

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الكلية الوطنية للتكنولوجيا  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

DEPARTEMENT **HYDRAULIQUE**

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

**Renovation du Reseau d'A-E-P  
et d'Assainissement de la  
Commune d'EMJEZ-EDCHICH  
SKIKDA**

3 PLANS

Proposé par :

**C.A DAT (SKIKDA)**

Etudié par :

**A. BEKKAYE  
S. ZOUITEN**

Dirigé par :

**Dr Ing KETTAB  
Mr A. BOUDENE**

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  
«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

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

## THEME

Renovation du Reseau d'A.E.P. et  
d'Assainissement de la Commune  
d'EMJEZ - EDCHICH SKIKDA

Proposé par :

C. A. D. A. T. - SKIKDA

Etudié par :

A. BEKKAYE  
S. ZOUITEN

Dirigé par :

Dr Ing. KETTAB  
Mr A. BOUDENE

Promotion Janvier 1985



À MA MÈRE  
À MON PÈRE  
À TOUTE MA FAMILLE  
À TOUS MES AMIS

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL

BEKKAYE Allal

 E D I C A C E S  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Je dedie ce modeste travail en signe de respect

et de reconnaissance :

- A ma mère
- A Mon père
- A mes soeurs et frères
- A toute ma famille
- A tous mes frères dans l'Islam.

ZOUITEN - SALAH

-----o==O§( R E M E R C I E M E N T S )§O==o-----  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Nous tenons à remercier :

- Tous les Professeurs et responsables ayant contribué à notre formation.
- Nos Promoteurs Mr A.KETTAB et Mr A.BOU DENE pour leurs conseils durant l'elaboration du present projet de fin d'études.
- Toutes les personnes ayant contribué de prés ou de loin à l'élaboration de cette thèse.
- C.A.D.A.T de SKIKDA.
- D.H.W de LAGHOUAT.



6 - Equipements du reservoir (Schemas) .....	19
a) Conduite de trop plein.	
b) Vidange.	
c) By-pass.	
d) Robinet flotteur.	
e) Materialisation de la reserve d'incendie.	
7 - Dimensionnement de la bache de reprise.....	22
a) determination du temps de pompage.	
* ) bache de reprise.	
b) Dimensionnement.	
c) Recapitulation des resultats.	
CHAPITRE IV - Distribution: .....	25
1 - Dimensionnement du reseau de distribution.....	25
1.1 - Generalités.....	25
1.2 - Determination des debits aux noeuds.....	25
a) Methodes.	
b) Formules.	
1.3 - Reseau maillé : Methode de HARDY-CROSS.....	29
1°) loi des noeuds.	
2°) Loi des mailles.	
* Remarque.	
1.4.- Calcul des mailles.....	30
1.5'- Coefficient de frottement.....	30
1.6 - Determination des debits correctifs.....	31
1.7 - Accessoires du reseau. .....	42
a) decharge.	
b) ventouses.	
c) bouches d'incendie.	
d) robinets - vannes.	
e) tés.	
1.8 - Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	43
- Zone haute.	
- Zone Basse.	
1.8' - Dimensionnement des conduites de fonctions.....	44

.../...

1.9	Calcul des pressions au sol.	45
1.10	Mise en service et entretien du réseau	45
a)	desinfection.	.
b)	detection des fuites d'eau.	.
c)	desincrustation des canalisations.	.
d)	reparation.	.
CHAPITRE V	Adduction.	50
1	- Choix du tracé.	50
	- Conditions techniques.	.
2	- Suggestions des variantes.	50
a)	1ere Variante.	.
b)	2eme Variante.	.
3	- Conditions économiques.	51
4	- Determination du diametre économique.	51
5	- Formules utilisées.	52
a)	Pertes de charge.	.
b)	Hauteur manometrique $H_{Mt}$ .	.
c)	Puissance absorbée par la pompe.	.
d)	Frais d'amortissement.	.
e)	Frais d'exploitation.	.
f)	Determination de la hauteur geometrique.	54
	1- Bâche de reprise-reservoir.	.
	2- Puit n°1 - Bâche.	.
	3- Puit n°2 - Bâche.	.
CHAPITRE VI	Pompes.	65
1.	Choix des pompes.	65
A.	Au niveau des puits.	.
a)	choix du genre de pompes.	.
b)	choix du type de pompes.	.
B.	Au niveau de la station de pompage.	.
a)	choix du genre de pompe.	.
b)	choix du type.	.
2.	Point de fonctionnement de la pompe. Bâche- reservoir	67
	- Conclusion.	.

.../...

.../...

3. Point de fonctionnement de la pompe: Puit n°2- Bâche. . . . .	67
4. Point de fonctionnement de la pompe: Puit n°1- Bâche. . . . .	72
- 1ere Solution. . . . .	
- 2ème Solution. . . . .	
- 3ème Solution. . . . .	
- Conclusion. . . . .	
5. Automatisation. . . . .	78
1°) But de l'automatisation. . . . .	
2°) Liaison aspirateur-moteur. . . . .	
3°) Liaison moteur-bâche. . . . .	
4°) Principe de fonctionnement. . . . .	
CHAPITRE VII Coup de belier. . . . .	80
1. - Protection contre le coup de belier. . . . .	80
1.1 - Etude du coup de belier. . . . .	80
1.2 - Protection de la conduite de refoulement bâche-reservoir . . . . .	80
contre le coup de belier à l'arrêt brusque de la pompe. . . . .	
a) Calcul du coup de belier. . . . .	
b) Justification du choix. . . . .	
c) Fonctionnement du reservoir d'air. . . . .	
d) Dimensionnement du reservoir d'air. . . . .	
e) Construction de l'epure. . . . .	
1.3 - Protection des conduites au demarrage. . . . .	86
CHAPITRE VIII Corrosion. . . . .	91
1°) Protection des canalisations contre la corrosion. . . . .	91
1.1 - Généralités. . . . .	91
1.2 - Facteurs de la corrosion. . . . .	
a) l'eau. . . . .	
b) P.H. . . . .	
c) Temperature. . . . .	
d) Pression. . . . .	
e) Metal. . . . .	
1.3 - Corrosion électro-chimique. . . . .	92
1.4 - Mecanisme de la corrosion. . . . .	92
1.5 - Principe de la protection cathodique. . . . .	93

.../...

a) Protection cathodique par soutirage du courant. . . . .	. . . . .
b) Protection par anode reactive. . . . .	. . . . .
1.6 - Corrosion interne des canalisations. . . . .	. . . . . 9
CHAPITRE IX Pose des conduites. . . . .	. . . . . 9
1 - Pose des conduites en tranchée. . . . .	. . . . .
2 - Essai du reseau. . . . .	. . . . .
3 - Remblai de la tranchée. . . . .	. . . . .
4 - Desinfection des conduites. . . . .	. . . . .
IIè PARTIE : ASSAINISSEMENT : . . . . .	. . . . . 9
CHAPITRE I : Generalités. . . . .	. . . . . 9
1 - Introduction. . . . .	. . . . . 9
2 - Situation sanitaire actuelle. . . . .	. . . . . 9
3 - Analyse du reseau futur. . . . .	. . . . . 9
CHAPITRE II Etude des debits à evacuer. . . . .	. . . . . 9
1 - Debit des eaux pluviales. . . . .	. . . . . 9
2 - Debit des eaux usées. . . . .	. . . . . 100
3 - Interpretation du tableau de calcul. . . . .	. . . . . 10
CHAPITRE III Materiaux et pose. . . . .	. . . . . 104
1 - Choix du materiaux. . . . .	. . . . . 104
2 - Pose des canalisations. . . . .	. . . . . 104
CHAPITRE IV Ouvrages du reseau. . . . .	. . . . . 105
1 - Regard de visite. . . . .	. . . . . 105
2 - Deversoir d'orage et son dimensionnement. . . . .	. . . . . 105
IIIè PARTIE : STATION D'EPURATION : . . . . .	. . . . . 109
I - Epuration biologique. . . . .	. . . . . 109
a) Procédés intensifs. . . . .	. . . . . 109
1 - Lits bacteriens. . . . .	. . . . .
2 - Boues activées. . . . .	. . . . .

.../...

.../...

b) Procédés extensifs. . . . .	111
1 - Lagunage.	
2 - Epardage.	
3 - Infiltration.	
II - Les Prétraitements: . . . . .	112
1 - Degrillage.	
2 - Dessablage.	
3 - Deshuilage.	
4 - Decauteur primaire.	
5 - Decauteur secondaire.	
- SCHEMAS. . . . .	114

# C H A P I T R E I

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

## PRESENTATION ET GENERALITES.

### 1 - PRESENTATION :

La commune d'Emjez Ed Chich est situé à 30 Km de la wilaya de Skikda et à 7 Km de la Daira d'El-Harrouch, elle comprend une population de 7120 (recensement 1982).

### 2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Elle se situe au milieu de la region de Skikda, elle est limitée:

- Au Nord par El-Haddaiek.
- Au Sud par la daïra d'EL-Harrouch.
- A l'Est par la commune de Salah Bouchaour.
- A l'Ouest par la Commune de Sidi Mezrich.

### 3 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

- La partie nord-est de la commune d'Emjez-Edchich est limité par Djebel Staïha qui se caracterise par un relief montagneux.
- La partie ouest se caracterise par des collines isolées qui dépassent les 150 m d'altitude.
- La partie est varie entre les altitudes de 50 et 150 m.

### 4 - CLIMAT :

Il a un climat de type mediteraneen avec un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec.

### 5 - ANALYSE CHIMIQUE DE L'EAU :

L'Analyse chimique a donné les resultats suivants :

CORPS CHIMIQUES	Ca	Mg	K	Na	Cl	SO4	CO 3	PH
Concentration mg/l	94	55	4	115	195	190	354	7,9

.../...

.../...

CONCLUSION :

Comparés aux normes requises; ces résultats nous donne une eau de potabilité chimique acceptable il faut noter cependant une minéralisation assez importante.

6 - RESSOURCES :

Actuellement nous disposons d'un seul puit, de 27 l/s en ce qui concerne les ressources non exploitées nous disposons de deux puits dont les débits sont 37 l/s et 40 l/s avec un champ captant situé à proximité de l'oued.

// CHAPITRE II  
-O-O-O-O-O-O-O-O-O-

1. - DEMOGRAPHIE :

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon 2010 de ce fait il sera procédé à l'Etablissement de l'évaluation de la population jusqu'à l'horizon prévu.

D'après les renseignements recueillis auprès de l'A.P.C la population est estimée à 7120 hab au chef lieu de la commune pour le recensement de 1982 le taux d'accroissement est de 4 %.

Donc la population future est calculée d'après la formule des intérêts composés suivante :  $P_n = P_o (1 + \alpha)^n$

$P_n$  = Population future pour l'horizon considéré.

$P_o$  = Population actuelle année 1982.

$n$  = Nombre d'année serparant l'année de base et l'horizon considéré.

$\alpha$  = Taux d'accroissement.

La politique de stabilisation et de fixation de la population rurale et la limite d'exode nous amène à considérer que le taux de migration est nul.

1.1 EVOLUTION DE LA POPULATION.

A N N E E S	EVOLUTION DE LA POPULATION	AUGMENTATION
1 9 8 2	7120	
2 0 0 0	14424	7304
2 0 1 0	21350	6926

II. 2. CALCUL DES BESOINS EN EAU:

2.1. DOTATIONS:

Tenant compte de la demande croissante en eau l'estimation a été faite en octroyant une dotation de 150 l/j/hab et passera à 200 l/j/hab. Pour une population de 21350 hab.

2.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POUR LES HORIZONS 2000 et 2010.

Les informations recueillis auprès des services de l'A.P.C nous conduits à dresser les tableaux suivants:

1) Horizon 2000:

a) Besoins domestiques:

Nombre d'occupants	Dotation l/j/hab	Consommation M <sup>3</sup> /j
14424	200	2885

b) BESOINS SCOLAIRES

DESIGNATION	NOMBRE D'OCCUPANTS	DOTATION l/j/Elève	CONSOM. m <sup>3</sup> /j.
2 Ecoles	750 Elèves	100	75
1 C.F.P.A.	170 "	100	17
1 C.E.M.	420 "	100	42
1 Lycée	260 "	100	26
			M 160.

c) BESOINS SANITAIRES

DESIGNATION	NOMBRE D'OCCUPANTS ET SUPERFICIES	DOTATIONS	CONSOM. m <sup>3</sup> /j
1 Centre de soin	120 Malades	70l/j/Malade	8,4
1 Polyclinique	20 Lits	350l/j/lit	7
1 Pharmacie	320 m <sup>2</sup>	5 l/j/m <sup>2</sup>	1,6
			M 17.

a) BESOINS MUNICIPAUX (Autres équipements)

	DESIGNATION	Nbr. D'Occup. et Superficies	Dotation	Consommation M3/j
Besoins Socio Culturels	1 Maison de jeune	2000 M2	2 l/j/m2	4
	2 Salle polyvalente	3200 M2	5 l/j/m2	16
	2 Mosquées	2000 fidels	15 l/j/fidèle	30
Besoins Publics	Bains - Douche	120 Postes	200 l/j/ Poste	24
	Abattoirs	22 Têtes	500 l/j/Tête	11
Besoins Administratifs	1 Agence P.T.	200 M2	4 l/j/M2	0,8
	Service de sureté	300 M2	4 l/j/M2	1,2
	Antenne S.A.A.	175 M2	4 l/j/M2	0,7
	Kasma	325 M2	4 l/j/M2	1,3
	A.P.C.	2300 M2	10 l/j/M2	23
Besoins Commerciales	Commerce divers	2660 M2	5 l/j/M2	13,3
	S.N.G.A.	6000 M2	5 l/j/M2	30
	SOUK-EL-FELIAH	10600 M2	5 l/j/M2	53
	Cafés	700 Clients	5 l/j/Client	3,5
	Restaurants	120 Repas	10 l/j/Repas	1,2
Sport et Loisirs	Stade			180
	Aire de jeu			62

HORIZON 2000

CONSUMMATION MOYENNE m <sup>3</sup> /j	CONSUMMATION MAX JOURNALIERE m <sup>3</sup> /h	DEBIT DE POINTE (l/s)
3517	198,90	79,38

HORIZON 2010

CONSUMMATION MOYENNE M/J	CONSUMMATION MAX JOURNALIERE M/h	DEBIT DE POINTE (l/s)
6235	340.8	142

HORIZON 2010

ZONE HAUTE

CONSUMMATION MOYENNE JOURNALIERE m <sup>3</sup> /j	CONSUMMATION MAX JOURNALIERE m/h	DEBIT DE POINTE l/s
230.6	126.36	52.65

ZONE BASSE

CONSUMMATION MOYENNE m <sup>3</sup> /j	CONSUMMATION MAX JOURNALIERE m <sup>3</sup> /h	DEBIT DE POINTE l/s
392.9	214.44	89.35

ETUDE COMPARATIVE.

Actuellement il y a 1 puit de 27 l/s.

Les besoins en eau pour les deux horizons s'élèvent à:

2000 : 55.25 l/s.

2010 : 94.66 l/s.

Donc on constate que l'on a un deficit pour les 2 horizons.

2000 : 55.25 - 27 = 28.25 l/s.

2010 : 94.66 - 27 = 67.66 l/s.

CONCLUSION.

Il paraît que les ressources actuelles n'arrivent pas à satisfaire les besoins futurs, et il est impératif d'engager les puits non encore exploités.

Puit n°1 : 37 l/s

!- ND = 56.70 m

!- NS = 68.3 m

Puit n°2 : 40 l/s

!- ND = 71.40 m

!- NS = 91.2 m

### 3 ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS.

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

- Des variations annuelles dépendant du niveau de vie de la population.
- Des variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Des variations mensuelles, selon le jour de la semaine.
- Des variations horaires; qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe en raison de toutes ces variations il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 (d'après DUPONT).

a ) Coefficient journalier  $K_j$  qui tient compte aussi des pertes

$$K_j = \frac{\text{CONSOMMATION MAX JOURN}}{\text{CONSOMMATION MOY JOURN}}$$

Pour une ville de quelques dizaines de milliers d'habitants ce coefficient a une valeur de 1,3.

b )  $K_0$  : Coefficient d'irrégularité horaire.

$$K_0 = \frac{\text{CONSOMMATION MAX HORAIRE}}{\text{CONSOMMATION MOY HORAIRE}}$$

$$K_0 = \alpha B \quad ; \quad 1,2 < \alpha < 1,4; \quad \alpha = 1,25$$

$B$  : En Fonction de la population.

Population	1000	1500	2000	6000	10000	20000
B	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2

$$B = 1,2$$

$$K_0 = \alpha B = 1,25 \cdot 1,2 = 1,5$$

c ) Débit de pointe

$$Q_p = Q_{mj} \cdot K_p$$

$$\text{ou } K_p = K_0 \cdot K_j$$

$$K_p = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95$$

$$Q_p = 73 \times 1,95 = 142 \text{ l/s}$$

ZONE HAUTE

$$Q_{ph} = 1,95 \cdot 27 = 52,69 \text{ l/s}$$

ZONE BASSE

$$Q_{pb} = 142 - 52,69 = 89,35 \text{ l/s}$$

TABLEAU RECAPITULATIF POUR L'AN 2000.

TYPES DE BESOINS	CONSOMMATION JOURN(m <sup>3</sup> /j)	TOTAL (m <sup>3</sup> /j)	EN L/S
Domestiques	2885		
Scolaires	160		
Sanitaires	17		
Socio-Culturel	50	3517	40,71
Administratif	27		
Commerciaux	101		
Publics	35		
Sport et besoins	242		

2) LES BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010.

TYPES DE BESOINS	CONSOMMATION JOURN (m <sup>3</sup> /j)	TOTAL (m <sup>3</sup> /j)	TOTAL l/S
Domestiques	4270		
Scolaires	470		
Socio-Culturel	255		
Administratifs	200		
Commerciaux	340	6235	72,16=73
Publics	150		
Sportifs	400		
Sanitaires	150		

## CHAPITRE : R E S E R V O I R S

### 1°-) Role :

Un reservoir est destiné à régulariser l'apport d'eau (pompes - à une hauteur constanté et à débit constant) et la consommation qui varie suivant l'heure de la journée. En cas d'accident sur la conduite d'adduction, il nous permet de satisfaire la demande en eau de l'agglomération pendant la période que dure, la panne. Il assure aussi la régularité de la pression dans le reseau de distribution.

Notons bien aussi que la capacité du reservoir doit correspondre au moins au quart de la consommation journalière du reseau qu'il dessert.

En conclusion, les reservoirs constituent un volant qui permet d'assurer, aux heures de pointes les débits maximums demandés.

De plus ils permettent de combattre efficacement les incendies.

### 2°-) Reservoirs existants

Il existe 2 Reservoirs jumelés de 500m<sup>3</sup> et un de 300m<sup>3</sup> situés à la côte 173,2 - N.G.A.

D'Après les Services de l'A.P.C., un reservoir de 500m<sup>3</sup> se trouve dans un état défectueux.

### 3°-) CHOIX DU SITE D'IMPLANTATION :

Le sol de fondation doit être examiné du point de vue de la capacité portante de terrain et du drainage des eaux qu'il est normal de rencontrer dans les feuilles. Une bonne implantation des reservoirs compte tenu du relief, permettra d'obtenir des dépenses minimales d'investissement et d'exploitation.

On doit tenir compte des facteurs suivants :

- Le Point les plus bas à alimenter
- La Hauteur du plus haut batiment
- Les Pertes de charges dans les batiments
- Les Pertes de charge à partir du reservoir jusqu'au point le plus défavorable.

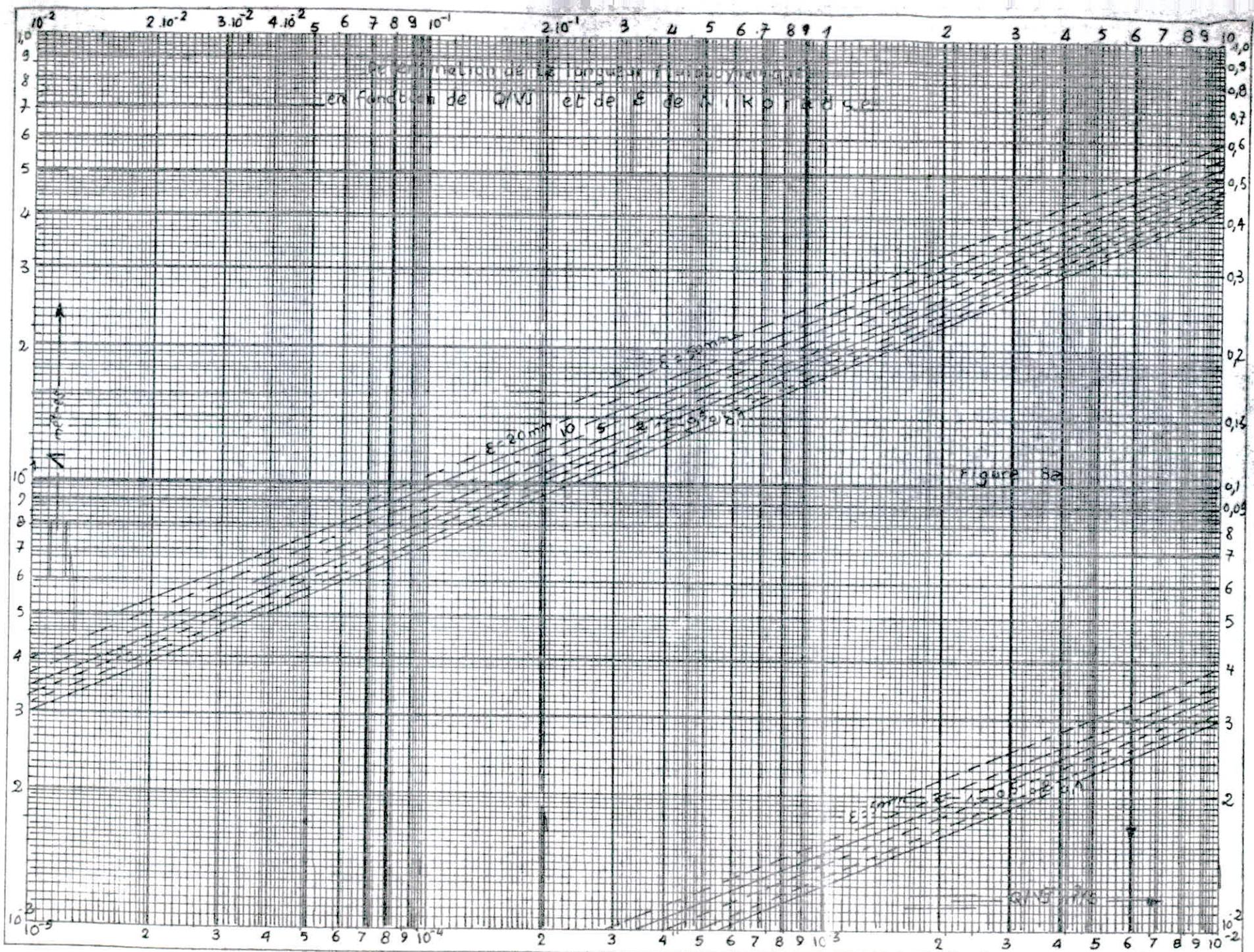
#### 4)- CALCUL DE LA COTE DU RADIER /

- L'emplacement choisi pour l'édification du réservoir doit-être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- Afin d'éviter des pressions excessives sur la partie basse de la commune vue la dénivellation importante une distribution étagée s'avère nécessaire.
- Ainsi notre ~~réseau~~ sera divisé en deux parties haute et basse.
- La zone haute est desservie par l'ancien réservoir.
- Le réservoir projeté alimentera la zone basse.

#### a)- ZONE BASSE /

- Cote maximale : 112,0 m.
- On choisit en première approximation notre cote de radier à 127m, ce qui donne une pression de 15 m, à la cote 127 m nous ajoutons la perte de charge entre le réservoir et le point de raccordement.

-11-



PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOUILLÉ  $\xi_{opt} = 0.500$

parametres de dimension  
 $D_o, h_o, D_{ho}, \Delta P_o, A_c, Q_{ko}$

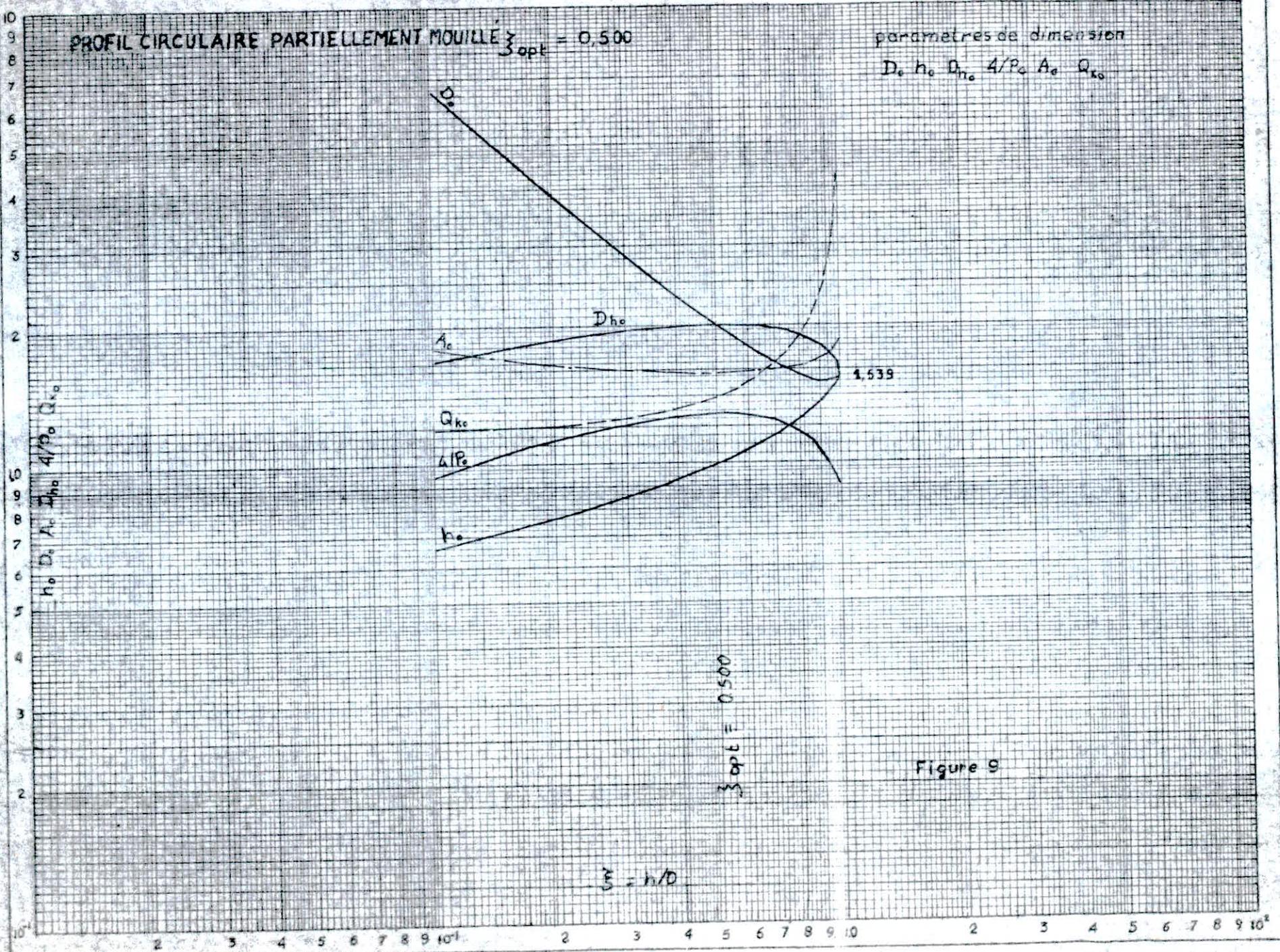
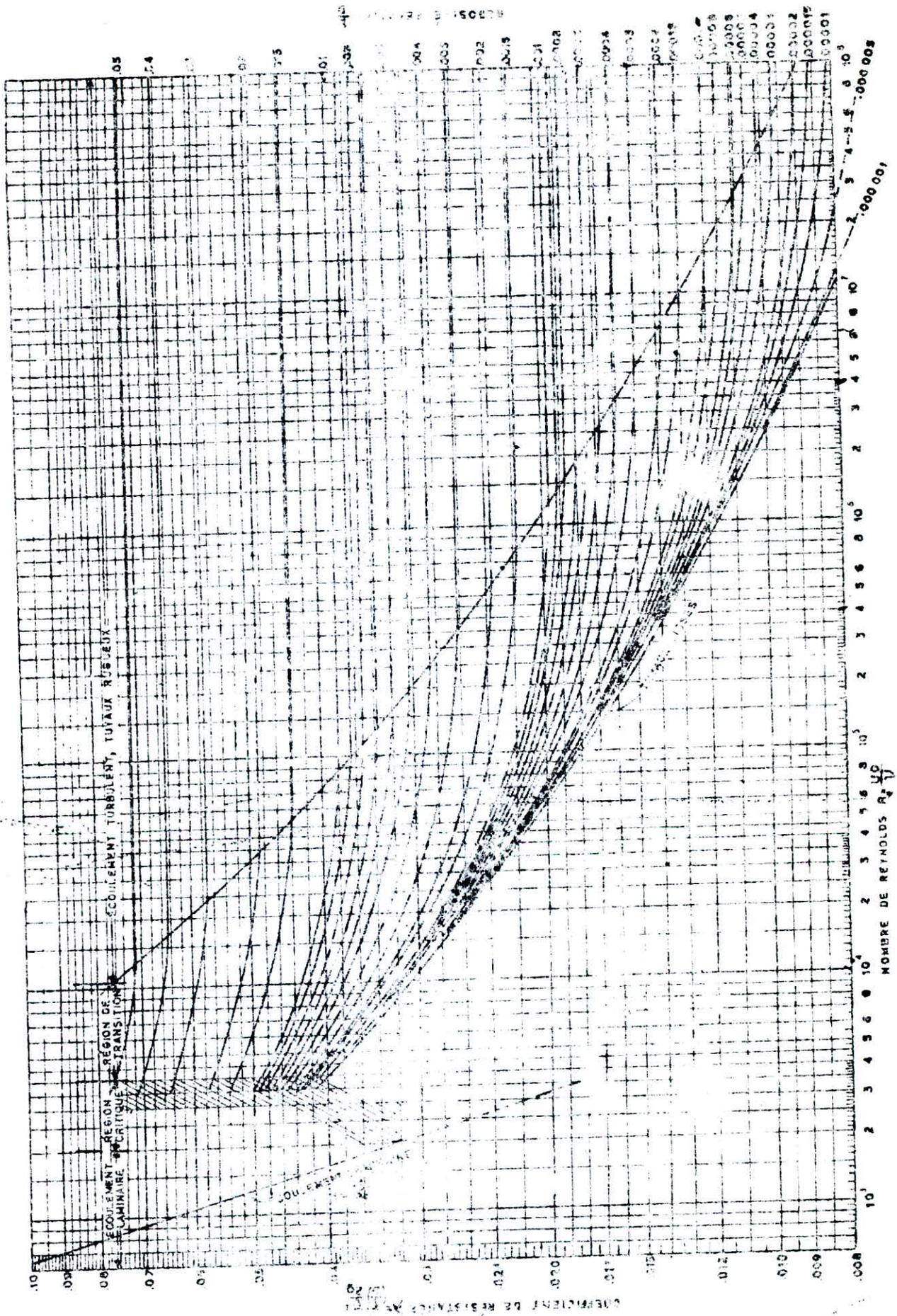


Figure 9

- 92 -



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

La théorie de la longueur fluïdo-dynamique nous donne une solution simple caractéristique de la conduite

$$L = 110 \text{ m}$$

$$D = 400 \text{ mm}$$

$$V = 0,71 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = 10^{-4} \text{ m} \quad \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q = 0,08935 \text{ m}^3/\text{s}$$

Profil circulaire plein, paramètre de forme

$$\left. \vphantom{\begin{matrix} \\ \\ \\ \end{matrix}} \right\} = \frac{h}{D} = 1$$

$$\left. \begin{matrix} \epsilon \\ D \end{matrix} \right\} = 1 \quad \text{abaque 9} \implies \left\{ \begin{matrix} Do = 1,539 \\ \frac{4}{Po} = 0,827 \end{matrix} \right.$$

$$A = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,259909 \approx 0,26$$

$$\left. \begin{matrix} \epsilon \\ A \end{matrix} \right\} = 10 \text{ m} \quad \text{abaque 8} \implies \frac{Q}{J} = 2,88 \implies Jr = \left( \frac{Q}{J} \right)^2$$

$$Jr = \left( \frac{0,08935}{2,88} \right)^2 = 9,6250753 \cdot 10^{-4}$$

$$IR = \frac{4}{Po} \frac{Q}{V1} = 0,827 \cdot \frac{0,08935}{0,26 \cdot 10} = 284201,73 \approx 2,8410^{+4}$$

$$\left. \begin{matrix} IR \\ \frac{\epsilon}{D} \end{matrix} \right\} = \left. \begin{matrix} 2,84 \cdot 10^{+4} \\ \frac{10^{-4}}{0,4} = 2,5 \cdot 10^{-4} \end{matrix} \right\} \text{ Diagramme de Moody} \implies \text{regime transitoire}$$

une correction de J s'avère nécessaire

$$\left. \begin{matrix} IRe \\ \frac{\epsilon}{Dn} \end{matrix} \right\} = \left. \begin{matrix} 2,8410^{+4} \\ 0,0025 \cdot 10^{-1} \end{matrix} \right\} \text{ abaque 17 c} \implies \lambda \begin{matrix} 5,3 \\ J \end{matrix}$$

$$\frac{\varepsilon}{D_n} = 2 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda^{5.3}_J = 1.16$$

$$\frac{\varepsilon}{D_n} = 5 \cdot 10^{-4} \longrightarrow \lambda^{5.3}_J = 1.08$$

On interpole on trouve  $\lambda^{5.3}_J = 1.14$

d'où  $J = J_F \lambda^{5.3}_J = 1.14 (9.6250753 \cdot 10^{-4})$   
 $J = 1.0949485 \cdot 10^{-3}$

$$\Delta H = J L_t = J \cdot 1.15 L_g = (1.0949485 \cdot 10^{-3}) \cdot 1.15 \cdot 110 = \Delta H = 0,13851 \text{ m}$$

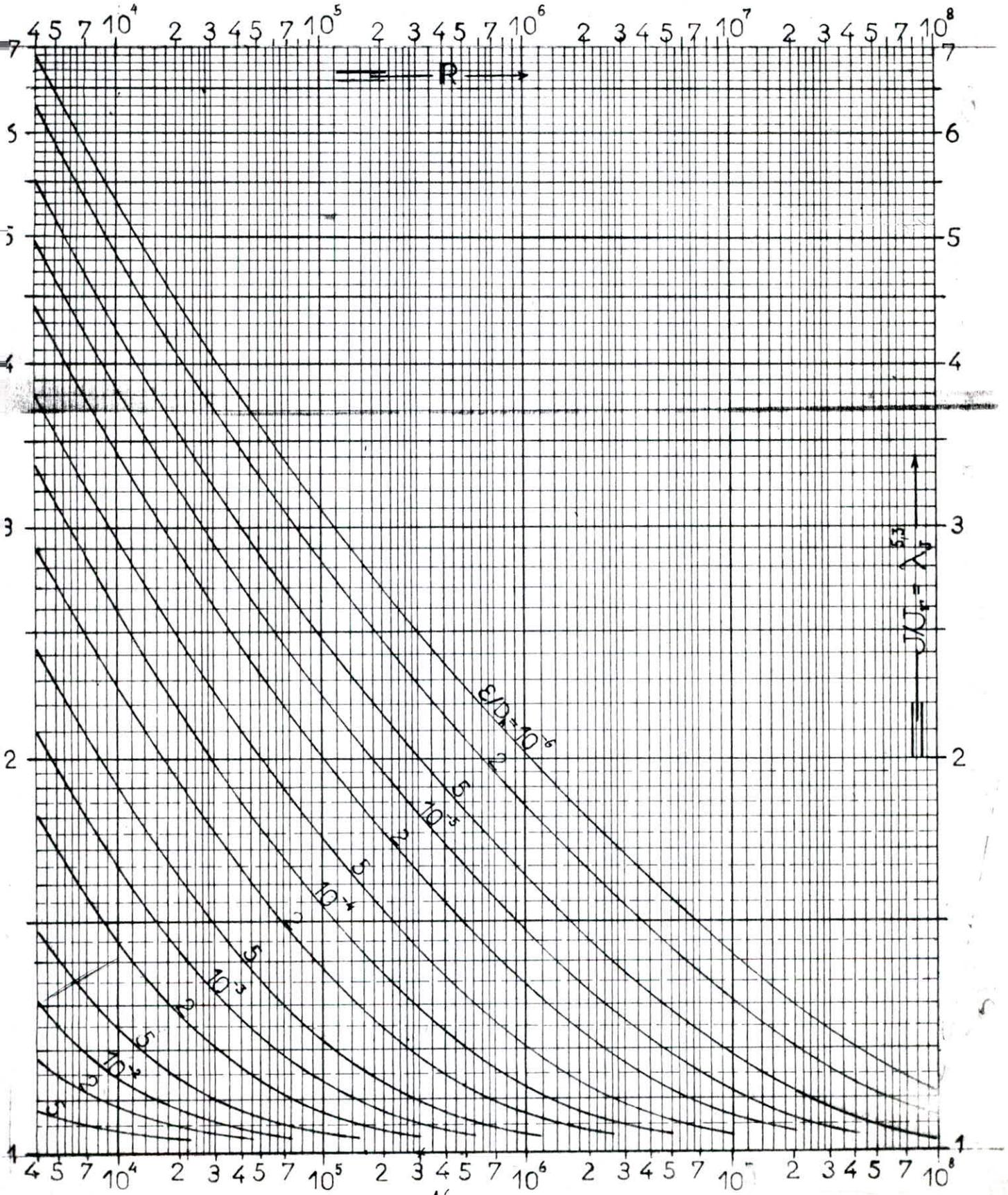
or  $J = \frac{\Delta H}{L_t} = \frac{Z_R - Z}{L_t}$

$Z_R = J L_t + Z$  ou  $Z =$  Côte de la première approximation  
 $Z = 127,0 \text{ m}$

Côte du radier finale :

$$Z_R = 0,14 + 127 = 127,14 \text{ m}$$

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



5) Capacité du réservoir (Tableau)

$$V_r = V_{ri} + /\Delta V^+ / + /\Delta V^- /$$

$$V_r = 1063,29 + 504,39 + 120 = 1687,68 \text{ m}^3$$

Capacité des réservoirs existants

$$500 + 300 = 800 \text{ m}^3$$

$$V_r \text{ Projette} = 1687,68 - 800 = 887,68 \text{ m}^3$$

Pour plus de Sécurité on projette un réservoir de  $1000 \text{ m}^3$  (semi. enterré)

$$h = 4,0 \text{ m}$$

$$V = A \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \implies D = \left( \frac{4V}{\pi \cdot h} \right)^{\frac{1}{2}} = D = \left( \frac{4 \cdot 1000}{3,14 \cdot 4} \right)^{\frac{1}{2}} = 17,87 \text{ m}$$

5) Capacité du réservoir (Tableau)

$$V_r = V_{ri} + \Delta V^+ + \Delta V^-$$

$$V_r = 1063,29 + 504,39 + 120 = 1687,68 \text{ m}^3$$

Capacité des réservoirs existants

$$500 + 300 = 800 \text{ m}^3$$

$$V_r \text{ Projette} = 1687,68 - 800 = 887,68 \text{ m}^3$$

Pour plus de Sécurité on projette un réservoir de  $1000 \text{ m}^3$  (semi. enterré)

$$h = 4,0 \text{ m}$$

$$V = A \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \implies D = \left( \frac{4V}{\pi \cdot h} \right)^{\frac{1}{2}} = D = \left( \frac{4 \cdot 1000}{3,14 \cdot 4} \right)^{\frac{1}{2}} = 17,87 \text{ m}$$

Determination du volume du reservoir

heures $\Delta t = 1^h$	Coeff horaire $\frac{dh}{dt} \%$	VOLUME (m <sup>3</sup> )		VOLUME CUMULE		DIFFERENCE	
		Q. $\Delta t$	Q. $\Delta t$ au jour	V. apport.	V. Consom	$\Delta V_{(+)}$	$\Delta V_{(-)}$
0 - 1	1.5	340.8	122.69	340.8	122.69	218.11	
1 - 2	"	"	"	681.6	245.38	436.22	
2 - 3	"	"	"	1022.4	368.07	654.33	
3 - 4	"	"	"	1363.2	490.76	872.44	
4 - 5	2.5	"	204.48	1704.0	695.24	1008.76	
5 - 6	3.5	"	286.27	2044.8	981.51	1063.29	
6 - 7	4.5	"	368.06	2385.6	1349.57	1036.03	
7 - 8	5.5	"	449.86	2726.4	1799.43	926.97	
8 - 9	6.25	"	511.2	3067.2	2310.63	756.57	
9 - 10	"	"	"	3408.0	2821.83	586.17	
10 - 11	"	"	"	3748.8	3333.03	415.77	
11 - 12	"	"	"	4089.6	3844.23	245.37	
12 - 13	5	"	408.96	4430.4	4253.19	177.21	
13 - 14	"	"	"	4771.2	4662.15	109.05	
14 - 15	5.5	"	449.86	5112.0	5112.01	0.01	
15 - 16	6	"	490.75	5452.8	5602.76		149.96
16 - 17	"	"	"	5793.6	6093.51		299.91
17 - 18	5.5	"	449.86	6134.4	6543.37		408.97
18 - 19	5	"	408.96	6475.2	6952.33		477.13
19 - 20	4.5	"	368.06	6816.0	7320.39		504.39
20 - 21	4	"	327.17	7156.8	7647.56		490.76
21 - 22	3	"	245.38	7497.6	7892.94		395.34
22 - 23	2	"	163.58	7838.4	8056.52		218.12
23 - 24	1.5	"	122.69	8179.2	8179.21	0.01	

## 6 - EQUIPEMENT DU RESERVOIR : ( Schémas )

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, en chute libre pour favoriser l'oxygénation de l'eau .

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier, afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve .

### a - Conduite de trop plein .

La conduite de trop plein est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir .

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

### b - Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comportera un robinet - Vannes

### c - BY - PASS :

Il arrive souvent que pour des raisons de nettoyage ou de vidange des réservoirs , ( surtout si ceux ci ne sont pas compartimentés ) l'arrivée de l'adduction soit directement déviée dans la conduite de distribution.

Cette liaison se fait par la conduite de By-Pass permet d'assurer une distribution continue au cas où le réservoir serait soumis à des travaux de vidange; nettoyage ou autre .

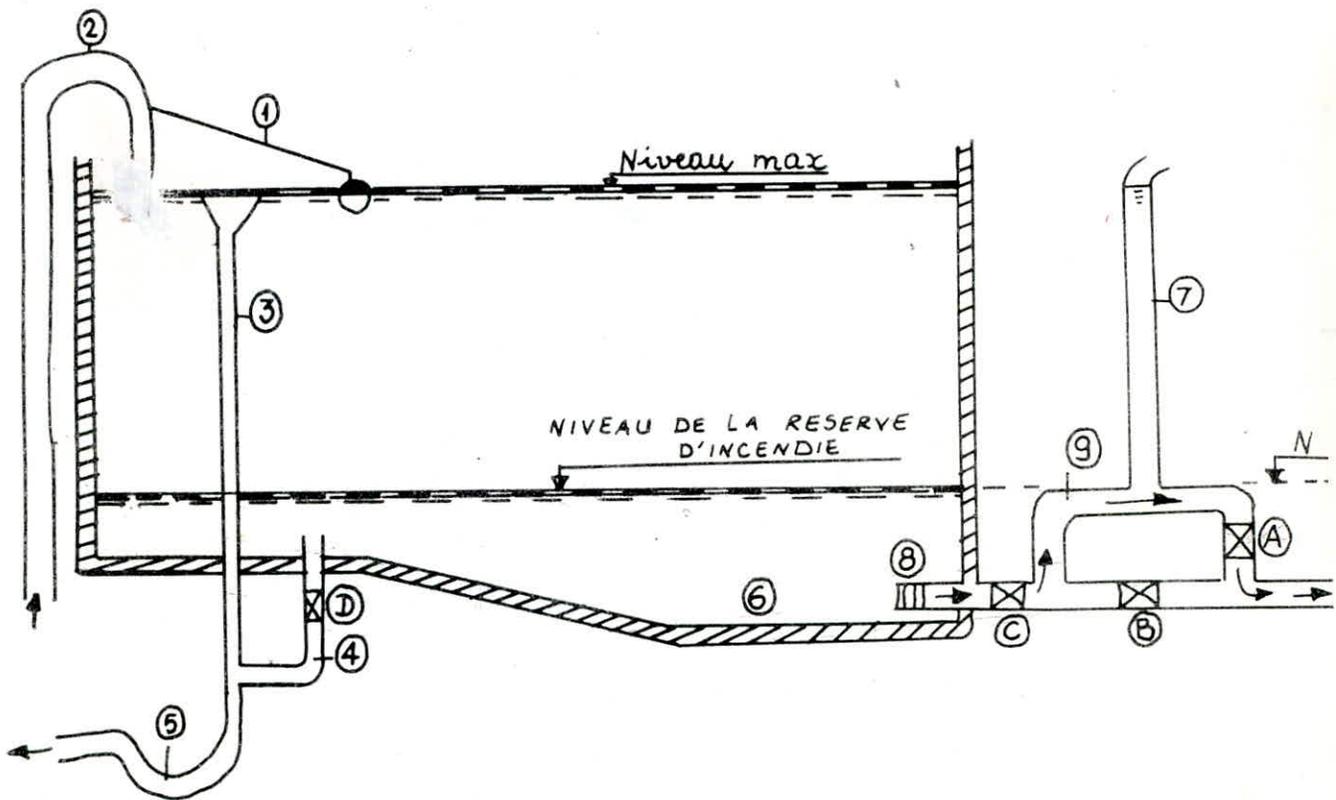
### d - ROBINET FLOTTEUR :

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque l'eau atteint son niveau maximal et s'ouvre quand le niveau d'eau sera minimal .

### e - MATERIAISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE :

Le volume d'eau réservé et stocké dans le réservoir pour l'extinction de l'incendie ne devra pas être repris qu'en cas de nécessité , ce qui nous conduit à le matérialiser comme l'indique la figure .

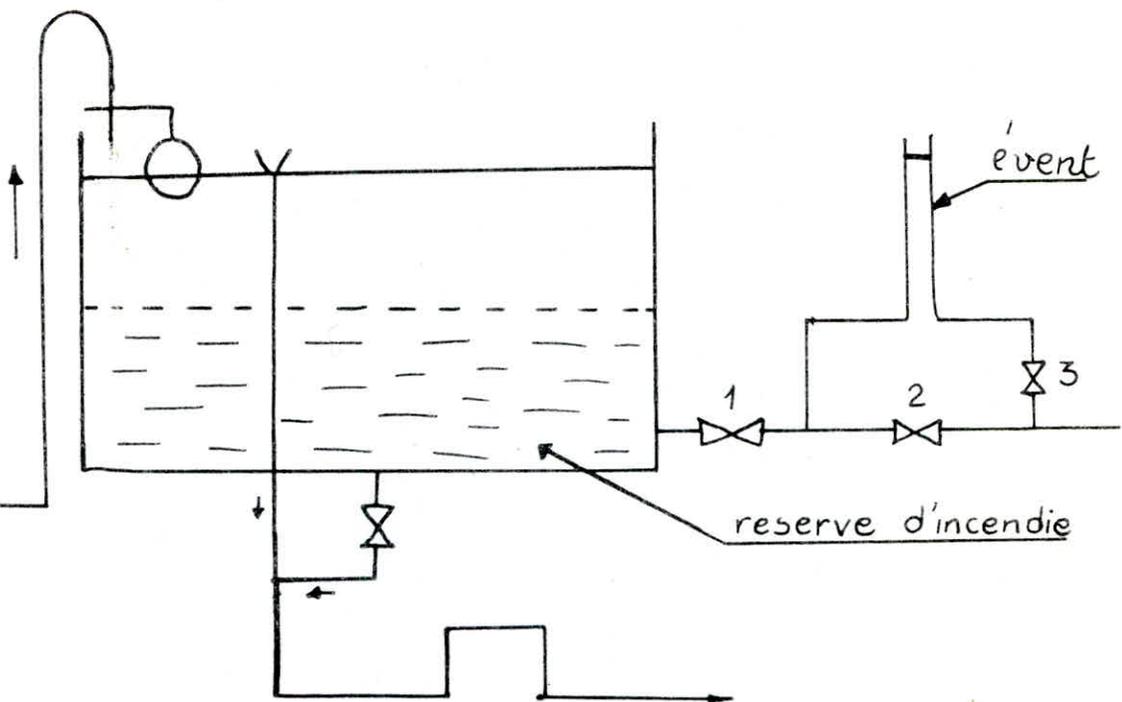
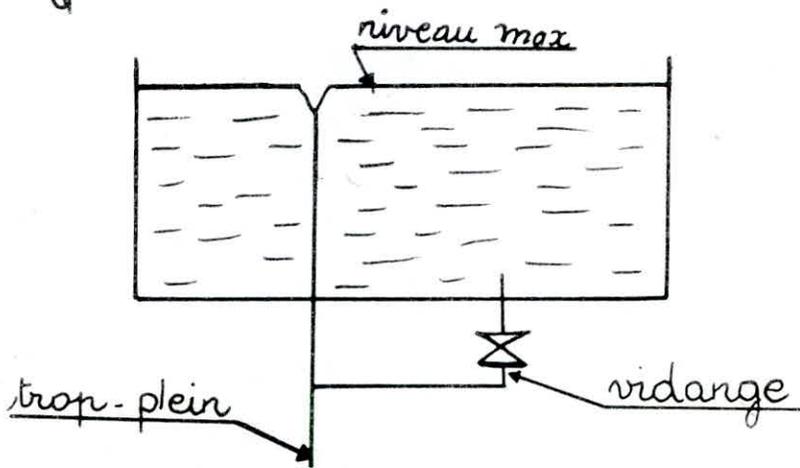
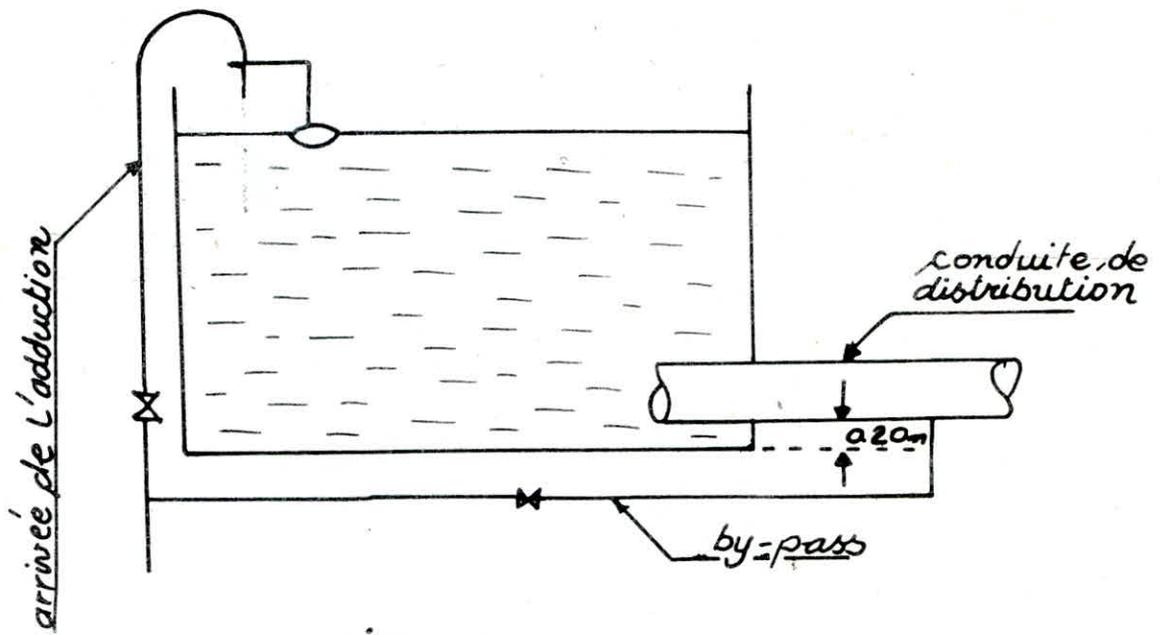
## Equipements du reservoir



Un siphon ⑨, qui grâce à l'évent ⑦ ouvert à l'air libre, se desamorçe une fois que le niveau d'eau descend en N

En cas de service normal le robinet A est ouvert ; B est fermé. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir B. Il est toujours bon de prévoir un autre robinet vanne C qui permet la repartition de B et A en cas de besoin

1. FLOTTEUR
2. ARRIVÉE D'ADDUC
3. trop-plein
4. VIDANGE
5. siphon trop plei
6. puisard
7. Event
8. crepine
9. siphon
- A, B, C, D ROBINETS  
VANNE
- sens d'écoulem



7) DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE DE REPRISE :

a) DETERMINATION DU TEMPS DE POMPAGE :

HORIZON 2010 pour les puits I et 2

Débit d'apport : 214,44 M<sup>3</sup>/h

Débit des puits:  $Q = 37 + 40 = 77 \text{ l/s} = 277,2 \text{ M}^3/\text{h}$

D'après le refoulement de 24 heures d'où on calcule le temps de

$$\text{pompage : } 214,44 \cdot 24 \text{ h} = 277,2 \cdot X \Rightarrow X = \frac{214,44 \cdot 24}{277,2}$$

Donc le temps de pompage pour les puits est :

$$t = 18,57 \text{ heures}$$

$$t = 19 \text{ heures}$$

8) BACHE DE REPRISE

Elle sera implantée à une distance de 175m du puits N°1 et à 236 du puit N°2, c'est un réservoir qui recevra l'eau exhaussée de ces derniers ( puits ). Sa cote du terrain est 83m N.C.A ou 3m seront au dessus du sol.

b) DIMENSIONNEMENT :

Sa capacité est en fonction des différences éventuelles entre le débit d'arrivée et à refouler.

On a un refoulement de 24/24, et un temps de pompage de 19heures.

c) RECAPITULATION DES RESULTATS :

- Débit de pompage : 277,2 m<sup>3</sup>/h
- Débit de refoulement : 214,44m<sup>3</sup>/h
- Temps de pompage : 19 heures
- Temps de refoulement : 24 heures

TEMPS	AT	TEMPS DE REFOULEMENT	VOLUME M3	V. CUMULE DE REFOULEMENT
0 - 4	4	4	857,76	857,76
4 - 10	6	6	1.286,64	2.144,4
10 - 16	6	6	1.286,64	3.431,04
16 - 20	4	4	857,76	4.288,8
20 - 24	4	4	857,76	5.146,56

**Σ 24**

TEMPS	AT	TEMPS DE POMPAGE (H)	VOLUME POMPE M3	VOLUME CUMULE DE POMPAGE M3
0 - 4	4	2	554,4	554,4
4 - 10	6	5	1386	1940,4
10 - 16	6	6	1663,2	3603,6
16 - 20	4	3	831,6	4435,2
20 - 24	4	3	831,6	5266,8

**Σ 19**

TEMPS	0 - 4	4 - 10	10 - 16	16 - 20	20 - 24
	303,36	204	172,56	146,4	120,24

alors la plus grande différence en valeur absolue enregistrée pendant une journée entre le pompage et le refoulement est  $303,36\text{m}^3$  et pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes, on prend un volume de  $310\text{m}^3$

La hauteur de la tranche d'eau dans la bache sera de  $4,0\text{m}$

$$\text{Diamètre } D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

avec  $V = 310\text{m}^3$

$H = 4,0\text{ m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 310}{\pi \cdot 4}} = 10,00\text{m}$$

## CHAPITRE IV : DISTRIBUTION :

### I DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

#### I-1 GENERALI. TE :

Le réseau de distribution de la commune d' EMJFZ-EDCHICH est du type maillé.  
suivant le plan de la voirie on l'a découpé en :

- 3 mailles pour la zone haute
- 6 mailles pour la zone basse

Les densités sont prises uniformes pour les deux réseaux.

#### I-2 DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS :

##### a) METHODE :

Pour déterminer le débit de chaque noeud, on délimité la zone qu'il dessert.

La surface desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices

Ayant la densité et la surface, on trouve le nombre d'habitants dans chaque zone, avec la consommation spécifique nous déduisons le volume d'eau journalier pour la surface en question.

Le débit donne à chaque noeud est obtenu en divisant le volume par (  $3600.24.10^{-3}$  ) pour obtenir des litres par seconde.

Ce débit sera majorer par  $K_p = 1,25$  coefficient de pointe.

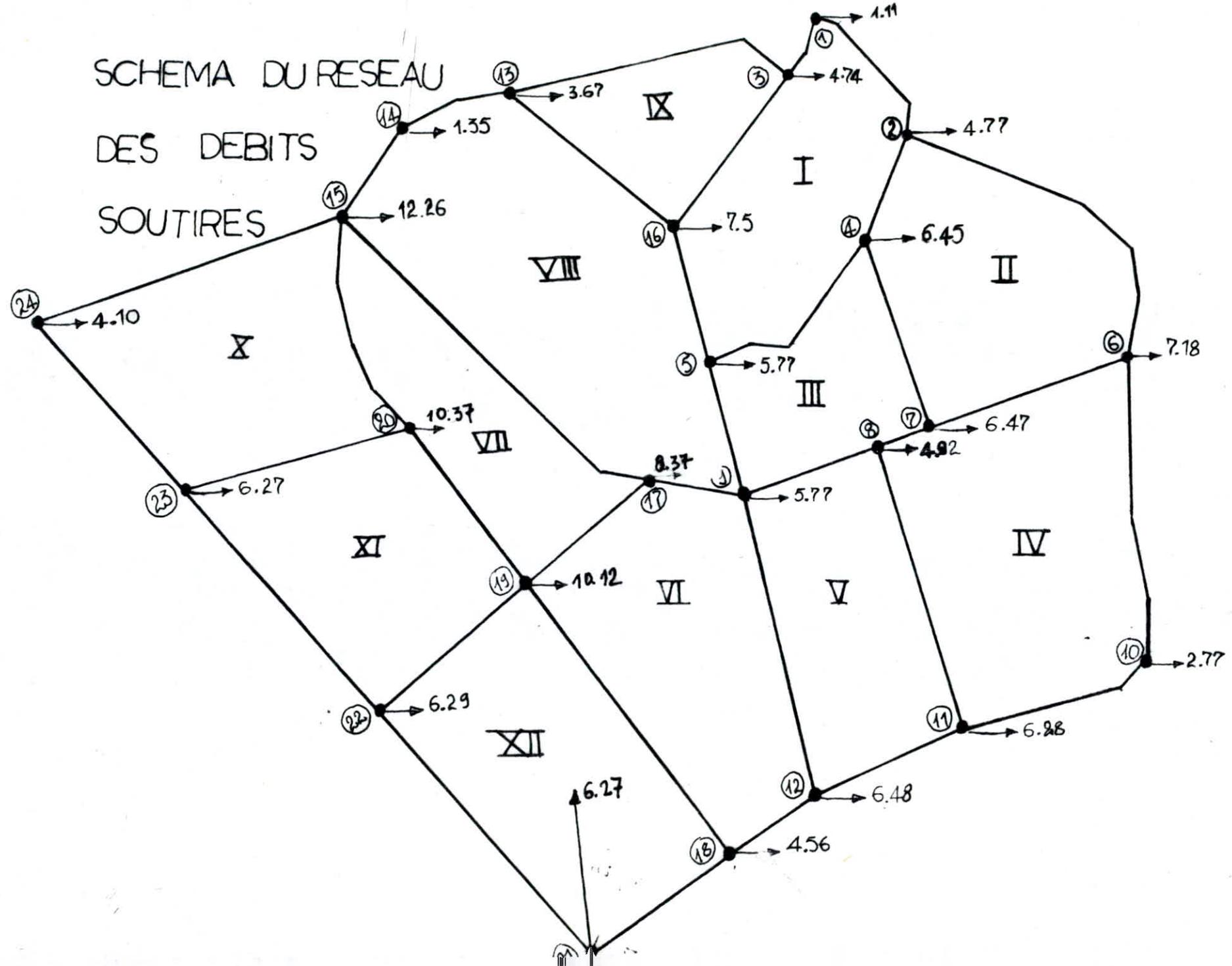
# DEBITS SOUTIRES

Noeuds	N°Mailles	Surfaces Desserv. (ha)	Consom. Specif. l/s/ha	Densite hab/ha	Population (hab)	Consomm. Par noeud m <sup>3</sup> /s	Coef. de Pointe KP	Debits Soutires l/s.
1	I	0.747	367	180	134	49.18	1.95	1.11
2	I	0.922	"	"	166	211.35	"	4.77
	II	2.28	"	"	410			
3	I	1.81	"	"	325	210.02	"	4.74
	IV	1.37	"	"	247			
4	I	2.13	"	"	384	285.78	"	6.45
	II	0.97	"	"	174			
	III	1.23	"	"	221			
5	I	1.22	"	"	219	255.66	"	5.77
	III	1.33	"	"	239			
	VIII	1.34	"	"	241			
6	II	3.03	"	"	546	318.13	"	7.18
	IV	1.78	"	"	321			
7	II	1.38	"	"	248	286.13	"	6.47
	III	0.71	"	"	128			
	IV	2.24	"	"	404			
8	III	1.11	"	"	200	217.99	"	4.92
	IV	0.44	"	"	80			
	V	1.74	"	"	314			
9	III	0.51	"	"	92	255.66	"	5.77
	V	2.25	"	"	405			
	VI	0.81	"	"	146			
	VIII	0.30	"	"	54			
10	IV	1.85	"	"	334	122.73	"	2.77
11	IV	2.44	"	"	440	278.25	"	6.28
	V	1.77	"	"	318			

# DEBITS SOUTIRES

Noeuds	N° Maille	Surfaces Desservie (ha)	Consom. Spécifique l/s/ha	Densité hab/ha	Population (hab)	Consom. Par noeud m <sup>3</sup> /s	Coef. de Pointe (KP)	Debits Soutirés (l/s)																																																																																																																																																																																			
42	V	2.13	367	180	384	287.11	1.95	6.48																																																																																																																																																																																			
	VI	2.21	"	"	398				13	IX	1.02	"	"	184	162.61	"	3.67	VIII	1.43	"	"	258	14	VIII	0.91	"	"	163	59.82	"	1.35	15	VIII	3.95	"	"	711	543.21	"	12.26	VII	1.78	"	"	320	X	2.49	"	"	449	16	IX	0.99	"	"	179	332.31	"	7.5	I	0.95	"	"	171	VII	3.08	"	"	555	17	VII	1.48	"	"	266	370.86	"	8.37	VII	2.21	"	"	397	VIII	2.49	"	"	448	18	VI	0.82	"	"	147	202.04	"	4.56	XII	2.24	"	"	403	19	VI	2.37	"	"	427	448.39	"	10.12	VII	0.37	"	"	167	XI	1.39	"	"	250	XII	2.1	"	"	378	20	VII	3.15	"	"	567	459.47	"	10.37	X	2.19	"	"	395	XI	1.61	"	"	290	21	XII	2.11	"	"	380	139.57	"	3.15	22	XI	2.01	"	"	361	278.69	"	6.29	XII	2.21	"	"	398	23	X	2.28	"	"	410	277.81	"	6.27	XI	1.93	"	"	347	24	X	2.75	"	"
13	IX	1.02	"	"	184	162.61	"	3.67																																																																																																																																																																																			
	VIII	1.43	"	"	258				14	VIII	0.91	"	"	163	59.82	"	1.35	15	VIII	3.95	"	"	711	543.21	"	12.26	VII	1.78	"	"	320		X	2.49	"	"	449				16	IX	0.99	"	"	179	332.31	"	7.5	I		0.95	"	"	171	VII				3.08	"	"	555	17	VII	1.48	"	"	266		370.86	"	8.37	VII	2.21				"	"	397	VIII	2.49	"	"	448	18	VI	0.82	"	"	147	202.04	"	4.56	XII	2.24	"	"	403	19	VI		2.37	"	"	427	448.39				"	10.12	VII	0.37	"	"	167	XI	1.39	"	"	250	XII	2.1	"		"	378	20	VII	3.15				"	"	567	459.47	"	10.37	X	2.19	"	"	395	XI	1.61	"	"	290	21	XII	2.11	"	"	380	139.57	"	3.15	22	XI	2.01	"	"	361	278.69	"	6.29	XII	2.21	"	"	398	23	X	2.28	"	"	410	277.81	"	6.27	XI	1.93	"	"
14	VIII	0.91	"	"	163	59.82	"	1.35																																																																																																																																																																																			
15	VIII	3.95	"	"	711	543.21	"	12.26																																																																																																																																																																																			
	VII	1.78	"	"	320																																																																																																																																																																																						
	X	2.49	"	"	449																																																																																																																																																																																						
16	IX	0.99	"	"	179	332.31	"	7.5																																																																																																																																																																																			
	I	0.95	"	"	171																																																																																																																																																																																						
	VII	3.08	"	"	555																																																																																																																																																																																						
17	VII	1.48	"	"	266	370.86	"	8.37																																																																																																																																																																																			
	VII	2.21	"	"	397																																																																																																																																																																																						
	VIII	2.49	"	"	448																																																																																																																																																																																						
18	VI	0.82	"	"	147	202.04	"	4.56																																																																																																																																																																																			
	XII	2.24	"	"	403																																																																																																																																																																																						
19	VI	2.37	"	"	427	448.39	"	10.12																																																																																																																																																																																			
	VII	0.37	"	"	167																																																																																																																																																																																						
	XI	1.39	"	"	250																																																																																																																																																																																						
	XII	2.1	"	"	378																																																																																																																																																																																						
20	VII	3.15	"	"	567	459.47	"	10.37																																																																																																																																																																																			
	X	2.19	"	"	395																																																																																																																																																																																						
	XI	1.61	"	"	290																																																																																																																																																																																						
21	XII	2.11	"	"	380	139.57	"	3.15																																																																																																																																																																																			
22	XI	2.01	"	"	361	278.69	"	6.29																																																																																																																																																																																			
	XII	2.21	"	"	398																																																																																																																																																																																						
23	X	2.28	"	"	410	277.81	"	6.27																																																																																																																																																																																			
	XI	1.93	"	"	347																																																																																																																																																																																						
24	X	2.75	"	"	495	181.66	"	4.10																																																																																																																																																																																			

# SCHEMA DU RESEAU DES DEBITS SOUTIRES



b) FORMULES :

$$d = \frac{N}{S} : \text{densité uniforme ( hab/ha )}$$

$$q = \frac{Q_{\text{moy jour}}}{N} : \text{consommation spécifique ( l:j:hab )}$$

$$N_i = S_i \cdot d : \text{population dans chaque zone.}$$

$$Q_i = N_i \cdot q : \text{Consommation par noeud}$$

$$Q_{\text{moy jour}} : \text{Consommation moyenne journalière ( l/j )}$$

N : population totale de la commune

S : Surface totale des mailles en Ha

S<sub>i</sub> : Surface de la zone du noeud en ha

I-3 RESEAU MAILLE : METHODE DE HARDY - CROSS :

Le calcul du réseau a été fait à l'aide d'une TI 66 programmable.

La méthode de HARDY - CROSS repose sur 2 lois fondamentales :

Ces deux lois sont rapprochées aux lois de KIRCHOFF en électricité.

I°/- LOI DES NOEUDS :

En un noeud quelconque des conduites la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2°: LOI DES MAILLES : La somme algébrique des pertes de charges le long d'une maille ( parcours fermé ) orientées dans un sens arbitraires est nulle.

REMARQUES :

- On choisi le sens des aiguilles d'une montre comme orientation positive.

En partant d'une répartition supposée des débits dans le réseau, tout en respectant la 1er loi, on procède par approximativement afin de définir le sens et le débit réel passant dans chaque tronçon.

Le choix de diamètre se fait à l'aide du tableau des pertes de charges ( DUPONT - TOME II PAGE 450 à 459) suivant la vitesse véhiculée par la conduite.

I-4 CALCUL DES MAILLES :

On applique la formule de DARCY-WEISSABCH pour les pertes de charges singulières

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad L_e : \text{Longueur équivalente}$$

perles de charges dues aux flottements

$$\Delta H_f = f \frac{L_G}{D} \frac{V^2}{E_g} \quad L_G : \text{Longueur géométrique.}$$

### I-5 COEFFICIENT DE FROTTEMENT f :

Pour un régime turbulent rugueux  $f = f_r$  ne dépend pas de la rugosité relative de la conduite, donc  $JQ$  sera considéré comme constante caractéristique de la conduite, mais elle n'est plus

valable pour un régime de transition.  $f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R(f_c \cdot D)} \right) \right]^2$

$f_c$  : Coefficient de frottement par COLEBROOK

Pour le réseau de distribution nous avons pris le coefficient de rugosité  $\epsilon = 10^{-4}$  m

Comme première approximation la valeur de  $f$  est calculée par NIKURADZE :

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

On procède ensuite par itération jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de  $f$  avec laquelle on calcule les pertes de charges

### I.6 DETERMINATION DU DEBIT CORRECTIF $\Delta Q$

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2} = r \quad \implies \Delta H = \Delta H_Q \cdot Q^2$$

$$\Delta H = r Q^2 \quad \implies \Sigma \Delta H = \Sigma r Q^2$$

Cette égalité doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la 2eme condition.

PER

Pertes de charges totales :

$$\Delta h_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Longueur totale

$$L_t = L_g + L_e = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

$$\Delta H_T = 1,15 f \frac{L_g}{D_h} \frac{V^2}{2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire  $\Delta H_Q$  qui est la perte provoquée par le passage d'un débit unitaire

$$\Delta H_Q = 1,15 f \frac{L_g}{D_h} \frac{1}{2gA^2}$$

On remarque que :

$$\Delta H_Q = \frac{DH}{Q^2} \text{ ayant la dimension } L^{-5} T^2$$

$$\text{en S.I. : } m^{-5} s^2$$

gradient de perte de charge débitaire :

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L_t} = \frac{f}{2gA^2 D_h}$$

Pour un profil circulaire avec  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$  et  $\Pi = 3,14$  le gradient de la perte de charge débitaire devient :

$$J_Q = \frac{0,0828}{D_n^5} \cdot f$$

SOIENT

$Q_0$  : débit supposé en première approximation

$Q_I$  : débit corrigé

$\Delta Q_0$  : débit correctif

On aura pour chaque conduite

$$Q_I = Q_0 + \Delta Q_0$$

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

Le terme  $\Delta Q_0^2$  étant très petit :

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

Donc

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

Pour un circuit fermé

$$\sum \Delta H = 0 \implies \Delta Q_0 = \frac{-\sum r Q_0^2}{\sum 2r Q_0}$$

On arrête les calculs lorsque :

$$\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$$

$$\sum \Delta H < 0,5 \text{ m}$$

# Programme de calcul pour le reseau maille sur TI 66

<pre> LRN LBL A 2<sup>nd</sup> Stf 08 RCL 03 ÷ RCL 00 = 2<sup>nd</sup> log x 2 +/- + 1 . 1 4 = x<sup>2</sup> 1/x STO 05 LBL = 2 . 5 1 x RCL 00 x 2<sup>nd</sup> π x RCL 04 ÷ 4 ÷ RCL 01                 </pre>	<pre> 2<sup>nd</sup>  x  ÷ RCL 05 √x + RCL 03 ÷ 3 . 7 ÷ RCL 00 = 2<sup>nd</sup> log x 2 +/- = x<sup>2</sup> 1/x STO 06 - RCL 05 = 2<sup>nd</sup>  x  INV 2<sup>nd</sup> x&gt;t x<sup>2</sup> RCL 06 STO 05 GTO = LBL x<sup>2</sup> RCL 06 x                 </pre>	<pre> 8 x RCL 01 x<sup>2</sup> ÷ 2<sup>nd</sup> π x<sup>2</sup> ÷ 9 . 8 ÷ RCL 00 y<sup>x</sup> 5 = STO 07 R/S x RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/S ÷ RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S LBL B RCL 09 R/S ÷                 </pre>
		<pre> RCL 11 R/S ÷ 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11 +/- SUM 11 RCL 12 R/S LRN                 </pre>

Introduction

$\phi$  (m) → STO 00  
 Q (m<sup>3</sup>/s) → STO 01  
 L<sub>i</sub> (m) → STO 02  
 E<sub>i</sub> (m) → STO 03  
 $\gamma$  (m<sup>2</sup>/s) → STO 04  
 Precision  $x \leq t$  0.0001

---

Resultats

A → J  
 R/S →  $\Delta H_i$   
 R/S →  $\frac{\Delta H_i}{Q_i}$

repetar la meme chose pour les "n" troncons 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 →  $\Delta Q_i$

---

Remarques si Q < 0: l'introduire avec le signe(-) et aussi la longueur L<sub>e</sub> = 1.15L<sub>0</sub>

ne jamais utiliser la touche CLR

# ZONE "A"

Caracteristiques des mailles						1 <sup>ere</sup> Approxi			1 <sup>ere</sup> Correction			
Designat de la mail	Maille Adjacents	TRANC SON	L(m)	φ (mm)	Q(L/s)	J	ΔH (m)	2rQ	CPM (l/s)	CMA (L/s)	Total (L/s)	NOUV. Debits
A <sub>1</sub>		1-2	368.0	200	24.26	0.002937	1.08	44.55	-1.8		-1.80	22.46
		1-3	264.5	200	-22.54	0.002555	-0.68	29.99	"		-1.80	-24.34
A <sub>2</sub>		3-2	299.0	80	-0.08	9.4 × 10 <sup>-6</sup>	-0.003	35.21	"	+0.42	-1.38	-1.46
							0.357	109.75				
							-1.8					
A <sub>2</sub>	A <sub>2</sub>	2-3	299.0	80	+0.08	9.4 × 10 <sup>-6</sup>	0.03	35.21	-0.42	+1.8	+1.38	+1.46
		3-4	510.6	150	-13.78	0.004264	-2.18	158.02	"		-0.42	-14.20
	A <sub>2</sub>	4-5	425.5	80	+2.83	0.005057	2.15	760.45	"	+0.24	-0.18	+2.65
		5-6	161.0	200	+19.84	0.002008	0.52	16.30	"		-0.42	+19.42
		6-2	253.0	200	+20.67	0.002170	0.55	26.56	"		-0.42	+20.25
							0.84	996.54				
							-0.42					
A <sub>3</sub>		5-4	425.5	80	-2.83	0.005057	-2.15	760.45	-0.24	+0.42	+0.18	-2.65
		4-7	322.0	100	-6.24	0.007305	-2.35	377.21	"		-0.24	-6.48
		7-8	310.5	80	+0.13	2.12 × 10 <sup>-5</sup>	+0.003	50.82	"		-0.24	-0.11
		8-5	529.0	80	+4.23	0.010774	5.70	1347.48	"		-0.24	+3.99
							1.21	2535.96				
							-0.24					

		Caracteristiques des mail				2° Approximation			2° Correction			
Design de la maille	Maille adTact	TRANS -ONS	Le(m)	$\phi$ (mm)	Q(L/s)	J	$\Delta H$ (m)	2rQ	CPM l/s	CMA l/s	Total l/s	NOUV. Debit
A <sub>1</sub>		1-2	368.0	200	22.46	0.002538	-0.93	41.59	+0.38		0.38	+22.84
		1-3	264.5	200	-24.34	0.002955	-0.78	32.12	"		+0.38	-23.96
A <sub>2</sub>		3-2	299.0	80	-1.46	0.001488	-0.44	30.403	"	+0.35	+0.73	-0.73
							-0.29	378.64				
							+0.38					
A <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	2-3	299.0	80	+1.46	0.001488	+0.44	304.93	-0.35	-0.38	-0.73	+0.73
		3-4	510.6	150	-14.20	0.004514	-2.30	162.33	"		-0.35	-14.55
	A <sub>2</sub>	4-5	425.5	80	+2.65	0.004474	+1.90	718.35	"	+0.13	-0.22	+2.43
		5-6	161.0	200	+19.42	0.001929	+0.31	16.00	"		-0.35	+19.07
		6-2	253.0	200	+20.25	0.002088	+0.53	26.08	"		-0.35	+19.90
							+0.88	1227.69				
							-0.35					
A <sub>3</sub>		5-4	425.5	80	-2.65	0.001474	-1.90	718.35	-0.13	+0.35	0.22	-2.43
		4-7	322.0	100	-6.48	0.007851	-2.53	390.14	"		-0.13	-6.61
		7-8	310.5	80	-0.11	$1.6 \times 10^5$	-0.005	45.31	"		-0.13	-0.24
		8-5	529.0	80	+3.99	0.003647	+5.10	1279.05	"		-0.13	+3.86
							+0.66	2432.85				
							-0.13					

3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION				3 <sup>ème</sup> CORRECTION			
Q (L/s)	J	$\Delta H$ (m)	2rQ	C.P.M (L/s)	C.M.A (L/s)	Total (L/s)	Q Nouv.
22.84	0.002620	0.96	42.22	-0.14		-0.14	22.70
-23.96	0.002869	-0.76	31.67	"		-0.14	-24.10
-0.73	0.000426	-0.13	174.54	"	0.07	-0.07	-0.80
		0.07	248.43				
		-0.43					
+0.73	0.000426	+0.13	174.54	-0.07	0.14	+0.07	+0.80
-14.55	0.004727	-2.41	165.90	"		-0.07	-14.62
+2.43	0.003807	+1.62	666.64	"	0.10	+0.03	+2.46
+19.07	0.001864	+0.50	15.74	"		-0.07	+19.00
+19.90	0.002020	+0.51	25.69	"		-0.07	+19.83
		0.15	1048.51				
		-0.07					
-2.43	0.003807	-1.62	666.64	-0.10	+0.07	-0.03	-2.46
-6.61	0.008152	-2.62	397.13	"		-0.10	-6.71
-0.24	$6.05 \times 10^{-5}$	-0.019	78.40	"		-0.10	-0.34
+3.86	0.009062	+4.79	1241.90	"		-0.10	+3.76
		0.50	2384.08				
		-0.10					

ZONE B

CARACTERISTIQUES des MAILLES						1 <sup>ère</sup> approximation			1 <sup>ère</sup> correction			
Designat de la maille	Maille adjacente	Traoncon	Le (m)	Φ (mm)	Q (l/s)	J	ΔH (m)	2rQ	Cmp	Cma	total	Debit nouveau
B <sub>1</sub>	B <sub>3</sub>	1-2	517.5	250	-33.36	0.001754	-0.91	22.22	0.01	-	0.01	-33.35
		2-4	257.6	150	-10.90	0.002741	-0.71	64.77	"	+0.23	0.24	-10.66
		1-3	138.0	300	+51.22	0.001585	+0.22	4.27	"	-	0.01	+51.21
	B <sub>2</sub>	3-4	287.5	150	+14.55	0.004728	+1.36	93.41	"	-0.30	-0.29	+14.26
						Σ	-0.04	184.87				
						ΔQ	+0.01					
B <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	3-4	287.5	150	-14.55	0.004728	-1.36	93.41	+0.30	-0.01	+0.29	-14.26
	B <sub>3</sub>	4-5	85.1	200	-18.98	0.001848	-0.16	8.26	"	+0.23	+0.53	-18.45
	B <sub>4</sub>	5-6	241.5	150	-12.33	0.003456	-0.83	67.70	"	+0.16	+0.46	-11.87
		3-7	368.0	200	+30.22	0.004458	+1.64	54.29	"	-	0.30	30.52
		7-6	188.6	200	+24.55	0.002981	+0.56	22.99	"	-	0.30	24.75
						Σ	-0.15	246.65				
						ΔQ	+0.30					
B <sub>3</sub>	B <sub>1</sub>	2-8	381.8	200	-15.28	0.001231	-0.47	30.76	-0.23	-	-0.23	-15.51
		8-9	264.5	150	-12.51	0.003552	-0.94	75.11	"	-	-0.23	-12.74
	B <sub>2</sub>	2-4	257.6	150	+10.90	0.002741	+0.71	64.77	"	-0.01	-0.24	+10.66
	B <sub>4</sub>	4-5	85.1	200	+18.98	0.001848	+0.16	8.26	"	-0.30	-0.53	+18.45
	B <sub>4</sub>	5-9	418.6	80	+1.73	0.002032	+0.85	491.62	"	+0.16	-0.07	1.66
						Σ	0.31	670.52				
						ΔQ	-0.23					
B <sub>4</sub>	B <sub>3</sub>	9-5	418.5	80	-1.73	0.002032	-0.85	491.62	-0.16	-0.23	+0.07	-1.66
	B <sub>5</sub>	9-10	234.6	150	-7.96	0.001522	-0.36	44.87	"	-	-0.16	-8.12
		10-6	487.6	80	+1.46	0.001489	+0.73	497.27	"	+0.36	+0.20	+1.66
		B <sub>2</sub>	6-5	241.5	150	+12.33	0.003456	+0.83	67.70	"	-0.30	-0.46
						Σ	0.35	1101.46				
						ΔQ	-0.16					
B <sub>5</sub>	B <sub>4</sub>	6-10	487.6	80	-1.46	0.001489	-0.73	497.27	-0.36	+0.16	-0.20	-1.66
	B <sub>6</sub>	10-11	138.0	80	-2.94	0.005432	-0.75	254.96	"	-	-0.36	-3.30
		11-13	471.5	80	+2.48	0.003954	+1.86	751.76	"	-0.34	-0.70	+1.78
		13-12	253.0	200	+21.18	0.002272	+0.57	27.14	"	-	-0.36	+20.82
		12-6	128.8	250	+29.55	0.001396	+0.18	6.08	"	-	-0.36	+29.19
						Σ	1.13	1537.21				
						ΔQ	-0.36					
B <sub>6</sub>	B <sub>4</sub>	13-11	471.5	80	-2.48	0.003954	-1.86	751.76	0.34	0.36	+0.70	-1.78
	B <sub>5</sub>	11-14	241.5	80	-0.86	0.000571	-0.14	160.43	"	-	+0.34	-0.52
		14-15	460.0	80	+2.29	0.003410	+1.57	684.95	"	-	+0.34	+2.63
		15-13	276.0	150	+8.58	0.001751	+0.48	56.32	"	-	+0.34	+8.92
						Σ	0.05	1653.46				
						ΔQ	0.34					

Caracteristiques des mailles						2 <sup>eme</sup> approximation			2 <sup>e</sup> correction			
Designation de la maille	Maille adjacente	Tronçon	Le (m)	φ mm	Q (l/s)	J	ΔH (m)	2rQ	C <sub>Pm</sub> (4/s)	CHA	Total	Nouveau debit
B <sub>1</sub>	B <sub>3</sub>	1-2	517,5	250	-33,35	0,001753	-0,81	27,21	0,16		0,16	-33,19
		2-4	257,6	150	-10,66	0,002628	-0,68	63,51	"	0,13	0,29	-10,37
	B <sub>2</sub>	1-3	138,0	300	+51,22	0,001585	+0,22	4,27	"		0,16	+51,37
		3-4	287,5	150	+14,26	0,004551	+1,31	91,74	"		0,16	+14,42
							-0,06	186,73				
							+0,16					
B <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	3-4	287,5	150	-14,26	0,004551	-1,31	91,74	0	-0,16	-0,16	-14,42
	B <sub>3</sub>	4-5	85,1	200	-18,45	0,001752	-0,15	8,03		+0,13	+0,13	-18,32
	B <sub>4</sub>	5-6	241,5	150	-11,87	0,003217	-0,78	65,46		+0,24	+0,24	-11,63
		3-7	368,0	200	+30,52	0,004543	+1,67	54,78			0	+30,52
		7-6	188,6	200	+24,75	0,003050	+0,57	23,24			0	+24,75
							0	243,25				
							0					
B <sub>3</sub>	B <sub>1</sub>	2-8	381,8	200	-15,51	0,001266	-0,48	31,16	-0,13		-0,13	-15,64
		8-9	264,5	150	-12,74	0,003677	-0,97	76,33	"		-0,13	-12,87
	B <sub>2</sub>	2-4	257,6	150	+10,66	0,002628	+0,68	63,51		-0,16	-0,29	+10,37
		4-5	85,1	200	+18,45	0,001752	+0,15	8,03		0	-0,13	+18,32
	B <sub>4</sub>	5-9	418,6	80	+1,66	0,001883	+0,79	474,97		+0,24	+0,11	+1,77
							+0,17	653,97				
							-0,13					
B <sub>4</sub>	B <sub>3</sub>	9-5	418,6	80	-1,66	0,001883	-0,79	474,94	-0,24	+0,13	-0,11	-1,77
	B <sub>5</sub>	9-10	234,6	150	-8,12	0,001580	-0,37	45,65	"		-0,24	-8,36
		10-6	487,6	80	+1,66	0,001883	+0,92	553,22	"	-0,03	-0,27	+1,39
		6-5	241,5	150	+11,87	0,004543	+0,78	65,46	"		-0,24	+11,63
							0,54	1139,27				
							0,24					
B <sub>5</sub>	B <sub>4</sub>	6-10	487,6	80	-1,66	0,001883	-0,92	553,22	0,03	+0,24	+0,27	-1,39
	B <sub>6</sub>	10-11	138,0	80	-3,3	0,006745	-0,93	282,07	"		0,03	-3,27
		11-13	471,5	80	+1,78	0,002141	+1,01	567,13	"	0,49	0,52	2,30
		13-12	253,0	200	+20,82	0,002200	+0,56	26,73	"		0,03	20,85
		12-6	128,8	250	+29,19	0,001364	+0,18	6,02			0,03	29,22
							-0,10	1435,17				
							0,03					
B <sub>6</sub>	B <sub>5</sub>	11-13	471,5	80	-1,78	0,002141	-1,01	567,13	-0,49	-0,03	-0,52	-2,30
		11-14	241,5	80	-0,52	0,000233	-0,06	108,40	"		-0,49	-1,01
		14-15	460,0	80	-2,63	0,004411	+2,03	771,52	"		-0,49	+2,14
		15-13	276,0	150	+8,92	0,001882	0,52	58,25			-0,49	+8,43
							1,48	1505,3				
							-0,49					

CARACTERISTIQUES des mailles						3 <sup>eme</sup> Approximation			3 <sup>eme</sup> correction			
Designation de la maille	Maille adjacente	tronçon	Lc(m)	φ(mm)	Q (l/s)	J	AH	2+Q	cpH	Cma	Total	housses debit
B <sub>1</sub>	B <sub>3</sub>	1-2	517,5	250	-33,19	0,001738	-0,90	27,09	-0,05		-0,05	-33,24
		2-4	257,6	150	-10,37	0,002496	-0,64	61,99	"	0,15	+0,10	-10,27
		1-3	138,0	300	+51,37	0,001594	+0,22	4,28	"		-0,05	+51,32
	B <sub>2</sub>	3-4	287,5	150	+14,42	0,004648	+1,34	92,66	"	0	-0,05	+14,37
						0,02	186,02					
						-0,05						
B <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	3-4	287,5	150	-14,42	0,004648	-1,34	92,66	0	+0,05	0,05	-14,37
	B <sub>3</sub>	4-5	85,1	200	-18,32	0,001729	-0,15	8,03	"	+0,15	0,15	-18,17
	B <sub>4</sub>	5-6	241,5	150	-11,63	0,003096	-0,75	64,29	"	+0,06	0,06	-11,57
		3-7	368,0	200	+30,52	0,004543	+1,67	54,78	"	0	0	+30,52
		7-6	188,6	200	+24,75	0,003050	+0,57	23,24	"	0	0	+24,75
						0	243					
						0						
B <sub>3</sub>	B <sub>1</sub>	2-8	381,8	200	-15,64	0,001286	-0,49	31,34	-0,15		-0,15	-15,79
		8-9	264,5	150	-12,87	0,003748	-0,99	77,02	-0,15		-0,15	-13,02
	B <sub>2</sub>	2-4	257,6	150	+10,37	0,002496	+0,64	61,99	-0,15	+0,05	-0,10	+10,27
	B <sub>4</sub>	4-5	85,1	200	+18,32	0,001729	+0,15	8,03	-0,15	0	-0,15	+18,17
		5-9	418,6	80	+1,77	0,002119	+0,89	501,13	-0,15	+0,06	-0,09	+1,68
						0,20	679,51					
						-0,15						
B <sub>4</sub>	B <sub>3</sub>	9-5	418,6	80	-1,77	0,002119	-0,89	501,13	-0,06	+0,15	+0,09	-1,68
		9-10	234,6	150	-8,36	0,001668	-0,39	46,81	"		-0,06	-8,42
	B <sub>5</sub>	10-6	487,6	80	+1,39	0,001361	+0,66	477,52	"	0,26	+0,20	+1,59
	B <sub>2</sub>	6-5	241,5	150	+11,63	0,003096	+0,75	64,29	"	0	-0,06	+11,57
						0,13	1089,79					
						-0,06						
B <sub>5</sub>	B <sub>4</sub>	6-10	487,6	80	-1,39	0,001361	-0,66	477,52	-0,26	+0,06	-0,20	-1,59
		10-11	138,0	80	-3,27	0,006630	-0,91	279,82	"		-0,26	-3,53
	B <sub>6</sub>	11-13	471,5	80	+2,30	0,003437	+1,62	704,69	"	0,02	-0,24	+2,06
		13-12	253,0	200	+20,85	0,002206	+0,56	26,77	"		-0,26	+20,59
		12-6	128,8	250	29,22	0,001367	+0,18	6,02	"		-0,26	+28,96
						-0,79	1494,82					
						-0,26						
B <sub>6</sub>	B <sub>4</sub>	11-13	471,5	80	-2,30	0,003437	-1,62	704,69	-0,02	+0,26	+0,24	-2,06
		11-14	241,5	80	-1,01	0,000762	-0,18	182,41	"		-0,02	-1,03
		14-15	460,0	80	+2,14	0,003008	+1,38	646,48	"		-0,02	+2,12
		15-13	276,0	150	+8,43	0,001694	+0,47	55,47	"		-0,02	+8,49
						0,05	1589,05					
						-0,02						

CARACTERISTIQUES DES MAILLES

4° APPROXIMATION

4° CORRECTION

			Le(m)	Ø (m)	Q (Vs)	J	H	2 rQ	CPM	Cma	Total	
B1	B3	1-2	517.5	250	-33.24	0.001743	-0.90	27.13	-005		-005	33.29
		2-4	257.6	150	-10.27	0.002451	-0.63	61.47	"	+005	0	-10.27
	B2	1-3	138.0	300	+51.32	0.001590	+0.22	4.28	"		-0.05	+51.27
		3-4	287.5	150	+14.37	0.004617	+1.33	92.38	"	+0.06	+0.01	+14.38
							+0.02	185.26				
							-0.05					
B2	B1	4-3	287.5	150	-14.37	0.004617	-1.33	92.38	-006	+005	-001	-1438
	B3	4-5	85.1	200	-18.17	0.001703	-0.14	7.98	"	+005	-001	-1818
	B4	5-6	241.5	150	-11.57	0.003066	-0.74	64.00	"	+017	+011	-1146
		3-7	368.0	200	+30.52	0.00454	+1.67	54.78	"		-006	+3046
		7-6	188.6	200	+24.75	0.003050	+0.57	23.25	"		-006	+2469
							+003	+24239				
							-0.06					
B3	B1	2-8	381.8	200	-15.79	0.001309	-0.50	31.65	-005		-005	-1584
		8-9	264.5	150	-13.02	0.003830	-1.01	77.82	"		-005	-1306
	B2	2-4	257.6	150	+10.27	0.002451	+0.63	61.47	"	+005	0	+1027
	B4	4-5	85.1	200	+18.17	0.001703	+0.14	7.98	"	+006	+001	+1818
		5-9	418.6	80	+1.68	0.001925	+0.81	479.71	"	+017	+012	+1.80
							+007	658.53				
							-0.05					
B4	B3	9-5	418.6	80	+1.68	0.001925	-0.81	479.71	-017	+005	-012	-180
		9-10	234.6	150	+8.42	0.001690	-0.40	47.10	"		-017	-8.59
	B5	10-6	487.6	80	+1.59	0.001740	+0.85	533.72	"	+004	-013	+1.46
		B2	6-5	241.5	150	+11.57	0.003066	+0.74	64.00	"	+0.06	-0.11
							+0.38	1124.53				
							-0.17					
B5	B4	6-10	487.6	80	+1.59	0.001740	-0.85	533.72	-004	+017	+013	-1.46
		10-11	138.0	80	+3.53	0.00656	-1.06	299.32	"		-004	-3.57
	B6	11-13	471.5	80	+2.06	0.002803	+1.32	641.54	"	+012	+008	+2.14
		13-12	253.0	200	+20.59	0.002154	+0.54	26.47	"		004	+20.55
		12-6	128.8	250	+28.96	0.001344	+0.17	5.98	"		-004	+28.92
							0.12	1507.03				
							-0.04					
B6	B4	13-11	471.5	80	+2.06	0.002803	-1.32	641.54	-012	004	-008	-2.14
		11-14	241.5	80	+1.03	0.000790	-0.19	185.31	"		-012	-1.15
		14-15	460.0	80	+2.12	0.002956	+1.36	641.34	"		-012	+2.00
		15-13	276.0	150	+8.41	0.001687	+0.46	55.36	"		-012	+8.49
							+0.31	1523.55				
							-0.12					

## I.7 ACCESSOIRES DU RESEAU :

### a) DECHARGE :

C'est un appareil placé dans les points bas de la conduite en vue de vidanger celle-ci pour éliminer les dépôts formés.

L'évacuation se fait vers les égouts ou les fossés.

### b) VENTOUSE

Elle est placée dans les points hauts en vue d'éliminer l'air se trouvant dans la conduite lors de son service. La présence d'air dans tels points pourrait détruire la canalisation et perturber l'écoulement de l'eau.

### c) BOUCHES D'INCENDIE :

Elle doivent être raccordées sur des conduites capables d'assurer un débit minimal de 15l/s avec une pression de 10m/

La bouche d'incendie peut servir également à l'arrosage et au lavage.

### d) ROBINETS : VANNES :

Ils ont pour rôle de permettre l'isolement de divers tronçons pendant la réparation et régler le débit.

e) LES TES : Ils sont utilisés dans les ramifications.

### I.8 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE :

ZONE HAUTE :

$$Q_p = 52,65 \text{ l/s} = 0,05265 \text{ m}^3/\text{s}$$

On se propose une vitesse  $V = 1 \text{ m/s}$

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

$$D = \left( \frac{4Q}{V \cdot \pi} \right)^{1/2} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,05265}{1 \cdot 3,14}} = 0,259 \text{ m}$$

D normalise = 300mm

Calcul de la vitesse d'écoulement réellement dans la conduite

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,05265}{3,14 \cdot (0,3)^2} = 0,74 \text{ m/s}$$

ZONE BASSE :

$$Q_p = 89,35 \text{ l/s} = 0,08935 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{array}{l} V = 1 \text{ m/s} \\ Q = V.A. \end{array} \quad D = \left( \frac{4Q}{V \cdot \pi} \right)^{1/2} = \left[ \frac{4 \cdot 0,08935}{1 \cdot 3,14} \right]^{1/2} = 0,337 \text{ m}$$

D normalise = 400mm

$$\text{Vitesse réelle : } V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,08935}{1 \cdot (0,4)^2} = 0,71 \text{ m/s}$$

1.8' - Dimensionnement des conduites de jonctions.

Elles sont dimensionnées avec le débit de la zone haute

$$Q = 52,65 \text{ l/s.}$$

Le débit passant dans une conduite est:

$$\frac{52,65}{2} = 26,32 \text{ l/s} = 0,02632 \text{ m}^3/\text{s.}$$

diamètre de la conduite

$$D = \left( \frac{4 \cdot Q}{\text{VII}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{4 \cdot 0,02632}{3,14} \right)^{\frac{1}{2}} = 183 \text{ mm}$$

D normalisé = 200 mm

$$V_{\text{réelle}} = \frac{4Q}{\text{FI} D^2} = \frac{4 \cdot 0,02632}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 0,84 \text{ m/s.}$$

### 1.9 - Calcul des pressions au sol:

La pression desservie au sol devra être calculée en prenant en considération la hauteur des bâtiments (existants ou projetés). Afin d'avoir la pression en un point, il faut connaître sa côte pieZometrique qui est égale au niveau pieZometrique disponible en fin du reseau diminuer des pertes de charge le long de ce tronçon.

Tout d'abord on calcul la côte pieZometrique du point de raccordement du reseau qui est égale:

$$C_p = C_R - H_{R-1}$$

De même pour tous les points des reseaux A et B la pression au sol est calculée par la formule.

$$P = C_p - C_T$$

$C_p$  : Côte pieZometrique.

$C_T$  : Côte du terrain.

La pression demandée au droit d'un immeuble est :

$$P_{sol} = n.3 + 9$$

n : nombre d'etages.

3 : represente la hauteur d'un etage.

9 : englobe la valeur de la pression demande (7m) plus la hauteur d'emplacement du robinet (1 m) plus 1 metre au dessus du rez-de chaussée.

A Enjez-Edchich, le bâtiment le plus élevé fait 2 étages (projete) donc la pression au sol est de

$$2.3 + 9^* = 6 + 9 = 15 \text{ m.}$$

### 1.10 - Mise en service et entretien du reseau:

Les principales opérations effectuées pour la mise en service et l'entretien du reseau sont :

- La desinfection.
- La detection des fuites d'eau.

- La desincrustation des canalisations.
- La reparation.

a) desinfection :

Les produits couramment employés pour la desinfection sont le chlore et le permanganate de potassium  $MnO_4 K$ .

b) Detection des fuites:

La recherche et la localisation des fuites s'effectue le plus souvent avec des appareils acoustiques.

c) Desincrustation:

Les canalisations peuvent être plus ou moins obturées par des dépôts calcaires constitués par du carbonate de calcium ou de dépôts organiques (algues, mollusques) ou de dépôts limoneux (sable, boues).

Le nettoyage s'effectue par procédé mécanique ou chimique à base d'acide (en général l'acide chlorhydrique)

d) Reparation :

- Renovation des joints.
- Renovation de la canalisation.

# Calcul Des Pressions Au Sol

## ZONE "A"

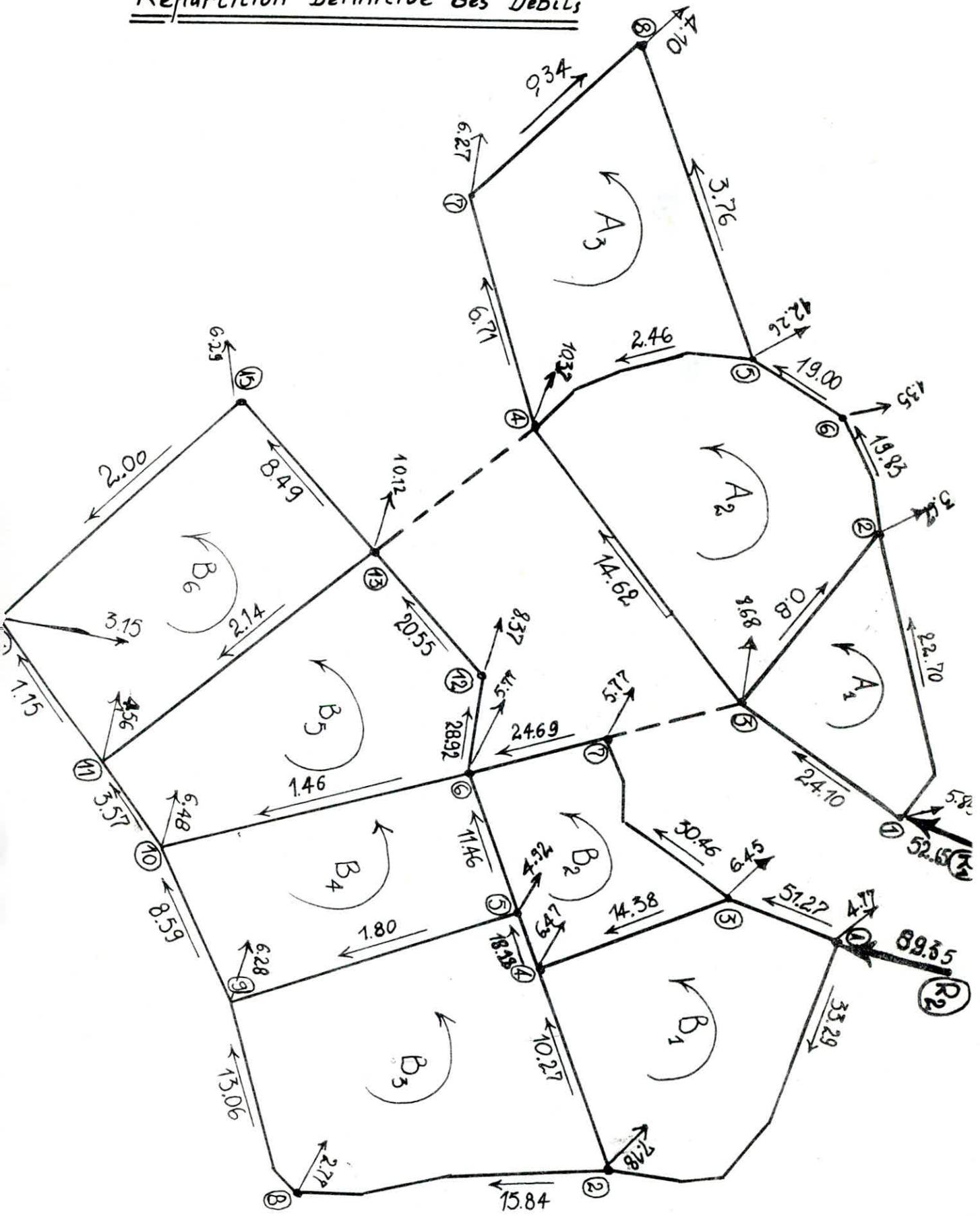
N° Mailles	TRANÇONS	ALTITUDES		P.D.C (m)	Côtes Piezomet		PRESS- IONS AU SOL (m)
		AMONTS	AVALS		AMONTS	AVALS	
A <sub>1</sub>	R <sub>1</sub> -1	172.50	122.00	0.75	172.50	171.75	49.75
	1-3	122.00	112.00	0.77	171.75	170.98	58.98
	1-2	122.00	127.00	0.95	171.75	170.80	43.80
	2-3	127.00	112.00	0.15	170.80	170.65	58.65
A <sub>2</sub>	2-3	127.00	112.00	0.15	170.80	170.65	58.65
	3-4	112.00	120.10	2.43	170.65	168.22	48.12
	2-6	127.00	127.33	0.51	170.80	170.29	42.96
	6-5	127.33	124.00	0.30	170.29	169.99	45.99
	5-4	124.00	120.10	1.66	169.99	168.33	48.23
A <sub>3</sub>	5-4	124.00	120.10	1.66	169.99	168.33	48.23
	4-7	120.10	120.37	2.70	168.33	165.63	45.26
	5-8	124.00	129.00	4.56	169.99	165.43	36.43
	8-7	129.00	120.37	0.03	165.43	165.46	45.09

# CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

## ZONE "B"

N° MAIUE	TRANÇON	ALTITUDES		P.D.C (m)	Côtes Piezomé		PRESSION AU SOL (m)
		AMONTS	AVALS		AMONTS	AVALS	
B <sub>1</sub>	R <sub>2</sub> -1	127.00	114.00	0.14	127.00	126.86	12.86
	1-2	114.00	98.00	0.90	126.86	125.96	27.96
	2-4	98.00	94.50	0.63	125.96	125.33	30.83
	1-3	114.00	108.00	0.22	126.86	126.64	18.64
	3-4	108.00	94.50	1.33	126.64	125.33	30.83
B <sub>2</sub>	3-4	108.00	94.50	1.33	126.64	125.33	30.83
	4-5	94.50	95.00	0.14	125.33	125.19	30.19
	5-6	95.00	100.00	0.72	125.19	124.47	24.47
	3-7	108.00	103.00	1.66	126.64	124.98	21.98
	7-6	103.00	100.00	0.57	124.98	124.41	24.41
B <sub>3</sub>	2-8	98.00	82.00	0.50	125.96	125.46	43.46
	8-9	82.00	88.00	1.02	125.46	124.44	36.44
	2-4	98.00	94.50	0.63	125.96	125.33	30.83
	4-5	94.50	95.00	0.14	125.33	125.19	30.19
	5-9	95.00	88.00	0.91	125.19	124.28	36.28
B <sub>4</sub>	5-9	95.00	88.00	0.91	125.19	124.28	36.28
	9-10	88.00	85.00	0.41	124.28	123.87	38.87
	5-6	95.00	100.00	0.73	125.19	124.47	24.47
	6-10	100.00	85.00	0.73	124.47	123.74	38.74
B <sub>5</sub>	6-10	100.00	85.00	0.73	124.47	123.74	38.74
	10-11	85.00	85.00	1.10	123.74	122.64	37.64
	6-12	100.00	102.00	0.17	124.47	124.30	22.30
	12-13	102.00	104.50	0.54	124.30	123.76	19.26
	13-11	104.50	85.00	1.42	123.76	122.34	37.34
B <sub>6</sub>	13-11	104.50	85.00	1.42	123.76	122.34	37.34
	11-14	85.00	84.00	0.23	122.34	122.11	38.11
	13-15	104.50	98.00	0.45	123.76	123.31	25.31
	15-14	98.00	84.00	1.22	123.31	122.09	38.09

# Repartition Definitive des Debits



1/ CHOIX DU TRACÉ

a) Conditions Techniques

Après son périple à travers les différents ouvrages de traitement, l'eau rendue potable est accumulée dans la bache de reprise d'où sera véhiculé vers les lieux de son utilisation par une conduite d'adduction.

Le tracé a été étudié sur un plan topographique à l'échelle 1 : 2000 Conformément aux conditions suivantes :

- Choisir le tracé le plus court
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible
- Eviter les contres pentes qui donnent lieu à des cantonnements d'air nécessitant des équipements pour y prêter, entraînant des dépenses supplémentaires
- Les coudes doivent être largement ouverts pour éviter les butées importantes.
- Pour faciliter l'acheminement du matériel il est souhaitable de suivre les accotements des routes.

2/ SUGGESTION DES VARIANTES :

Dans notre projet on a deux variantes :

a) La première variante : établissement d'un piquage sur la conduite reliant la ville de SKIKDA et le barrage de ZERDAZAS, l'adduction est longue de 7,3 Km dont 5,3 km gravitaire, a été proposé par la S.E.T.H. Y C. O.

b) La 2ème variante :

Que nous avons choisie consiste à l'implantation d'une station d'épuration près de l'Oued, afin de sauvegarder la nappe ( champs captant)

- Ce tracé est moins long ( L : 970 m ) et présente l'avantage de suivre la route.
- L'eau traitée dans la station d'épuration servira pour l'irrigation.
- Les ressources près de l'Oued ne seront plus contaminées ( équilibre écologique).
- Tous ses facteurs ont donné un poids dans le choix de la 2ème variante.

### 3 ° Conditions Economiques:

Une fois le trace adequat choisi, il se pose le problème de dimensionnement de la conduite d'adduction, a cet effet, il existe un diamètre dit économique résultant d'un compromis entre deux tendances:

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent dans le meme sens que le diamètre de celle - ci.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui diminuent quand le diamètre augmente par suite de la croissance des pertes de charges.

### 4° Determination du diamètre économique:

Base sur le calcul technico-économique suivants des étapes différentes:

Pour avoir une idée de la valeur approximative du diamètre économique on utilise la formule de BONIN  $D = \sqrt[3]{Q}$

D : Diamètre approximatif ( m )

Q : Debit à transiter ( m<sup>3</sup>/s )

Puis on donne une serie de diamètres normalisés inferieurs et superieurs à celui calculé.

Nous ferons le choix à partir du calcul technico-économique tenant compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation.

Zone Haute ( alimenté par les anciennes installations reservoir et puit)

D'après la D H W L'ancienne adduction a ete maintenu.

Zone Basse

La conduite reliant la bache de reprise au reservoir projete est dimensionnée avec le debit max journalier .

$$\begin{aligned} Q &= 214,44 \text{ m}^3/\text{h} \\ &= 0.0596 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0.0596} = 0.244 \text{ M}$$

## 5 ) Formules Utilisées

### a ) Pertes de charge :

Elle sont de deux types : pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières.

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations. Elles sont données par la formule  $\Delta H_f = J \cdot L$  ou le gradient de pertes de charge  $J$  est calculé par la formule de DARCY - WEISSBACH.

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

$Dh$  : Diamètre hydraulique de la conduite ( m ) .

$V$  : Vitesse de l'eau dans la conduite ( m / s ) .

$F$  : Coefficient de frottement adimensionnel .

La formule de COLEBROOK permet par itérations de trouver la valeur de  $F$  pour tout régime.

$$F_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon/Dh}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{F}} \right) \right]^{-2}$$

Ainsi nous démarrons les itérations par une valeur approximative du coefficient  $F$  donné par la formule de NIKURADZE.

$$F_n = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dh} \right]^{-2}$$

Ou  $\epsilon/Dh$  = Rugosité relative de la conduite adimensionnelle

$\epsilon$  = Rugosité absolue de la conduite m

$\epsilon$  =  $4 \cdot 10^{-4}$  m ( Dupont page )

$Re$  = Nombre de Reynolds  $Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$

$\nu$  = Viscosité cinématique de l'eau ( m<sup>2</sup> / s )

$\nu$  =  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s ( pour l'eau à 20° C )

Les pertes de charge singulières occasionnées par les robinets vannes, ventouses est... Sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires on a donc

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_f$$

$$\Delta H_f = \Delta H_f + \Delta H_s = \Delta H_f + 0,15 \Delta H_f = 1,15 \Delta H_f$$

### b ) Hauteur manométrique $H_{MT}$

Elle représente la hauteur totale sur laquelle l'eau doit être élevée, elle comprend :

- La hauteur géométrique de refoulement  $H_g$  donnée par la différence de niveau entre les plans de départ à l'aspiration et l'arrivée de la conduite au réservoir.

- Les pertes de charge au refoulement (  $\Delta H_{RF}$  )

- Les pertes de charge à l'aspiration  $\Delta H_{ASP} = 0,5 \text{ m}$

$$\text{DONC } H_{MT} = H_G + \Delta H_{RF} + \Delta H_{ASP}$$

C°/ PUISSANCE A ABSORBER PAR LA POMPE

$$P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P : Puissance ( KW )

Q : Débit refoulé (  $\text{M}^3/\text{S}$  )

Hmt : Hauteur manométrique ( m )

$\eta$  : Rendement de la pompe.

D/ FRAIS D'AMORTISSEMENT :

Ils sont constitués par le prix de revient de la conduite de la fourniture jusqu'à la pose : nous supposons le prix total de la conduite amorti sur une période de 30 Ans durée d'Exploitation avec un taux d'intérêt de 8 % d'ou l'annuité sera :

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

i : Taux d'intérêt ( % )

n : Durée d'Exploitation ( années )

A : Annuité.

C/ FRAIS D'EXPLOITATION :

Il représentent les dépenses occasionnées pour relever l'eau à la hauteur manométrique désirée : Leur calcul fait appel au système de la Tarification de l'énergie en vigueur à la SONEGAS selon lequel nous avons

$$e = A + C.P.C + D. PA + EH.NH$$

ou

a : Redevance fixe ( DA/Mois )

C.P.C: Puissance mis à l. Disposition ( KW )

D.PA : Puissance absorbée ( KW )

EH: Coefficient de pondération.

EH.NH : Consommation effective d'énergie ( DA/KWH ) EH est déterminé en tenant compte de 3 Tarifs au cours de la journée.

Tout calcul fait on obtient  $e = 0,19 \text{ DA/Kwh}$  .

f') Determination de la hauteur geometrique.

1) Bache de reprise - Reservoir de refoulement

- Côté du trop plein dans le reservoir

$$127,14 + 4 + 0,5 = 131,64 \text{ m.}$$

- Côte du trop plein dans le bache = 86 m

- Hauteur de refoulement

$$H_o = (\text{trop plein}) - (\text{niveau d'eau dans la bache})$$

$$H_o = 131,64 - 86 = 45,64 \text{ m.}$$

- Hauteur geometrique

$$H_g = H_o + H_{ocsp}$$

$$= 45,64 + 2,5 = 48,14 \text{ m}$$

2) Puit N°= 1 - Bache de reprise

- Cote du trop - plein dans la bache

$$86,0 + 0,5 = 86,5 \text{ m}$$

- Niveau du plan d'eau dans le puit (niveau dynamique) 56,70 m

$$H_o = H_o + H_{asp} \quad H_o = 86,5 - 56,7 = \text{~~29,8~~} (\text{Trop plein} - \text{ND})$$

$$H_o = 29,8 \text{ m}$$

$$H_g = 29,8 + 2,5 = 32,3 \text{ m}$$

$$H_{asp} = 2,5 \text{ m}$$

c) Puit N°= 2 - Bache de reprise

$$H_g = (86,5 - 71,4) + 2,5 = 17,6 \text{ m}$$

# Bordereau des prix des Conduites en Acier

Ø mm	Tuyau (m.l.) D.A	Soudure D.A	TERRASSEMENT D.A	Rose D.A	Transport et manutention D.A	Prix de revient au m.l D.A
100	84.44	1.70	50.00	4.00	7.17	147.31
150	104.39	2.61	60.00	8.00	9.93	184.93
200	137.59	4.32	65.00	10.00	12.65	229.56
250	162.32	5.75	67.00	16.00	16.15	267.22
300	216.63	7.30	70.00	20.00	19.14	333.07
350	301.11	9.26	72.00	30.00	25.23	437.60
400	345.17	11.27	75.00	40.00	29.00	500.44
500	432.05	17.22	85.00	60.00	34.18	628.45

# Calcul du Reynolds, J, $\Delta H$ , f sur Programme TI 59

```

2nd LBLA 1.14 - .86 x ( RCL 01 ÷ RCL 02)
STO 07 Lnx = x2 1/x STO 05 STO 08 RCL 03
x RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 R/S 2nd LBL B
(RCL 07 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08 √x)
Lnx x .86 = x2 1/x STO 09 - RCL 08 = 2nd |x|
INV 2nd x≥6 RCL RCL 09 STO 08 GTO B
2nd Lbl RCL RCL 09 x RCL 03 x2 ÷ 19.6 ÷
RCL 02 = STO 10 R/S 2nd Lbl C RCL 10 x
RCL 04 = STO 11 R/S 2nd Lbl D RCL 11 x .15
= STO 12 R/S 2nd Lbl E RCL 12 + RCL 11 = R/S
    
```

Execution    LRN

$v$  (m<sup>2</sup>/s)  $\xrightarrow{\text{STO}}$  00  
 $\bar{C}$  (m)  $\xrightarrow{\quad}$  01  
 $D$  (m)  $\xrightarrow{\quad}$  02  
 $V$  (m/s)  $\xrightarrow{\quad}$  03  
 $L_G$  (m)  $\xrightarrow{\quad}$  04  
 $x = t$  0.0001

Resultats (appuyer)

sur  
 A  $\xrightarrow{\quad}$  Re  
 B  $\xrightarrow{\quad}$  J  
 C  $\xrightarrow{\quad}$   $\Delta H_L$  (m)  
 D  $\xrightarrow{\quad}$   $\Delta H_S$  (m)  
 E  $\xrightarrow{\quad}$   $\Delta H_T$  (m)  
 RCL 05  $\xrightarrow{\quad}$  f<sub>NIX</sub>  
 RCL 09  $\xrightarrow{\quad}$  f<sub>COOL</sub>

RECHERCHE DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE

PUIT N° = 1 - B A C H E DE REPRISE

$$\nu = 10^{-6} \text{ M/S}$$

$$\epsilon = 0,410-3\text{m}$$

$$A_{\text{Hasp}} = 0,5 \text{ m} \quad H_{\text{mt}} = H_{\text{g}} + A_{\text{HT}} + A_{\text{Hasp}}$$

$\frac{3}{Q_m/s}$	D(m)	V(M/s)	L(m)	/ Re	J	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Fr	F t	Hg (m)	Hmt (m)
0.037	0.15	2.09	175	313500	0.039087	6.84	0.972	7.87	0.025705	0.026307	32.3	40.67
	0.2	1.18		236000	0.008759	1.53	0.23	1.76	0.02378	0.024658	"	34.56
	0.25	0.75		187500	0.0027137	0.47	0.071	0.55	0.022434	0.0236398	"	33.35
	0.30	0.52		156000	0.00105678	0.185	0.028	0.21	0.02142	0.02298	"	33.01

PUIT N° = 2 - B A C H E DE REPRISE

$\frac{3}{\phi M/s}$	D(m)	V(m/s)	L(m)	/ Re	J	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Fr	F t	Hg(m)	Hmt
0.040	0.15	2.26	236	339000	0.04564	10.77	11.62	12.39	0.025705	0.026272	17.60	30.49
	0.2	1.27		254000	0.0101243	2.39	0.36	2.75	0.02378	0.024605	"	20.85
	0.25	0.81		202500	0.003155	0.74	0.11	0.86	0.02243	0.0235635	"	18.96
	0.30	0.57		171000	0.001263	0.30	0.045	0.34	0.02142	0.0228634	"	18.44

T A B L E A U      D O N N A N T      L A      H A U T E U R   M A N O M E T R I Q U E      H m t

- B A C H E   D E   R E P R I S E   -   R E S E R V O I R

Q = 0,0596 m / s

$\epsilon = 0,4$  Mm

Hg = 48,14 m

L = 970 m

$\phi = 300$  Mm

$\nu = 10^{-6}$  M<sup>2</sup>/s

$\phi$ ( M M )	VITESSE (m/s)	R 10 <sup>5</sup>	J	$\Delta H_e$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	F <sub>e</sub>	F <sub>c</sub>	H <sub>MT</sub> (m)
150	3,374	5,06	0,10123	98,1939	14,72	112,92	0,025750	0026112	161,57
200	1,893	3,8	0,022402	21,72991	3,2595	24,989	0,0237815	002437	73,64
250	1,211	303750	0,0070006	6,7906	1,019	7,8092	0,02243399	0023237	56,46
300	0,844	253200	0,002720	2,63855	0,3958	3,0343	0,021416	0022454	51,68
350	0,620	217000	0,001227	1,19043	0,17856	1,36900	002061	0021901	50,02

FRAIS D'EXPLOITATION :

- FUIT N° = 1 - B A C H E

Ø MM	HMT	P ( KW )	E= Px19 x 365	PRIX DE L'ENERGIE ( D A )
150	40.67	18.43	127812,05	24284,29
200	34.56	15.66	108602,01	20634,40
250	33.35	15.12	104857,02	19922,87
300	33.01	14.96	103747,06	197120,44

FRAIS D'AMORTISSEMENT (

- ( FUIT N° = 1 - B A C H E DE REPRISE )

Ø (MM)	L ( M )	PRIX UNITAIRE DA/ M!	PRIX DE LA CONDUITE	A N N U I T E
150	175	184,93	32362,75	2874,69
200		229,56	40173,00	3568,45
250		267,22	46763,5	4153,86
300		333,07	58287,25	5177,48

B I L A N :

Ø MM	1 5 0	2 0 0	2 5 0	3 0 0
FRAIS D' AMORT.	2874,69	3568,45	4153,86	5177,48
FRAIS D'EXPLOIT.	24284,29	20634,40	19922,87	19712,04
T O T A U X	27158,98	24202,85	24076,73	24889,52

$\phi_{eco} = 250$  Mm

V = 0,75 M/в

∅ (MM)	HMT ( M )	P ( KW )	E = P.19.365	PRIX DE L'ENERGIE
1 5 0	30 , 49	14 , 94	103608 , 9	19685 , 69
2 0 0	20 , 85	10 , 22	70875 , 7	13466 , 38
2 5 0	18 , 95	9 , 29	64426 , 15	12240 , 97
3 0 0	18 , 44	9 , 04	62692 , 4	11911 , 56

F R A I S D'AMORTISSEMENT :

( PUIT N° = 2 - B A C H E DE REPRISE )

∅ ( MM )	L ( K )	PRIX UNITAIRE DA ( N )	PRIX DE LA CONDUITE	A N N U I T E
1 5 0		184 , 93	43643 , 48	3876 , 72
2 0 0	236	229 , 56	54176 , 16	4812 , 31
2 5 0		267 , 22	63063 , 92	5601 , 78
3 0 0		333 , 07	78604 , 52	6982 , 20

B I L A N :

$\phi$ ( M M )	150	200	250	300
- FRAIS D' AMORT	3876,72	4812,31	5601,78	6982,20
- FRAIS D' EXPLOIT	19685,69	13466,38	12240,97	11911,56
T O T A U X	23562,41	18278,69	17842,75	18893,76

$\phi_{eco}$  = 250 mm

V = 0,815 m / s

BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

Frais d'exploitation.

∅ mm	Hmt (m)	P (Kw)	E = P.24.365	PRISE DE L'ENERGIE (DA)Pe=E.e
150	161,57	117,96	1033329,6	196332,62
200	73,64	53,76	470937,6	89478,14
250	56,46	41,22	361087,2	68606,57
300	51,68	37,73	330514,8	62797,81
350	50,02	36,52	319915,2	60783,89

Frais d'amortissement

Diametre ∅ mm	Longueur L(m)	Prix unit- DA/m\$	Prix de la cond- uite DA	A N N U I T E
150	970	184,93	179382,1	15933,97
200	"	229,56	222673,2	19779,39
250	"	267,22	259203,40	23024,26
300	"	333,07	323077,9	28698,04
350	"	437,60	424472,0	37704,57

B I L A N :

DIAMETRE MM	1 5 0	2 0 0	2 5 0	3 0 0	3 5 0
EXPLOITATIONS	196332,62	189478,14	168606,57	62797,81	62783,8
AMORTISSEMENTS	15933,97	19779,39	23024,26	28698,04	37704,5
T O T A U X	212266,59	109257,53	191630,83	91495,85	98488,3

CONCLUSION : après l'étude technico - économique nous constatons  
que le diamètre le plus économique est  $\phi_{eco} = 300$  Mm  
avec une vitesse  $V = 0,84$  m/s

CHAPITRE : VI

CHOIX DES POMPES :

A) AU NIVEAU DES Puits :

a) CHOIX DU GENRE DES POMPES :

On équipé les puits de groupes électro-pompes immergés deux pompes pour chaque puit : une en marche, la seconde pour le secours.

b) CHOIX DU TYPE DE POMPES :

En fonction du débit à refouler  $Q$  et la hauteur d'élévation  $H_{mt}$

Caractéristiques de pompage :

$$\text{Puit (I)} \quad Q = 371/s = 133,2 \text{ m}^3/H = 22201/\text{min}$$

Du catalogue JEUMONT SHNEIDER pour les pompes immergées à axes vertical

Pmpo submersible I2I40 RM - 24 2f

$$N = 2850 \text{tr}/\text{min} ; n = 72\%$$

Puissance maximale absorbée par la pompe

$$P = 21,3 \text{ KW}$$

$$\text{Diamètre de la roue } d = 180 \text{mm}$$

de la même façon pour le puits N°2

du catalogue AUTRIA

$$Q = 401/s = 144 \text{m}^3/h = 24001/\text{min}$$

$$H_{mt} = 18,95 \text{m}$$

$$\text{TYPE D 28BI} \quad N = 2900 \text{tr}/\text{min} \quad n = 75\%$$

$$P = 13 \text{ KW}$$

8) Au niveau de la station de pompage

Nous avons prévu une bache de reprise à côté de laquelle on installe la station de pompage.

a) Choix du genre de pompes :

Pour le refoulement des débits de la bache au réservoir on a prévu deux groupes électro-pompes à axe horizontal (dont l'une servira en cas de panne).

b) Choix du type.

caractéristiques  $Q = 0,0596 \text{ m}^3/\text{s} = 214,44 \text{ m}^3/\text{h}$

$$H_{MT} = 51,68 \text{ m}$$

Pompe choisie MEN 100-200

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 80\%$$

#### 4) POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE : BACHE - RESERVOIR :

Le point de fonctionnement P' est donné par l'intersection de la caractéristique caractéristique de la pompe et celle de la conduite .Ces coordonnées

$$Q = 216,66 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et} \quad H = 52,5\text{m}$$

Le point P désiré aux coordonnées  $Q = 214,44 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 51,68\text{m}$ .

La différence entre les deux points est négligeable.

#### CONCLUSION :

Nous acceptons le point de fonctionnement de cette pompe.

#### POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE PUIT N° 2 - BACHE

Nous acceptons le point de fonctionnement de cette pompe vu la différence négligeable entre P' et P

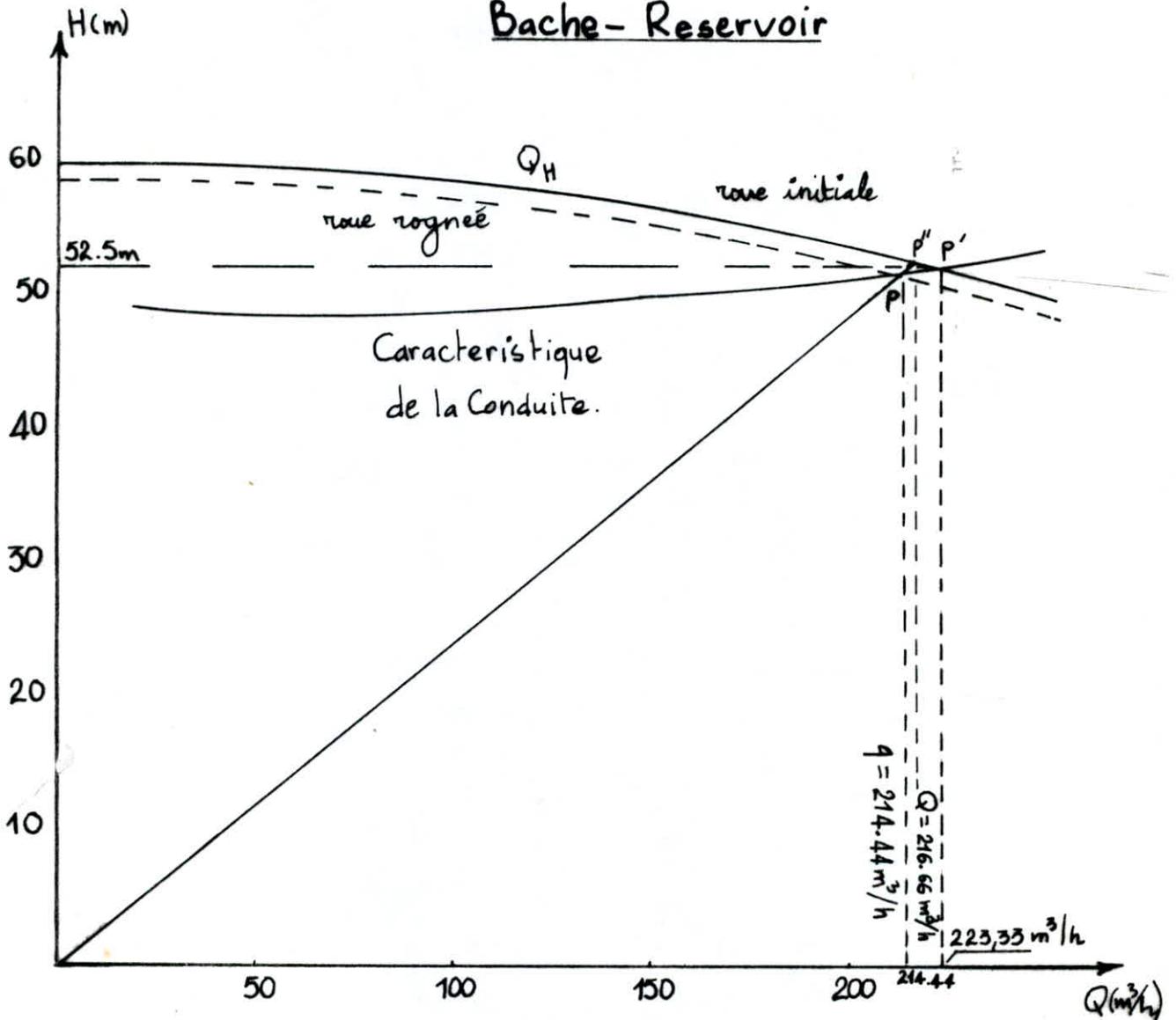
$$P' : Q = 144,8 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Hmt} = 19,0\text{m}$$

$$P : Q = 144,0 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Hmt} = 18,96\text{m}$$

Coordonnées de la Caractéristique (C) de la Conduite. Bache-Reservoir

$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/h)$	$V (m/s)$	Re	J	$\Delta H_L (m)$	$\Delta H_E (m)$	$f_R$	$f_E$	Hmt (m)
0,00556	20	0,08	24000	$0,30689 \cdot 10^{-4}$	0.0297	0.034	0.021416265	0.028196	48.67
0,0111	40	0,16	48000	$1,110245 \cdot 10^{-4}$	0.108	0.124		0.0255009	48.76
0,0125	45	0,18	54000	$1,3856 \cdot 10^{-4}$	0.134	0.155		0.0251454	48.80
0,0165	60	0,23	69000	$2,203205 \cdot 10^{-4}$	0.214	0.246		0.024489	48.89
0,0278	100	0,39	117000	$6.05567 \cdot 10^{-4}$	0.587	0.676		0.0234705	49.32
0,0417	150	0,59	177000	$13,511 \cdot 10^{-4}$	1.311	1.507		0.0228230	50.15
0,0556	200	0,17	237000	$23,89626 \cdot 10^{-4}$	2.318	2.666		0.02251402	51.31
0,0597	215	0,85	255000	$27,5826 \cdot 10^{-4}$	2.676	3.077		0.0224479	51.72
0,0611	220	0,86	258000	$28,22269 \cdot 10^{-4}$	2.737	3.148		0.0224378	51.79
0,0639	230	0,90	270000	$30,85596 \cdot 10^{-4}$	2.993	3.442		0.022399	52.08

## Bache - Reservoir



Type de pompe : JOMOT SCHNEIDER

Serie MEN 100-200

$N = 2900$  tours/min

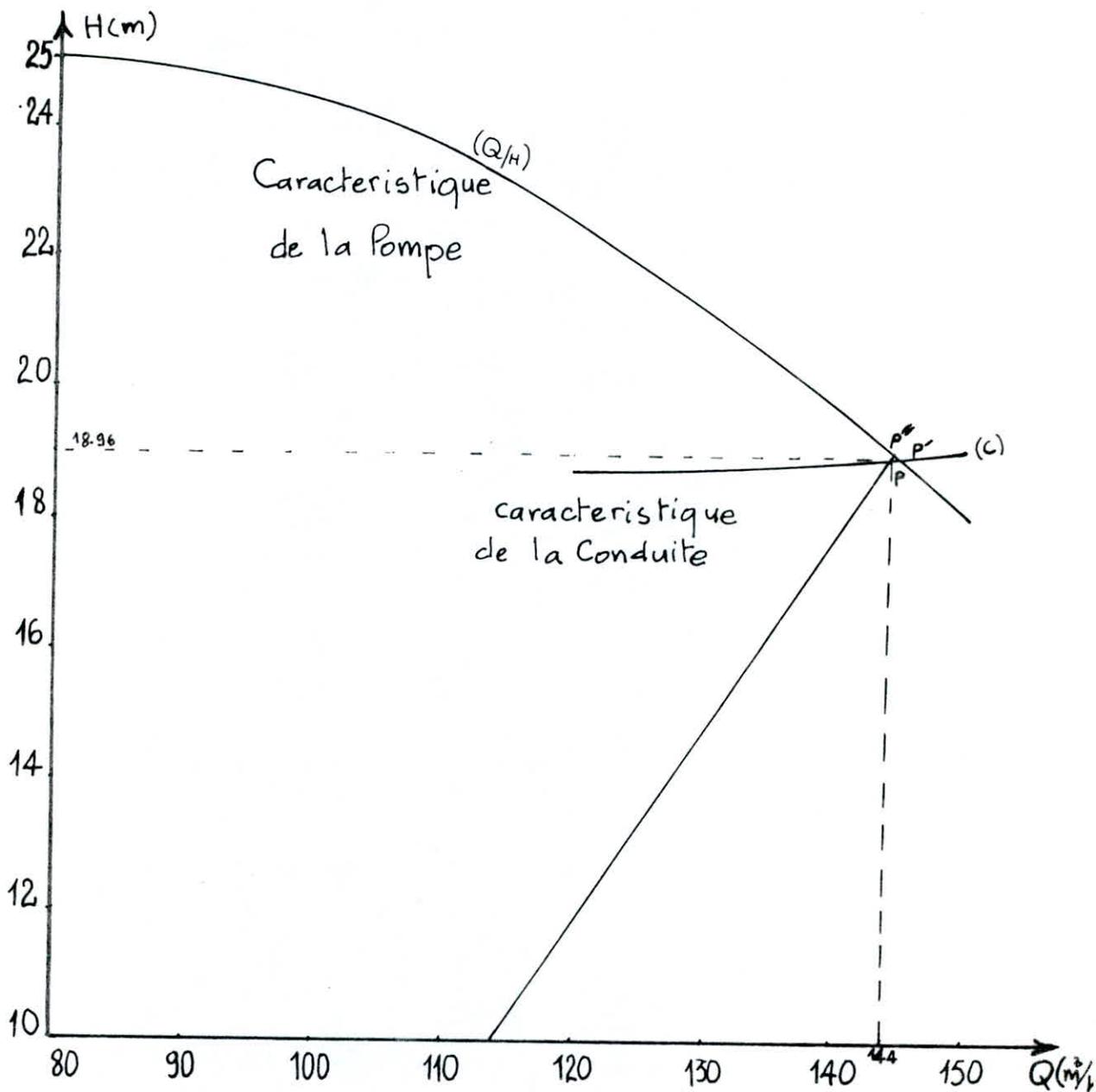
$\eta = 81\%$

pompe à axe horizontal.

Coordonnées de la Caractéristique (c).

Puit 2 - Bache.

$Q (m^3/s)$	$Q (m^3/h)$	$V \text{ m/s}$	$Re$	$J$	$\Delta H_L (m)$	$\Delta H_t (m)$	$f_R$	$f_t$	$H_{mt} (m)$
0,0111	40	0,23	57500	0,00027714	0,065	0,075	0,0224339	0,0256709	18,18
0,0167	60	0,34	85000	0,0005847	0,14	0,16	, ,	0,0247863	18,26
0,0222	80	0,45	112500	0,0010039	0,236	0,27	, ,	0,0242924	18,37
0,0278	100	0,57	142500	0,00158843	0,37	0,43	, ,	0,0239561	18,53
0,0333	120	0,68	170000	0,002240697	0,52	0,61	, ,	0,0237444	18,71
0,0389	140	0,79	197500	0,0030043	0,71	0,82	, ,	0,0235878	18,92
0,0417	150	0,85	212500	0,0034678	0,82	0,94	, ,	0,023518	19,04
0,043	150	0,88	220000	0,0037119	0,88	1,01	, ,	0,02348	19,11
0,044	160	0,90	225000	0,003879	0,92	1,05	, ,	0,02346	19,15



Refoulement Puit 2 - Bache de reprise

Type de pompe: Aturia  
SERIE D28 B1N

$N = 2900 \text{ tr/min}$

$\eta = 75\%$

$P = 13 \text{ kw}$

Pompe à axe Vertical.

#### 4) POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE :

PUIT N°I - BACHE

Le point de fonctionnement désiré P aux coordonnées

$$Q = 133,2 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{et HMT} = 33,35 \text{ m}$$

$$\text{et le point idéal P : } Q = 158 \text{ m}^3/\text{h} ; \quad \text{Hmt} = 33,5\text{m}$$

la courbe ( Q/H) caractéristique de la pompe passe un peu plus haut que le point désiré P

Vu la différence qui existe entre P et P' on va étudié les différentes possibilités afin de les rapprocher

#### IER SOLUTION :

Si on gardera le point de fonctionnement P', on devra diminuer le temps de pompage .

$$P' : Q = 158 \text{ m}^3/\text{h} = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{HMT} = 33,5\text{m}$$

$$n = 76\%$$

$$P : Q = 133,2 \text{ m}^3/\text{h} = 0,037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Hmt} = 33,35\text{m}$$

$$n = 72\%$$

Le puits N°I donne à la bache un volume journalier ( 19heures de pompage) de 2530,8m<sup>3</sup>

Ainsi le temps de pompage se réduira et sera :

$$t = \frac{2530,8}{158} = 16,01 \text{ heures}$$

Puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,8}{n} \frac{Q \cdot H}{0,16} = \frac{9,8 \cdot 0,044 \cdot 33,5}{0,16} = 19,03 \text{ KW}$$

et avec une majoration de 10%  $W_p = 20,93 \text{ Kw}$

#### 2EME SOLUTION :

Elle consiste au rognage de la roue de l'impulseur de façon à rabattre le point P' vers le point P tout en conservant la même vitesse de rotation N.

La relation qui donne le pourcentage de rognage est :

$$\frac{H}{h} = \frac{Q}{q} = \frac{D^2}{d^2} \quad \left( \begin{array}{l} Q = 138,5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0385 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = 38,5 \text{ m} \\ q = 133,2 \text{ m}^3/\text{h} = 0,037 \text{ m}^3/\text{s} \\ h = 33,35 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le diamètre de la pompe rognée sera  $d$  et devra notamment correspondre au débit  $q$  désire

en posant  $d = mD$

ou  $m$  coef de rognage.

l'expression (I) devient :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{D^2 m^2} = \frac{I}{I m^2} \implies m = \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

$$m = \sqrt{\frac{133,2}{138,5}} = 0,98$$

d'où le pourcentage sera :  $I - m = I - 0,98 = 0,02$

2%

Pour un fonctionnement de  $I9/24$  heures et un rendement de 74%

$$WP = \frac{9,8 \cdot 138,5 \cdot 38,5}{3600 \cdot 0,74} = I9,62 \text{ KW}$$

Avec une majoration de 10%  $WP = 2I,58 \text{ KW}$

La nouvelle courbe QH pourra être facilement tracée par points puisque

$$OP = M2.OP''$$

Le diamètre de la roue rognée sera  $d = mD = 0,98 \cdot I80 = I76,4 \text{ mm}$

3EME SOLUTION :

Vannage sur le refoulement afin de créer une perte de charge égale à

$$39,7 - 33,35 = 6,35\text{m}$$

Ce qui provoque une augmentation de Hmt tout en gardant le débit désiré  
on aura gaspillé de l'énergie ; la puissance dans ce cas sera :

$$W_p = \frac{9,8 \cdot 133,2 \cdot 39,7}{0,72 \cdot 3600} = 20,01 \text{ KW}$$

Avec une augmentation de 10% WP = 22,01 KW

CONCLUSION :

Nous choisissons la première solution qui consiste à la diminution  
du temps de pompage ( gain de 3 heures )

Nous constatons que la puissance absorbée par la pompe de cette  
solution est inférieure aux 2 autres.

Coordonnées de la Caractéristique (C)

Puit 1 - Bache de Reprise.

Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /h)	v (m/s)	Re	J	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_E$ (m)	$F_r$	$F_t$	$H_{mt}$ (m)
0,0278	100	0,57	142500	0,00158843	0,28	0,32	0,022434	0,023956	33,12
0,031	110	0,63	157500	0,0019304	0,337	0,39	"	0,023832	33,19
0,0333	120	0,68	170000	0,00224069	0,392	0,45	"	0,02374	33,25
0,036	130	0,73	182500	0,002574	0,45	0,52	"	0,02367	33,32
0,039	140	0,79	197500	0,0030043	0,53	0,60	"	0,023588	33,40
0,0417	150	0,85	212500	0,003468	0,61	0,70	"	0,0235184	33,50
0,044	160	0,90	225000	0,003879	0,68	0,78	"	0,0234672	33,58
0,05	180	1,02	255000	0,004961	0,87	0,998	"	0,0233636	33,79
0,055	200	1,12	280000	0,005963	1,04	1,20	"	0,02329	34,0

-76-

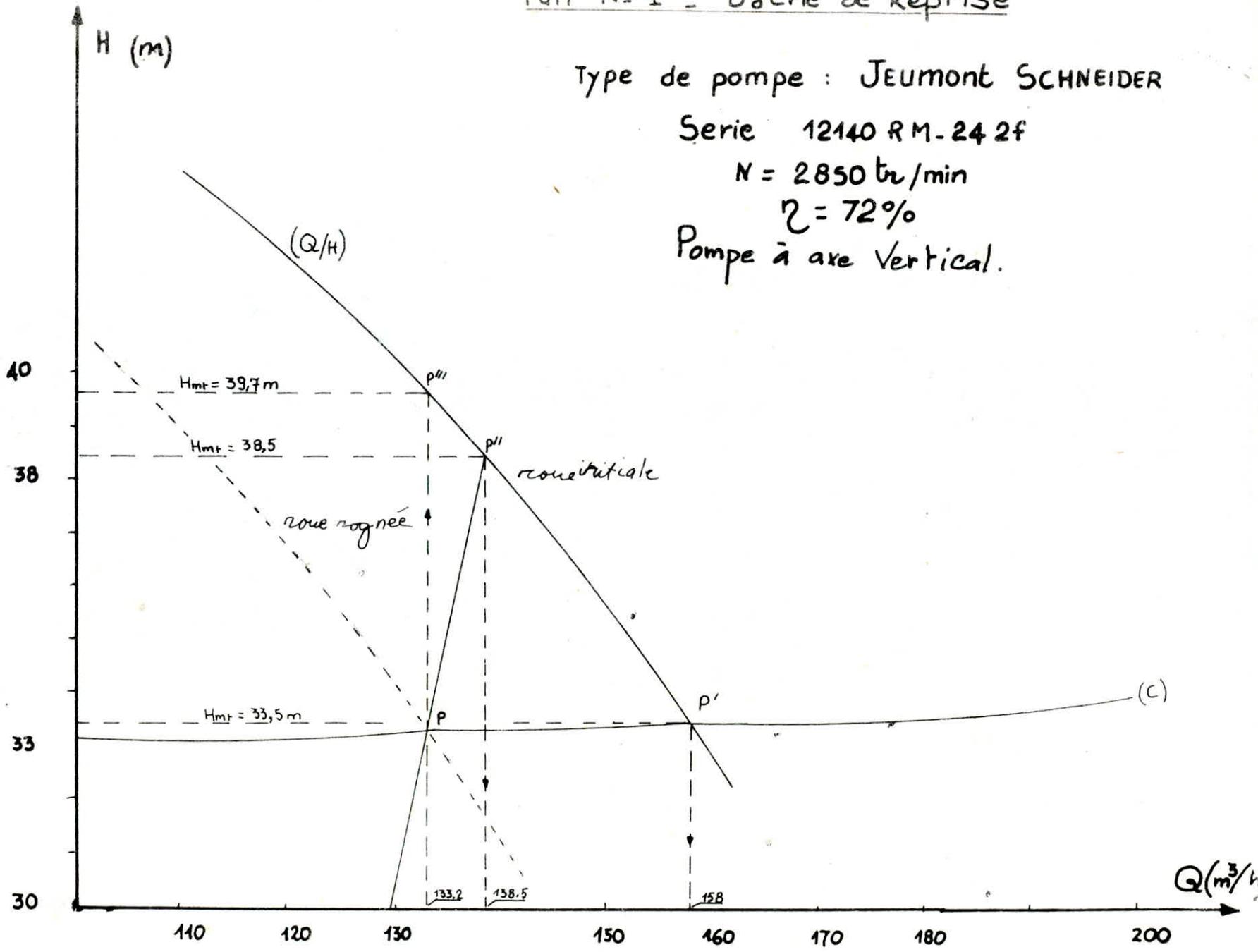
Type de pompe : JEUMONT SCHNEIDER

Serie 12140 RM-24 2f

N = 2850 tr/min

$\eta = 72\%$

Pompe à axe vertical.



-tt-

## 5) AUTOMATISATION :

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

- à l'aspiration, le niveau dans le puits
- Au refoulement, le niveau dans la bache.

### 1) BUT DE L'AUTOMATISATION :

- Arrêt de pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse normalement.
- Arrêt de pompage quand le niveau d'eau dans la bache atteint le niveau du trop plein.

La reprise de pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou sitôt que le plan d'eau dans la bache s'abaisse au dessous d'un certain niveau. L'automatisation servira donc pour l'exécution de ces opérations, avec un minimum de temps et un minimum de surveillance.

### 2) LIAISON ASPIRATEUR - MOTEUR :

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

### 3) LIAISON MOTEUR -- BACHE :

Cette liaison nous l'affectuons avec une ligne électrique de commande appelée " LIGNE PILOTE ".

#### 4) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

Le système est basé sur la conductibilité de l'eau. Ce système comporte une électrode sur chacun des niveaux limites haut et bas de la bache.

Ces électrodes sont reliées à un relais n'enclenche que si les électrodes sont immergées et qui ne déclenche que si ces électrodes sont hors d'eau.

Lorsque l'eau montant dans la bache vient recouvrir l'électrode supérieure ( trop plein ) à ce moment le circuit est fermé entre phase et terre.

Lorsque l'eau redescend ensuite et découvre l'électrode inférieure à ce moment le circuit s'ouvre et la bache se remplit de nouveau (liaison aspiration moteur).

Un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute de la bache. Il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau supérieur et le déclenche pour un niveau inférieur ( liaison ~~moteur~~ bache ).

- 1)- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER /I.1)- ETUDE DU COUP DE BELIER :- INTRODUCTION /

- Le coup de belier est un phénomène oscillatoire cause par :
- L'arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage d'une pompe.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.
- Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées afin de les protéger contre les coups de beliers dont la brutalité peut entraîner des dégâts considérables sur les installations et qui peut atteindre des valeurs très élevées.
- Notre but est d'étudier des moyens propres afin de limiter ce phénomène, pour cela nous proposons des réservoirs d'air.

1.2)- PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT BACHÉ-RESERVOIR CONTRE LE COUP DE BELIER A L'ARRET BRUSQUE DE LA POMPE :a)- CALCUL DU COUP DE BELIER :

- Pression maximale due au coup de belier :

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2; Q_0 = 0,0596 \text{ m}^3/\text{s}; L = 976 \text{ m.}$$

$$H_g = 48,14 \text{ m}; H_0 = 45,64 \text{ m.}$$

$$D_0 = 0,30 \text{ m}; e_0 = 5 \text{ mm};$$

- Celerité de propagation de l'onde de choc est donnée par la formule :

$$a = \sqrt{\frac{\frac{K_e}{\rho}}{1 + \frac{K_e \cdot D_0}{E \cdot e}}}$$

- a : celerité de l'onde ( $\text{m/s}$ );
- E : module d'élasticité de la conduite ( $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$ ) en acier;
- $K_e$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ( $E K_e = 2,15 \cdot 10^{10} \text{ Pa}$ ).
- $D_0$  : Diamètre de la conduite.
- g : Masse volumique de l'eau  $g = 10^3 \text{ Kg/m}^3$

...

\* Sans système anti-belier, la surpression maximale serait :

$$b = \frac{a V_0}{g}$$

a : célérité de l'onde (m/s).

$V_0$  : vitesse de l'eau en marche normale (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

$$a = \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,3}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005}} = 1143,24 \text{ m/s.}$$

\* Période d'oscillation d'une onde :

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 970}{1143,24} = 1,70 \text{ s}$$

- calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent :

$$V_0 = \frac{Q_0}{S} = \frac{4 Q_0}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,0596}{3,14 (0,3)^2} = 0,84 \text{ m/s.}$$

- Le coup de belier dû à la variation totale brusque de la vitesse.

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{1143,24 \cdot 0,84}{9,81} = 97,89 \text{ m.}$$

- La surpression est alors :

$$- H_0 + b = 45,64 + 97,89 = 143,53 \text{ m}$$

- La dépression :

$$- H_0 - b = 45,64 - 97,89 = - 52,25 \text{ m.}$$

- Pour protéger la conduite contre ces surpressions et dépressions nous adopterons un réservoir d'air.

b) - JUSTIFICATION DU CHOIX /

- Il est impossible de supprimer totalement les effets du coup de belier mais il convient de chercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

.../...

...

- Pour cela nous choisissons l'installation d'un reservoir d'air que s'avère le plus efficace.
- Donc le reservoir d'air est le moyen le plus utilisé le moins encombrant qui trouve sa place à la station de pompage où il peut-être surveillé et qui intervient dans les deux cas de la surpression et la depression.

- c)- FONCTIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR /

- C'est un reservoir metallique disposé à la station de pompage est raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air.
- A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, en effet à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite au reservoir.
- Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse l'eau de la conduite revient dans la cloche en augmentant la pression dans la conduite de refoulement.
- La dissipation de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

- d)- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR /

- Methode de calcul : on utilise la methode graphique de BERGERON.
- Le reservoir est raccordé sur la conduite par une tubulure de  $D = 200\text{mm}$ , comportant un clapet à battant percé avec un trou de  $\phi 80\text{mm}$ .
- La section de la conduite de refoulement  $S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,3)^2}{4} \cong 0,071\text{m}^2$
- Debit en regime normal est  $Q_0 \cong 0,0596\text{m}^3/\text{s}$ .
- $g = 9,8\text{ m/s}^2$ ;  $L = 970\text{m}$ ;  $H_0 = 45,64\text{m}$ .
- $D_0 = 0,30\text{m}$ ;  $\eta = 3,14$ ;  $e_0 = 5\text{mm}$ .
- $a = 1143,24\text{ m/s}$ ;  $\ominus = \frac{2L}{a} = 1,70\text{s}$ ;  $V_0 = 0,84\text{ m/s}$ .
- $b = 97,89\text{ m}$ .

.../...

...  
\* DETERMINATION DE LA PENTE /

$$\frac{b}{q} = \frac{a}{g \cdot S} = \frac{1143,24}{9,8 \cdot 0,071} = 1643,06 \text{ S/m}^2$$

\* ECHELLE DES PRESSIONS (b) /

$$1 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ m}$$

\* ECHELLE DES DEBITS /

$$1 \text{ m}^3/\text{S} \rightarrow 140,80 \text{ m.}$$

$$- b = 97,89 \text{ m} \rightarrow 48,945 \text{ Cm.}$$

$$- q = 0,0596 \text{ m}^3/\text{S} \rightarrow 8,30$$

$$\lg d = 5,81 \Rightarrow d = 80,24$$

Echelle de vitesses.

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

$$q = V \cdot A = 0,1 \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 0,1 \cdot \frac{3,14 \times (0,3)^2}{4} = 7,110 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$1 \text{ cm} \rightarrow 7,1 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$x \leftarrow 0,0596 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$x = 8,39 \text{ cm}$$

- Pertes de charges dues à l'étranglement :

$$\Delta H = \frac{C V^2}{2 g}$$

C : coefficient de la nature de l'orifice.

$$- C = f(m) \quad \text{ou} \quad m = \frac{d^2}{D^2} = \left\{ \frac{0,08}{0,2} \right\}^2 = 0,16$$

$$- m = 0,16 \quad \text{abaque} \quad C = 2,23$$

$$\Delta H = 2,23 \frac{V^2}{2 g}$$

- V : vitesse de l'eau à travers l'orifice.

$$\frac{V}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{(0,3)^2}{(0,08)^2} = 14,06 \Rightarrow$$

$$V = 14,06 V_f$$

- V<sub>f</sub> : vitesse de l'eau dans la conduite.

- VARIATION DU VOLUME D'AIR CONTENU DANS LA CROCHE /

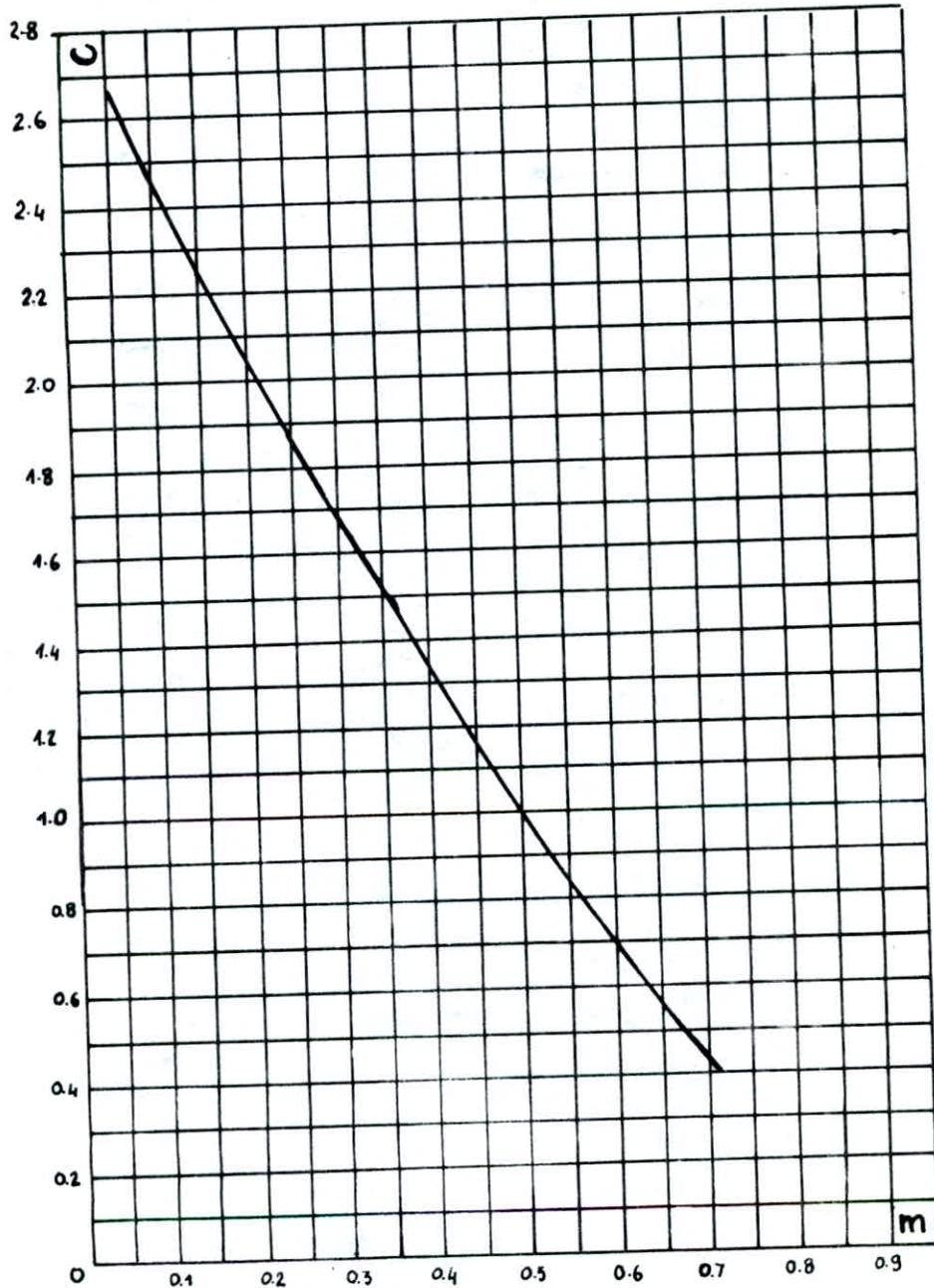
$$+ \Delta U = S \cdot V_m = 0,07065 \cdot 1,70 V_m$$

$$+ \Delta U = 0,120 V_m$$

$$\text{ou } V_m = \frac{V_{fn} + V_{fn} + 1}{2} \quad \text{et } V_{fn} < V_{fn} + 1$$

- En première approximation, on suppose que le volume d'air en régime normal U<sub>0</sub> = 1,5 m<sup>3</sup>.

Coefficient de perte de charge  
dans un clapet



...

- La valeur de la pression dans le reservoir d'air est donné par l'expressien.

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

$$\rightarrow Z_0 = H_0 + 10 - h_0 = 52,64 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z = H_0 + 10 = 55,64 \text{ m.}$$

$$\rightarrow h_0 = 3,0 \text{ m}$$

$$\rightarrow U_0 = 1,5 \text{ m}^3$$

$H_0$  : hauteur geometrique de refoulement  
 $h_0$  : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans la cloche en regime normal

- On tire la valeur.

$$- U^{1,4} = \frac{Z_0 (U_0)^{1,4}}{Z} = \frac{52,64 (1,5)^{1,4}}{55,64} = 1,67$$

$$U = 1,442 \text{ m}^3.$$

- Nous partons d'un volume d'air initial  $U_0$  auquel on ajoute ou on retranche  $U$  suivant que l'eau monte ou descent dans la conduite, puis on détermine

$$\text{la pression } Z = \frac{92,86}{U^{1,4}}.$$

- Après on détermine la vitesse  $V = 14,06 \text{ Vf}$ .

- On peut déterminer la perte de charge dans l'orifice du clapet pendant la depression, le battant percé du clapet se lève et la perte de charge  $\Delta H$  est négligeable.

- Au cours de la surpression, l'eau revient vers le reservoir d'air et le clapet se ferme creant ainsi une perte de charge  $\Delta H$  due au passage de l'eau à travers l'orifice du clapet  $\Delta H = \frac{2,23 V^2}{2 g}$ .

- On détermine la pression dans la conduite y compris les pertes de charge à la descente  $Z + \Delta H + 3$ . et à la montée de l'eau  $Z + 3$

- Les pertes de charges dues au refoulement sont déterminées directement sur la caracteristique.

- On détermine la pression dans la conduite sans les pertes de charges à la montée de l'eau dans la conduite.

...

$$\rightarrow Z + 3 - \delta$$

$\delta$  : pertes de charge au refoulement.

et à la descente :

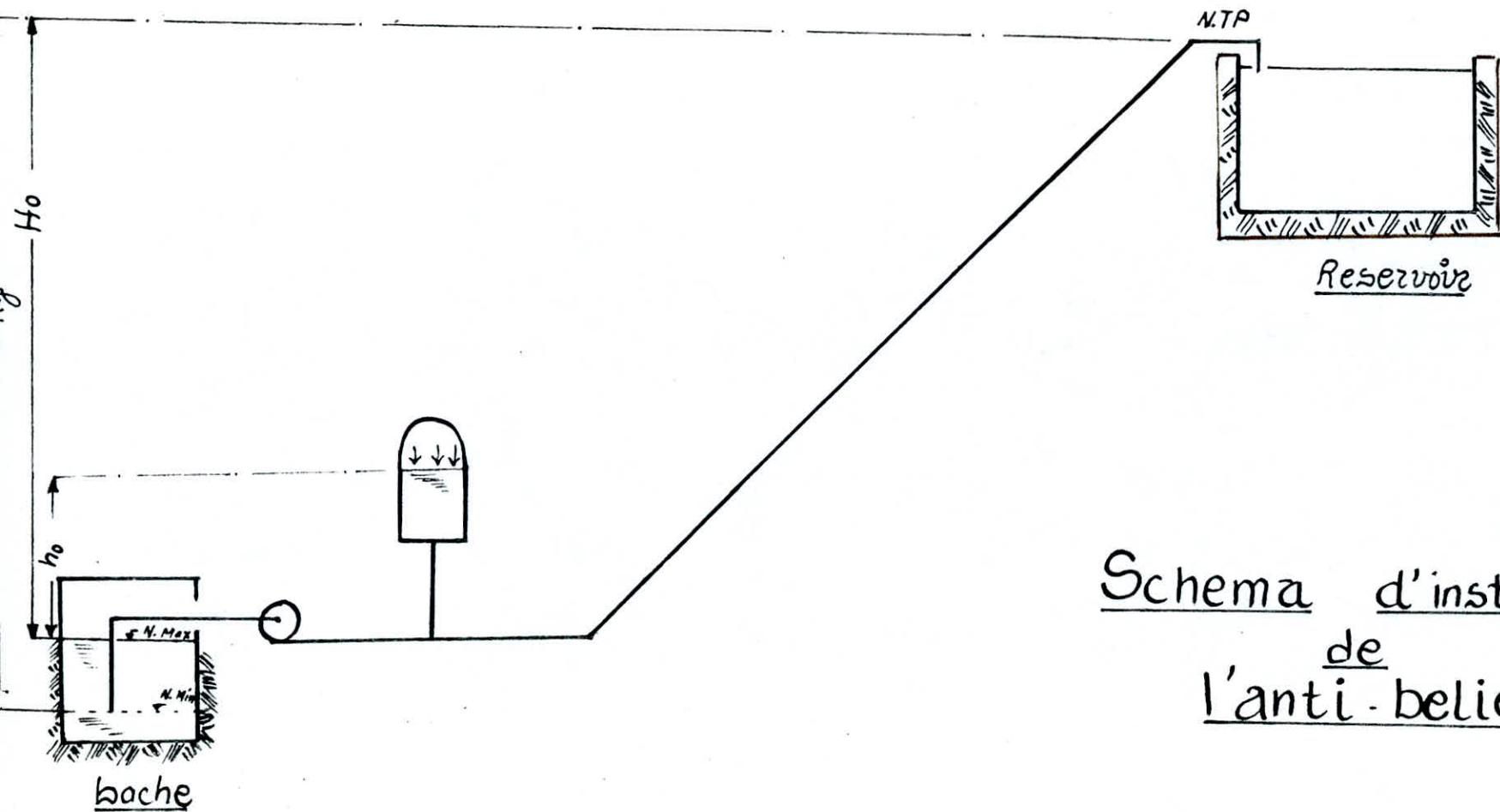
$$\rightarrow Z + \Delta h + 3,0 + \delta$$

#### e)- CONSTRUCTION DE L'EPURE /

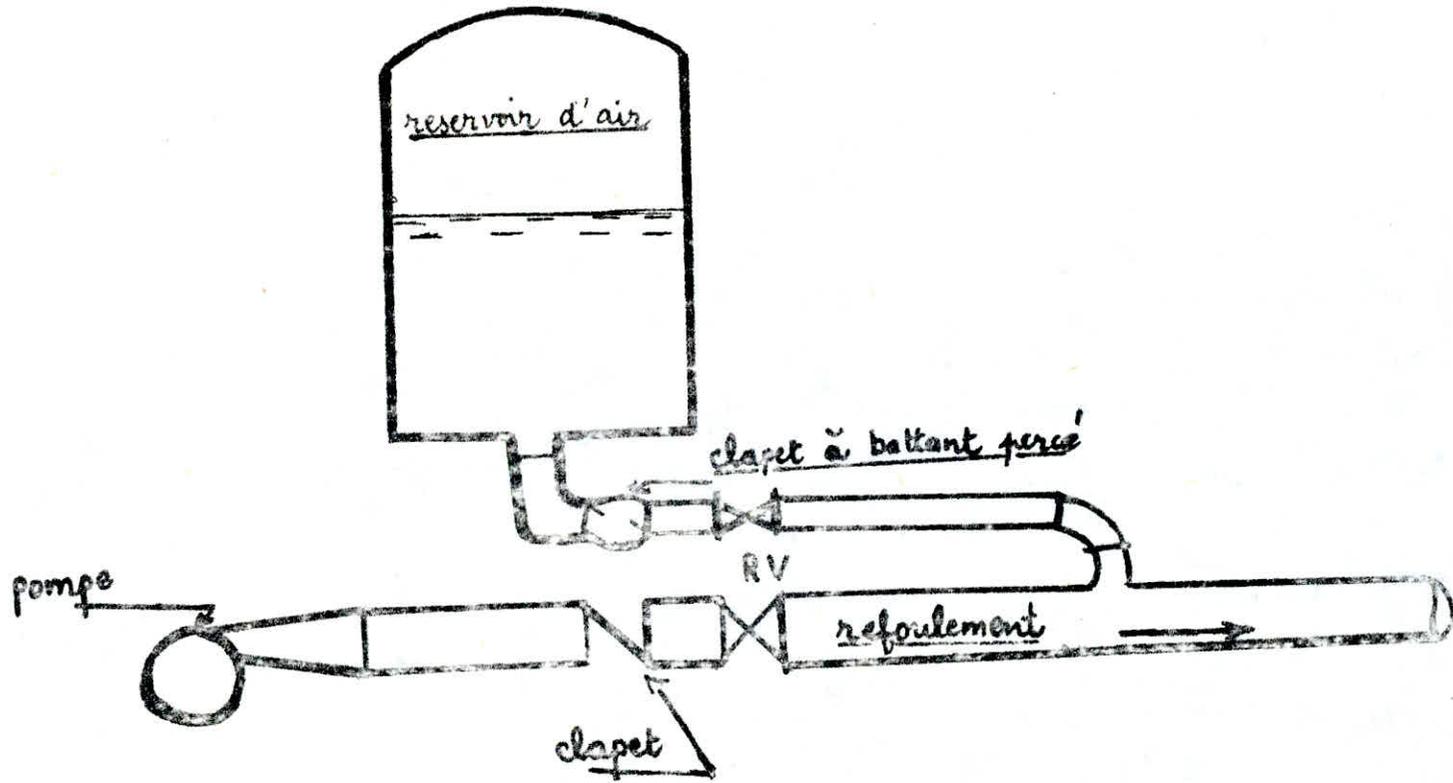
- L'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau. La droite pente  $\frac{a}{g.S}$  commence à partir du point de coordonnées  $(V_0, H_0 + 10)$  vitesse et pression absolue de l'écoulement de marche ~~an~~ normale.
- L'intersection de la droite  $\frac{a}{g.S}$  avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite donne un point à partir duquel la valeur de la pression  $Z_0 = H_0 + 10$ .
- La construction de l'épure se poursuit de la même manière et ce durant un aller-retour de l'eau (temps ou l'intensité du coup de belier est maximale).

#### 1. 3)- PROTECTION DES CONDUITES AU DEMARRAGE /

- Tout comme l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit être protégée au démarrage du groupe.
- Le coup de belier à l'arrêt brusque, étant plus dangereux qu'au démarrage, nous nous sommes limité à l'étude du coup de belier à l'arrêt, quand au démarrage il sera impératif d'opérer à un démarrage à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.



Schema d'installation  
de  
l'anti-belier



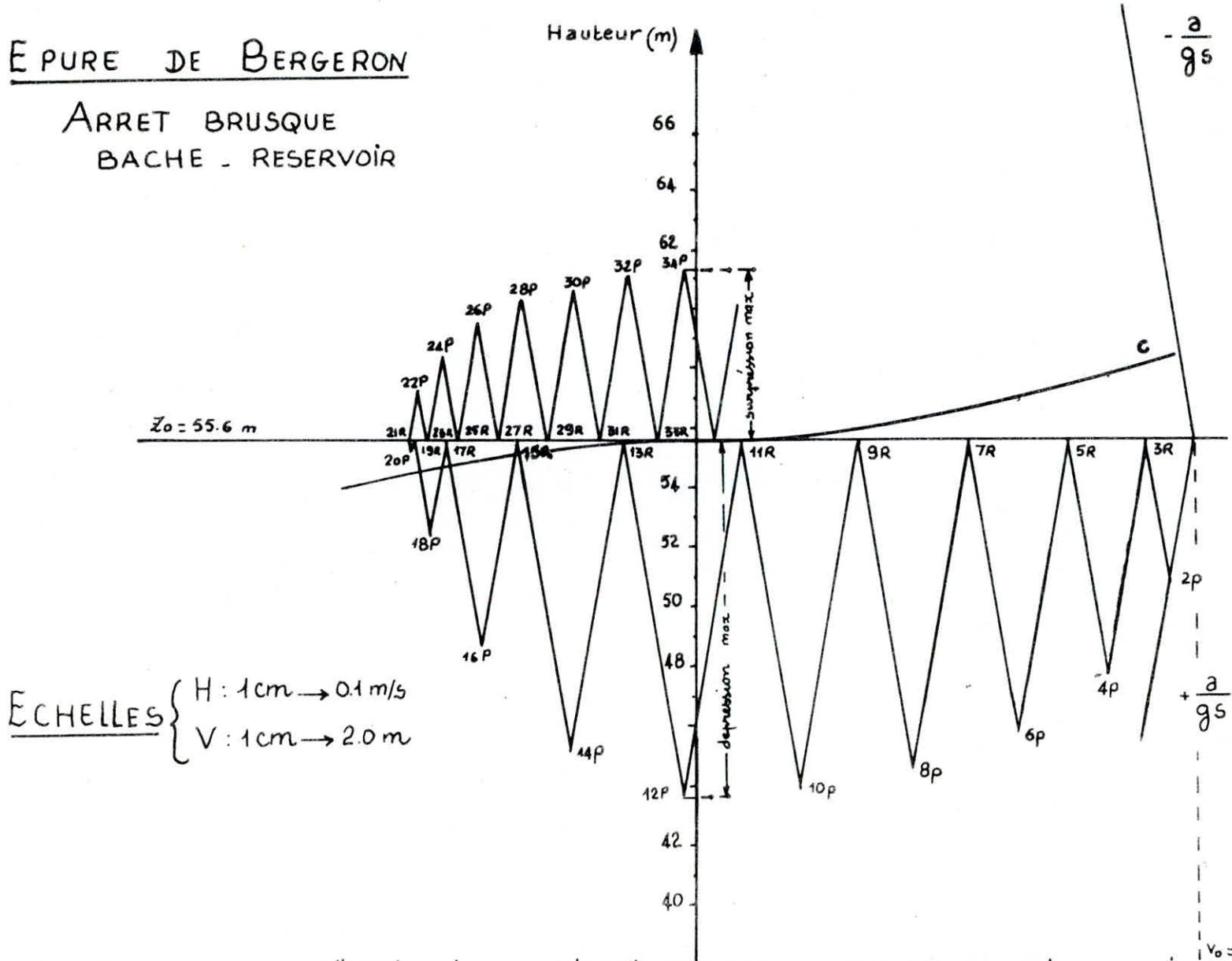
Principe de la disposition

Intervalle de temps $\theta$	Variations du volume d'air $\Delta V = 5 \times 10^{-6} \theta$	Volume d'air $V_0$ m	Pression dans le réservoir d'air $P_0 = \frac{2 \cdot 86}{V_0 + V_1}$	vitesse $V$ due au passage de l'eau dans le diaphragme $V = 14 \cdot 06 \sqrt{P}$	P.d.C dans l'orifice du clapet à battant perché $AT = CV \cdot \frac{1}{2} \rho V^2$ $V = 2.25 \sqrt{V_0 / 2 \rho g}$	Pression dans la conduite $Y$ Compris Pat $M: Z+3$ $D: Z+1H+3$	Perte de charge au refoulement	Pression dans la conduite Sans les P.d.C $M: Z+3-0$ $D: Z+3+h+3$	Vitesse $V_f$ lue sur le graphe	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse Choisie $V_f$	Points
0	0	$V_0 = 1,442$	55,63	-	-	58,63	3,04	55,60	$V = 0,84$			1R
$\theta$	0,0984	1,5404	50,72	-	-	53,72	2,73	50,98	0,80	0,82	0,80	2P
2 $\theta$	0,0997	1,6301	46,85	-	-	49,85	2,075	47,98	0,695	0,7475	0,695	4P
3 $\theta$	0,0744	1,7045	44,01	-	-	47,01	1,29	45,72	0,545	0,62	0,545	6P
4 $\theta$	0,0549	1,7594	42,1035	-	-	45,1035	0,61	44,49	0,37	0,4575	0,37	8P
5 $\theta$	0,033	1,7924	41,02	-	-	44,02	0,15455	43,87	0,18	0,275	0,18	10P
6 $\theta$	$9,6 \cdot 10^{-3}$	1,8020	40,72	0,2812	0,08987	43,72	0,003	43,71	-0,02	0,08	-0,02	12P
7 $\theta$	-0,0138	1,7882	41,156	2,9526	0,991	45,15	0,21	45,36	-0,21	-0,115	-0,21	14P
8 $\theta$	-0,03408	1,75412	42,28	5,0300	2,88	48,16	0,56	48,72	-0,358	-0,284	-0,358	16P
9 $\theta$	-0,04818	1,70594	43,96	6,2600	4,45	51,41	0,87	52,28	-0,445	-0,4015	-0,445	18P
10 $\theta$	-0,05538	1,65056	46,04	6,7200	5,13	54,17	1,09	55,26	-0,478	-0,4615	-0,478	20P
11 $\theta$	-0,05658	1,59398	48,35	6,5400	4,86	56,20	0,95	57,15	-0,465	-0,4715	-0,465	22P
12 $\theta$	-0,0534	1,54058	50,70	5,9800	4,06	57,77	0,80	58,57	-0,425	-0,445	-0,425	24P
13 $\theta$	-0,0474	1,49318	52,98	5,1300	2,99	58,97	0,594	59,56	-0,365	-0,395	-0,365	26P
14 $\theta$	-0,03948	1,4537	55,00	4,1200	1,93	59,93	0,40	60,33	-0,293	-0,329	-0,293	28P
15 $\theta$	-0,02988	1,42382	56,62	2,8800	0,94	60,57	0,20	60,77	-0,205	-0,249	-0,205	30P
16 $\theta$	-0,0192	1,40042	57,71	1,6200	0,30	61,00	0,08	61,09	-0,115	-0,16	-0,115	32P
17 $\theta$	$-7,98 \cdot 10^{-3}$	1,39664	58,17	0,25308	$7,28 \cdot 10^{-3}$	61,18	0,0024	61,18	-0,018	0,0665	0,018	34P

# Etude du coup de belier

## EPURE DE BERGERON

ARRET BRUSQUE  
BACHE - RESERVOIR



1 ° Protection de canalisations contre la corrosion.

1-1 Generalité :

La destruction progressive des métaux sous l'action du milieu environnant est appelée corrosion.

La nature du sol et les installations électriques à courant continu situées aux alentours des réseaux d'alimentation en eau sont les causes principales de la corrosion.

On remarque de ce phénomène qu'il touche plus particulièrement les conduits en acier qui sont plus vulnérables que les autres conduites.

1-2 Facteur de la corrosion:

a ) L'eau.

Elle même n'a pas un caractère corrosif, par contre les éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

b ) P. H.

Le P.H de l'eau dépend de la teneur en gaz dissous tels que le CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S, on remarque dans la pratique que si le P.H de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier. Donc afin de diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le P.H de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.

c ) Temperature.

Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet que pour une variation de 30° C, le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.

d ) Pression.

Elle intervient indirectement sur la corrosion en jouant un rôle important sur la dissolution des gaz.

e ) Metal.

L'acier dans notre projet qui étant couplé dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera pas envisagée.

...

### 1.3)- CORROSION ELECTRO - CHIMIQUE

- Elle résulte d'un phénomène d'électrolyse dans lequel la partie métallique corrodée joue le rôle d'anode. La solution électrolytique est constituée par le sol dont la résistivité joue le rôle prédominant dans la vitesse d'attaque.

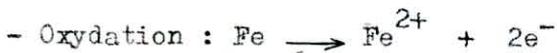
- Nous allons étudier la corrosion électro-chimique de la conduite enterrée dans le sol, qu'on peut comparer à un métal plongé dans un électrolyte qui est dans notre cas le sol.

### 1-4.4)- MECANISME DE LA CORROSION

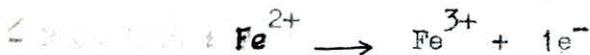
- La corrosion du métal se produit par oxydation ou perte d'électrons à la suite de laquelle le métal devient un ion positif et se combine avec un ion négatif dans le milieu où il est plongé.

- Cette perte d'électrons rompt l'équilibre des charges électriques. Les ions positifs n'étant plus compensés par la charge négative équivalente, les électrons peuvent être soumis à l'influence des charges électriques extérieures (électrolyte).

- La réaction d'oxydation du Fer peut être schématisée de la manière suivante :



et elle peut se poursuivre sous la forme :



- La corrosion de la conduite enterrée peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électro-type lorsqu'on plonge deux métaux différents.

Si nous considérons par exemple le Fer et le Magnésium, dans ce cas le magnésium qui présente le potentiel (-1,49 volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du métal).  $Mg \longrightarrow Mg^{2+} + 2e^{-}$  (perte d'électrons) le fer dont le potentiel (-0,34) joue le rôle de cathode et se trouve protégé (réduction du métal):  $Fe^{2+} + 2e^{-} \longrightarrow Fe$  (gain d'électrons).

.../...

...

- En conclusion, pour les deux métaux Fer et Magnésium, le Fer est plus chargé, il joue le rôle de la cathode et il est protégé par le gain d'électrons par contre le magnésium par la perte de ses électrons se corrode en jouant le rôle de l'anode.
- Ce phénomène se produit quand deux barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte de concentration différente.
- Avant la pose de la conduite, une reconnaissance et une étude du tracé sont nécessaires afin de déterminer la nature du terrain (corrosion chimique) l'existence de terrains différents (corrosion par pile géologique) à la proximité d'une source de courants vagabonds.
- La pratique a montré que les sols argileux, marécageux humides et peu aérés sont anodiques tandis que les sols calcaires, sableux secs et aérés sont cathodiques.

#### 1.5)- PRINCIPE DE LA PROTECTION CATHODIQUE /

##### a)- PROTECTION CATHODIQUE PAR SCOUTIRAGE DE COURANT /

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

##### -b)- PROTECTION PAR ANODE REACTIVE /

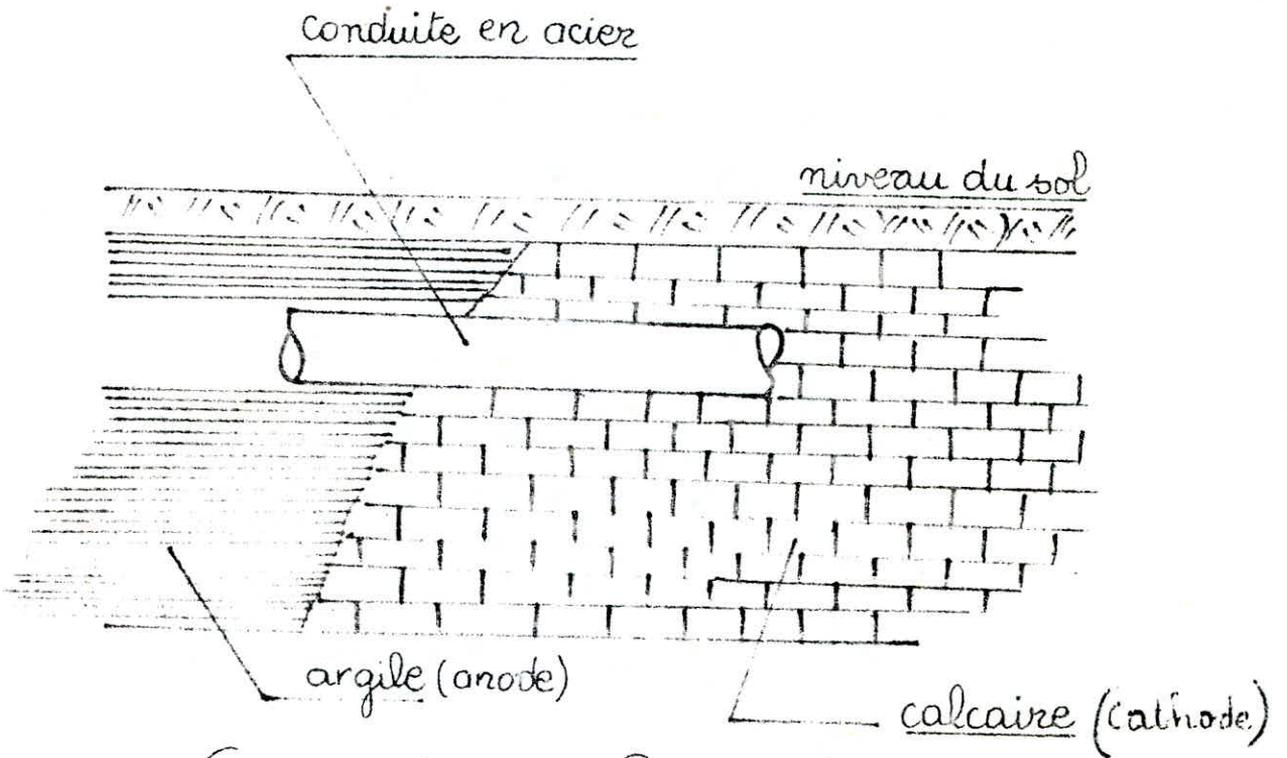
- Dans les terrains agressifs, on relie la conduite à une pièce de métal (généralement le Zinc ou le Magnésium) ou la conduite joue le rôle de cathode.
- On enfouit dans le sol ces anodes réactives cylindriques de 15 à 20 Kg à 3,00m environ de la conduite à laquelle elles sont reliées. Pour l'efficacité de la protection les anodes seront entourées d'une bouillie d'argile colloïdale (humidité favorable).

.../...

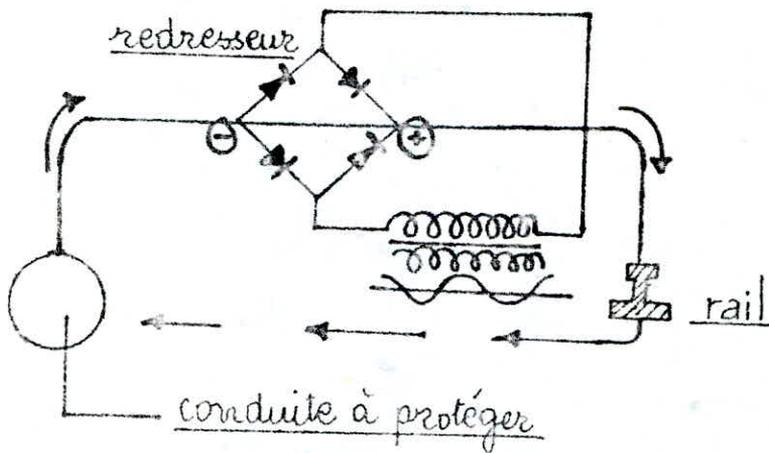
...

#### 1.6)- CORROSION INTERNE DES CANALISATIONS /

- Les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations des dépôts résultant des vitesses faibles.
- Ces dépôts constituent des râbles qui détruisent rapidement la canalisation.
- La présence du Fer dans l'eau, même à faible dose est très dangereuse et entraîne la diminution de l'épaisseur.
- Ainsi pour prémunir les canalisations contre ce danger, il faut d'une part assurer à l'eau un traitement convenable ( $\text{PH} < 10$ ) et d'autre part nous proposons un revêtement intérieur par une couche protectrice d'enduit bitumeux.
- Ces enduits généralement appliqués à l'usine posaient un problème aux joints qui constituaient des zones d'attaque privilégiées. Mais de nos jours ce problème est résolu par la mise au point de joints assurant une continuité de la protection.



Corrosion par formation de pile



protection par soutirage du courant

## 1 - Pose des conduites en tranchée

Les conduites seront posées en tranchée dont la fouille sera faite par tronçons successifs en commençant par les parties hautes du tracé pour éviter l'écoulement naturel de l'eau d'infiltration.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite.

On laissera 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite :

$$B = D + 20,3$$

$$B = 0,30 + 0,3.2 = 0,90 \text{ m}$$

B = Largeur de la tranchée

D = Diamètre de la conduite

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre :

$$H = D + h_1 + h_e$$

H = Profondeur de la tranchée

D = Diamètre de la conduite

$h_1$  = Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol

$h_e$  = Epaisseur du lit de pose

$$D = 0,30 \text{ m} ; h_1 = 1,0 \text{ m} ; h_e = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } H = 0,3 + 1,0 + 0,1 = 1,40 \text{ m}$$

Le fond de la tranchée a été ainsi choisi pour assurer une bonne protection de la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

La descente en fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue après avoir été au préalable examinée, toute conduite ayant subi des dommages du point de vue protection doit être éliminée après, il sera procédé à l'assemblage par soudure et au montage de tous les accessoires.

- 2 - Une fois les travaux de pose effectués, on précède à un essai général du réseau, c'est à dire la mise en pression générale par le réservoir.

Pendant 48 heures, les robinets vannes des branchements seront fermés et on constate les pertes par rapport à la capacité du réseau.

- 3 - Puis la tranchée est remblayée soigneusement par couches arrosées et bien tassées tout autour de la conduite en acier et en vue d'éviter la corrosion, on constitue un remblai de gravier naturel.

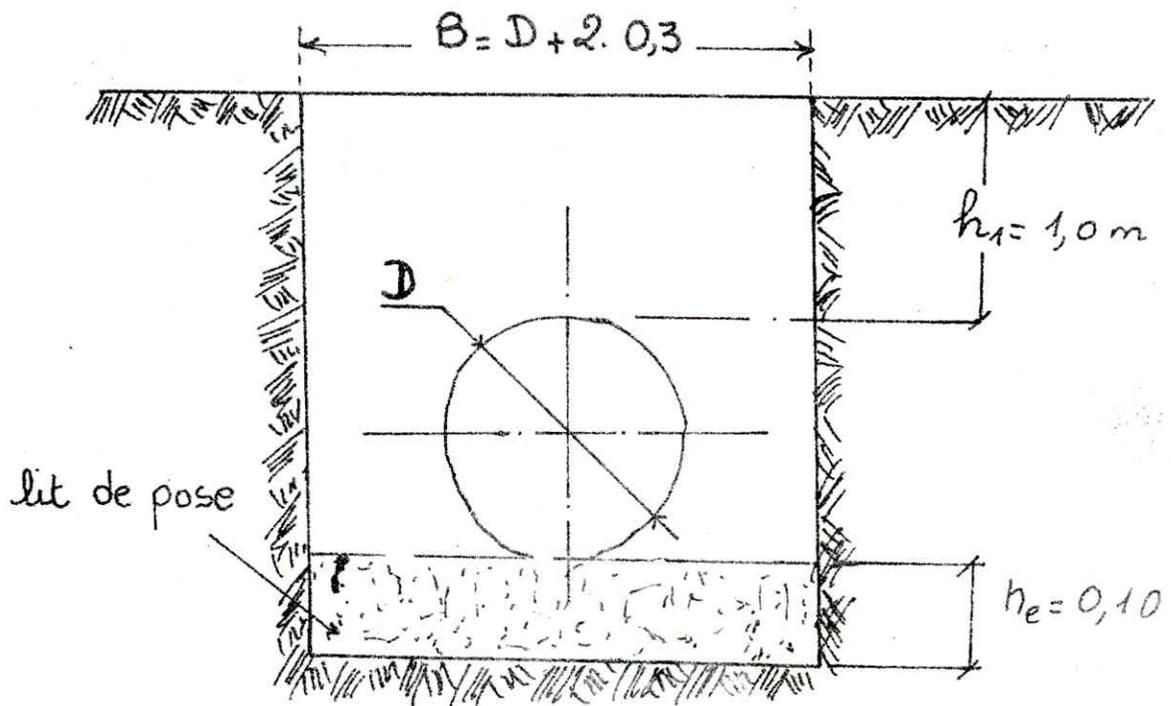
Au delà de 0,30 m au-dessus de la conduite le remblaiement est achevé du tout-venant à l'aide d'engins mécaniques.

- 4 - Désinfection des conduites :

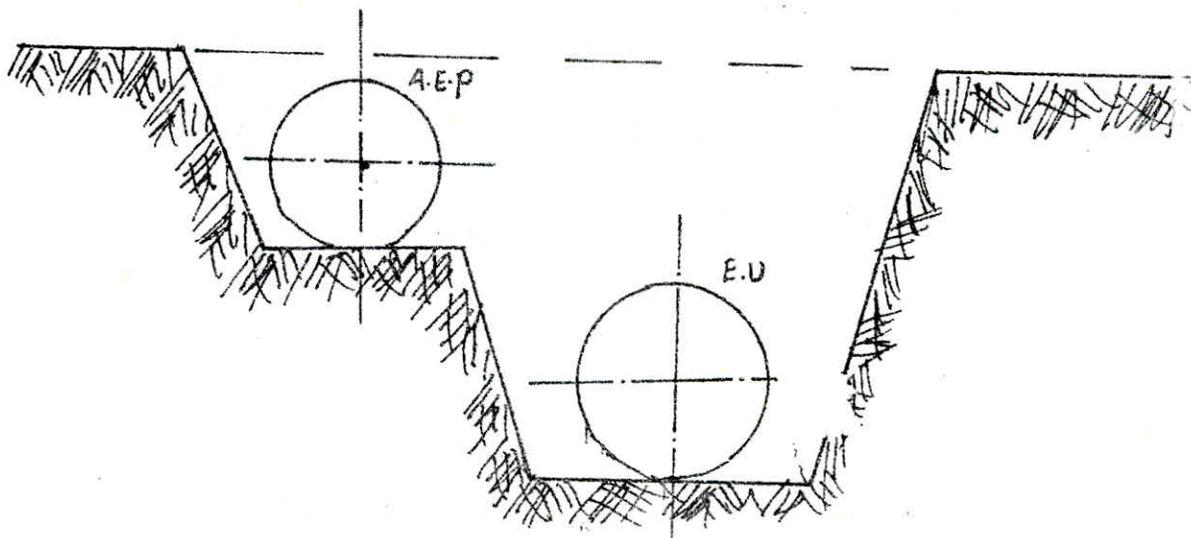
Le traitement de l'eau, la protection des conduites et de tout ouvrage inhérent à la distribution d'eau potable ne suffisent pas pour mettre les populations à l'abri de toute intoxication alimentaire, ainsi donc avant la livraison de l'eau pour la consommation il sera procédé à une désinfection des conduites.

Cette opération doit se dérouler suivant les instructions d'un laboratoire spécialisé ou tout autre organisme jugé compétent.

## Pose des conduites



## Pose dans une tranchée



## Pose à proximité d'une conduite d'eau

## ASSAINISSEMENT

### I - INTRODUCTION./-

L'Assainissement a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé Publique et la lutte contre toute forme de pollution.

On constate que les eaux à évacuer sont <sup>de</sup> deux types : Eaux usées d'origine domestique et des eaux de ruissellement.

- a) - Eaux usées d'origine domestique.
  - Eaux ménagères : Restituées à partir des eaux de lessives, eaux de toilettes .... etc...
  - Eaux vannes : En provenances des W.C. sous forme de matières fécales plus urines.
- b) - Eaux de ruissellement./-
  - Eaux de pluie.
  - Eaux de lavage.
  - Eaux de drainage.

### CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES./:-

- La température : en fonction du climat et de la géographie.
- L'Odeur : l'eau usée fraîche a une odeur fade, mais la stagnation provoque une odeur nauséabonde.
- Couleur : grisâtre, la couleur noir indique une décomposition partielle.
- Débit : Il varie suivant les heures de la journée le débit moyen journalier sur 24 heures dépend de la saison.

## 2 ) SITUATION SANITAIRE ACTUELLE. /:-

L'Assainissement de la commune d'Emjez-Edchich est assurée par un système unitaire existé avant 1962, il est constitué d'un seul collecteur principal construit en petites dalles en béton avec quelques regards.

## 3) ANALYSE DU RESEAU FUTUR. /:-

La Commune d'Emjez-Edchich sera assainie par un système unitaire. Dans ce système (qui est constitué de deux collecteurs principaux) toutes les eaux sont recueillies. Ces eaux recueillies aboutissent à une station d'épuration qui a pour but d'éviter le rejet dans l'oued (sauvegarder la nappe d'eau où les puits destinés à l'A.E.P sont creusés) et d'utiliser ces eaux épurées à d'autres fins.

Le réseau devra tirer partie du maximum de la topographie locale et d'éviter les longueurs de canalisation inutiles ainsi les profondeurs des tranchées creusées et cela pour remplir ces fonctions d'une façon économique.

TRANSFONDS	? du Bassin versant	Surface du Bassin versant (ha)	Coefficient de Ruissellement	Intensité de pluie "i" (l/s/ha)	DEBIT d'eaux PLUVIALES (Q/s)	EAUX USEES		Debit total Q = Q <sub>pl</sub> (Q/s)	Debit Total Cumulé (l/s)	Longueur du Collecteur (m)	CÔTES				Pente du Radier %	Diamètre Ø (mm)	PLEINE SECTION		Rapport des Débits "R <sub>q</sub> "	Rapport des Hauteurs H <sub>1</sub>	Rapport des Vitesses "R <sub>v</sub> "	HAUTEUR DE remplissage D. R <sub>u</sub> (mm)	V <sub>1</sub> - V <sub>2</sub> (m/s)	VITESSE RESEAU (m/s)	VITESSE D'AUTO-CURRAGE V <sub>ac</sub> = 0.6 V <sub>rs</sub> (m/s)	OBSERVATIONS
						Domest	Indust				SOL		Radier				Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)								
						7	8				Amont	Aval	Amont	Aval												
I			0.1	170	113.9	1.67	-	113.9	113.9	280	137	126	133.5	124	3.4	300	140	2	0.813	0.68	1.104	214	2.20		1325	
II		4.71	0.45	"	1125.31	3.67	-	1125.31	1239.21	300	126	117.25	124	115	3	800	1290	3	0.361	0.78	1.129	624	3.387		2.332	
III		3.62	0.54	"	883.12	2.40	-	883.12	2122.33	220	117.25	108	115	106.5	3.9	1000	2300	4	0.923	0.76	1.125	760	4.500		2.70	
IV		0.83	0.37	"	681.21	2.70	-	681.21	2803.54	250	108	104	106.5	101	2.2	1200	3400	4	0.825	0.69	1.109	828	4.436		2.66	
V		66	0.39	"	1104.56	4.16	-	1104.56	3908.1	300	104	98	101	95	2	1500	4500	4	0.868	0.72	1.118	1080	4.472		2.665	
VI	6	55	0.13	"	200.43	1.63	-	200.43	4108.53	300	98	93	95	90	1.7	1500	4900	4	0.838	0.70	1.112	1050	4.448		2.663	

		1003	0.48	170	823.34	2.52	-	823.34	823.34	220	126	110	122.5	108	6.9	600	920	4	0.895	0.73	1.119	438	4.476		2.686	
		867	0.44	"	648.52	2.17	-	648.52	1471.86	270	110	102.5	108	100	3	800	1900	4	0.775	0.66	1.09	528	4.36		2.676	
		8.5	0.75	"	1086.3	2.13	-	1086.3	2558.16	300	102.5	92	100	95	1.7	1200	2701	3	0.947	0.77	1.127	924	3.387		2.023	
		2.1	0.1	"	35.7	0.52	-	35.7	2593.86	300	98	93	95	90	1.7	1200	2750	3	0.943	0.77	1.127	924	3.381		2.023	

# CHAPITRE II

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

## ETUDE DES DEBITS A EVACUER.

### 1 - DEBIT DES EAUX PLUVIALES./-

Un ouvrage déterminé doit pouvoir évacuer dans les conditions satisfaisantes, le cu'e d'eaux résultant d'une précipitation pluviale sur la base qu'il dessert.

La valeur de débit d'eaux pluviales provenant d'un bassin versant urbanisé est déterminée à partir de la méthode dite rationnelle.

$$Q = C.I.A. \quad : C : \text{Coefficient de ruissellement.}$$
$$I : \text{Intensité moyenne de précipitation.}$$
$$A : \text{L'Aire du bassin d'apport en (HA).}$$

L'Intensité moyenne de précipitation dont la valeur a été extraite de l'étude établie par la CADAT I= 170 L/S/HA pour une durée de 15 mn.

La précipitation pluviale est caractérisée par sa durée, son intensité et sa fréquence.

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. La fréquence F étant prise égale à 0,1 pour une période de retour égale à

$$T = 2 \text{ ans} \quad ; \quad F = \frac{1}{2} = 0,5$$

REMARQUE./:- La formule  $Q = C.I.A$  n'est valable que pour intensité constante.

### COEFFICIENT DE RUISSellement./-:

Le Coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur elle.

Les aires drainées se décomposent en aires partielles (toitures, chaussées, jardins, allées ou prairies etc...) auxquelles des coefficients élémentaires sont appliqués mais la méthode peut toute fois être utilisée sans décomposition en aires élémentaires en utilisant les coefficients suivants :

.../...

- Habitation très denses..... 0,9
- Habitation denses ..... 0,6 à 0,7
- Habitation moins denses..... 0,4 à 0,5
- Jardins, Prairies ..... 0,05 à 0,2

Ces coefficients sont ~~les~~ tirés de l'ouvrage la collecte (Gomella).

REMARQUE. /-

L'attention est toute fois appelée sur la grande prudence qui doit s'attacher à l'utilisation de ces coefficients car leurs emplois inconsidérés pourraient conduire soit à des ouvrages surdimensionnés ou à des ouvrages sous dimensionnés.

2 - DEBIT DES EAUX USEES. /

Le calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activités.

D'une manière générale, les débits d'eaux usées sont évalués sur la base des consommations d'eaux potables recensées.

On considère que 80 % de ce volume aboutit dans le réseau d'égout qui représente le débit moyen de rejet journalier.

- La consommation moyenne journalière est de 6235 m<sup>3</sup>/j
- Le débit d'eau usée est :  $Q_{mu} = \frac{6235 \cdot 80}{100} = 4988 \text{ m}^3/\text{j}$   
 $= 57,73 \text{ l/s}$

- Coefficient de pointe (Cp) :

$$Cp = 2,5 - 0,4 \log \left( \frac{H}{1000} \right)$$

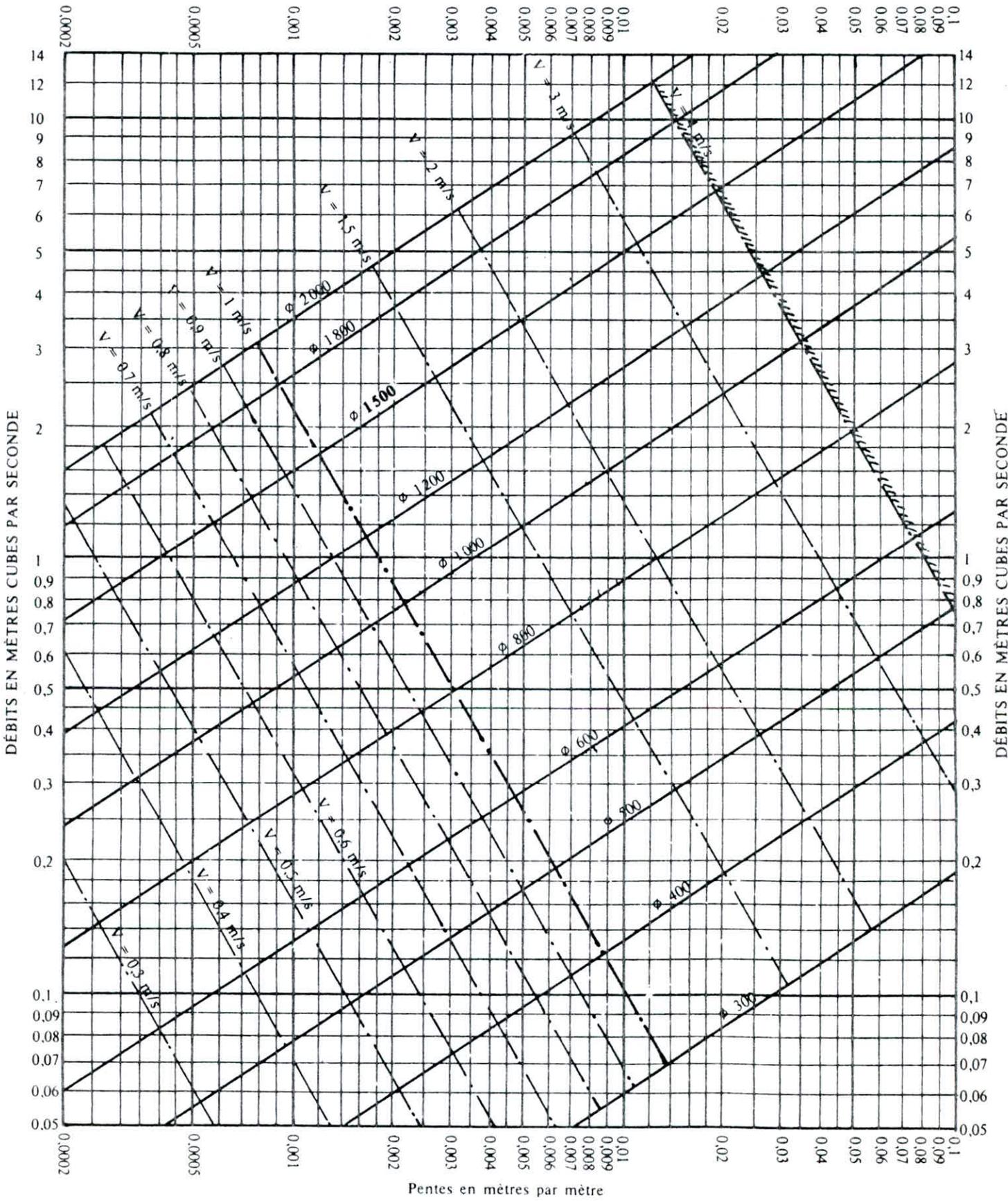
$$Cp = 2,6 - 0,4 \log \left( \frac{21350}{1000} \right) = 2,07$$

Donc le débit de pointe d'eaux usées est:

$$Q_{pu} = Cp \cdot Q_{mu} = 2,07 \cdot 57,73 = 119,5 \text{ l/s}$$

$$\text{et le débit spécifique : } Sp = \frac{Q_{pu}}{S} = \frac{119,5}{94,45} = 1,27 \text{ l/s/ha.}$$

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

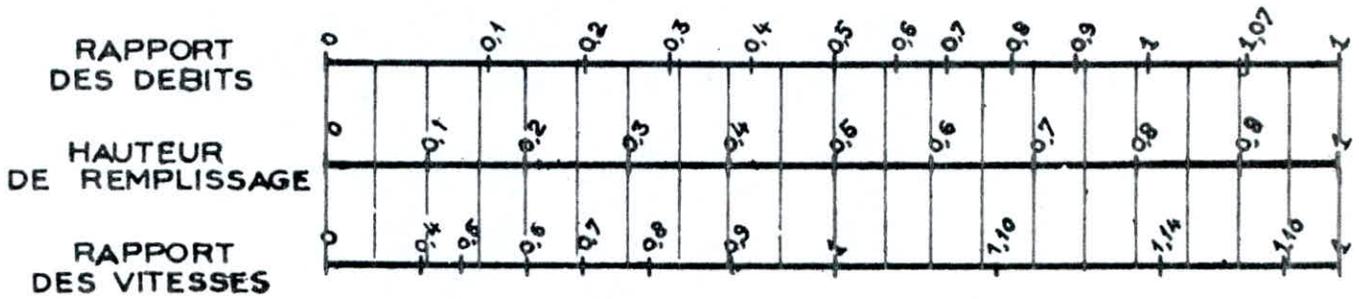


ANNEXE X

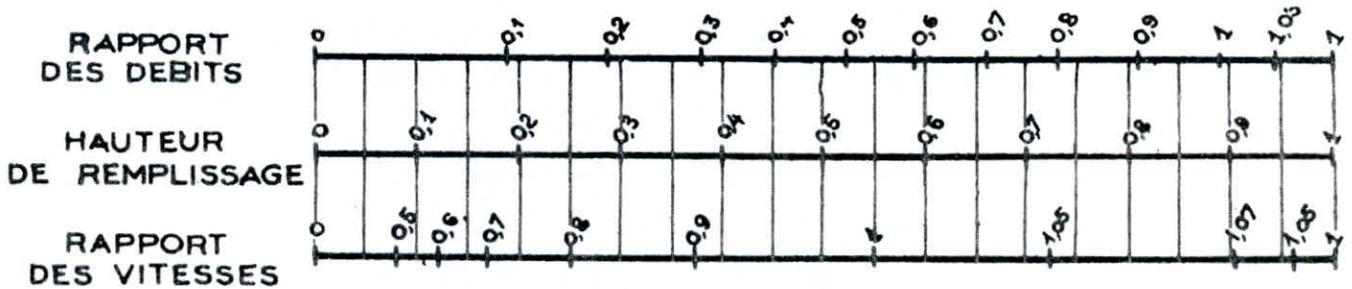
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

.../...

3 - INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL./-

- La Colonne (6) est calculée d'après le formule  $Q = C.I.A.$
- La Colonne (16) désigne la pente moyenne qui est égale à la côte amont moins la côte aval divisé par la distance du trançon considéré.
- Colonne (17) diamètre de la conduite déterminée en fonction du débit total à évacuer ( $Q_t = Q_{pl} + Q_u$ ,  $Q_u$  est négligé) et de la pente correspondante (ANNEXE V<sup>n</sup> la collecte) ainsi que le débit à pleine section ( $Q_{ps}$ ) et la vitesse à pleine section ( $V_{ps}$  colonnes (18) et (19)).
- Colonne (20) rapport des débits  $\frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- Colonne (21) et (22) respectivement rapport des vitesses et rapport de la hauteur de remplissage sont déterminées par ANNEXE (X) LA COLLECTE.

## C H A P I T R E    I I I

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

### 1 - CHOIX DU MATERIAUX./-

En assainissement on emploi presque toujours des tuyaux en béton armé car ils sont réalisés avec des diametres entre 0,1 et 3 mètres et de longueurs de 6 m.

En remediand au moyen d'un revêtement interieur et exterieur par un enduit bitumineux contre la corrosion interne due aux attaques chimiques des eaux usées sur la paroi interne.

L'Emploi des profils circulaires est proposé, ces profils peuvent être produit en Algerie.

Des aneaux (roulant de caoutchouc) seront utulisés particulièrement pour assurer l'etancheité des joints des tuyaux préfabriqués.

Les Vitesses d'ecoulement ne doivent pas dépasser 5 m/s celles-ci dependent de la nature de la canalisation utulisée.

### 2 - POSE DES CANALISATIONS./-

Lors de la pose de la canalisation, des profondeurs minimales sont à respecter, celles-ci sont determinées selon les points de vue suivants :

- a ) - Les Canalisations sont à disposer suffisamment bas pour franchir audessus sans difficultés les autres canalisations (eau potable, gaz, electricité, ... etc ).
- b ) - Influence des températures et l'ecrasement des vehicules.
- c ) - La Profondeurs des caves des maisons avoisinantes doivent être posés de l'aval, l'emboitement est dirigé vers l'amont.

Si le trançon étudié presente un bon terrain, les tuyaux seront sur un lit de sable. Dans le cas contraire il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposent les tuyaux.

OUVRAGES DU RESEAU



1 - REGARD DE VISITE./-

Pour les raisons de sécurité et d'exploitation de bon entretien et pour simplifier celui-ci des regards de visite sont nécessaires dans les cas suivants:

- Changerent de direction.
- Changement de section.
- Tous les 50 m

Ils comprennent un radier en béton, une cheminée verticale en béton (coulé sur place) d'une section carrée de 1,40 m de côté.

- Une échelle de descente avec crosse de sortie.
- Une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture d'épaisseur minimale de 0,12 m si elle est sous trottoir et de 0,15 m elle est sous chaussée.

2 - DEVERSOIR D'ORAGE./-

Un deversoir d'orage est destiné à laisser passer en direction d'un exutoir naturel (oued) une fraction du débit d'orage.

Le reste qui correspond à la somme des débits d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie sera évacué vers la station d'épuration.

Dimensionnement :

Calcul de la longueur du seuil de deversoir.

$$Q_0 = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{\mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}}$$

Le Collecteur principal en direction du deversoir  $\phi$  1200 mm

- Débit d'eaux par temps de pluie  $Q_1 = 2593,86$  l/s.
- Débit par temps sec  $Q_2 = 123,8$  l/s.

On prend le coefficient de ditution égal à 2, alors le débit évacué vers la station d'épuration est  $Q = Q_2 + 2 Q_2 = 3 Q_2$

.../...

- Le niveau d'eau dans la conduite d'arrivage ( $\phi$  1200) est  $H_1$  :

$$Q_{ps} = 2750 \text{ l/s} \quad \left| \begin{array}{l} I = 1,7 \% \\ \hline \end{array} \right. = \frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{2593,86}{2750} = 0,94 \quad \text{----- ANNEXE X -----}$$

$$r_H = 0,77 \quad H_1 = r_H \cdot D = 0,77 \cdot 1200 = 924 \text{ m}$$

\* Par temps sec :

$$\frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{371,4}{2750} = 0,13 \quad \text{----- ANNEXE X ----} \quad r_H = 0,21$$

$$H_2 = 252 \text{ mm}$$

La hauteur du seuil du deversoir on prend  $H_2 = 260 \text{ m}$

la difference  $H = H_1 - H_2 = 924 - 260 = 664 \text{ mm}$

d'où  $H_0 = \frac{664}{2} = 332 \text{ mm}$  et  $Q_0 = Q_1 - Q = 2,222$

On peut choisir approximativement  $= 0,6$

$= f(h_v) \cdot (h) \cdot (r)$  ,  $h_v$  : hauteur du seuil.

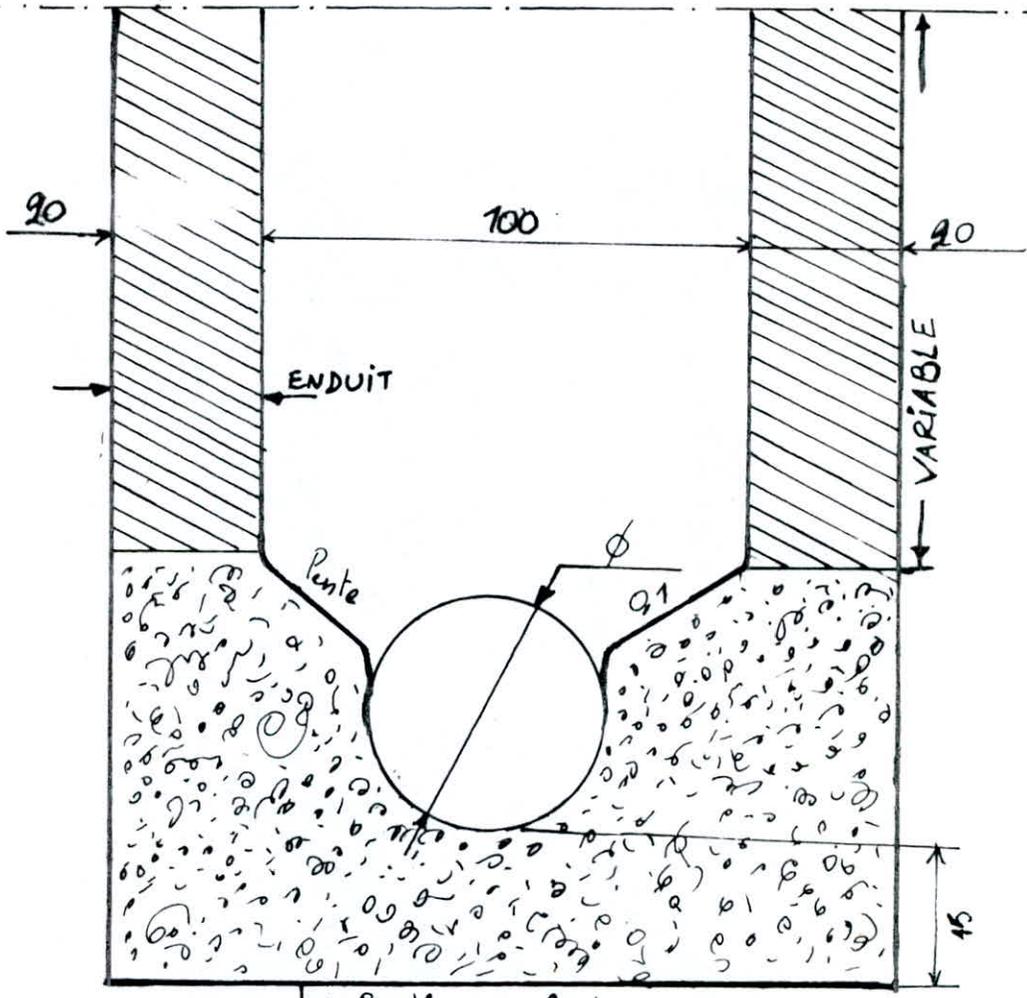
$h$  : Charge.

$r$  : Forme de la crête.

$$B = \frac{3}{2} \cdot \frac{2,222}{0,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot (0,332)^{3/2}} = 6,55 \text{ m}$$

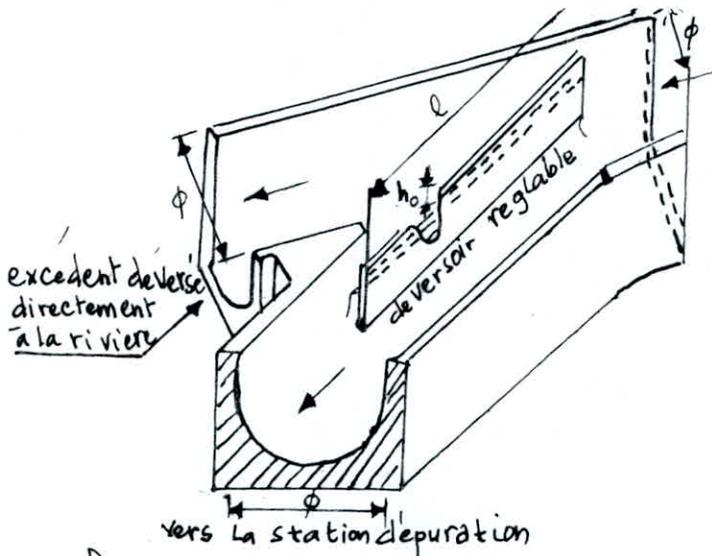
Avec une securite de 40 % on aura

$$b = 9,17 \text{ m.}$$



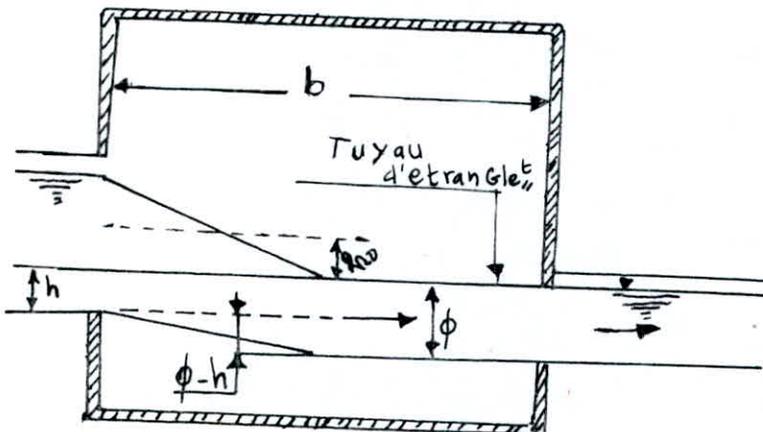
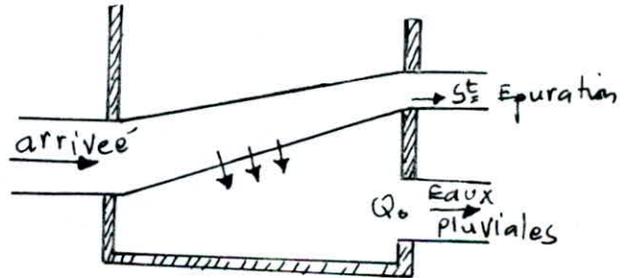
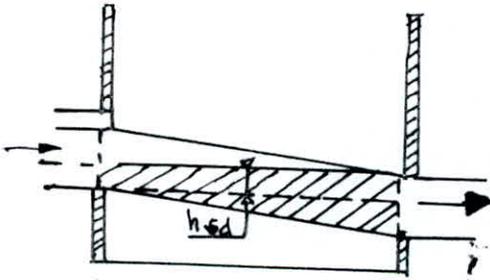
↳ Radier en Beton

REGARD DE VISITE.



Deversoir d'orage précédant une station d'épuration

- $l$ : longueur du deversoir
- $\phi$ : Diamètre
- $h_0$ : Hauteur de la lame deversante.



$$h_0 = \frac{H-h}{2}$$

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

### 3 EME PARTIE : STATION D'EPURATION

#### EPURATION BIOLOGIQUE.

Les stations d'épuration en milieu rural doivent être rustiques, c'est à dire simple sur les plans d'exploitations et entretiens.

Pouvoir d'adapter, aisement, aux variations de charge (variations hebdomadaires en cas de résidences secondaires ou saisonnières dans le cas des régions touristiques).

L'épuration biologique se fait par plusieurs procédés; Ainsi plusieurs classifications ont été donné, suivant la faune ou la flore, suivant l'intervention de l'homme (artificiels, naturels) suivant l'occupation du terrain pour l'épuration extensifs, intensifs).

a) - Procédés Intensifs.

- Lits Bacteriens.

- Boues Activées.

b) - Procédés extensifs.

- Lagunage.

- Eppardage.

- Infiltration.

a ) Procédés intensifs

1 - Lits Bacteriens:

Le procédé par lits bacterien résulte de limitation de l'auto-épuration naturelle, qui a pu être observé dans les cours d'eau par création de conditions optimales pour les micro organismes et si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction du temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux. 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 du support aux micro-organismes.

.../...

.../...

De plus en générale, on fait une ventilation pour apporter l'oxygene necessaire au maintiens des bacteriens aerobies, et bon fonctionnement de toute masse poreuse de dispositif de répartition des eaux usées favorise un aération de l'effluent à traiter. On distingue le lit bacterien a faible charge et forte charge.

## 2 - Boues Activées:

Elle est basée sur le principe de l'auto-épuration du milieu récepteur naturel avec acceleration du processus.

Dans le bassin, les Bacterien qui sont soumises à une forte oxygénation continue uniforme, dégradent la matières organiques et forment des flocons qui décantent ces derniers constituant les boues, ou masses floculeuses ou boues activées.

Le principe consiste à agiter les eaux usées brutes avec les boues liquides, bacteriologiquement très actives.

L'aération artificielle est nécessaire car elle permet de:

- Conserver le métabolisme intense des boues activées.
- Favorise un contact interne entre toutes les parties de l'effluent.

L'Aération par surface est la plus utilisés, car le principe est qu'un moteur actionne une turbine ou brosse dans le bassin à boue activée.

L'avantage est qu'il n'y a pas de risque de colmatage, ainsi qu'une economie et moins d'entretien et un bon rendement.

L'Insufflation d'eau suspresse, C.A.D l'envoi d'air à travers des tubes poreux dans le bassin, ce procédé à l'inconvenient que les pores peuvent être bouchées par les boues.

Le procédé classique des boues actives paraît trop délicat d'exploitation pour être utilisé par de petites collectivités.

.../...

b - Procédés Extensifs:

1 - Lagunage:

Il consiste à favoriser la prolifération des organismes vivants (bactéries et algues) au détriment de la matière contenue dans les eaux usées (M.O, sels minéraux) en présence ou non d'O<sub>2</sub>.

1 - 1 Lagunes anéarobies: la profondeur du bassin est importante, ce qui favorise l'anéarobiose.

On ne trouve que des bactéries anaérobies qui en dégradant la matière organique donne de CH<sub>4</sub> CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S, NH<sub>3</sub>....

1 - 2 Lagunes naturelles ou étangs de stabilisation:

On trouve un ou plusieurs bassin de profondeur 1 à 2 m

1 - 3 Lagune aérée:

C'est le même procédé que celui de la précédente sauf que l'O<sub>2</sub> au lieu d'être apporté par l'air, est apporté par des aérations de surface. Elle est comparable aux systèmes à boues sauf que la boues n'est pas recirculée.

2 - L'Épandage.

L'épandage consiste à utiliser les eaux usées pour l'irrigation du terrain agricole le principe est la filtration par le sol.

Les eaux de drainage sont recueillies (eaux épurées) et canalisées vers le milieu receveur.

Dans le cas de l'irrigation par aspersion, le prétraitement (dégrillage, dessablage, déshuilage) est nécessaire, ainsi qu'une décantation. Suivant les cas, une désinfection peut s'avérer nécessaire (irrigation par aspiration...).

Après avoir connu les différents procédés d'épuration biologiques. En principe, tous les procédés d'épuration traités précédemment peuvent être utilisés en milieu rural. Il peut néanmoins être tenté de faire à leur sujet quelques observations sur leur utilisation; dans le cas en cause.

Nous proposons une épuration à lits bactériens dont le procédé est très valable dans le cas des effluents ruraux. Il peut être tenté d'utiliser le lit bactérien à faible charge en égard au peu de surveillance qu'il nécessite. Cependant, l'épuration n'est pas toujours parfaite, et la question est posée de savoir si ce procédé doit être condamné.

Les lits bactériens à garnissage plastique sont jusqu'à ce jour trouvés leur domaine d'application essentiellement dans le traitement d'effluents industriels très chargés, rien ne s'oppose à ce que leur emploi se généralise dans les stations de traitement des effluents urbains.

Les schémas suivants nous montrent les différentes étapes constituant la station d'épuration.

### C - Les Prétraitements:

#### 1 - Dégrillage:

L'objet 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. La figure 1 schématise une installation de dégrillage.

#### 2 - Dessablage:

La technique classique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit (une vitesse de 0,30 M/s permet le dépôt de la majeure partie des sables).

#### 3 - Le Déshuilage :

Le déshuilage se fait par flottation grâce à l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses. Les graisses sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et récoltées manuellement. Le temps de séjour est de 7 min

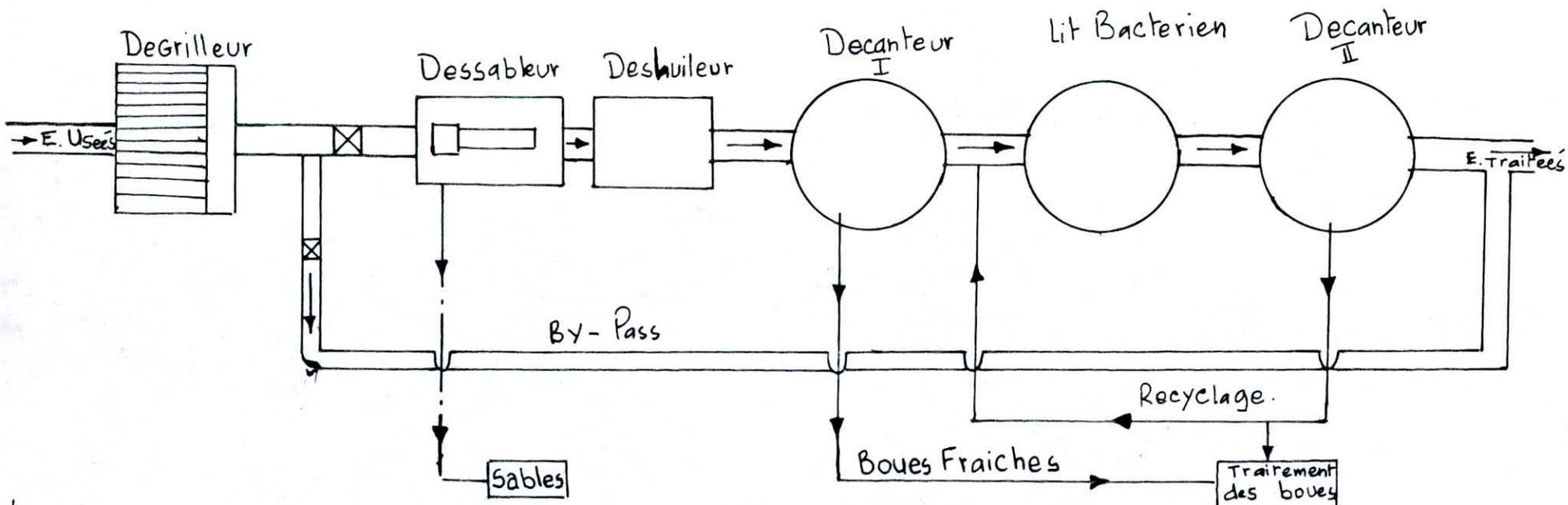
#### 4 - Décarteur (I) (Primaire)

Le processus principal du traitement primaire est la decantation.

La decantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation. Une particule solide charriée par l'eau d'égout, comme tout corps pesant, tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré, si sa chute n'est pas contrariée par les forces de fuitement créées par son déplacement au sein de l'eau, force dont l'effet se traduit par une vitesse de chute uniforme. Cette vitesse est fonction de la dimension, de la forme extérieure et de la densité apparente de la particule. Fig 4 Schéma de décanteur primaire.

#### 5 - Décanteur (II)(Secondaire)

La decantation secondaire assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent traité issu 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 fortes charge où les congglomérats biologiques ne sont que très partiellement autorisés et stabilisés (Fig 5) (Schéma de décanteur secondaire).



STATION D'EPURATION

-114-

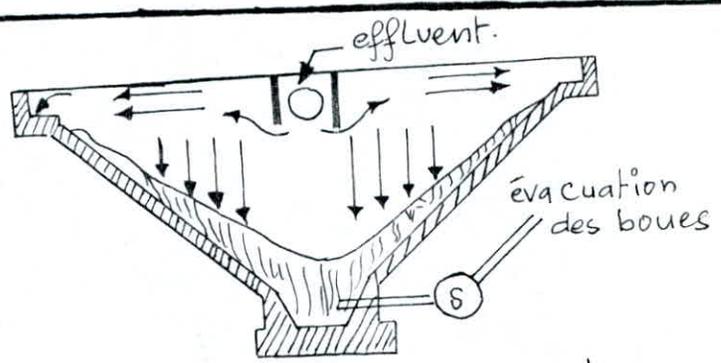
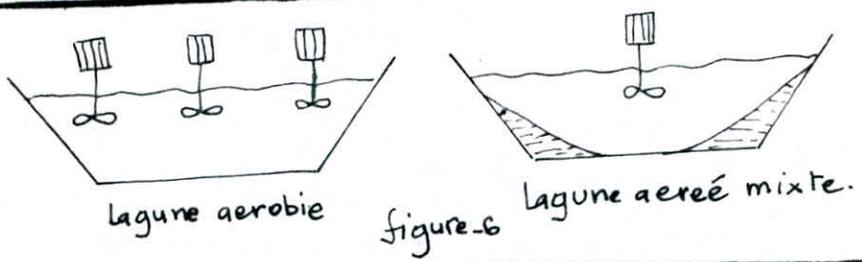
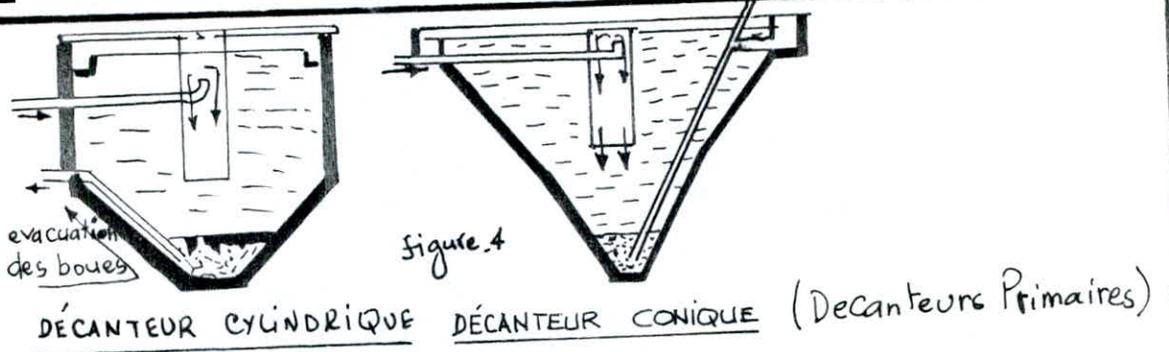


FIG. 5. Decanateur secondaire à glissement de boues

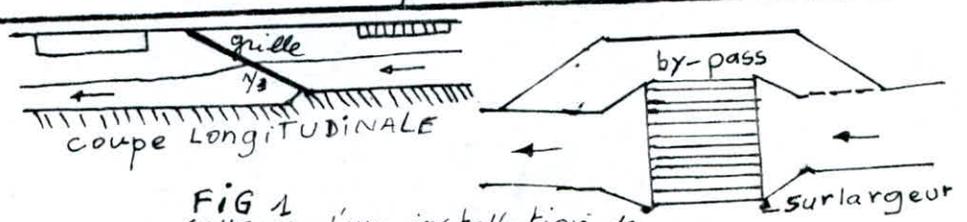
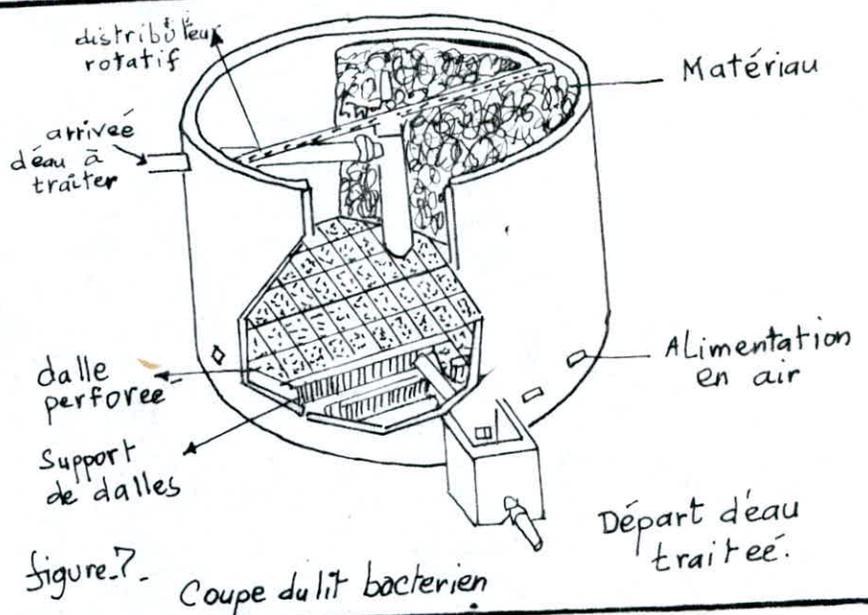


FIG 1 SCHEMA d'une installation de GRILLAGE MANUELLE.

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

Notre étude a englobé les points qui touchent l'adduction , la distribution , l'évaluation économique , les différentes protections des installations hydrauliques ainsi que l'assainissement .

Nous avons rencontré des difficultés pour faire un choix sur les décisions techniques (nature des tuyaux , nature de protections contre la corrosion , sites des implantations des installations hydrauliques ) vue le manque de données de base géologiques , géotechniques , nos décisions se sont reposées sur le côté économique .

Dans le réseau de distribution , on a trouvé des vitesses inadmissibles , on peut les tolérer car elles sont des tronçons de fin du réseau .

**Assainissement :**

La condition d'autocurage est satisfaisante .

## BIBLIOGRAPHIE

### A. EP

1. Hydraulique urbaine (tome II et III) a Dupont
  2. Hydraulique urbaine ( J. BONIN)
  3. Hydraulique générale et appliquée M. CARLIER
  4. Théorie de la longueur fluide dynamique : G. LAPRAY.
  5. Catalogue des pompes : JEUNONT SCHNEIDER
- \* AUTRIA

## ASSAINISSEMENT

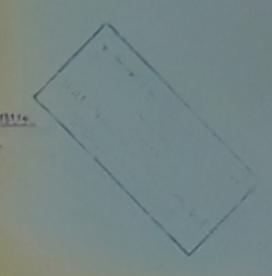
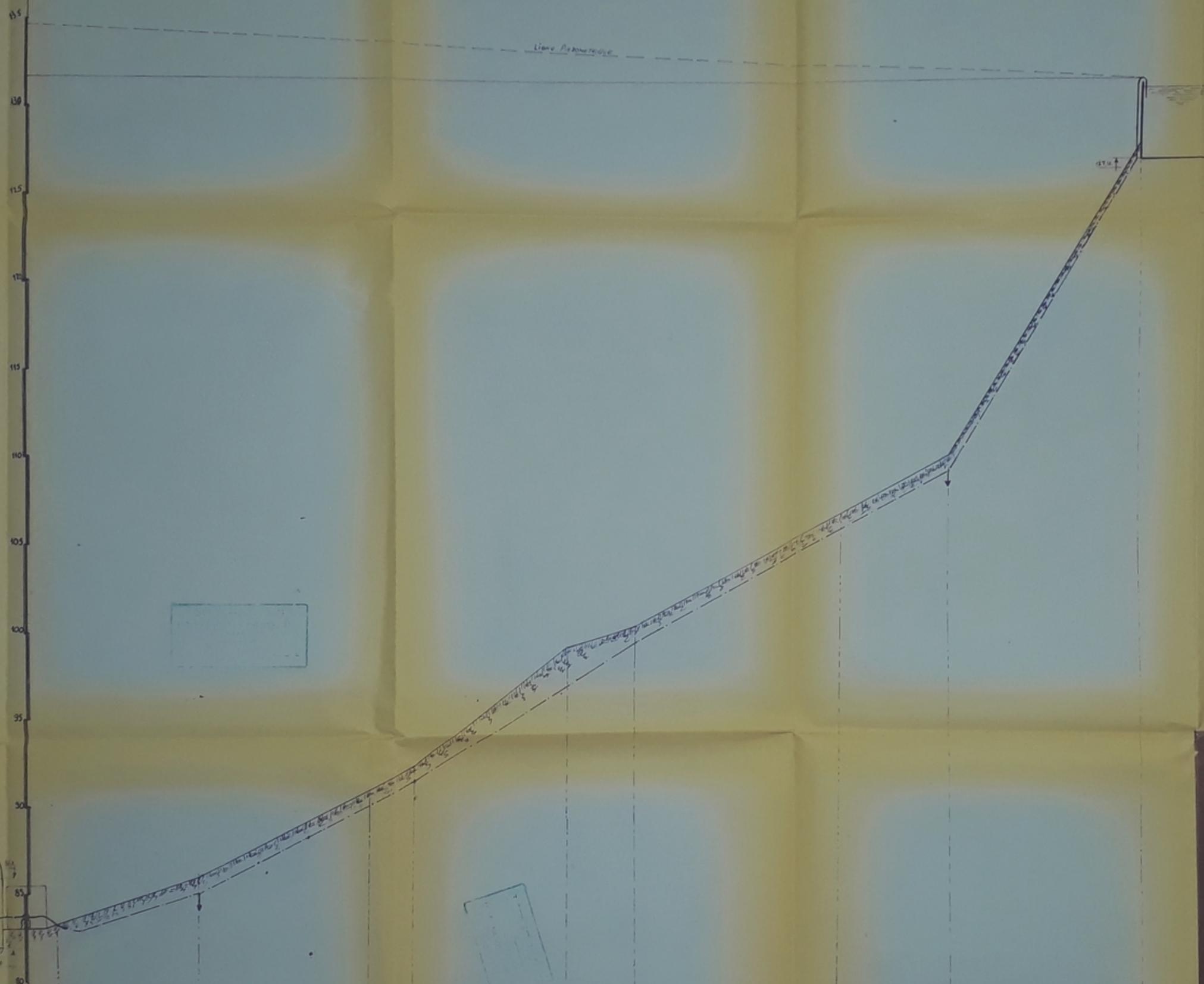
- \* Cours d'assainissement urbaine  
université technique d'Alger
- \* Les eaux usées dans les agglomération urbaines et  
rurales (Tome I et II)

C. COMELA ; H. GUERRE

- \* Les réseaux d'assainissement : regis bourrier.

Cotes (m)

85  
80  
75  
70  
65  
60



Legende  
↓ decharge

DISTANCE (m)	0	124	144	59	132	60	180	97	166,5	270
DISTANCES COURTES										
COTES DU TERRAIN	85,2	84,2	84,1	83,5	82,5	81,5	80,5	79,5	78,5	77,5
VITESSE	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
DIAMETRE	Ø 300	Ø 200	Ø 300	Ø 300						
COTES DU RIGOLE	84,2	84,1	83,5	82,5	81,5	80,5	79,5	78,5	77,5	76,5
PENTE (%)	3,1	3,0	2,5	2,2	2,2	2,3	4	10		

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE-POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE  
 A.E.P et ASSAINISSEMENT  
 d'Emjez-Edchich « SKIKDA »

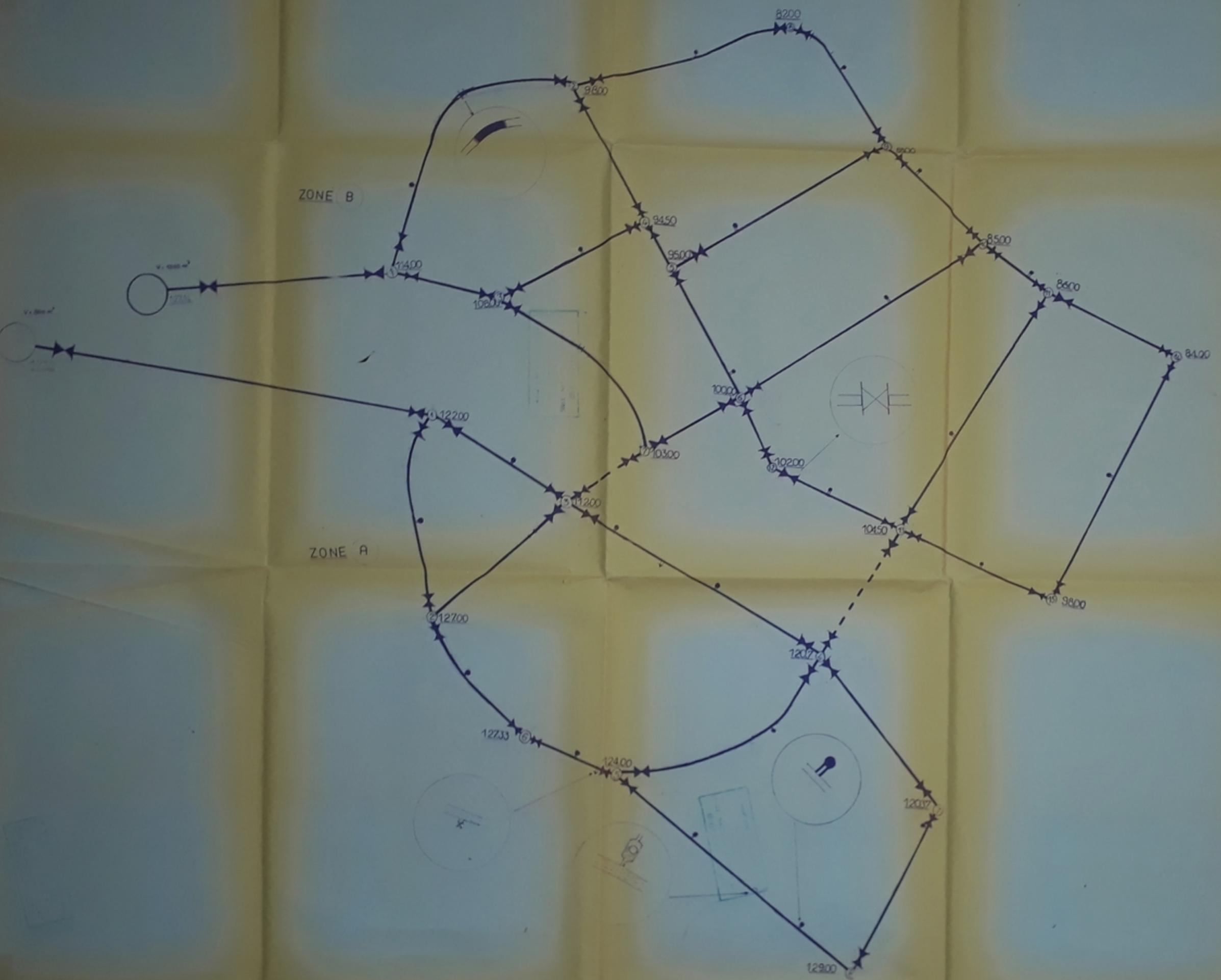
ETABLI Par Bekkaye A. Zouiten S. promotion Janvier 85  
 dirigé par M. Kellab Boudene

Profil en long  
 adduction

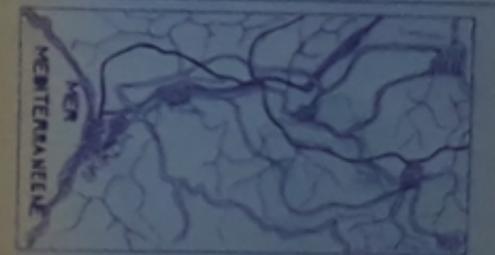
Echelle 1/1000  
 PLANCHE N°1  
 PAR CADAT

LEGENDE

- >—>—> VALVE
- BOUCHE D'ARRÊT
- ∩ VENTOUSE
- ↓ DÉCHARGE
- |—|— COUDE
- |— TE
- |— NOEUD
- 1237 Code du sol



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



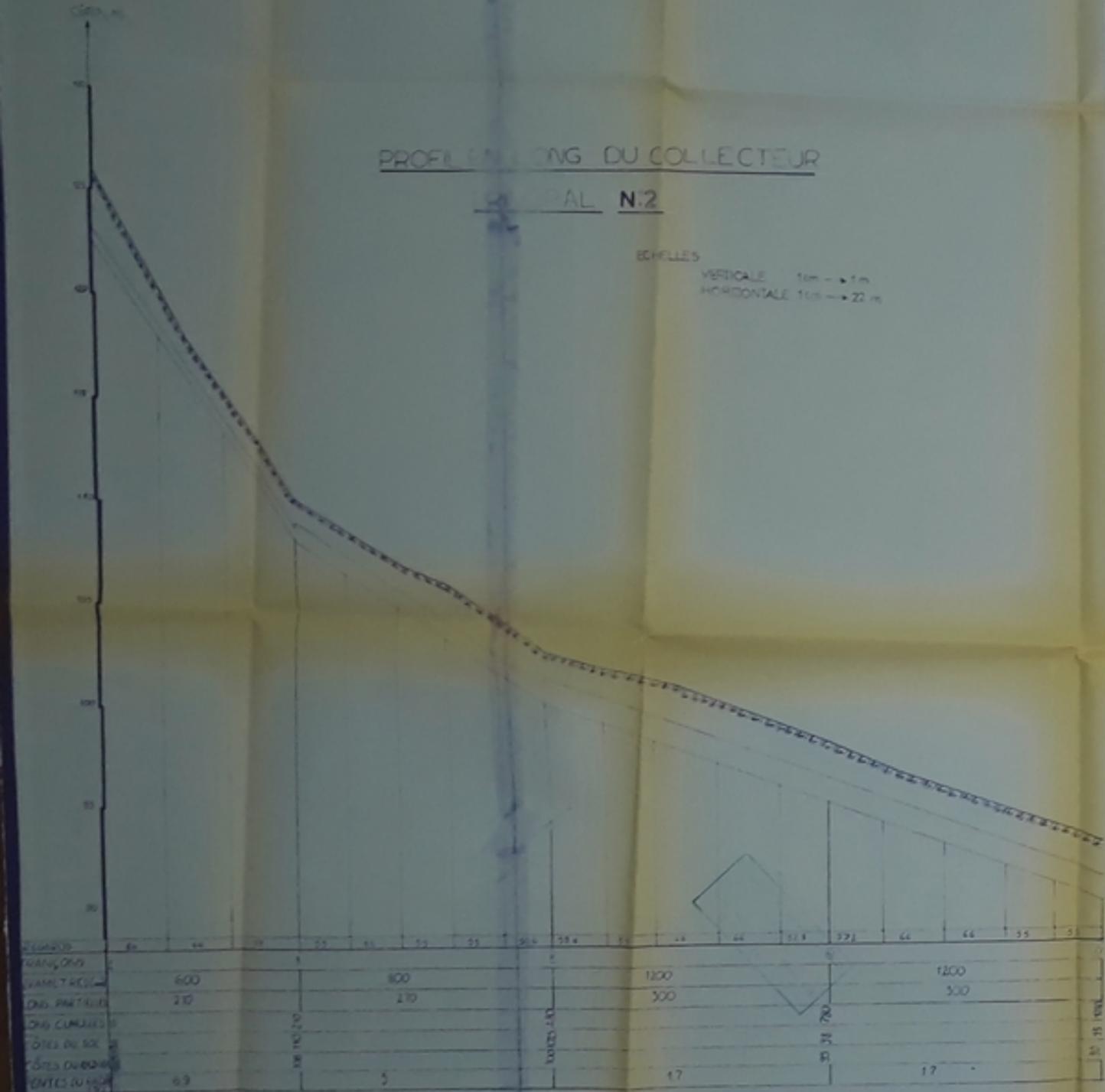
PROJET DE FIN D'ETUDE  
 A.E.P. et ASSAINISSEMENT  
 d'Emjez-Edchich «SKIKDA»

ETABLI PAR	Bekkiaye A Zouiten S	PROMOTION	Janvier 85
PROFESSEUR	M. Kellab-Boudine		
EQUIPEMENT du réseau de distribution			
Echelle	1:2000	PROJET/85	PREPARE PAR CADAT
PLANCHE N° 2			

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR

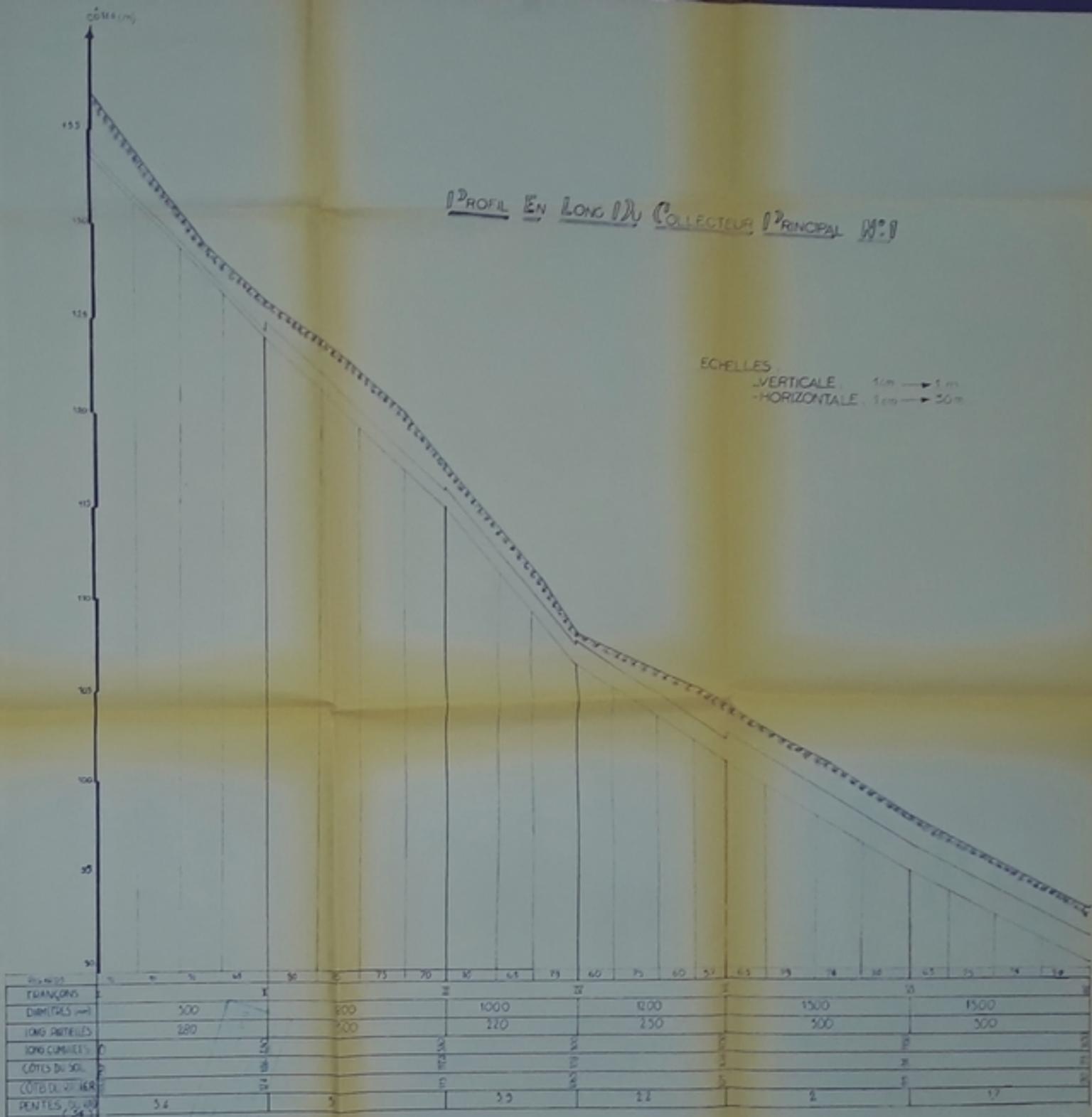
GENERAL N:2

ECHELLES  
 VERTICALE 1m → 1m  
 HORIZONTALE 1cm → 22 m

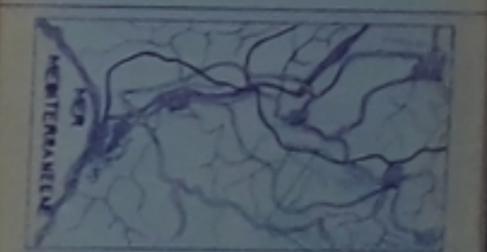


PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL N:1

ECHELLES  
 VERTICALE 1m → 1m  
 HORIZONTALE 1cm → 50 m



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDE  
 AEP et ASSAINISSEMENT  
 d'Emjez-Edchich «SKIKDA»

ÉTABLI PAR: Bekkaye A. promotion Janvier 95  
 Zouiten S.  
 PROFIL en long  
 Collecteurs Principaux N:1 et N:2  
 Echelle: 1cm → 50m  
 PLANCHE N:3

