

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **HYDRAULIQUE**

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

Alimentation en Eau Potable et  
Assainissement de la Z.H.U.N.  
de OUED ATHMENIA

8 PLANS

Proposé par :

C.N.E.R.U - *Constantine*

Etudié par :

M. HADJEM

B. TAHRAOUI

Dirigé par :

M. B. SALAH

PROMOTION : *Janvier 1985*



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

## SUJET

*Alimentation en eau potable  
et assainissement de la Z.H.U.N  
de oued athmenia*

Proposé par :

C.N.E.R.U. - Constantine

Etudié par :

M. HADJEM

B. TAHRAOUI

Dirigé par :

Mr B. SALAH

**Promotion Janvier 1985**

Noms et prénoms : M. HADJEM et B. TAHRAOUI

Promoteur : Mr B. SALAH.

الموضوع : تموين بالمياه الصالحة للشرب والتطهير

لمنطقة السكن الحضري لواد عثمانية

ملخص الموضوع  
هذه الأطروحة تعالج دراسة شبكة تموين بالمياه الصالحة للشرب والتطهير لمنطقة السكن الحضري الجديدة لواد عثمانية التي مساحتها 65.5 هكتار.  
توزع المياه من الخزان السطحي الذي يملأ من انطلاقا من محطة ضخ المياه التي تحتوي على ثلاثة آبار الموجودة في جنوب المنطقة قرب واد ياقور.  
أما مياه التطهير فتلقى في محطة التطهير.

SUJET : Alimentation en eau potable et assainissement

de la Z. H. U. N. de OUED ATHMENIA.

Résumé du sujet

La présente thèse traite l'étude des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement (système unitaire) de la Z. H. U. N. de OUED ATHMENIA qui s'étale sur une superficie de 65.5 ha.  
l'eau est distribuée à partir d'un réservoir sur sol alimenté par une station de pompage regroupant trois puits situés au sud de la zone proximité de OUED YACOUR.  
le rejet se fera vers la station d'épuration.

subject: Water supply and sewerage. for the new urban. area of OUED ATHMENIA.

subject summary

The présent thesis deals with the study of water supply and sewerage. for the new urban area of OUED ATHMENIA which is 65.5 hectares area.

The water is distributed from a tank which filled by means of pumping station. which consist of three wells situated in the south of the urban. near. OUED YACOUR.

The waste water. is treated by a sewerage treatment plant.

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

---

---

Nous tenons à exprimer notre gratitude :

- à notre promoteur Monsieur SALAH qui a bien voulu suivre notre projet;
- à Monsieur G. LAPRY pour l'importance qu'il accorde au laboratoire d'hydraulique et pour le soutien qu'il apporte aux étudiants;
- à Monsieur Dr Ing. KETTAB pour son accueil chaleureux et sa disponibilité permanente et son aide qui nous a facilité ce travail;
- à tous nos professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation;
- à Monsieur S. HADJEM qui a contribué de près et de loin à la réalisation de cet étude;
- nous nous savons terminer sans exprimer notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail;
- à M. MAHMOUDI pour la frappe.

—————oOo—————

 E D I C A C E S

---

Je dédie ce modeste ouvrage en signe de respect  
et de reconnaissance à :

- La mémoire de ma mère.
- Mon père que malgré la distance qui nous sépare pensait toujours à ma réussite.
- Mon frère Saïd et sa famille pour leur soutien moral et matériel pendant mes études.
- Toute notre famille.
- Tous mes amis et frères dans l'islam.

M. HADJEM

 E D I C A C E S

---

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

- Ma chère mère pour le sacrifice qu'elle  
a consenti pour que je puisse être un  
homme.
- La mémoire de mon père.
- Toute la famille.
- Mes deux nièces

B. TAHRAOUI

# TABLE DES MATIERES

## PREMIERE PARTIE : A. E. P.

	Pages
CHAPITRE I.	
Généralités	
1.1. Présentation.....	1
1.2. Situation géographique.....	1
1.3. Situation topographique.....	2
1.4. Situation climatique.....	2
1.5. Situation démographique.....	2
1.6. Ressources en eau.....	3
CHAPITRE II.	
2.1. Evolution de la population.....	4
2.2. Etude des besoins en eau.....	5
2.3. Tableau récapitulatif (horizon 2006).....	6
2.4. Majoration des besoins en eau.....	6
CHAPITRE III.	
Etude des variations de débits.....	7
CHAPITRE IV.	
Réservoirs.....	10
4.1. Rôle des réservoirs.....	10
4.2. Principe de fonctionnement.....	10
4.3. Implantation du réservoir.....	11
4.4. Capacité du réservoir.....	11
4.5. Tableau de calcul de la capacité du réservoir.....	12
4.6. Dimensionnement du réservoir.....	13
4.7. Détermination de la côte du radier du réservoir.....	13
4.8. Equipements du réservoir.....	22

## CHAPITRE V.

Réseau de distribution.....	25
5.1. Conception du réseau.....	25
5.2. Détermination du débit de soutirage.....	25
5.3. Détermination de la densité.....	25
5.4. Détermination du débit spécifique.....	25
5.5. Tableau de calcul des débits soutirés.....	26
5.6. Calcul du réseau de distribution.....	27
5.7. Principe de la méthode d'HARDY-CROSS.....	27
5.8. Programme de calcul du réseau maillé.....	30
5.9. Calcul des pressions au sol.....	32
5.10. Tableau du calcul des pressions au sol.....	31
5.11. Equipements du réseau de distribution.....	32

## CHAPITRE VI.

Adduction.....	35
Introduction.....	35
6.1. Choix du tracé.....	35
6.2. Choix du type de conduites.....	36
6.3. Bache de reprise.....	36
6.4. Dimensionnement de la bache de reprise.....	36
6.5. Détermination des hauteurs géométriques.....	37
6.6. Etude technico-économique des diamètres de refoulement.....	39
6.6.1. Méthode de calcul.....	39
6.6.2. Pertes de charge totales.....	39
6.6.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	41
6.6.4. Amortissement annuel.....	42
6.6.5. Puissance de pompage.....	42

## CHAPITRE VII.

Etude et choix des pompes

7.1. Choix de la pompe pour le Puits N° 1.....	50
--	----

7.2. Choix de la pompe pour le Puits N° 2.....	54
7.3. Choix de la pompe pour le Puits N° 3.....	57
7.4. Choix de la pompe pour la bache de reprise.....	60
7.5. Etude de la cavitation.....	63

## CHAPITRE VIII.

### Automatisation

8.1. Liaison aspiration moteur.....	65
8.2. Liaison moteur réservoir.....	65

## CHAPITRE IX.

### Protection des conduites contre le coup de belier

9.1. Présentation du problème.....	67
9.2. Equipements et moyens de protection.....	67
9.3. Arrêt brusque du groupe électropompe.....	68
9.4. Calcul du réservoir d'air pour la Bache de reprise.....	73
9.5. Calcul du réservoir d'air pour le puits N° 1.....	83
9.6. Calcul du réservoir d'air pour le puits N° 2.....	87
9.7. Calcul du réservoir d'air pour le puits N° 3.....	89

## CHAPITRE X.

### Pose des conduites en tranchée

10.1. Stockage et approvisionnement.....	97
10.2. Réalisation des tranchées.....	97
10.3. Pose des conduites.....	99
10.4. Modalités et précautions dans l'exécution.....	101
10.5. Traversée des routes.....	101
10.6. Traversée des cours d'eau.....	101
10.7. Butées.....	101
10.8. Désinfection des conduites.....	102.

## CHAPITRE XI

### Protection contre la corrosion des conduites

11.1. Protection externe.....	103
11.2. Protection interne.....	105

## CHAPITRE XII

### Hygiène et sécurité.....

12.1. Au niveau du réservoir.....	106
12.2. Au niveau des puits.....	106.
12.3. Fonctionnement du JAVELISATEUR.....	107

## 2<sup>ème</sup> PARTIE ASSAINISSEMENT

CHAPITRE I.	Pages	
1.2. Réseau d'égouts.....	111.	
CHAPITRE II.		
Etude du débit à évacuer		
Calcul hydrotechnique		
2.1. Débit des eaux pluviales.....	113	
2.2. Intensité moyenne de précipitation.....	113	
2.3. Coefficient de ruissellement.....	113	
2.4. Interprétation du tableau de calcul.....	114	
2.5. Calcul du déversoir d'orage.....	114	
CHAPITRE III.		
Station d'épuration , épuration biologique.....		120
3.1. Procédés intensifs.....	120	
3.1.1. Lits bactériens.....	120	
3.1.2. Boues activées.....	122.	
3.2. Procédés extensifs.....	123	
3.2.1. Lagunage.....	123	
3.2.2. L'épandage.....	124	
3.3. Différentes étapes du traitement par lits bactériens.....	124.	
3.3.1. Prétraitement.....	124.	
3.3.2. Décanteur primaire.....	126.	
3.3.3. Décanteur secondaire.....	126	
CHAPITRE IV.		
Ouvrages du réseau		
4.1. Regards de visite.....	128.	
4.2. Regards de chute.....	128	
4.3. Déversoirs d'orage.....	128	

TABLE DE FIGURES ET ABAQUES

Nomenclatures	Pages
1. Abaque de Mr PETER LAMONT.....	15
2. Abaque 8a (Détermination de la longueur fluidodynamique en fonction de $Q/\sqrt{J}$ et de $\xi$ de Nikuradse).....	17
3. Abaque 9. (Paramètre de dimension pour le profil circulaire).....	18
4. Abaque de MODY.....	19
5. Abaque 17 c (Détermination du gradient J de la perte de charge en régime de transition).....	20
6. Schema d'adduction par refoulement.....	35'
7. Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite pour le puits N° 1.....	52
8. Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite pour le puits N° 2.....	56
9. Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite pour le puits N° 3.....	59
10. Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite pour la bache de reprise.....	62
11. Schéma d'automatisation.....	66
12. Abaque de Mr VIBERT (calcul simplifié des réservoirs d'air).....	85
13. Abaque de détermination du coefficient de perte de charge (C) dans une tuyère.....	78
14. Epure de Bergeron (Arrêt brusque de la pompe puits N° 3).....	95
15. Epure de Bergeron (Arrêt brusque de la pompe bache de reprise).....	81
16. Schéma du réservoir d'air.....	82
17. Schéma de pose de conduite en tranchée.....	97
18. Schéma de butées.....	100
19. Schéma de protection contre la corrosion.....	104
20. Schéma du Javelisateur.....	108

21. Schema du reseau d'assainissement.....	112
22. Annexe VII. Reseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire- formule de BAZIN).....	112'
23. Annexe X. Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de BAZIN).....	112"
24. Schema de la station d'épuration.....	121
25. Installation de dégrillage, intercepteur d'huile, schémas des décanteurs.....	125
26. Décanteurs primaires verticaux, Décanteurs secondaires, coupe du lit bactérien.....	127



1<sup>ère</sup> PARTIE A. E. P.

# CHAPITRE I

## GÉNÉRALITÉS

### INTRODUCTION

Le but de notre présente étude, consiste à alimenter en eau potable et assainir la zone d'habitations urbaines nouvelles de Oued Athmenia.

#### 1.1.- Présentation

La ville de Oued Athmenia est située au Nord-Est de l'Algérie dans la wilaya de Constantine sur la route nationale n° 5 (Alger - Constantine), entre le confluent des Oueds Rhumel et Yacour.

- Oued Athmenia est une zone de contact entre les deux milieux naturels différents, au Nord elle appartient en grande partie à la région des monts de Constantine et à l'extrême Sud, elle se rattache au domaine des hautes plaines.

- La ville de Oued Athmenia est confrontée aux phénomènes d'accroissement démographique comme toute autre ville d'Algérie pour remédier ces problèmes toujours croissants, la construction de cette Z. H. U. N. s'avère indispensable.

#### 1.2. Situation géographique

La Z. H. U. N. de Oued Athmenia est située au Sud-Ouest de la ville, limitée :

- au Nord par la frontière naturelle (les glaciers forts),
- à l'Est par le tracé de la route vers Boumalek,
- au Sud par l'obstacle naturel (Oued Yacour),
- à l'Ouest par la frontière (Oued Yacour) et la piste.

### 1.3.- Situation topographique

Le terrain de la Z. H. U. N. couvre une superficie de 65,5 ha:

- L'altitude maximale est de 98 m
- L'altitude minimale est de 55 m

donc on a une différence de 43 m

- Le terrain est généralement favorable, modéré glacise pour la plupart, il descend graduellement du Nord au Sud.

### 1.4.- Situation climatique

L'étude climatique est nécessaire pour tout projet d'hydraulique afin de permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau en liaison avec l'étude géologique et pédologique.

Oued Athmenia jouit d'un climat continental caractérisé par des étés chauds et des hivers très froids :

- . température moyenne en été (Août) 25°
- . température moyenne en hiver (Janvier) 5°
- . la pluviométrie est de 700 mm par an.

### 1.5.- Situation démographique

Vu Le déficit en logement que vit la ville de Oued Athmenia, Le C. N. E. R. U. prévoit dans son programme logement de la Z. H. U. N. la construction de 735 logements qui seront répartis comme suit :

- 1 082 logements collectifs ( R + 4 )
- 653 logements individuels

avec une densité de 27 logements par ha et un taux d'occupation de six (6) habitants par logement.

Le nombre d'habitants total de la Z. H. U. N. est estimé à 10 409 habitants.

Etant donné que la Z. H. U. N. sera habitée par les gens de la ville de Oued Athmenia, on a assimilé le taux d'accroissement de la ZHUN à celui de la ville qui est défini comme suit :

Population en 1972.....	23 275 habitants
Population en 1977.....	28 113 habitants
Population en 1983.....	33 245 habitants

ce qui donne un taux d'accroissement de 3,41 %

#### 1.6.- Ressource en eau

Etat actuel : Il n'y a aucun réseau d'A. E. P. ni d'assainissement dans cet endroit car il s'agit d'un terrain destiné à l'implantation de la Z. H. U. N. pour l'alimentation de cette dernière, nous disposons de trois (3) puits, situés au bas de la Z. H. U. N. près de l'Oued Yacour.

#### Caractéristiques des puits

puits	Coordonnées		débits (l/s)	cotes (m)	niveaux dynamiques (m)
	x ( m )	y ( m )			
P 1	5 026	10 818	20	56,58	51,08
P 2	5 120	10 992	25	60,80	56,70
P 3	5 036	11 040	45	59,80	56,50

## C H A P I T R E   I I

### 2.1.- Evolution de la population

Sachant que la ville sera à la disposition des habitants en 1986 et aucune extension n'est prévue.

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la loi des intérêts composés :  $P_n = (1 + t)^n$

$P^n$  : population pour l'horizon considéré ( 2 006 )

$P_0$  : population à l'année de référence ( 1 986 )  
 $P_0 = 10\ 409$  habitants

T : taux d'accroissement de la population en %  
( T = 3,41 % )

n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré ( n = 20 ).

donc  $P_{20} = 10\ 409 (1 + 0,041)^{20} = 23\ 251$  habitants

## 2.2 - Etude des besoins en eau

Types	Désignation	Type et nombre d'occupants	Superficie en m <sup>2</sup>	Dotation	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j	Consommation totale m <sup>3</sup> /j
Logements	1 733 log	23 251	563 900	200 l/j/h	4 650,200	4 650,200
Écoles	2 écoles fondam.	2 200 élèves	23 000	100 l/j/élèves	220,000	220,000
Centres	2 P.E.P.S 8 A.D.J.	-- --	5 000 9 000	2 l/j/m <sup>2</sup> 2 l/j/m <sup>2</sup>	10,000 18,000	28,000
Centres de santé	2 P.S.C. 1 C.S.	-- --	1 000 2 000	5 l/j/m <sup>2</sup> 5 l/j/m <sup>2</sup>	5,000 10,000	15,000
Services sociaux	1 crèche	90 enfants	1 500	120 l/j/élève	10,800	164,576
Services urbains	2 parking + voirie	--	16 500	4 l/j/m <sup>2</sup>	65,200	
	2 J.D.E	--	6 000	"	24,000	
	2 garages	--	7 344	"	29,576	
	1 C.cult.	--	1 300	"	5,200	
	1 mosquée	1 000 pers	--	30 l/j/pers	30,000	
Services de restauration	2 restaur. + café	--	400	5 l/j/m <sup>2</sup>	2,000	6,068
Services de loisirs	Espace vert	--	1 356	3 l/j/m <sup>2</sup>	4,068	
Services de communication	1 A.P.C+PTT 1 antenne administ. 1 commissa.	-- -- --	600 300 300	10 l/j/m <sup>2</sup> " "	6,000 3,000 3,000	12,000
Services de commerce	1 C comm 1 marché	-- --	1 600 3 000	5 l/j/m <sup>2</sup> "	8,000 15,000	73,500
Services de transports	16 p.a 52 p.c	-- --	7 500 2 600	" "	37,500 13,000	

2.3. Tableau récapitulatif (horizon 2006)

Type	Désignation	Superficie m <sup>2</sup>	Consommation moyenne journalière m <sup>3</sup> / j.
Logements	Population	563 900	4 650,200
E q u i p e m e n t s	Scolaires	23 000	220,000
	Sport et jeux	14 000	28,000
	Sanitaires	3 000	15,000
	Socio-culturel	33 444	164,576
	Détentes et loisirs	1 756	6,068
	Administratifs	1 200	12,000
	Commerciaux et activités	14 700	73,500
	T O T A L :	655 000	5 169,344

2.4.- Majoration des besoins en eau

Généralement les réseaux d' A. E. P. sont soumis aux phénomènes de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent parfois des pertes d'eau considérables.

Pour y remédier à ceci nous majorons les besoins en eau de 15 %.

$$\text{Débit moyen journalier} = 5\,169,344 \times 1,15 = 5\,944,75 \text{ m}^3 / \text{j.}$$

## CHAPITRE III

### 3.1.- Etude des variations de débits

Le débit exigé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation. Ces variations sont horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

- Variations annuelles dépendent du niveau de vie de la population,
- Variations mensuelles selon l'importance de la ville,
- Variations journalières selon le jour de la semaine,
- Variations horaires représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de ces variations on applique au débit moyen des coefficients correspondants, afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

#### 3.1.1.- Coefficient de variation horaire $K_o$

$$K_o = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

Dans notre étude nous avons évalué la valeur du coefficient  $K_o$  comme suit :  $K_o = \alpha \cdot \beta$   $\alpha \in [1,2 \div 1,4]$   
on prend  $\alpha = 1,25$

$\beta$  Coefficient qui varie suivant la population

Habitants	1 000	2 500	6 000	10 000	20 000	50 000
$\beta$	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Puisque notre population à l'horizon 2 006 est comprise entre l'intervalle (20 000 et 50 000) on prend  $\beta = 1,2$   
d'où on aura  $K_o = 1,2 \times 1,25 = 1,50$

3.1.2.- Coefficient de variation journalière  $K_j$

$$K_j = \frac{\text{Consommation journalière maximale}}{\text{Consommation moyenne journalière}}$$

$$K_j = [ 1,1 \div 1,3 ]$$

Pour les villes de moyenne importance on prend  $K_j = 1,3$

3.1.3.- Coefficient de pointe  $K_p$

Ce coefficient est défini comme le produit entre  $K_o$  et  $K_j$

$$K_p = K_o \times K_j = 1,50 \times 1,3 = 1,95.$$

3.1.4.- Calcul du débit de pointe

$$Q_p = Q_j \text{ moy. } K_p$$

Sachant que  $Q_j \text{ moy.} = 5\,944,75 \text{ m}^3/\text{j} = 68,80 \text{ l/s}$

$$Q_p = 68,80 \times 1,95 = 134,17 \text{ l/s} = 483,02 \text{ m}^3/\text{h} = 11\,592,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

avec lequel sera dimensionné la conduite de distribution.

3.1.5.- Calcul du débit d'apport

$$Q_{\text{app}} = Q_j \text{ moy. } \cdot K_j$$

$Q_{\text{app}} = 68,80 \times 1,3 = 89,44 \text{ l/s} = 322,02 \text{ m}^3/\text{h} = 7\,728,48 \text{ m}^3/\text{j}$ ,  
(avec lequel sera dimensionné le réservoir et les adductions y arrivant).

Les réservoirs

La fluctuation dans la demande des quantités d'eau nécessaires à la population pendant toute la journée avec une pression au sol suffisante pour n'importe quelle point de la zone desservie; en particulier le point le plus défavorable (le plus élevé) a poussé les techniciens et spécialistes du monde à trouver une solution rationnelle pour ce problème en installant des ouvrages appelé réservoirs.

4.1.- Rôle des réservoirs

- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et le préserve contre les fortes variations de températures.
- Servir à combattre efficacement les incendies,
- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée environ, une demi journée à partir de la parution de la panne.

4.2.- Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport) est basée sur les faits suivants :

- 1)- Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularité importante (charges et débit presque constants).
- 2)- Pour l'harmonisation des deux régimes (adduction - distribution); le réservoir permet pendant les heures de faible consommation de stoker les différences des débits (adduction - distribution)

"superflux" cependant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe).

Le déficit coule du réservoir vers le réseau de distribution.

#### 4.3.- Implantation du réservoir

L'implantation du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et d'exploitation donc en est amené à tenir compte des facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter
- La hauteur du plus haut bâtiment
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la Z. H. U. N.

- L'état du relief de la Z. H. U. N. favorise la construction d'un réservoir sur sol qui a les propriétés technico-économiques suivantes :

- La simplicité qu'il offre pour la réalisation du coffrage,
- Pas de risque de basculement,
- Etenchéité plus facile à réaliser.

#### 4.4.- Capacité du réservoir

- Volume : les calculs seront abordés selon la méthode suivante :

. Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide des coefficients horaires ( ah % ).

. Ces coefficients varient suivant les différentes heures de diserte et l'importance de la population.

4.5) Tableau de calcul de la capacité du réservoir

res =1 h	Coefficie Horaire ah	volume en m <sup>3</sup>		volume cumulé m <sup>3</sup>		différence de vol.m <sup>3</sup>	
		apporté	consommé	apporté	consommé	AV +	AV -
- 1	1,50	322,01	115,92	322,01	115,92	206,09	
- 2	1,50	---"---	115,92	644,02	231,84	412,18	
- 3	1,50	---"---	115,92	966,03	347,76	618,27	
- 4	1,50	---"---	115,92	1288,04	463,68	824,36	
- 5	2,50	---"---	193,21	1610,05	656,89	653,16	
- 6	3,50	---"---	270,49	1932,06	927,38	1004,68	
- 7	4,50	---"---	347,77	2254,07	1275,15	978,92	
- 8	5,50	---"---	425,05	2576,08	1700,20	875,88	
- 9	6,25	---"---	483,02	2898,09	2183,22	714,87	
- 10	6,25	---"---	483,02	3220,10	2666,24	553,86	
- 11	6,25	---"---	483,02	3542,11	3149,26	392,85	
- 12	6,25	---"---	483,02	3864,12	3632,28	231,84	
- 13	5,00	---"---	386,41	4186,13	4018,69	167,44	
- 14	5,00	---"---	386,41	4508,14	4405,10	103,04	
- 15	5,50	---"---	425,05	4830,15	4830,15	0,00	
- 16	6,00	---"---	463,69	5152,16	5293,84		141,68
- 17	6,00	---"---	463,69	5474,17	5757,53		283,36
- 18	5,50	---"---	425,05	5796,18	6182,58		386,40
- 19	5,00	---"---	386,41	6118,19	6568,99		450,80
- 20	4,50	---"---	347,77	6440,20	6916,76		476,56
- 21	4,00	---"---	309,13	6762,21	7225,89		463,68
- 22	3,00	---"---	231,86	7084,22	7457,75		373,53
- 23	2,00	---"---	154,57	7406,23	7612,52		206,09
- 24	1,50	---"---	115,92	7728,24	7728,24		0,00

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

$\Delta V_{\max}^+$  : excès pendant les différentes heures de la journée

$\Delta V_{\min}^-$  : déficit pendant les différentes heures de la journée

$\Delta V$  : volume d'apport - volume consommé

$R_i$  : réserve d'incendie estimée à  $120 \text{ m}^3$

C'est à dire un volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

Alors du tableau de calcul de la capacité du réservoir nous aurons

$$V_T = 1\,004,68 + 476,56 + 120 = 1\,601,24 \text{ m}^3$$

On normalise ce volume à  $1\,600 \text{ m}^3$

#### 4.6.- Dimensionnement du réservoir

La hauteur d'eau dans le réservoir prise à six (6) mètres.

On projète deux (2) réservoirs jumelés de forme circulaire de  $800 \text{ m}^3$  chacun.

$$\text{Alors } D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4 \times 800}{3,14 \cdot 6}} = 13 \text{ m}$$

Schéma voir planche n° (1).

#### 4.7. Détermination de la côte du radier du réservoir

$$C_r = C_t + H + H_{wi} + P_s + H_{we}$$

dans laquelle :

$C_r$  : côte du radier du réservoir

$C_t$  : côte du terrain au point le plus élevé

H : hauteur donnée en fonction du nombre d'étages  
 Hwi : pertes de charge singulières  
 P<sub>s</sub> : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe  
 eau et autre appareil utilisant l'eau  
 Hwe : perte de charge linéaires sur le tronçon reliant le  
 réservoir au point le plus élevé  
 C<sub>t</sub> = 98 m  
 H = 15 m (R + 4)  
 Hwi = 3 m  
 P<sub>s</sub> = 3 m

donc la côte approximative du réservoir sera de :

$$C_r = 98 + 15 + 3 + 3 = 119 \text{ m}$$

nous projetons notre réservoir à la côte 120 m, la longueur de la conduite maîtresse de distribution sera égale à 280 m.

Détermination du gradient de pertes de charge dans la conduite de distribution (conduite maîtresse).

Prenons comme vitesse d'écoulement  $V = 1 \text{ m/s}$

Etude de la rugosité :

Suivant l'abaque de Peter-Lamont  $\xi = \xi_0 + \alpha \cdot t$

Où  $\xi_0$  : rugosité absolue à l'état neuf ( $\xi_0 = 10^{-4} \text{ m}$ ) pour les conduites en fonte.

t : durée de vie de la conduite (t = 30 ans)

$\alpha = 0,03$  pour l'eau à faible agressivité (tiré de l'abaque)

d'où l'on tire :  $\xi = 0,1 + 0,03 \cdot 30 = 1 \text{ mm}$

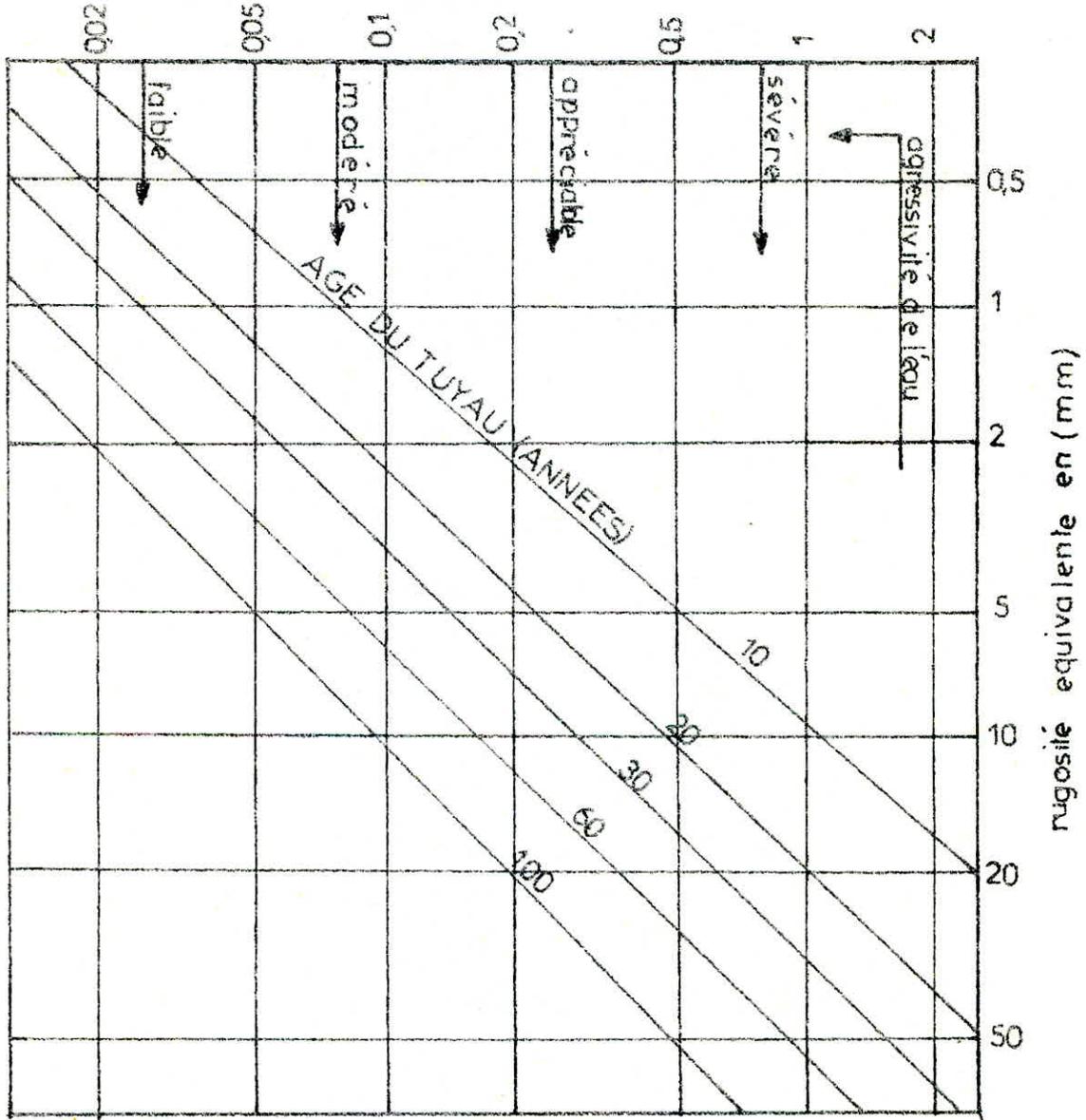
$$Q = V.A. = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,13417}{3,14 \cdot 1}} = 0,413 \text{ m}$$

# ABAQUE DE M' PETER-LAMONT

ABAQUE DONNANT L'AUGMENTATION DE LA RUGOSITE

D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE

accroissement de la rugosité en (mm/an)



soit  $D = 450 \text{ mm}$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,13417}{3,14 (0,45)^2} = 0,84 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique, ayant le produit  $\Lambda \lambda$  dans le cas d'un régime turbulent rugueux  $\lambda = 1$  ou  $\Lambda$  est le coefficient de transition, dans le cas d'un régime en transition ( $\lambda \neq 1$ ).

a) Supposons que le régime est turbulent rugueux, le paramètre de forme  $\frac{h}{D} = 1$  (conduite pleine) de l'abaque 9 on titre  $Do = 1,539$ .

alors le paramètre adimensionnel sera :

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,45}{1,539} = 0,2924$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 10^{-3} \text{ m} \\ \Lambda = 0,2924 \end{array} \right\} \text{ de l'abaque 8 a on aura } Q / \sqrt{J_r} = 3,02$$

Sachant que  $Q = 0,13417$  on trouve :

$$J_r = \left( \frac{0,13417}{3,02} \right)^2 = 0,0019737719$$

Vérification du régime

$$R_e = \frac{V \cdot Dh}{\nu} = \frac{Q}{A} \cdot \frac{Dh}{\nu} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot Dh \cdot \nu} = \frac{4 \cdot 0,13417}{3,14 (0,45) 10^{-6}} = 3,796 \cdot 10^5$$

-17-

Détermination de la longueur fluidodynamique  
en fonction de  $Q/\sqrt{J}$  et de  $\epsilon$  de Nikuradse

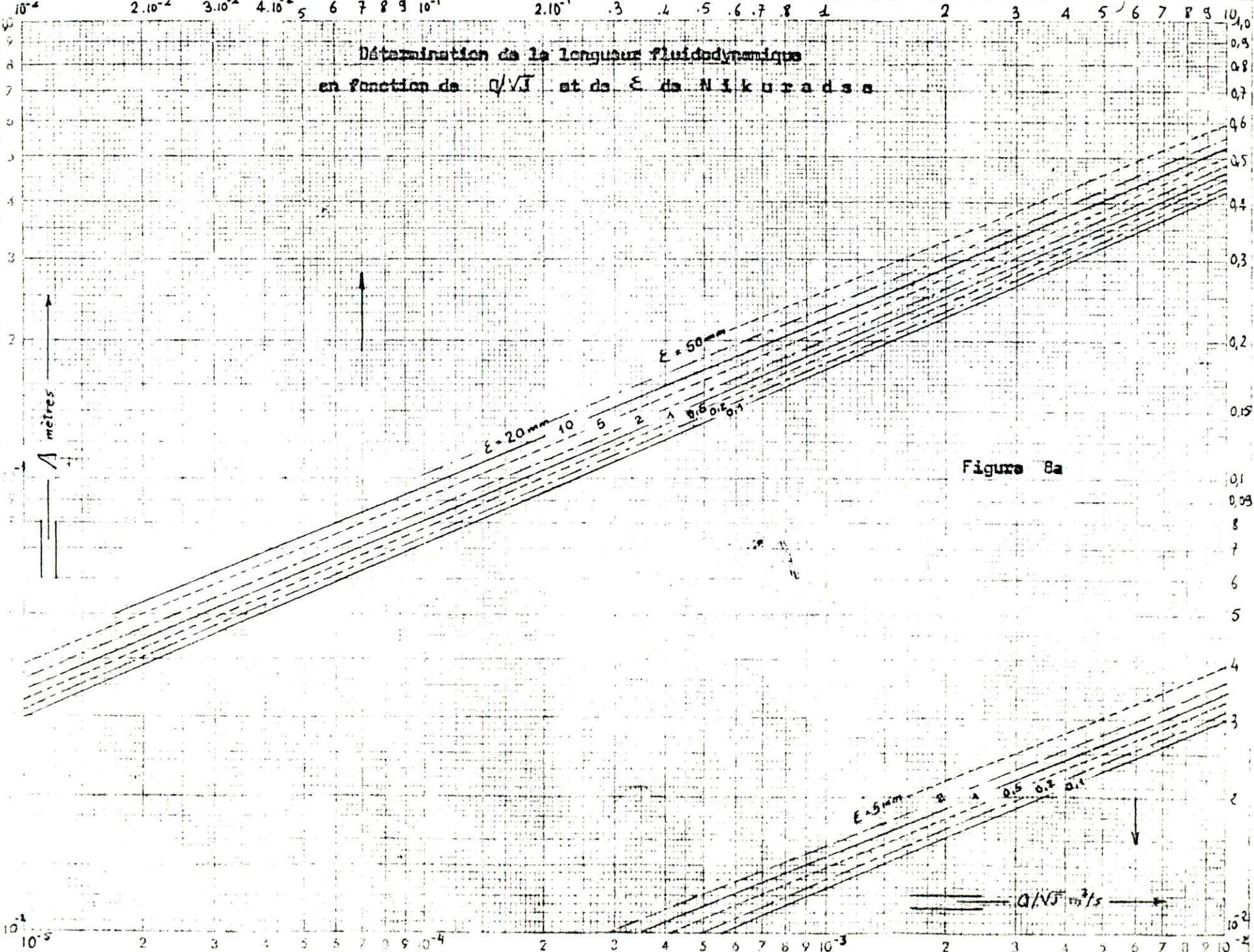


Figure 8a

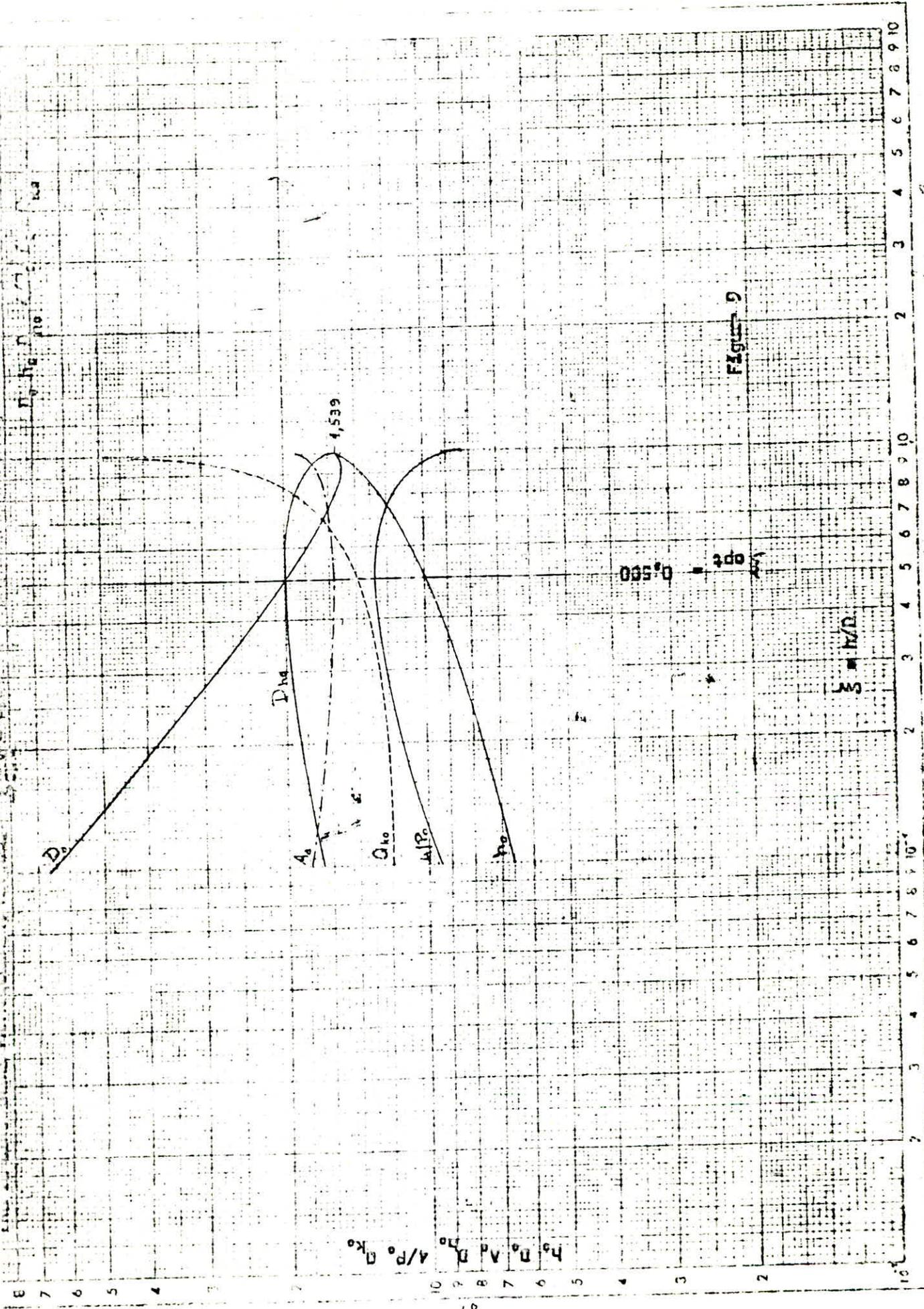
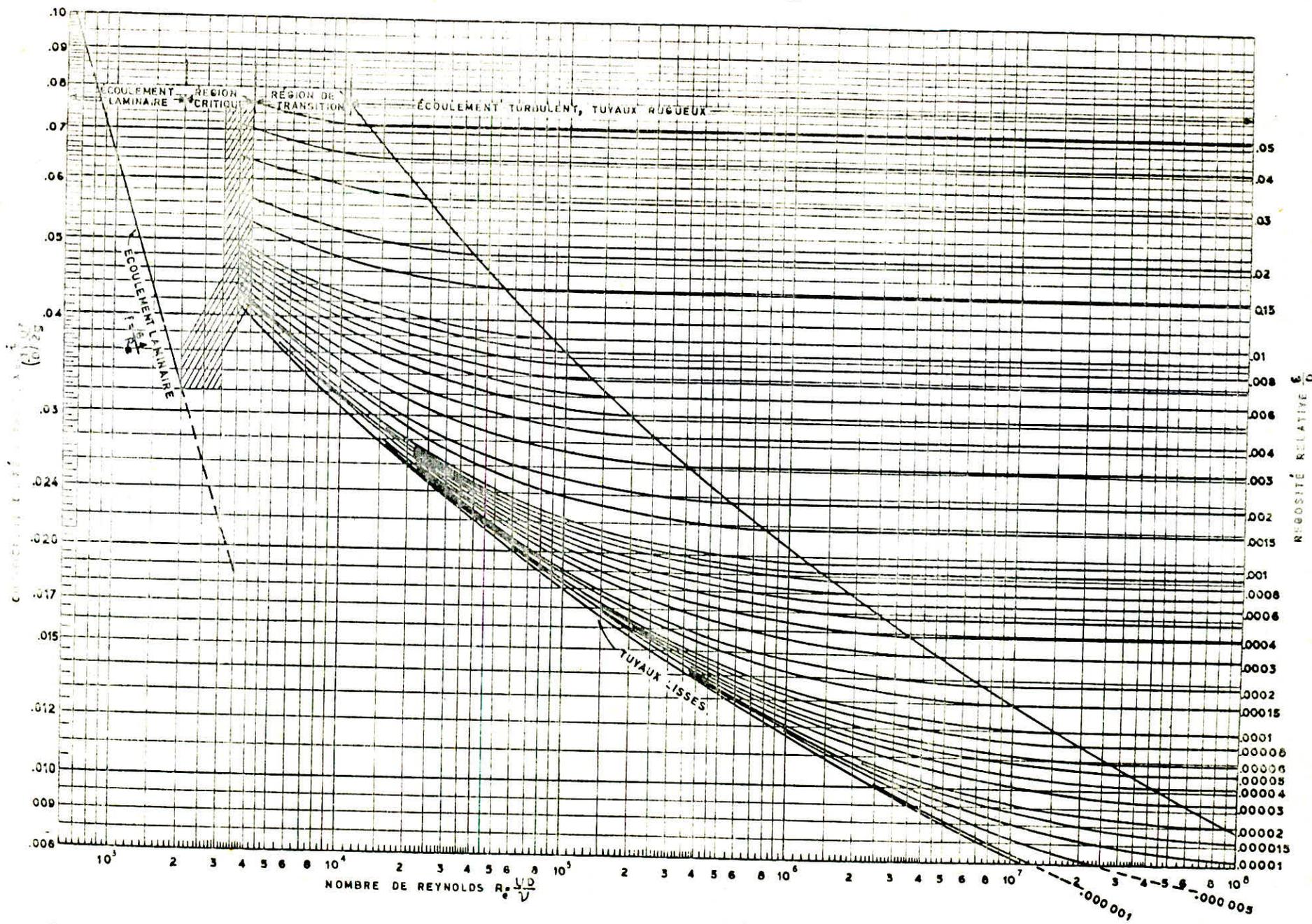


Figure 9

Pour déterminer  $\lambda_e$ , voir l'abaque 43 et 45; pour déterminer  $\frac{\epsilon}{D}$ , voir la table 41 et l'abaque 42.

-15-



Exemple :  $R_e = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{\epsilon}{D} = 0,0002$ ;  $\lambda = 0,0164$



$$\xi / Dh = \frac{0,001}{0,45} = 0,0022$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 3,796 \cdot 10^5 \\ \xi = 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right\} \text{abaque de Moody} \implies \text{régime transitoire}$$

donc nous devons corriger la valeur de  $J_r$ .

$$J/J_r = \lambda_j^{5,3}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_e = 3,796 \cdot 10^5 \\ \xi / Dh = 0,0022 \end{array} \right\} \text{abaque 17 c} \implies \lambda_j^{5,3} = 1,01$$

$$\text{donc } J = \lambda_j^{5,3} \cdot J_r = (1,01)^{5,3} \cdot 0,001974 = 0,001994$$

Vérification par la méthode classique :

$$J = \frac{\rho \cdot v^2}{2g \cdot Dh}$$

En régime turbulent rugueux le coefficient de frottement est donné par la relation de NIKURADZE.

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln \xi / Dh)^{-2}$$

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \xi / 3,7 Dh + 2,51 / R_e \sqrt{f} \right) \right]^{-2}$$

Pour calculer  $f_c$ , on prend en première approximation  $f_n$

$$f_n = (1,14 - 0,86 \ln 0,001 / 0,45)^{-2} = 0,024602635$$

$f_c$  est obtenu par itération

$$f_c = 0,025027932$$

$$\text{donc } j = \frac{0,025027932 (0,84)^2}{2,9,8 \cdot 0,45} = 0,0020022346 \text{ c'est conforme}$$

d'où la p.d.c. dans la conduite maîtresse sera

$$H_{we} = J \cdot l = 0,0020022346 \cdot 280 = 0,561 \text{ m}$$

en introduisant les p.d.c. singulières ( $\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L$ )

$$\Delta H_t = 1,15 \quad \Delta H_L = 1,15 \cdot 0,561 = 0,645 \text{ m}$$

donc la côte finale du radier du réservoir sera :

$$119 + 0,645 = 119,645 \text{ soit } 120 \text{ m}$$

La hauteur de l'eau dans le réservoir est de 6 m, une distance de 0,5 m sépare le trop-plein de la conduite de refoulement, donc l'altitude jusqu'à laquelle la pompe doit refouler sera :

$$120 + 6 + 0,5 = 126,5 \text{ m.}$$

#### 4.8.- Equipements du réservoir

##### 4.8.1.- Adduction

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, arrivée noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium.

Néanmoins cette solution présente un inconvénient qui est celui du vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction.

On prévoit donc, à cet effet un clapet anti-retour.

##### 4.8.2.- Distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,2 m au dessus du radier du réservoir pour éviter l'introduction des

boues et des sables dans la conduite de distribution qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

La conduite qui part du réservoir sera muni d'une vanne papillon à fermeture automatique pour isoler le réservoir afin d'éviter les inondations.

#### 4.8.3.- Trop-plein

Cette conduite est appelée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir.

La section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance (h) au dessous du niveau maximum susceptible d'être atteint dans la cuve du réservoir.

Elle est munie au départ d'un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon (R) formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit (Q), sous une hauteur (h).

Dans ce cas le débit évacué sera donné par la relation de LENCASTRE.

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

$\mu$  : coefficient de débit

R : rayon à l'entrée du cône

h : hauteur de la lame déversante

h/R	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
$\mu$	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

Comme la valeur de  $\mu$  est très proche pour différentes valeurs de  $h/R$  on prend alors :

$$Q = 1,15 \cdot R \cdot h^{3/4}$$

La conduite de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Pour éviter toute pollution ou introduction d'animaux dans le réservoir, on aménage un siphon trop-plein qui pourra maintenir constamment une partie de cette canalisation pleine.

#### 4.8.4.- Vidange

Le vidange est indispensable pour l'entretien du réservoir à savoir : nettoyage, réparation etc...

Pour cela on prévoit une conduite de vidange par le point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, elle comporte un robinet vanne.

#### 4.8.5.- Matérialisation de la réserve d'incendie

La surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assuré par le personnel à demeure ce qui est pour la plus part des cas pour les installations moyennement automatisées; on a adopté un dispositif spécial (EVENT) pour éviter dans le cas d'un soutirage intensif, l'utilisation de cette réserve pour la distribution normale. (Schémas voir planche n° 1).

Réseau de distribution

5.1.- Conception du réseau

Le réseau de distribution de la Z. H. U. N. sera du type maillé suivant les entre-croisements des routes, le réseau comportera sept (7) mailles.

5.2.- Détermination du débit de soutirage

En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Ce contour représente la surface desservie par le noeud, connaissant la superficie de chaque noeud et la dotation spécifique, on détermine le débit soutiré par chaque noeud.

5.3. Détermination de la densité

$$d = N/S = 378 \text{ hab/ha}$$

N : population totale

S : surface totale des mailles

5.4. Détermination du débit spécifique

$$q = Q_j^{\text{moy}} / N = \frac{5944,75}{23251} = 0,25568 \text{ m}^3/\text{J/hab} = 255,68 \text{ l/J/hab}$$

5.5) Tableau du calcul des débits soutirés

n° noeuds	n° mailles	surface desservie (ha)	consommation spécifique l/j/hab	densité (hab/ha)	population dans la zone (hab)	consommation par noeud (m <sup>3</sup> /j)	coefficient de pointe (K <sub>p</sub> )	débits soutirés (l/s)
1	I	1,01	255,68	378	382	97,66	1,95	2,21
2	I	0,90	---	---	340	86,93	---	1,95
3	I	1,56	---	---	590	108,83	---	9,23
	II	2,67	---	---	1009			
4	I	1,71	---	---	646	708,22	---	16,00
	II	3,49	---	---	1319			
	VII	2,13	---	---	805			
5	II	4,15	---	---	1569	577,06	---	13,03
	IV	1,82	---	---	688			
6	II	4,95	---	---	1871	1225,42	---	27,62
	III	3,09	---	---	1168			
	IV	1,86	---	---	703			
	VII	2,76	---	---	1043			
7	III	2,05	---	---	775	198,14	---	4,46
8	III	3,01	---	---	1138	644,82	---	14,56
	IV	3,66	---	---	1384			
9	IV	3,50	---	---	1248	466,61	---	10,53
	V	1,53	---	---	577			
10	V	1,01	---	---	382	695,96	---	15,70
	IV	1,74	---	---	658			
	VI	1,92	---	---	726			
	VII	2,53	---	---	956			
11	V	1,25	---	---	473	251,53	---	5,67
	VI	1,35	---	---	510			
12	VI	1,54	---	---	582	148,81	---	3,35
13	VI	1,68	---	---	635	436,96	---	9,80
	VII	2,84	---	---	1074			
<b>TOTAL</b>					<b>232 51</b>	<b>5944,75</b>		<b>134,17</b>

La population probable dans la zone desservie par le noeud est :

$$N_i = S_i \cdot d$$

$S_i$  : surface de la zone du noeud

Le débit soutiré par le noeud sera :

$$Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p$$

$K_p$  : coefficient de pointe

#### 5.6.- Calcul du réseau de distribution

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximations successives selon la méthode de HARDY CROSS qui repose sur deux lois.

- Première loi : loi de KIRSHOFF

La somme des débits arrivants à un noeud doit être égale à la somme des débits qui en sortent.

- Deuxième loi : loi des mailles

Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

#### 5.7.- Principe de la méthode d'HARDY-CROSS

Consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé découlement de manière à satisfaire la première loi.

Et on calcule les pertes de charges dans chaque tronçon de la maille.

On calcule les pertes de charge par la formule de DARCY-WEILSBACK

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$
$$\Delta H_l = J \cdot L G = \frac{f V^2}{2g D_h} \cdot L G$$

Les pertes de charge singulière ( $\Delta H_s$ ) sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires  $\Delta H_L$ .

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_L = 0,15 f \frac{v^2}{2g D_h} L_G$$

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s = \frac{f v^2}{2g D_h} \cdot L_G + 0,15 f \frac{v^2}{2g D_h} L_G = 1,15 f \frac{v^2}{2g D_h} L_G$$

En exprimant la vitesse en fonction du débit d'après l'équation de continuité.

$$Q = v.A. \implies v = Q/A = 4Q / \pi D^2 \implies v^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4}$$

$$\text{donc } \Delta H_t = 1,15 f \frac{8 Q^2}{g \pi^2 D^5} L_G$$

$$\text{posons } L_e = L_g \cdot 1,15$$

$$\Delta H_t = 8 L_e \frac{f Q^2}{g \pi^2 D^5} = r Q^2$$

d'où  $r$  : résistance de la conduite

$f$  : coefficient de frottement évalué par la formule de COOLBROOK avec  $\xi = 4 \cdot 10^{-4} m$

Alors la deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^2 = 0$$

Si elle n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

## Détermination du débit correctif

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

$\Delta Q$  - débit correctif

$Q_0$  - débit supposé

$Q_1$  - débit corrigé

$$\sum \Delta H_T = \sum r Q_1^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q_1)^2 = 0$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_1)^2 = \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_1 + \Delta Q_1^2) = 0$$

Comme  $Q_1$  est petit donc  $\Delta Q_1^2 \approx 0$

Donc :

$$\sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_1) = 0 \implies \sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \Delta Q_1$$

$$\text{d'où } \Delta Q_1 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum |r Q_0|}$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportés aux débits sont de deux types.

- Correction propre à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q$
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$  pour avoir le débit  $Q_{i+1}$

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q < 0,4$  l/s et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieure à 0,5 m.

Le calcul est fait sur TI 66 voir planche N° 2.

Le plan du réseau de distribution voir planche N° 3.

5.8.- Programme de calcul du réseau maillé sur TI 66

LRN LBL A  $2^{\text{nd}}$  StF 08 RCL 03 : RCL 00 =  $2^{\text{nd}}$  Log X 2 + / -  
 + 1,14 =  $x^2$  1/x STO 05 LbL = 2,51 x RCL00 x  $2^{\text{nd}}$   $\pi$  x RCL 04 : 4  
 : RCL01  $2^{\text{nd}}$ /x/ : RCL 05  $\sqrt{x}$  + RCL 03 : 3,7 : RCL 00 =  $2^{\text{nd}}$  log  
 x 2 +/- =  $x^2$  1/x $^2$  1/x STO 06 - RCL 05 =  $2^{\text{nd}}$ /x/inv  $2^{\text{nd}}$ x > t x $^2$ RCL 06  
 STO 05 GTO = LbL x $^2$ RCL 06 x 8 x RCL 01 x $^2$  :  $2^{\text{nd}}$   $\pi$  x $^2$  : 9,8  
 : RCL 00  $y^{x5}$  = AST 07 R/S x RCL 02 = STO 08 SUMO 9 R/S :  
 RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S LbL BRCL 09 R/S : RCL 11 R/S  
 : 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11 +/- SUM RCL 12 R/S LRN

Introductions

Résultats

$D_i$  ( m ) ==> STO 00

A ==>  $J_i$

$Q_i$  ( $m^3/s$ ) ==> STO 01

R/s==>  $\Delta H_i$

$L_i$  ( m ) ==> STO 02

R/s==>  $\Delta H_i / Q_i$

$S_i$  ( m ) ==> STO 03

répéter la même chose pour

$V$  ( $m^2/s$ )==> STO 04

tous les "n" tronçons de la  
maille

précision x t 0,0001

puis appuyer sur

B ==>  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$

R/s==>  $\sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

R/s ==>  $\Delta Q_i = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum |\Delta H_i / Q_i|}$

Remarque

Si  $Q_i < 0$  l'introduire avec le signe (-) ==> STO 01

et introduire  $L_i$  avec le signe (-) ==> STO 02

on aura  $\Delta H_i < 0$  et  $\Delta H_i / Q_i > 0$

ne jamais utiliser la touche CLR

5.10) Tableau du calcul des pressions au sol

° mai e	trons	altitudes (m)		p.d.c "AH" (m)	côtes piézométrique		pression au sol (m)	vitesses m/s
		amonts	avales		amonts	avales		
I	R-1	120,00	94,20	0,64	120,00	199,33	25,13	0,84
	1-2	94,20	84,80	0,44	119,33	118,91	34,11	0,86
	2-3	84,80	78,00	0,80	118,91	118,11	40,11	0,82
	3-4	78,00	80,40	0,45	118,11	118,55	38,15	0,43
	4-1	80,40	94,20	0,80	118,55	119,35	25,15	0,93
I	4-3	80,40	78,00	0,45	118,55	118,11	40,11	0,43
	3-5	78,00	65,10	0,70	118,11	117,41	52,31	0,63
	5-6	65,10	70,90	1,65	117,41	115,76	44,86	0,68
	6-4	70,90	80,40	2,84	115,76	118,60	38,20	0,97
II	6-5	70,90	65,10	1,65	115,76	117,41	52,31	0,68
	5-7	65,10	61,05	0,36	117,41	117,05	56,00	0,58
	7-8	61,05	59,50	5,77	117,05	111,28	51,78	0,74
	8-6	59,50	70,90	4,51	111,28	115,80	44,90	0,79
IV	6-8	70,90	59,50	4,51	115,80	111,28	51,78	0,79
	8-9	59,50	84,20	3,07	111,28	114,35	30,15	0,61
	9-10	84,20	79,30	0,80	114,35	115,15	35,85	0,52
	10-6	79,30	70,90	0,80	115,15	115,94	45,04	0,65
V	10-9	79,30	84,20	0,80	115,15	114,35	30,15	0,52
	9-11	84,20	86,70	0,47	114,35	114,82	28,12	0,35
	11-10	86,70	79,30	0,33	114,82	115,15	35,85	0,40
VI	10-11	79,30	86,70	0,33	115,15	114,82	28,12	0,40
	11-12	86,70	85,10	1,77	114,82	116,59	31,49	0,60
	12-13	85,10	82,00	0,40	116,59	116,99	34,99	0,45
	13-10	82,00	79,30	1,80	116,99	115,19	35,89	0,66
VII	10-13	79,30	82,00	1,80	115,19	116,99	34,99	0,66
	13-4	82,00	80,40	1,83	116,99	118,81	38,41	0,94
	4-6	80,40	70,90	2,84	118,81	115,97	45,07	0,97
	6-10	70,90	79,30	0,79	115,97	115,18	35,88	0,65

## 5.9.- Calcul des pressions au sol

La valeur maximale des pressions doit être inférieure à 60 m et supérieure à 10 m au dessus du sol.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent diminuée des pertes de charge (en valeur absolue) occasionnées le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré tout en respectant le sens d'écoulement.

$$P_s = C_p - C_t$$

$P_s$  : pression au sol

$C_p$  : cote piézométrique

$C_t$  : cote du terrain

## 5.10.- Equipements du réseau de distribution

### 5.10.1.- Nature des canalisations

Le réseau sera constitué de tuyaux en P.V.C. de diamètres compris entre 80 à 350 mm, ils peuvent supporter une pression atteignant 16 bars.

### 5.10.2.- Appareils et accessoires

#### 5.10.2.1.- Robinets - Vannes

Permettent l'isolement des divers tronçons du réseau afin de pouvoir effectuer d'éventuelles réparations. Ils seront disposés à chaque noeud.

Ils permettent aussi de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

#### 5.10.2.2.- Ventouses

La présence d'air dans les conduites peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois des détériorations des canalisations.

Pour y remédier à ce type de problème nous prévoyons des ventouses aux points hauts du réseau en vue d'évacuer l'air contenu dans les conduites comme elles permettent l'admission de l'air dans la conduite lors du vidange.

#### 5.10.2.3.- Bouches d'incendie

Seront installées sur des canalisations capables de fournir un débit minimal de 17/l/s sur une pression de 0,6 bars minimum. Elles se trouvent en bordures des trottoirs espacées de 400 m.

#### 5.10.2.4.- Bouches de lavage

Sont utilisées pour le lavage des caniveaux et des rues.

#### 5.10.2.5.- Bouches d'arrosage

Sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts, pour permettre l'entretien des plantes.

#### 5.10.2.6.- Robinets de décharge

Sont placés au niveau des points les plus bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.

- Pour les raccords divers on a utilisé :

5.10.2.7.- Cônes de réduction pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.

5.10.2.8.- Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

5.10.2.9.- Les coudes pour permettre le changement de direction.

## CHAPITRE VI

### Adduction

#### Introduction

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

#### 6.1. Choix du tracé

Le choix du tracé a été effectué en respectant, dans la mesure du possible les conditions suivantes :

a)- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible avec un rampe toujours dans le même sens vers le réservoir de stockage.

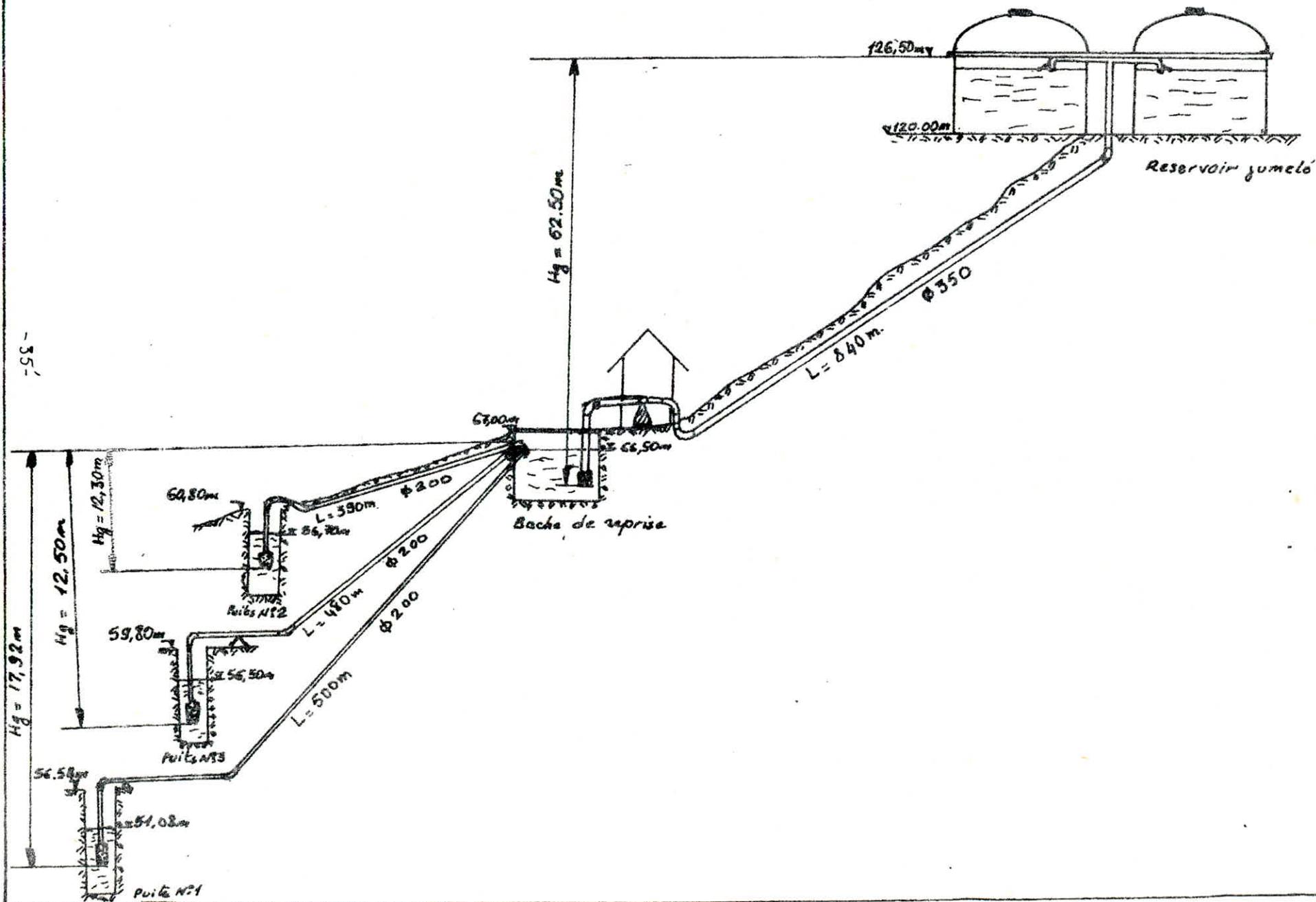
b)- Eviter les contres-pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des contournements d'air plus ou moins difficile à évacuer, ces derniers peuvent créer en ces points des cavitations entraînant la repture de la veine liquide pouvant provoquer des désordres graves. (vibrations, déssellement des joints) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite.

c)- le tracé doit suivre si possible, l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.

d)- Les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.

- Le tracé a été étudié sur une carte topographique d'échelle 1/2000.

# SCHEMA D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT



## 6.2.- Choix du type de conduites

Le choix entre les différents types des conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir, le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture, et le transport à pied-d'oeuvre, dans notre étude nous avons choisi des conduites en Acier, vu les avantages qu'elles présentent.

a)- Les conduites en acier résistent à des pressions importante supérieur à 20 bars.

b)- Par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.

c)- très économiques et disponible sur le marché national.

## 6.3.- Bache de reprise

Vu la disposition des trois puits sur les côtes respectivement  $P_1$  (56,58) ;  $P_2$  (60,80) ;  $P_3$  (59,80).

On envisage une bache de reprise reliant les trois puits à 500 m de  $P_1$  , 390 m de  $P_2$  et 480 m de  $P_3$ .

Cette dernière est considérée comme un réservoir recevant l'eau exhaussée des trois puits et servira comme reprise pour la station de pompage principale.

## 6.4.- Dimensionnement de la bache de reprise

Notre bache sera dimensionnée avec la différence de volume absolue entre le volume d'apport cumulé et le volume de refoulement cumulé pendant 24 heures.

- Le débit de pompage disponible est celui des trois puits

$$Q_p = 20 + 25 + 45 = 90 \text{ l/s} = 324 \text{ m}^3/\text{h} = 7776 \text{ m}^3/\text{j}.$$

- Le débit de refoulement vers le réservoir est le débit de consommation maximal journalier.

$$Q_{app} = Q_r = 322,02 \text{ m}^3/\text{h} = 7728,48 \text{ m}^3/\text{j}.$$

- La différence est de :

$$7776 - 7728,48 = 47,52 \text{ m}^3$$

et pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de  $100 \text{ m}^3$ .

La hauteur de la tranche d'eau dans la bache  $H = 4 \text{ m}$ .

On envisage une bache de forme carré.

$$V = S \cdot H = a \times a \times H$$

a : coté du carré

$$a : \left( \frac{V}{H} \right)^{1/2} = \left( \frac{100}{4} \right)^{0,5} = 5 \text{ m}$$

La bache comportera une conduite de trop-plein et une conduite de vidange.

Nous prévoyons une lame d'air d'épaisseur  $0,5 \text{ m}$ .

$$H_t = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m}.$$

#### 6.5.- Détermination des hauteurs géométriques

a)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre la bache de reprise et le réservoir d'accumulation.

- côte du trop-plein du réservoir  $C_{TP} = 126 + 0,5 = 126,5 \text{ m}$

- Côté du niveau maximum de la bache  $C_{Nmax} = 66,5$  m.

$H_o$  : Hauteur de refoulement =  $C_{TP} - C_{Nmax} = 126,5 - 66,5 = 60$  m.

Hasp: Hauteur d'aspiration dans la bache = 2,5 m.

$$H_g = H_o + Hasp = 60 + 2,5 = 62,5 \text{ m.}$$

b)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le puits  $P_1$  et la bache de reprise.

Côte du trop-plein de la bache de reprise

$$66,5 + 0,5 = 67 \text{ m.}$$

Niveau dynamique du puits  $P_1 = 51,08$  m

$$H_o = 67 - 51,08 = 15,92 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration  $Hasp = 2,0$  m

$$H_g = 15,92 + 2 = 17,92 \text{ m.}$$

c)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le puits  $P_2$  et la bache de reprise.

Niveau dynamique du Puits  $P_2 = 56,70$  m.

$$H_o = 67 - 56,70 = 10,3 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration  $H_{asp} = 2,0$  m.

$$H_g = 10,3 + 2 = 12,3 \text{ m.}$$

d)- Détermination de la hauteur géométrique de refoulement entre le puits  $P_3$  et la bache de reprise.

Niveau dynamique du Puits  $P_3 = 56,50$  m.

$$H_o = 67 - 56,50 = 10,50 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration  $H_{asp} = 2,0$  m.

$$H_g = 10,5 + 2 = 12,50 \text{ m.}$$

## 6.6.- Etude technico-économique des diamètres de refoulement

Pour élever un débit  $Q$  à une hauteur géométrique  $H_g$ . On peut choisir différents diamètres, si on adopte un grand diamètre, les frais d'investissement seront élevés par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles. Mais si on prend un diamètre plus faible, le contraire sera observé, il est donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir les dépenses totales minimales.

### 6.6.1.- Méthode de calcul

On se fixe une vitesse d'écoulement raisonnable de 1 m/s, puis on détermine le diamètre correspondant on se référant à ce dernier on se donne une gamme de diamètres inférieurs et supérieurs à celui-ci.

### 6.6.2.- Pertes de charge totales

Les pertes de charge linéaires sont déterminées par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_l = \frac{f l v^2}{2g Dh}$$

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente ( $l_{ev}$ ) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit ( $Q$ ) de sorte que

$$\Delta H_s = \frac{f l_{ev}}{2g Dh}$$

La somme des deux types de pertes de charge nous donnera la perte de charge totale.

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \frac{f v^2 l_t}{2g Dh}$$

$$\text{où } l_t = l + l_{ev}$$

$l$  : longueur géométrique

$V$  : vitesse moyenne d'écoulement

$l_{ev}$  : longueur équivalente aux pertes de charge singulières

$D_h$  : Diamètre hydraulique

Nous avons estimé la longueur équivalente aux pertes de charge singulière à 15 % de la longueur géométrique. ( $l_t = 1,15 l$ ).

$f$ . coefficient de frottement dépend de la nature du régime d'écoulement qui lui, est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

Ayant ces deux derniers paramètres et au moyen de l'abaque de MODY on peut déterminer le régime d'écoulement :

- En régime turbulent rugueux

$$f_n = \left( 1.14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2} \quad \text{formule de Nikuradze}$$

- En régime de transition

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{\sqrt{f} R_e} \right) \right]^{-2} \quad \text{formule de Coolebrook}$$

En première approximation "f" est déterminé par la relation de NIKURADZE

$$R_e = \frac{V \cdot D_h}{\nu} \quad \text{nombre de Reynolds}$$

$\nu$  . viscosité cinématique de l'eau prise égale à  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à  $20^\circ$ .

$V$  . tiré de l'équation de continuité  $Q = V.A. = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} = \frac{4 Q}{\pi D^2}$

Les calculs sont faits à l'aide du programme sur TI 66.

-- Programme sur TI 66

LRN. LbL A 1,14 - 0,86 x (RcL 01 ÷ RcL 02) STO 07 lu x = x<sup>2</sup> 1/x

STO 05 STO 08 RcL 03 x RcL 02 ÷ RcL 00 = STO 06 R/S.

LbL (RcL 07 ÷ 3,7 + 2,51 ÷ RcL 06 ÷ RcL 08  $\sqrt{x}$ )

Lu x X 0,86 = x<sup>2</sup> 1/x STO 09 - RcL 08 = 2<sup>nd</sup> 1 x 1 inv 2<sup>nd</sup> x ≥ t

RcL RcL 09 STO 08 GTO B LbL RcL RcL 09 x RcL 03 x<sup>2</sup> ÷ 19,6

÷ RcL 02 = STO 10 R/S.

LbL C RcL 10 x RcL 04 = STO 11 R/S

LbL D RcL 11 x 0,15 = STO 12 R/S

LbL E RcL 12 + RcL 11 = R/S

Introductions

Résultats

v (m<sup>2</sup>/s).....STO 00

A.....R<sub>e</sub>

ξ ( m ).....STO 01

B.....J

D ( m ) .....STO 02

C.....Δ H<sub>L</sub>

V ( m/s ).....STO 03

D.....Δ H<sub>S</sub>

L ( m ).....STO 04

E.....Δ H<sub>t</sub>

x t 0,000001

RcL 05..... f<sub>n</sub>

RcL 09..... f<sub>c</sub>

6.6.3.- Calcul de la hauteur manométrique total Hm<sub>t</sub>.

$$Hm_t = H_o + \Delta H_t + H_{asp} = H_g + \Delta H_t$$

H<sub>o</sub> : Hauteur de refoulement

Δ H<sub>t</sub> : Pertes de charge totales

H<sub>asp</sub>: Hauteur d'aspiration

H<sub>g</sub> : Hauteur géodesique totale d'élévation

#### 6.6.4.- Amortissement annuel

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation

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

i - taux d'annuité = 8 % (adapté en ALGERIE)

n - nombre d'année d'amortissement de la conduite n = 30 ans

on aura donc :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827 \text{ DA}$$

#### 6.6.5.- Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho g Q Hm_t}{\eta}$$

P : puissance en Kw

$\eta$  : rendement de la pompe

E : énergie consommée par la pompe

$$E = p. t. 365 \text{ en Kw / h}$$

t : nombre d'heure de pompage par jour

Le tarif de l'énergie d'après les statistiques de la SONEGAZ est caractérisé par les paramètres suivants:

$$e = a + c P_c + d P_a + e_h n_h$$

a : redevance fixe a = 28 DA / mois

c P<sub>c</sub> : puissance mise à la disposition c P<sub>c</sub> = 2,10 DA/Kwh/mois

d P<sub>a</sub> : puissance absorbée d P<sub>a</sub> = 9,80 DA/Kwh/mois

e<sub>h</sub> : coefficient de pondération

Heures de pointes  $17^H - 21^H$   $eh_1 = 0,4735 \text{ DA/Kw h.}$

Heures pleines  $16^H - 17^H$  ;  $21^H - 22^H 30$   $eh_2 = 0,0981 \text{ DA/Kw h.}$

Heures creuses  $22^H 30 - 6^H$   $eh_3 = 0,0248 \text{ DA / Kw h.}$

Etant donné qu'on a un refoulement de  $24^H/24^H$

$$e_h = \frac{0,4735 \times 4}{24} + \frac{0,0981 \times 12,5}{24} + \frac{0,0248 \times 7,5}{24} = 0,1378 \text{ DA/Kw h.}$$

$$e = \frac{28}{24 \times 30} + \frac{2,10}{24 \times 30} + \frac{9,80}{24 \times 30} + 0,1378 = 0,19 \text{ DA / Kwh.}$$

TABLEAU DE CALCUL DES HAUTEURS MANOMETRIQUES  
(PUITS N°1 - BACHE DE REPRISE)

$$Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 500 \text{ m}$$

$$H_g = 17,92 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m}$$

D(mm)	V(m/s)	$Re \cdot 10^5$	f	J(m/m)	$\Delta H_f$ (m)	H <sub>mt</sub> (m)
100	2,54	2,54	0,038906	0,128064	73,63	92,05
150	1,13	1,69	0,034332	0,014911	8,57	26,99
200	0,63	1,26	0,031736	0,003213	1,85	20,27
250	0,41	1,02	0,030057	0,001031	0,59	19,01

TABLEAU DE CALCUL DES HAUTEURS MANOMETRIQUES  
(PUITS N°2 - BACHE DE REPRISE)

$$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 390 \text{ m}$$

$$H_g = 12,30 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m}$$

D(mm)	V(m/s)	$Re \cdot 10^5$	f	J(m/m)	$\Delta H_f$ (m)	H <sub>mt</sub> (m)
100	3,18	3,18	0,038858	0,200481	89,91	102,71
150	1,41	2,11	0,034240	0,023154	10,38	23,18
200	0,79	1,58	0,031586	0,005029	2,25	15,05
250	0,51	1,27	0,029855	0,001585	0,71	13,51

TABLEAU DE CALCUL DES HAUTEURS MANOMETRIQUES

(PUITS N°3 - BACHE DE REPRISE)

$$Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 480 \text{ m}$$

$$H_g = 12,50 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0,5 \text{ m}$$

D(mm)	V(m/s)	$Re \cdot 10^5$	f	J(m/m)	$\Delta H_f$ (m)	$H_{mf}$ (m)
150	2,55	5,10	0,031169	0,051704	28,54	41,54
200	1,43	2,86	0,031318	0,016337	9,02	22,02
250	0,92	2,30	0,029477	0,005092	2,80	15,80
300	0,64	1,92	0,028160	0,001962	1,08	14,08
350	0,47	1,64	0,027180	0,000875	0,48	13,48

TABLEAU DE CALCUL DES HAUTEURS MANOMETRIQUES

(BACHE DE REPRISE - RESERVOIR)

$$Q = 0,089 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 840 \text{ m}$$

$$H_g = 62,50 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0,5 \text{ m}$$

D(mm)	V(m/s)	$Re \cdot 10^5$	f	J(m/m)	$\Delta H_f$ (m)	$H_{mf}$ (m)
250	1,82	4,55	0,029237	0,019764	19,09	82,09
300	1,26	3,78	0,027840	0,007517	7,26	70,26
350	0,92	3,22	0,026773	0,003303	3,19	66,19
400	0,71	2,84	0,025925	0,001667	1,61	64,61

PUITS N°1 BACHE DE REPRISE

FRAIS D'AMORTISSEMENT

D(mm)	L (m)	Prix unitaire(DA)	Prix total (DA)	annuité (DA)
100	500	147,31	73655	6542,55
150	500	184,93	92465	8213,39
200	500	229,59	114795	10196,89
250	500	267,22	133610	11868,17

FRAIS D'EXPLOITATION

$\eta = 70\%$

D(mm)	H <sub>m</sub> (m)	P (kw/h)	E (kw/an)	Prix de l'énergie(DA)
100	92,05	25,77	225745,2	42891,59
150	26,99	7,56	66225,6	12582,86
200	20,27	5,67	49669,2	9437,15
250	19,01	5,32	46603,2	8854,61

BILAN

D(mm)	100	150	200	250
amortissement (DA)	6542,55	8213,39	10196,89	11868,17
exploitation (DA)	42891,59	12582,86	9437,15	8854,61
TOTAL (DA)	49434,14	20796,25	19634,04	20722,78

D = 200 mm est le plus économique

## PUITS N°2 - BACHE DE REPRISE

### FRAIS D'AMORTISSEMENT

D(mm)	L(m)	prix unitaire (DA)	prix total (DA)	annuité (DA)
100	390	147,31	5 74 50,90	5 103,19
150	390	184,93	7 21 22,70	6 406,44
200	390	229,59	8 95 40,10	7 953,58
250	390	2 67,22	10 42 15,80	9 257,18

### FRAIS D'EXPLOITATION

$\eta = 70\%$

D(mm)	H <sub>mt</sub> (m)	P(kw/h)	E(kw/an)	prix de l'énergie(DA)
100	102,71	35,95	314 908,86	59 832,68
150	23,18	8,11	71 069,88	13 503,28
200	15,05	5,27	46 143,30	8 767,23
250	13,51	4,73	41 421,66	7 870,11

### BILAN

D(mm)	100	150	200	250
amortissement(DA)	5 103,19	6 406,44	7 953,58	9 257,18
exploitation (DA)	59 832,68	13 503,28	8 767,23	7 870,11
TOTAL (DA)	64 935,87	19 909,72	16 720,81	17 127,29

D=200mm est le plus économique

PUITS N°3 - BACHE DE REPRISE

FRAIS D'AMORTISSEMENT

D(mm)	L(m)	prix unitaire (DA)	prix total (DA)	annuité (DA)
150	480	184,93	88766,40	7884,85
200	480	229,59	110203,20	9789,02
250	480	267,22	128265,60	11393,45
300	480	333,07	159873,60	14201,09
350	480	437,60	210048,00	18657,93

FRAIS D'EXPLOITATION

$r = 70\%$

D(mm)	Hmt(m)	P(kw/h)	E (kw/an)	prix de l'énergie(DA)
150	41,54	8,74	229250,95	43557,68
200	22,02	9,95	74393,42	14134,75
250	15,80	8,87	87162,00	16560,78
300	14,08	8,49	77701,20	14763,23
350	13,48	26,17	74372,40	14130,76

BILAN

D(mm)	150	200	250	300	350
amortissement (DA)	7884,85	9789,02	11393,45	14201,09	18657,93
exploitation (DA)	43557,68	14134,75	<b>16560,78</b>	14763,23	14130,76
TOTAL (DA)	51442,53	<b>23923,77</b>	27954,23	28964,32	32788,69

D= 200 est le plus économique

## BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

### FRAIS D'AMORTISSEMENT

D(mm)	L(m)	prix unitaire (DA)	prix total (DA)	annuité (DA)
250	840	267,22	22 4464,80	19938,53
300	840	333,07	279778,80	24851,91
350	840	437,60	367584,00	32 651,38
400	840	500,40	420336,00	37337,18

### FRAIS D'EXPLOITATION

$\eta = 70\%$

D(mm)	H <sub>mf</sub> (m)	P(kw/h)	E(kw/an)	prix de l'énergie(DA)
250	82,09	102,79	900438,77	171083,37
300	70,26	87,98	770676,43	14 6428,52
350	66,19	82,88	72 6032,92	137946,25
400	64,61	80,90	708702,02	134653,38

### BILAN

D(mm)	250	300	350	400
amortissement (DA)	19938,53	24 851,91	32651,38	37337,18
exploitation (DA)	171083,37	14 6428,52	137946,25	134653,38
TOTAL (DA)	1910 21,90	1712 80,43	170597,63	171990,56

D = 350mm est le plus économique

Etude et choix des pompes

Les hauteurs manométriques des débits à assurer sont reprotées sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable en égard aux conditions de cavitation.

Un intérêt est porté sur le choix d'une machine susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal, conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

7.1.- Choix de la pompe pour le puits N° 1

$$q = 20 \text{ l/s} = 72 \text{ m}^3/\text{h} = 1200 \text{ l/min.}$$

$$h_{mt} = 20,27 \text{ m}$$

Notre puits sera équipé d'un groupe électropompe immergé multicellulaire à axe vertical, car elles sont :

- très fiables
- entretien facile
- facilité d'installation
- rendement élevé
- abri simple (directement plongées dans les puits)

on a prévu une pompe identique de secours du catalogue ATURIA

- Type de pompe : ATURIA

Diamètre de la roue initiale  $\phi$  175 mm

Rendement.....  $\eta$  = 73 %

Nombre de tours..... N = 2900 tr/min

Puissance absorbée par la pompe : 6 KW

PUITS N°1 - BACHE DE REPRISE

$\varnothing = 0,200 \text{ m}$   
 $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$L = 500 \text{ m}$   
 $H_{mt} = 20,27 \text{ m}$

$Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $\varepsilon = 10^{-3} \text{ m}$

$Q(\text{m}^3/\text{h})$	$V(\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^5$	F	J (m/m)	$\Delta h_f(\text{m})$	$\Delta h_s(\text{m})$	$\Delta h_l(\text{m})$	$H_{mt}(\text{m})$
23,76	0,21	0,42	0,033120	0,000373	0,18	0,03	0,21	18,62
30,00	0,26	0,53	0,032706	0,000586	0,28	0,04	0,32	18,74
36,00	0,30	0,64	0,032496	0,000847	0,41	0,06	0,47	18,88
41,97	0,37	0,74	0,032237	0,001132	0,54	0,08	0,62	19,04
47,88	0,42	0,85	0,032090	0,001465	0,70	0,10	0,80	19,23
54,00	0,48	0,95	0,031970	0,001855	0,89	0,13	1,02	19,44
59,76	0,53	1,06	0,031877	0,002267	1,09	0,16	1,25	19,67
65,99	0,58	1,17	0,031795	0,002757	1,32	0,20	1,52	19,94
72,00	0,63	1,26	0,031736	0,003213	1,61	0,24	1,85	20,27
80,00	0,71	1,41	0,031656	0,004036	1,94	0,29	2,23	20,65
100,00	0,88	1,77	0,031523	0,006284	3,02	0,45	3,47	21,88
150,00	1,33	2,65	0,031344	0,014059	6,75	1,01	7,76	26,18

(PUITS N°1 - BACHE DE REPRISE)

$C_1$ : Caractéristique de la pompe

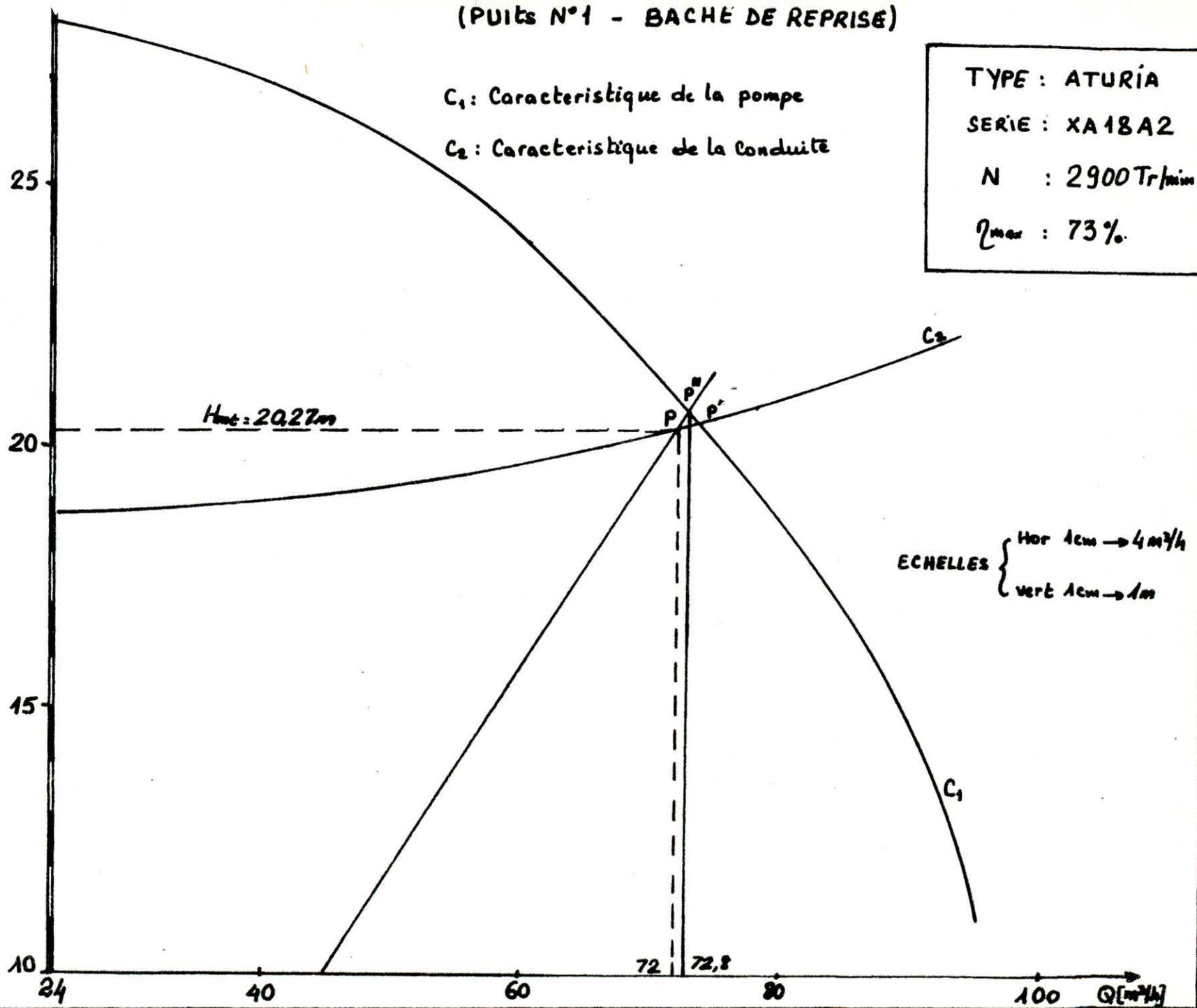
$C_2$ : Caractéristique de la conduite

TYPE : ATURIA

SERIE : XA18A2

N : 2900 Tr/min

$\eta_{max}$  : 73%



Le point de fonctionnement P' donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point de fonctionnement désiré P.

Nous étudierons donc les différents moyens de rapprochement de ces points.

- Première solution

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

$$P'' - P = 20,65 - 20,27 = 0,38 \text{ m}$$

La puissance de pompage sera dans ce cas :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,02 \cdot 20,65}{0,73} = 5,55 \text{ KW}$$

- Deuxième solution

Réduire le temps de pompage pour cette solution le débit donné par le point de fonctionnement P' ne peut être satisfait par le débit du puits.

- Troisième solution

Rognage de la roue initiale :

Il est à noter que le rognage n'est possible que s'il reste inférieur à 20 %.

Pour notre cas le débit à refouler  $q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s} = 72 \text{ m}^3/\text{h}$  à la hauteur manométrique  $H_{mt} = 20,27 \text{ m}$ .

La pompe choisie donne un débit de  $72,8 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Soit D le diamètre de la roue initiale. Le diamètre de la roue rognée sera "d" et devra notamment correspondre au débit désiré en posant  $d = mD$

m : coefficient de rognage

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

Ce qui signifie que si  $q$  et  $h$  sont les coordonnées du (2)  $Q$  et  $H$  doivent être les coordonnées d'un point situé sur la droite  $OP$  prolongée qui coupe la caractéristique de la pompe.

$Q(H)$  au point  $P''$ .

En effet, les triangles semblables  $OPq$  et  $OP''Q$ .

$$\text{donne bien } \frac{Q}{q} = \frac{H}{q} = \frac{1}{m^2}$$

$$\text{donc } m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{72}{72,8}} = 0,994$$

Le pourcentage du rognage sera donc de  $1 - 0,994 = 0,55 \%$

La nouvelle courbe  $Q(H)$  pourra facilement tracée par points puisque  $OP = m^2 \cdot OP''$

$$\text{Alors } d = m \cdot D = 0,994 \cdot 175 = 173,95 \text{ mm}$$

la puissance absorbée de la pompe sera

$$P = \frac{9,81 \times 0,02 \times 20,27}{0,72} = 5,53 \text{ KW}$$

Donc on optera pour la première solution qui est celle du vannage sur la conduite de refoulement.

7.2.- Choix de la pompe pour le puits N° 2

$$q = 25 \text{ l/s} = 90 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Hmt} = 15,05 \text{ m}$$

# 74) CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

## PUITS N°2 - BACHE DE REPRISE

$$\begin{aligned} \varnothing &= 0,200 \text{ m} \\ \nu &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= 390 \text{ m} \\ \text{Hmt} &= 15,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,025 \text{ m}^3/\text{s} \\ \varepsilon &= 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$

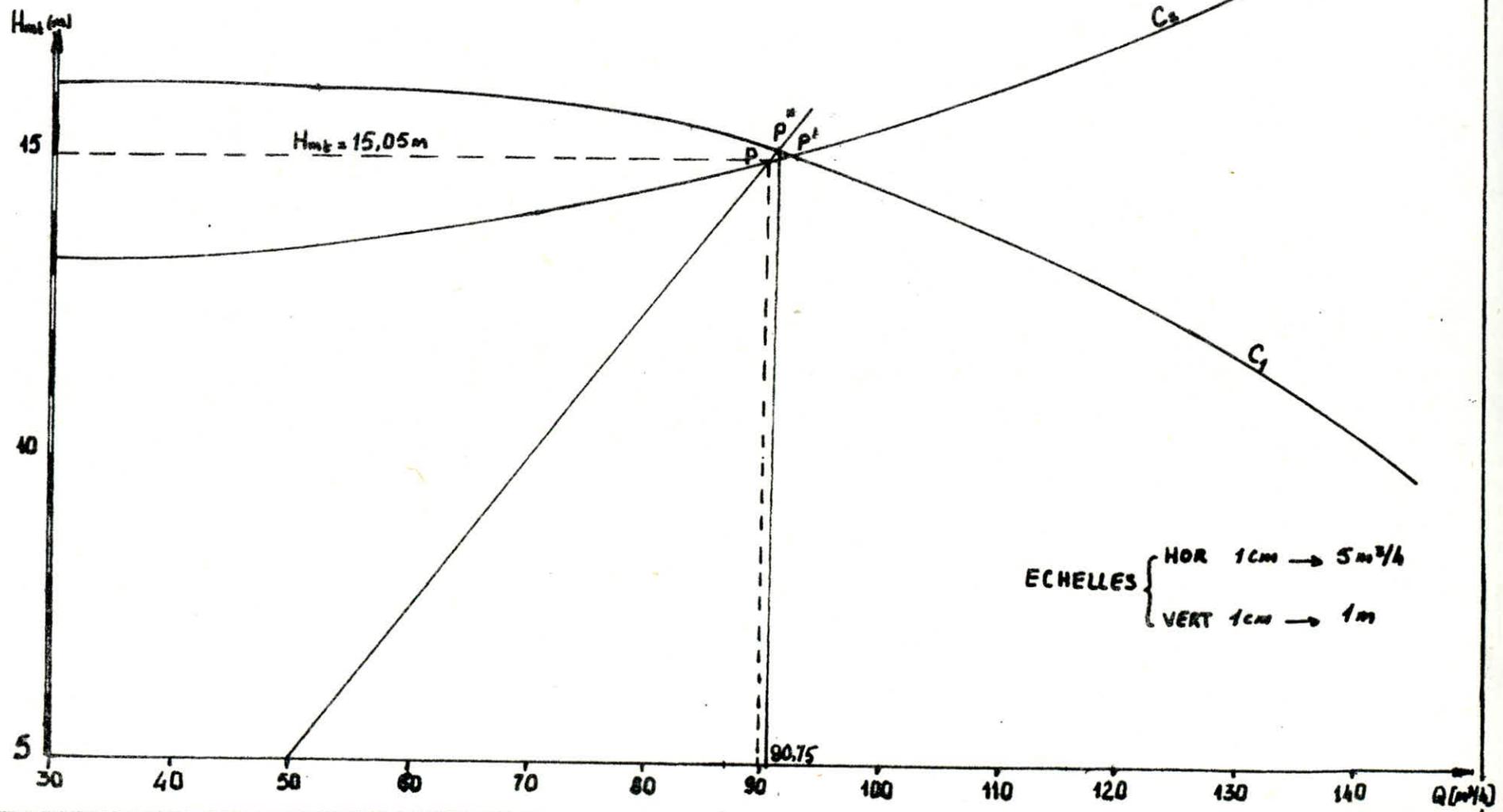
$Q(\text{m}^3/\text{h})$	$V(\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^5$	F	$J(\text{m}/\text{m})$	$\Delta h_f(\text{m})$	$\Delta h_s(\text{m})$	$\Delta h_T(\text{m})$	Hmt(m)
30,00	0,26	0,53	0,032713	0,001220	0,43	0,07	0,50	13,30
49,97	0,44	0,88	0,032040	0,0015970	0,63	0,09	0,72	13,52
69,98	0,62	1,24	0,031750	0,003093	1,21	0,18	1,39	14,19
130,00	1,15	2,30	0,031399	0,010575	4,48	0,62	5,10	17,90
145,00	1,28	2,56	0,031356	0,017187	5,93	0,77	6,70	19,50

# CHOIX DE POMPE

## (Puits N°2 - BACHE DE REPRISE)

TYPE : JEUMONT SCHNEIDER  
 SERIE : V6 101  
 N : 1750 tr/min  
 $\eta_{max}$  : 66%

$C_1$  : Caractéristique de la pompe.  
 $C_2$  : Caractéristique de la conduite.



-56-

Ce puits sera également équipé d'un groupe électro-pompe immergé monocellulaire à axe vertical.

Du catalogue JEUMONT SCHNEIDER

Type de la pompe : VG 101

Diamètre de la roue initiale  $\phi$  247 mm

Rendement.....  $\eta$  = 66 %

Nombre de tours..... N = 1750 Tr/min.

Puissance absorbée par la pome P = 6 KW

Le point de fonctionnement P' donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est légèrement décallé du point de fonctionnement.

Alors on accepte cette pompe sans aucune modification.

### 7.3.- Choix de la pompe pour le puits N° 3

$$q = 45 \text{ l/s} = 162 \text{ m}^3/\text{h} = 2700 \text{ l/s}$$

$$h_{mt} = 22,02 \text{ m}$$

de même que les deux autres, ce puits sera équipé d'un groupe électro-pompe immergé monocellulaire à axe vertical du catalogue ATURIA

Type de pompe : Aturia D 28 B 1 G

Diamètre de la roue initiale  $\phi$  125 mm

Rendement.....  $\eta$  = 75 %

Nombre de tours..... N = 2900 tr/min

Puissance absorbée par la pompe P = 16 KW

Le point de fonctionnement P' donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite coincide avec le point de fonctionnement désiré.

## 76) CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

## PUITS N°3 - BACHE DE REPRISE

$$\begin{aligned}\varnothing &= 0,200 \text{ m} \\ \nu &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}\end{aligned}$$

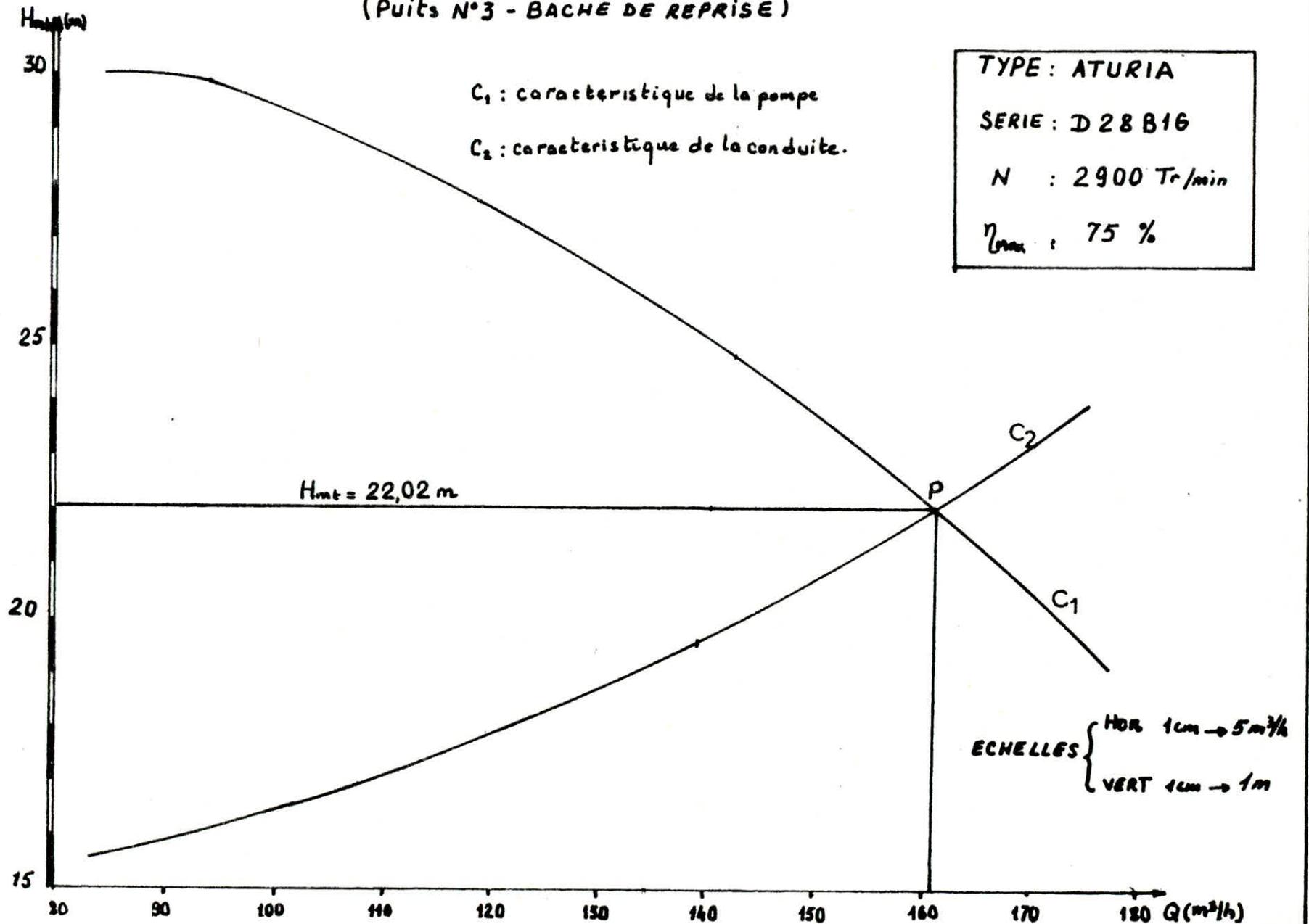
$$\begin{aligned}L &= 480 \text{ m} \\ H_{mt} &= 22,02 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q &= 0,045 \text{ m}^3/\text{s} \\ \varepsilon &= 10^{-3} \text{ m}\end{aligned}$$

Q (m <sup>3</sup> /h)	V (m/s)	Re · 10 <sup>5</sup>	F	J (m/m)	Δh <sub>f</sub> (m)	Δh <sub>s</sub> (m)	Δh <sub>T</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m)
83,88	0,74	1,49	0,031623	0,004453	2,14	0,32	2,46	15,46
90,00	0,79	1,59	0,031583	0,005092	2,44	0,37	2,81	15,81
96,12	0,84	1,68	0,031555	0,005679	2,73	0,41	3,14	16,14
102,00	0,90	1,80	0,031512	0,006590	3,14	0,47	3,61	16,61
108,00	0,95	1,91	0,031483	0,007325	3,52	0,53	4,05	17,05
114,00	1,00	2,02	0,031457	0,008153	3,91	0,59	4,50	17,50
120,00	1,06	2,12	0,031434	0,009010	4,32	0,65	4,97	17,97
132,00	1,17	2,33	0,031393	0,010907	5,23	0,78	6,01	19,01
138,00	1,22	2,44	0,031370	0,011913	5,72	0,86	6,58	19,58
150,00	1,33	2,65	0,031344	0,014059	6,75	1,01	7,76	20,76
156,00	1,38	2,76	0,031330	0,015199	7,29	1,09	8,38	21,38
167,76	1,46	2,93	0,031300	0,017119	8,22	1,23	9,45	22,45

# CHOIX DE POMPE

(Puits N°3 - BACHE DE REPRISE)



#### 7.4- Choix de la pompe - Bache de reprise - Réservoir

$$q = 0,089 \text{ m}^3/\text{s} = 320 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 66,19 \text{ m}$$

La bache de reprise sera équipé d'une pompe centrifuge à axe horizontale.

Du catalogue JEUMONT SCHNEIDER

Type de la pompe : MEN 100 - 250

Nombre de tours..... N = 2900 tr/min.

Diamètre de la roue initiale..... D = 269,5 mm

Puissance sur l'arbre..... P = 67 KW

Rendement.....  $\eta = 73 \%$

Le point de fonctionnement P' est décalé du fonctionnement désiré P. Nous envisageons les différentes solutions pour les approcher.

##### 1ère solution

Vannage sur la conduite de refoulement en créant

$\Delta H_s$  de :

$$P'' - P = 70 - 66,19 = 3,81 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,89,70}{0,73} = 83,72 \text{ Kw}$$

##### 2ème solution

Rognage de la roue initiale

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{320}{335}} = 0,977$$

## 7.8) CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

### BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

$$\begin{aligned} \varnothing &= 0,350 \text{ m} \\ \nu &= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= 840 \text{ m} \\ \text{Hmt} &= 66,19 \text{ m} \end{aligned}$$

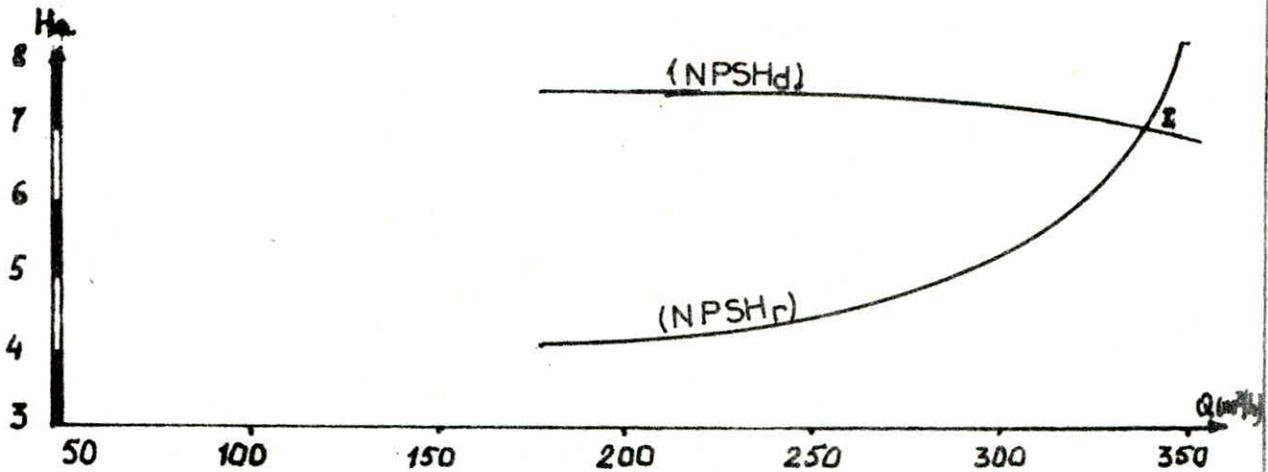
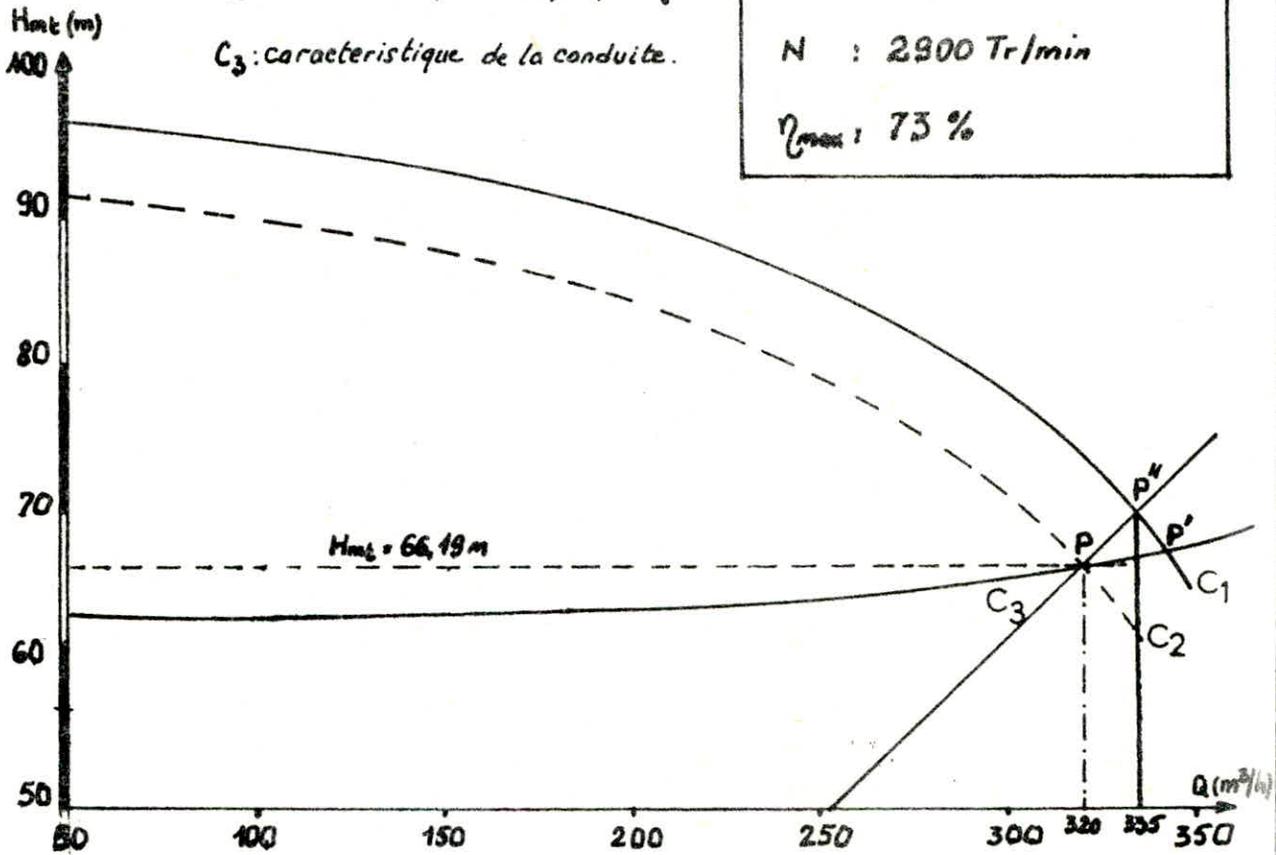
$$\begin{aligned} Q &= 0,089 \text{ m}^3/\text{s} \\ \varepsilon &= 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$

$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V(\text{m/s})$	$Re \cdot 10^5$	$F$	$J (\text{m/m})$	$\Delta h_f(\text{m})$	$\Delta h_s(\text{m})$	$\Delta h_p(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
50	0,14	0,49	0,028925	0,000083	0,07	0,01	0,08	63,08
100	0,29	1,01	0,027671	0,000339	0,28	0,04	0,32	63,32
150	0,43	1,50	0,027255	0,000735	0,62	0,09	0,71	63,71
200	0,57	1,99	0,027036	0,001280	1,07	0,16	1,23	64,23
250	0,72	2,52	0,026893	0,002032	1,71	0,26	1,97	64,97
300	0,87	3,04	0,026798	0,002957	2,48	0,37	2,85	65,85
350	1,01	3,53	0,026734	0,003975	3,34	0,50	3,84	66,84

## CHOIX DE POMPE (BACHE DE REPRISE - RESERVOIR)

$C_1$ : caractéristique de la pompe initiale  
 $C_2$ : caractéristique de la pompe rognée  
 $C_3$ : caractéristique de la conduite.

TYPE : JEUMONT-CHNEIDER  
 SERIE : MEN 100-250  
 N : 2900 Tr/min  
 $\eta_{max}$  : 73 %



ECHELLES :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Hor } 1\text{cm} \rightarrow 20\text{ m}^3/\text{h} \\ \text{Vert } 1\text{cm} \rightarrow 5\text{ m} \end{array} \right.$

Le pourcentage du rognage sera donc  $1 - 0,977 = 2,26 \%$

La puissance absorbée de la pompe sera :

$$P = \frac{9,81 \times 0,089 \times 66,19}{0,72} = 80,26 \text{ Kw}$$

Donc on optera au rognage de la roue initiale.

$$d = mD = 0,977 \cdot 269,5 = 263,30 \text{ mm}$$

d : diamètre de la roue rognée

#### 7.5.- Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue atteint pour ce point une valeur minimale correspondant à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée.

La production de "cavités" due à des poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs violents et de corrosions mécaniques.

Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation, pour éviter la cavitation, la condition suivante est à observer.

$$NPSHd > NPSHr$$

NPSHd - charge nette d'aspiration

$$NPSHd = \frac{P_0}{W} - (H_a + J_a + h_v)$$

$\frac{P_0}{W}$  : pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration

$H_a$  : hauteur d'aspiration  $H_a = 2,5 \text{ m}$

$J_a$  : perte de charge à l'aspiration estimée à  $0,5 \text{ m}$

$h_v$  : tension de vapeur

La courbe  $NPSH_r$  est une courbe expérimentale donnée par le constructeur.

Pour les altitudes inférieures à 100 m et pour une eau ne dépassant pas 20°C

$$\text{On peut poser } \frac{P_0}{W} - h_v = 10 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10 - (2,5 + 0,5) = 7 \text{ m}$$

Donc la cavitation n'apparaît pas car le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche du point d'intersection des courbes  $NPSH_r$  et  $NPSH_d$ .

Automatisation

Les conditions nécessaires à remplir pour le dispositif automatique adopté pour le cas de notre projet sont les suivants:

- a)- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- b)- L'arrêt du pompage lorsque le réservoir est plein.
- c)- La reprise du pompage dès que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse.
- d)- La réduction du personnel d'exploitation

1.- Automatisation (Bache de reprise - réservoir).

Le procédé utilisé est la commande par ligne pilote car la distance entre la bache de reprise et le réservoir n'est pas importante.

8.1.- Liaison aspiration moteur

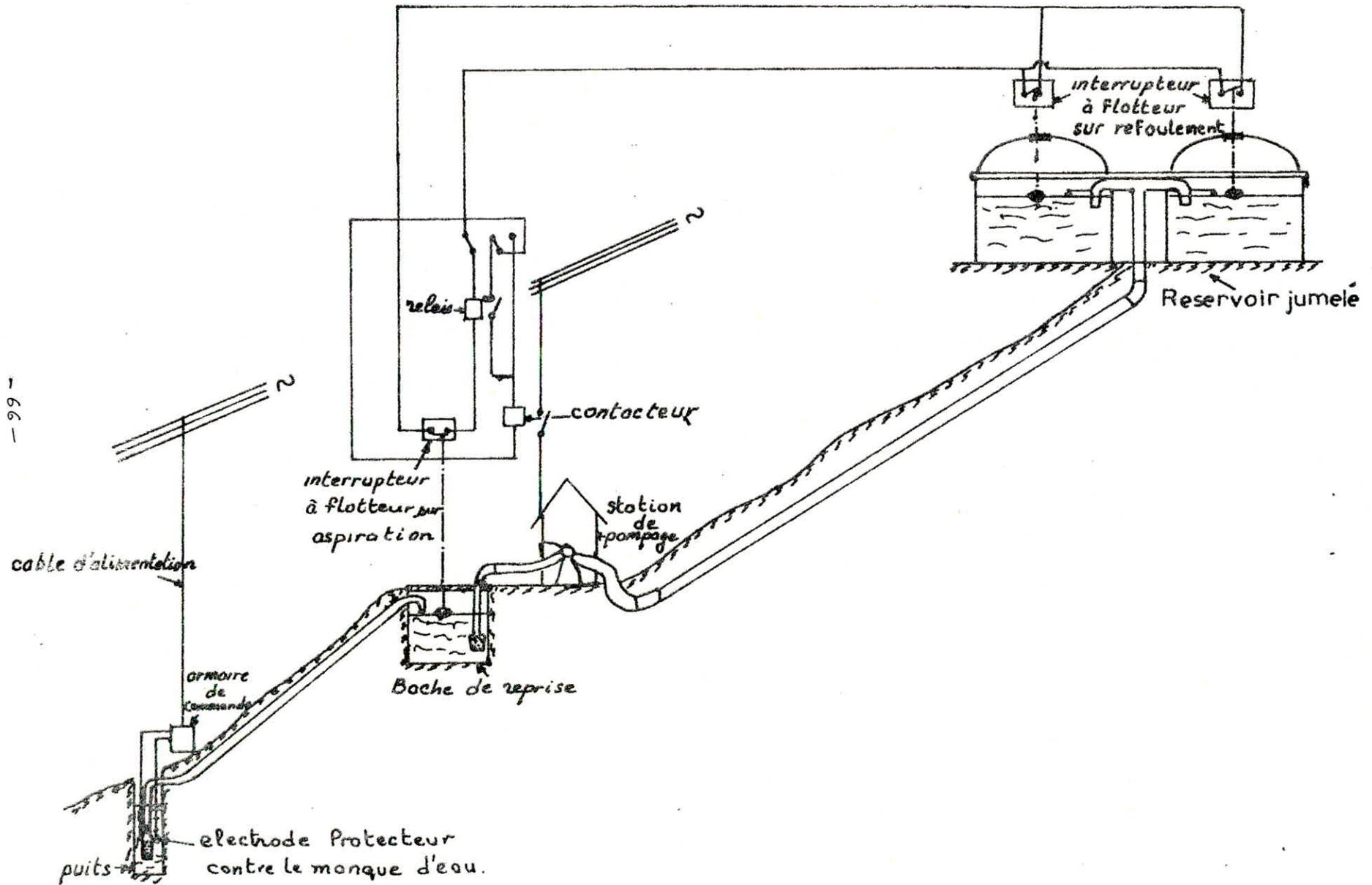
Pour permettre une aspiration normale et efficace (sans cavitation) l'installation d'un flotteur en liaison avec un interrupteur lui même raccordé au contacteur de protection du moteur s'avère nécessaire.

Lorsque le niveau d'eau dans la bache de reprise atteint son maximum le moteur déclenche et le contraire s'observe lorsque le niveau d'eau s'abaisse.

8.2.- Liaison moteur réservoir

Cette liaison a été assurée par un interrupteur à flotteur disposé à la partie haute du réservoir, il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui l'enclenche pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

# SCHEMA D'AUTOMATISATION



PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

9.1. Présentation du problème

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste lors d'une modification du régime d'écoulement existant (arrêt ou mise en marche de pompe, manoeuvres de vannes etc...).

A la suite d'un arrêt brutal du groupe électropompe, la veine liquide poursuit son chemin grâce à son inertie, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle une onde de pression qui se propage jusqu'au réservoir, chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe, par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche en considérant les tranches successives à partir du réservoir.

Alors il se produira un accroissement de la pression de la portion du liquide la plus proche du clapet de la pompe, les portions suivantes vont subir les mêmes effets, une onde de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir, une dépression se manifestera au niveau du clapet de la pompe.

Ce phénomène continue jusqu'à ce qu'il soit amorti par les pertes de charge résultantes du frottement de l'eau dans la conduite.

9.2. Equipements et moyens de protection

Le coup de belier est susceptible d'entraîner la rupture des conduites et il peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service.

Pour diminuer l'intensité du phénomène et ses conséquences néfastes, il existe des moyens appropriés qui sont :

a)- Volant d'inertie: couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par cela diminuer l'intensité du coup de belier en phase de dépression.

b)- Soupape de décharge: elle n'intervient que pour limiter les surpressions son utilisation est souvent plus économique du point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

c)- Cheminée d'équilibre: pour limiter les dépressions et les surpressions, on ne peut l'établir économiquement que pour les hauteurs géométriques très faibles.

d)- Réservoirs d'air: il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions son installation est simple.

Parmi ces moyens, nous opterons pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement une tuyère.

### 9.3. Arrêt brusque du groupe électropompe

Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normal de l'installation sont emmagasinés dans le réservoir.

A la disjonction du groupe le clapet se ferme, la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et l'eau qui en sort vers la tuyauterie pendant la phase de surpression le phénomène inverse se produit et permet la réduction de celle-ci, afin de rendre cet effet plus marqué on interpose entre le réservoir d'air et la conduite un dispositif d'étranglement constitué d'une tuyère donnant lieu à une perte de charge élevée à l'entrée.

a)- Méthode de calcul (Méthode de BERGERON)

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

Après avoir fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal et son dispositif d'étranglement.

La méthode consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du réservoir d'air.

L'intervalle de temps entre les vitesses successives est de :

$$\Theta = \frac{2 L}{a} \quad (\text{temps d'aller et retour de l'onde})$$

En partant d'un volume initial du réservoir d'air (choisi arbitrairement) et en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale ( $V_f$ ) de l'eau, dans l'intervalle de temps considéré ( $\Theta$ ) on calcul successivement à la fin de cette intervalle, la pression dans le réservoir d'air puis celle en aval du diaphragme fictif représentant les pertes de charge dans la conduite.

On vérifie alors au menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, coupant la droite ( $+ \frac{a}{g.s}$ ) au droit de  $V_f$  sinon on refait les calculs avec une autre valeur de  $V_f$ .

pour la première intervalle 
$$V_{mi} = \frac{V_o + V_{f1}}{2}$$

$V_o$  : vitesse de l'eau en fonctionnement normal

$V_f$  : vitesse finale choisie

Pour les autres intervalles de temps

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

Il faudra faire attention aux vitesses négatives lorsque l'eau revient vers le réservoir d'air.

- Variation du volume d'air

$$U_i = S \cdot \theta \cdot V_{mi}$$

S : Section de la conduite (m<sup>2</sup>).

-- Volume d'air emprisonné dans la cloche

$$U_i = U (i - 1) + \Delta U_i \dots\dots\dots \text{montée de l'eau}$$

$$U_i = U (i - 1) - \Delta U_i \dots\dots\dots \text{descente de l'eau}$$

- pression dans le réservoir d'air

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

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

$\delta_0$  : pertes de charges dans la conduite en régime de fonctionnement normal donc :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0)}{U^{1,4}}$$

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

$$Z_0 = H_0 + 10 \text{ m}$$

$H_0$  = hauteur géométrique de refoulement

$U_0$  = volume d'air initial choisi arbitrairement

U = volume d'air dans le réservoir à la fin de l'intervalle considérée.

- pertes de charge dans la conduite de refoulement

Ces pertes de charge sont représentées sur l'épure de BERGERON par la parabole classique qui n'est autre que la caractéristique de la conduite.

Dans l'application de l'épure de BERGERON, ces pertes de charge sont supposées concentrées en un point (au départ de la pompe). Comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge exprimée en fonction de la vitesse qui se forme en ce point.

- pertes de charges au niveau de la tuyère

a)- montée de l'eau

Dans ce cas on a la valeur de la vitesse  $V_1$  en fonction de la vitesse finale  $V_f$ .

Dans le cas d'une tuyère le coefficient de débit est de 0,92

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

D : diamètre de la conduite de refoulement

d : diamètre intérieur de la tuyère

$V_1$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau

$V_f$  : vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps

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

- perte de charge singulière à la montée de l'eau dans le réservoir d'air :

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

elle est évaluée en fonction du rapport ( $m$ ) des sections de la veine contractée ( $d'$ ) et de la tubulure  $D_t$

$$m = \frac{d'^2}{D_t^2} \quad \text{avec} \quad D_t = \frac{D}{2}$$

ayant le coefficient ( $m$ ) de l'abaque on tire le coefficient de perte de charge ( $C$ ) correspondant.

-- perte de charge singulière à la descente de l'eau dans le réservoir d'air :

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

En ce cas la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 D^2}{d^2} = K'$$

$V_2$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau

$$m' = 0,5 \frac{d^2}{D_t^2}$$

ayant ( $m'$ ) de l'abaque on tire le coefficient de perte de charge ( $C'$ )

- pression dans la conduite avec pertes de charge

montée :  $Z - \Delta h_1$

descente :  $Z + \Delta h_2$

pression dans la conduite sans perte de charge pour la vitesse finale  $V_f$  considérée on cherche sur la caractéristique de la conduite la valeur

montée :  $Z - \Delta h_1 - \delta$

descente :  $Z + \Delta h_2 + \delta$

#### 9.4. Calcul du réservoir d'air (Bache de reprise - Réservoir)

D = .....	350 mm
L = .....	840 m
$\xi$ = .....	1 mm
$\nu$ = .....	$10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
S = .....	$0,0962115 \text{ m}^2$
Q = .....	$0,089 \text{ m}^3/\text{s}$
$V_o$ = .....	$0,92 \text{ m/s}$
e = .....	5 mm
$U_o$ = .....	$0,35 \text{ m}^3$

e : épaisseur de la conduite de refoulement

a)- Valeur de la célérité :

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

K : coefficient de compressibilité de l'eau à 20°C égale à  $2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$

$\rho$  : masse volumique de l'eau égale à  $1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$

E : module d'élasticité de l'acier égale à  $2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$

$$a = \frac{\left( \frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3} \right)^{1/2}}{\left( 1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,35}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}} \right)^{1/2}} = 1107,64 \text{ m/s}$$

b)- temps d'aller retour de l'onde

$$e = \frac{2 L}{a} = \frac{2,840}{1107,64} = 1,52 \text{ sec.}$$

c)- maximum de coup de belier sans système anti-belier

$$h_{\max} = B = \frac{a V_0}{g} = \frac{1107,64 \times 0,92}{9,8} = 103,98 \text{ m}$$

- cas de la surpression

$$H_0 + B = 60 + 103,98 = 163,98 \text{ m}$$

- cas de la dépression

$$H_0 - B = 60 - 103,98 = -43,98 \text{ m}$$

d)- variation du volume d'air

$$\Delta U = S \cdot e \cdot V_m$$

$$\Delta U = 0,0962115 \cdot 1,52 V_m = 0,146 V_m$$

e)- pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{(Z_o + \xi_o)}{U^{1,4}}$$

$$Z_o = H_o + 10 = 60 + 10 = 70 \text{ m}$$

$$\delta = \Delta H_t = 3,19 \text{ m}$$

$$Z = \frac{(70 + 3,19) (0,35)^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{16,99}{U^{1,4}}$$

f)- perte de charge au niveau de latulure

Le diamètre de la tubulure

$$D_t = \frac{D}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$$

- Montée de l'eau

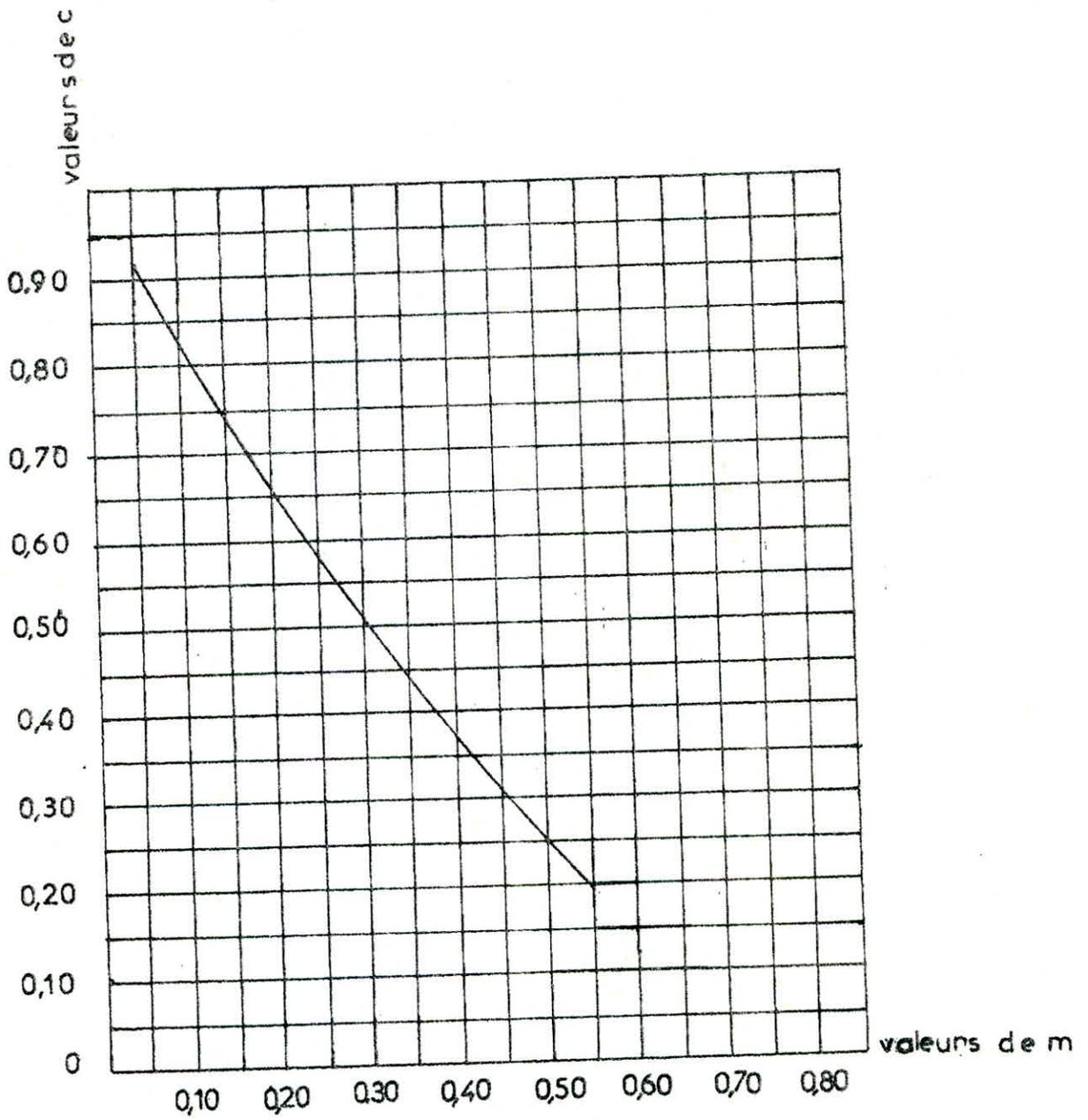
$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92 d)^2} = K.$$

avec K.  $\in [ 15 \div 20 ]$

on prend

$$d = 90 \text{ mm}$$

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{(350)^2}{(0,92 \cdot 90)^2} = 17,87$$



COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE C DANS UNE TUYÈRE

d'où  $V_1 = 17,87 V_f$

$$m = \frac{d'^2}{D_t^2} = \frac{(0,92d)^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 \cdot 90)^2}{(175)^2} = 0,22$$

de l'abaque on a  $C = 0,61$

alors  $\Delta h_1 = \frac{C}{2g} V_1^2 = \frac{0,61}{2 \cdot 9,8} V_1^2$

$$\Delta h_1 = 0,0311 V_1^2$$

- Descente de l'eau

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 D^2}{d^2} = \frac{2 (350)^2}{(90)^2} = 30,25$$

d'où  $V_2 = 30,25 V_f$

$$m' = 0,5 \frac{d^2}{D_t^2} = 0,5 \frac{(90)^2}{(175)^2} = 0,132$$

de l'abaque on a  $C' = 0,76$

donc  $\Delta h_2 = \frac{C'}{2g} V_2^2 = \frac{0,76}{19,6} V_2^2$

$$\Delta h_2 = 0,0388 V_2^2$$

g)- Pression dans la conduite avec perte de charge

$$\text{montée : } Z - \Delta h_1 = Z - 0,0311 V_1^2$$

$$\text{descente : } Z + \Delta h_2 = Z + 0,0388 V_2^2$$

h)- Pertes de charge au reflux

$$S_0 = \Delta H_T = 3,19 \text{ m (en régime de fonctionnement normal)}$$

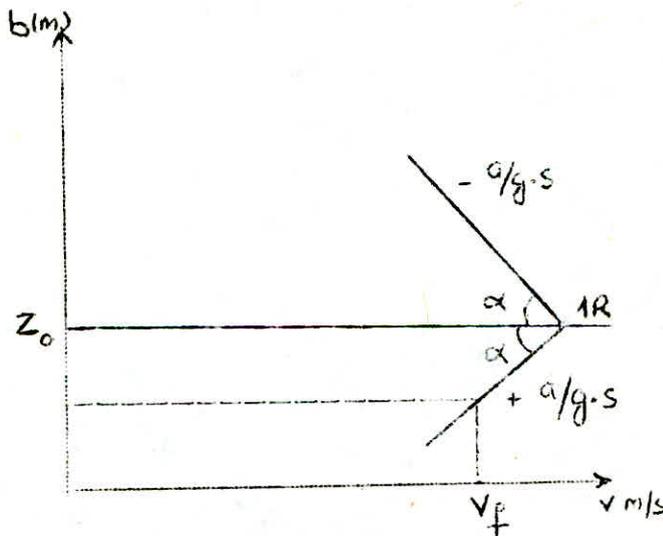
i)- Pression dans la conduite sans pertes de charge

$$\text{montée : } Z - \Delta h_1 - S$$

$$\text{descente : } Z + \Delta h_2 + S$$

j)- Détermination de pente de la droite  $a/g.s$

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits, ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite garde le même diamètre



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

$$S = 0,0962 \text{ 115 m}^2$$

$$a = 1107,64 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{g \cdot s} = \frac{1107,64}{9,8 \cdot 0,0962115} = 1174,75 \quad \left( \frac{T}{L^2} \right)$$

Echelle des pressions

$$1 \text{ cm} = 10 \text{ m}$$

$$1174,75 \text{ m} \text{ représente } 117,475 \text{ cm}$$

$$b = 117,475 \text{ cm}$$

Echelle des vitesses

On transforme l'échelle des vitesses en échelle des débits,

$$1 \text{ cm} = 0,1 \text{ m/s}$$

$$q = V \cdot S = 0,0962115 \times 0,1 = 0,00962115 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ cm} = 0,00962115 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ représente } 103,94 \text{ cm}$$

$$q = 103,94 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc la pente } \frac{a}{g \cdot s} = \frac{b}{q} = \frac{117,475}{103,94} = 1,130219$$

$$\text{tg } \alpha = 1,130219$$

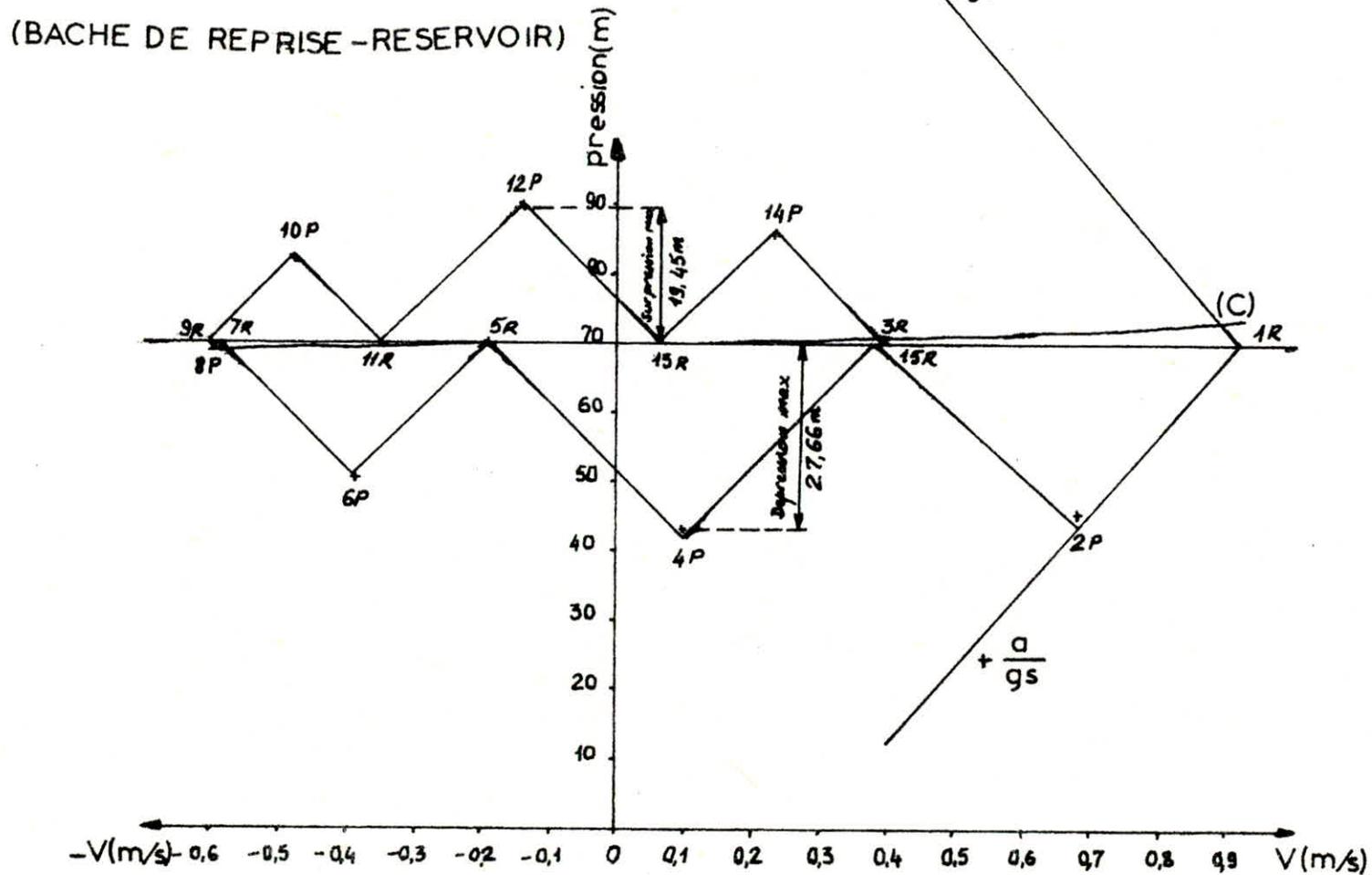
$$\text{d'où } \alpha = 48^\circ 30'$$

RESULTATS DU COUP DE BELIER (BACHE DE REPRISE - RESERVOIR)

intervalles de temps $\theta$	variation du volume d'air $\Delta U = 0,145 V_m$ (m <sup>3</sup> )	volume d'air $U = U_i \pm \Delta U$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{16,99}{U} V_m$	Vitesse dans la tubulure de remontement (m/s) montée: $V_0 = 12,87 V_f$ descente: $V_0 = 30,25 V_f$	Pertes de charge dans la tuyère (m) montée: $\Delta h_1 = 0,054 V_f^2$ descente: $\Delta h_2 = 0,338 V_f^2$	Pression dans la conduite aux P.d.c (m) montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	P.d.c. ou refoulement $S_c$ (m)	Pression dans la conduite aux P.d.c (m) montée: $Z - \Delta h_1 - S_c$ descente: $Z + \Delta h_2 + S_c$	vitesse lue par le graphé (m/s)	Designation du Point	vitesse moyenne $V_m = \frac{V_{f,1} + V_{f,2}}{2}$ (m/s)	vitesse finale choisie $V_f$ (m/s)
0	0	$U_0 = 0,35$	$Z_0 + S_c = 73,19$	-	-	73,19	3,19	70,00	$V_0 = 0,92$	1R	-	-
0	0,115	0,465	49,63	11,61	4,19	45,44	1,59	43,85	0,65	2P	0,785	0,650
20	0,055	0,520	42,44	1,79	0,10	42,34	0,04	42,30	0,10	4P	0,375	0,100
30	-0,020	0,500	44,84	11,65	5,26	50,10	0,56	50,66	-0,385	6P	-0,142	-0,385
40	-0,070	0,430	55,38	18,00	12,57	67,95	1,33	69,28	-0,595	8P	-0,49	-0,595
50	-0,078	0,352	73,29	14,37	8,01	81,30	0,85	82,15	-0,475	10P	-0,535	-0,475
60	-0,045	0,307	88,76	4,23	0,69	89,45	0,07	89,52	-0,14	12P	-0,307	-0,140
70	0,006	0,313	86,16	4,11	0,52	85,64	0,20	85,44	0,23	14P	0,045	0,230

# EPURE DE BERGERON

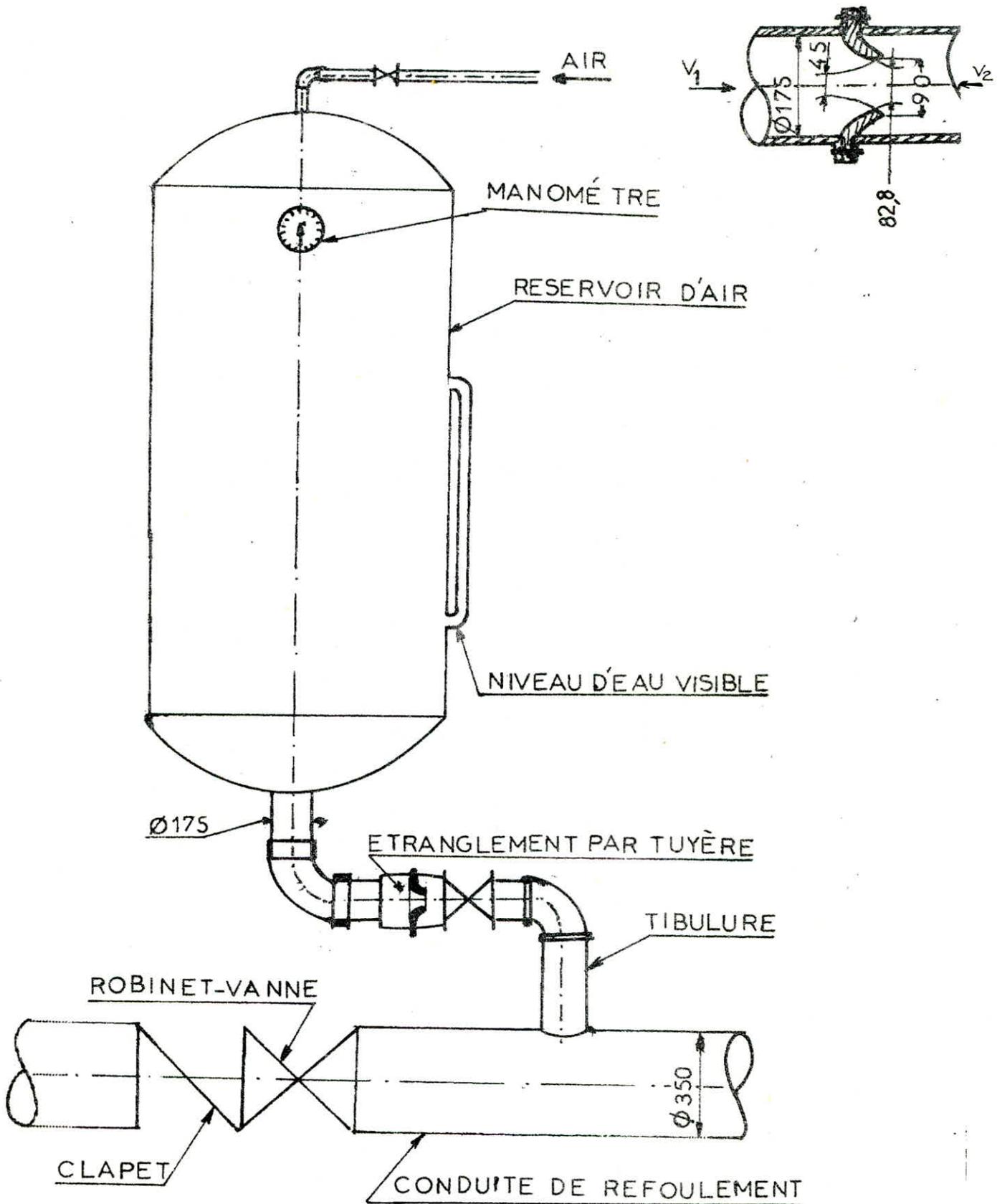
## ARRET BRUSQUE DE LA POMPE (BACHE DE REPRISE - RESERVOIR)



ECHELLES

- HORIZONTALE: 1CM → 0,1 m/s
- VERTICALE: 1CM → 10m

# SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR



- Conclusion

L'examen de la 3<sup>e</sup> colonne nous conduit à prévoir un réservoir d'air de  $0,520 \text{ m}^3$  et pour avoir de l'eau toujours dans la cuve même au débit nul on prend une cloche de  $0,6 \text{ m}^3$

- Pendant la phase de dépression le volume d'air de  $0,35 \text{ m}^3$  au départ passe à  $0,52 \text{ m}^3$  à la fin de la dépression.

La pression dans la conduite tombe à  $42,34 \text{ m}$  soit une dépression de :

$$70,00 - 42,34 = 27,66 \text{ m}$$

Pendant la phase de surpression le volume passe à  $0,307 \text{ m}^3$  à la fin de la surpression, la pression dans la conduite monte à  $89,45 \text{ m}$ , soit une surpression de :

$$89,45 - 70,00 = 19,45 \text{ m}$$

9.5. Calcul du réservoir d'air (Puits N° 1 - Bache de reprise

D = .....	200 m
L = .....	500 m
$\xi$ = .....	1 mm
$\nu$ = .....	$10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
S = .....	$0,031416 \text{ m}^2$
Q = .....	$0,020 \text{ m}^3/\text{s}$
$V_0$ = .....	$0,63 \text{ m/s}$
e = .....	5 mm
$H_0$ = .....	$15,95 \text{ m}$

Le calcul du réservoir d'air se fait par le calcul simplifié en faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement, en considérant le phénomène comme une oscillation en masse c.a.d. en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau. Ce calcul nous suffira car il s'agit d'une petite

installation avec un débit de 20 l/s et une longueur de refoulement de 500 m.

a)- Valeur de la célérité :

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

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$a = 1226,17 \text{ m/s}$$

f)- Le maximum du coup de belier

$$h_{\max} = B = \frac{a V_0}{g} = \frac{1226,77 \cdot 0,63}{9,81} = 78,82 \text{ m}$$

g)- La pression maximale du coup de belier

$$H_0 + B = 15,95 + 78,82 = 94,74 \text{ m}$$

$H_0$  : hauteur géométrique de refoulement

Si l'on s'impose de ne pas dépasser dans la conduite une pression de 3 bars ou 30 m d'eau

$$\text{donc } Z_0 = H_0 + 10 = 15,92 + 10 = 25,92 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 30 + 10 = 40 \text{ m}$$

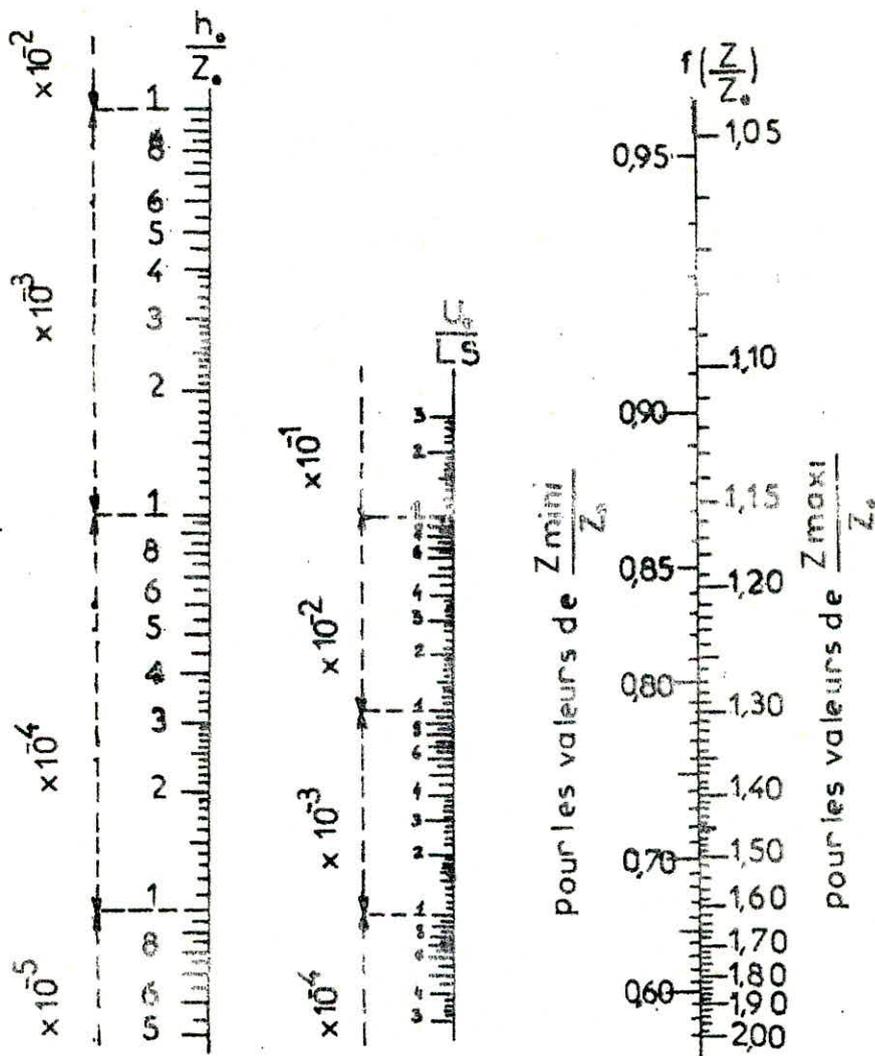
$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{40}{25,92} = 1,54$$

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RESERVOIRS D'AIR



$$h_o = \frac{v_o^2}{2g} = \frac{(0,63)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,02025$$

$$\frac{h_o}{Z_o} = \frac{0,02025}{25,92} = 0,00078125$$

Les alignements 1,54 sur l'échelle  $\frac{Z_{\max}}{Z_o}$  et 0,00078125 lu sur l'échelle de  $\frac{h_o}{Z_o}$  donnent sur l'abaque de VIBERT.

$$\frac{U_o}{L.S.} = 9,2 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \frac{Z_{\min}}{Z_o} = 0,685$$

$$Z_{\min} = Z_o \cdot 0,685 = 25,92 \cdot 0,685 = 17,75 \text{ m}$$

$$L.S. = 500 \times 0,031416 = 15,708 \text{ m}^3$$

$$U_o = 9,2 \cdot 10^{-3} \cdot 15,708 = 0,144 \text{ m}^3 = 144 \text{ l.}$$

ou a  $Z_o U_o = U_{\max} Z_{\min}$

$$\text{alors } U_{\max} = \frac{Z_o U_o}{Z_{\min}} = \frac{Z_o U_o}{0,685 Z_o} = \frac{U_o}{0,685} = \frac{144}{0,685} = 210 \text{ l.}$$

Pour qu'il reste toujours de l'eau dans la cuve même pour  $U = U_{\max}$

on prend une cloche de 250 l.

- La pression restante sera

$$17,75 - 10 = 7,75 \text{ m}$$

- La dépression sera

$$15,92 - 7,75 = 8,17 \text{ m.}$$

9.6. Calcul du réservoir d'air (Puits N° 2 -- Bache de reprise)

D =	.....	200 mm
L =	.....	390 m
$\xi$ =	.....	1 mm
$\nu$ =	.....	$10^{-6}$ m <sup>2</sup> /s
S =	.....	0,031416 m <sup>2</sup>
Q =	.....	0,025 m <sup>3</sup> /s
V <sub>0</sub> =	.....	0,79 m/s
e =	.....	5 mm
H <sub>0</sub> =	.....	10,3 m

a)- Valeur de la célérité

$$a = 1226,17 \text{ m/s}$$

b)- Le maximum du coup de belier

$$h_{\max} = B = \frac{a v_0}{g} = \frac{1226,17 \cdot 0,76}{9,81} = 98,84 \text{ m}$$

c)- La pression maximale du coup de Belier

$$E_0 + B = 10,3 + 98,84 = 109,14 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } Z_0 = H_0 + 10 = 10,3 + 10 = 20,30 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 30 + 10 = 40 \text{ m}$$

$$\frac{z_{\max}}{z_0} = \frac{40}{20,30} = 1,97$$

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{(0,79)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,031842$$

$$\frac{h_0}{z_0} = \frac{0,031842}{20,30} = 0,00157$$

de l'abaque de VEIBERT

$$\frac{U_0}{L.S} = 8,6 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \frac{z_{\min}}{z_0} = 0,575$$

$$z_{\min} = 0,575 \cdot z_0 = 0,575 \cdot 20,30 = 11,67 \text{ m.}$$

$$L.S. = 390 \times 0,031416 = 12,252 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 8,6 \cdot 10^{-3} \cdot 12,252 = 0,105 \text{ m}^3 = 105 \text{ l}$$

$$U_{\max} = \frac{0,105}{0,575} = 0,183 \text{ m}^3 = 183 \text{ l}$$

On choisit une cloche de 200 l.

La pression restante sera

$$11,67 - 10 = 1,67 \text{ m}$$

La dépression sera

$$10,30 - 1,67 = 8,63 \text{ m.}$$

9.7. Calcul du réservoir d'air (Puits N° 3 - Bache de reprise)

$$\begin{aligned}
 D &= \dots\dots\dots 200 \text{ mm} \\
 L &= \dots\dots\dots 480 \text{ m} \\
 \xi &= \dots\dots\dots 1 \text{ mm} \\
 \nu &= \dots\dots\dots 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \\
 S &= \dots\dots\dots 0,031416 \text{ m}^2 \\
 Q &= \dots\dots\dots; 0,045 \text{ m}^3/\text{s} \\
 V_0 &= \dots\dots\dots 1,43 \text{ m/s} \\
 e &= \dots\dots\dots 5 \text{ mm} \\
 U_0 &= \dots\dots\dots 0,35 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

a)- Valeur de la célérité

$$\begin{aligned}
 K &= 2 \cdot 15 \cdot 10^2 \text{ Pa} \\
 \rho &= 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3 \\
 E &= 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}
 \end{aligned}$$

$$a = 1226,17 \text{ m/s}$$

b)- Temps d'aller retour de l'onde

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 480}{1226,17} = 0,78 \text{ s}$$

c)- Maximum du coup de belier sans système anti-belier

$$h_{\text{max}} = B = \frac{aV_0}{g} = \frac{1226,17 \times 1,43}{9,81} = 178,92 \text{ m}$$

Cas de la dépression

$$H_o + B = 10,5 + 178,92 = 189,42 \text{ m}$$

Cas de la surpression

$$H_o - B = 10,5 - 178,92 = -168,42 \text{ m}$$

d)-- Variation du volume d'air

$$U = S \cdot \theta \cdot v_m$$

$$U = 0,031416 \cdot 0,78 \cdot v_m = 0,0246 v_m$$

e)-- Pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{(Z_o + s_o) U_o^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z_o = H_o + 10 = 10,5 + 10 = 20,5 \text{ m}$$

$$s = \Delta H_T = 9,02 \text{ m}$$

$$Z = \frac{(20,5 + 9,02) (0,35)^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{6,79}{U^{1,4}}$$

f)-- Pertes de charge au niveau de la tuyère

Le diamètre de la tubulure

$$D_t = \frac{D}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

- montée de l'eau

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

avec  $K \in [ 15 \div 20 ]$

on prend  $d = 50 \text{ mm}$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{(200)^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = 18,90$$

d'où  $V_1 = 18,90 V_f$

$$m = \frac{d^2}{D_t^2} = \frac{(0,92d)^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 \cdot 50)^2}{(100)^2} = 0,21$$

de l'abaque  $C = 0,625$

$$\text{Alors } \Delta h_1 = \frac{C}{2g} V_1^2 = \frac{0,625}{19,62} V_1^2 = 0,0319 V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 0,0319 V_1^2$$

- Descente de l'eau

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 D^2}{d^2} = \frac{2 (200)^2}{(50)^2} = 32 \quad \text{d'où } V_2 = 32 V_f$$

$$m' = 0,5 \frac{d^2}{D_t^2} = 0,5 \frac{(50)^2}{(100)^2} = 0,125$$

de l'abaque  $C' = 0,77$

$$\Delta h_2 = \frac{C}{2 \xi} \quad v_2^2 = \frac{0,77}{19,62} \quad v_2^2 = 0,0392 \quad v_2^2$$

$$\Delta h_2 = 0,0392 \quad v_2^2$$

g)- Pression dans la conduite avec pertes de charge

$$\text{montée : } Z - \Delta h_1 = Z - 0,0319 \quad v_1^2$$

$$\text{descente: } Z + \Delta h_2 = Z + 0,0392 \quad v_2^2$$

h)- Pertes de charges au refoulement

$$\xi_0 = \Delta H_T = 9,02 \text{ (régime de fonctionnement normal)}$$

i)- Pression dans la conduite sans pertes de charge

$$\text{montée : } Z - \Delta h_1 - \xi$$

$$\text{dé } Z + \Delta h_2 + \xi$$

j)- Détermination de la pente de la droite a/g.s

$$\frac{a}{g.s} = \frac{1226,17}{9,8 \cdot 0,031416} = 3978,60 \left( \frac{T}{L^2} \right)$$

## RESULTATS DU COUP DE BELIER (PUITS N°3 - BACHE DE REPRISE)

intervalles de temps $\theta$	variation du volume d'air $\Delta U = 0,0245 V_m (m^3)$	volume d'air $U = U_i \pm \Delta U (m^3)$	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{6,79}{U^{1/4}}$	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) montée: $V_1 = 18,9 V_f$ Descente: $V_2 = 32 V_f$	Pertes de charge dans la tuyère (m) montée: $\Delta h_1 = 0,0319 V_f^2$ Descente: $\Delta h_2 = 0,0392 V_f^2$	Pression dans la conduite avec P.d.c. montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	P.d.c. sur la conduite $S_c (m)$	Pression dans la Conduite sans P.d.c. montée: $Z - \Delta h_1 - S_c$ Descente: $Z + \Delta h_2 + S_c$	Vitesse lue sur le graphé ( $V_f$ ) (m/s)	Designation du point	vitesse moyenne $V_m = \frac{V_{f1} + V_{f2}}{2}$ (m/s)	vitesse finale choisie $V_f$ (m/s)
0	0	$U_0 = 0,35$	$Z_0 + S_c = 29,52$	-	-	29,52	9,02	20,50	$V_0 = 1,43$	1R	-	-
0	0,033	0,383	26,01	24,00	18,38	7,63	7,10	0,53	1,27	2P	1,35	1,27
20	0,028	0,411	23,57	19,28	11,85	11,72	4,58	7,14	1,02	4P	1,14	1,02
30	0,022	0,433	21,88	15,40	7,57	14,31	2,92	11,39	0,81	6P	0,92	0,81
40	0,018	0,451	20,68	12,85	5,27	15,41	2,04	13,37	0,68	8P	0,75	0,68
50	0,015	0,466	19,76	10,77	3,70	16,06	1,43	14,63	0,57	10P	0,62	0,57
60	0,013	0,479	19,03	9,07	2,62	16,41	1,01	15,40	0,48	12P	0,52	0,48
70	0,011	0,490	18,44	7,56	1,82	16,62	0,70	15,92	0,40	14P	0,44	0,40

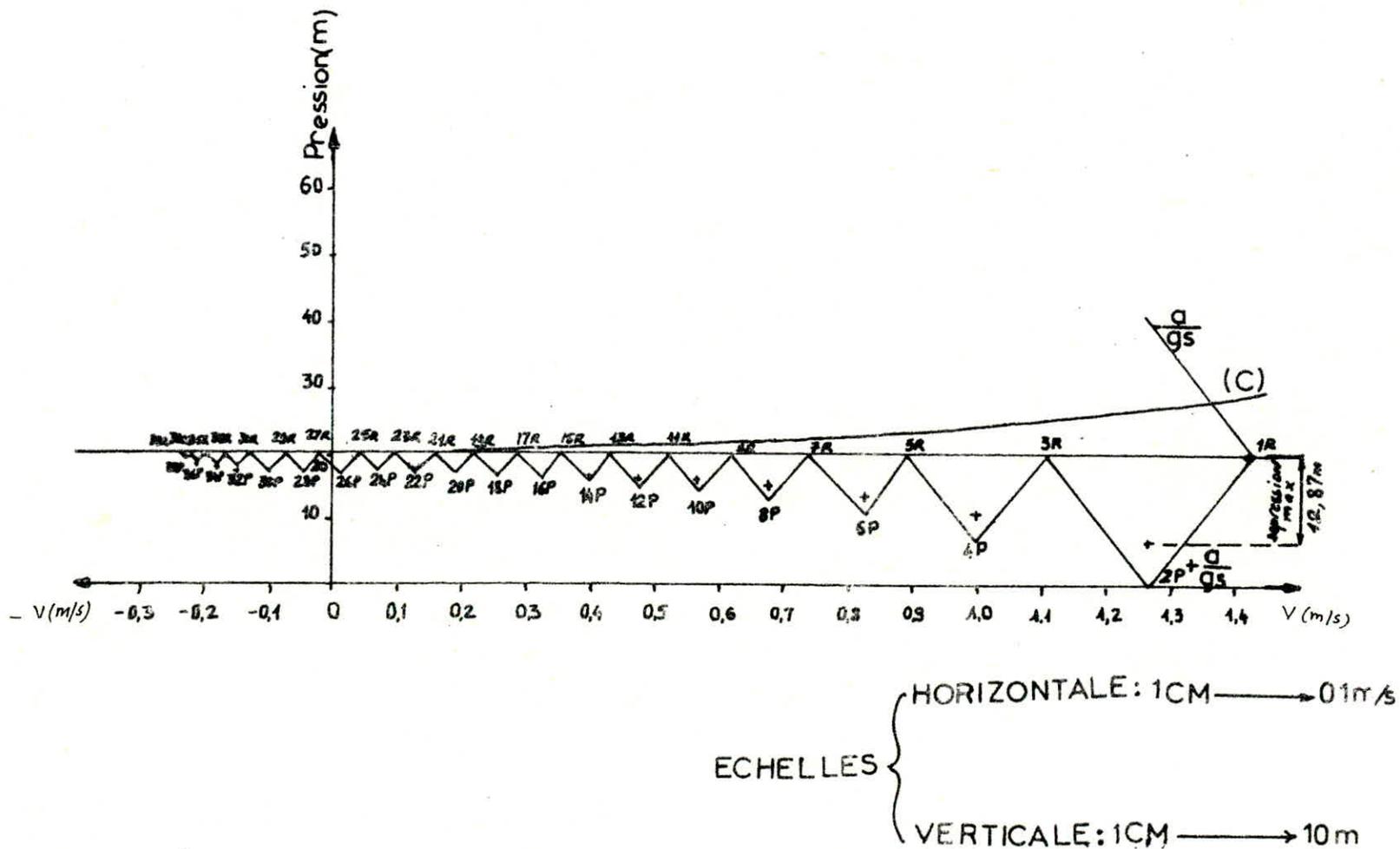
SUITE DU RESULTATS DU COUP DE BELIER (PUIS N 3 - BACHE DE REPRIS)

80	0,009	0,499	17,97	6,14	1,20	16,77	0,46	16,31	0,32	16P	0,36	0,32
90	0,007	0,506	17,61	4,91	0,77	16,84	0,30	16,54	0,26	18P	0,29	0,26
100	0,005	0,511	17,36	3,59	0,41	16,95	0,16	16,79	0,19	20P	0,22	0,19
110	0,004	0,515	17,20	2,36	0,18	17,02	0,07	16,95	0,12	22P	0,16	0,12
120	0,002	0,517	17,08	1,23	0,05	17,03	0,02	17,01	0,06	24P	0,09	0,06
130	0,001	0,518	17,05	0,28	0,00	17,05	0,00	17,05	0,01	26P	0,04	0,01
140	-0,000	0,518	17,05	1,44	0,08	17,13	0,01	17,14	-0,04	28P	-0,01	-0,04
150	-0,002	0,516	17,13	3,20	0,40	17,53	0,04	17,57	-0,10	30P	-0,07	-0,10
160	-0,003	0,513	17,29	4,80	0,90	18,19	0,10	18,29	-0,15	32P	-0,12	-0,15
170	-0,004	0,509	17,47	5,76	1,30	18,77	0,14	18,91	-0,18	34P	-0,16	-0,18
180	-0,005	0,504	17,72	6,56	1,69	19,41	0,18	19,59	-0,20	36P	-0,19	-0,20
190	-0,005	0,499	17,98	7,04	1,94	19,92	0,21	20,13	-0,22	38P	-0,21	-0,22

# EPURE DE BERGERON

ARRET BRUSQUE DE LA POMPE

(PUITS N°3 - BACHE DE REPRISE)



### Echelle des pressions

$$1 \text{ cm} = 10 \text{ m}$$

$$3978,60 \text{ représente } 397,86 \text{ cm}$$

$$b = 397,86 \text{ cm}$$

### Echelle des vitesses

$$1 \text{ cm} = 0,1 \text{ m/s}$$

$$q = V.S. = 0,031416. Q1 = 0,0031416 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ cm} = 0,0031416 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ représente } 318,31 \text{ cm}$$

$$q = 318,31 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{b}{q} = \frac{397,86}{318,31} = 1,249914$$

$$\alpha = 51^\circ 20'$$

### Conclusion

L'examen de la 3<sup>e</sup> colonne nous conduit à prévoir un réservoir d'air de  $0,518 \text{ m}^3$  et pour avoir de l'eau toujours dans la cuve même au débit nul. On prend une cloche de  $0,6 \text{ m}^3$ .

-- pendant la phase de dépression le volume d'air de  $0,35 \text{ m}^3$  du départ passe à  $0,518 \text{ m}^3$  à la fin de la dépression.

La pression dans le réservoir tombe à  $7,63$ , soit une dépression de :

$$20,5 - 7,63 = 12,87 \text{ m}$$

On remarque que la surpression est nulle.

## CHAPITRE X

### POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE

#### 10.1. Stockage et approvisionnement

Les conduites doivent être de préférence stockées à l'ombre sur des aires planes, lors de la décharge des camions, il faut interdire de jeter les tubes à terre.

#### 10.2. Réalisation des tranchées

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la longueur minimale de 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,60 m.

$$B = \phi + 2 \times 0,30 \text{ (m)}$$

B : Largeur de la tranchée (m)

$\phi$  : diamètre extérieur de la conduite (m)

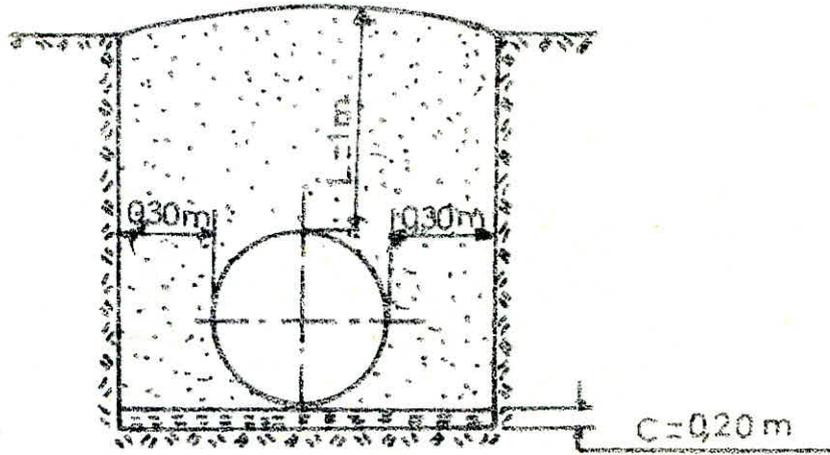
Au droit des joints on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (niches) pour faciliter le raccordement.

La hauteur de la tranchée est fixée d'après la relation suivante :

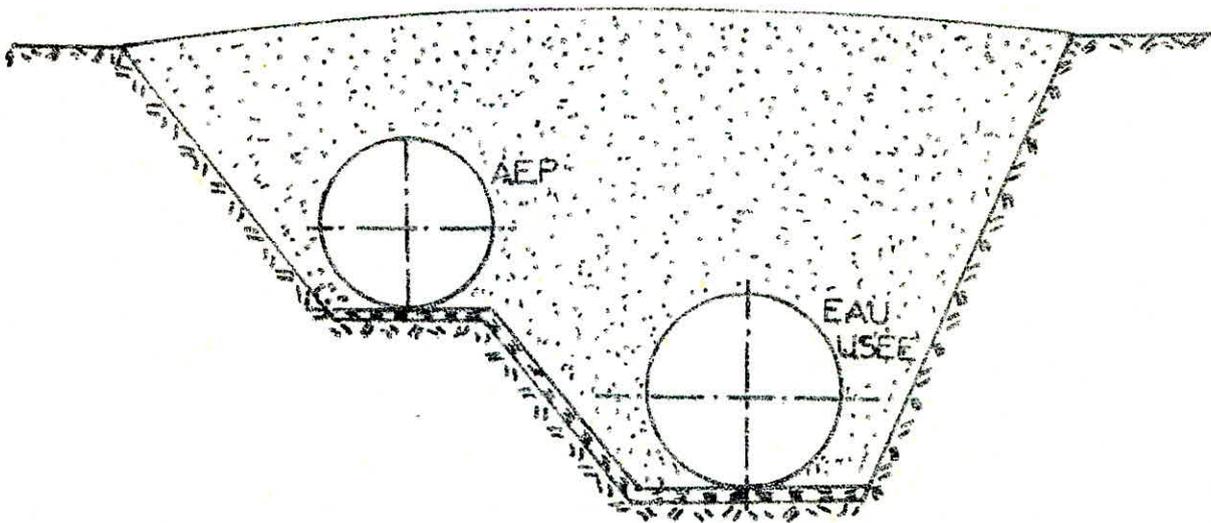
$$h = \phi + C + L.$$

C : épaisseur du lit de sable de 0,15 m à 0,20 m

L : épaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite de 0,60 m à 1,20 m



POSE EN TRANCHEE



POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose, d'épaisseur de 0,15 m à 0,20 m bien pilonnée; et bien nivelée suivant les côtes du profil en long. Pour que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées, le lit de pose sera constitué par du:

- gravier : dans les terrains ordinaires
- pierres-cassés: serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux
- béton maigre : terrains rocheux, très en pente

### 10.3.- Pose des conduites

La pose s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration, pour les adductions en acier, les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille, où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée; quant au réseau de distribution prévu en P. V. C. les joints seront exécutés par collage.

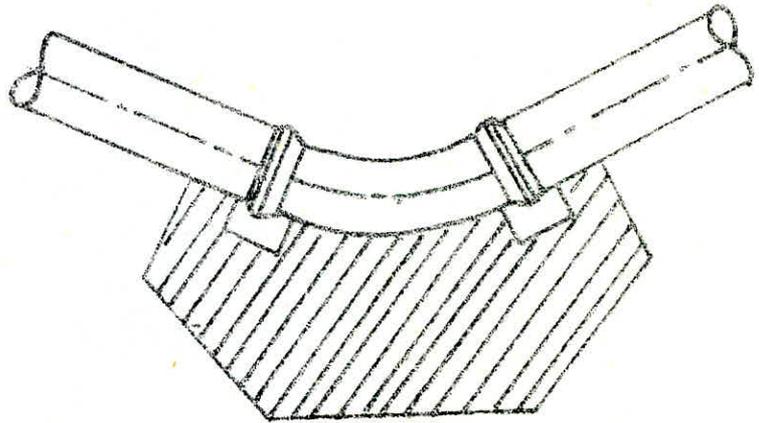
La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 %.

La durée d'essai est d'au moins 30 min, la variation de pression devra être inférieur à 0,2 bars.

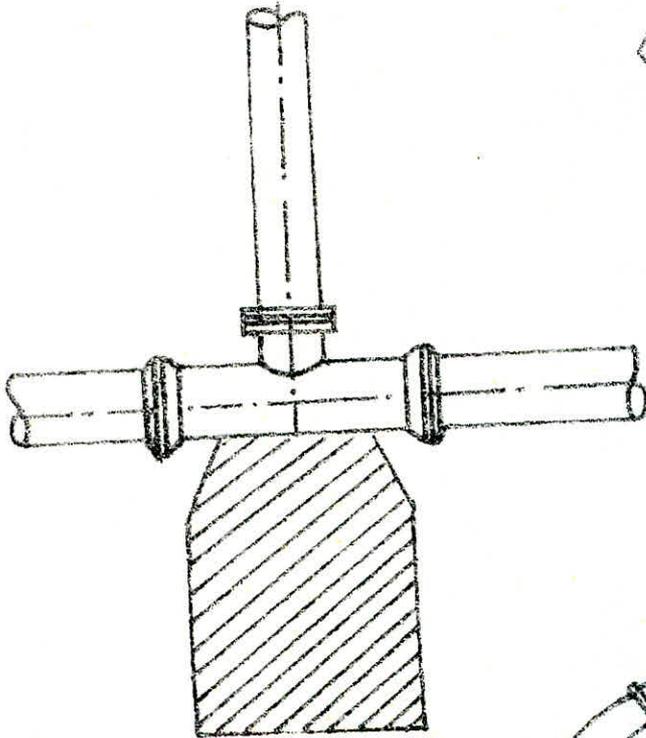
Après avoir essayé les joints, on remblayera la tranchée en damant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées, tout autour de la conduite en acier et en vue d'éviter la corrosion, on construit un remblai de gravier naturel au delà de 0,30 m, au dessus de la conduite le remblaiement est achevé du tou-venant à l'aide d'engins mécaniques.

Pour le réseau de distribution prévu en P.V.C. le remblayage doit se faire soigneusement en commençant par un lit de sable fin, puis remblayer la conduite par une autre couche de sable.

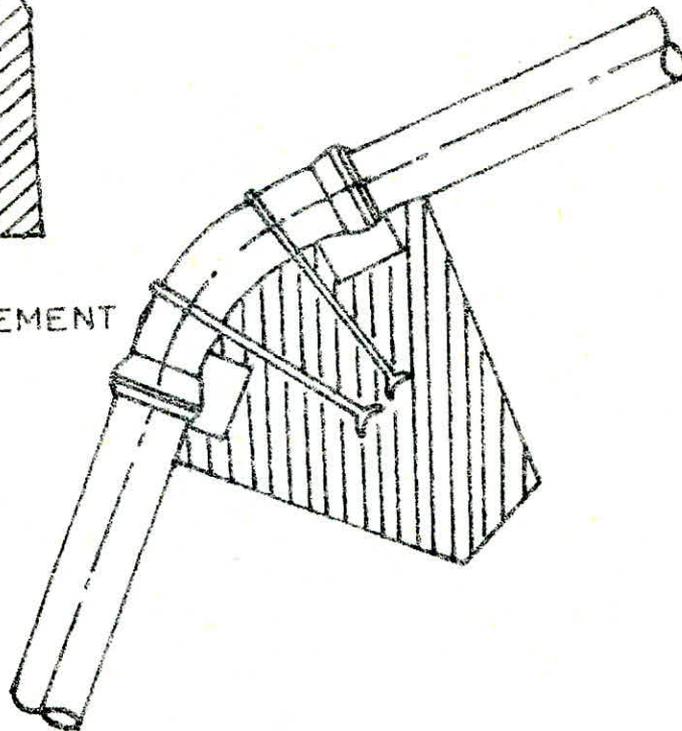
# BUTEES



BUTEE SUR COUDE HORIZONTAL



BUTEE SUR UN BRANCHEMENT



BUTEE SUR UN COUDE VERTICAL

#### 10.4.- Modalités et précautions dans l'exécution

Avant la pose des tuyaux en acier, les revêtements doivent être reconstitués partout où ils auraient été détériorés, leur pose ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée, jamais après que les canalisations ont été chauffées par le soleil.

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

#### 10.5.- Traversée des routes

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

#### 10.6.- Traversée des cours d'eau

Comme nous avons une conduite d'adduction qui traverse l'Oued YACOUR, la conduite emprunte l'accolement du pont existant.

#### 10.7.- Butées

Dans les changements de direction ou dans les branchements, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture des soudures (adduction).

On prévoit alors la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

#### 10.8.- Désinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau.

Cette dernière s'effectue soit au chlore soit au permanganate de Potassium.

## C H A P I T R E IX

### PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES

#### Conduite d'adduction

La corrosion est une attaque du métal dûes à des phénomènes extérieurs ou intérieurs, en liaison soit avec la nature du sol (formation de pile géologique) soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau d'A.E.P. soit avec la nature de l'eau transportée.

Le terrain sur lequel est édifié la Z. H. U. N. de oued-Athmenia se compose d'un sol homogène peu agressif, ainsi que l'eau transportée est d'une faible agressivité selon les renseignements fournis par D. H. W. de Constantine.

Nous allons considérer la protection externe et interne.

#### 11.1. Protection externe

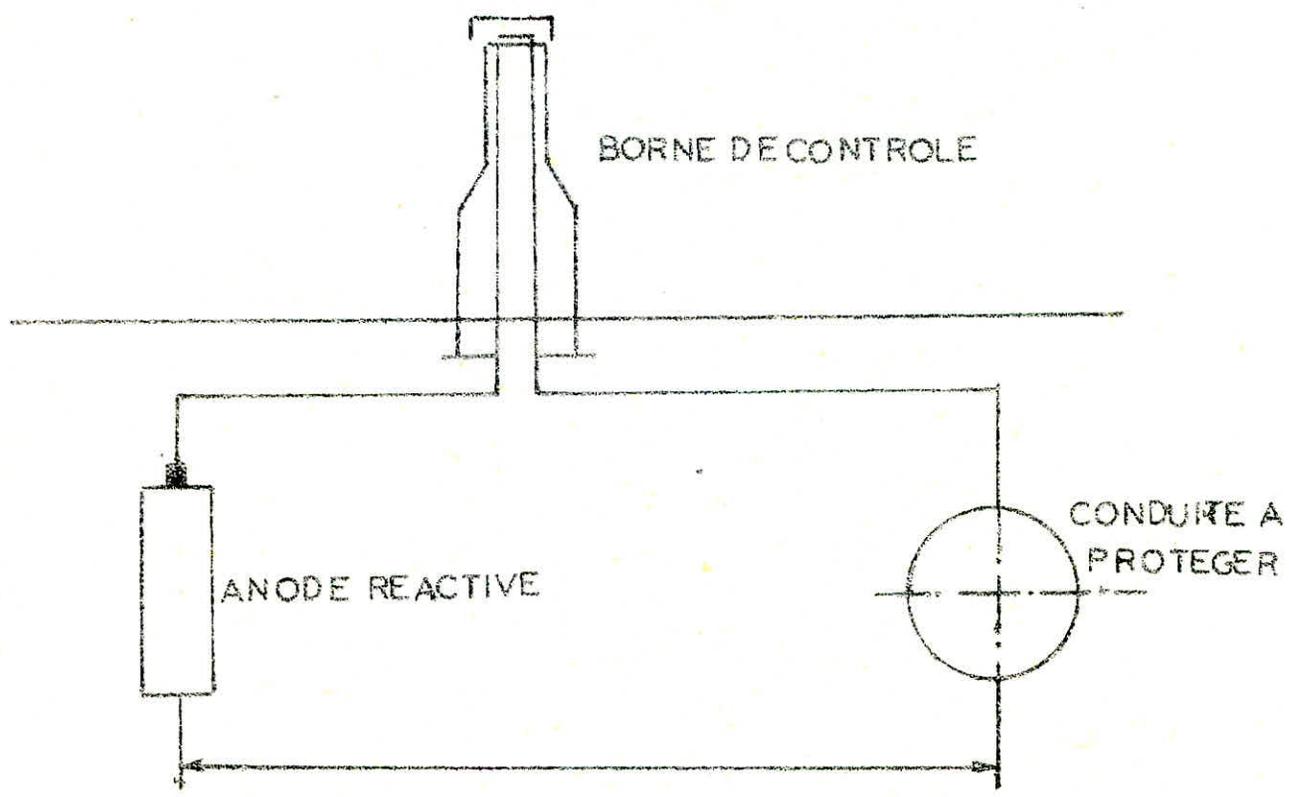
On prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. On assurera la continuité de cet eurobage au niveau des joints.

##### a)- Protection par anode réactive

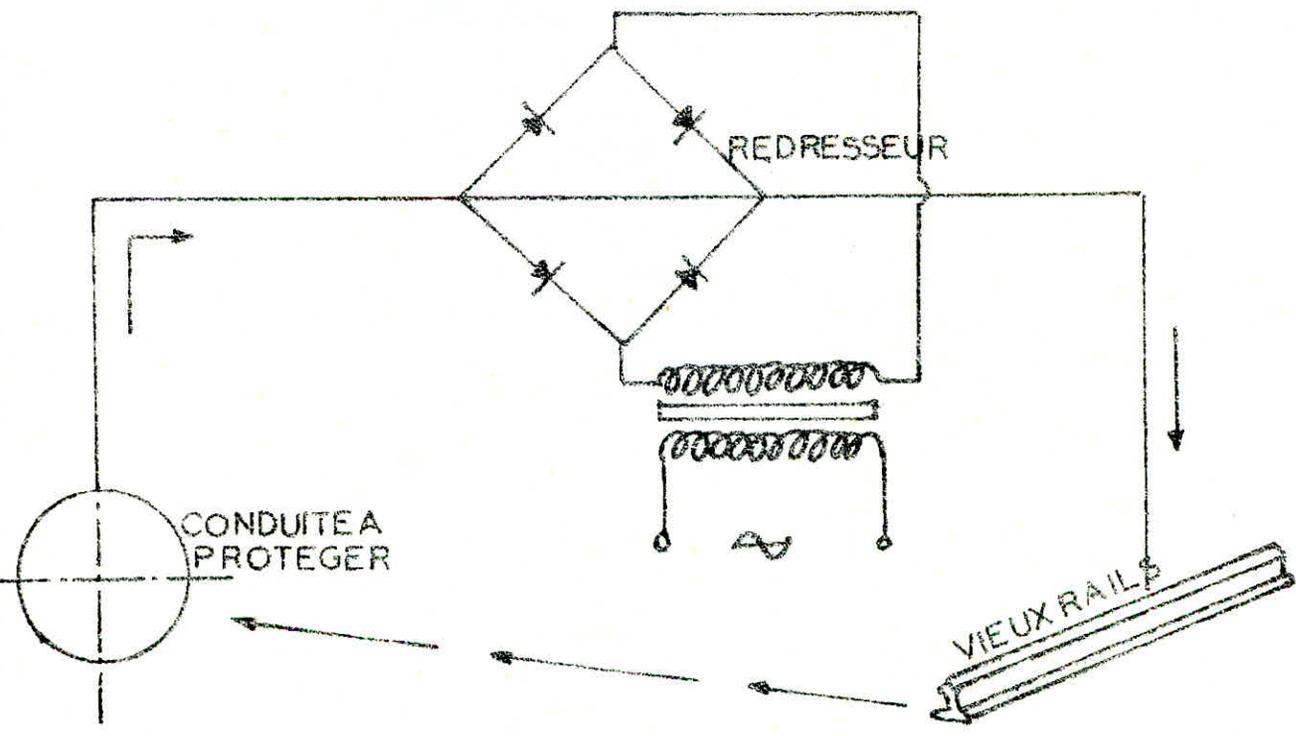
Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (zinc ou alluminium ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 2 ou 3 m environ de la conduite.

Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faibles longueurs, car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes et ne convient pas en présence des courants vagabonds.



PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE



PROTECTION PAR SOUTIRAGE DE COURANT

b)- Protection cathodique consistera :

- soit à constituer avec métal plus électronégatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode;
- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure (Borne négative) et d'autre part à une anode enfouie dans le sol destinée à se corroder.

c)- Protection cathodique par soutirage de courant

Cette méthode nécessite à provoquer la chute de potentiel de la conduite à partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé).

On relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite.

Dans ce cas les rails (anodes) se corrodent au profit de la conduite (cathode).

## 11.2. Protection interne

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Pour s'éloigner de cet inconvénient on prévoit un revêtement intérieur à base du bitume.

- Réseau de distribution: Aucune protection n'est nécessaire puisque on a prévu des conduites en P. V. C.

## CHAPITRE XII

### HYGIENE ET SECURITE

#### 12.1. Au niveau du réservoir

Le réservoir d'eau potable doit être couvert, la couverture protège l'eau contre l'introduction des corps étrangers, toutefois le réservoir doit être aéré, il y a donc lieu de percer quelques orifices grillagés pour éviter l'introduction des animaux, ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière.

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

L'importance de ces installations nécessite un soins particulier tel que : lavage, nettoyage et désinfection, pour cela il faut :

- isoler et vidanger la cuve
- éliminer les dépôts sur les parois par brossage
- examiner et réparer éventuellement les parois
- désinfecter
- rincer à l'eau potable
- remettre en service

#### 12.2. Au niveau des puits

a)- La zone où se trouvent les puits sera cloturé d'une grille métallique, dans cette zone il sera interdit :

- de déverser des eaux-vannes
- de faire paître ou abreuver le bétail

- de laver le linge
- de construire
- d'utiliser pour les plantes des produits toxiques et des engrais

Le puits sera muni d'un abrit

b)- Pour détruire les micro-organismes contenus dans l'eau de notre système d'alimentation, il est indispensable de procéder à la désinfection de l'eau à l'aide d'une liqueur normalisée à 16° ou 48° que l'on trouve facilement dans le commerce sous le nom de JAVEL.

1 litre de JAVEL à 16° contient 50 g de chlore

Le taux de javelisation est différent en hivers et en été

- en hivers 0,3 mg / litre d'eau
- en été 0,7 mg / litre d'eau

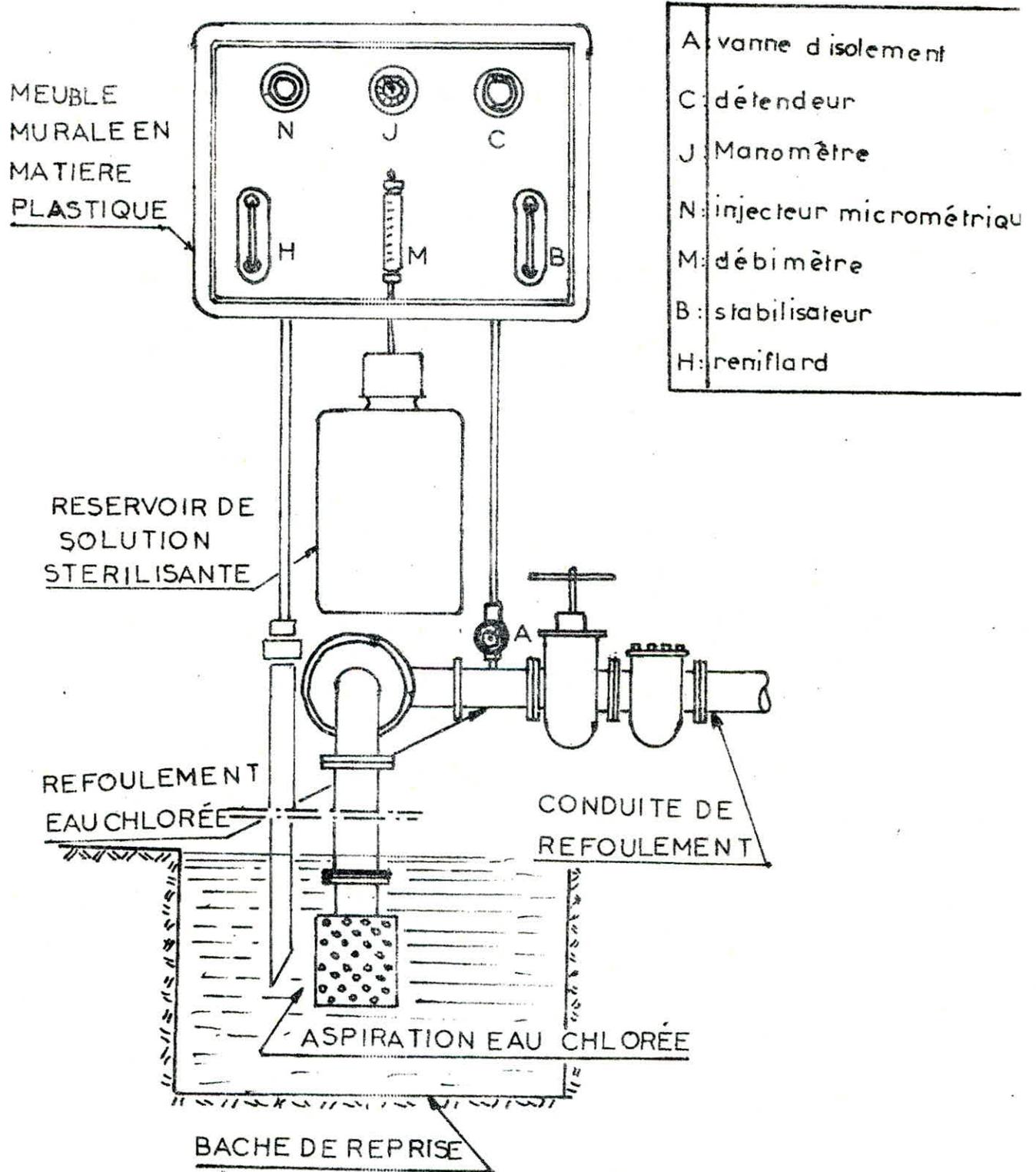
L'introduction du chlore est effectuée avant l'entrée de l'eau dans le réservoir au niveau de la bache de reprise à l'aide d'un hydro-injecteur disposé sur la conduite.

### 12.3. Fonctionnement du Javelisateur

- Remplir le réservoir jusqu'au trait de jauge supérieur avec le liquide (JAVEL);
- Prendre la précaution d'avoir en stock en un lieu obscur et à l'abri de la chaleur, une réserve de cette liqueur permettant une recharge de l'appareil;
- Mise en marche de l'appareil :

Ouvrir la vanne de prise de pression au piquage sur la conduite de refoulement du réseau (A)

# SCHEMA DU JAVELISATEUR



- Ouvrir la détente en tournant le bouton (C) de gauche à droite jusqu'à obtenir sur le manomètre (J) une pression de 1 kg 500 au cm<sup>2</sup> environ;

- Ouvrir l'injecteur (N)

- L'appareil fonctionnera alors automatiquement avec le réseau et débitera la solution traitante proportionnellement au débit du réseau en taux normal de 0,5 mg par litre et par seconde;

- Pour arrêter l'appareil, refermer la vanne de piquage (A).

2<sup>ème</sup> PARTIE ASSAINISSEMENT

# A S S A I N I S S E M E N T

## CHAPITRE I.

### 1.1.- Introduction

Il n'y a aucun réseau d'égout dans cet endroit, puisqu'il s'agit pratiquement d'un terrain pour la construction de la nouvelle Z. H. U. N. laquelle se trouve au Sud Ouest de la ville existante.

- D'après la topographie de la Z. H. U. N. nous avons été amené à partager la Z.H.U.N. en deux grands bassins versants égouts primaires A et B.

1.2.- Réseaux d'égouts : Le réseau sera en système unitaire, il se composera de deux collecteurs principaux A et B. Sur ces collecteurs se raccordera les égouts  $A_1 - A_{13}$  et  $B_1 - B_{10}$ .

- Sur le collecteur principal A, nous proposons la projection d'un déversoir d'orage sur le dernier tronçon ( $D = 1200$  mm).

- Les collecteurs A et B se raccorderont à la sortie de la Z.H.U.N. juste près de la station d'épuration

## CHAPITRE II.

### ETUDE DU DEBIT A EVACUER

#### CALCUL HYDROTECHNIQUE

##### 2.1.- Débit des eaux pluviales

Notre ouvrage doit pouvoir évacuer dans les conditions satisfaisantes (respect de l'emplacement des conduites selon les côtes des radiers indiquées, le mètre cube d'eau résultant d'une précipitation pluviale sur le bassin qu'il dessert.

La valeur du débit d'eau pluviale provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminée d'après la méthode dite rationnelle.

$$Q = C. I. A.$$

C : coefficient de ruissellement

I : Intensité moyenne de précipitation

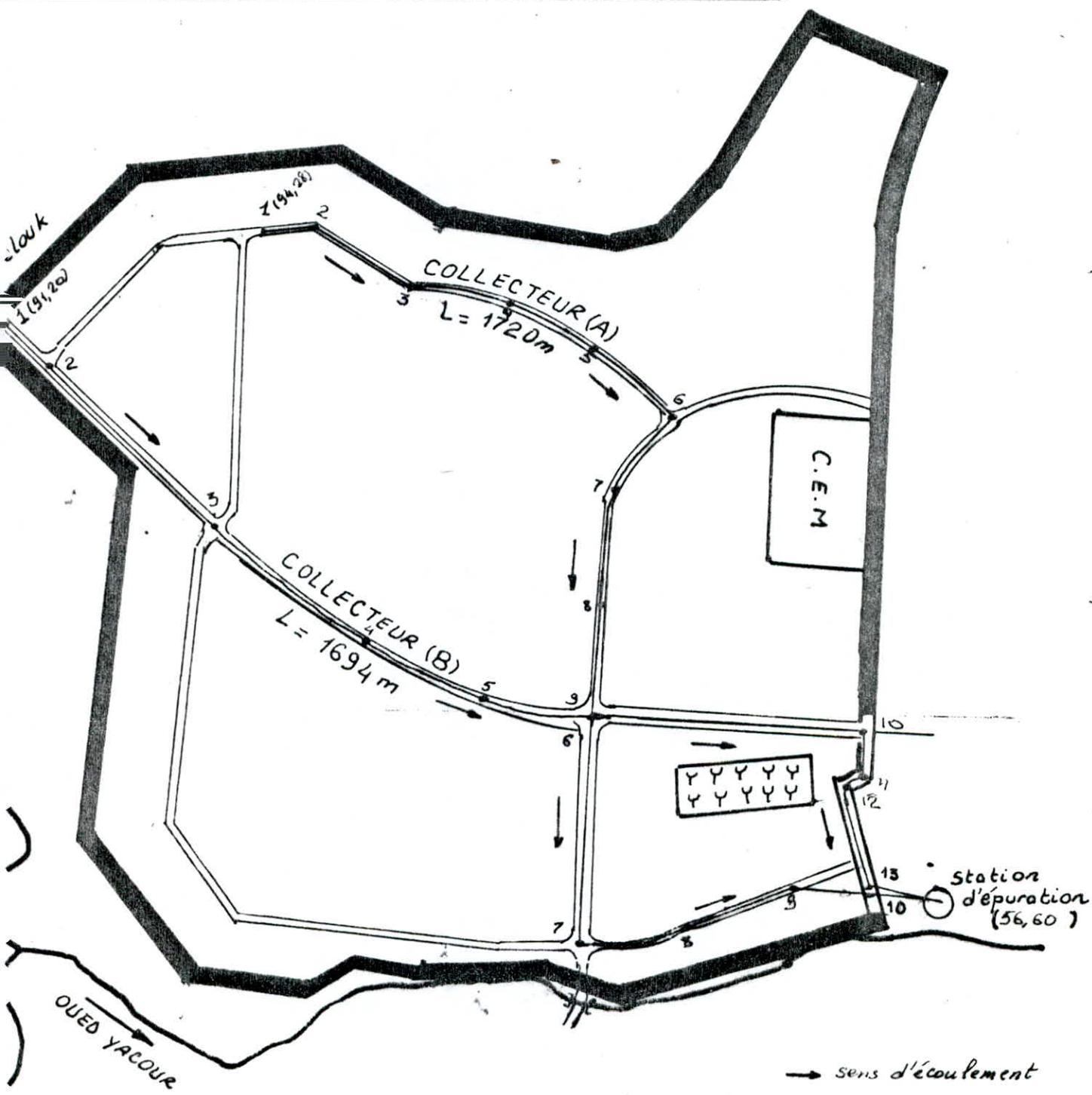
A : Aire du bassin d'apport en (ha)

2.2.- L'intensité moyenne de précipitation (I) fournie par le C.N.E.R.U. est de  $I = 194 \text{ l/s/ha}$  pour une durée  $t = 15 \text{ min}$  (pour la ville de Qued Athmenia).

2.3.- Le coefficient de ruissellement (C) d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle, les aires drainées se décomposent en aires partielles (jardins, chaussées, toitures, etc...) auxquelles des coefficients propres à eux leurs sont contribués.

- en temps sec : le débit de toutes les eaux usées ( $Q_u$ ) sera évacué vers la station d'épuration.

# PLAN GÉNÉRAL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

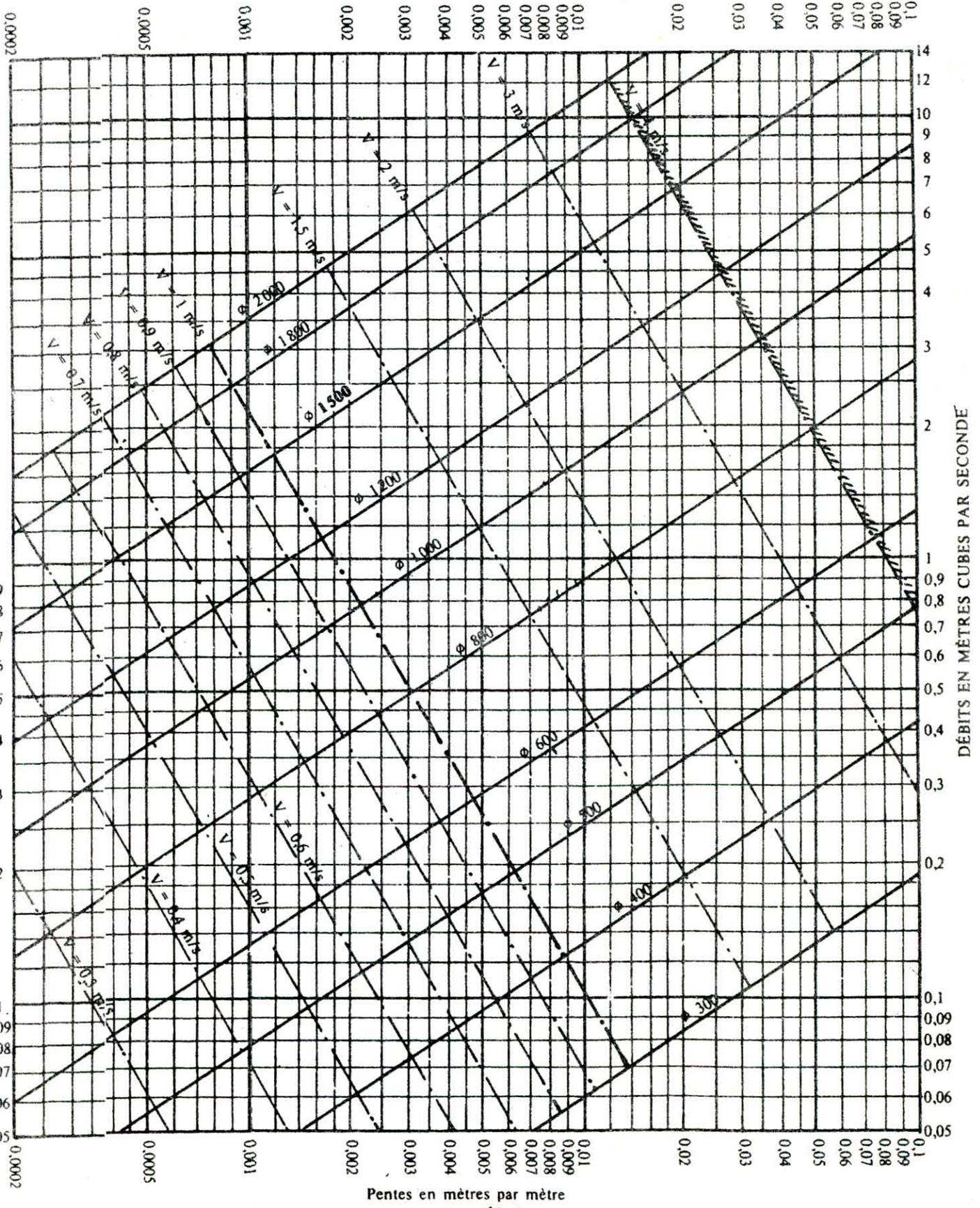


Echelle : 1 : 6000

- sens d'écoulement
- ==== ROUTE
- ==== COLLECTEUR
- █ Limite de la Z.H.U.
- ⌘ cimetière
- (91,20) cote du terrain

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

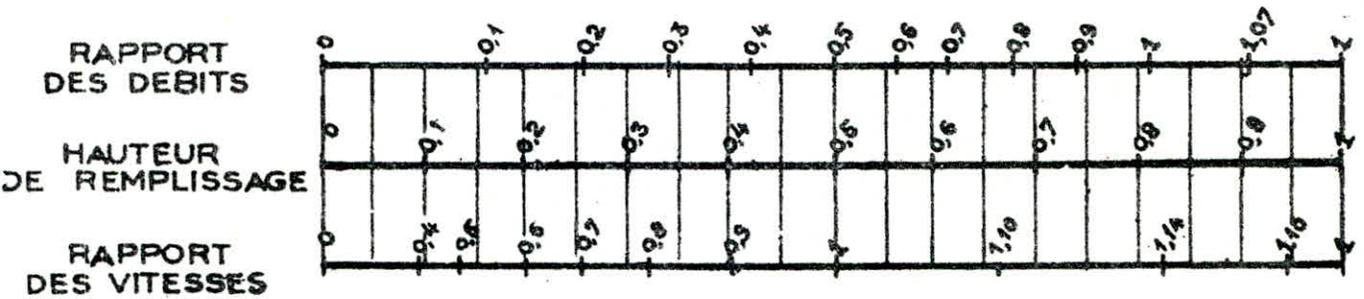


ANNEXE X

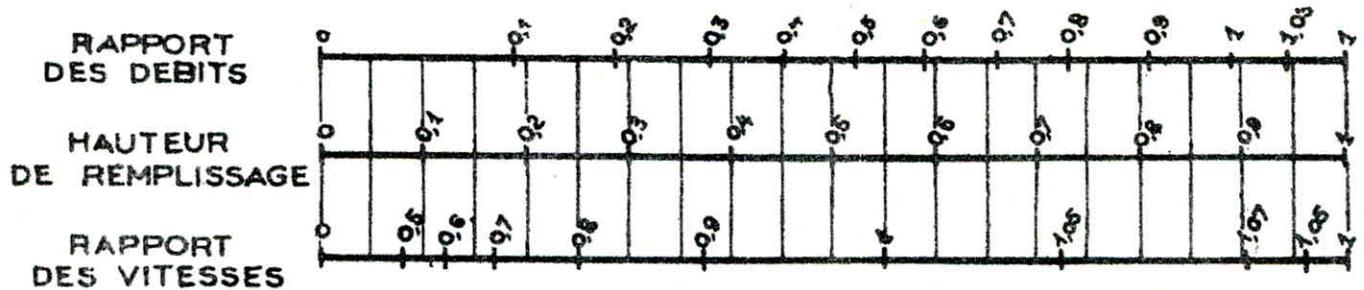
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

- en temps pluvieux; le débit des eaux usées et pluviales ( $Q_u + Q_p$ ) sera partagé en débit de sortie vers la station d'épuration ( $Q_s$ ) et en débit de déversement vers l'oued YACOUF ( $Q_d$ ).

#### 2.4.- Interprétation du tableau de calcul

- Les colonnes (13) et (14) expriment la côte du radier de la conduite;
- La colonne (15) désigne la pente moyenne de la conduite qui est égale à la côte amont moins la côte aval divisé par la distance du tronçon en question;
- La colonne (16) exprime le diamètre de la conduite déterminé en fonction du débit réel à évacuer et de la pente correspondante (annexe (V)) de même que le débit à pleine section ( $Q_{ps}$ ) et la vitesse à pleine section ( $V_{ps}$ ) respectivement colonne 17 et 18.
- La colonne 19 exprime le rapport des débits colonne 10 / colonne 17;
- La colonne 20 exprime le rapport des vitesses  $V$  réelle/  $V_{p.s.}$  ;
- La colonne 21 exprime la hauteur de remplissage

$$H = r_H \cdot \phi$$

- La colonne 22 exprime le rapport des hauteurs  $r_H = \frac{H}{\phi}$

#### 2.5.- Calcul du déversoir d'orage

On a le débit des eaux pluviales

$$Q = 2,64824 \text{ m}^3/\text{s} \dots \dots \dots \phi = 1\ 200 \text{ mm}$$

# DIMENSIONNEMENT

Trançons		Longueurs (m)		Surfaces (ha)		Intensité de la pluie, I (l/s/ha)
A Partir	Jusqu'à	Partielles	Cumulées	Partielles	Cumulées	
1	2	3	4	5	6	7
1	2	86	86	1,8112	1,8112	194
2	3	200	286	3,0450	4,8562	194
3	4	110	396	2,5150	7,3712	194
4	5	120	516	5,1260	12,4972	194
5	6	180	696	8,1380	20,6352	194
6	7	98	794	0,6800	21,3152	194
7	8	156	950	2,1914	23,5066	194
8	9	246	1196	2,2376	25,7442	194
9	10	120	1316	4,4680	29,9122	194
10	11	134	1450	3,6420	33,5542	194
11	12	120	1570	1,2268	34,7810	194
12	13	150	1720	0,5368	35,3178	194

# DU COLLECTEUR (A)

Coefficient de ruissellement $f_c$	Debit des eaux pluviales ( $Q_{pe}$ ) (l/s)		Côtes du terrain (m)		Côtes du radier (m)		Pentes du radier
	Partielles	Cumulés	Amont	Aval	Amont	Aval.	
8	9	10	11	12	13	14	15
0,20	70,27	70,27	94,28	92,00	90,20	87,20	0,03500
0,20	118,44	188,44	92,00	77,00	87,10	79,60	0,03500
0,20	146,37	334,78	77,00	80,00	79,50	75,50	0,03500
0,30	298,33	633,11	80,00	75,00	75,20	73,80	0,01160
0,30	473,63	1106,74	75,00	71,15	73,60	71,50	0,01160
0,50	65,96	1172,70	71,15	73,85	71,50	70,30	0,01160
0,50	212,56	1385,26	73,85	70,80	70,30	68,60	0,01160
0,50	217,05	1602,31	70,80	66,35	68,60	65,70	0,01160
0,60	485,15	2087,46	66,35	69,20	65,50	64,00	0,01160
0,60	423,93	2511,39	69,20	65,68	64,00	62,50	0,01160
0,40	95,20	2606,59	65,68	61,20	62,70	58,50	0,03500
0,40	41,65	2648,24	61,20	56,60	58,30	56,60	0,01130

Diamètre de la Conduite ( $\phi$ mm)	Debit pleine section $Q_{ps}$ (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse pleine section (V.P.s) m/s	Rapport des debits ( $r_q$ ) $r_q = Q/Q_{ps}$	Rapport des vitesses ( $r_v$ ) $r_v = V_r/V_{P.s}$	Hauteur de remplissage (mm)	Rapport des hauteurs $r_H = H/\phi$	Vitesse d'autocourage. $V_{a.c.} = 0,6 V_{P.s}$ (m/s)
16	17	18	19	20	21	22	23
300	0,11	1,58	0,64	0,88	180	0,59	0,95
400	0,25	1,95	0,75	0,92	260	0,65	1,17
500	0,45	2,25	0,74	0,93	320	0,64	1,35
800	0,95	1,90	0,66	1,21	470	0,54	1,14
1000	1,80	2,20	0,62	0,86	570	0,57	1,32
1000	1,80	2,20	0,65	0,90	590	0,59	1,32
1000	1,80	2,20	0,77	0,94	660	0,66	1,32
1000	1,80	2,20	0,89	0,95	740	0,74	1,32
1200	2,90	2,30	0,72	0,97	750	0,63	1,38
1200	2,90	2,35	0,86	0,96	860	0,72	1,41
1000	3,10	3,00	0,87	0,95	770	0,77	1,80
1200	2,92	2,30	0,90	0,98	960	0,80	1,38

# DIMENSIONNEMENT

Tronçons		Longueurs (m)		Surfaces (ha)		Intensité de la pluie I. (l/s/ha)
A Partir	Jusqu'à	Partielles	Cumulées	Partielles	Cumulées	
1	2	3	4	5	6	7
1	2	150	150	2,6768	2,6768	194
2	3	250	400	2,0800	4,7568	194
3	4	146	546	4,1469	8,9037	194
4	5	162	708	2,0028	10,9065	194
5	6	210	918	5,7735	16,6800	194
6	7	144	1062	3,7320	20,4120	194
7	8	212	1274	6,2327	26,6447	194
8	9	190	1464	2,5424	29,1871	194
9	10	230	1694	2,2560	31,4431	194

# DU COLLECTEUR (B)

Coefficient de ruissellement C <sub>r</sub>	Débit des eaux pluviales (l/s)		Cotes du terrain (m)		Cotes du radier (m)		Pentes du radier
	Partielles	Cumulés	Amont	Aval	Amont	Aval	
8	9	10	11	12	13	14	15
0,2	103,859	103,859	91,20	86,00	89,00	84,50	0,03000
0,2	80,704	184,563	86,00	79,80	84,50	76,80	0,03000
0,4	321,799	506,362	79,80	72,00	76,60	72,30	0,03000
0,4	155,417	661,779	72,00	76,60	72,30	67,50	0,03000
0,4	448,024	1109,803	69,50	61,60	67,30	62,00	0,02857
0,6	434,405	1544,208	61,60	56,30	62,00	58,40	0,02857
0,6	725,486	2269,694	56,30	57,60	58,00	54,90	0,01462
0,5	246,613	2516,307	57,60	56,46	54,60	54,30	0,00258
0,5	218,832	2735,140	56,46	56,60	54,30	53,80	0,00258

Diamètre de la Conduite ( $\phi$ mm)	Débit pleine section $Q_{rs}$ (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse pleine section (Vps (m/s))	Rapport des débits ( $r_q$ ) $r_q = Q/Q_{rs}$	Rapport des vitesses ( $r_v$ ) $r_v = v/Vps$	Hauteur de remplissage (mm)	Rapport des hauteurs $r_H = H/\phi$	Vitesse d'auto-courage. $V_{ac} = 0,6 Vps$ (m/s)
16	17	18	19	20	21	22	23
400	0,11	1,15	0,97	1,128	320	0,80	0,89
400	0,23	1,32	0,80	1,095	268	0,67	1,05
600	0,70	2,30	0,72	1,070	384	0,64	1,32
600	0,70	2,38	0,94	1,125	456	0,76	1,38
800	1,50	2,50	0,74	1,090	520	0,65	1,44
800	1,55	2,00	0,99	1,130	640	0,80	1,20
1200	3,42	2,50	0,66	1,060	720	0,60	1,48
1500	3,00	1,75	0,84	1,110	1080	0,72	1,02
1500	3,00	1,75	0,91	1,110	1125	0,75	1,03.

Le débit des eaux usées  $Q_u$  est de 80 % du débit moyen journalier de consommation.

$$Q_{j.}^{\text{moy}} = 68,80 \text{ l/s} \quad Q_u = 80 \times 68,80/100 = 55,04 \text{ l/s}$$

- débit par temps de pluie

$$Q_a = Q_u + Q_p = 55,04 + 2648,24 = 2703,28 \text{ l/s}$$

- débit par temps sec

$$Q_u = 55,04 \text{ l/s}$$

Etant donné qu'on a choisit le coefficient de dilution égale à 2 alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera :

$$Q = Q_u + 2Q_u = 3 Q_u = 3 \times 55,04 = 165,12 \text{ l/s}$$

Le niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage ( $\phi$  1200) est  $H_1$

$$Q_{ps} = 2,92 \text{ m}^3/\text{s} = 2920 \text{ l/s} \text{ et } I = 1,13 \%$$

$$\frac{Q_a}{Q_{ps}} = \frac{2703,28}{2920} = 0,926$$

de l'annexe ( x ) on tire  $H_1 = 912 \text{ mm}$

\* par temp sec

$$\frac{Q}{Q_{p.s}} = \frac{165,12}{2920} = 0,056$$

de l'annexe (X) on tire  $H_2 = 108 \text{ mm}$

La différence  $\Delta H = H_1 - H_2 = 912 - 108 = 804 \text{ mm}$

$$\text{d'où } h_0 = \frac{\Delta H}{2} = \frac{804}{2} = 402 \text{ mm}$$

On peut choisir approximativement  $\mu = 0,46$

$$\mu = F \left[ (h_v) (h) (r) \right]$$

$h_v$  : hauteur du seuil

$h$  : charge d'eau

$r$  : forme de la crête

$$Q_0 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

$$Q_0 = Q_a - Q = 2703,28 - 165,12 = 2538,16 \text{ l/s} = 2,538 \text{ m}^3/\text{s}.$$

donc :

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,538}{0,46 \sqrt{19,52} (0,402)^{3/2}} = 7,33 \text{ m}$$

on prend  $b = 7,50 \text{ m}$

et avec une sécurité d'environ 30% on aura  $b = 10 \text{ m}$

## CHAPITRE III

### STATION D'EPURATION

### EPURATION BIOLOGIQUE

Les stations d'épuration doivent être simples et maitrisables au point de vue exploitation et entretien.

Elles doivent pouvoir supporter les variations de charge (variations hebdomadaires en cas de résidences saisonnières).

L'épuration biologique se fait par plusieurs procédés c'est ainsi qu'il existe plusieurs classifications, suivant la faune, la flore, l'intervention de l'homme et suivant l'occupation du terrain pour l'épuration extensif et intensif.

#### a)- Procédés intensifs

- lits bactériens
- boues activées

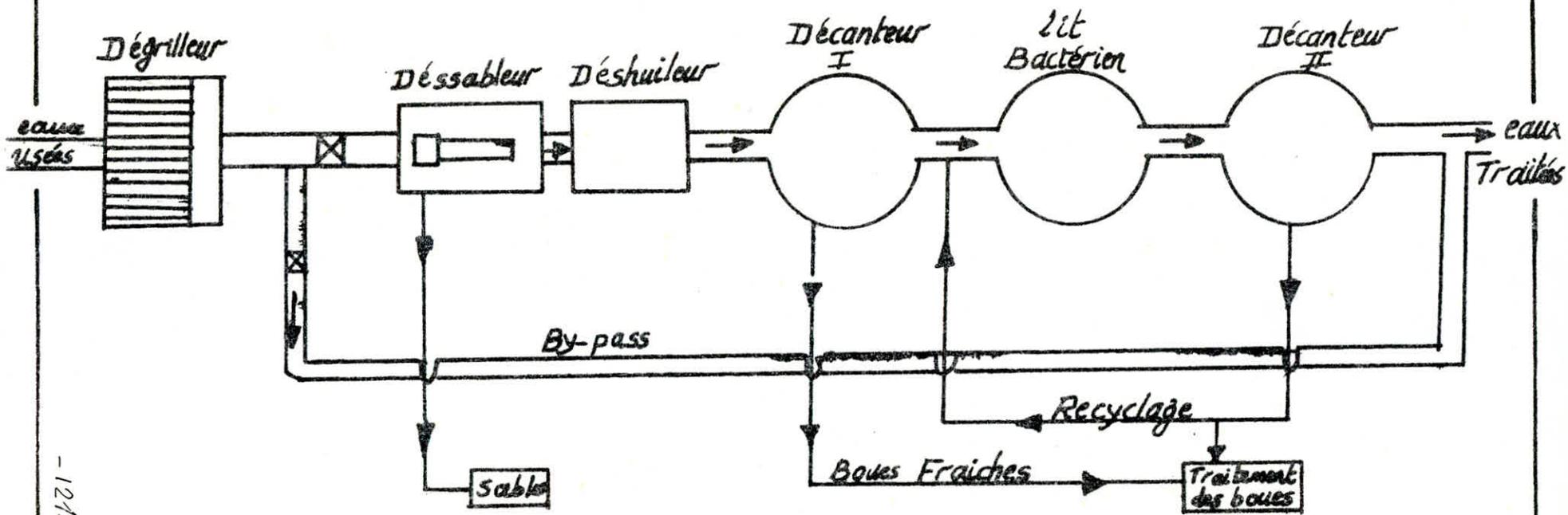
#### b)- Procédés extensifs

- lagunage
- épandage
- infiltration

### 3.1.- Procédés intensifs

#### 3.1.1.- Lits bactériens

Le procédé par lits bactériens résulte de limitation de l'auto-épuration naturelle qui a été observée dans les cours d'eau par création de conditions optimales pour les bactéries. Le nombre de ces bactéries est nettement supérieur par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux.



-121-

station d'épuration

Le principe de fonctionnement du lit bactérien ou filtre bactérien consiste à faire ruisseler les eaux préalablement décantées, sur une masse de matériaux qui sert comme support aux micro-organismes.

De plus en générale on procède à une ventilation pour apporter l'oxygène nécessaire à la vie des bactéries aérobies et au bon fonctionnement de toute masse poreuse du dispositif de répartition des eaux usées favorisant l'aération de l'effluent à traiter.

On distinguera les deux sortes de lits bactériens:

- lit bactérien à forte charge
- lit bactérien à faible charge

### 3.1.2.- Boues activées

Elle est basée sur le principe de l'Auto-épuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.

- Dans le bassin, les bactéries qui sont soumis à une forte oxygénation continue et uniforme dégradant la matière organique et forment des flocons qui décantent ces dernières, constituant les boues ou masses floculeuses ou boues activées.

Le principe consiste à agiter les eaux usées brutes avec les boues liquides bactériologiquement très activées.

- l'aération artificielle est indispensable car elle permet la concentration du métabolisme intense des boues activées;

- la favorisation du contact interne entre toutes les parties de l'effluent.

L'aération artificielle peut se faire soit par aération de surface ou par insufflation d'air.

L'aération par surface est la plus fréquente car le principe est qu'un moteur actionne une turbine ou brosse dans le bassin à boues activées.

L'avantage de ce procédé est qu'il n'y a pas de risque de colmatage, ainsi que du point de vue économique rendement et entretien.

L'insufflation d'air surpressé c.a.d. l'envoi d'air à travers des tubes poreux dans le bassin; ce procédé à l'inconvénient c'est que les pores peuvent être aveuglées par les boues.

### 3.2.- Procédés extensifs

#### 3.2.1.- Lagunage

Il consiste à favoriser la prolifération des bactéries et les eaux usées.

(M.O., sels minéraux) en présence ou non d'oxygène

a)- Lagunes anérobies : La profondeur du bassin est trop importante ce qui favorise l'anaérobies qui en dégradant la matière organique donne du  $CH_4$ ,  $CO_2$ ,  $H_2S$ ,  $NH_3$ .

b)- Lagunes naturelles ou étangs de stabilisation: on trouve un ou plusieurs bassins de profondeur 1 à 2 m.

c)- Lagunes aérées : C'est le même procédé que celui de la précédente sauf que l'oxygène au lieu d'être apporté par l'air, est apporté par des aérateurs de surface.

Ce procédé est comparable à celui des boues activées sauf que la boue n'est pas recirculée.

### 3.2.2.- L'épandage

L'épandage consiste à utiliser les eaux usées pour l'irrigation des terrains agricoles, le principe est la filtration par le sol, les eaux de drainage sont recueillies (eaux épurées) et évacuée vers le milieu récepteur.

Dans le cas de l'irrigation par aspersion, le prétraitement (dégrillage, désablage, déshuilage) est nécessaire, ainsi qu'une décantation, suivant les cas une désinfection peut être nécessaire.

Dans notre étude nous projetons une station d'épuration à lit bactérien du fait que sa technique peut être facilement maîtrisable ainsi que son entretien.

### 3.3.- Différentes étapes du traitement par lit bactérien

#### 3.3.1.- Prétraitement

##### a)- Dégrillage

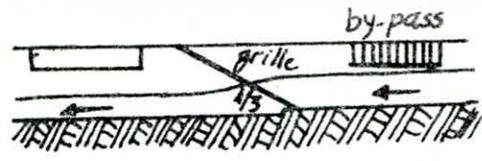
Le but du dégrillage est de débarrasser l'effluent des matières, les plus volumineuses à la surface des eaux.

Le dégrillage soulage le travail de la station d'épuration des points de vue biologique et protection mécanique de l'ouvrage et par ailleurs, doit toujours s'effectuer avant une opération de revêtement. ( Fig. 1 Schématise une installation de dégrillage).

##### b)- Désablage

La technique traditionnelle du désablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation où elle est tentée d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit.

(Une vitesse de 0,30 m/s permet le dépôt de la moyenne partie des sables.



- PLAN

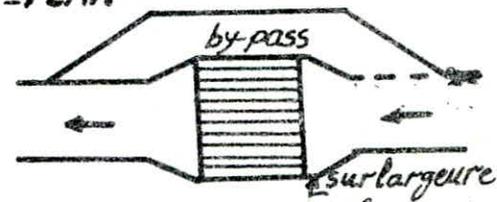
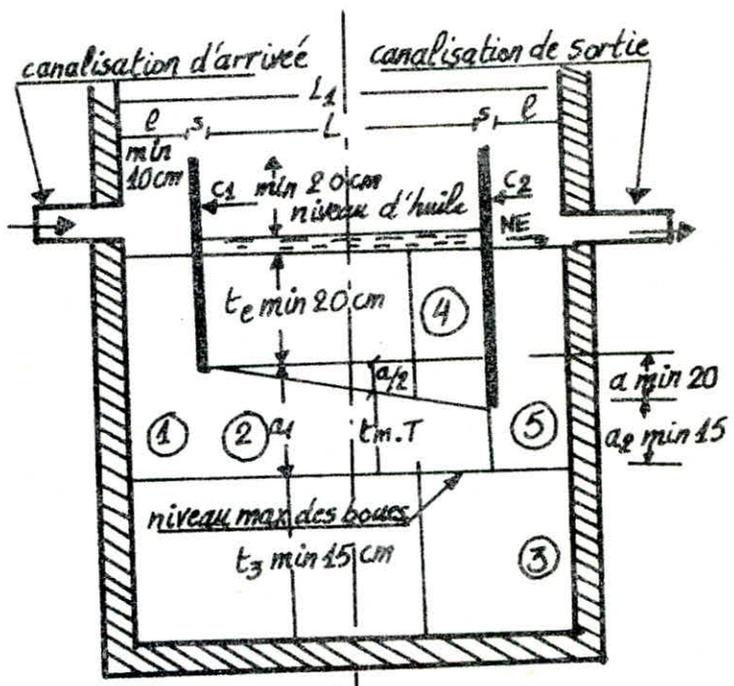


Fig 1 - schéma d'une installation de dégrillage manuelle



- B : largeur de la chambre

Fig 2 - schéma d'un intercepteur d'huile  
 ① chambre d'entrée                      ④ collecteur d'huile  
 ② chambre de séparation              ⑤ chambre de sortie  
 ③ chambre des boues

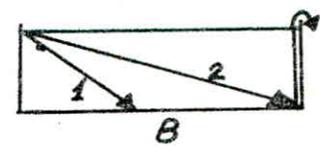
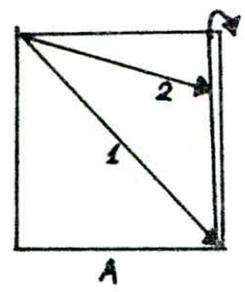


Fig 3 - schémas de décanteurs

- A arrête toute particule de vitesse de chute inférieure à celle de 1  
 - B arrête toute particule de vitesse de chute inférieure à celle de 2

### c)-- Le Deshuilage

Le déshuilage se fait par flottation grâce à l'introduction d'air comprimée qui fait diminuer la densité des particules huileuses. Les graisses sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées manuellement.

Le temps de séjour est de sept minutes. (Voir schéma Fig. 2).

### 3.3.2.- Décanteur primaire (I)

Le processus principal du traitement primaire est la décantation.

La décantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation, une particule solide charriée par l'eau d'égout comme tout autre corps pesant, tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré, si sa chute n'est pas freinée par les forces de frottement créées par son déplacement au sein de l'eau, forces dont l'effet est traduit par une vitesse de chute uniforme, cette vitesse dépend de la dimension, la forme extérieure et de la densité apparente de la particule. (Fig 3 - 4 Schéma du décanteur primaire).

### 3.3.3.- Décanteur secondaire (II)

La décantation secondaire assure la séparation et un premier assouplissement des boues entraînées par l'effluent traité issue de l'ouvrage de traitement biologique. Ces deux fonctions sont très importantes, la première assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles contenues dans le cas des stations à forte charge ou les congglomérats biologiques ne sont que très partiellement stabilisés (Schéma du décanteur secondaire Fig. 6).

Fig 4-Décanteurs primaires verticaux

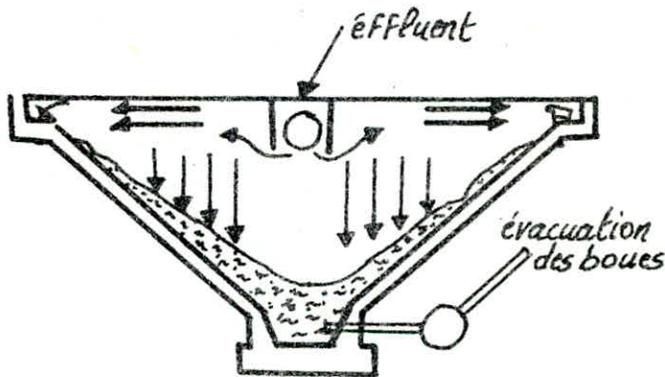
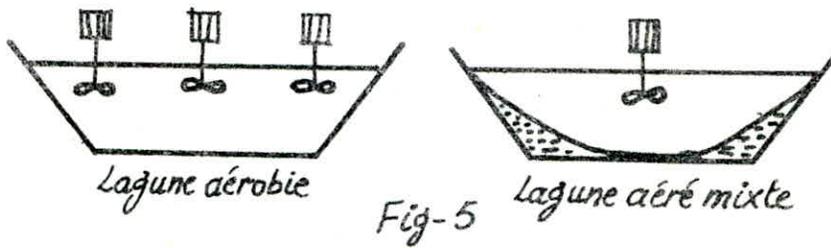
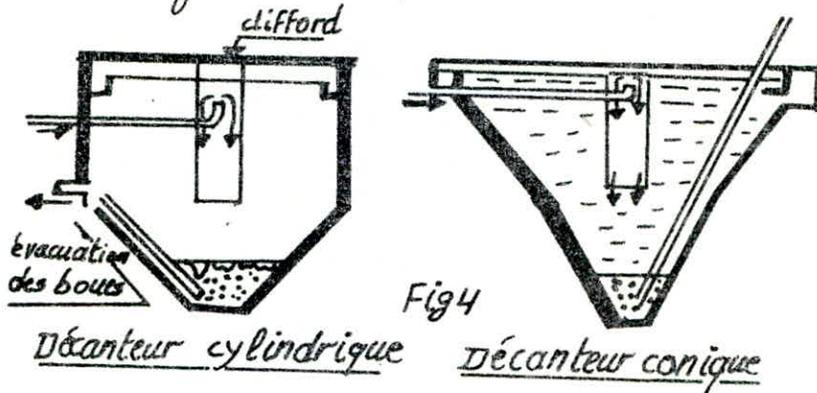
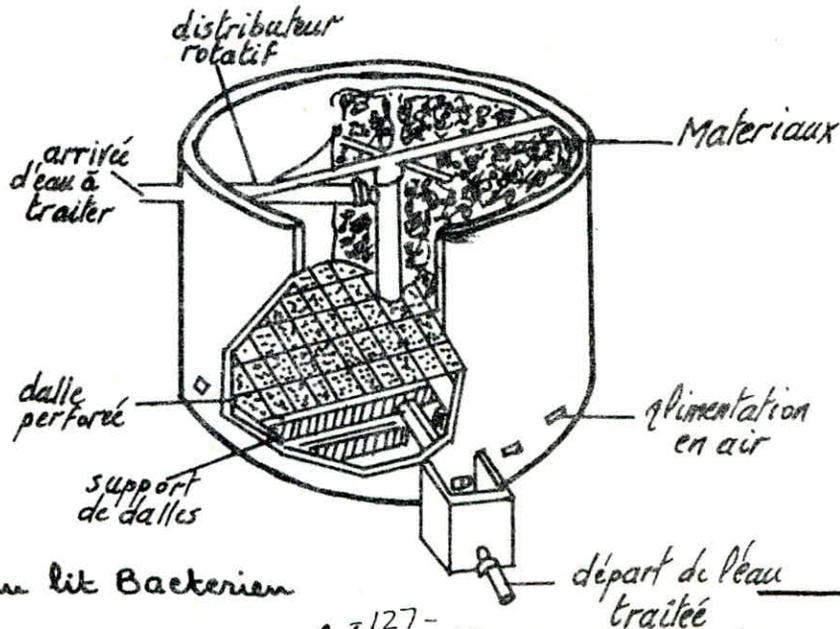


Fig 6- Décanteur secondaire à glissement des boues



## CHAPITRE IV

### OUVRAGE DU RESEAU

#### 4.1. Regards de visiste

Pour les raisons de sécurité d'exploitation, le bon entretien, la facilité du travail de contrôle.

Les regards de visiste sont nécessaires dans les cas suivants :

- changement de direction
- modification de section
- à tous les 50 m

Les regards de visite comprennent :

- un radier en béton, une cheminée verticale en béton (coulée sur place) d'une section carrée de 1,20 m de côté;
- une échelle de descente, avec une crosse de **sortie**.
- une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture , l'épaisseur minimale de 0,12 m si elle est sous trottoire et de 0,15 m si elle est sous-chaussée.

#### 4.2.- Regards de chute

Sur les tronçons où la pente est trop forte il est nécessaire de prévoir des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des cheminées déversantes.

#### 4.3.- Déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer en direction d'un exutoire naturel une partie du débit d'orage, le reste qui correspond à la somme des débits d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie diluées avec les eaux usées sera évacué vers la station d'épuration.

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

Durant cette étude , nous avons été guidé par les conditions techniques auxquelles doivent répondre les diverses installations tout en ayant vu les considerations économiques du projet .

L'un des problemes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux (dotations, coefficients  $a_h$  % ), nous permettant l'estimation ou l'obtention de resultats précis .

Pour obtenir certains éléments numériques on a souvent recours à des ouvrages étrangers .

Nous estimons que les services concernés penchent sur ce problème. Enfin nous espérons que ce modeste travail servira de référence pour le futur projet d'A.E.P et d'assainissement de la Z.H.U.N de OUED ATHMENIA .

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

---

### A. E. P.

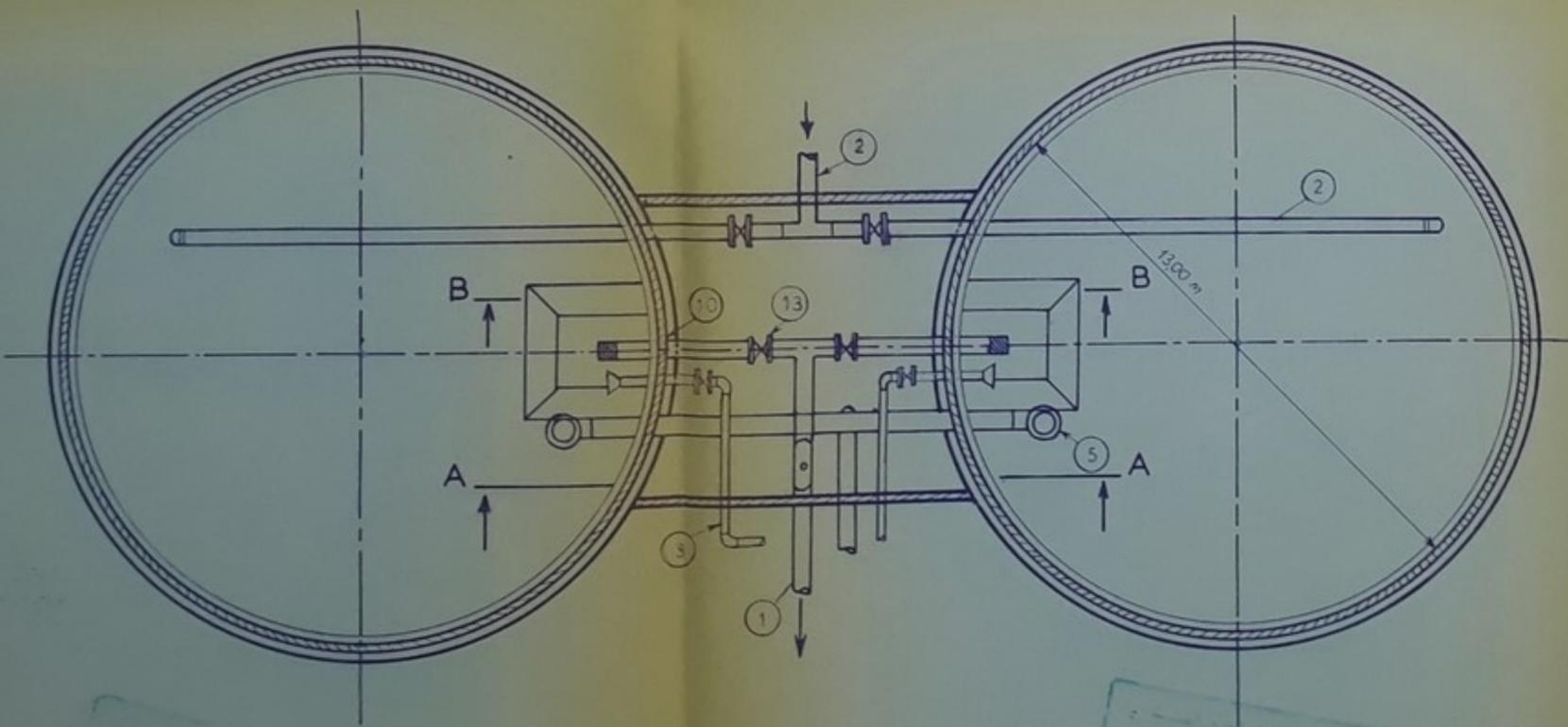
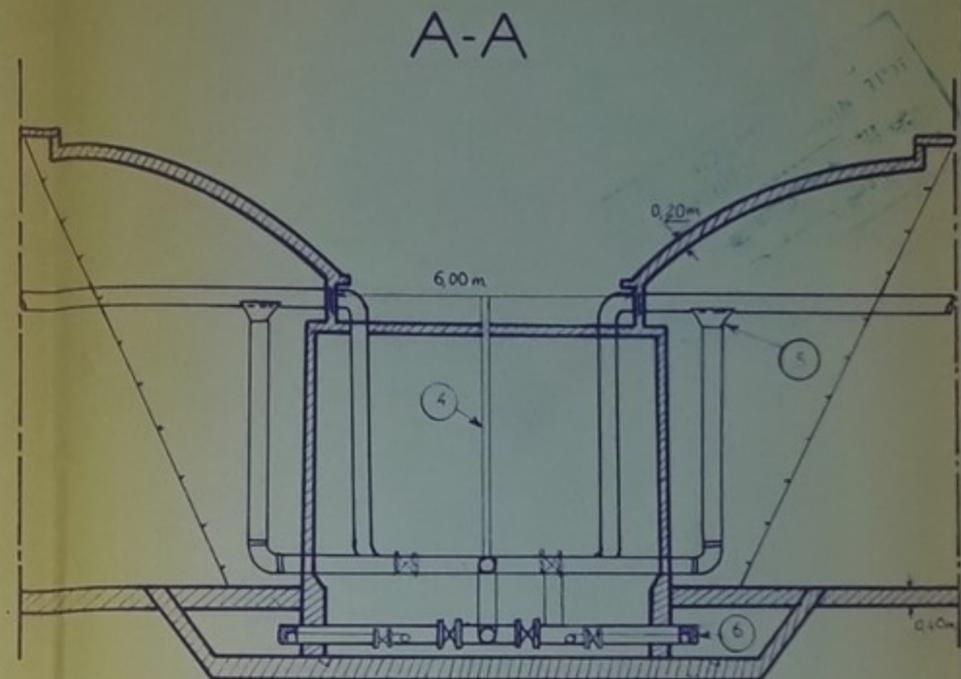
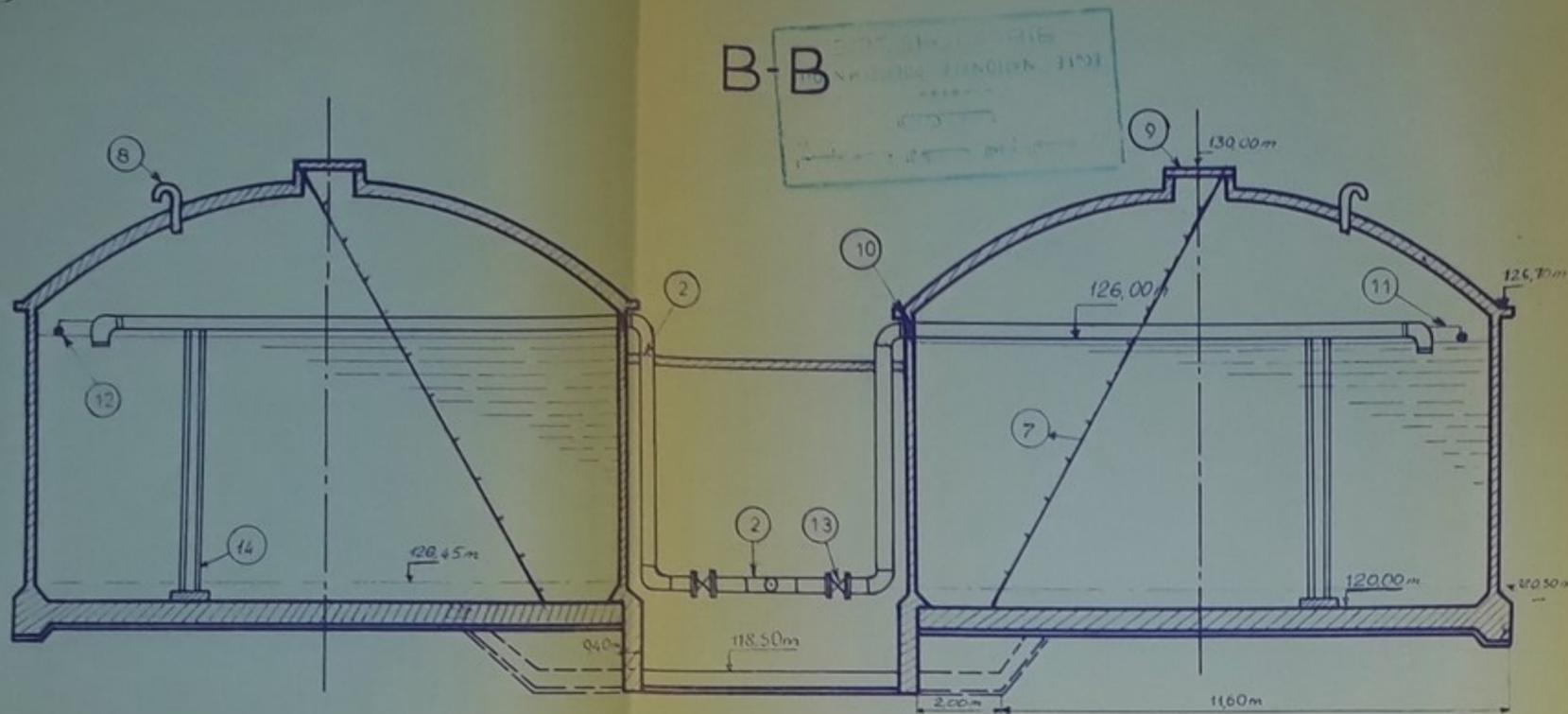
---

1. A. DUPONT           Hydraulique urbaine (Tome II)
2. M. CARLIER         Hydraulique générale et appliquée
3. G. LAPRAY         Hydraulique graphique
4. G. GOMELLA et H. GUERREE   Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales
5. A. LANCASTRE       Manuel d'hydraulique générale
6. J. BONNIN         Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance
7. Catalogue des pompes JEUMONT - SCHNEIDER
8. Catalogue des pompes ATURIA

## A S S A I N I S S E M E N T

---

9. G. GOMELLA et H. GUERREE : les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales (Tome I la Collecte).
10. Cours d'assainissement URBAIN   Université STUTTGART (O.P.U. Alger 1974).



LEGENDE

N°	NOMENCLATURE	N°	NOMENCLATURE
①	DISTRIBUTION	⑧	TUBE POUR AERATION
②	REFOULEMENT	⑨	DALLE DE VISITE
③	VIDANGE	⑩	BRIDE DETACHEE
④	EVENT	⑪	DISPOSITIF DE FERMETURE FLOTTEUR
⑤	TROP PLEIN	⑫	ROBINET-VANNE
⑥	CREPINE	⑬	Appareil
⑦	ECHELLE		

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

مكتبة  
A.E.P. OUED ATHMENIA (ZHUN)  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

A.E.P. OUED ATHMENIA (ZHUN)

RESERVOIR JUMELLE 2x800m³

ETUDIÉ PAR M. HADJEM B. TAHRAOUI DÉRIGÉ PAR M'B SALAH	PLANCHÉ N°1 PROPOSÉ PAR CHERU	ECHELLE 1:100 PROMOTION 1965
---	-------------------------------------	---------------------------------

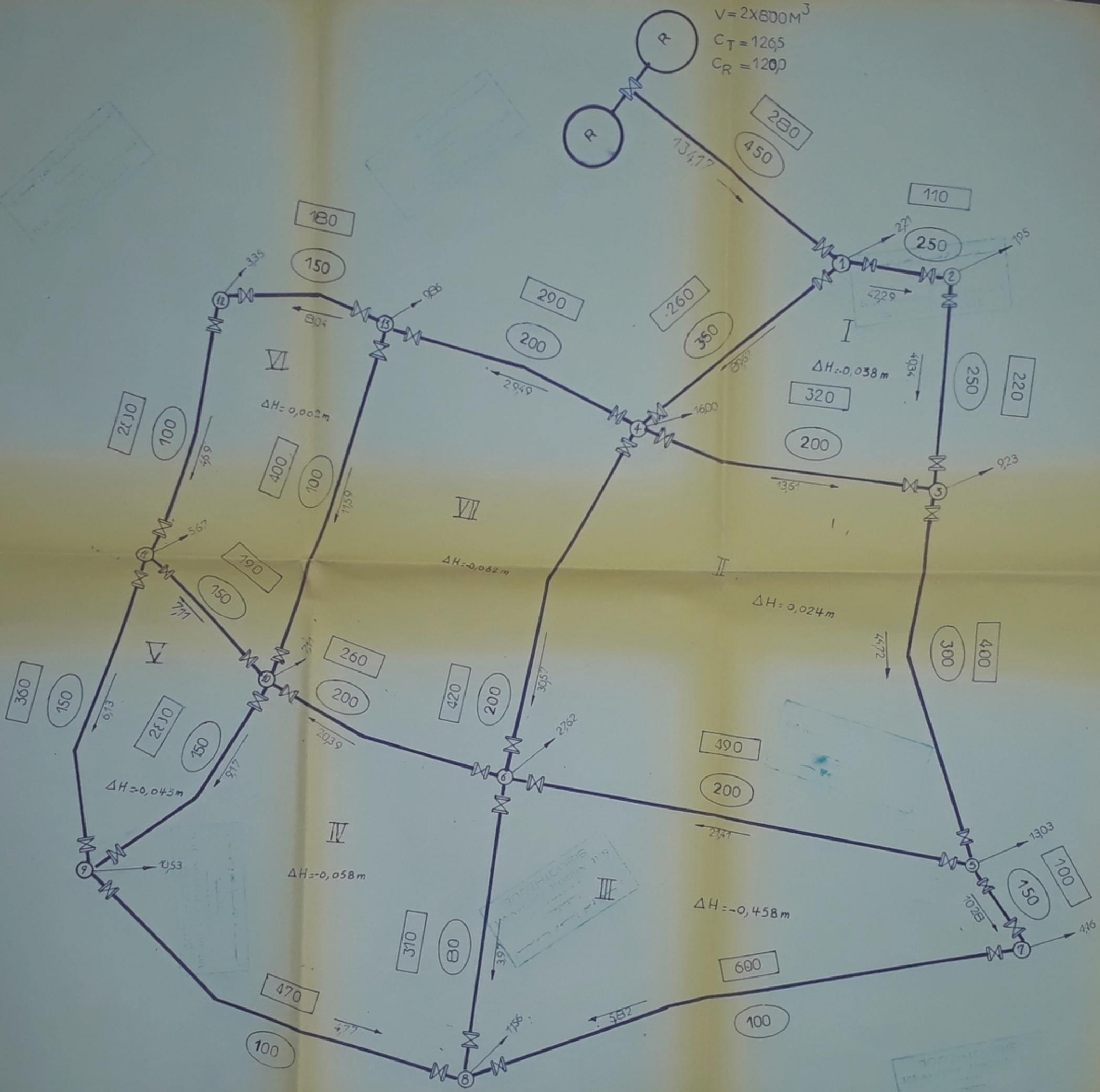
# CALCUL DU RÉSEAU MAILLÉ

n° maille		Caractéristiques des mailles			Débits (Q) (l/s)	1 <sup>re</sup> Approximation			1 <sup>re</sup> Correction			2 <sup>me</sup> Approximation			2 <sup>me</sup> Correction			Débits Corrigés (Q <sub>i</sub> ) (l/s)	3 <sup>me</sup> Approximation			3 <sup>me</sup> Correction			Débits finaux (Q <sub>f</sub> ) (l/s)	DH finaux (m)
Prin	Adj	Tronçons (m)	Diamètre (mm)	le. (15 Lc) (m)		r Q <sup>2</sup> (m)	l r Q <sup>2</sup> (m)	C.M.P (l/s)	C.M.A (l/s)	total (l/s)	r Q <sup>2</sup> (m)	l r Q <sup>2</sup> (m)	C.M.P (l/s)	C.M.A (l/s)	total (l/s)	r Q <sup>2</sup> (m)	l r Q <sup>2</sup> (m)		C.M.P (l/s)	C.M.A (l/s)	total (l/s)	r Q <sup>2</sup> (m)	l r Q <sup>2</sup> (m)	C.M.P (l/s)		
I	II	1-2	250	126,50	+41,96	+0,435	10,567	+0,36	-	+0,36	+42,32	+0,442	10,452	0,29	-	-0,29	+42,03	+0,436	10,385	+0,26	-	+0,26	+42,29	+0,44		
		2-3	250	253,00	+40,01	+0,792	19,808	+0,36	-	+0,36	+40,37	+0,806	19,975	-0,29	-	-0,29	+40,08	+0,795	19,841	+0,26	-	+0,26	+40,34	+0,80		
		3-4	200	368,00	-14,00	-0,471	33,674	+0,36	+0,62	+0,98	-13,02	-0,410	31,471	-0,29	-0,61	-0,90	-13,92	-0,466	33,494	+0,26	-0,05	-0,31	-13,61	-0,45		
		4-1	350	299,00	-90,00	-0,805	8,944	+0,36	-	+0,36	-89,64	-0,799	8,909	-0,29	-	-0,29	-89,93	-0,804	8,937	+0,26	-	+0,26	-89,67	-0,80		
					-0,049	72,796				+0,040	70,811				-0,038	72,655				+0,040	70,811					
					$\Delta Q_0 = +0,36 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = -0,29 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = +0,26 \text{ l/s}$									
II	III	4-3	200	368,00	+14,00	+0,471	33,674	-0,62	-0,36	-0,98	+13,02	+0,410	31,471	+0,61	+0,29	+0,90	+13,92	+0,466	33,494	-0,05	-0,26	-0,31	+13,61	+0,45		
		3-5	300	460,00	+44,78	+0,700	15,437	-0,62	-	-0,62	+44,16	+0,681	15,432	+0,61	-	+0,61	+44,77	+0,699	15,634	-0,05	-	-0,05	+44,72	+0,70		
		5-6	200	563,50	+21,75	+1,700	78,160	-0,62	-0,22	-0,84	+20,91	+1,574	75,282	+0,61	+0,04	+0,65	+21,56	+1,671	77,509	-0,05	-0,10	-0,15	+21,41	-1,65		
		6-4	200	483,00	-30,00	-2,756	91,136	-0,62	-0,44	-1,06	-31,06	-2,929	94,298	+0,61	+0,02	+0,63	-30,43	-2,813	92,452	-0,05	-0,09	-0,14	-30,57	-2,84		
					+0,135	218,667				+0,263	216,482				+0,024	219,089				+0,024	219,089					
					$\Delta Q_0 = -0,62 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = +0,61 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = -0,05 \text{ l/s}$									
III	IV	6-5	200	563,50	-21,75	-1,700	78,160	+0,22	+0,62	+0,84	-20,91	-1,574	75,282	-0,04	-0,61	-0,65	-21,56	-1,671	77,509	+0,10	+0,05	+0,15	-21,41	-1,65		
		5-7	150	115,00	+10,00	+0,338	33,763	+0,22	-	+0,22	+10,22	+0,352	34,465	-0,04	-	-0,04	+10,18	+0,349	34,337	+0,10	-	+0,10	+10,28	+0,36		
		7-8	100	690,00	+5,54	+5,241	946,033	+0,22	-	+0,22	+5,76	+5,655	981,837	-0,04	-	-0,04	+5,72	+5,579	975,32	+0,10	-	+0,10	+5,82	+5,77		
		8-6	80	356,50	-4,13	-4,876	1180,565	+0,22	+0,06	+0,28	-3,85	-4,250	1103,830	-0,04	-0,17	-0,21	-4,06	-4,715	1161,384	+0,10	-0,01	+0,09	-3,97	-4,51		
					-0,997	2238,521				+0,184	2195,414				-0,458	2248,558				-0,458	2248,558					
					$\Delta Q_0 = +0,22 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = -0,04 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = +0,10 \text{ l/s}$									
IV	V	10-6	200	299,00	-20,00	-0,766	38,291	-0,06	-0,44	-0,50	-20,50	-0,804	39,200	+0,17	+0,02	+0,19	-20,31	-0,789	38,856	+0,01	-0,09	-0,08	-20,39	-0,80		
		6-8	80	356,50	+4,13	+4,876	1180,565	-0,06	-0,22	-0,28	+3,85	+4,250	1103,830	+0,17	+0,04	+0,21	+4,06	+4,715	1161,384	+0,01	-0,10	-0,09	+3,97	+4,51		
		8-9	100	540,50	-4,89	-3,218	658,148	-0,06	-	-0,06	-4,95	-3,296	665,805	+0,17	-	+0,17	-4,78	-3,079	644,109	+0,01	-	+0,01	-4,77	-5,07		
		9-10	150	322,00	-8,50	-0,658	79,340	-0,06	-0,88	-0,94	-9,24	-0,811	87,747	+0,17	-0,01	+0,16	-9,08	-0,789	88,855	+0,01	-0,10	-0,09	-9,17	-0,80		
					+0,233	1956,345				-0,660	1896,582				-0,058	1883,201				-0,058	1883,201					
					$\Delta Q_0 = -0,06 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = +0,17 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = +0,01 \text{ l/s}$									
V	VI	11-10	150	218,50	-8,00	-0,416	52,016	+0,88	+0,07	+0,95	-7,05	-0,326	46,239	+0,01	-0,17	-0,16	-7,21	-0,340	47,212	+0,10	+0,002	+0,102	-7,11	-0,33		
		10-9	150	322,00	+8,50	+0,658	79,340	+0,88	+0,06	+0,94	+9,24	+0,811	87,747	+0,01	-0,17	-0,16	+9,08	+0,784	86,317	+0,10	-0,01	+0,09	+9,17	+0,80		
		9-11	150	414,00	-7,12	-0,629	88,417	+0,88	-	+0,88	-6,24	-0,488	78,271	+0,01	-	+0,01	-6,23	-0,487	78,156	+0,10	-	+0,10	-6,13	-0,47		
							-0,387	219,773				-0,003	212,257				-0,043	211,685				-0,043	211,685			
					$\Delta Q_0 = +0,88 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = +0,01 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = +0,10 \text{ l/s}$									
VI	VII	12-13	150	207,00	-8,14	-0,408	50,084	-0,07	-	-0,07	-8,21	-0,414	50,487	+0,17	-	+0,17	-8,04	-0,398	49,508	-0,002	-	-0,002	-8,04	-0,40		
		13-10	150	460,00	+12,00	+1,926	160,549	-0,07	-0,44	-0,51	+11,49	+1,770	154,051	+0,17	+0,02	+0,19	+11,68	+1,827	156,472	-0,002	-0,09	-0,092	+11,59	+1,80		
		10-11	150	218,50	+8,00	+0,416	52,016	-0,07	-0,88	-0,95	+7,05	+0,326	46,239	+0,17	-0,01	+0,16	+7,21	+0,340	47,212	-0,002	-0,10	-0,102	+7,11	+0,33		
		11-12	100	322,00	-4,79	-1,842	384,485	-0,07	-	-0,07	-4,86	-1,894	389,807	+0,17	-	+0,17	-4,69	-1,767	376,880	-0,002	-	-0,002	-4,69	-1,77		
					+0,090	647,134				-0,213	640,584				+0,002	630,074				+0,002	630,074					
					$\Delta Q_0 = -0,07 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = +0,17 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = -0,002 \text{ l/s}$									
VII	VIII	13-4	200	333,50	-30,00	-1,889	62,966	+0,44	-	+0,44	-29,56	-1,835	62,075	-0,02	-	-0,02	-29,58	-1,837	62,116	+0,09	-	+0,09	-29,49	-1,83		
		4-6	200	483,00	+30,00	+2,739	91,305	+0,44	+0,62	+1,06	+31,06	+2,929	94,298	-0,02	-0,61	-0,63	+30,43	+2,813	92,452	+0,09	+0,05	+0,14	+30,57	+2,84		
		6-10	200	299,00	+20,00	+0,766	38,291	+0,44	+0,06	+0,50	+29,50	+0,804	39,200	-0,02	-0,17	-0,19	+20,31	+0,789	38,855	+0,09	-0,01	+0,08	+20,39	+0,79		
		10-13	150	460,00	-12,00	-1,926	160,549	+0,44	+0,07	+0,51	-11,49	-1,770	154,051	-0,02	-0,17	-0,19	-11,68	-1,827	156,472	+0,09	+0,002	+0,092	-11,59	-1,80		
					-0,310	353,110				+0,127	349,624				-0,062	349,894				-0,062	349,894					
					$\Delta Q_0 = +0,44 \text{ l/s}$						$\Delta Q_1 = -0,02 \text{ l/s}$						$\Delta Q_2 = +0,09 \text{ l/s}$									

BIBLIOTHÈQUE  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PH02485  
 02

PH02485



$V = 2 \times 800 M^3$   
 $C_T = 1265$   
 $C_R = 1200$

LEGENDE

	ROBINET VANNE
	RÉSÉROIR
	NŌDU NŌEUD
	DIAMÈTRE (MM)
	LONGUEUR (M)
	DÉBIT (L/S)
	DÉBIT SOURCE (L/S)
	NŌDE LA MAILLE

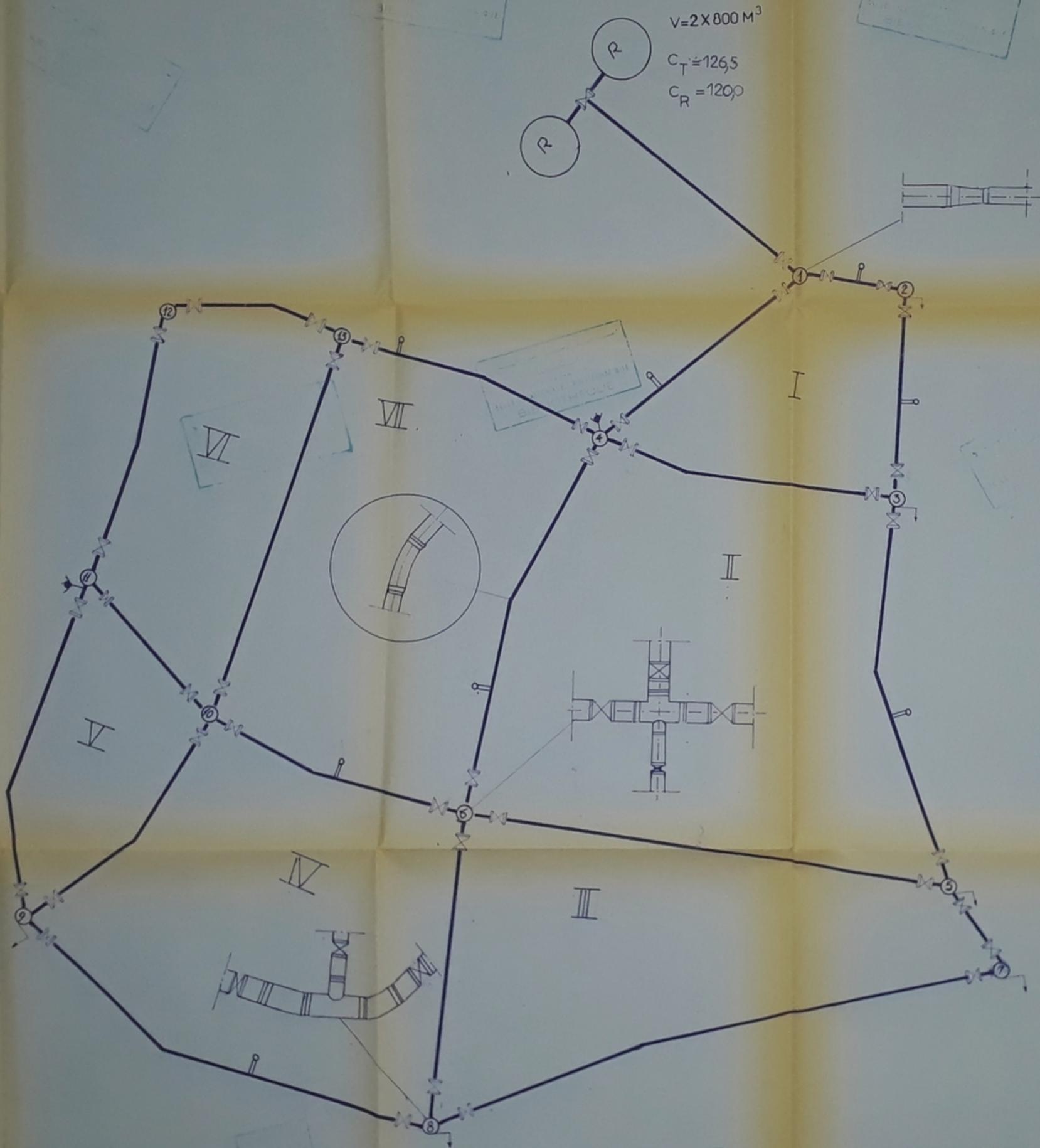
ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

A.E.P. QU'ED ATHMENIA ZHUN  
BIBLIOTHÈQUE

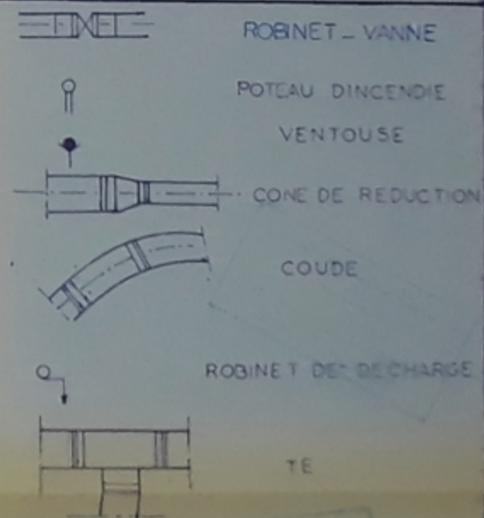
PLAN DU RESEAU MAILLE  
REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS

ETUDIER PAR B. TAHRAOUI M. HADJEM	PLANCHE N:3	ECHELLE 1:2000
DIRIGÉ PAR M <sup>re</sup> B. SALAH	PROPOSE PAR C. NERU	PROMOTION JANVIER 85

EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE



LEGENDE



RESERVOIR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

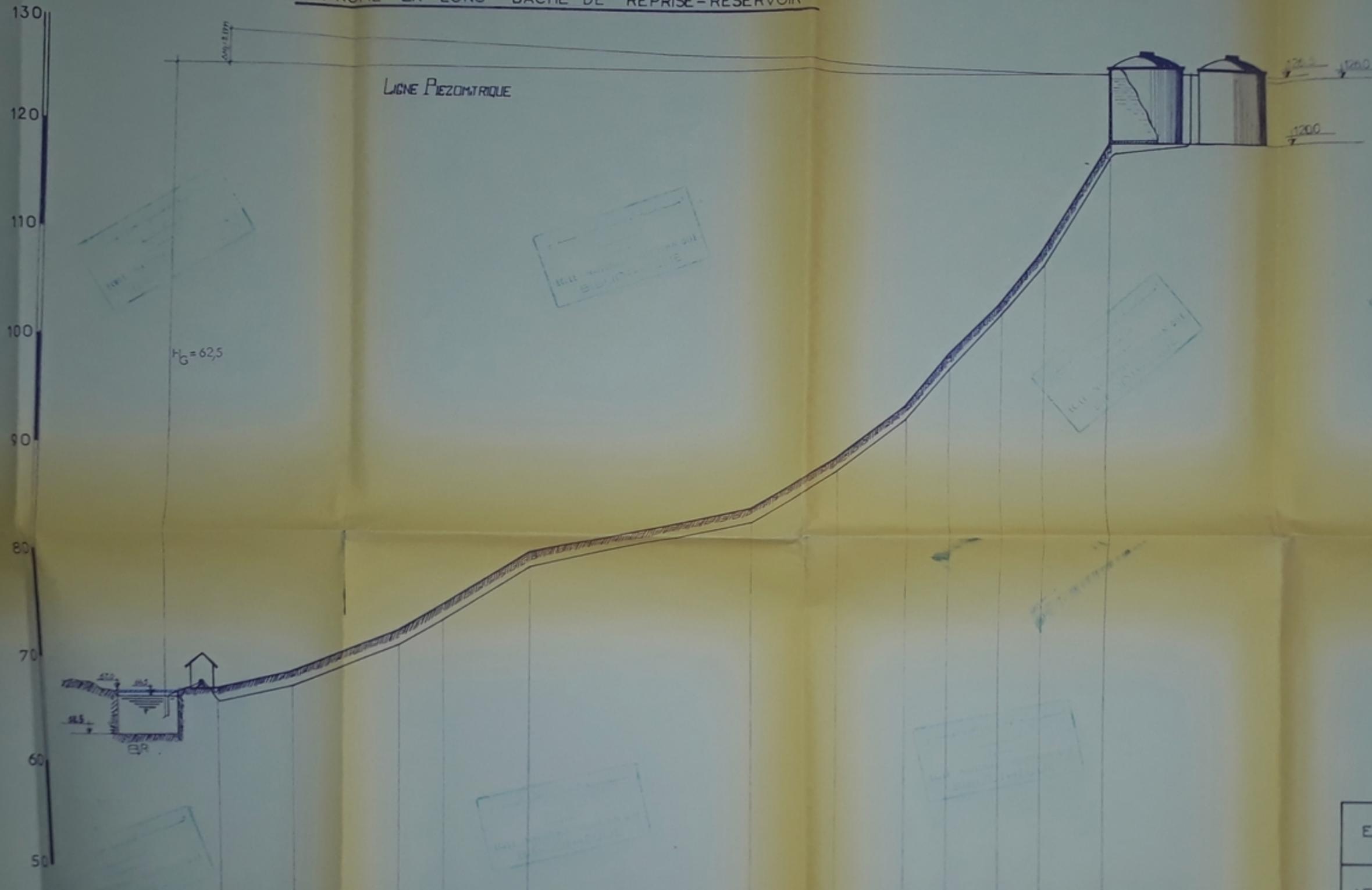
AEP OUED ATHMENIA ZHUN

EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE

ETUDIER PAR G. TAHRAOUI M. HADJEM	PLANCHE N°4	ECHELLE 1:2000
DIRIGE PAR M. B. SALAH	PROPOSE PAR C. NERU	PROMOTION JANVIER 85

Photo 85  
-4-

PROFIL EN LONG BACHE DE REPRISE-RESERVOIR



TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DIAMETRES	350	350	350	350		350	350	350	350	350	350	350
LONGUEURS PARTIELLES	70	100	40	80		210	84	66	40	50	40	60
LONGUEURS CUMULEES	70	170	210	290		500	584	650	690	740	780	840
COTES DU SOL												
COTES DU RADIER												
COTES PIEZOMETRIQUES												
PENTES DU RADIER EN X	2,17	3,93	6,25	6,25		2,38	3,95	7,57	12,50	10,00	12,50	8,33

PH 24 85  
- 05

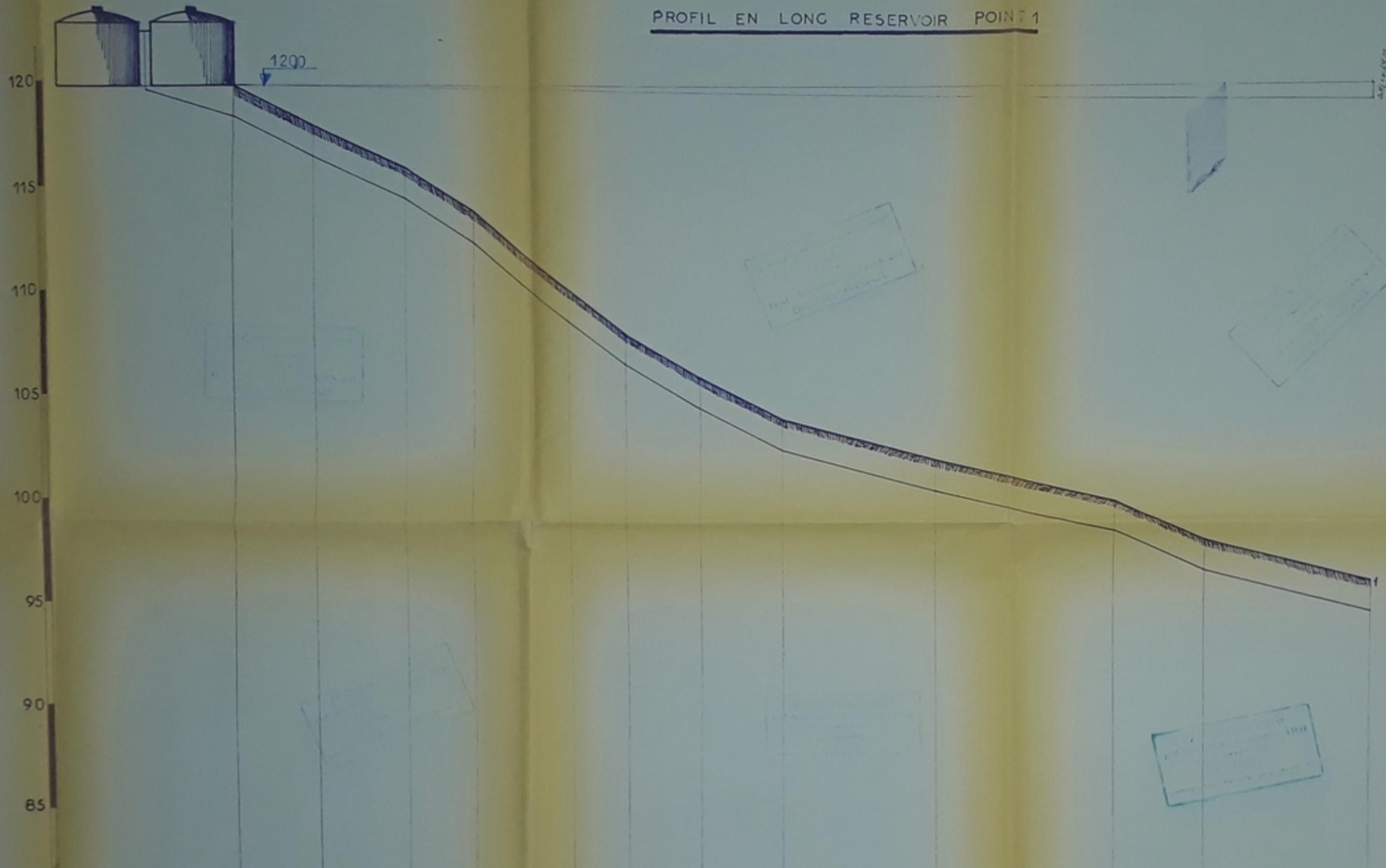
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AEP OUED ATHMANA ZHUN

PROFIL EN LONG BACHE RESERVOIR

ETUDIE PAR A. TAHRAOU M. JENEN	PLANCHE N°5	ECHELLE 1/2000	DATE 1985
TRACÉ PAR A. ELAY	PROPOSÉ PAR JENEN	TRACÉ PAR JANUARY 85	

PROFIL EN LONG RESERVOIR POINT 1

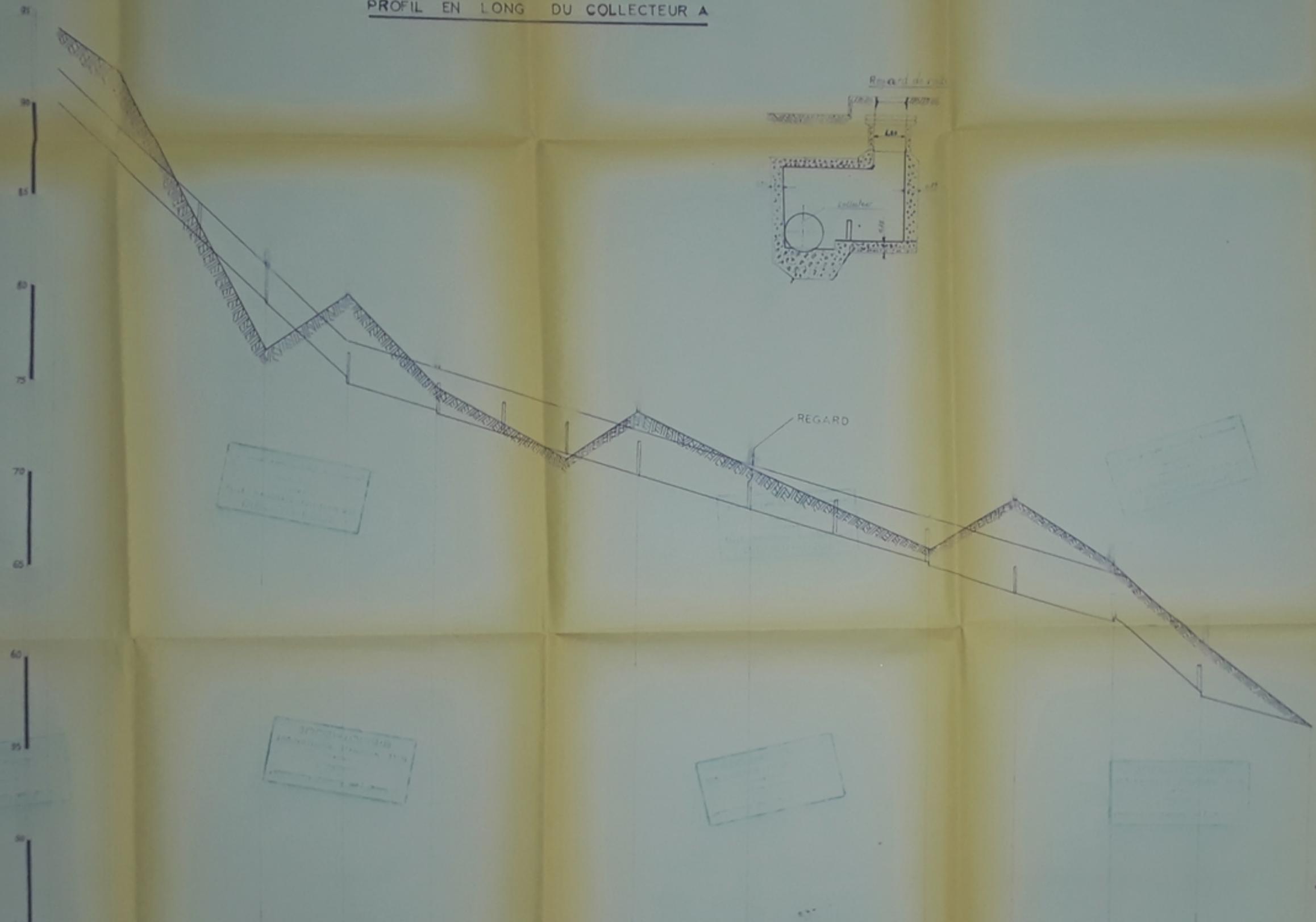


TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
DIAMETRES	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
LONGUEURS PARTIELLES	20	20	16	12	13	14	10	20	39	45	22	39	
LONGUEURS CUMULEES	20	40	56	68	81	95	105	125	164	209	231	270	
COTES DU SOL													
COTES DU RADIER													
COTES PIEZOMETRIQUES													
PENTE DU RADIER EN%	00	90	125	106	113	143	110	100	51	44	90	51	

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE			
A.E.P OUED ATHMENA ZHUN			
PROFIL EN LONG			
RESERVOIR POINT 1			
ETUDIÉ PAR B. TAHRAGH M. HADJEM M. EL BACHA	PLANCHE NOU PROPOSE NOU UNIVERSITE	ECHELLE 1/500 1/1000	PROMOTION JAN 2006

PHOTO 31  
-06-

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR A



METRES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
HAUTEUR (m)	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25	20	15
PROFONDEUR (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
PROFONDEUR (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
COTES DU SOL															
COTES DU RAGER															
PENTES DU RAGER															

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 ASSAINISSEMENT QU'ATHMENA (ZINLI)  
 PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR  
 "A"

ETUDE DE	DATE	NO. 1
PROF. DE	PROF. DE	PROF. DE
PROF. DE	PROF. DE	PROF. DE
PROF. DE	PROF. DE	PROF. DE



