPHIQUE DU VOLUME DU RESERVOIR



d)- Equipements des réservoirs.

Des équipements des réservoirs sont si .és dans une chambre de manoeuvre accolée au réservoir. Cette chambre est munie d'une conduite de distribution, d'une conduite d'adduction, d'une conduite pour l'évacuation du trop plein d'une vidange, d'un by pass permettant le nettoyage d'une matérialisation de la réserve d'incendie.

- Arrivée de la conduite.

Le réservoir étant placé en tête de la distribution donc l'arrivée de la conduite d'amenée doit déboucher au dessus de la côte fixée pour le niveau maximal, c'est à dire 82m.

- Conduite de distribution.

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de la conduite d'amenée.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine. Cette crepine est placée à 20 cm au dessus du fond du réservoir afin d'éviter l'introduction, dans la distribution, des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Par ailleurs, on doit réserver un minimum de 50cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour réduire l'importance du volume de la cuve que peut entraîner cette condition. On propose donc un départ à partir d'un point bas.

.../....

-Trop plein :

La conduite de trop plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal prévu. Cette conduite doit pouvoir évacuer la totalité du débit  $Q$  arrivant au réservoir en cas de défaillance du flotteur.

La section transversale 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 envasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon  $R$  formera un deversoir à seuil circulaire pour le passage du débit  $Q$ , sous une épaisseur de la couche d'eau  $h$ .

Le débit évacué dans ces conditions est donné par la formule suivante (d'après lencastre)

$$Q = 27,828 \mu R h^{3/2}$$

Les valeurs de  $\mu$  sont fonctions du rapport  $h/R$ .

Ce rapport  $h/R$  varie de 0,20 + 0,50; Ce qui donnera une légère varia-

tion de  $\mu$  :  $0,393 \leq \mu \leq 0,415$

d'où l'on peut déduire.

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

.../...

Le conduite de trop plein est terminée le plus souvent par un bout à emboîtement (exutoire voisin).

Pour éviter la pollution de l'eau provenant de l'exutoire, on prévoit un siphon qui pourra maintenir l'eau du tronçon du trop plein.

- Vidange du réservoir :

Le tuyau débouchant au fond du réservoir permet une vidange complète. Cette conduite est généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

On place à l'origine de celle-ci une soupape de vidange.

- Matérialisation de la réserve d'incendie.

Pour conserver sûrement une capacité permettant de lutter contre un sinistre si violent soit-il, on doit l'interdire à l'utilisation et la rendre accessible par la manoeuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

On propose ce type de dispositif qui permet aux eaux destinées à l'incendie de ne pas stagner et ne pas constituer une zone bleue morte.

Servo-Clapet:

Cet appareil est disposé à l'arrivée de la conduite de refoulement au bout de la grosse surverse joue le même rôle d'un robinet flotteur.

Cet accessoire permet aussi par sa fermeture progressive d'éviter le coup de belier et le maintien du niveau constant du plan d'eau dans le réservoir.

.../...

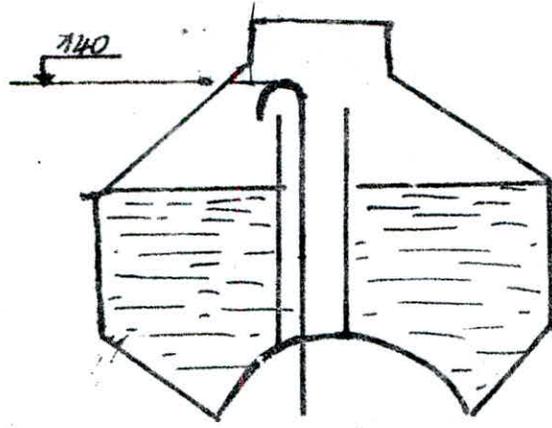


Fig IV-1

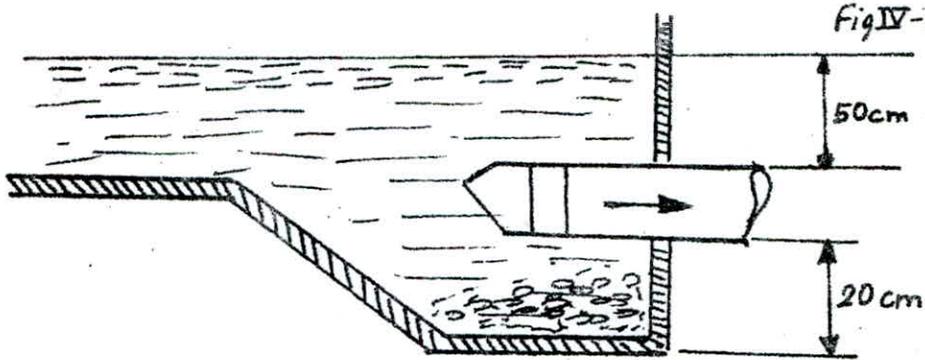


Fig IV-2

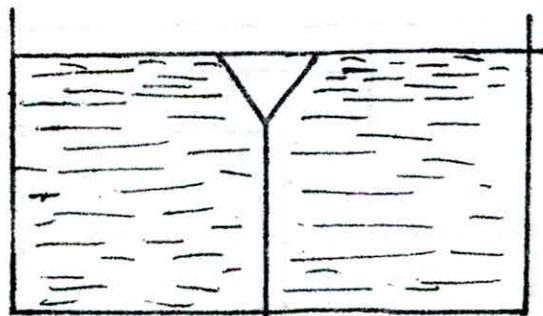


Fig IV-3

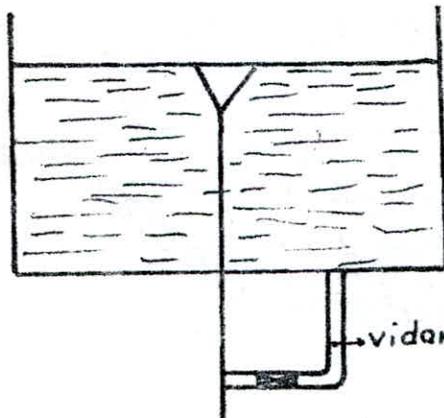
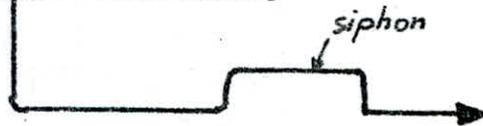


Fig-IV-4

vidange

- e) Entretien et desinfection des reservoirs.  
 - Hygiène des réservoirs.

Les réservoirs doivent être couverts et aérés  
 l'aération s'effectue par des couvertures grillagées ou équipées  
 d'épaisses plaques en verre.

Les parois doivent être étanches sans pour cela utiliser un  
 produit susceptible d'altérer la qualité de l'eau.

La stagnation doit être évitée en créant une circulation.

- Entretien des réservoirs.

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier  
 comme le lavage, le nettoyage et la desinfection pour cela il faut :

- \*L'Elimination des dépôts sur les parois par brossage.
- \*L'Examen et la reparation éventuel des parois.
- \*La desinfection.
- \*Le Rinçage à l'eau potable.
- \*Remise en service.
- Desinfection :

L'élimination des dépôts se fait par brossage manuel ou par  
 projection d'eau sous-pression.

Après on utilise le chlore ou le permanganate.

Dans ce cas la présence d'un chimiste est obligatoire.

## C H A P I T R E V

RESEAU DE DISTRIBUTION.

A partir du réservoir, l'eau est distribué dans un réseau de canalisation en tenant compte des conditions de pression.

Compte tenu de l'importance de la ZHUN, il est préférable de prévoir plusieurs conduites maitresses obtenues par la subdivision du réseau. pour subvenir aux besoins demandés par l'agglomération et avoir une sécurité partielle d'alimentation en cas d'avarie, ces multiples conduites forment un maillage. On pourra ainsi isoler par des vannes le tronçon défectueux et assurer la distribution dans le reste de l'agglomération.

D'une manière générale, il faut choisir le tracé qui permet l'alimentation des orifices de pincages avec le minimum de longueur de conduite.

Il y aura ainsi de multiples points de branchements et des singularités donnant lieu à un calcul de pertes de charge.

Le réseau maillé présente une incertitude sur la repartition du débit entre les divers chemins possibles nécessitant une méthode de calcul particulière.

## 1- Détermination du débit aux noeuds :

Pour déterminer le diamètre d'une canalisation, il faut d'abord déterminer le débit maximal qu'elle aura à transiter.

.../...

## 1-1 Débits dans les sections:

L'infrastructure routière nous a permis d'obtenir cinq (5) sections formant ainsi les deux mailles du réseau, une maille donnant le réseau haut et une autre maille former le réseau bas. Les deux réseaux sont connectés par une conduite unique où l'on a placé un reducteur de pression pour éviter les surpressions qui peuvent être entraînées par un réseau à étage unique.

Les besoins journaliers per catégories d'usage peuvent se chiffrer ainsi

Section I

Centre des inadaptés	300 m2	15l/j/unité	0,05 l/s
P T T	600 m2	10l/j/unité	0,069 l/s
Commerces services	550 m2	4l/j/unité	0,0218l/s
Maison de jeunes	100 m2	4l/j/unité	0,004 l/s
Zone de récréation	-	-	-
Habitat individuel	6 logts	84l/j/unité	0,58 l/s
Ecole fondamentale Elementaire	400 m2	20l/j/unité	0,09 l/s
Habitat individuel	18 logts	840l/j/unité	1,91
			= 2,71

Section II

Ecole Maternelle	30m2	20l/j/unité	0,0069 l/s
Crèche	30 m2	20l/j/unité	0,0069
Zone de récréation	-	-	-
			.../...

Habitat individuel	26 logts	840 l/j/unité	0,25 l/s
Habitat collectif	197 Logts	840 l/j/unité	1,91 l/s
Zone de récréation	-	-	-
Habitat individuel	44 Logts	840 l/j/unité	0,42 l/s
Habitat individuel	12 Logts	840 l/j/unité	0,11 l/s
Habitat individuel	12 Logts	840 l/j/unité	0,11 l/s
Crèche	30 m2	20 l/j/unité	0,006 l/s
Ecole Maternelle.	30 m2	20 l/j/unité	0,006 l/s
Zone de récréation	-	-	-

---

2,82

Section III

Habitat collectif	118 Logts	840 l/j/unité	1,14 l/s
Ecole Maternelle	30 m2	20 l/j/unité	0,0069 l/s
Crèche	30 m2	20 l/j/unité	0,006 l/s
Maternité	600 m2	150 l/j/unité	1,04 l/s
Habitat individuel	50 Logts	840 l/j/unité	0,48 l/s
Polyclinique	2400 m2	15 l/j/unité	0,41 l/s
Habitat individuel	38 Logts	840 l/j/unité	0,36 l/s
			= 3,45 l/s

Section IV

Habitat individuel	22 Logts	840 l/j/u	0,2139 l/s
Zone de récréation	-	-	-
Petit commerce	1850 m2	4 l/j/u	0,0856 l/s
Ecole fondamentale élémentaire	400 m2	20 l/j/u	0,0925 l/s
Ecole fondamentale supérieur	150 m2	20 l/j/u	0,0317 l/s
Crèche	30 m2	20 l/j/u	0,0069 l/s
Ecole Maternelle	30 m2	20 l/j/u	0,0069 l/s

---

0,42

.../...

SECTION V

Antenne administratif	800 m <sup>2</sup>	10 l/j/u	0,0926 l/s
Ecole fondamentale supérieur	150 m <sup>2</sup>	20 l/j/u	0,0347 l/s
Crèche	30 m <sup>2</sup>	20 l/j/u	0,0069 l/s
Ecole Maternelle	30 m <sup>2</sup>	20 l/j/u	0,0069 l/s
Habitat individuel	16 Logts	84 l/j/u	0,155 l/s
Zone de récréation	-	-	-
Centre formation professionnelle	300 m <sup>2</sup>	20 l/j/u	0,0069 l/s
Habitat individuel	88 Logts	840 l/j/u	0,855

---

 1,15

d'où les besoins journaliers de la ZHUN en eau sont obtenus par la somme des besoins de toutes les sections.

... .. :

... ..

... ..

;

.../...

- Débits soutirés aux noeuds :

Après avoir calculer les débits aux sections, on calcule les débits soutirés dans chaque noeuds.

Pour le calcul, on isole la superficie, et les équipements qui seront alimentés à partir de ce branchement et on somme les besoins journaliers pour chaque catégorie ; Le résultat ainsi obtenu sera le débit soutiré au noeud.

(Les calculs des debits aux noeuds sont résumés dans les tableaux qui suivent).

CHOIX du diamètre.

Pour déterminer le diamètre d'une canalisation, il faut avoir le débit maximal qu'elle aura à transiter.

Après le calcul des débits soutirés aux noeuds, on fait une repartition des débits dans les canalisations.

Après cela, on détermine les diamètres par la formule de BONIN de la conduite de distribution.

$$D = \sqrt[4]{Q} \quad (Q \text{ en m}^3/\text{s}).$$

$$L = 600 \text{ m.}$$

$$= 0,0004 \text{ m.}$$

$$Q_p = 51,59 \text{ l/s} = 0,05159 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,05159} = 227 \text{ mm} \quad D = 250\text{mm.}$$

$$V = \frac{4Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,05159}{(0,25)^2} = 1,05 \text{ m/s}$$

.../...

DEBITS SOUTIRES AUX NOEUDS

noeuds	équi-pe- -ments	nombre (logts) ou surface (m <sup>2</sup> )	dotation 1/j /unité	consommation		coeff Kp	débits soutirés
				1/j	1/s		
A	① E	300	15	4500	0,052	2,4	0,574
	① PTT	600	10	6000	0,069		
	① CS	550	4	2200	0,025		
	⑤ AA	800	10	8000	0,093		
B	① ZRA	—	—	—	—	2,4	1,511
	① MJ	100	4	400	0,005		
	① HIA	60	840	50400	0,583		
	⑤ EFS	150	20	3000	0,035		
	⑤ C	30	20	600	0,007		
C	① EFE	400	20	8000	0,093	2,4	0,612
	① ZRb	—	—	—	—		
	⑤ EM	30	20	600	0,007		
	⑤ HIA	16	840	13440	0,156		
	⑤ ZR	—	—	—	—		
D							consomma- -tion nulle
E	⑤ CFP	300	20	6000	0,069	2,4	0,167
F	② HIC	197 logts	840	165480	1,915	2,4	4,597
G	① HIB	18 logts	840	15120	0,175	2,4	1,060
	① Ca	30	20	600	0,007		
	① EMa	30	20	600	0,007		
	② HIA	26 logts	840	21840	0,253		
	② ZRa	—	—	—	—		
H							consomma- -tion nulle
I	③ HC	118	840	99120	1,147	2,4	2,753
J	③ EM	30	20	600	0,007	2,4	0,033
	③ C	30	20	600	0,007		

nœuds	équipements	nombre (logts) ou soufres	dotation 1/1/1/1/1/1	consommation		coeff Kp	débits soufres
				Vj	1/s		
K	III M	600	150	9000	1,042	2,4	4,693
	II ZRb	—	—	—	—		
	I HIb	44	840	36960	0,428		
	III HIa	50	840	42000	0,486		
L							consomma- tion nulle
M	III P	2400	15	36000	0,417	2,4	1,560
	II HI d	12 logts	840	10080	0,117		
	II HI c	12 logts	840	10080	0,117		
N							consomma- tion nulle
O	II Cb	30	20	600	0,007	2,4	0,033
	II Emb	30	20	600	0,007		
	II ZRc	—	—	—	—		
P							consomma- tion nulle
Q	IV ZR	—	—	—	—	2,4	0,513
	IV HI	22 logts	840	18480	0,214		
R							consomma- tion nulle
U	IV CS	1850	4	7400	0,086	2,4	0,444
	IV EFE	400	20	8000	0,093		
	IV EM	30	20	600	0,007		
S	IV EFS	150	20	3000	0,035	2,4	2,153
	IV C	30	20	600	0,007		
	V HIb	88	840	73920	0,856		
T	III HIb	38 logts	840	31920	0,369		0,887
La somme des débits soufres est égale à : 21,59 1/s							

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre, pouvant transiter le débit d'incendie en cas d'incident et assurer un débit maximal avec une pression compatible avec la hauteur des immeubles.

- Vitesse de l'eau.

Les vitesses choisies dans les conduites seront comprises entre 0,5 et 1m/s. On évitera les vitesses supérieures à 1m/s pour éviter les coups de bélier et permettre une meilleure alimentation des branchements.

Pour éviter le dépôt de sable ou de boue dans les canalisations, les vitesses choisies ne doivent pas descendre au delà de 0,3 m/s.

Les limites choisies ne sont pas impératives ; Pour notre projet, le choix des diamètres des conduites pouvant acheminer les débits d'incendie donné pour des vitesses inférieures à 0,30m/s.

- Calcul des pertes de charges dans la conduite :

Pour cela on peut utiliser la théorie de la longueur fluidodynamique de Mr GEZA-LAPRAY pour un profil circulaire plein on a :

$$h = D$$

$$\left\{ \frac{h}{D} = 1 \right. \text{ ( paramètre de forme d'un profil circulaire$$

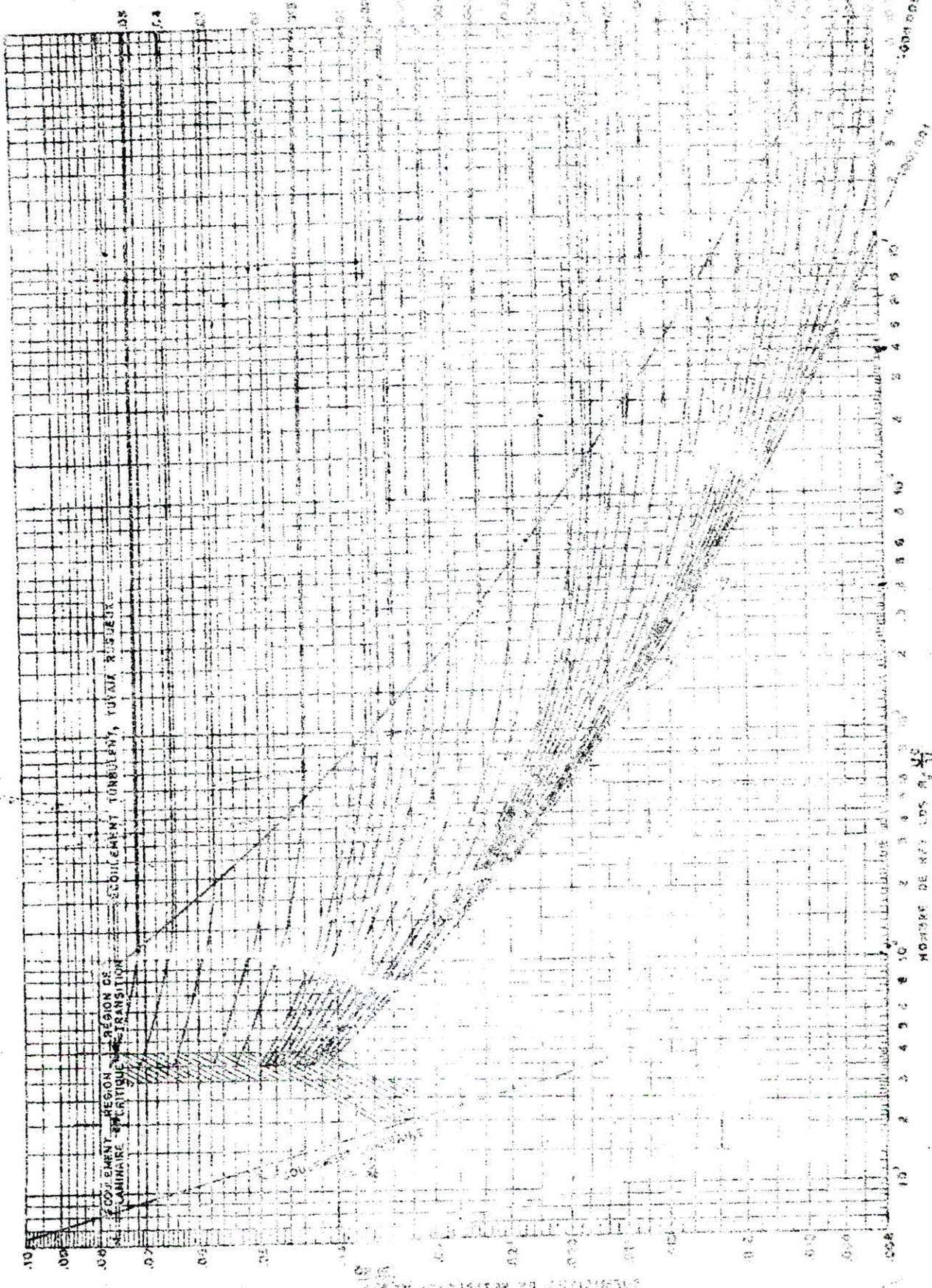
partiellement occupé).

$$\left\{ = \text{tableau 9} \quad D_0 = 1,539$$

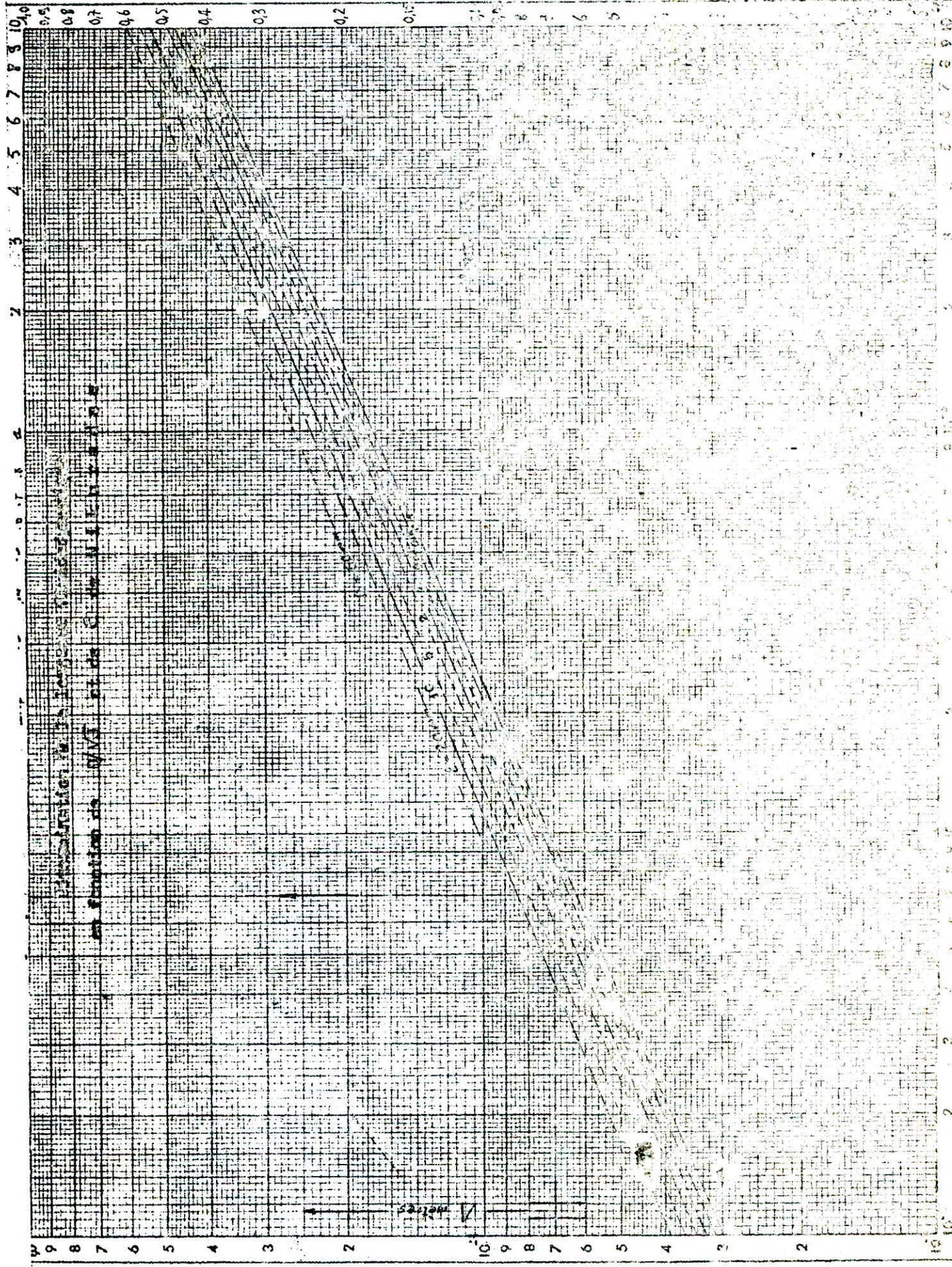
On suppose que le régime est turbulent rugueux

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,250}{1,539} = 0,162$$

.../...



Exemple:  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{\epsilon}{D} = 0.0002$ ;  $\lambda = 0.0164$



1.0  
 0.9  
 0.8  
 0.7  
 0.6  
 0.5  
 0.4  
 0.3  
 0.2  
 0.1

meters

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,250}{1,539} = 0,162$$

Vérification du régime.

$$\frac{\mathcal{E}}{D} = \frac{0,4}{250} = 0,0016$$

$$R = \frac{VD}{v} = \frac{1,05 \cdot 0,25}{10^{-6}} = 2,6210^5 \quad \text{Diagramme de Moody}$$

D'après le diagramme de Moody on se trouve dans un régime de transition.

Calcul du gradient de perte de charge  $J''$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0,162 \\ \mathcal{E} = 0,4 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{abaque 8a} \quad \frac{Q}{\sqrt{J_2}} = 0,7$$

$$\text{On a } Q = 0,05159 \text{ on tire } J_2 = \left( \frac{Q}{0,7} \right)^2 = \left( \frac{0,05159}{0,7} \right)^2 = 0,0054$$

$$J_2 = 0,0054.$$

Comme on est dans un régime transitoire, on doit corriger le gradient de perte de charge  $J''$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mathcal{E}}{D} = 0,0016 \\ R = 2,6210^5 \end{array} \right\} \text{abaque 17c et 17 d on tire} \quad \lambda_5^{1,53} = 1,04$$

$$\text{et } \lambda_5^{1,53} = \frac{J}{J_2} \quad J = J_2 \lambda_5^{1,53}$$

$$J = 0,0054 \cdot 1,04 = 0,00562$$

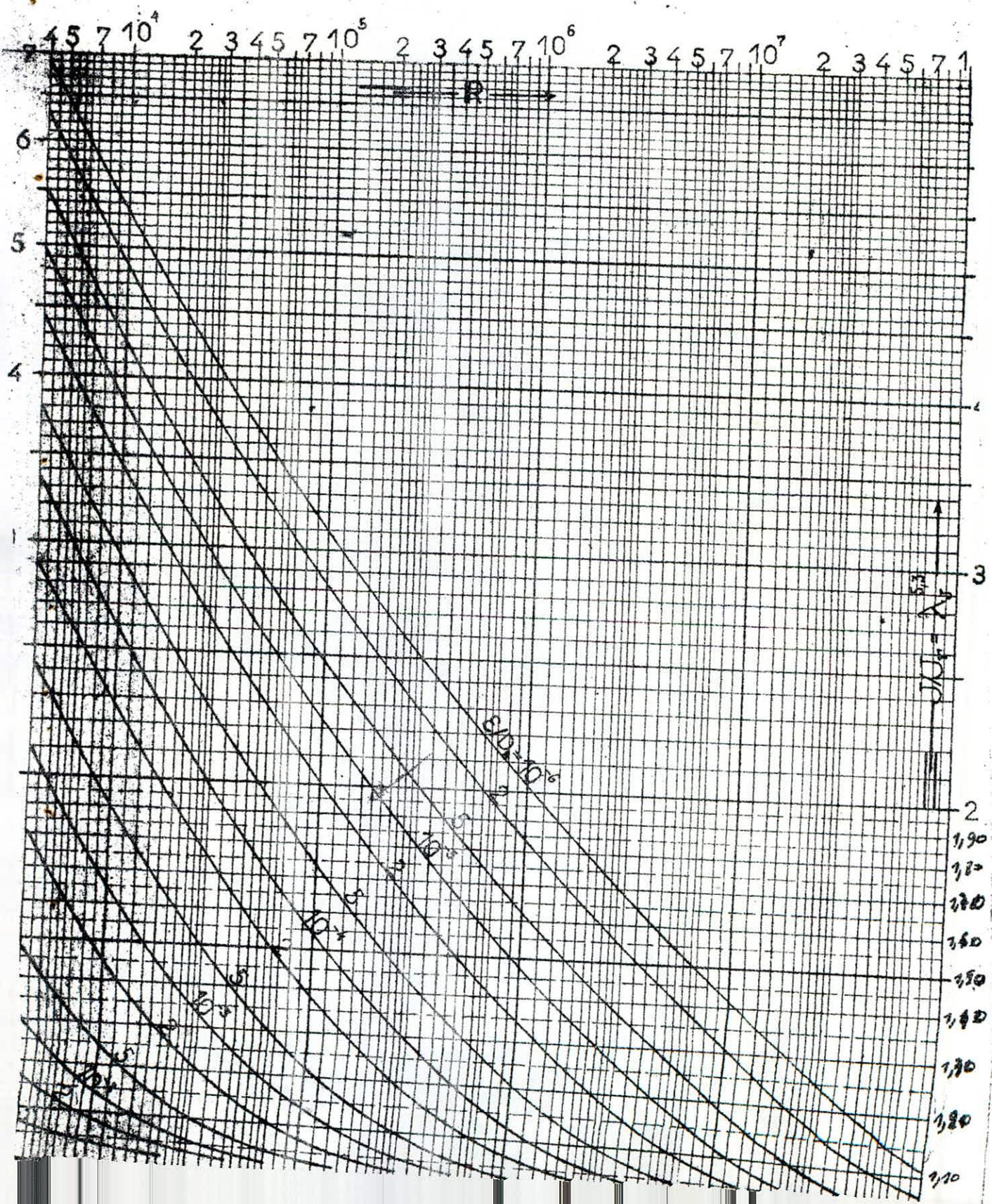
Calcul de la perte de charge  $\Delta_{HT}$

$$\Delta_{HT} = 1,15 J L = 1,15 \cdot 0,00562 \times 600 = 3,87 \text{ m}$$

$$\Delta_{HT} = 3,87 \text{ m.}$$

.../...

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



Vérification par la méthode classique :

de l'équation de continuité on a

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

Les pertes de charge sont calculés à l'aide de la formule de Darcy - Weisbach

$$\Delta H_T = J l g = 1,15 \cdot \frac{f \cdot V^2}{2gD} l g = 0,05867 \cdot \frac{F V^2}{D} l g$$

avec "f" coefficient de frottement de colebrook qui est donné par la formule.

$$F_c = \left[ -0,86 \ln \frac{\mathcal{E}}{3,7D} + \frac{2,51}{R V f} \right]^{-2}$$

$$\text{Avec } \mathcal{E} = 0,0004m \quad R = 2,6210^5$$

et la détermination du coefficient de frottement de colebrook se fait par itérations successives en prenant comme première approximation le coefficient de frottement donné par la formule de Nikuradzé

$$f_n = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\mathcal{E}}{D} \right)^{-2} = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,25} \right)^{-2} \\ = 0,022434$$

Après 5 approximations on obtient le résultat.

$$F_{col} = 0,02334299.$$

$$\text{Alors } \Delta H = 1,15 J L = 0,05867 \cdot \frac{F V^2}{D} l g.$$

$$\Delta H = 0,05867 \cdot 0,024000 \cdot \frac{1,05}{0,25} \cdot 600 = 3,88$$

En conclusion la méthode de la longueur fluidodynamique donne des résultats qui vérifient exactement la méthode classique.

## 2 - Choix du diamètre

Pour déterminer le diamètre d'une canalisation, il faut avoir le débit maximal qu'elle aura à transiter.

Après le calcul des débits soutirés aux noeuds, on fait une répartition des débits dans les canalisations, après cela, on détermine les diamètres par la formule de BONNIN.

$$D = \sqrt[3]{Q} \quad (Q \text{ en m}^3/\text{s}).$$

Calcul du réseau maillé par la méthode de Hardy -cross.

Dans le but d'assurer la distribution dans toute la ZHUN ainsi que d'avoir une sécurité partielle d'alimentation en eau potable en cas d'avarie, l'emploi du réseau maillé s'avère nécessaire.

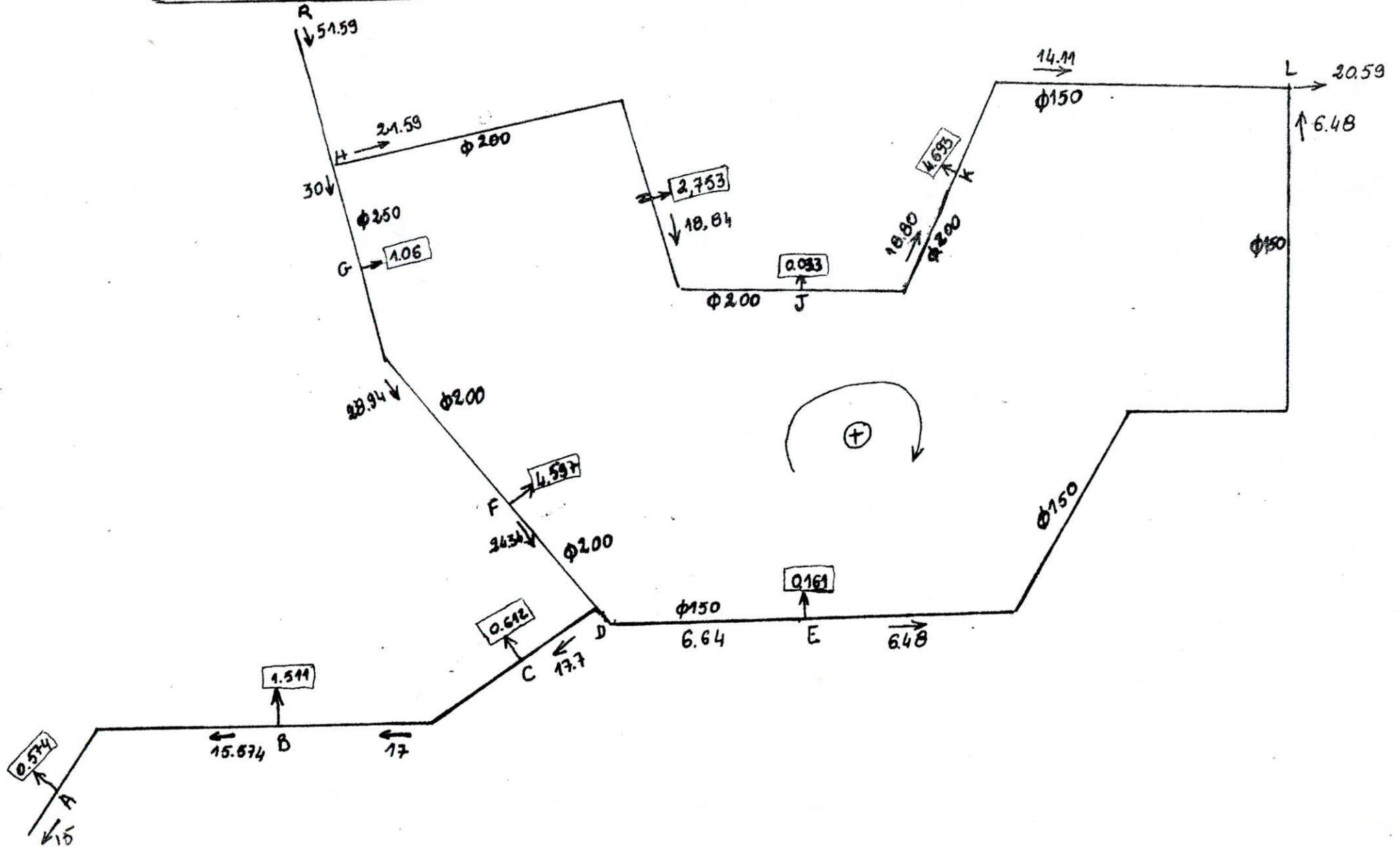
Le calcul d'un réseau maillé se fait par la méthode de Hardy-cross qui repose sur les deux lois de Kirchoff.

a-Loi des ~~noeuds~~ <sup>noeuds</sup> : la somme des débits qui arrivent à un noeud est égale à la somme des débits qui en partent.

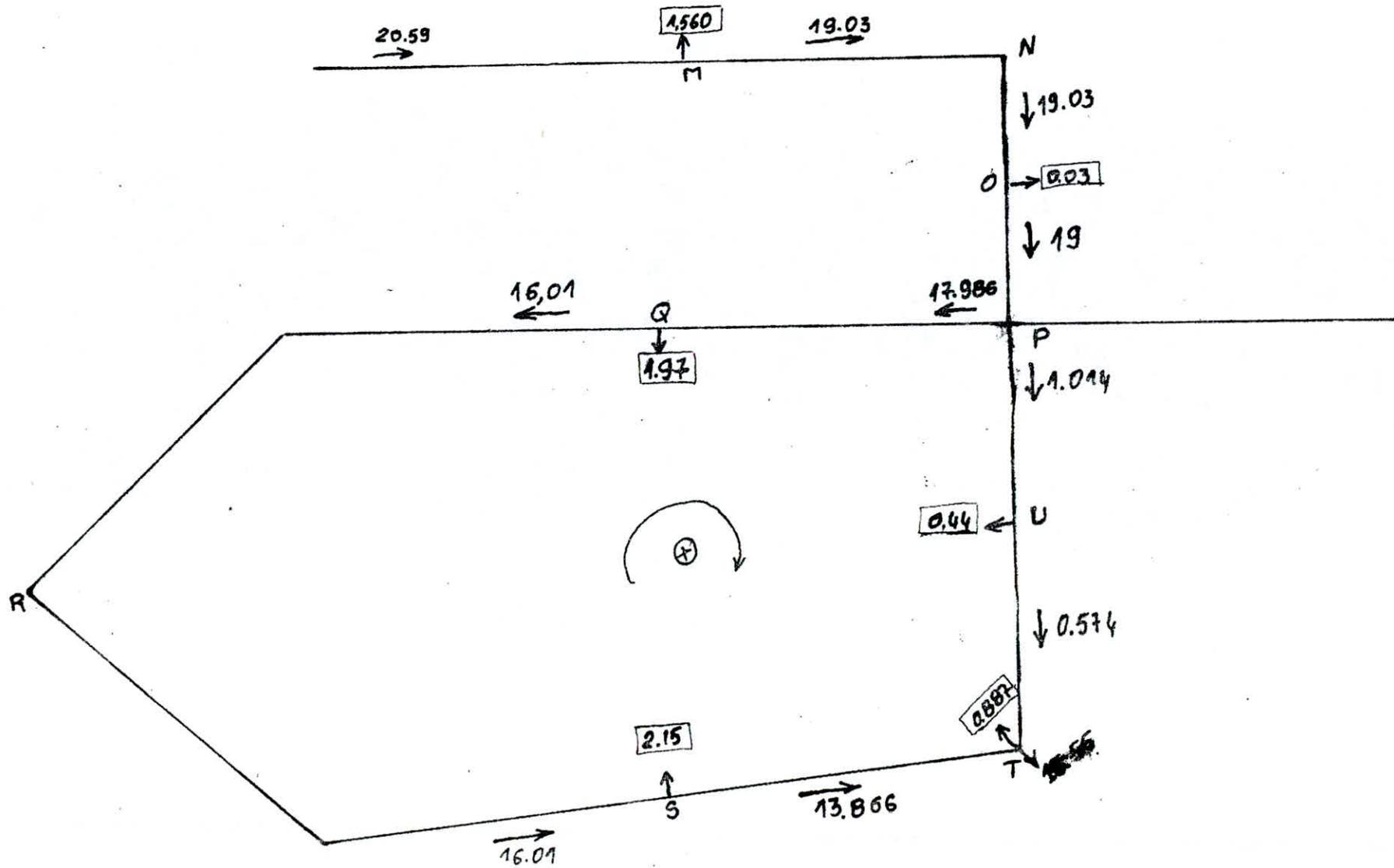
b-Loi des mailles : la somme des pertes de charges ( ou de pression) le long d'une maille orientée dans un sens arbitraire (donc positive ou négative suivant le sens réel de l'écoulement)est nulle.

.../...

# SCHEMATISATION DES RESULTATS DE CALCUL (RESEAU HAUT)



# SCHEMATISATION DES RESULTATS DE CALCUL (RESEAU BAS)



Pour calculer le reseau maillé, on a choisi le sens des aiguilles d'une montre comme sens positif, donc les pertes de charges prendront le signe de leur débit respectif.

Pour chaque branche, on calcule les pertes de charge élémentaires, puis on somme les pertes de charge pour chaque maille.

On calcule les pertes de charges par la formule de Darcy-Weisbach.

(P.d.c singulières).

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

$L_e$  : Longueur équivalente.

$f$  : Coefficient de frottement

$D$  : Diamètre

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement.

Les pertes de charges dues aux frottement sont données par

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

$L_G$  : longueur géométrique

les pertes de charges totales sont :

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

La longueur totale  $L_T = L_G + L_e$

.../...

On estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

On peut écrire que

$$L_{\text{TP}} = L_g + 0,15 l_g = 1,15 l_g.$$

d'où les pertes de charges

$$\Delta H = 1,15 \frac{f}{2g} l_g \frac{V^2}{D}$$

Le coefficient  $f$  sera calculé d'après la formule de Nikuradzé (régime turbulent rugueux).

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

La rugosité a été choisie égale à  $410^{-4}\text{m}$  en raison des canalisations neuves.

On appliquera à toutes les branches de chaque maille un terme correctif de débit ayant pour valeur  $\Delta Q_i$

$$\text{on a } \Delta H = \sum r Q^2$$

or la somme des pertes de charges est égale à zéro dans chaque circuit fermé.

soient :

$Q_0$  : débit supposé en première approximation

$Q_1$  : débit corrigé

$\Delta Q_0$  : débit correctif

On aura pour chaque conduite :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

.../...

$$\begin{aligned}\Delta H &= \sum r Q_1^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \\ &= \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)\end{aligned}$$

le terme  $\Delta Q_0^2$  étant négligeable :

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

$$Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

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

d'où l'on tire.

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

Les débits initiaux affectés de leur signe sont corrigés de la valeur  $\Delta Q_0$  prise aussi avec son signe.

Avec les nouvelles valeurs du débit, on recommence le calcul jusqu'à avoir  $\sum \Delta H = 0$  le long d'un parcours fermé. La solution est obtenue au bout de la première itération pour la première maille et au bout de la 3ème approximation pour la 2ème maille.

Pour les corrections il y a une seule correction celle propre à la maille car les deux mailles sont distinctes et reliés par un tronçon qui n'appartient ni à l'une ni à l'autre maille.

L'utilisation de la TI 59 nous a permis d'accélérer les calculs dont le programme est cité dans la page qui suit.

-Détermination de la pression au sol.

Pour 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 et le 1<sup>r</sup> point du réseau relié au réservoir directement c'est le point H, sa côte piézométrique et sa pression peuvent être calculé à partir des données existantes. Une fois la côte piézométrique du point "H" connue, on peut calculer celles des points qui lui sont joints par une conduite directement en retranchant les valeurs des pertes de charges respectives.

Arrivé au point L dans le réseau on place un reducteur de pression qui arrive à nous donner une pression égale à 30m ayant cette pression et ayant la côte du terrain on peut déterminer la côte piézométrique et en continuant à retrancher les pertes de charges on arrive à déterminer la côte piézométrique du point du réseau.

Les pression sont déterminés on fait la différence entre la piézométrique et la côte de l'altitude.

Détermination de la pression "H" et de sa côte piézométrique.

Connaissant la côte du trop plein du réservoir qui est égale à  $77 + 5 = 82$  m et les pertes de charges du réservoir jusqu'au point "H" on peut déterminer la côte piézométrique du point H".

$$C_{PH} = C_{TP} - H_T = 82 - 1,16 = 80,84 \text{ m.}$$

.../...

2nd Lbl	$\sqrt{x}$	2nd M	RCL	1) Introductions
A	+	$x^2$	09	$\phi_i \rightarrow$ STO 00
2nd St flg	RCL	+	+/-	$Q_i \rightarrow$ STO 01
08	03	9	SUM	$L_i \rightarrow$ STO 02
RCL	$\div$	.	09	$\rightarrow$ STO 03
03	3	8	RCL	$\rightarrow$ STO 04
+	.	+	11	Précision 0,000001
RCL	7	RCL	+/-	
00	$\div$	00	SUM	
=	RCL	X	11	
2nd log	00	y 5	RCL	2) Résultats :
x	=	=	12	Appuyer sur :
02	2nd log	STO	R/S	A $\rightarrow$ Ji
+/-	x	07		R/S $\rightarrow$ Chi
+	2	R/S		R/S $\rightarrow$ $\frac{Chi}{Qi}$
1	+/-	x		Répéter la même chose pour
.	$\bar{x}^2$	RCL		tous les "n" tronçons puis,
1	$x^2$	02		appuyer sur :
=	STO	STO		
$x^2$	06	08		
1/x	-	SUM		
STO	RCL	09		
05	05	R/S		
2nd Lbl	=	$\div$		
=	2nd(x)	RCL		B $\rightarrow$ n AHi
2	INV	01		i=1
.	2nd x t	=		R/S Q AHi/Qi
5	$x^2$	STO		i=1
1	RCL	10		R/S $Q \rightarrow \frac{AHi}{2 Hi}$
x	06	SUM		Qi
RCL	STO	11		
00	05	R/S		
x	GTO	2nd Lbl		
2nd II	=	8		
x	2nd Lbl	RCL		
RCL	$x^2$	09		
04	RCL	R/S		
+	06	$\div$		
4	x	RCL		
+	8	11		
RCL	x	R/S		
01	RCL	$\div$		
2nd(x)	01	2		
+	$x^2$	=		
RCL	+	+/-		
05		STO 12		

Remarques :

a) si  $\Delta Q_i < 0$  l'introduire avec le signe (-)  $\rightarrow$  01 et introduire L avec le signe (-)  $\rightarrow$  02. On aura  $\Delta H_i = 0$  et  $\Delta H_i > Q_i > 0$

b) Ne jamais utiliser la touche CLR

première approximation								
maille	Trançon	Le (m)	Ø (mm)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH (m)	$\frac{2\Delta H}{Q_0}$	CPM	nouveau debit (l/s)
I	HG	41,40	250	-30,00	- 0,07	4,72	-0,0004	-30,00
	GF	211,60	200	-28,94	- 1,09	75,28	//	-28,94
	FD	112,70	200	-24,34	- 0,41	33,72	//	-24,34
	DE	132,25	150	- 6,64	- 0,16	49,17	//	- 6,64
	EL	474,95	150	- 6,48	- 0,56	172,34	//	- 6,48
	HI	169,62	200	+21,59	+ 0,49	45,02	//	+21,59
	IJ	224,25	200	+18,84	+ 0,49	51,94	//	+18,84
	JK	220,80	200	+18,80	+ 0,48	51,03	//	+18,80
	KL	195,50	150	+14,11	+ 1,09	154,47	//	+14,11
					$\sum \Delta H = \sum \frac{\Delta H}{Q} =$			
					0,26	637,69		
maille	Trançon	Le (m)	Ø (mm)	Q <sub>0</sub> (l/s)	Δq = 0,000	CPM	nouveau debit (l/s)	
I	HG	41,40	250	-30,00	- 0,07	4,72	0,0004	-30,00
	GF	211,60	200	-28,94	- 1,09	75,28	//	-28,94
	FD	112,70	200	-24,34	- 0,41	33,72	//	-24,34
	DE	132,25	150	- 6,64	- 0,16	49,17	//	- 6,64
	EL	474,95	150	- 6,48	- 0,56	172,34	//	- 6,48
	HI	169,62	200	+21,59	+ 0,49	45,02	//	+21,59
	IJ	224,25	200	+18,84	+ 0,49	51,94	//	+18,84
	JK	220,80	200	+18,80	+ 0,48	51,03	//	+18,80
	KL	195,50	150	+14,11	+ 1,09	154,47	//	+14,11
					$\sum \Delta H = \sum \frac{\Delta H}{Q} =$			

maille	tronçon	Le (m)	$\phi$ (mm)	$Q_0$ (l/s)	$\Delta H$ (m)	$\frac{2\Delta H}{Q_0}$	CPM	nouveau débit (l/s)
première approximation								
II	PQ	197,80	250	-18,00	- 0,12	13,53	0,005	-17,995
	QS	332,35	200	-16,03	- 0,52	65,50	//	-16,025
	ST	141,45	150	-13,88	- 0,76	109,94	//	-13,875
	PU	71,30	100	+ 1,00	+ 0,02	34,02	//	+ 1,005
	UT	96,60	100	+ 0,56	+ 0,01	25,80	//	+ 0,565
					$\sum \Delta H =$	$\sum \frac{\Delta H}{Q} =$		
					-1,37	248,80		
					$\Delta q =$	0,005		
deuxième approximation								
II	PQ	197,80	250	-17,995	- 0,12	13,53	0,005	-17,99
	QS	332,35	250	-16,025	- 0,16	20,24	//	-16,02
	ST	141,45	150	-13,875	- 0,76	109,90	//	-13,87
	PU	71,30	100	+ 1,005	+ 0,02	34,19	//	+ 1,01
	UT	96,60	100	+ 0,565	+ 0,07	26,04	//	+ 0,57
					$\sum \Delta H =$	$\sum \frac{\Delta H}{Q} =$		
					-1,02	203,90		
					$\Delta q =$	0,005		
troisième approximation								
II	PQ	197,80	250	-17,99	- 0,120	13,52	0,004	-17,986
	QS	332,35	250	-16,02	- 0,160	20,23	//	-16,016
	ST	141,45	200	-13,87	- 0,170	24,12	//	-13,866
	PU	71,30	100	+ 1,01	+ 0,020	34,36	//	+ 1,014
	UT	96,60	100	+ 0,57	+ 0,007	26,27	//	+ 0,574
					$\sum \Delta H =$	$\sum \frac{\Delta H}{Q} =$		
					-0,43	118,50		
					$\Delta q =$	0,004		

Le pression au sol au point H est la différence entre le côté piezométrique ovale et celle de l'altitude.

$$PH = C_{PH} - C_H$$

~~Tableau~~ son résultats du calcul des pressions est donné au tableau qui suit.

Canalisation et Accessoires du réseau.

Accessoires du réseau :

a) - Robinets - Vanne :

Le rôle des vannes est d'isoler le tronçon défectueux est d'assurer la distribution normale dans le reste de l'agglomération. Généralement, on les place près de chaque noeud.

b) - Ventouses :

Les ventouses seront placées sur des points hauts pour évacuer l'air dissoute dans l'eau et l'air provenant lors d'une réparation qui pourrait s'accumuler et pourrait diminuer le débits. La présence d'air dans de tels points pourrait détruire la canalisation.

c) - Robinets de vidange :

Ces robinets seront placés dans des points très bas pour permettre une vidange complète du réseau en cas de nécessité et aussi pour d'éventuels entretients du réseau.

.../...

mailles	traversons	côtes du terrain (m)		perte de charge (m)	côtes piezométriques (m)		pression (m)
		amonts	avals		amonts	avals	
I	HG	44,92	44,50	- 0,07	80,84	80,77	35,92
	GF	44,50	38,80	- 1,09	80,77	79,68	36,27
	FD	38,80	25,00	- 0,41	79,68	79,27	40,88
	DE	25,00	23,50	- 0,16	79,27	79,11	54,27
	EL	23,50	29,50	- 0,56	79,11	78,55	55,01
	LK	29,50	38,00	+ 1,09	78,55	79,64	49,05
	KJ	38,00	43,17	+ 0,48	79,64	80,12	41,64
	JI	43,17	48,50	+ 0,49	80,12	80,61	36,95
	IH	48,50	44,92	+ 0,49	80,61	81,10	32,11
II	PQ	14,74	28,10	- 0,12	56,91	56,79	42,17
	QS	28,10	14,50	- 0,52	56,79	56,27	28,69
	ST	14,50	13,50	- 0,76	56,27	55,51	41,77
	TU	13,50	13,50	+ 0,02	55,51	55,53	42,01
	UP	13,50	14,74	+ 0,02	55,53	55,55	42,03

DETERMINATION DE LA PRESSION AU SOL  
 ZHUN DE LA VALLEE

d) - Tés :

Les tés seront placés dans chaque ramification dans les ramifications et les branchements, peuvent se présenter des conduites de section différente ; pour les joindre, on utilise des pièces spéciales soudées sur chantier .

## Bouches d'incendie :

Les poteaux et les bouches d'incendie seront de diamètre  $\varnothing$  100mm et devront débiter 15 l/s sous une pression minimale de 1 Bar. Ils doivent être espacés de 200 à 300m les uns des autres et répartis dans la ZHUN suivant l'importance de risques d'incendie on considère généralement le débit du poteau d'incendie aux points les plus défavorables c'est à dire plus grande distance à partir du réservoir plus grandes pertes de charges.

Suite sur canalisation et accessoire.

## 6 - Reducteurs de Pression :

Dans les régions accidentés, il est souvent nécessaire, pour éviter le trop fortes pressions aux points bas de prévoir plusieurs réseaux de distribution indépendant qui peuvent être alimenté chacun par un réservoir implanté à un niveau convenable.

.../...

Cette solution coûteuse est difficilement applicable dans les agglomérations de petite ou moyenne importance il est alors beaucoup plus simple de faire appel aux reducteurs de pression, qui permettent d'alimenter les différentes parties d'un réseau à partir dans le secteur bas. Cette disposition permet en cas d'incendie de disposer de la capacité totale des réservoirs en n'importe quel point du réseau.

La réduction de la pression de distribution contribue à supprimer le bruissement provoqué, dans certains immeubles par le passage de l'eau dans les conduites de section trop faible.

Il est avantageux d'installer des reducteurs de pression étagés dans les canalisations d'amenée à haute pression pour diminuer la charge et permettre la mise en oeuvre de produits classiques. Le fonctionnement de ces appareils n'entraînent aucune perte d'eau. Contrairement à ce qui se passe avec les brises charges les reducteurs de pression permettent aussi de réaliser de nombreux montages spéciaux: par exemple la liaison automatique d'un réseau inférieur avec un réseau supérieur comme c'est le cas dans notre étude.

## C H A P I T R E VI

### POSE DES CANALISATIONS ET LEUR PROTECTION CONTRE LA CORROSION.

#### I.- Pose en terre.

1-1 La pose en terre des canalisations s'effectue généralement en tranchée.

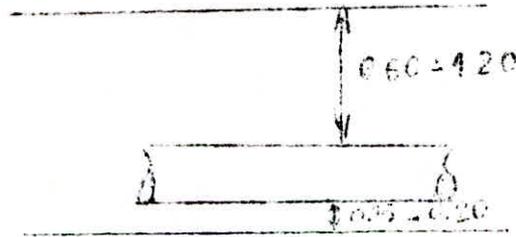
La largeur de la tranchée doit être réduite de façon à limiter les emprises, elle doit être cependant suffisante pour permettre aux poseurs de travailler commodément cette largeur est rarement inférieure à 0,70m.

Pour permettre le montage des joints ou serrage de boulons, on exécute au droit de chaque joint une niche de largeur suffisante. Pour permettre une exécution correcte des joints, il est nécessaire d'évacuer des eaux d'infiltration et de ruissellement qui se rassemblent au fond de fouille.

Pour protéger les canalisations contre les dégradations extérieures et conserver la fraîcheur de l'eau, et la mettre à l'abri du gel, on pratique des profondeurs de tranchée variant suivant les indications indiqués par le profil en long dont il faut tenir compte des côtes, on rappelle que sous nos climats, la profondeur minimum de recouvrement varie de 0,60 m à 1,20m.

.../...

Pour prévoir une bonne tenue des canalisations, on doit tenir compte de la qualité du lit de pose. En effet, il faut régler avec soin le fond de fouille, essayer d'avoir un fond plan tout le long d'une même pente, et le purger de tous les corps durs rencontrés telles que pierres, maçonnerie, pour éviter d'abimer l'enveloppe protectrice.



Pour le lit de pose, on prévoit :

- Du gravier dans les terrains ordinaires.
- De la pierre cassée jouant le rôle des drains dans les terrains imperméables et rocheux.
- Du béton ou béton armé pour les terrains marécageux ou vaseux ou rocheux avec une grande pente.

#### 1-2 Traversée des routes:

En raison des différentes charges supportées par la conduite, la traversée des routes peut l'endommager généralement la conduite est protégée par des buses avec un diamètre supérieur à celui de la conduite et cela pour évacuer les eaux de fuites éventuelles hors de la chaussée et protégé la conduite contre tout choc et vibration.

.../...

## 1-3 Mise en place et alignement:

Pour la mise en place des canalisations, on transporte les conduites et on les place sur des supports équidistants (souvent en madrier). On doit veiller à l'alignement parfait des tubes pour l'assemblage, il se fait momentanément par pointage, c'est à dire avec des points de soudure.

Pour les coudes, il est nécessaire de confectionner à proximité des chantiers des coudes à la demande au moyen d'une cintrreuse, car dans certains cas, la flexion élastique de la canalisation est insuffisante pour atteindre le rayon de courbure exigé par la trace.

## 1-4 Déscente en fouille :

La pose s'effectue par tronçon successifs en commençant par les points hauts afin d'assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration si elles ont lieu.

La descente en fouille s'opère sur des tronçons de grandes longueurs. L'élasticité des tubes facilite généralement la tâche. On évite la mise en fouille pendant les heures chaudes de la journée. On rappelle qu'il est utile de poser la canalisation en compression, c'est à dire d'enfouir les tronçons dont la longueur est supérieur à celle de la tranchée. Cela facilitera les raccordements des tronçons successifs qui ont lieu au fond des fouilles. Les deux conduites étant coupées à la demande au moment de leur soudure.

.../...

## 1-5 Essais Hydrostatique :

Des essais hydrostatique doivent être faits avant le remblaiement de la tranchée, les essais permettent de détecter les fuites et de repérer dans le cas échéant les joints mal exécutés, ou les tuyaux poreux. Ces essais sont effectués sur des tronçons d'une longueur variant entre 300 et 400m.

La pression d'essai est généralement égale à la pression de service majorée de 50%.

## 1-6 Remblaiement de la tranchée :

On pratique un remblaiement partiel de la canalisation on le fait avec de la terre meuble. Après l'essai, on achève le remblaiement, on tasse ensemble le remblai légèrement avec des dames pneumatiques.

## II Protection des conduites contre la corrosion.

Les tuyaux métalliques et surtout en acier, doivent être soigneusement protégés contre la corrosion.

Les réseaux de conduites en acier qui sont plus vulnérables que les autres seront vite détruits, soit :

- Par perforation ou par attaque sous forme de rouille crouteuses annonçant la diminution de l'épaisseur de l'acier. Ce phénomène est du milieu ambiant des réactions d'oxydation se produisant à la surface de séparation.

.../....

¶ Le corrosion des canalisations en acier est caractérisée par deux phénomènes :

- Soit par attaque du métal due à la nature agressive du sol ou corrosion électrolytique.
- Soit l'influence des installations électriques à courant continu, situées au voisinage des réseaux d'alimentation.

#### A- Types de corrosions:

##### 1- Corrosion interne :

Si l'eau à transporter est fortement minéralisée et contient du fer, la corrosion se manifeste avec des attaques chimiques contre les parois de la conduite.

Pour la protection intérieure, généralement, elle est faite dans l'usine. Elle comprend l'enduction d'une couche de peinture d'adhérence dite "primer" puis l'application d'un email à chaud. Le primer sert d'agent de liaison entre l'email et le métal, il doit être appliqué sur les parois du tube. Ces produits utilisés (primer et email) sont à la base de goudron ou de bitume de pétrole.

##### 2- Corrosion externe:

Celle ci est due aux phénomènes électriques et au phénomène dit pile de concentration. Pour lutter contre la corrosion externe, on doit soit :

- Relier la conduite électriquement à un métal.
- Soit en protégeant la conduite jouant le rôle d'isolant entre cette dernière et l'électrolyse au moyen de diélectrique (laine de verre). .../...

## B - Phénomènes de la corrosion.

## 1°) Corrosion par formation de Pile:

Les phénomènes de corrosion résultent des réactions d'électrolyse dans lequel la partie métallique corrodée joue le rôle d'anode. La solution électrolytique est constituée par le sol. Sa résistivité joue un grand rôle dans la vitesse d'attaque.

Si la résistivité du sol est supérieure à 100  $\Omega \cdot m$  le terrain n'est pas agressif.

Si la résistivité du sol est comprise entre 50 + 100)  $\Omega \cdot m$  le sol est faiblement agressif.

Si la résistivité du sol est inférieure à 50  $\Omega \cdot m$ , le terrain est agressif.

La résistivité peut être déterminée par

$$P = R \times 4 \times C$$

P : résistivité du sol ( $\Omega \cdot m$ )

R : résistivité à un point donné ( $\Omega$ )

C : capacité électrique.

La solution électrolytique formée par le sol peut être comparée aux réactions se produisant dans un bac d'électrolyse dans lequel on plonge deux électrodes de nature différente.

.../...

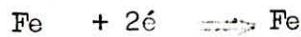
Les deux électrodes enterrées prennent chacune un certain potentiel par rapport au sol, si elles sont reliées il se forme un couple galvanique et la zone la plus anodique est attaquée.

Dans un premier temps, on prend comme métaux du fer et du magnésium.



Le fer jouant le rôle de cathode et se trouve protégé.

On note qu'il y a réduction du métal.



Le magnésium joue le rôle d'anode et sera attaqué. Dans ce cas, une réaction d'oxydation se produit :



L'atome de magnésium ionisé va se combiner avec d'autres éléments.

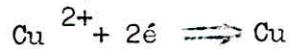
Dans un deuxième cas, on remplace le magnésium par du cuivre, on remarque que :



Le fer serait devenu anode et aurait été attaqué



Le cuivre serait devenu anode et sera par contre protégé.



Le tableau suivant montre les éléments métalliques dans l'ordre du pouvoir, qu'ils ont de réduire les ions des métaux classés après lui. On ne donne que les éléments les plus utilisés.

.../...

Métaux	ion considéré	Eo
Argent	Ag <sup>+</sup>	+ 0,7994
Cuivre	Cu <sup>++</sup>	+ 0,337
Hydrogène	H <sup>+</sup>	0
Fer	Fe <sup>++</sup>	- 0,44
Zinc	Zn <sup>++</sup>	- 0,7628
Aluminium	Al <sup>++</sup>	- 1,66
Magnesium	Mg <sup>++</sup>	- 2,371

Eo : force électromotrice de l'électrode plongé dans un électrolyte avec l'électrode d'hydrogène à la température de 25° C

En se basant sur les explications précédentes nous pouvons<sup>1</sup>/<sub>4</sub> conclure que pour deux métaux donnés, celui qui a la plus grande force électromotrice par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protégé tandis que l'autre joue le rôle d'anode et se trouve attaqué.

-Nous ajoutons que la différence de potentiel dans une électrolyse se manifeste même en présence de deux métaux de même nature placés en deux lieux à concentrations différentes : ce phénomène est dit : Pile de concentration.

C<sub>1</sub> et C<sub>2</sub> sont les concentrations de l'électrolyte.

La pile de concentration peut donc avoir lieu dans le cas d'une canalisation en acier enterré dans le sol qui par sa nature hétérogène et son humidité relative joue le rôle de l'électrolyse à concentrations différentes en plusieurs points.

.../...

Des études faites à ce propos ont montré que les terrains argileux, marécageux humides et peu aérés sont anodiques, par contre les terrains sableux, calcaires, secs et bien aérés sont anodiques.

Le schéma qui suit montre l'analogie entre la pile et le terrain.

2°) Corrosion sous l'influence d'installations électriques extérieurs.

Dans ce cas la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds qui circulent et empruntent le métal des canalisations mal isolés du sol. La corrosion se manifeste rapidement comme exemple on cite les chemins de voie ferré électriques situées au voisinage des canalisations.

### II- Protection cathodique

#### 1- principe.

Dans tous les cas, la protection cathodique d'un réseau de canalisation en acier doit être fait. Cette dernière consiste à donner le rôle de cathode à la conduite et de lui imposer un potentiel minimal de (-0,77 volts) par rapport à l'électrode de référence à hydrogène. La protection est dite faite si son potentiel est plus négatif par rapport à celui du sol.

En pratique on essaie d'assurer un potentiel compris entre (0,90 - 1,00 volts) qui peut assurer une sécurité totale en tenant compte des chutes.

.../...

## 2°) Protection cathodique : pratique.

les caractéristiques géophysiques du sol n'étant pas connues, nous présentons le mode pratique des deux procédés qui sont les plus utilisés.

## III Protection cathodique par anodes réactives :

Cette dernière consiste à relier un point du réseau au pôle négatif d'un autre métal plus électro-négatif que l'acier pour former ainsi une pile à concentration dont la cathode sera l'acier; Ce phénomène est dit anode réactive.

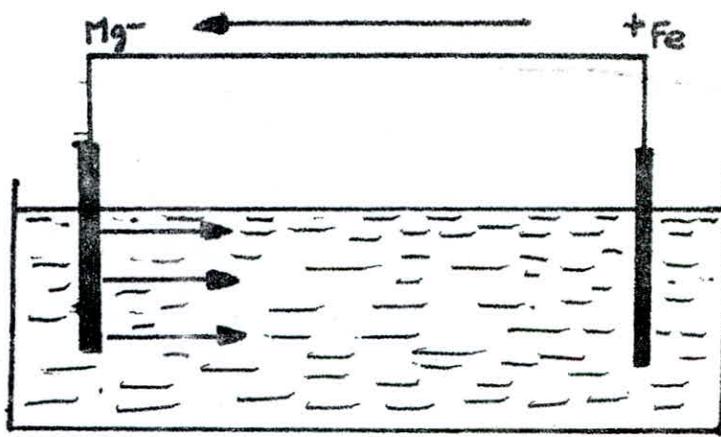
En pratique, les métaux les plus utilisés comme anodes réactives sont le Zinc et le Magnésium.

Les anodes réactives sont de forme cylindriques ou trapézoïdales.

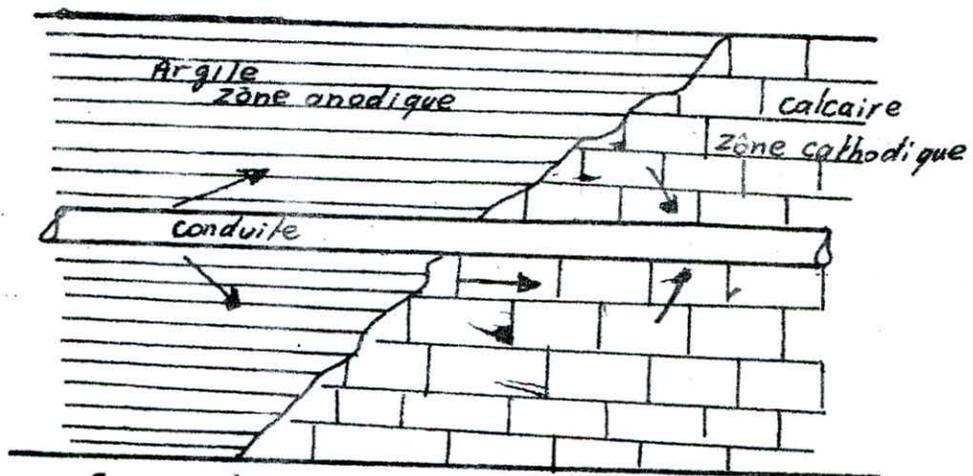
Les anodes sont placés comme le montre la figure qui suit

Pour faciliter la circulation du courant, on doit poser les anodes réactives dans des terrains avec une faible résistivité, ou bien choisir des places capables de retenir les eaux comme les fossés, rives des cours d'eau. La distance séparant l'anode de la conduite varie de 2 à 4 m suivant la nature du sol. Les anodes doivent être placées verticalement et de manière à ce que leur tête soit sensiblement au même niveau que la génératrice supérieure de la conduite.

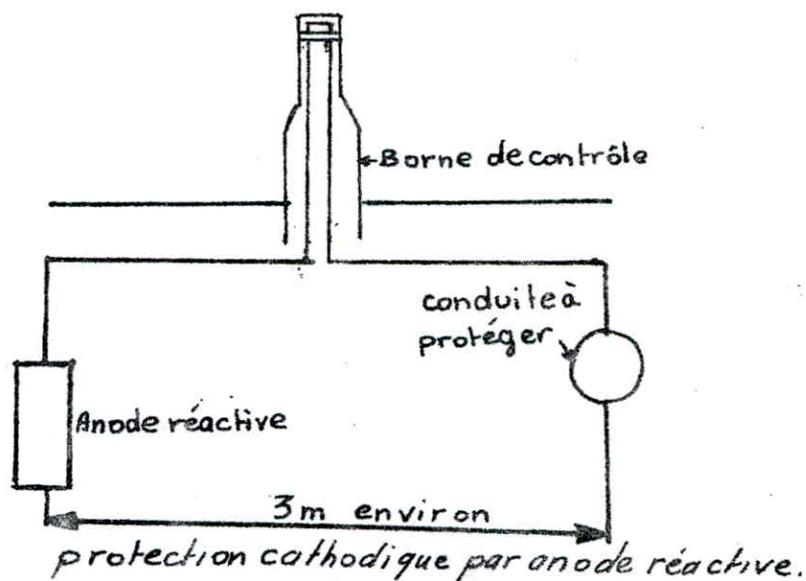
.../...



Mécanisme de la corrosion



Corrosion par formation de Pile



On pratique la protection à l'anode réactive pour les réseaux de petite importance, car le nombre d'anodes est réduit et ne nécessite pas d'entretien ou de surveillance.

On détermine la masse nécessaire à l'anode à dissoudre pendant un intervalle de passage du courant par

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

m : masse dissoute de l'anode (g)

I : intensité du courant (A)

M : masse atomique du métal de l'anode

F : 1 faraday (F = 96500 coulombs).

t : temps de passage du courant

V : Valence du métal de l'anode.

Pour 1 courant de 1 ampère-heure la masse dissoute d'une anode en zinc est mo.

$$M = 65,37 \text{ g}$$

$$V = +2$$

$$m = \frac{1 \times 3600 \times 65,37}{96500 \times 2} = 1,22 \text{ g.}$$

Mais d'après les consommations réelles (au niveau de l'usine du fournisseur d'anodes) la valeur de la masse dissoute de Zinc pour un courant de 1 Ampère est 1,51g.

Par mesure de sécurité et vue les variations irrégulières des caractéristiques du sol, on prend dans la pratique 2g par Ampère-heure.

Le nombre d'anodes disponibles pour un réseau s'obtient par la formule suivante :

.../...

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

S : Surface de la canalisation à protéger (m<sup>2</sup>)

i : Densité de courant (mA/m<sup>2</sup>)

I : courant probable de l'anode (A)

Les valeurs de i et I dépendent principalement de la résistivité du sol.

: - Protection cathodique par soutirage de courant.

La conduite est protégée si son potentiel atteint la valeur (-0,77 volts) au delà de laquelle la corrosion n'a pas lieu. L'abaissement de potentiel des canalisations à la valeur voulue (-0,900 volt en pratique) est obtenu en connectant un ou plusieurs points du réseau au pôle négatif d'une source électrique continue située de préférence au voisinage de la canalisation.

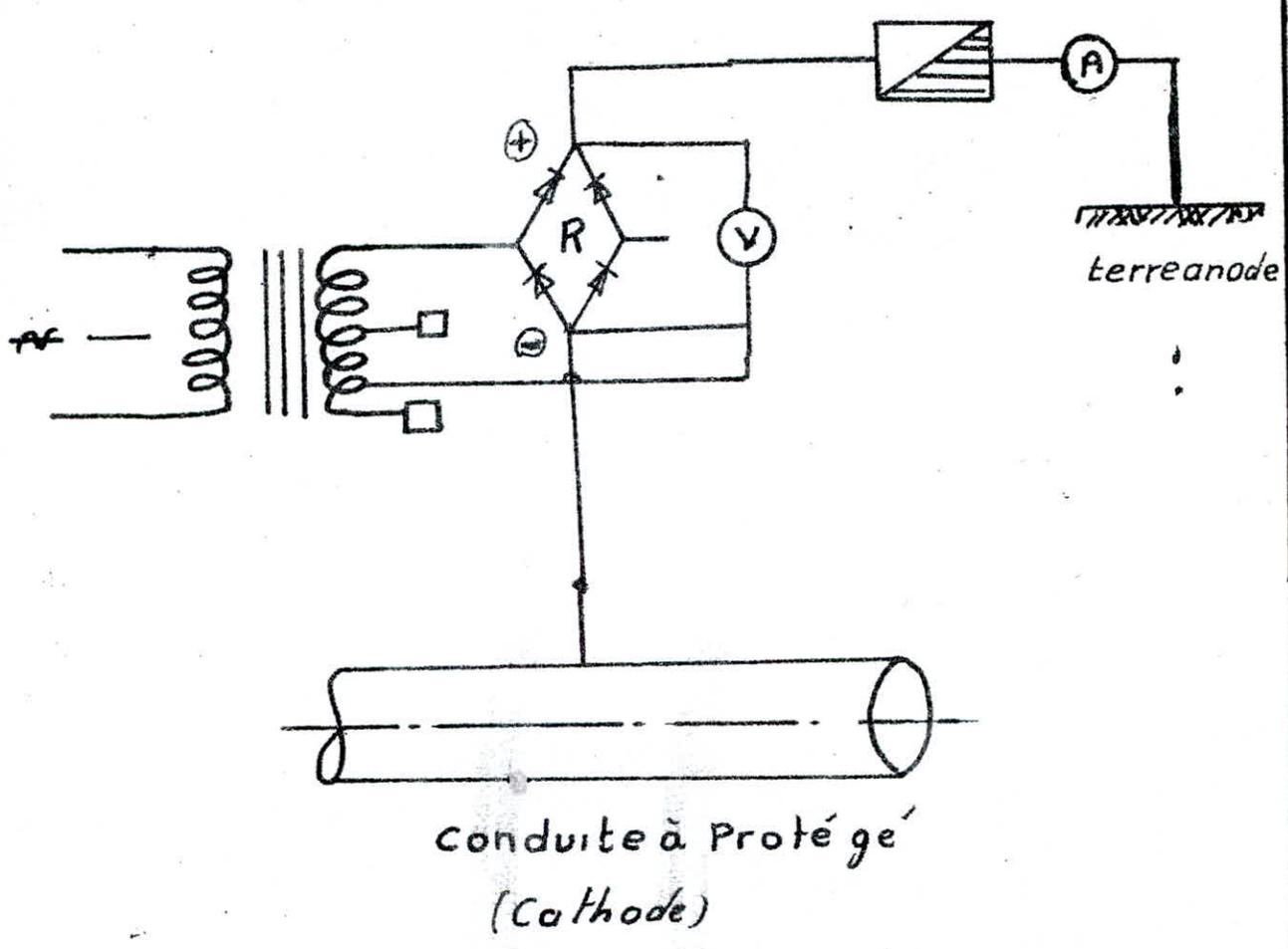
Généralement, on ne dispose que d'un courant alternatif d'où nécessité d'un redresseur pour le transformer en courant continu. Le schéma qui suit présente ce que comprend l'installation.

Ces appareils doivent être très solides et bien soignés car ils fonctionnent 24/24 heures. pour une puissance donnée de l'appareil. On peut ajuster le voltage (V) et l'intensité du courant (A) aux valeurs nécessaires.

Le courant continu sort du redresseur et passe dans la prise de terre de cette dernière, il se répartit dans le sol et gagne la conduite qu'il traverse par sa surface latérale. Le courant chemine le long de la conduite et sort par le pôle de connection de cette dernière avec le point négatif du redresseur.

.../...

# PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DE COURANT



- R - redresseur
- V - voltmètre (tension)
- A - Amper mètre (intensité)

Le nombre de redresseurs dépend de l'importance du réseau. Le meilleur emplacement de ces appareils est celui qui assure la protection la plus efficace pour la puissance minimale, et dépend principalement du diamètre des conduites, du degré d'agressivité des sols, la proximité des lignes de basse tension.

Pour obtenir le meilleur rendement de ces appareils, les prises de terre doivent être établies de manière à :

- Etre graphite, fonte ou silicium, ou bien sous forme de rails en acier. Ce dernier type est largement utilisé (1 Ampère/aa dis-ent 9kg de fer théoriquement)

- Les anodes doivent être placées dans des sols de très basse résistivité pour faciliter le passage du courant.

- Les anodes constitués par des rails sont installés dans une tranchée dont les caractéristiques sont les suivantes .

- Longueur : 50m ; -Largeur : 0,60m ; profondeur : 1 à 1,20m fond couvert d'une épaisseur de 10 cm de coke.

- Les rails sont soudés à l'arc électrique. La soudure doit être protégée par une bande de soie de verre.

- L'extrémité de la file de rails présente une cornière en acier où sera fixé un cable . Celui ci est relié au pôle (+) du redresseur.

La première couche de remblai doit être en argile sur une épaisseur de 0,20m environ. Le reste avec une terre arrosée et diluée.

#### Conclusion:

Avant la protection cathodique prévue sur un réseau de canalisation souterraines en acier. Il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement :

- l'Etat des revêtements intérieurs et extérieurs de la conduite doit être convenable.

- Stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées de manière convenable.

- Assurer la continuité au niveau des joints et robinets.

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

- L'Alimentation en eau des agglomérations..... P.KOCH.
- Memento technique de l'eau..... DEGREMENT.
- Hydraulique Urbaine..... J.BONNIN.
- Hydraulique Urbaine..... A.DUPONT.
- La distribution d'eau dans les agglomérations.
- Urbaines et Rurales..... C.GOMELA.
- L'Analyse de l'eau..... G.SIRJEAN.
- Etude et installation des canalisations
- Catalogue canalisation.....Edition 1977  
de Pont A -Mousson.
- Théorie de la longueur fluidodynamique.....G.LAPRAY.



Berkai

les Quatre Chemins

Ussamaït Duplan

Domaine Boulegha Ferrouk

la Montagne

Cité E. G. A.

Domaine

Yahmed Saridi

le Gué de Constantin

Ferme Cazenave

Domaine Ali Talha

Dur e Kheloua

QUED

Ferme Modèle

Mustapha

Meghnoûch

Ben Rhazi

Ferme Expérimentale

Briq

Domaine Boualem Mehdi

Baraki

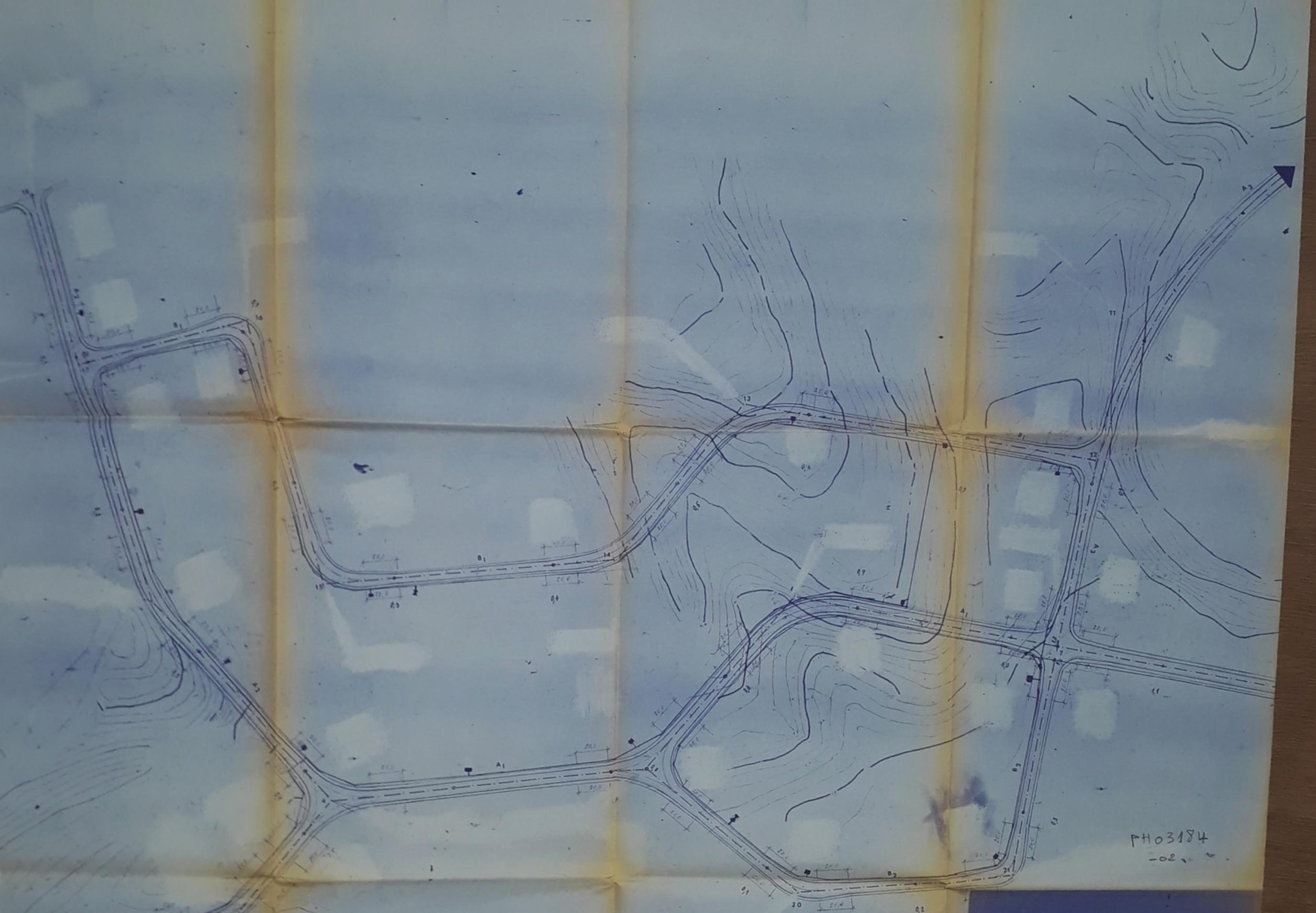
HARRACH

Diar el Baraka

Station de Pompage de l'Qued Akid

Service des Eaux

ne Nas (Ballastière)



PH03184  
-02-

ENPA École Nationale Polytechnique  
ÉCOLE Nationale Polytechnique

ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DE LA ZONE DE LA VALLEE



PROJET DE FIN D'ETUDE  
SCHEMA DU RESEAU MAILLE  
PROJET DE FIN D'ETUDE

PH 03184

- 03 -

66  
64  
62  
60  
58  
56  
54  
52

Terrain naturel

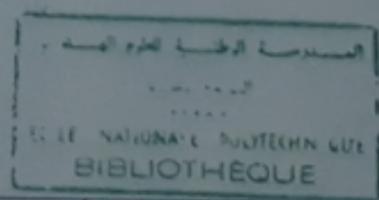
Canalisation

Ni des points	1	2	3	4	5
Distances partielles (m)	250	350	600	600	300
Distances cumulées (m)		250	600	1200	1800
Côtes de terrain naturel (m)	53,36	54,75	56,25	57,53	59,00
Côte du radier (m)	53,36	54,75	56,25	57,53	59,00
Pente du terrain (‰)	0,004	0,003	0,008	0,002	0,003
Diamètre (m)	Ø 150				

Republique Algerienne Democratique et Populaire  
 الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 Ecole Nationale Polytechnique d'El Harrach

PROJET DE FIN D'ETUDE

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE  
 D'ADDUCTION



Etudie par  
 M. KITOUNI

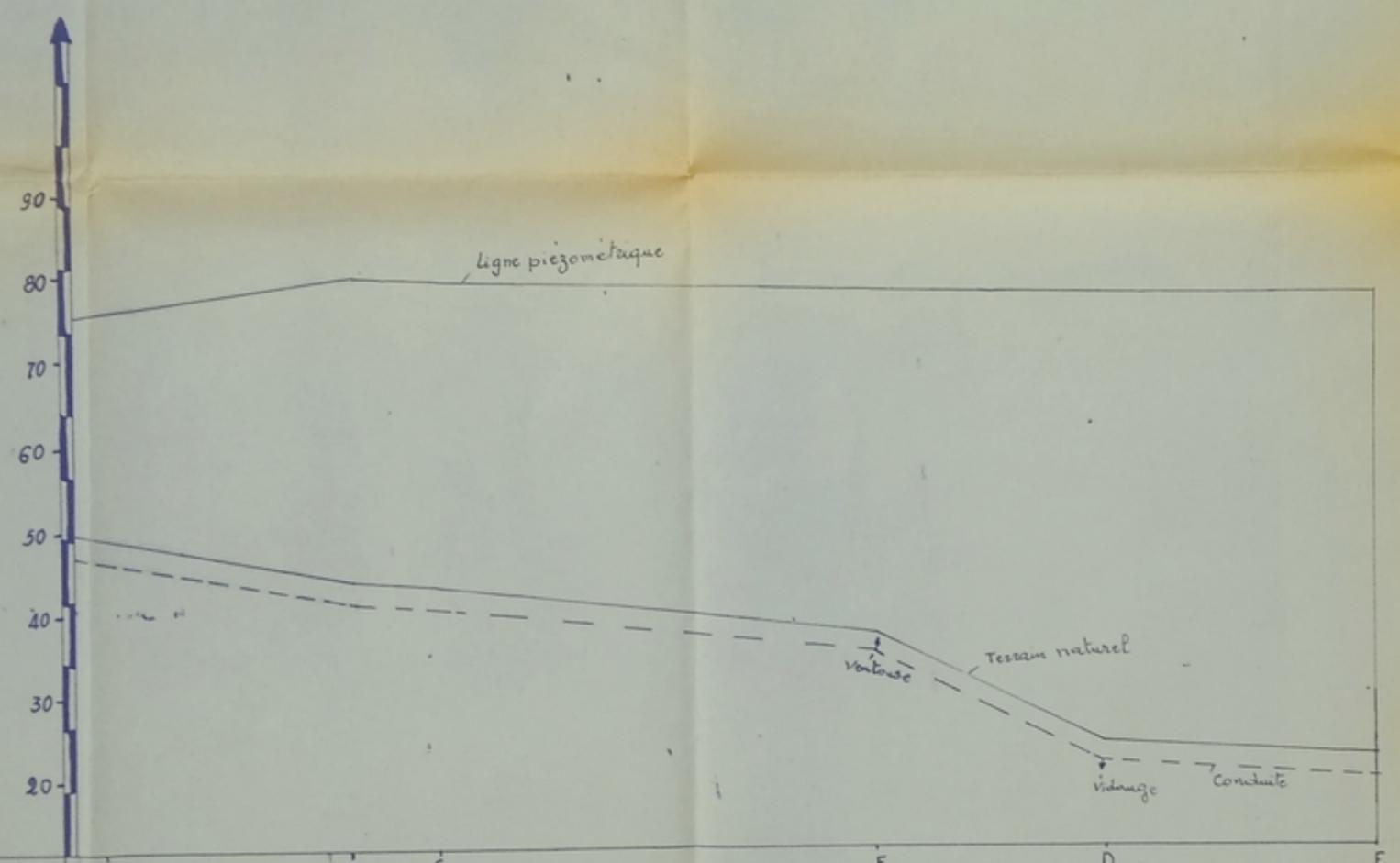
Dirigé par  
 M<sup>e</sup> KRALIK

PLANCHE  
 N° 3

Echelle  
 Vert: 1/100  
 Hor: 1/5000

Promotion  
 Juin 84  
 Propose par  
 CNERU D'ALGER

PH 031 74  
- 04 -

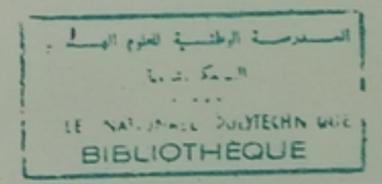


N° Des noeuds	R		H	G	F		D	E
Distances entre noeuds	600		41.4	211.6	112.7		132.25	
Distances cumulees	600		641.4	853	965.7		1097.95	
cotes DU terrain	50		44.92	44.5	38.0		25	25.5
cotes Piezometriques	77		80.04	80.77	79.60		79.27	79.11
Diametres	250		250	200	200		150	
Pentes %	8.5		40.2	26.94	122.45		11.34	

Republique Algerienne Democratique et Populaire  
 الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 Ecole Nationale Polytechnique d'EL Harrach

PROJET DE FIN DE TUDE

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION



Etudie par:  
M. KITOUNI

Dirigé par  
M. KRALIK

PLANCHE  
N° 4

Echelle  
Vert: 1/500  
Hor: 1/2000  
Promotion  
Juin 84  
Propose par:  
CNERU D'ALGER

