

16/85  
جمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique  
BIBLIOTHÈQUE

»O«

Département : HYDRAULIQUE

»O«

## PROJET DE FIN D'ETUDES

»O«

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

### THEME

**Alimentation en eau Potable et  
Assainissement de la Commune  
DE RAMDANE Djamel ( W SKIKDA )**

7 PLANS

Proposé par :

DHW SKIKDA

Etudié par :

L. BENMEHIRISSE

R. BRANIA

Dirigé par :

MILOUDI

YAHIA

Promotion : Juin 1985

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

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
»O«

Département : HYDRAULIQUE  
»O«

## PROJET DE FIN D'ETUDES

»O«

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

### THEME

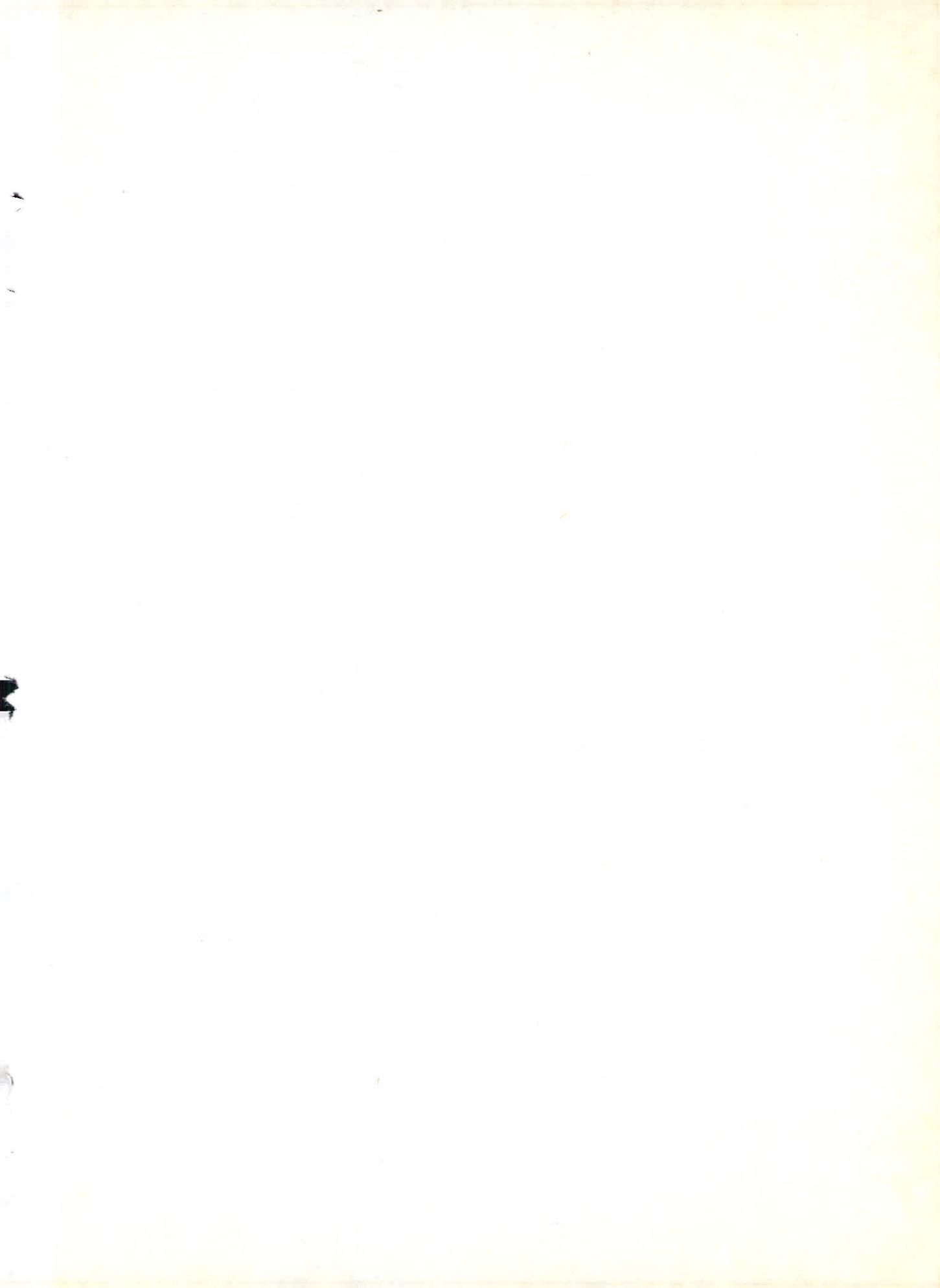
**Alimentation en eau Potable et  
Assainissement de la Commune  
DE RAMDANE Djamel (W SKIKDA)**

Proposé par :  
**DHW SKIKDA**

Etudié par :  
**L. BENMEHIRISSE  
R. BRANIA**

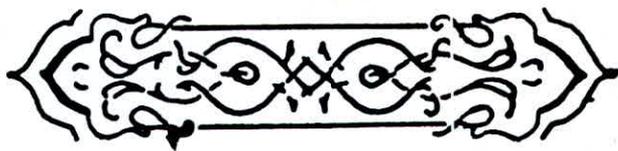
Dirigé par :  
**MILOUDI  
YAHIA**

Promotion : Juin 1985



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا



اللَّهُمَّ ارْزُقْنَا حُسْنَ التَّوَكُّلِ عَلَيْكَ

اللَّهُمَّ إِنِّي أَسْأَلُكَ عِلْمًا نَافِعًا

إِنَّكَ سَمِيعُ الدُّعَاءِ.

====oooO  E D I C A C E S Oooo====  
\*\*\*\*\*

l'occasion de mon couronnement à mes études qui sera tout d'abord une respectueuse

pensée à toute la famille BRANIA , je dédie ma thèse :

\_\_\_ A ma mère .

\_\_\_ A mon père .

\_\_\_ A mes frères et soeurs .

\_\_\_ A mes tantes .

\_\_\_ A mes camarades et amis .

\_\_\_ A MALIKA .

\*\*\*\*\*  
\* \*  
\* BRANIA - RACHID \*  
\* \*  
\*\*\*\*\*

—oO—



E D I C A C E

—oO—

Je Dédie ce Modeste Travail

A mon Père

A ma mère

A mes frères

A ma sœur

A ma FAMILLES

A tous mes amis ( es ).

BENMEHRISSE LAKHDAR



## TABLE DES MATIERES

### CHAPITRE I .

Page

I -1 : Généralité .....	
1 -1 : Présentation .....	
1 -2 : Situation Géographique.....	
1 -3 : Situation Topographique.....	
1 -4 : Situation Climatique.....	
1 -5 : Situation Démographique.....	
1 -6 : Ressources en eaux.....	

### CHAPITRE II

2 - 1 : Estimation du nombre d'habitants.....	4
2 - 2 : Etude des besoins en eau.....	5
2 - 3 : Tableau récapitulatif des différents types de besoins majorés de 20 %.....	6

### CHAPITRE III

3 - 1 : Etude des variations de débit.....	7
1 - 1 : Coefficient de variation horaire $K_o$ .....	8
1 - 2 : Coefficient de variation journalière $K_j$ .....	8
3 - 2 : Calcul des consommations du débit d'apport et le débit de pointe .....	8
2 - 1 : Calcul du débit de pointe.....	9
2 - 2 : Calcul du débit d'apport.....	9

### CHAPITRE IV

IV -1 : Réservoir ,définition.....	10
1 - 1 : Rôles des réservoirs.....	10
1 - 2 : Implantation du réservoir.....	10
1 - 3 : Détermination de la capacité du réservoir.....	10
1 - 4 : Tableau de calcul de la capacité du réservoir.....	10

- 2 : Methode graphique .....
- / Methode Analytique.....
- 4 : Détermination du diamètre du réservoir.. .....
- : Côté du radier du réservoir.....
- 1 : Etude de la rugosité.....
- 2 : Détermination de p.d.c de la conduite maîtresse.....
- : Choix du type de réservoir.....
- 3 : Equipement des réservoirs.....
- 3 - 1 : Adduction .....
- 3 - 2 : Trop-plein.....
- 8 - 3 : Vidange.....
- 8 - 4 : Commande par ligne pilote.....
- 8 - 5 : Matérialisation du réservoir d'incendie.....
- 8 - 6 : Entretien des réservoirs.....

CHAPITRE V

Reseau de distribution

- V - 1 : Dimensionnement de la conduite d'amenée.....
- 2 : Réseau de distribution.....
- 3 : Détermination du débit de soutirage.....
- 4 : Détermination de la densité.....
- 5 : Détermination du débit spécifique.....
- 6 : Tableau de calcul du débit soutiré.....
- 7 : Calcul du réseau maillé.....
- 8 : Principe de la méthode d'HARDY -CROSS.....
- 9 : Programme sur ordinateur du réseau maillé.....
- 10 : Tableau de calcul du réseau maillé.....
- 11 : Calcul des pressions au sol.....
- 12 / Equipement du réseau de distribution.....
- 12 - 1 : Nature des canalisations.....
- 12 - 2 : Appareils de sectionnement - robinets - Vannes.....

12 - 3	Ventouses.....	4
4 :	Bouches de lavage.....	4
5 :	Bouches d'incendie.....	4
6 :	Bouches d'arrosage.....	4
7 :	Les tés.....	4
8 :	Les coudes.....	4

CHAPITRE VI      ADDUCTION .

VI :	1 :	Introduction.....	
1 - 1 :		Choix du tracé.....	
1 - 2 :		Conditions économiques.....	
1 - 3 :		Choix du type de conduite.....	
2 :		Etude technologique - économique des diamètres de refoulement.....	
3 :		Calcul de la capacité de la bache de reprise.....	
4 :		Détermination du diamètre économique par la méthode graphique.....	

CHAPITRE VII      CHOIX DE POMPES .

VII.	1 :	Définition.....	
	2 :	Choix de pompe pour le forage 1.....	
	3 :	Choix de pompe pour le forage 2.....	
	4 :	Equipement de la station de pompage en amont et aval.....	

VIII PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VIII - 1 :		Présentation du problème.....	
8 - 2 :		Moyens de protection.....	
3 :		Arrêt brusque du groupe électropompe.....	
4 :		Coup de bélier à l'arrêt brusque de la pompe méthode de BERGERON.....	
		Coup de bélier pour le forage I.....	
5 :		Coup de bélier pour le forage II.....	
6 :		Principe de calcul du réservoir d'air.....	
7 :		Calcul du réservoir d'air.....	

CHAPITRE IX PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES

IX - 1 : Définition..... 98  
2 : Protection externe..... 98  
2 - 1 : Protection cathodique..... 98  
2 - 2 : protection par anodes réactives..... 98  
2 - 3 : Protection par soutirage de courant..... 98  
3 : Protection interne..... 98

CHAPITRE X POSE DES CANALISATIONS

X - 1 Réalisation des tranchées..... 101  
2 : Traversée des cours d'eau..... 101  
3 : Traversée des routes ..... 101  
4 : Traversée des voies - ferrées..... 101  
5 : Butées ..... 101

## 2° PARTIE ASSAINISSEMENT

### INTRODUCTION :

I - 1	: Collecte des données de base.....	.....
1 - 1	: Situation démographique.....	.....
1 - 2	: Situation actuelle.....	.....
1 - 3	: Condition de fonctionnement de l'égout.....	.....
1 - 4	: Type d'eau à évacuer.....	.....
II	: Méthode de calcul des réseaux.....	.....
II - 1	: Les eaux pluviales.....	.....
2	: Tableau donné par la collecte de GOMELLA pour différentes valeurs de c.....	.....
III	: Elément constitutif du réseau d'égout.....	.....
III. 1	: Ouvrages principaux.....	.....
2	: Ouvrages annexes.....	.....
1 - 2 - 1	: Regards de visite.....	.....
1 - 2 - 2	: Espacement et leur emplacement.....	.....
IV	: Pose de canalisation.....	.....
IV 1	: L'emplacement.....	.....
2	: Exécution de la tranchée.....	.....
3	: Pose des canalisations.....	.....
4	: Essaie du réseau.....	.....
5	: Nettoyage du réseau.....	.....
6	: Protection des canalisations.....	.....
V	: Déversoir d'orage :	
V. 1	: Définition.....	.....
2	: Dimensionnement d'un déversoir d'orage.....	.....
VI	: Station d'épuration:	
V 1	: Procédés extensifs.....	.....
2	: Procédés extensifs.....	.....

Suite Assainissement;

4	: Les pretraitements.....	11
1	: Dégrillage.....	11
2	: Dessablage.....	11
3	: Déshuillage.....	11
4	: Décanteur I ( primaire ) .....	11
5	: Décanteur II -(secondaire ) .....	11

VII

VII	PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.....	1
-----	--	---

## CHAPITRE I

### GENERALITE :

#### 1 - Présentation :

Notre objectif est l'étude de l'A.E.P et l'assainissement de la ville de Randane Djamel.

Cette étude nous permet une alimentation répondant aux besoins de la population et d'assurer une répartition rationnelle de l'eau, ainsi que l'évacuation totale des eaux usées.

Les données de base ( population, extentions, caractéristiques du forage etc...) ont été fournies par l'A.F.C de Randane Djamel et le D.H.W de SKIKDA.

#### 1.2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune de Randane Djamel est située au milieu de la wilaya de SKIKDA dans la vallée du SAF - SAF. Elle est limitée par la commune d'EL - HADALEK au Nord - Ouest, par la commune de SKIKDA au Nord, d'AZZABA à l'Est, par SALAH BOUCHAOUR au Sud, et E MZE J - ED - CHEICHE à l'ouest, elle appartient à la daïra d'EL - HARROU

#### 1.3 - SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La commune de Randane Djamel se trouve dans l'atlas Télien, faisant partie de la chaîne numidique.

La dépression de Randane Djamel qui occupe la partie centrale et dans laquelle se trouve la vallée du SAF - SAF, cette vallée se trouve resserrée au niveau du che- lieu par les Kaudiets de BOU KHAMLA et d'EL - GABALECH.

ALLUVIONS ancienne des vallées : ( niveau supérieur )

qui occupent le niveau supérieur des collines, les cailloux roulés dominent le lit actuel du SAF - SAF à 100 m de distance, les terrains sont favorables pour la construction si on tient compte de la profondeur des fondations et au niveau de l'eau.

#### 1.4 - SITUATION CLIMATIQUE :

La ville de Ramdane Djamel ne possède pas de station météorologique. Depuis 1967 il existe seulement un poste pluviométrique ( BOUSSEKINE ).

La plus proche station météorologique se trouve à SKIKDA, ce qui nous amène à utiliser les données de celle - ci. Vu que le terrain étudié apportait au climat méditerranéen avec une légère influence du climat continental, qu'il faut donner une certaine correction aux données, la température moyenne annuelle est de 17 ° C.

On distingue la période de froid qui s'étale de Novembre à Avril avec comme le mois le plus froid : Janvier ( 10,55 ° moyenne mensuelle ).

La période chaude qui s'étale de Mai à Octobre avec le mois le plus chaud : Août 24,75° ( moyenne mensuelle ).

Les vents dominants sont ceux du Sud et Sud - ouest, surtout le matin ( 53 % ).

A midi sont ceux du Nord, Nord - est, Nord - Ouest ( 72 % ).

Le soir ils sont du Sud - Est, Sud ( 4 % ).

#### 1.5 - SITUATION Démographique :

- Population recensée en 1977 : 4754 habitants.
- Population actualisée en 1982 : 5647 habitants.
- Taux d'accroissement annuel 3,5 %.

#### 1.6 - Ressources en eaux :

Actuellement est en voie la construction du barrage d'eau " EL BARAKA " ( GUENITRA ). Qui donnera après son achèvement 20 hm<sup>3</sup>/ an pour irriguer la vallée de SAF - SAF.

D'autre part le barrage ZERDAZAS alimente de la même quantité d'eau 20 hm<sup>3</sup>/ an les terrains irrigables de la vallée de SAF - SAF.

Actuellement la société SETHYCO de constantine mène les travaux de parcellement c'est à dire le projet d'exécution pour cette retenue la réalisation est prévue pour un long terme.

La construction de la retenue collinaire sur l'oued EN - NESSA permettra d'emmagasiner les eaux superficielles d'un bassin versant de 77,34 Km<sup>2</sup> d'un périmètre de 36,5 Km, le long d'un talweg de 13 Km l'apport moyen annuel est de 12 hm<sup>3</sup>.

Au total, on prévoit l'irrigation de 6000 ha dont 2245 ha dans la commune de Ramdane Djamel.

## CHAPITRE II

### 2.1 - ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS :

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés :

$$P_n = P_a (1 + r)^n$$

$P_n$  : population future à l'horizon considéré ( 2016 )

$P_a$  : population à l'année de référence.

$r$  : Taux d'accroissement annuel de la population en % ( $r = 3,5\%$ )

$n$  : nombre d'années séparant les deux horizons considérés ( $n = 30$  ans)

Considérons que notre réseau rentre en service à partir de 1986.

$$P = 6500 (1 + 3,5)^{30} = 18244 \text{ habitants.}$$

## 2.2 - ETUDE DES BESOINS EN EAU

Nous évaluerons les besoins en eau potable suivant l'horizon 2016.

quipements	Désignation	Nombre d'occupants	Superficie en m <sup>2</sup>	Dotation	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j	Consommation totale m <sup>3</sup> /j
Logements	2444 log	18244	-	160l/j/hab	2 919,04	2 919,04
Scolaire	2 Ecole prim	1818	-	100l/j/él	181,80	361,80
	2 C.E. M	1800	-	100l/j/él	180	
Sportifs	Stade	-	84 832,53	31/j/m <sup>2</sup>	254,497	262,497
	Aire de jeux	-	4 000	21/j/m <sup>2</sup>	8,00	
Culturels et Cultuels	Centre de cult	-	485,75	41/j/m <sup>2</sup>	1,943	51,943
	2 mosquées	1 000	1 427,08	30l/j/pers	30	
	Colonie de vac	200	1 326,99	100l/j/éle	20	
Administratif	Antenne de PTT	-	268,20	10l/j/m <sup>2</sup>	2,682	12,462
	A.P.C	-	952,99	10l/j/m <sup>2</sup>	9,53	
	DARK - EL - W	10	-	25l/j/p	0,25	
Commerciaux	3 marché	-	611,89	5l/j/m <sup>2</sup>	3,06	52,613
	Usine de soged	500 P	442,00	40l/j/p	20	
	5 cafés	-	360,75	5l/j/m <sup>2</sup>	1,803	
	3 boulangerie	-	211,11	250l/j/m <sup>2</sup>	0,75	
	Douche	5 D	55,19	200l/j/D	1,00	
	Station de levage	20 VH/j	3 93,60	50l/vh/j	1,00	
Abattoire	50 tête/j	227,61	500l/t/j	25		
Sanitaire	2 centre de santé	-	230,50	5l/j/m <sup>2</sup>	1,153	1,883
	1 pharmacie	-	146,02	5l/j/m <sup>2</sup>	0,73	

2.3 - Tableau récapitulatif des différents types de besoins majorés de 20 %.

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

Nous prendrons une majoration de 20 % pour l'horizon 2016.

Type de besoins	Consommation journalière m <sup>3</sup> /j	Majoration de 20 %	Total après majoration m <sup>3</sup> /j
Logements	2 91 9,04	583,808	3502,848
Scolaire	361,8	72,36	434,16
Sportif	262,497	52,50	314,997
Culturel	51, 943	10,39	62,333
Administratif	12,462	2,4 92	14, 954
Commerce	52,613	10,523	63,136
Sanitaire	1,883	0,377	2,26

Total : 4394,688 m<sup>3</sup>/j

CHAPITRE III

3.1 - ETUDE DES VARIATIONS DE DEBIT :

Le débit appelé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation.

Les problèmes posés par les variations des débits sont les suivants :

- Les variations annuelles dépendants du niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Les variations journalières; selon les jours de semaine.
- Les variations horaires; qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

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

311 : Coefficient de variation horaire " Ko "

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

Dans notre étude nous avons évalué la valeur du coeff Ko.

$$K_o = \alpha B \quad \text{où } \alpha \text{ E } [ 1,2 \div 1,4 ]$$

Donc on prend  $\alpha = 1,25$

B : Coefficient qui varie en fonction de la population.

Habitants	6 000	10 000	20 000	50 000
B	1,4	1,3	1,2	1,15

Notre population à l'horizon 2016 se trouve dans l'intervalle de  
( 10 000 et 20 000 ) on prend  $B = 1,2$   
d'où  $K_0 = 1,2 \cdot 1,25 = 1,50$

312 : Coefficient de variation journalière "  $K_j$  "

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

pour les villes d'importance moyenne, celui-ci prend la valeur  $K_j = 1,2$

3 - Coefficient de pointe "  $K_p$  "

$$K_p = K_0 \cdot K_j = 1,50 \cdot 1,2 = 1,8$$

### 3.2 - CALCUL DES CONSOMMATIONS DU DÉBIT D'APPORT ET LE DÉBIT DE POINTE

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

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

$Q_p$  = débit de pointe journalier

$Q_j \text{ moy}$  = débit moy journalier

$Q_{\text{app}}$  : débit d'apport.

#### 3.2.1. calcul du débit de pointe

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

$$Q_j \text{ moy} = 4394,688 \text{ m}^3/\text{j} = 50,845 \text{ l/s}$$

$$Q_p = 50,845 \cdot 1,8 = 91,52 \text{ l/s} = 329,47 \text{ m}^3/\text{h} = 7907,338 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### 3.2.2. Calcul du débit d'apport.

$$Q_j \text{ max} = Q_{\text{app}} = Q_j \text{ moy. } K_j = 50,845 \times 1,2 = 61,014 \text{ l/s} = 219,65 \text{ m}^3/\text{h}$$

## CHAPITRE IV

### Les Réservoirs :

La répartition des débits par le réseau de distribution se réalise selon une variation considérablement pour toute la journée.

D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction amènent l'eau uniformément. Pour la coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution on se sert des réservoirs de stockage.

#### 1. Rôle des réservoirs

- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée environ.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination.
- Servir à combattre efficacement les incendies.

#### 2. Implantation du réservoir :

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

- La hauteur du plus haut bâtiment.
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.
- Le point le plus bas à alimenter.
- La simplicité qu'il offre pour la réalisation du coffrage.
- Pas de risque de basculement.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

#### 4. Détermination de la capacité du réservoir.

La détermination de la capacité du réservoir est en fonction des variations des débits durant les différentes heures de la journée.

Le réservoir doit être en mesure de stocker l'excès d'eau pendant les heures creuses et de restituer cette eau durant les heures de pointe.

Tableau de calcul de la capacité du réservoir.

N <sup>o</sup> de l'heure	Coeff Horaire ah	Volume m <sup>3</sup>		Volume cumulé m <sup>3</sup>		Différence de volume m <sup>3</sup>	
		apporté	consommé	apporté	consommé	DV +	DV -
- 1	1,5	219,65	79,07	219,65	79,07	140,58	
- 2	1,5	"	79,07	439,30	158,14	281,16	
- 3	1,5	"	79,07	658,95	237,21	421,74	
- 4	1,5	"	79,07	878,60	316,28	562,32	
- 5	2,5	"	131,79	1098,25	448,07	648,18	
- 6	3,5	"	184,51	1317,90	632,58	685,32	
- 7	4,5	"	237,22	1537,55	869,80	667,75	
- 8	5,5	"	289,94	1757,20	1159,74	597,46	
- 9	6,25	"	329,47	1976,85	1489,21	487,64	
9-10	6,25	"	329,47	2196,50	1818,68	377,82	
10-11	6,25	"	329,47	2416,15	2148,15	268,00	
11-12	6,25	"	329,47	2635,80	2477,62	158,18	
12-13	5	"	263,58	2855,45	2741,20	114,25	
13-14	5	"	263,58	3075,10	3004,78	70,32	
14-15	5,5	"	289,94	3294,75	3294,72	0,03	
15-16	6	"	316,30	3514,40	3611,02		96,62
16-17	6	"	316,30	3734,05	3927,32		193,27
17-18	5,5	"	289,94	3953,70	4217,26		263,56
18-19	5	"	263,58	4173,35	4480,84		307,49
19-20	4,5	"	237,22	4393,00	4718,06		325,06
20-21	4	"	210,86	4612,65	4928,92		346,27
21-22	3	"	158,15	4832,30	5087,07		254,77
22-23	2	"	105,43	5051,95	5192,50		140,55
23-24	1,5	"	79,07	5271,60	5271,57	0,03	

1)- Méthode graphique :

On représente les courbes d'apport et de consommation le volume sera, en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport.

$\int \Delta V_1 / + \int \Delta V_2 / =$  Volume du réservoir auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume total.

fig n°... *fig. I*.....

2)- Méthode analytique :

$$VR = \int \Delta V \text{ max}^+ / + \int \Delta V \text{ min}^- / + V_{ri}$$

Les volumes  $\Delta V \text{ max}^+$  et  $\Delta V \text{ min}^-$  sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

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

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

$\Delta V =$  Volume d'apport - volume consommé.

$V_{ri}$  : Volume de la réserve d'incendie prise à 120 m<sup>3</sup>

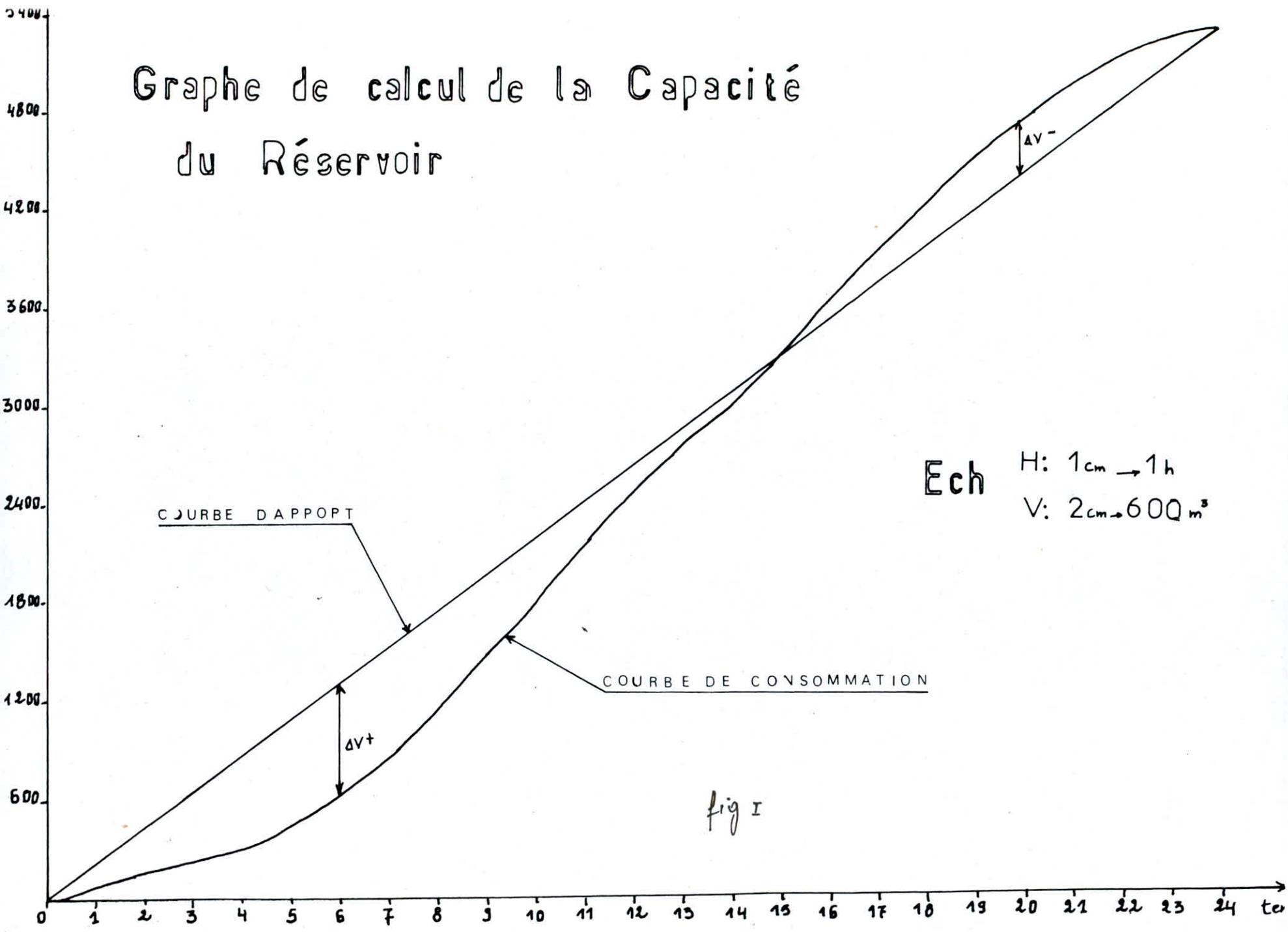
Volume consommé = volume apport  $\times \frac{ah \times 24}{100}$

$$VR = 685,32 + 325,06 + 120 = 1130,38 \text{ m}^3$$

on prend  $VR = 1200 \text{ m}^3$

Les calculs sont reportés dans le tableau n°

# Graphe de calcul de la Capacité du Réservoir



5. Détermination le diamètre du réservoir :

On fixe la hauteur d'eau dans le réservoir  $H = 5$  m

On projète deux réservoirs jumelés de forme circulaire de  $600$  m<sup>3</sup> chacun

Donc :

$$D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4 \times 600}{3,14 \times 5}} = 12,36 \text{ m}$$

On prendra un diamètre  $D = 13$  m

6. Côté du radier du réservoir :

$$C_r = C_t + H + H_{ws} + P_s + H_{wl}$$

$C_r$  = Côté du radier du réservoir

$C_t$  = Côté du terrain au point le plus élevé

$H$  = Hauteur donnée en fonction du nombre d'étage

$H_{ws}$  = Pertes de charge singulières

$P_s$  = Colonne d'eau qui tient compte des chaufes - eau et des douches

$H_{wl}$  = Pertes de charge linéaires sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé.

$$Ct = 92 \text{ m}$$

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

$$Hws = 2 \text{ m}$$

$$Ps = 3 \text{ m}$$

$$CR = 92 + 4 + 2 + 3 = 101 \text{ m}$$

$$Hwe = 0,121 \text{ m}$$

$$CRF = 101 + 0,121 = 101,121 \text{ m}$$

Côte du trop plein.

$$CTP = 101,12 + 5 + 0,5 = 106,62 \text{ m}$$

\* Gradient de pertes de charge dans la conduite de distribution  
on fixe la vitesse d'écoulement  $V = 1 \text{ m/s}$

### 6.1 Etude de la rugosité :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot t$$

$\varepsilon_0$  = rugosité absolue à l'état neuf ( $\varepsilon_0 = 10^{-4} \text{ m}$ ) pour les conduites en acier.

$\alpha$  = coeff de vieillissement pris égale  $\alpha = 0,03$  pour l'eau à faible agressivité (voir abaque de Peter - Lamont)

$$\text{d'où } \varepsilon = 0,1 + 0,030 \cdot t = 1 \text{ mm}$$

D'après l'équation de continuité

$$Q = V \cdot A$$

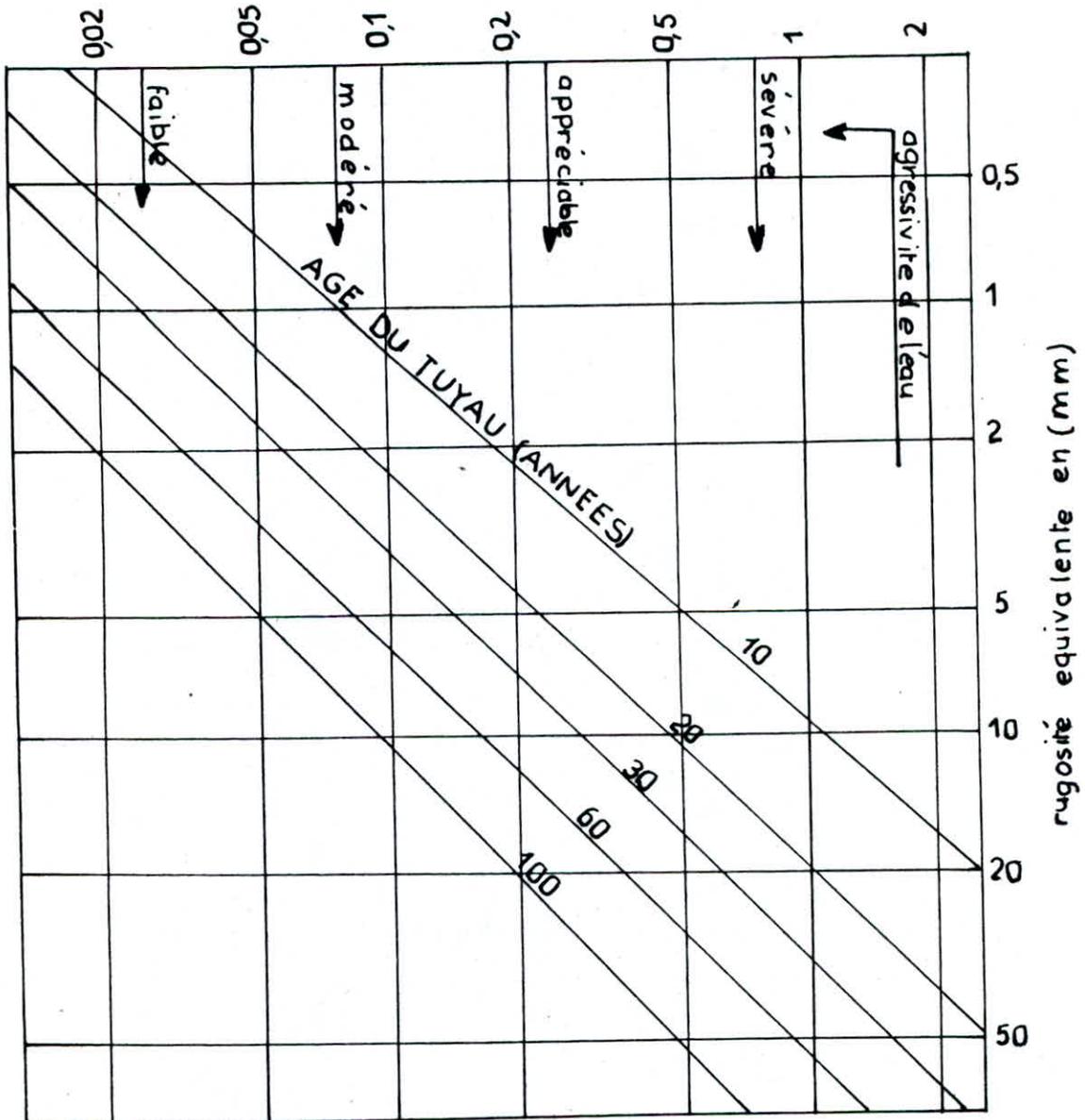
$$Q = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,09152}{3,14 \cdot 1}} = 0,341$$

$$\text{soit } D_N = 350 \text{ mm}$$

# ABAQUE DE M'PETER-LAMONT

ABAQUE DONNANT L'AUGMENTATION DE LA RUGOSITE  
D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE

accroissement de la rugosité en (mm/an)



avec  $D = 350$  mm

on détermine la vitesse correspondante :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,09152}{3,14 (0,35)^2} = 0,95 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo - dynamique, ayant le produit  $\lambda \lambda$  dans le cas d'un régime turbulent rugueux

$\lambda = 1$  ou  $\lambda$  est le coefficient de transition, dans le cas d'un régime en transition ( $\lambda \neq 1$ ).

Supposons que le régime est turbulent rugueux, le paramètre de forme  $f =$   
 $h / D = 1$  (conduite pleine) de l'abaque 9  
on tire  $D_0 = 1,539$ .

le paramètre adimensionnel sera :  $\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,35}{1,539} = 0,2274$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 10^{-3} \text{ m} \\ A = 0,2274 \end{array} \right\} \text{abaq 8 a } \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 1,55$$

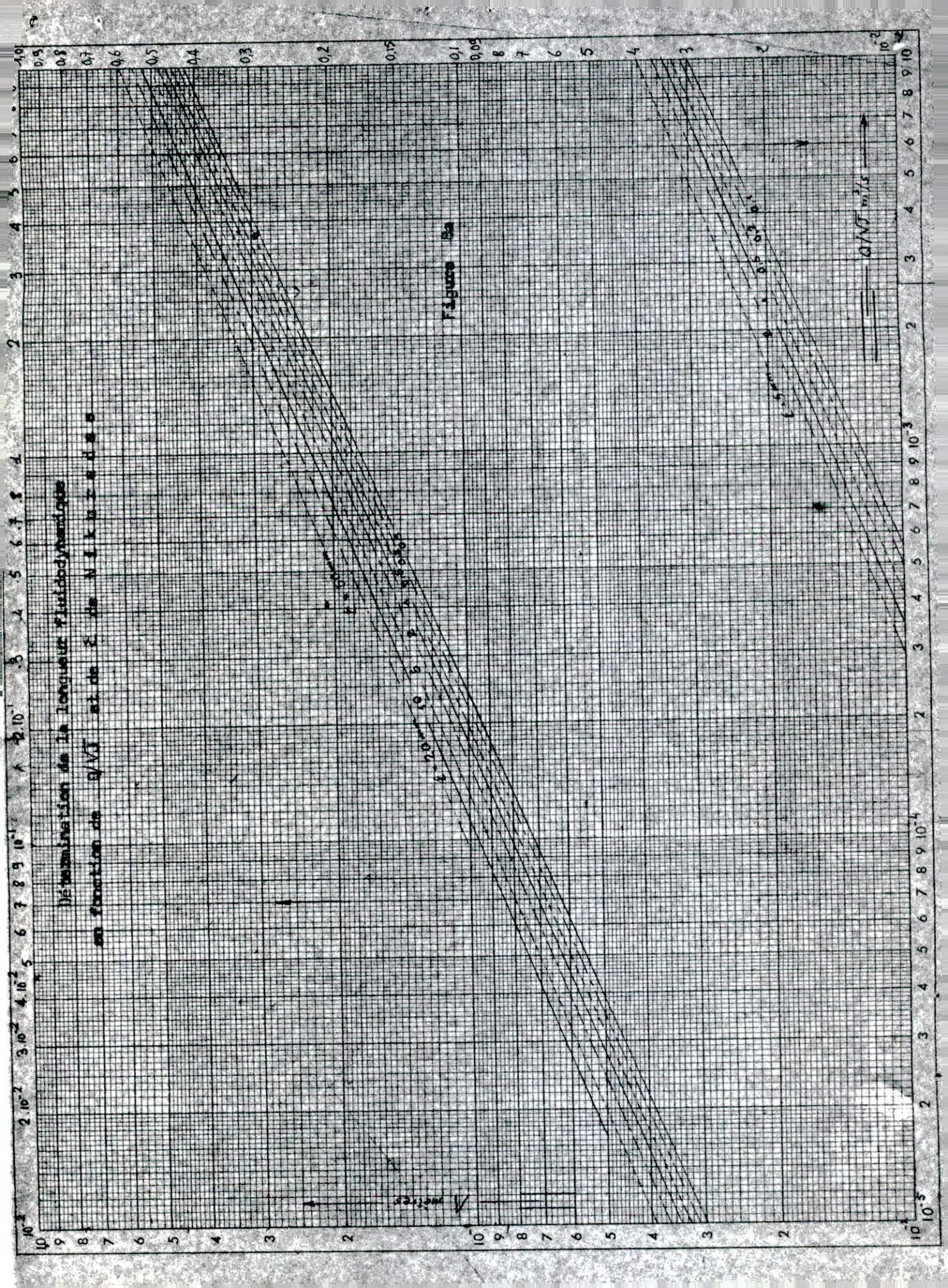
$$Q = 0,09152$$

$$J_r = \left( \frac{0,09152}{1,55} \right)^2 = 0,003486331$$

on vérifie le régime

$$Re = \frac{V \cdot Dh}{\nu} = \frac{Q \cdot Dh}{A \nu} = \frac{4 Q Dh}{\pi Dh^2 \nu} = \frac{4 \cdot (0,09152)}{3,14 (0,35) \cdot 10^{-6}}$$

$$Re = 3,331 \cdot 10^5$$

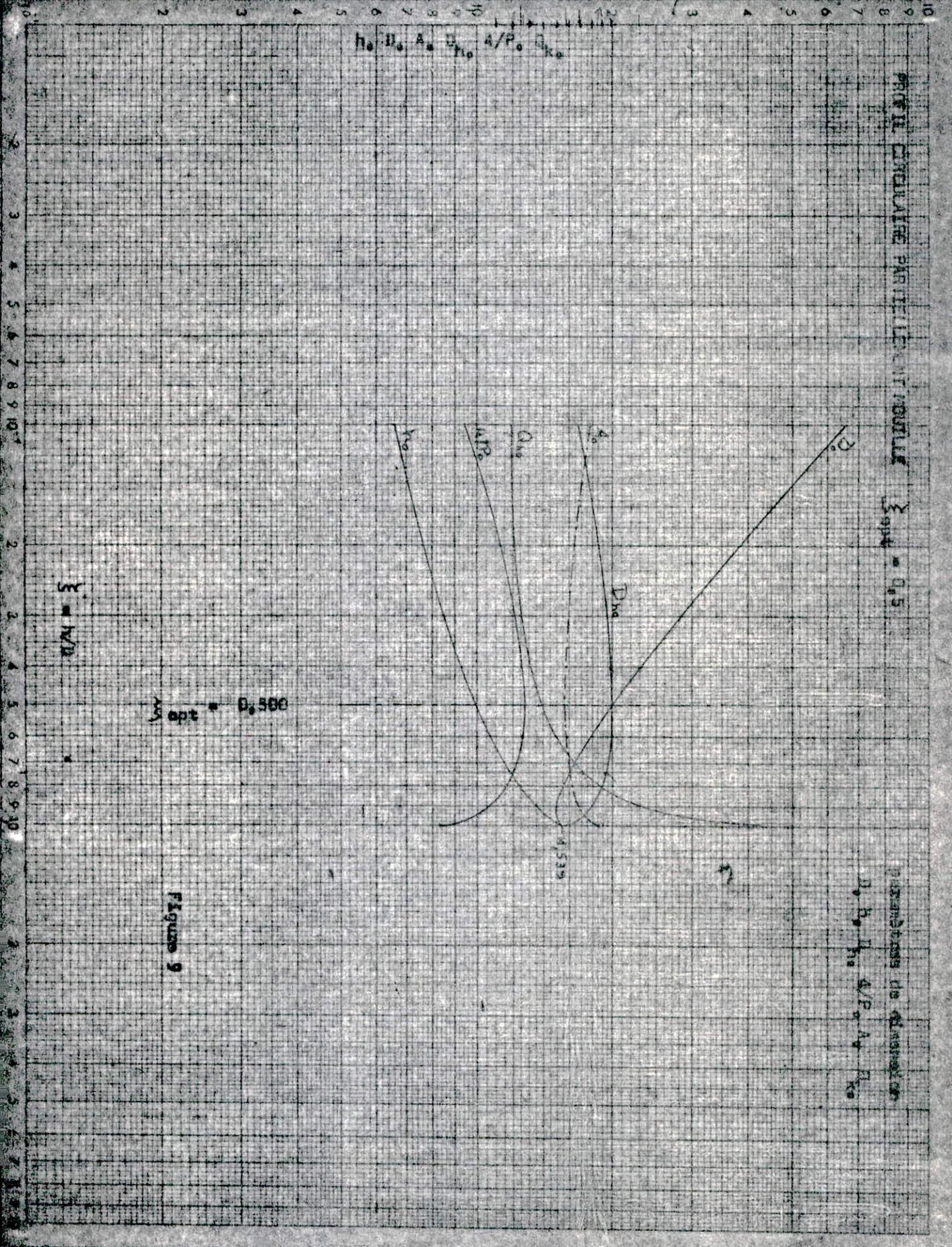


PROB. CIRCULAR PARTICLE IN MOTION

$\xi_{opt} = 0.5$

PARAMETERS IN ORDER OF  
 $D, h, D_0, A, A/P_0, A_0, R_0$

$R_0, D_0, A_0, A/P_0, A, h$



$\xi = h/D$

opt = 0.500

Figure 9

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

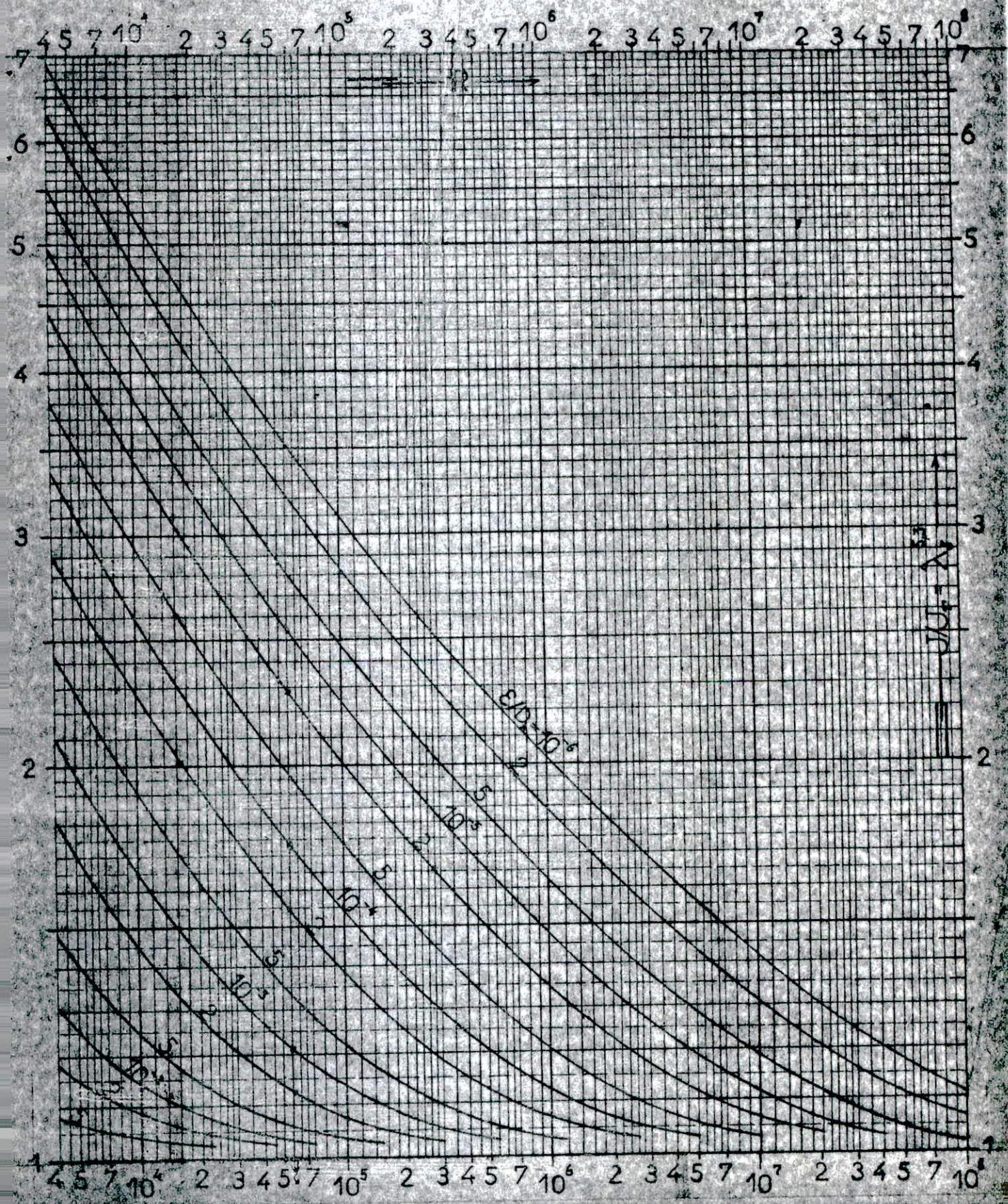
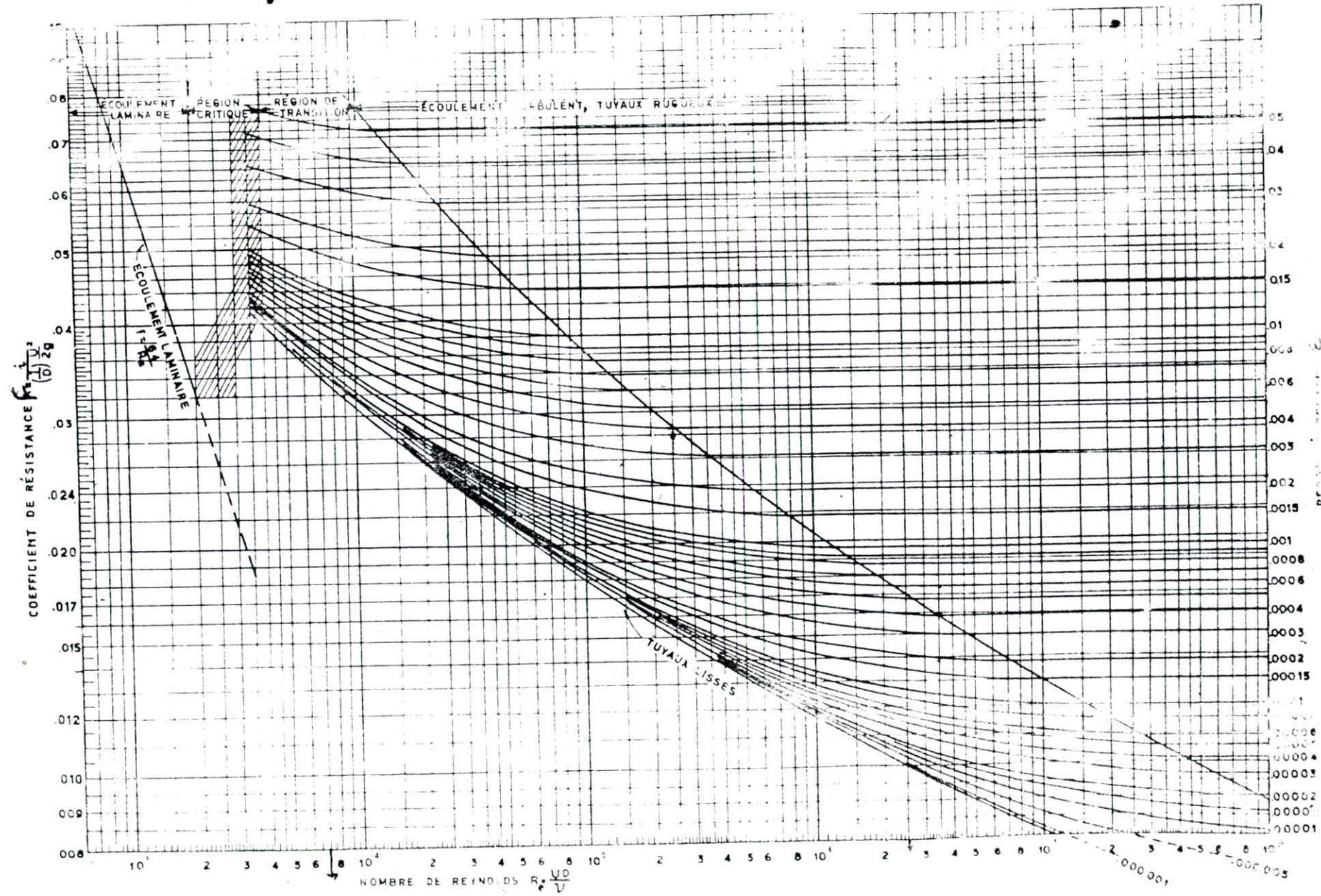


Diagramme de Moody

Pour déterminer  $R_G$ , voir Tableaux 43 et 45; pour déterminer  $\frac{E}{D}$ , voir Tableaux 43 et 45 et Tableaux 47



$$\frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{0,001}{0,35} = 0,00286$$

$$Re = 3,331 \cdot 10^5$$

$$\frac{\varepsilon}{D_h} = 0,00286$$

abaq de Moody → regime transition

On corrige la valeur de  $J_r$ .

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

$$3,33 \cdot 10^5 = 1,01 \cdot \lambda_j^{5,3}$$

$$\lambda_j^{5,3} = 1,01$$

abaq 17c

$$\lambda_j^{5,3} \cdot J_r = 1,01 \cdot 0,003486331 = 0,003521$$

peut vérifier par la méthode classique:

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

coefficient de frottement est déterminé par la relation de NIKURADZE. Pour un régime turbulent

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

= - , -

$$f = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Formule de Colebrook

pour déterminer  $f_c$ ; on utilise en première approx  $f_n$

$$f_n = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{10}{0,35} \right)^{-2} = 0,02620168$$

itération  $f_c = 0,026758923_2$

$$J = \frac{0,026758923 (0,95)}{2 \cdot 9,8 \cdot 0,35} = 0,0035204 \text{ c'est vérifiée}$$

La détermination de P.d;c DE la conduite maitresse

$$H_{wl} = J.l = 0,00350204 \times 30 = 0,105$$

$$\Delta H_s = 0,15 \cdot \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l = 1,15 \cdot 0,105 = 0,121 \text{ m}$$

Avec une hauteur d'eau dans le réservoir  $H = 5 \text{ m}$ ; ET une distance de  $0,5 \text{ m}$  s'opère le trop-plein de la conduite de refoulement

Tableau :

Côte du radier ( m )	Côte du trop-plein ( m )	Volume du réservoir ( m <sup>3</sup> )	Diamètre du réservoir ( m )	Côte du terrain	Remarque
101,12	106,62	1200	13	103,62	semi-enterré

Choix de type de réservoir :

Les réservoirs projetés seront du type semi-enterré . Notre choix a été conduit par les avantages qu'ils présentent.

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée .
- Etanchéité plus facile à réaliser .
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinées..

ipement des réservoirs :

.Adduction : L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse , arrivée noyée , r préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium. anmoins , cette solution présente un inconvénient , qui est celui de vidange par siphonnage rs d'un accident sur l'adduction. On prévoit à cet effet , un clapet anti-retour .Le départ de la nduite de distribution s'effectue à 0,20m au dessus du radier pour empêcher la pénétration des es qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve pour faciliter le brassage de l'eau départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée .Voir fig.n°; fig e

Trop-plein ; Le trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir, l'évacuation a débit d'adduction , pour le cas où la pompe d'alimentation ne serait pas arrêtée.

Il doit donc être dimensionné pour ce débit , et conduire l'eau à l'égout en tenant compte es p.d.cet en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 30 à 4 m / s .

Vidange : Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations , il est nécessaire de pouvoir le vidanger , au moyen d'une con duite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter a siphon servant de garde d'eau ; pour éviter les émanations gazeuses désagréables en renance de l'égout.

Commande par ligne pilote:

-a interrupteur flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir qui enclenche pour un -iveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

Matérialisation de la réserve d'incendie :

cas de fonctionnement normal , les vannes (3) et (1) seront ouvertes la (2) fermée.

cas d'incendie les vannes (2) et (3) seront ouvertes et la vanne (1) fermée. Voir fig n°.

## ENTRETIEN DES RESERVOIRS :

Quelle que soit la nature des réservoirs , leurs structures doivent être l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne tant les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui, y règne.

Isolament et vidange de la cuve.

Élimination des dépôts sur les parois.

Examen de celles-ci et réparations éventuelles.

Désinfection à l'aide de produits chlorés .

Remise en service

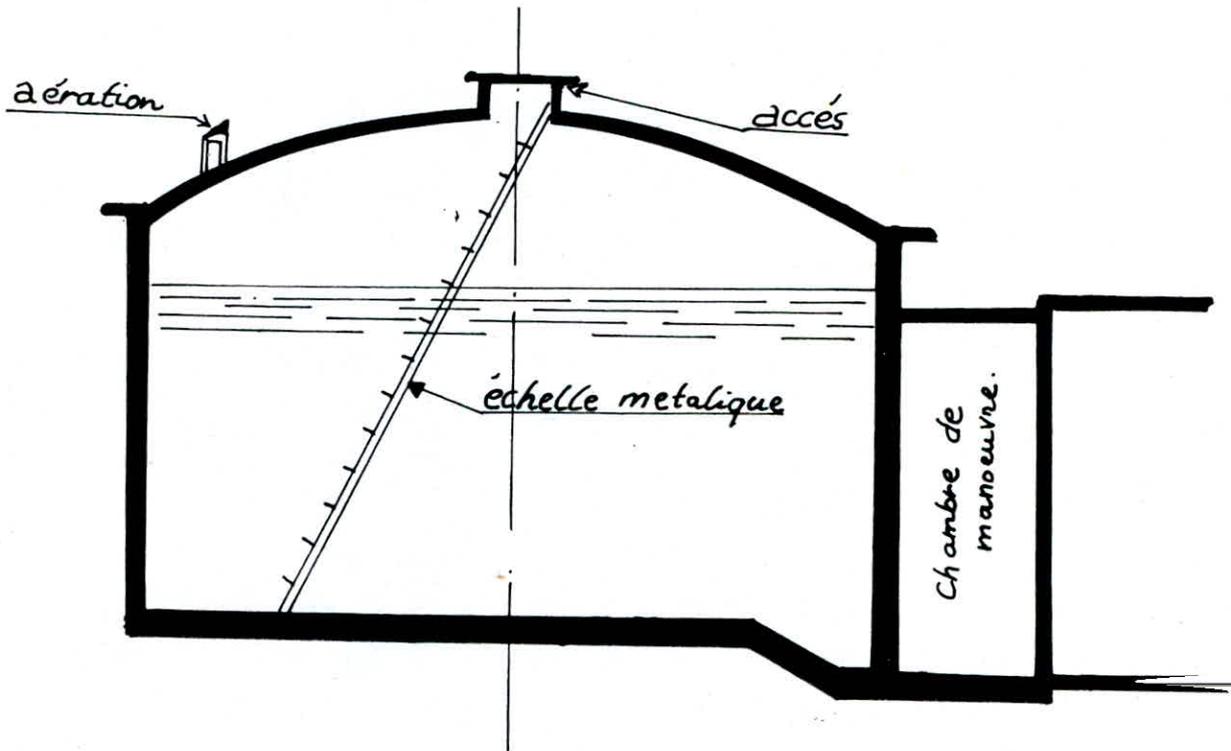


fig 1

Schema en plan des reservoirs jumelés

fig 2

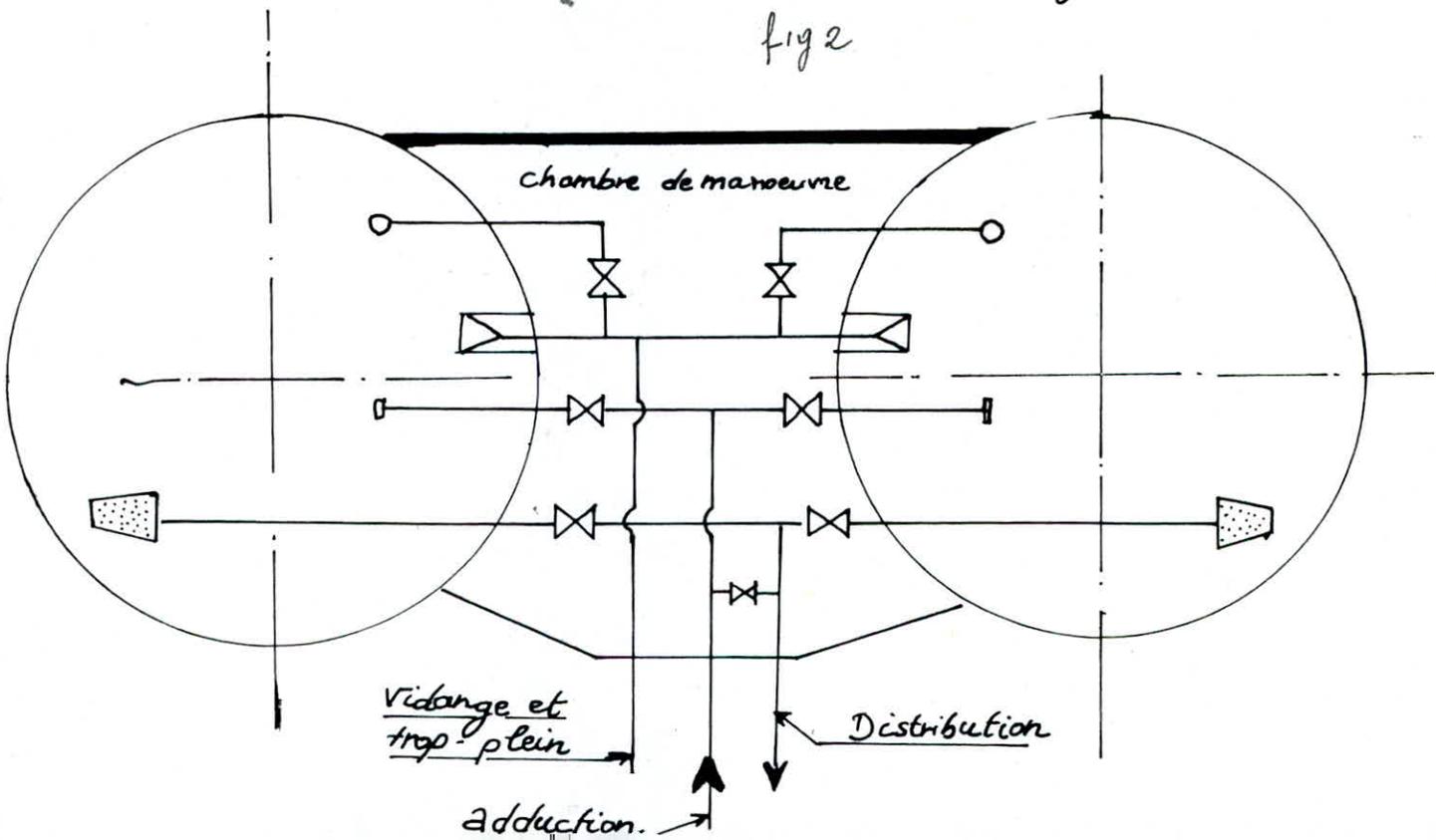


fig. 3

FONTAINERIE D'EQUIPEMENT

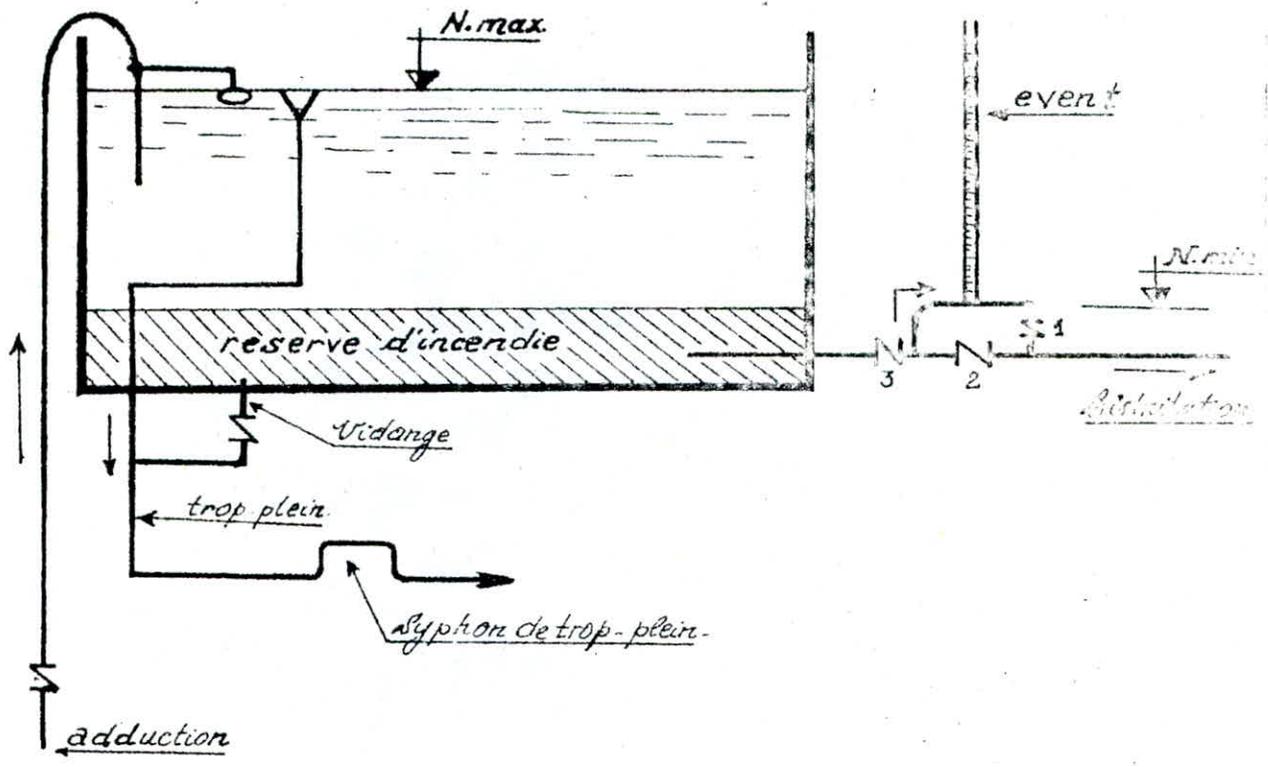
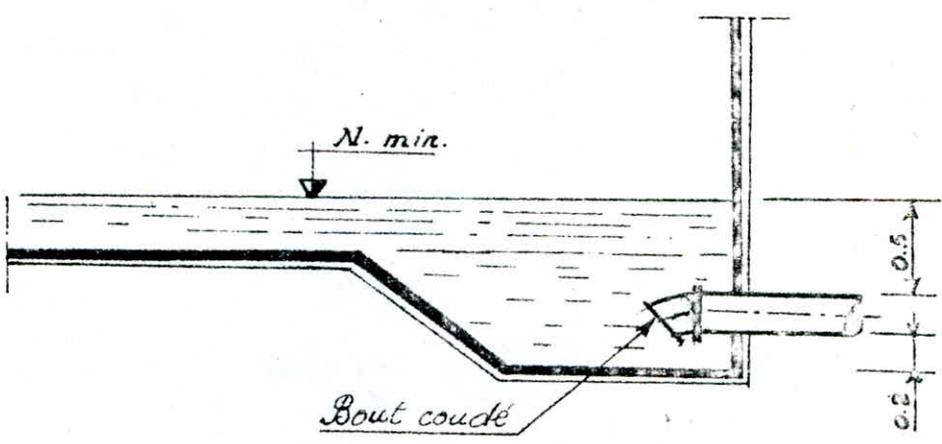


fig. 4

Sépart de la distribution.



## CH V RESEAU DE DISTRIBUTION

Dimensionnement de la conduite d'amenée:

$$Q_p = 91,52 \text{ l/s} = 0,09152 \text{ m}^3/\text{s} = 329,47 \text{ m}^3/\text{h} = 7907,338 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$L = 30 \text{ m} \quad \varepsilon = 10^{-3} \text{ m} = 1 \text{ mm}; \quad V = 1 \text{ m/s} \quad \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q = v \cdot A = v \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{v \cdot \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,09152}{1 \cdot 3,14}} = 0,341 \text{ m}$$

On prendra  $D_n = 350 \text{ mm}$ .

avec une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot 0,09152}{3,14 \cdot 0,35^2} = 0,952 \text{ m/s}$$

Vérification du régime d'écoulement :

$$\frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{1}{350} = 0,00286$$

$$Rr = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,952 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 3,38 \cdot 10^5 \Rightarrow \text{le régime est turbulent rugueux.}$$

Par la méthode classique, en utilisant la formule de DARCY - WEISBACH AVEC

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h}\right)^{-2} = 0,02620$$

$$J = \frac{f V^2}{2g D_h} = \frac{0,02620 \cdot 0,952^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,35} = 3,46 \cdot 10^{-3} \quad \text{d'où } J = J_r = 3,46 \cdot 10^{-3}$$

LA longueur géométrique de la conduite est de 30 m

$$\Delta H = J \cdot L = 0,1038 \text{ m}$$

La perte de charge totale sera :

$$h_t = \dots ?$$

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot \Delta H = 1,15 \cdot 0,1038 = 0,12 \text{ m}$$

IV

Réseau de distribution:

l'in de permettre une alimentation répondant aux besoins de la population et d'assurer une répartition rationnelle de l'eau, le débit a été réparti proportionnellement à la longueur des tronçons.

2 Détermination du débit de soutirage:

1. premier lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices.

Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud.

Ce contour représente la surface desservie par le noeud, connaissant la superficie de chaque

noeud et la dotation spécifique, on détermine le débit soutiré par chaque noeud.

5-3 Détermination de la densité:

$$d = \frac{N}{S} = \frac{18244}{74,3} = 245,54 \text{ hab/ha}$$

N: population totale

S: surface totale des mailles.

# Calcul des débits soutirés

N° DES NOEUDS	N° DES MAILLES	SURFACE DESSERVIE ha	CONSUMMATION SPECIFIQUE L/J/hab	DENSITE hab/ha	POPULATION DANS LA ZONE hab	CONSUMMATION PAR NOEUD m <sup>3</sup> /j	COEFFICIENT DE POINTE K <sub>p</sub>	DÉBIT SOUTIRÉ AUX NOE L/S
1	I	2,453	240,88	245,54	602	145,01	1,8	3,02
2	I II	1,609	— " —	— " —	395	95,15	— " —	1,98
3	I III	2,111	— " —	— " —	518	124,78	— " —	2,60
4	II IX	5,582	— " —	— " —	1371	330,25	— " —	6,88
5	II III IX	0,8	— " —	— " —	196	47,21	— " —	0,98
6	III IV IX	4,753	— " —	— " —	1167	281,11	— " —	5,86
7	II I III	3,775	— " —	— " —	927	223,30	— " —	4,64
8	III IV	3,02	— " —	— " —	742	178,73	— " —	3,72
9	IV V	4,483	— " —	— " —	1101	265,21	— " —	5,53
10	V VI	3,612	— " —	— " —	887	213,66	— " —	4,43
11	VI VII	2,954	— " —	— " —	725	174,64	— " —	3,64
12	V VI VII	4,204	— " —	— " —	1032	248,59	— " —	5,18
13	V IV VII	4,352	— " —	— " —	1069	257,50	— " —	5,33
14	VII	4,598	— " —	— " —	1129	271,95	— " —	5,64
15	VII VIII	5,406	— " —	— " —	1327	319,65	— " —	6,64
16	VIII	2,641	— " —	— " —	649	156,33	— " —	3,24
17	VIII IV	6,604	— " —	— " —	1622	390,71	— " —	8,14
18	IV VIII IX	5,638	— " —	— " —	1384	333,38	— " —	6,94
19	IV VII VIII	5,705	— " —	— " —	1401	337,47	— " —	7,04

5-4: Détermination du débit spécifique

$$q = \frac{Q_j^{\text{moy}}}{N} = \frac{4394,688}{18244} = 0,24088 \text{ m}^3/\text{j/hab} = 240,88 \text{ l/j/hab}$$

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

$$N_i = S_i \cdot d.$$

$S_i$  ; Surface de la zone du noeud.

débit soutiré par le noeud sera:

$$= q \cdot N_i \cdot K_p.$$

$K_p$  : coef de pointe.

5-6 Calcul du réseau maille:

Le calcul du réseau maille est connu par approximation successive selon la méthode de HARDY-CROSS elle repose sur 2 lois.

Première loi : loi de KIRSHOFF.

En un noeud d'une maille quelconque la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortants.

Deuxième loi: Le long d'un parcours orienté et fermé dans une maille la somme des pertes de charges doit être nulle.

5-7 Principe de la méthode d'HARDY-CROSS:

méthode de Hardy-Cross consiste à un choix des débits de 1<sup>ère</sup> approximation ainsi qu'un sens d'écoulement afin de satisfaire la première lois.

On calcule les pertes de charges dans chaque tronçon de la maille. On calcule les pertes de charges par la formule de DARCY-WEILSBECK.

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

$$\Delta H_l = j l g = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D_h} L_g$$

pertes de charges singulières  $\Delta H_s$  sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires  $\Delta H_l$ .

$$\Delta H_s = 0,15 \cdot \Delta H_l = 0,15 \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D_h} L_g$$

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = f \frac{V^2}{2g \cdot D_h} L_g + 0,15 f \frac{V^2}{2g \cdot D_h} L_g = 1,15 f \frac{V^2}{2g \cdot D_h} L_g$$

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

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{en remplaçant dans la formule de } \Delta H_t \text{ on aura :}$$

$$\Delta H_t = 1,15 f \cdot L_g \frac{Q^2}{g D^5 \pi^2}$$

$$\text{posons } L_e = L_g \cdot 1,15 \quad \Delta H_t = 8 \cdot L_e \cdot \frac{f Q^2}{g \pi^2 D^5} = r Q^2$$

avec r: résistance de la conduite.

f: Coefficient de frottement évalué par la formule de Coolbrouk avec  $\epsilon = 10m^{-3}$

Alors la deuxième loi se traduit par l'égalité :

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

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

Détermination du débit correctif d'après cette formule.

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

$\Delta Q$  -débit correctif

$Q_0$  -débit supposé

$Q_1$  -débit corrigé

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

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

Comme  $Q_1$  est petit donc  $\Delta Q_1 \longrightarrow 0$

donc:

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

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

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

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

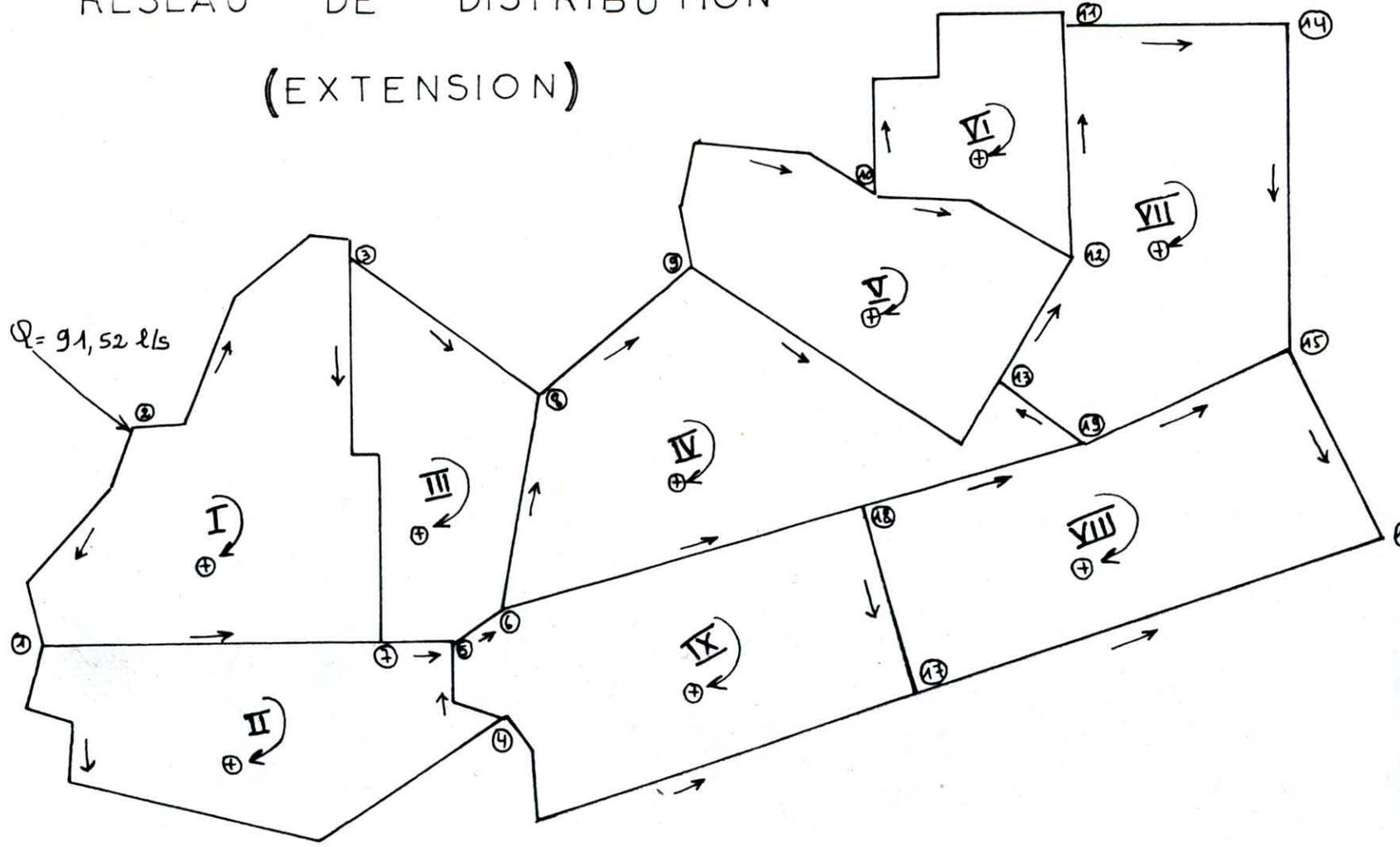
-Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

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

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q < 0,41/s$  et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieure à  $0,5.m$



(EXTENSION)



$Q = 91,52 \text{ l/s}$

I

III

IV

VI

VII

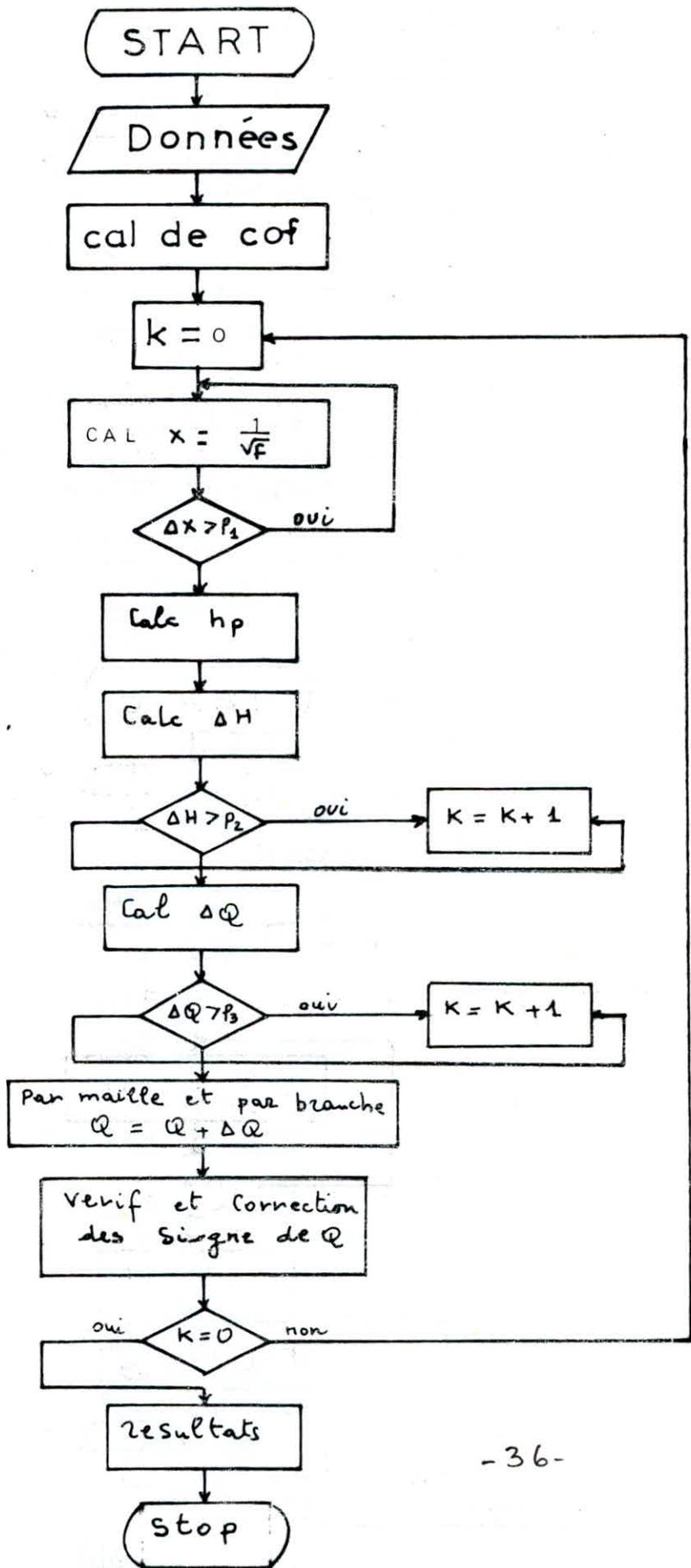
II

V

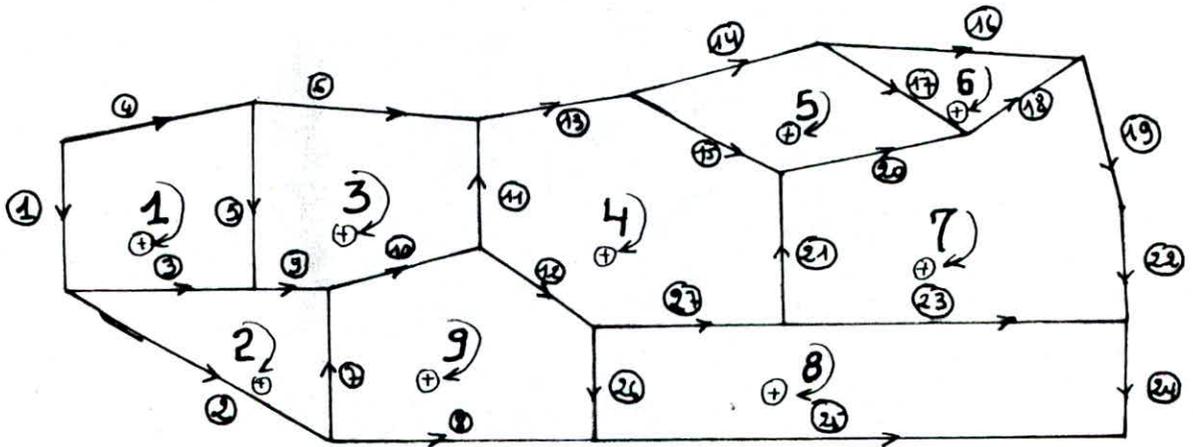
VIII

TABLEAU DES DONNEES

Trançon	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	numéro des Trançons
1-2	282,90	200	29,54	1
1-4	721,68	150	16,00	2
1-7	293,83	150	10,52	3
2-3	272,55	300	60,00	4
3-7	410,44	150	17,40	5
3-8	237,82	250	40,00	6
4-5	174,11	100	3,12	7
4-17	740,60	100	6,00	8
5-7	41,98	200	23,27	9
5-6	110,17	200	25,41	10
6-8	179,40	100	1,55	11
6-18	529,00	200	18,00	12
8-9	428,38	250	37,83	13
9-10	593,40	200	22,28	14
9-13	390,43	150	10,02	15
10-11	372,60	150	17,28	16
10-12	146,05	100	0,55	17
11-12	301,30	100	0,75	18
11-14	460,00	150	14,39	19
12-13	157,55	100	5,38	20
13-19	184,00	100	0,72	21
14-15	374,90	150	8,72	22
15-19	485,30	100	0,30	23
15-16	230,00	150	2,40	24
16-17	552,00	100	0,86	25
17-18	269,00	100	3,00	26
18-19	142,60	150	8,05	27



# Schema de Reseau



nbre de mailles, nbre de branches 9, 27 ; nbre de branches adj 15

$$4, 4, 5, -3, -1,$$

$$4, 3, 9, -7, -2,$$

$$5, -5, 6, -11, -10, -9$$

$$6, 11, 13, 15, -21, -27, -12,$$

$$4, 14, 17, -20, -15,$$

$$3, 16, -18, -17,$$

$$6, 20, 18, 19, 22, -23, 21,$$

$$5, 27, 25, 24, -25, -26,$$

$$5, 10, 12, 26, -8, 7,$$

$$\begin{array}{r} 9 \\ 27 \\ 15 \\ \hline 51 \end{array} \quad \text{verifier.}$$

TABLEAU DES RESULTATS

Trançon	Q (l/s)	V (m/s)	$\Delta H$ (m)	numéro des Trançons
1-2	26,702	0,850	1,274	1
1-4	9,594	0,543	1,950	2
1-7	14,088	0,797	1,684	3
2-3	62,838	0,889	0,803	4
3-7	13,484	0,763	2,147	5
3-8	46,753	0,952	1,010	6
4-5	1,648	0,210	0,129	7
4-17	4,362	0,555	3,522	8
5-7	22,923	0,730	0,140	9
5-6	20,294	0,646	0,289	10
6-8	5,960	0,759	1,579	11
6-18	20,395	0,649	1,406	12
8-9	37,073	0,755	1,153	13
9-10	19,518	0,621	1,448	14
9-13	12,025	0,680	1,635	15
10-11	10,730	0,607	1,252	16
10-12	4,338	0,552	0,690	17
11-12	2,682	0,341	0,562	18
11-14	9,771	0,553	1,290	19
12-13	3,523	0,449	0,495	20
13-19	3,142	0,400	0,461	21
14-15	4,101	0,232	0,199	22
15-19	4,131	0,526	2,073	23
15-16	1,612	0,091	0,021	24
16-17	1,648	0,210	0,406	25
17-18	5,426	0,681	1,959	26
18-19	8,019	0,454	0,273	27

# TABLEAU DES RESULTATS.

AVEC INCENDIE

Trouson	Q (l/d)	V (m/d)	ΔH (m)	N°	obs
1-2	31,194	2,993	1,726	1	
1-4	11,377	0,644	2,718	2	
1-7	16,797	0,950	2,372	3	
2-3	75,346	1,066	1,148	4	77
3-7	11,842	0,896	2,954	5	
3-8	56,904	1,159	1,486	6	57
4-5	1,734	0,221	0,141	7	
4-17	6,231	0,793	7,062	8	
5-7	27,989	0,891	0,207	9	
5-6	25,275	0,804	0,445	10	
6-8	6,963	0,886	2,128	11	
6-18	26,878	0,839	2,323	12	
8-9	46,221	0,941	1,778	13	54,
9-10	26,018	0,829	2,538	14	39,
9-13	14,673	0,830	2,419	15	
10-11	16,473	0,932	2,898	16	34,
10-12	5,095	0,649	0,941	17	
11-12	5,111	0,651	1,951	18	
11-14	17,944	1,015	4,231	19	31,
12-13	5,192	0,661	1,053	20	
13-19	4,117	0,524	0,783	21	
14-15	12,874	0,694	1,639	22	25,
15-19	8,275	1,053	8,075	23	
15-16	13,929	0,798	1,287	24	19,
16-17	6,334	0,806	5,429	25	
17-18	9,240	1,049	4,441	26	
18-19	11,188	0,633	0,520	27	

## Calcul des pressions au sol

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

$$s = C_p - C_t$$

s: Pression au sol

t: Cote du terrain

p: Cote piézométrique

Equipement du réseau de distribution:

) Nature des canalisations.

La canalisation du réseau maillé est choisie en amiante ciment et ce pour les causes suivantes:

- Disponibilité sur le marché.
- Présente une excellente résistance à la corrosion.
- Leur légèreté relative réduit le coût du transport.

) Appareils de sectionnement: Robinets - Vannes.

Il est utile en précision des réparations de sectionner des réseaux de distribution on place dans ce cas là des robinets- vannes qui permettent l'arrêt d'écoulement dans chaque tronçon.

Dans les réseaux maillés, on les place de façon à isoler chaque tronçon.

- Pour des pressions inférieures que 1 bars on dispose sur la canalisations des appareils d'incendie.
- Pour éviter en ville seulement des pressions supérieures à 40m qui risquent d'apporter des désordres et certaines bruit désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Il y aurait lieu en vue de les diminuer de prévoir d'installation sur le réseau d'appareil réducteurs de pressions.

# Calcul des pressions au sol.

N° des Mailles	Trançons	ALTITUDES		P. D. C (m)	Cotes piezometriques		Pressions au Sol (m)
		Amons	Avals		Amons	Avals	
I	R-2	92,00	88,45	0,121	92,00	91,879	3,429
	2-3	88,45	70,05	0,803	91,879	92,682	22,632
	3-7	70,05	41,47	2,147	92,682	94,829	53,359
	7-1	41,47	50,85	-1,685	94,829	93,144	42,294
	1-2	50,85	88,45	-1,274	93,144	91,870	21,82
II	1-7	50,85	41,47	1,685	93,144	94,829	53,359
	7-5	41,47	36,64	0,140	94,829	94,969	58,329
	5-4	36,64	37,87	-0,129	94,969	94,840	56,97
	4-1	37,87	50,85	-1,950	94,840	92,89	42,04
III	3-8	70,05	38,81	1,010	92,682	93,692	54,882
	8-6	38,81	38,18	-1,579	93,692	92,113	53,333
	6-5	38,18	36,64	-0,289	92,113	91,824	55,184
	5-7	36,64	41,47	-0,140	91,824	91,684	50,214
	7-3	41,47	70,05	-2,147	91,684	89,537	19,487
IV	8-9	38,81	46,02	-1,153	93,692	94,845	48,825
	9-13	46,02	36,96	1,635	94,845	96,48	59,52
	13-19	36,96	37,09	-0,461	96,48	96,019	58,329
	19-18	37,09	36,98	-0,273	96,019	95,746	58,766
	18-6	36,98	38,18	-3,406	95,746	94,340	56,160
	6-8	38,18	38,81	-1,579	94,340	95,919	57,109
V	9-10	46,02	53,91	-1,448	94,845	96,293	42,383
	10-12	53,91	37,13	0,690	96,293	96,983	59,673
	12-13	37,13	36,96	-0,495	96,983	96,488	59,528
	13-9	36,96	46,02	-1,635	96,488	94,853	48,833
VI	10-11	53,91	45,30	1,252	96,293	97,545	52,245
	11-12	45,30	37,31	-0,562	97,545	96,983	59,673
	12-10	37,31	53,91	-0,690	96,983	96,293	42,383
VII	11-14	45,30	38,49	1,290	97,545	98,835	60,345
	14-15	38,49	38,06	0,199	98,835	99,034	66,974
	15-19	38,06	37,09	-2,073	99,034	96,961	59,871
	19-13	37,09	36,96	0,461	96,961	97,422	60,462
	13-12	36,96	37,31	0,495	97,422	97,917	60,607
	12-11	37,31	45,30	0,562	97,917	98,479	53,179
VIII	15-16	38,06	60,81	0,021	99,034	99,055	38,245
	16-17	60,81	58,00	-0,406	99,055	98,649	40,649
	17-18	58,00	36,98	-1,959	98,649	96,690	59,71
	18-19	36,98	37,09	0,273	96,690	96,963	59,873
	19-15	37,09	38,06	2,073	96,963	99,036	60,978
IX	18-17	36,98	58,00	-1,959	96,690	98,649	40,649
	17-4	58,00	37,87	3,522	98,649	95,127	57,257
	4-5	37,87	36,64	0,129	95,127	95,256	58,616
	5-6	36,64	38,18	0,289	95,256	95,546	57,365
	6-18	38,18	36,98	-1,406	95,546	96,951	59,971

### Robinets- Vannes ( R.V)

La pose des robinets-vannes doit être faite de telle sorte que la canalisation n'exerce pas d'efforts de traction élevés sur les corps de l'appareil.

On les place généralement dans les regards en maçonnerie de briques ou de ciment. La manoeuvre des robinets- vannes s'effectue à l'aide d'un clé-volant .

### c) Ventouses:

On les introduit sur les conduites au mont de remplissage de celles-ci où l'air dissout véhicule dans l'eau , par la suite l'air dissout s'accumule au point haut en formant des poches d'air susceptibles de produire de violents coup de bélier.

### d) Bouches de lavage:

Sont utilisées pour le lavage des caniveaux et des rues.

### e) Bouches d'incendie:

On les place sur la canalisation d'eau afin qu'on puisse extraire de l'eau pour lutter contre l'incendie . Elles se trouvent en bordures des trottoirs espacées de 400m , leur diamètre est de 100 mm.

### f) Bouches d'arrosage;

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

g) Les tés à 2 à 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale .

h) Les coudes pour permettre le changement de direction .

## CHAPITRE VI

### ADDUCTION :

### INTRODUCTION :

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

### Choix du tracé :

Pour l'établissement de la conduite de refoulement il y aura lieu de tenir compte de certaines impératifs à savoir :

- Chercher le tracé le plus court possible.
- Suivre les accottements de routes en vue de faciliter l'acheminement du matériel.
- Eviter les contres - pentes qui au droit du point haut ainsi formé; peuvent donner lieu en exploitation à des contennements d'air et qui dans le cas du refoulement il peut y résulter en ces endroits une cavitation par suite d'un arrêt inopiné.
- Eviter les profils horizontaux.

Le tracé à été établie sur une carte topographique 1/2000.

### Conditions Economiques :

Il existe un diamètre économique pour chaque conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suit des diminutions des pertes de charge.
- Frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

## Choix du type de conduites

Le choix entre les différents types des conduites est établi sur des critères d'ordre technique à savoir, le diamètre et la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture, et le transport à pied - d'oeuvre nous avons préféré des conduites en acier.

### Les Avantages :

- Par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus au moins accidenté.
- Très économiques et disponible sur le marché national.
- Les conduites en acier résistent à des pressions importantes supérieur à 20 bars.
- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport.

BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN ACIERS  
 LOT ADDUCTION.

DIA METRE Q mm	TUYAU (ml) DA	SOUDURE DA	TERRASSEMENT DA	POSE DA	TRANSPORT ET MANUTENTION DA	PRIX DE REVIENT AU ml DA
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

## ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE REFOULEMENT.

Pour élever un débit " Q " à une hauteur géométrique " Hg " donnée, on peut choisir différents diamètres. Si on prend un grand diamètre, les frais d'investissement seront élevés par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles.

Mais si on prend un diamètre plus faible, le contraire sera observé. Il est donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir des dépenses minimales.

Détermination du diamètre économique :

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

D : Diamètre approximatif (m).

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

Puis nous donnons une série de diamètres normalisés inférieurs et supérieurs à celui calculé.

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

### METHODE DE CALCUL DE L'ADUCTION PAR REFOULEMENT PAR MULES UTILISEES :

Pertes de charges : il y a 2 types de p de, singulières et linéaires.

Les p de linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations elles sont données par la formule  $DH = J.L$ .

ou J est calculé par la formule de DARCY - WEISSBACH.

$$J = \frac{R V^2}{2g D_h}$$

D<sub>h</sub> : Diamètre hydraulique de la conduite (m)

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

F : Coefficient frottement adimensionnel.

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

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right]^{-2}$$

Ainsi nous commençons les itérations par une valeur approximative de coefficient  $f$  donné par la formule de NIKURADSE.

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

$\frac{\epsilon}{D_h}$  : Rugosité relative de la conduite adimensionnel

: " Absolue " (n).

$R_e$  : Nombre de Reynolds  $R_e = \frac{V D}{\nu}$

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau pris égale à  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$   
( pour l'eau à  $20^\circ \text{ C}$  ).

Les pdc singulières occasionnées par les robinets vannes, vantouses etc.... Sont estimés à 15 % des pdc linéaires donc :

$$DH_s = 0,15 DH_L$$

$$DH_T = DH_s + DH_L = DH_L + 0,15 DH_L = 1,15 DH_L$$

Calcul de la hauteur manométrique totale HMT :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique  $H_g$  les pdc totales  $DH_t$  ET LES PDC à l'aspiration:

$$DH_{asp} = 0,5 \text{ m.}$$

$$HMT = H_g + DH_t + DH_{asp}.$$

\* Puissance absorbée par la pompe : P.

Elle est donné par la formule  $P = \frac{P \cdot 9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$

P : Masse volumique de l'eau  $1000 \text{ Kg/m}^3$ .

$\eta$  : Rendement de la pompe  $\eta = 70 \%$

On peut écrire la formule  $P = \frac{9,81 Q \cdot HMT}{\eta}$  ( Kw )

\* Energie consommée annuellement : E.

Elle est donné par la formule  $E = P \cdot 24.365$ .

Le tarif de l'énergie d'après la SONEGAS est.

$$c = a + c p c + d p a + \sum c h n h.$$

avec : a : redevance fixe = 28 DA ) mois.

Cpc : puissance mise à disposition

dpa : puissance absorbée.

en : Coefficient de pondération.

C = 2,10 DA /Kw / mois.

d = 9,8 DA/Kw / mois.

cpa + dpa = terme de puissance.

ch nh = consommation effective d'énergie en général on a 3 tarifs d'énergie au cours de la journée.

\* Heures de pointes : 17<sup>h</sup> - 21<sup>h</sup>.

ch<sub>1</sub> = 0,4735 DA/Kwh.

$$n_1 h_1 = \frac{4}{24} = 0,167$$

\* Heures pleines : 6<sup>h</sup> - 17<sup>h</sup> et 21<sup>h</sup> 30 - 22<sup>h</sup> 30.

ch<sub>2</sub> = 0,09<sup>9</sup> DA/Kwh.

$$n_2 h_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521.$$

\* Heures creuses : 22<sup>h</sup> 30 - 6<sup>h</sup>.

ch<sub>3</sub> = 0,024<sup>8</sup>

$$n_3 h_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312.$$

d'où ch - nh = ch<sub>1</sub> nh<sub>1</sub> + ch<sub>2</sub> nh<sub>2</sub> + ch<sub>3</sub> nh<sub>3</sub>.

donc  $ch \cdot nh = 0,1379 \text{ DA/Kwh}$   
c = a + cpc + dpa +  $\sum$  ch. nh

$$c = \frac{28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379}{24 \times 30} = 0,19 \text{ DA/Kwh.}$$

$c = 0,19 \text{ DA/Kwh.}$

\* Annuité :

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux

de 8 % d'où

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

avec i : taux d'intérêt égal à 8 %

\*Le débit de refoulement vers le réservoir est le débit de Q max :

$$Q_j \text{ max} = 219,65 \text{ m}^3/\text{h} = 5271,6 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le débit de pompage disponible est des 2 puits :

$$Q_p = 20 + 45 = 65 \text{ l/s} = 5616 \text{ m}^3/\text{j} = 234,0 \text{ m}^3/\text{h}.$$

La différence est de :  $176,6 \text{ m}^3$ .

pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de  $200 \text{ m}^3$

La hauteur de la tranche d'eau dans la bache  $H = 5 \text{ m}$  on prend une bache de forme carrée.

$$V = S.H = a.a.H,$$

$$a = \sqrt{\frac{V}{H}} = \sqrt{\frac{200}{5}} = 6,32 = 7 \text{ m}.$$

La bache comprend une conduite de trop plein et une conduite de vidange.

On prévoit une lame d'air d'épaisseur de  $0,5 \text{ m}$ .

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

$$\boxed{CtB.R = 60 \text{ m}}$$

$$F_1 \text{ est } Q_1 = 20 \text{ l/s}.$$

$$F_2 \text{ est } Q_2 = 45 \text{ l/s}.$$

$$\text{TOTAL : } Q = Q_1 + Q_2 = 20 + 45 = 65 \text{ l/s}.$$

Le temps de pompage : qui sera  
avec le débit horaire des deux forages :

$$\frac{65 \cdot 3600}{1000} = 234 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$1000$$

Le temps de pompage :  $t = \frac{5271,6}{234} = 22,53 = 23 \text{ heures}.$

$$234$$

Refoulement :

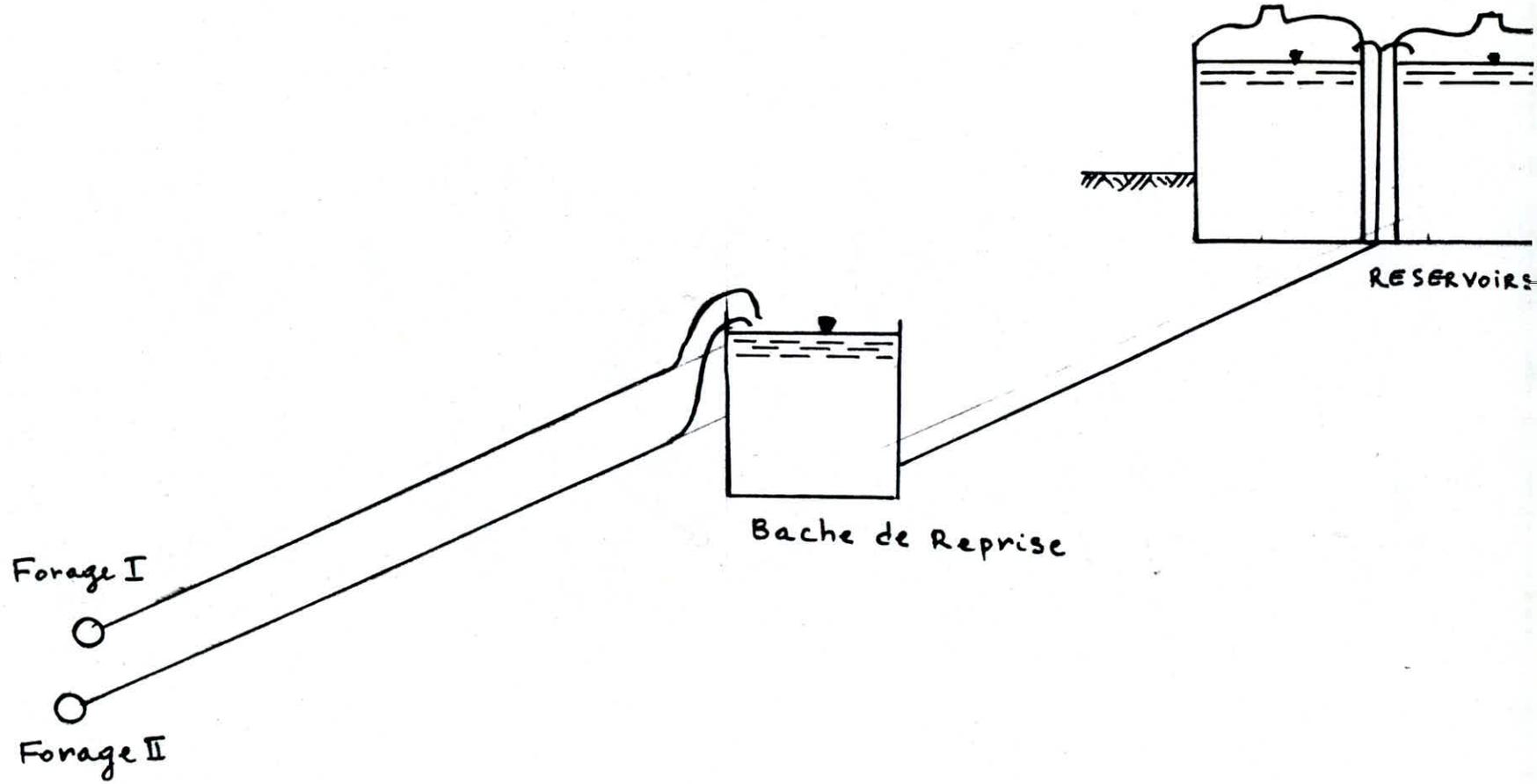
Temps	$\Delta t$ (h)	temps de Refoulement	Volume refoulé $m^3$	Volume refoulé Cumulé ( $M^3$ )
0 - 4	4	4	878,6	878,6
4 - 10	6	6	1317,9	2196,5
10 - 16	6	6	1319,9	3514,4
16 - 20	4	4	878,6	4393
20 - 24	4	4	878,6	5271,6

Pompage

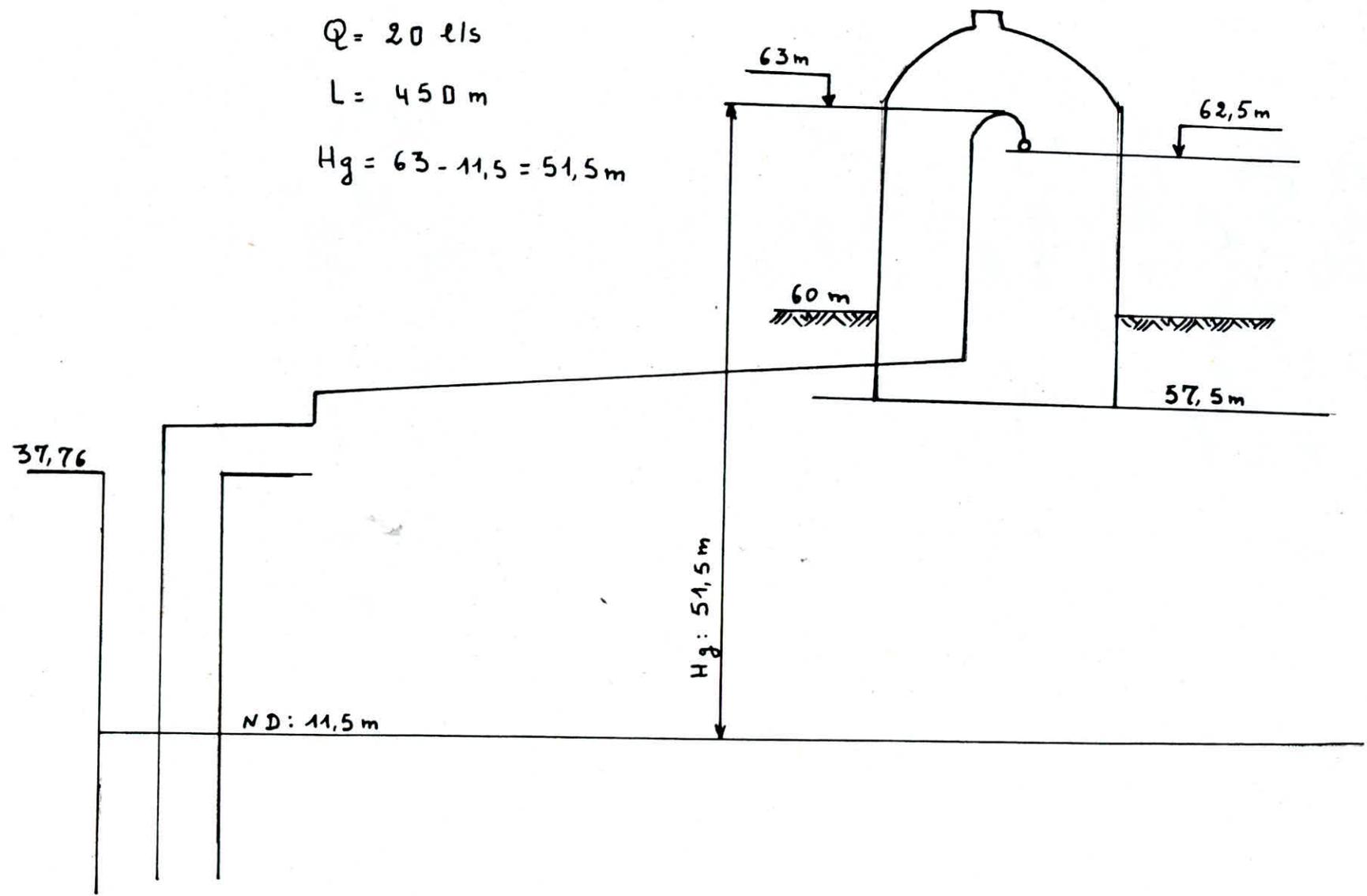
Temps	$\Delta t$ (h)	temps de pompage (h)	Volume pompé $m^3$	Volume pompé Cumulé $m^3$
- 4	3	3	702	702
- 10	6	6	1404	2106
- 16	6	6	1404	3510
- 20	4	4	936	4446
- 24	4	4	936	5382

Temps	0 - 4	4 - 10	10 - 16	16 - 20	20 - 24
$\sum V_c$ ( $m^3$ )	176,6	90,5	4,4	53	110,4

VARIANTE N° 1



$Q = 20 \text{ l/s}$   
 $L = 450 \text{ m}$   
 $H_g = 63 - 11,5 = 51,5 \text{ m}$



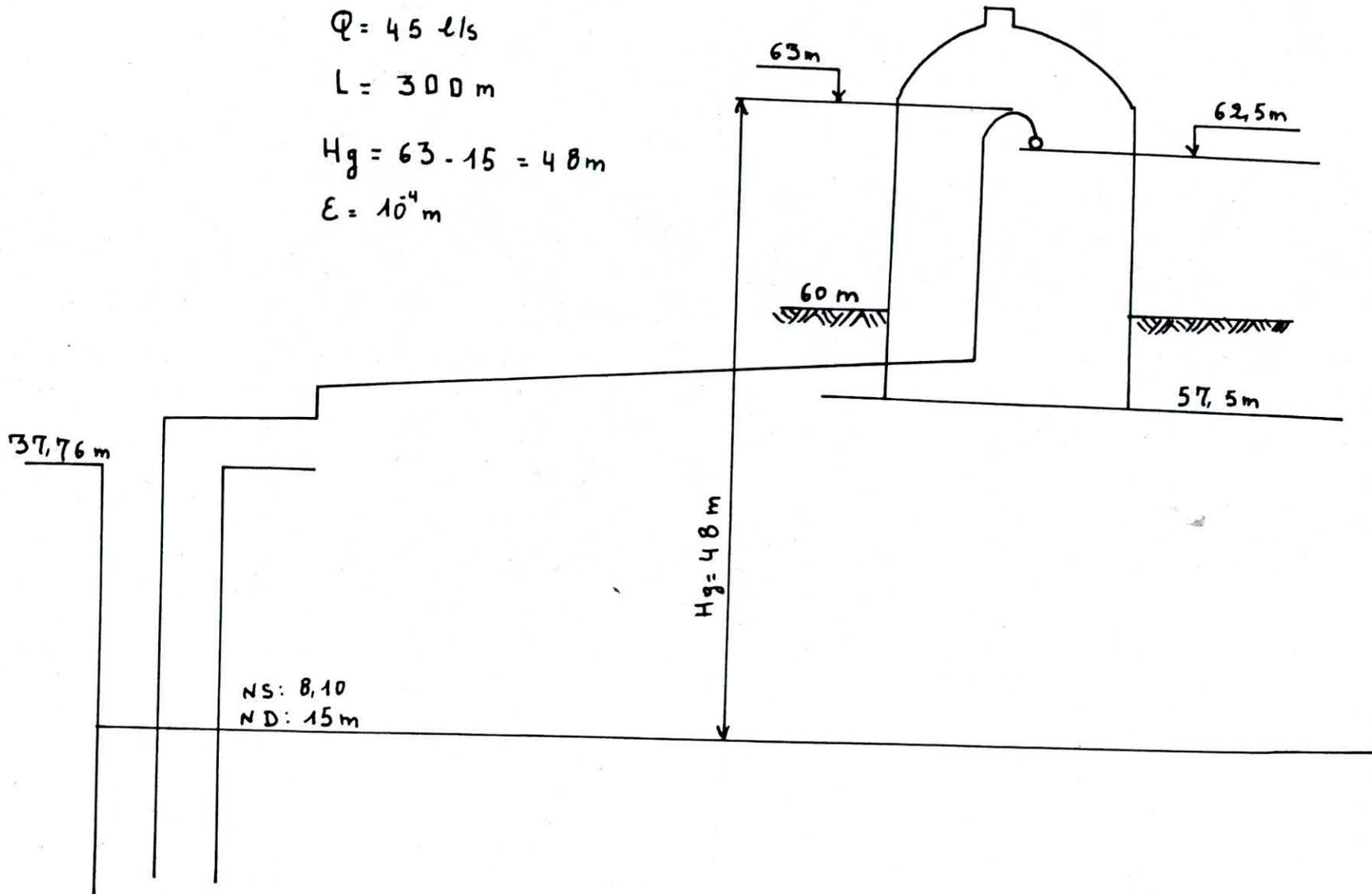
FORAGE II - BACIN DE REPRISE

$$Q = 45 \text{ l/s}$$

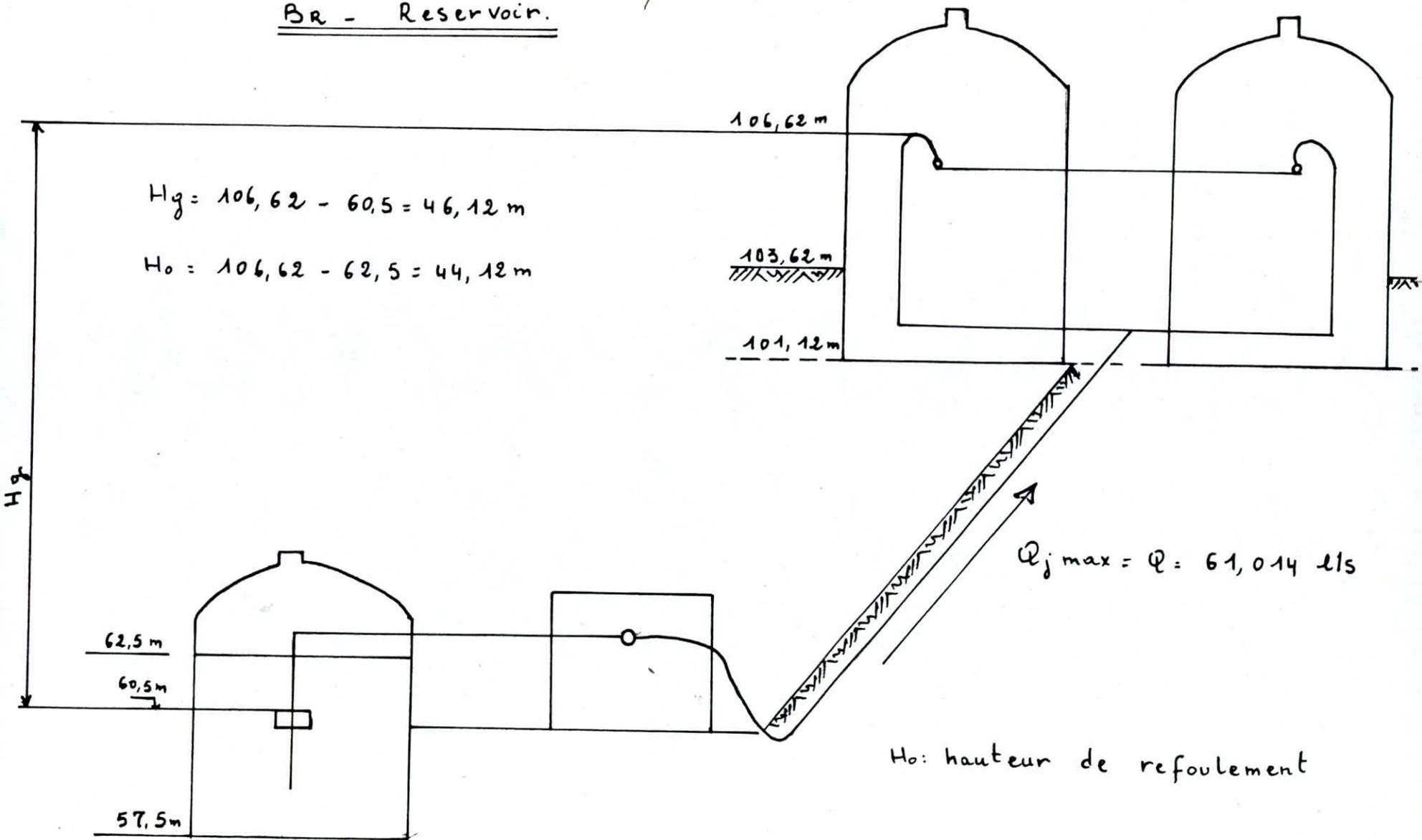
$$L = 300 \text{ m}$$

$$H_g = 63 - 15 = 48 \text{ m}$$

$$E = 10^{-4} \text{ m}$$



BR - Reservoir.



$$H_g = 106,62 - 60,5 = 46,12 \text{ m}$$

$$H_o = 106,62 - 62,5 = 44,12 \text{ m}$$

106,62 m

103,62 m

101,12 m

$$Q_{j, \max} = Q = 61,014 \text{ l/s}$$

$H_o$ : hauteur de refoulement

Forage n° I - Bâche de reprise

$$Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{ND} = 11,5 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10^{-4} \text{ m}$$

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

$(\text{m}^3/\text{s})$	D (m)	v (m/s)	L (m)	Re $10^5$	J	$\Delta H_L$	$\Delta H_s$	$\Delta H_e = \Delta H_L + \Delta H_s + \Delta H_{asp}$	Fc	H <sub>G</sub>	H MT
0,020	0,15	1,13	450	1,69 .8	0,00786	3,54	0,53	4,57	0,01812	51,5	56,07
	0,20	6,637		1,27	0,00175	0,7873	0,118	1,406	0,016968		52,91
	0,25	0,400		1,02	0,00055	0,240	0,037	0,735	0,01615		52,29
	0,30	0,28		0,8	0,00021	0,095	0,014	0,609	0,01553		52,11

Frais

Forage 1 - B .R .

Amortissement

D ( mm )	longueur	Prix du m l (DA)	Prix de la conduite Po:DA	A = 0 ,088827 P.c.A
150	450	184 ,93	83218 ,5	7392 ,05
200	450	229 ,56	103302 ,0	9176 ,01
250	-	267 ,22	120249	10681 ,36
300	-	337 ,07	151681 ,5	13473 ,41

Le rendement de pompage est fixé à 70 %

Exploitation

D ( mm )	Hmt ( m )	P = $\frac{9,81Q \cdot Hmt}{\eta \cdot KW}$	Puissance Annuelle E = P .23 .365	Prix de l'énergie R = E . e ; e = 0 ,19
150	56 ,07	47 ,94	402456 ,3	76466 ,697
200	52 ,91	45 ,24	379789 ,8	72160 ,06
250	52 ,29	44 ,77	375844 ,15	71410 ,39
300	52 ,11	44 ,56	374081 ,2	71075 ,43

Bilan

D(m)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA )	Total (DA )
150	7392 ,05	76466,697	83858 ,75
200	9176 ,01	72160 ,06	81336 ,07
250	10681 ,36	71410 ,39	82091 ,75
300	13473 ,41	71075 ,43	84548 ,84

Notre diamètre économique correspond au  $\phi$  200 mm .

Forage n° II - Bâche de reprise.

$Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$        $ND = 15 \text{ m}$

$\varepsilon = 10^{-4} \text{ m.}$

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

$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	(m)	Re 10 <sup>5</sup>	J	$\Delta H_L$	$\Delta H_s$	$\Delta H_t$	Re	H <sub>g</sub>	H <sub>HT</sub>
	0,15	2,55	300	3,03	0,04002	12,012	1,00	14,312	0,01072	42	62,312
	0,20	1,43		2,06	0,000042	2,653	0,398	3,551	0,016960		51,551
	0,25	0,92		2,3	0,0027060	0,836	0,125	1,461	0,01615		49,461
	0,30	0,64		1,92	0,0010007	0,324	0,049	0,873	0,01553		48,073
	0,35	0,47		1,65	0,000403	0,145	0,022	0,667	0,015025		48,667

D ( mm )	longueur	Prix du m l	Prix de la conduite Pc : DA	A = 0 , 088827 P c. A .
200	300	229 , 56	68868	6117 , 34
250	-	267 , 22	80166	7120 , 91 ,
300	-	333 , 07	99921	8875 , 68
300	-	437 , 60	131280	11661 , 21

= 70 %

D ((mm))	H mt ( m )	$P = \frac{A \cdot 9,81 \cdot Q}{m} \cdot Hmt$	Puissance Annuelle $E = P \cdot 23.365$	Prix de l'énergie $R = E \cdot e ( e = 0 , 19 )$
200	51 , 55	44 , 08	370051 , 6	70309 , 80
250	49 , 46	42 , 29	355024 , 55	67454 , 67
300	48 , 87	41 , 79	350827 , 05	66657 , 14
350	48 , 67	41 , 62	349399 , 9	66385 , 98

Bilan

D ( mm )	Amortissement	Exploitation	Total
200	6117 , 34	70309 , 80	76427 , 14
250	7120 , 91	67454 , 67	74575 , 58
300	8875 , 68	66657 , 14	75532 , 82
350	11661 , 21	66385 , 98	73047 , 19

Notre diamètre économique correspond au  $\phi$  250 mm .

BACHER - RESERVOIR.

$$Q = 0,061014 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\varepsilon = 10^{-4} \text{ m}$$

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

$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	Re 10 <sup>5</sup>	J	$\Delta H_L$	$\Delta H_s$	$\Delta H_T$	Fc	Hg	HMT
0,061014	0,25	1,24	210	3,10	0,00506	1,063	0,159	1,722	0,016151	46,12	47,042
	0,3	0,86		2,50	0,00195	0,4095	0,061	0,971	0,01553		47,091
	0,35	0,63		2,20	0,000860	0,102	0,027	0,709	0,015025		40,029
	0,4	0,40		1,92	0,0004209	0,0901	0,0135	0,604	0,01461		46,724

Frais Amortissement  
B.R - Réservoir

D mm	(m)	Prix ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	A = 0,088827 A. Pc
250	210	267,22	56116,2	4984,63
300	210	333,07	69944,7	6212,98
350	-	437,60	91896	8162,85
400	-	500,44	105092,4	9335,04

$$\eta = 70\% \text{ Exploitation}$$

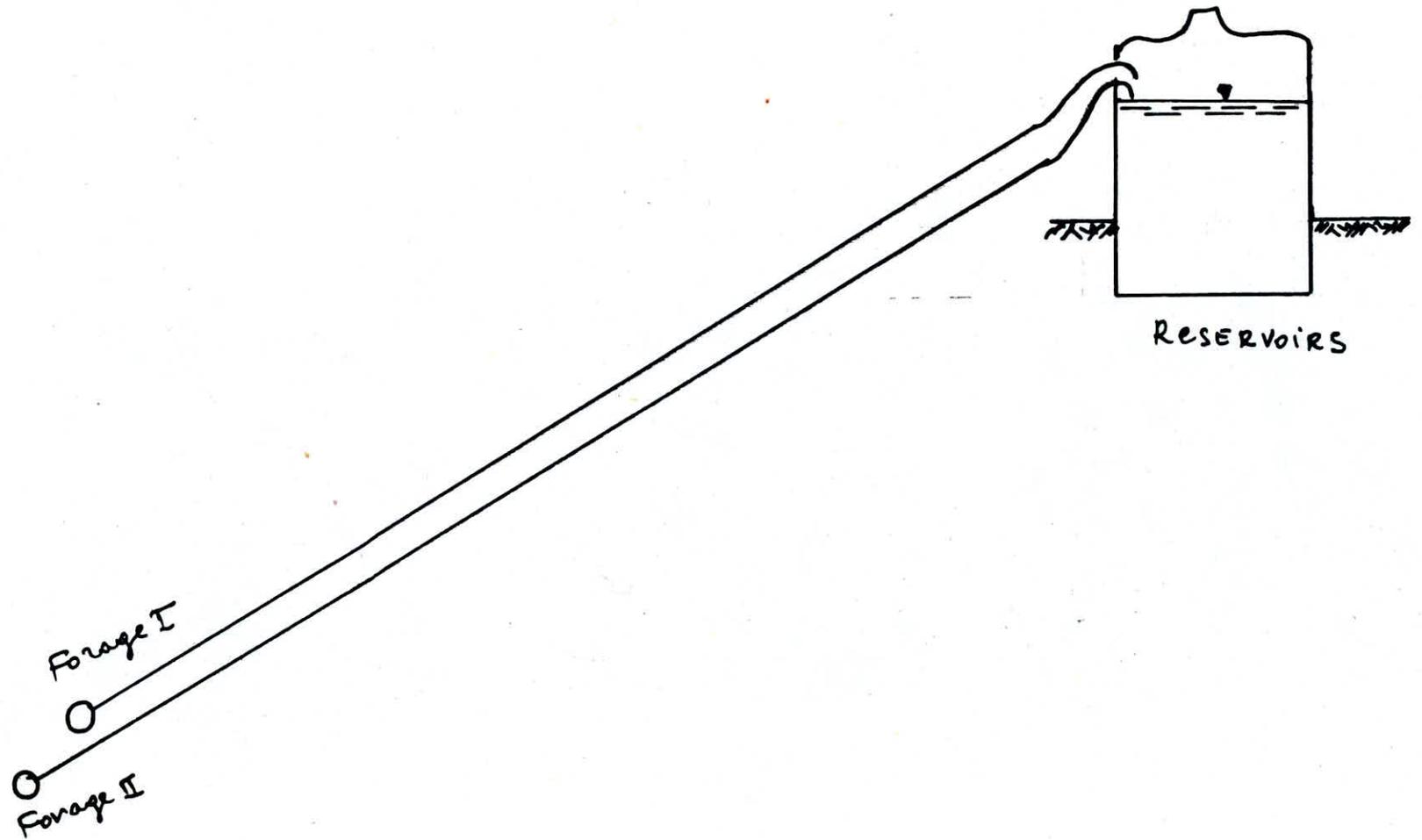
D mm	H mt	$P = \frac{9,810 Q}{\eta} \cdot \text{Hmt}$ (KW)	Puissance Annuelle $E = P \cdot 24 \cdot 365$	Prix de l'énergie $R = E \cdot e; (e = 0,15)$
250	47,84	40,91	358371,6	68090,60
300	47,09	40,28	352765,2	67025,39
350	46,83	40,04	350750,4	66642,58
400	46,72	39,95	349962	66492,78

Bilan

D (mm)	Amortissement DA	Exploitation DA	Total DA
250	4984,63	68090,60	73075,23
300	6212,98	67025,39	73238,37
350	8162,85	66642,58	74805,43
400	9335,04	66492,78	75827,82

Notre diamètre économique correspond au 250 mm .

VARIANTE N° 2)



II Variante

Torço I.

Réservoirs.

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

$$ND = 11,5 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10^{-4} \text{ m}$$

$$\text{CFR } J = 106,62.$$

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

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

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	D (m)	V m/s	(m)	Re $10^5$	J	$\Delta H_L$	$\Delta H_S$	$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S + \Delta H_{\text{asp}}$	$F_0$	$H_g$	HMT
0,020	0,15	1,13	650	1,69	0,00786	5,11	0,77	6,38	0,0101	95,12	101,5
	0,20	0,637	650	1,27	0,00175	1,14	0,17	1,81	0,0169	95,12	96,93
	0,25	0,408	650	1,02	0,00055	0,36	0,05	0,91	0,0162	95,12	96,01
	0,30	0,28	650	0,8	0,00021	0,14	0,02	0,66	0,0155	95,12	95,78



## Forage 1 -Reservoir

## Amortissement

D mm	longueur (m)	Prix du m l DA	Prix de l'aa conduite Pc: DA	A = 0,088827 Pc .A
150	650	184 ,93	120204 ,5	10677,41
200	650	220 ,56	149214	13254,23
250	650	267, 22	173693	15428 ,63
300	650	337, 02	219063	19458, 71

Le rendement de pompage est fixé à 0,70 %

## Exploitation

D mm	Hmt	$P = \frac{9,81 Q}{m} Hmt$	Puissance Annuelle $E = P .23 .365$	Prix de l'énergie $R= E. e \quad e = 0,19$
150	101 ,5	86 ,79	728602, 05	138434 ,39
200	96 ,93	82 ,88	695777, 6	132197 ,74
250	96 ,03	82 ,11	689313 ,45	130969 ,56
300	95 ,78	81 ,90	687550 ,5	130634 ,60

D mm	Amortissement DA	Exploitation DA	Total DA
150	10677,41	138434 , 39	149111,8
200	13254 ,23	132197 , 74	145451 ,97
250	15428 ,63	130969 , 56	146398 ,19
300	19458, 7 1	130634 ,60	150093 ,31

Notre diamètre économique correspond au 200 mm



$\phi = 250 \text{ mm}$   
 $\lambda = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Puits N° 2 RESERVOIR  
 $h = 650 \text{ m}$

$H_g = 94,68 \text{ m}$   
 $\Delta H_{sp} = 0,5 \text{ m}$   
 $\phi = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (m/s)}$	$Re \cdot 10^5$	$f$	$J$	$\Delta H_L$	$\Delta H_S$	$\Delta H_E$	HMT.
0,00	0,45	1,13	0,02998	0,001238	0,810	0,12	0,93	93,05
2,5	0,52	1,30	0,02985	0,001647	1,07	0,16	1,23	93,35
9,9,00	0,56	1,40	0,02979	0,001907	1,24	0,18	1,42	93,54
5,00	0,59	1,47	0,02975	0,002113	1,37	0,21	1,58	93,70
0,70	0,61	1,53	0,02972	0,002257	1,47	0,22	1,69	93,81
5,60	0,65	1,63	0,02968	0,002560	1,66	0,25	1,91	94,03
4,40	0,70	1,75	0,02963	0,002963	1,93	0,29	2,22	94,34
9,00	0,78	1,95	0,02956	0,003670	2,39	0,36	2,75	94,87
7,80	0,88	2,20	0,02950	0,004650	3,030	0,45	3,48	95,6
2,00	0,92	2,30	0,02948	0,005092	3,31	0,50	3,81	
7,70	0,95	2,37	0,02946	0,005426	3,53	0,53	4,06	96,18
2,50	0,98	2,45	0,02945	0,005772	3,75	0,56	4,31	96,43
5,00	1,14	2,85	0,02939	0,007787	5,06	0,76	5,82	97,94
0,00	1,30	3,25	0,02934	0,0101087	6,57	0,99	7,56	99,68

Dmm	longueur	prix du ml	prix de la conduite $P_c : \frac{D}{D_A}$	A: 0,088827 Pc. A
200	650	229,56	149214	13254,23
250	650	267,22	173693	15428,63
300	650	333,07	216495,5	19230,65
350	650	437,60	284440	25265,95

Exploitation  $m = 0,70$ 

Dmm	Hmt (m)	$P = \frac{9,81 \cdot Q}{m} \cdot Hmt$	Puissance Annuelle $E = P \cdot 23.365$	prix de l'énergie $R = E \cdot e ; e = 0,19$
200	98,73	84,42	708705,9	134654,12
250	94,2	80,55	676217,25	128481,28
300	92,93	79,46	667066,7	126742,67
350	92,48	79,08	663876,6	126136,55

Bilan

Dmm	Amortissement	Exploitation	Total
200	13254,23	134654,12	147908,35
250	15428,63	128481,28	143909,91
300	19230,65	126742,67	145973,32
350	25265,95	126136,55	151402,5

Notre diamètre économique correspond au  $\varnothing$  250 mm .

Puissance réelle :

$$P = \frac{\rho g}{1000} \cdot Q \cdot H_{mt} \dots \text{ (KW)}$$

$$H_{MT} = H_g + \frac{f \cdot L}{D} - \frac{8 Q}{\pi^2 g D} = H_g + r \cdot L \cdot Q^2$$

avec r : résistance unitaire de la conduite

$$r = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 g D^5} \quad \text{et} \quad DH = r \cdot L \cdot Q^2$$

f : Coefficient de frottement moyennant la formule de

$$\text{Colbrook : } \frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$$

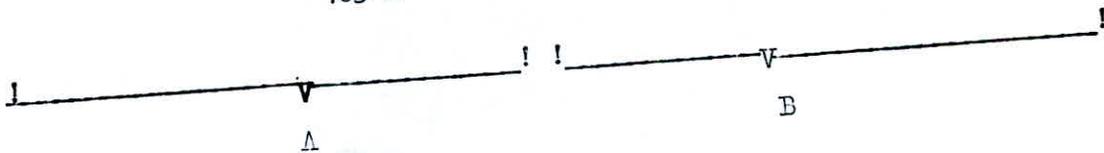
pour une vitesse de  $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$ , viscosité cinématique  
 $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

- Coût fixe et variable :

$$\text{Coût total} = K_1 L \cdot a + K_2 \cdot P \cdot a + K_3 \cdot P \cdot T =$$

$$= K_1 L a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \left( \frac{\rho g}{103 \text{ M}} Q \cdot H_g + \frac{\rho g}{103 \text{ M}} \cdot 2 \cdot L \cdot Q^3 \right) =$$

$$= (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \left( \frac{\rho g}{103 \text{ M}} H_g \right) \cdot Q + K_1 \cdot L a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \frac{\rho g}{103 \text{ M}} L Q^3$$



A : Coût indépendant des diamètres

B : Coût variable.

- Fonction à étudier :

Coût annuel par 1 mètre de longueur de la conduite  
fraction variable en fonction des diamètres choisis.

$$C = K_1 a + (K_2 a + K_3 \cdot t) \frac{\Delta G}{103 H} \cdot Q \cdot r.$$

$K_1$  et  $r$  dépendant du diamètre  $x$ , alors

$$\frac{dc}{dx} = \frac{dK_1}{dx} \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \frac{\Delta G}{103 H} \cdot Q^3 \cdot \frac{dr}{dx} = 0.$$

qui correspond à un minimum de coût (pour  $Q$  donné)

si on disposait d'une gamme continue des diamètres  $x$  le meilleur correspondait à :

$$\frac{dK_1}{dr} = - \frac{\Delta G}{103 H} \cdot Q^3 (K_2 + K_3 \cdot t/a)$$

en réalité, le choix du diamètre est limité à la série normalisée, on peut calculer uniquement des valeurs  $\Delta K_1$  et  $\Delta r$  ( Voir tableau ci-après) entre deux diamètres voisins sur la liste des diamètres disponibles.

Pour un débit  $Q$  donné on peut calculer le membre droit de l'équation et par la suite on cherche le diamètre pour lequel  $\Delta K_1 / \Delta r$  est la plus proche de la valeur calculée

- Courbe des diamètres économiques

pour chaque deux diamètres voisins on peut calculer

$-\Delta K_1 / \Delta r$  et trouver un débit :

$$Q_e^3 = -\frac{\Delta K_1}{\Delta r} \cdot \frac{H}{Ag (K_2 + K_3 \cdot \frac{t}{a}) \cdot 10^{-3}} = -\frac{\Delta K_1}{\Delta r} \cdot A.$$

qui satisfait à l'équation de minimum. C'est le débit pour lequel le " diamètre économique " se trouve juste entre deux diamètres étudiés.

Pour chaque paire de diamètre voisins  $D_i$  et  $D_i + 1$  on calcule :

$$-\frac{\Delta K_1}{\Delta r} \quad \text{et} \quad Q_e = \sqrt[3]{-\frac{\Delta K_1}{\Delta r} \cdot A.}$$

On place le point obtenu, dont les coordonnées sont.

$\frac{1}{2} (D_i + D_{i+1})$  et  $Q_e$  dans le système  $D$  et  $Q$ .

Tous les points permettent de tracer la courbe de diamètres économiques.

Application de la courbe :

Pour un débit donné, on cherche le diamètre normalisé le plus proche de la courbe optimale.

Remarque : La courbe obtenue sera valable que pour les

- paramètres hydrauliques; rugosité absolue, la viscosité et la vitesse  $V_0$  qui est donnée.

- Paramètre de fonctionnement : temps  $t$ .

- Paramètre économiques :

Tableau des prix des conduites .....  $K_1$

Prix de station de pompage .....  $K_2$

Tarif d'électricité .....  $K_3$

Annuité ..... a.

Données de base.

Rugosité  $\epsilon = 10^{-4}$  m.

Vitesse  $V_0 = 0,8$  m/s.

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

Temps  $t = 8760$  h ( 24 X 365 ).

$K_1$  : est en fonction des conduites en acier

$K_2$  : ..... = 6000 DA/Kw pour  $P = 450$  Kw.

$K_3$  : = 0,19 DA/Kw donné par la Sonelgaz.

Annuité = 0,0888274.

# DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

N°	Diametre (mm)	Coût du ml pose compris DA/ml	Resistance Unitaire $S^2/m^4$	$\Delta K$	$-\Delta \tau$	$-\frac{\Delta K}{\Delta \tau}$	Debit economique $Q_c$ $m^3/s$	Coef $a = \frac{D}{\sqrt{Q}}$
1	100	147,31	192,79					
				37,62	169,78	0,22	0,0088	
2	150	184,93	23,01					
				44,63	17,9	2,49	0,0198	
3	200	229,56	5,11					
				37,66	3,52	10,70	0,0321	
4	250	267,22	1,59					
				65,85	0,98	67,19	0,0593	
5	300	333,07	0,61					
				104,53	0,33	316,76	0,0994	
6	350	437,60	0,28					
				62,84	0,14	448,86	0,1116	
7	400	500,44	0,14					
				64,00	0,07	914,29	0,1415	
8	450	564,44	0,07					
				64,01	0,03	2133,67	0,1876	
9	500	628,45	0,04					

COURBE DE BONNIN

$D = \sqrt{Q}$

COURBE DE BRESSE

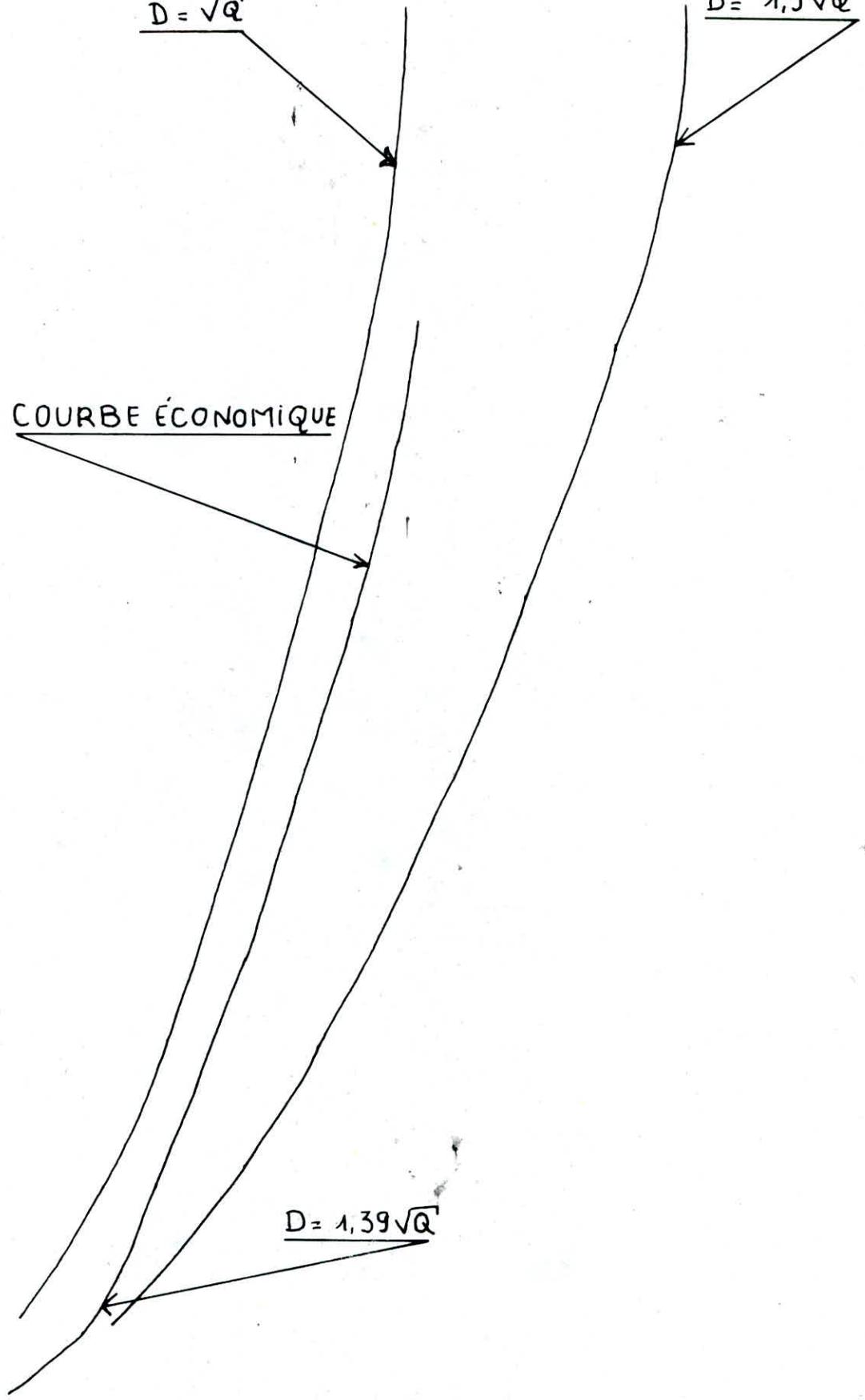
$D = 1,5\sqrt{Q}$

COURBE ÉCONOMIQUE

$D = 1,39\sqrt{Q}$

220  
210  
200  
180  
160  
140  
120  
100  
80  
60  
40  
20

0 100 200 300 400 500 600 700 800



## CHAPITRE VII

### Les Pompes.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées, parcequ'elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

Choix des pompes :

Les hauteurs manométriques, les débits à assurer sont reportés sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable en égard aux conditions de cavitation. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une machine susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

Choix du type de pompe monocellulaires centrifuges :

Notre choix de type de pompe s'est fait d'après le catalogue de construction " Jeumont - SCHNEIDER " en fonction des caractéristiques de refoulement ( deux pour chaque forage, une en marche, la seconde de secours ).

Pour notre projet étant donné que nous avons un surplus donc le choix du type de pompe consiste à réduire cette différence de façon à assurer notre débit maximum journalier, à pourvoir à la ville de Randane Djamel.

A cet effet, on procède à une comparaison entre trois types de variantes.

1°) accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, le débit relevé sera supérieur à celui désiré avec la réduction du temps de pompage .

2°) accepter la caractéristique de la pompe et, varier sur le refoulement de ce fait , on accroît la consommation d' énergie.

3°) Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. Dans ce cas le rendement diminue d'autant que le rognage est plus important.

CHOIX DE POMPE POUR LE FORAGE I:  
 $Q = 18 \text{ l/s} = 64,8 \text{ m}^3/\text{h}$  pour  $H_{mt} = 98,09 \text{ m}$ .

Du catalogue de JEUMONT-SCHNEIDER nous avons opté pour une pompe centrifuge monocellulaire.

TYPE DE POMPE : Mhp 100 - 65 = 315.

$V = 2400 \text{ tr / min}$

$\eta = 63\%$

$\phi = 317 \text{ mm}$

$d = 1$

$\omega = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$

$P = 30 \text{ KW}$

Le point de fonctionnement P<sub>0</sub> donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de

la conduite est décalé au point de fonctionnement désiré P<sub>1</sub> .

Nous allons étudier donc les différents moyens de rapprochement de ces deux points.

1° Variante : Accepter le point de fonctionnement P2 tel qu'il est le débit à relever sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera donc diminuée .

Pour le point P:  $Q = 72 \text{ m} / \text{h} .$

$H = 98,09 \text{ m} .$

P1 :  
 $Q = 64,8 \text{ m} / \text{h} .$

$H = 97,59 \text{ m} .$

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant: 24H EST de:

$$V = 64,8 \cdot 24 = 1555,2 \text{ m}^3$$

$$\text{Le temps de pompage se réduit } T = \frac{V}{Q} = \frac{1555,2}{72} = 21,6$$

$T = 22\text{H}$  donne un rendement 63 %

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{981 \cdot 72 \cdot 98,09}{3600 \cdot 0,63} = 30,55 \text{ KW} .$$

Le temps de pompage est réduit à 22H.

2° Variante : Va mnage sur le refoulement pour créer une perte de charge .

$$P3 - P1 \text{ est de } 99,33 - 97,59 = 1,74 \text{ m}$$

$$\text{La puissance de pompage sera } P = \frac{9,81 \cdot 64,8 \cdot 99,33}{3600 \cdot 0,62} = 28,29 \text{ KW} .$$

3° Variante: Elle consiste au rognage de l'impulseur de la pompe.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2} \quad \text{donc } m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{64,8}{66,25}} = 0,99$$

$$\text{Le pourcentage de rognage } \alpha \text{ est : } 1 - m = 1 - 0,99 = 1\% .$$

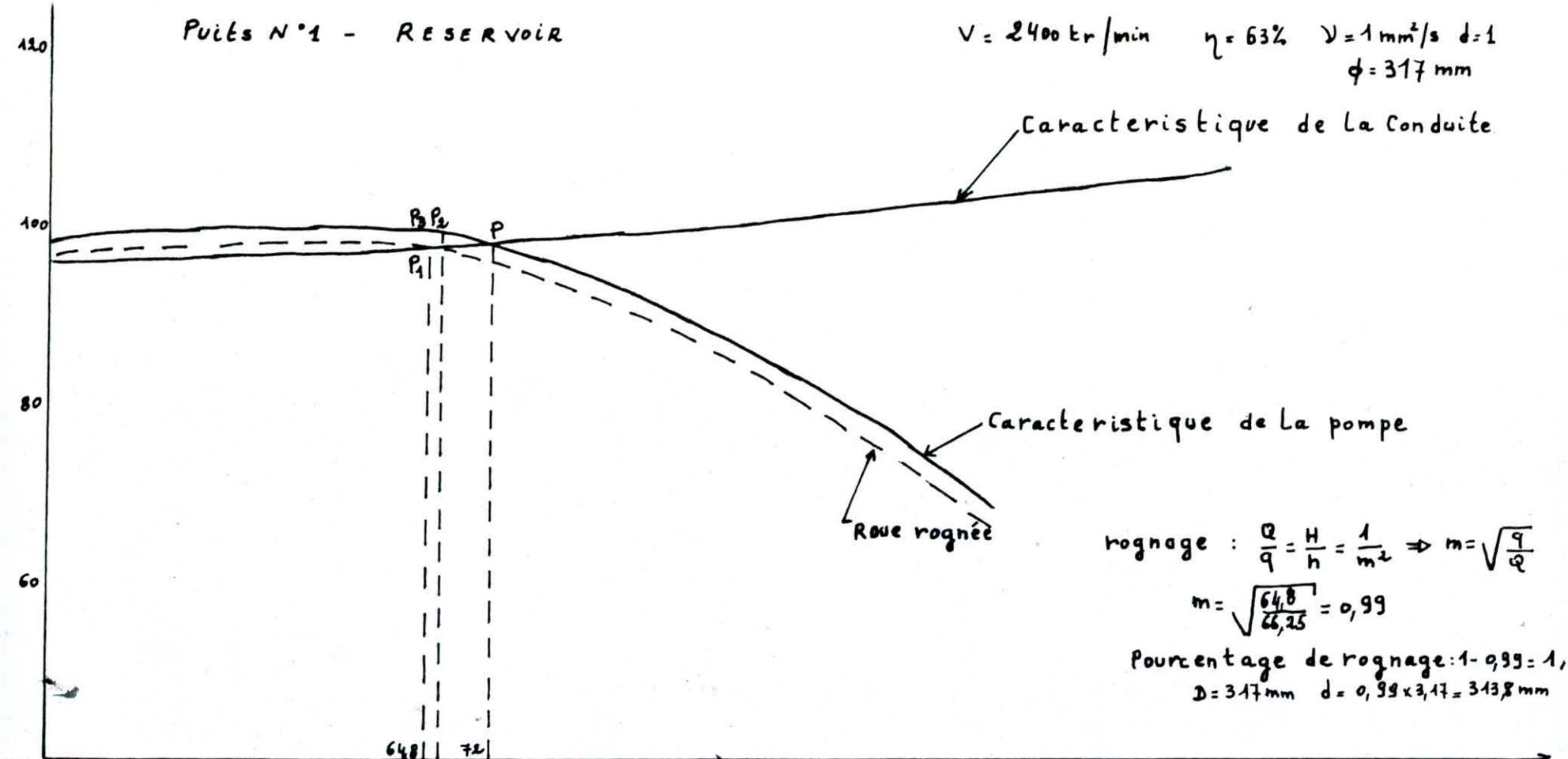
$$\text{La puissance absorbée } P = \frac{981 \cdot 64,8 \cdot 97,59}{3600 \cdot 0,63} = 27,35 \text{ KW} .$$

D'après cette étude des 3 variantes nous optons pour la troisième variante qui est la plus économique car:

On a pour le rognage car le diamètre reste à peu près inchangé.

Puits N°1 - RESERVOIR

$V = 2400 \text{ tr/min}$     $\eta = 63\%$     $\nu = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$     $d = 1$   
 $\phi = 317 \text{ mm}$

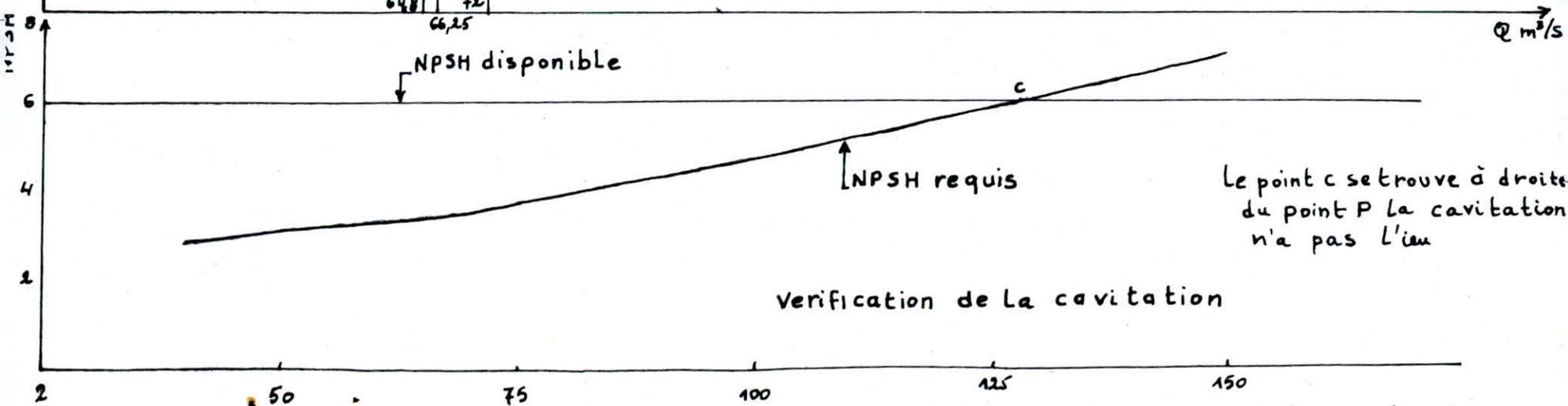


rognage :  $\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2} \Rightarrow m = \sqrt{\frac{q}{Q}}$

$m = \sqrt{\frac{64,8}{66,25}} = 0,99$

Pourcentage de rognage :  $1 - 0,99 = 1,$

$D = 317 \text{ mm}$     $d = 0,99 \times 3,17 = 313,8 \text{ mm}$



Le point c se trouve à droite du point P la cavitation n'a pas lieu

Verification de la cavitation

CHOIX DE POMPE POUR LE FORAGE II :

$$Q = 43 \text{ l / s} = 154,8 \text{ m}^3/\text{h} \text{ avec Hmt} = 95,6 \text{ m} .$$

Du catalogue de construction JEUMONT-SCHNEIDER NOUS optons pour une pompe centrifuge monocellulaire.

Type de pompe : Mhp 125-100-315

$$V = 2600 \text{ tr / min}$$

$$\eta = 73\%$$

$$\phi = 317 \text{ mm}$$

$$d = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$$

$$d = 1$$

$$p = 60 \text{ KW} .$$

Le point de fonctionnement p donne par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de conduite est décalé au point de fonctionnement désiré p1 :

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

1° Variante : Reduction du temps de pompage .

$$\text{au point p : } Q = 205 \text{ m}^3/\text{h} . \quad H = 98 \text{ m} .$$

$$\text{au point p1 : } Q = 154,8 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 95,6 \text{ m}$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{154,8 \cdot 24}{205} = 18,12 = 18 \text{ H}$$

$$\text{d'où la puissance de pompage : } P = \frac{205 \cdot 98 \cdot 9,81}{3600 \cdot 0,72} = 76,04 \text{ KW} .$$

La durée de pompage est considérablement réduite ce qui présente beaucoup d'inconvénients. Le pompage discontinu, pour le mouvement de remontée et de descente de la nappe à l'occasion arrêts et des risques de pompages, il s'effectue un lessivage des terrains pouvant nuire à la qualité de l'eau d'une part et de l'entraînement des particules fines pouvant provoquer le colmatage du puits et l'engorgement de la crépine d'aspiration d'autre part .

2° Variante : Vannage sur le refoulement.

La perte de charge à créer par le vannage ( $P_3 - P_1$ ).

Sera :  $110 - 95,6 = 14,4$  m.

d'où la puissance de pompage :  $981,154,8.110$

$$P = \frac{981,154,8.110}{3600.0,71} = 65,35 \text{ KW}$$

3° Variante: Rognage de la roue de la pompe;

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{154,8}{165}} = 0,97.$$

Le pourcentage de rognage est:  $1 - m = 1 - 0,97 = 0,03 = 3\%$ .

d'où la puissance absorbée sera:

$$P = \frac{981.154,8.95,6}{3600.0,72} = 56,01 \text{ kw.}$$

Sachant que:  $Q = \frac{D^2}{d^2} \cdot \frac{1}{m^2}$  d'où  $m \cdot D = d = 0,97.317$   
 $d = 307,49$  mm.

d'après l'étude de ces trois variantes nous optons pour la 3e qui est la plus économique car:

- On a préféré un rognage du diamètre.

- La puissance absorbée est inférieure à celle absorbée par vannage.

RH016/85

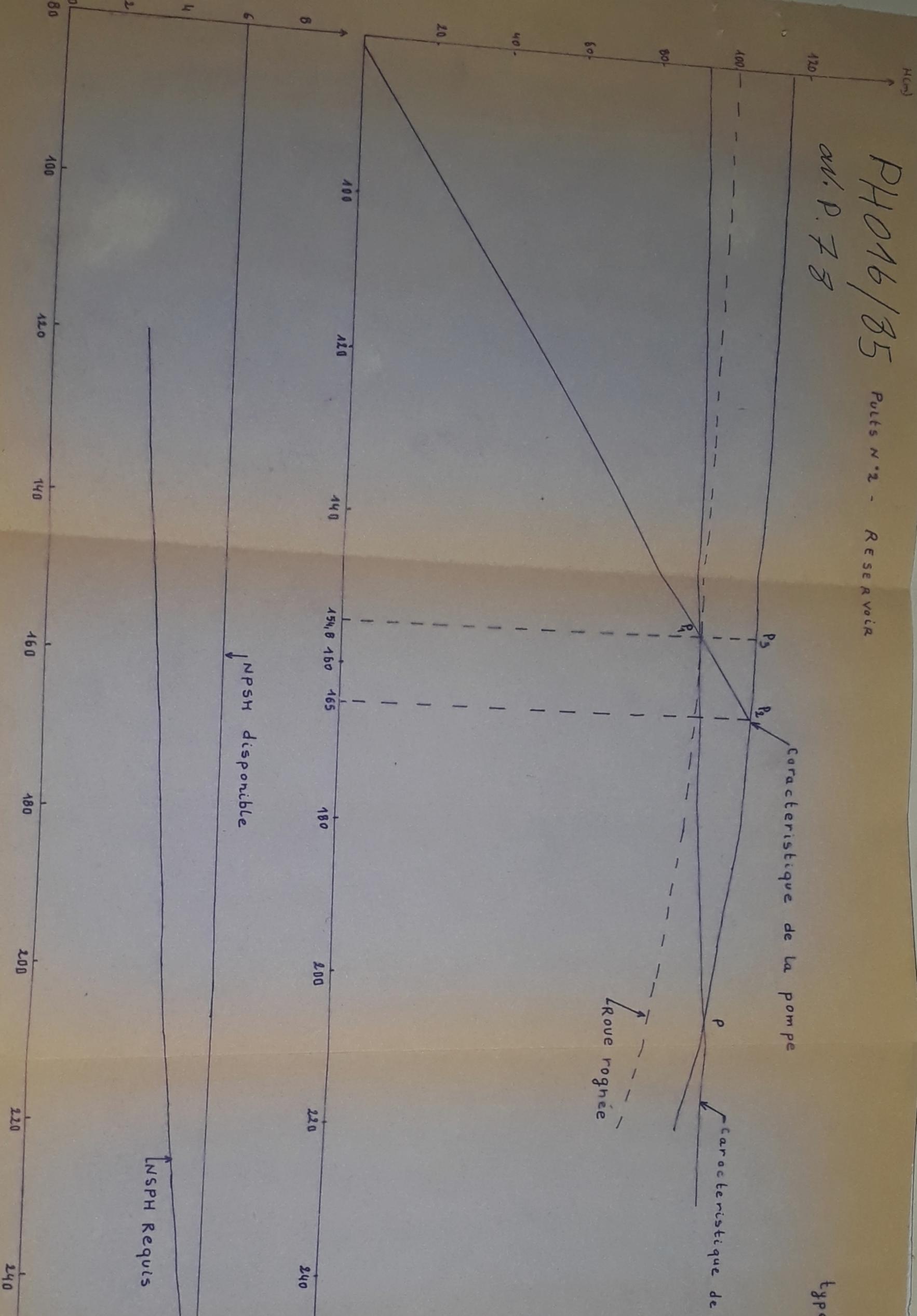
M. P. 78

Puits N°2 - Reservoir

Type de pompe MHP 125-100-315

$V = 2600 \text{ ltr/min}$   $\eta = 73\%$   $D = 1 \text{ m}^2/\text{s}$

$d = 1$   $\phi = 317$



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

$m = \sqrt{\frac{154.8}{165}} = 0.97$

Pourcentage de rognage  $1 - 0.97 = 3\%$

$D = 317 \text{ mm}$

$d = 0.97 \times 317 = 307.49 \text{ mm}$

Verification de la cavitation

le point C se trouve à droite du point P, la cavitation n'a pas lieu

Equipement de la station de pompage :

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprenant en dehors des pompes elles - même.

- Les équipements d'aspiration.
- Les équipements de refoulement.

Equipement en amont : aspiration.

Grille : Ces dispositifs ne sont utilisés que pour les pompages d'eau brute afin d'éviter l'entrée des corps solides dans les pompes il existe deux types principaux de grilles.

- Les grilles fixées à barreaux dont le nettoyage est assuré soit manuellement, soit automatiquement par des râpeaux mécaniques.
- Les grilles tournantes, à toiles métalliques disposées en bandes ou en tambour. Le nettoyage s'effectue par lavage de la toile par des jets d'eau sous pression.

Tulipe : la nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration.

Pour des valeurs ne dépassant pas 0,8 m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe. Cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charge et prend son importance par l'installation des pompes hélices.

Crépine : Comme la grille, la crépine évite l'entrée accidentelle de corps solide dans la pompe. Elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets nettement plus petits et qui ont échappé à la grille.

En eau brute, la crépine peut s'obturer rapidement créant ainsi une perte de charge additionnelle à l'aspiration de la pompe, ce qui, peut engendrer une cavitation dangereuse pour la pompe.

La crépine doit être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marche suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Clapet d'aspiration, clapet crépine :

A la sortie de la pompe, la vitesse est ordinairement assez grande, un divergent permettra de la réduire, puis on trouvera, dans l'ordre suivant et dans le sens de l'écoulement : un clapet de retenue, un robinet - vanne.

Ces appareils devront trouver place dans la salle des pompes à la sortie de celle - ci.

Le clapet a pour but d'éviter, à l'arrêt, la vidange de la conduite de refoulement au travers de la pompe en cas de fonctionnement défectueux du clapet de pied crépine d'aspiration ou en raison de l'absence de cet organe. Le robinet - vanne intervient au moment du démarrage et de l'arrêt de la pompe. Effectivement, un démarrage correct doit s'effectuer à vanne fermée.

De plus un clapet placé à l'aspiration permet de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de pompe, évitant ainsi de recommencer trop souvent l'amarçage.

Le clapet peut être combiné avec la crépine d'aspiration pour former un clapet crépine.

Dans tous les cas, il y a augmentation des pertes de charges dont il faut tenir compte dans les conditions d'aspiration.

Equipement en aval : refoulement.

- Joint de raccordement : la conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe. Si la canalisation n'est pas auto-butée, on pourra utiliser un joint genre GIBAULT.

Si la conduite est auto-butée, il y aura lieu de prévoir un dispositif rétablissant la continuité mécanique de la conduite des tirants placés autour du joint reprendront les efforts d'axe à l'effet de fond. On profitera souvent de la présence de ce joint pour le combiner avec une fonction de joint d'ajustage permettant la compensation des tolérances de longueur et de l'écrasement des joints caoutchouc. Enfin ce joint facilitera le démontage de la pompe ou des appareils avals.

- A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut être de 3 à 7 m/s. Dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une marge de 1,2 m/s à 1,5 m/s.

Le divergent à interposer à la sortie de la pompe pourra être en cône droit d'angle au sommet de 8 à 10° .

- Un clapet de refoulement : A la sortie de la pompe il pourra être placé en clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.

Les clapets les plus utilisés sont les clapets à battant, ils sont installés sur les conduites horizontales. Ces appareils ont des inconvénients de produire " un coup de clapet " lors de l'arrêt de la pompe dans certaines conditions.

- Vanne de refoulement : La vanne de refoulement placée après la pompe et le clapet anti-retour, peut avoir plusieurs rôles.

Cette vanne permettra tout d'abord d'isoler la pompe, lors des entretiens et des démontages. La vanne peut intervenir également lors de la mise en marche et de l'arrêt de la pompe dans le cas de pompes centrifuges. Pour celle - ci, en effet, la courbe de puissance absorbée montre que la puissance absorbée est minimale lorsque la vanne de refoulement est fermée. Il sera donc intéressant, dans le cas où de grosses puissances sont en jeu, de démarrer la pompe fermée pour limiter la durée du démarrage. Le manoeuvre progressive de la vanne de refoulement permettra par ailleurs, lors du démarrage et de l'arrêt du groupe de limiter des coups de bélier dus aux variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement.

Enfin, la vanne de refoulement peut avoir essentiellement un rôle de réglage et de débit.

La perte d'énergie résultante rend cette méthode de réglage de débit tout à fait primaire, aussi ne sera t'elle appliquée qu'exceptionnellement les vannes pourront être soit des vannes rondes, soit des vannes papillon leur commande pourra se faire :

- Soit manuellement.
- Soit par motorisation électrique.
- Soit par motorisation hydraulique.

#### Cas particuliers.

Circuits auxiliaires : dans l'ensemble de la station de pompage on prévoit divers circuits auxiliaires d'eau sous pression pour les usages suivants :

- Arrosage des garnitures d'étanchéité des pompes.
- Refroidissement des paliers des pompes et moteurs.
- Refroidissement des moteurs électriques d'entraînement des groupes.
- Refroidissement des compresseurs d'air pour l'alimentation des réservoirs d'anti - béliet.

Manomètres : Ces appareils permettent de contrôler le fonctionnement de la pompe ; on prévoit :

- Un manomètre à l'aspiration : il sera placé sur la bride d'aspiration de la pompe (emplacement prévu par le constructeur) ou sur la conduite d'aspiration.
- Un manomètre au refoulement placé de façon identique.

Des manomètres seront montés sur une tibulure munie d'un robinet à trois voies permettant la purge de la tibulure.

- Prise d'échantillon : pour permettre d'effectuer des prélèvements en vue de l'analyse dans la station de pompage d'eau potable, on prévoit sur l'aspiration et sur le refoulement une prise d'échantillon constituée par une tubulure munie d'un robinet et d'un tube en cuivre. Ces prises seront effectuées sur le dessus des conduites et le tube de prélèvement et recourbé à son extrémité.

Scellement des appareillages, supports de conduites :

Les équipements hydrauliques ne doivent transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

Les équipements amont et aval seront réalisés dans la technique auto-butée. Aucun massif de butée n'est donc nécessaire. Il y a lieu uniquement de prévoir de place des massifs support pour les conduites.

## TRE VIII

### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

#### Présentation du problème:

Coup de b elier est un p henomene oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de pression et d'ondes de depression provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans la conduite. Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique .

Les causes les plus fréquentes sont :

1. l'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite .

2. le démarrage des pompes alimentant la conduite .

3. la fermeture d'une vanne .

Ces coups de belier en dehors des ruptures spectaculaires des conduites et de destruction d'appareils de pompage peuvent par leur répétition causer :

1. des destructions de joints .

2. des déboitements de conduites .

3. des pertes d'eau importantes .

4. des détériorations de robinetterie ou d'appareils de comptage .

#### Moyens de protection:

1. Dans ces conditions nous montrons qu'il est impératif de prendre des précautions afin d'atténuer les effets du coup de béliet aussi est-il nécessaire de prévoir certaines dispositions.

2. Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés on distingue :

a. La vanne de décharge: Elle intervient que pour limiter les surpressions son utilisation est plus économique du point de vue investissement; mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

b. Les cheminées d'équilibre : Il s'agit d'un réservoir ouvert à l'air libre dont la cote normale est supérieure à la suppression maximale cette cheminée va injecter de l'eau dans la conduite en t a s.

de dépression et recevra l'eau en tas de surpression.

- Les volants d'inertie

- Les réservoirs d'air : c'est une capacité destinée à assurer

l'alimentation de la veine liquide après disjonction de groupe électro-pompe afin d'atténuer les dépressions.

- Fermeture lente de la vanne dans le cas d'une adduction gravitaire.

taire.

### 3) Arrêt brusque du groupe électro-pompe :

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

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule.

$$C = \frac{\sqrt{K \rho}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot DG}{E \cdot T}}}$$

C = Célérité de l'onde (m/s)

DG = Diamètre intérieur de la conduite (m)

K = Coefficient de compressibilité de l'eau =  $2,15 \cdot 10^9$  Pa à 20°C

E = Module d'élasticité de la Conduite E =  $2 \cdot 10^{11}$  Pa.

$\rho$  = Masse volumique de l'eau = 1000 Kg/m<sup>3</sup>.

T = Epaisseur de la conduite (m).

Coup de Béliet à l'arrêt brusque de la pompe :

Méthode de BERGERON

Coup de béliet pour le forage F<sub>I</sub>

PRESSION maximale due au I coup de béliet.

$g = 9,8 \text{ m/s}^2$  ;  $Q_0 = 18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{S}$  ;  $L = 650 \text{ m}$  ;  $f = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$H_g = 95,12 \text{ m}$  ;  $H_0 = 93,12 \text{ m}$  ;  $D_0 = 0,90 \text{ m}$  ;  $t' = 5 \text{ mm} = 0,005 \text{ m}$ .

La célérité de propagation de l'onde de choc :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K \cdot D_0^2}{9 \cdot E \cdot t'}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D_0^2}{E \cdot t'}}$$

$a$  : Célérité de l'onde (m/s)

$E$  : module d'élasticité de la conduite ( $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$ ) en acier.

$K$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ( $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$ ).

$D_0$  : Diamètre de la Conduite

$f$  : Masse Volumique de l'eau

Sans système anti-béliet, la surpression maximale serait :

$$b = \frac{a \cdot V_0}{f}$$

$V_0$  = Vitesse de l'eau en marche normale (m/s).

$f$  = Accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ )

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3}}$$

$$\sqrt{\frac{1 + 2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005}}$$

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

Période d'oscillation d'une onde :

$$Q = \frac{2L}{a} = \frac{2.650}{1226,17} = 1,06 \text{ S}$$

Calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent :

$$V_0 = \frac{Q_0}{S} = \frac{4 Q_0}{\pi D^2} = \frac{4.0,018}{3,14.(0,2)^2} = 0,573 \text{ m/S.}$$

Le coup de bélier dû à la variation totale brusque de la vitesse :

$$b = aV_0 = \frac{1226,17}{9,8} \cdot 0,573 = 71,69 \text{ m}$$

La surpression est alors :

$$H_0 + b = 93,12 + 71,69 = 164,81 \text{ m. C.P.}$$

La dépression :

$$H_0 - b = 93,12 - 71,69 = 21,43 \text{ m.c.e.}$$

Principe de calcul du réservoir d'air :

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que le réservoir d'air sera déterminé. Toutefois au lieu des débits, l'échelle des abscisses sera représentée par les vitesses.

La méthode consiste à déterminer par approches successives, les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, pendant les oscillations.

L'Intervalle de temps de deux vitesses successives est  $\sigma$  égale à :

$\sigma = \frac{2L}{a}$  c'est le temps d'un aller - retour de l'onde entre la pompe et le réservoir.

On appelle  $V_f$  la vitesse finale de l'eau après l'intervalle de temps  $\sigma$ .

On part d'un Volume d'air Initial arbitraire  $V_0$ . On se fixe une valeur de  $V_f$  ; On calcule alors à la fin de l'intervalle  $\sigma$ , la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas.

On vérifie sur le diagramme de BERGERON que cette pression.

Finale correspond à la vitesse choisie VF ; sinon les calculs sont refaits, en choisissant une autre valeur de VF.

Après l'amortissement des oscillations ; la dépression doit être admissible sinon on recommence en prenant une autre valeur du volume initiale Vo. L'augmentation de volume  $\Delta U$  du réservoir d'air où sa diminution est exprimée par le produit de la vitesse moyenne Vm ; la section de la conduite S pendant le temps  $\Delta t$  Vm étant la moyenne arithmétique entre la vitesse initiale VF et la vitesse VF après l'intervalle de temps  $\Delta t$ .

Le volume V du réservoir d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant,  $\Delta U$  suivant que l'eau monte ou redescend vers le réservoir.

Il faut considérer la pression absolue dans le réservoir d'air.

$$Z_0 = H_0 - h_0 + 10.$$

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente de l'air s'effectue suivant la loi poisson.

$$Z_0 V_0^{1,4} = Z V^{1,4}.$$

$$Z = Z_0 \frac{V_0^{1,4}}{V^{1,4}}$$

$$\phi = 0,20 \text{ m d'où } S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (0,20)^2}{4} = 0,0314 \text{ m}^2$$

la section de la conduite de refoulement.

h<sub>0</sub> = distance entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air.

$$h_0 = 2 \text{ m} ; H_0 = 93,12 \text{ m} ; V_0 = 0,5 \text{ m}^3.$$

$$Z = (H_0 - 2) + 10 \quad . \quad V_0^{1,4} = \frac{101,12 \cdot V_0^{1,4}}{V^{1,4}} = \frac{101,12 \cdot (0,5)^{1,4}}{V^{1,4}}$$

$$Z = \frac{38,42}{V^{1,4}}$$

et puisque la pression de l'air dans l'installation en régime de marche est :

$$Z = H_0 + 10 = 103,12 \text{ m.}$$

Le volume  $V_0$  correspondant Vant:

$$V_0^{1,4} = \frac{38,42}{103,12} = 0,37 \quad V_0 = 0,492 \text{ m}^3.$$

On prendra :

Diamètre de la tubulure de branchement  $D = 0,1 \text{ m.}$

Diamètre de l'orifice du clapet  $d = 0,05 \text{ m}$

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,25.$$

$C = 1,85$  voir l'abaque n°

D'autre part on a : le rapport.

$$V^2 = \varnothing^2 = (0,20)^2 = 16,00$$

$$\frac{VF}{d^2} = \frac{(0,05)^2}{2}$$

$$V^2 \text{ à } 16. VF$$

d'où  $V_2$  : vitesse de l'eau dans l'orifice du clapet,

les pertes de charge dans l'orifice du clapet sont données par la

$$\text{formule : } H = C \frac{V_2^2}{2f} \quad h = 1,85. \frac{V_2^2}{2f}$$

Les pertes de charge au refoulement  $S'$  sont déterminées par la formule de DARCY.

$$S' = F. \frac{Vf^2}{2g \varnothing} \cdot L$$

$F$  = Coefficient de frottement (F-Colebrook).

$Vf$  = Vitesse finale choisie.

$\varnothing$  = Diamètre de la conduite de refoulement.

$L$  = Longueur de la conduite de refoulement.

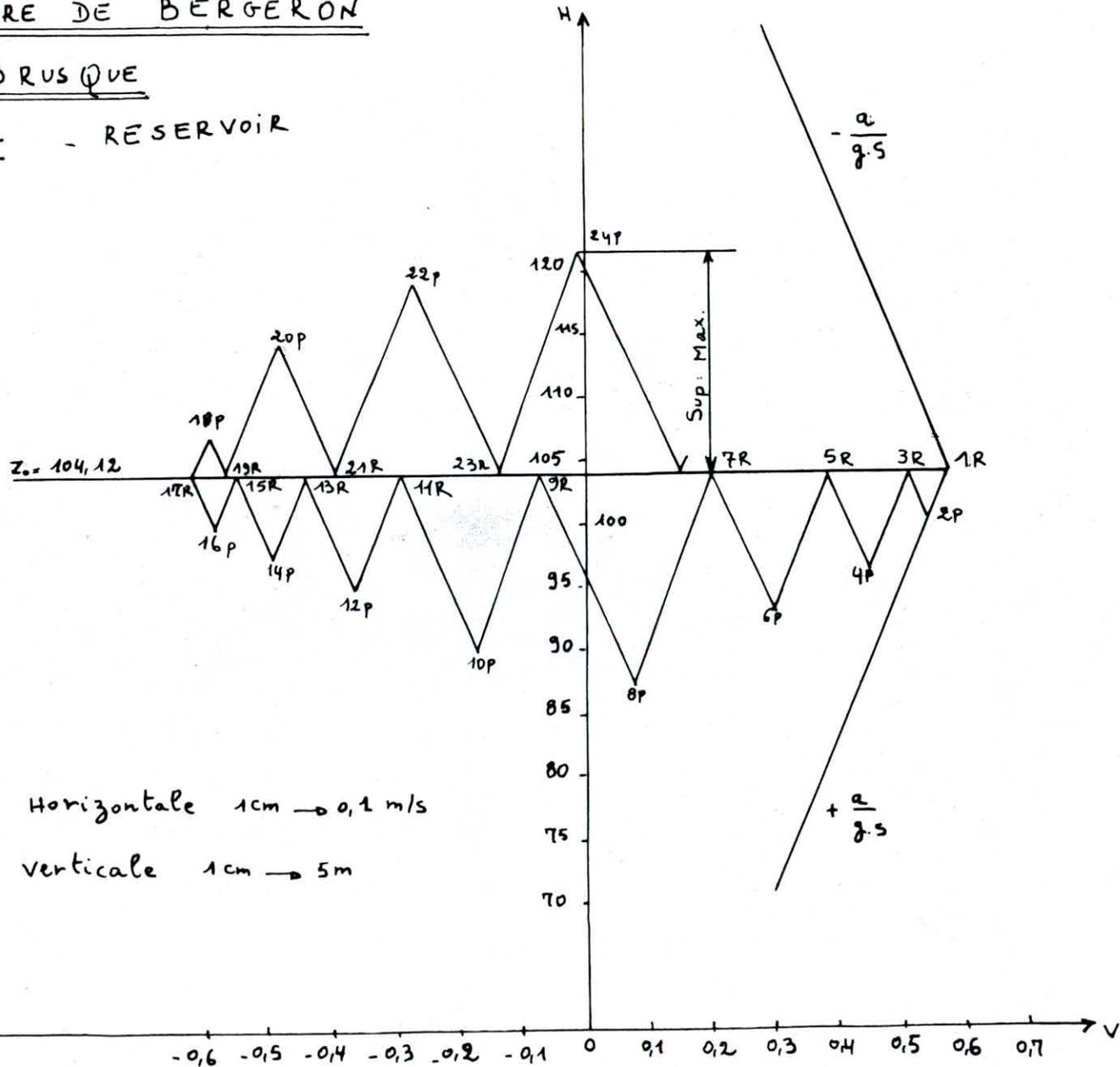
Intervalle de temps $\theta$	Variations du Volume d'air $\Delta V = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,033V_m$	Volume d'air $V_m$ (m <sup>3</sup> )	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{38,42}{V_m}$	Vitesse $V$ due au passage de l'eau dans le diaphragme $V = 16 \cdot V_f$	P.d.c dans l'ajutage du clapet $1,8V_m^2$ $\Delta H = \frac{1,8V_m^2}{2g}$	Pression dans la conduite au point p.c $M: Z+3$ $D: Z+0,4H+3$	perte de charge du refoulement	pression dans la conduite sans p.d.c $M: Z+3$ $D: Z+3+0,4H$	vitesse $V_f$ lue sur le graphique	vitesse moyenne $V_m$	vitesse chargée $V_f$	point
0	0	0,492	101,12	-	-	104,12	1,12	103,0	0,573	-	-	1 R
10	0,0184	0,5104	98,510	8,64	7,039	101,510	0,995	100,515	0,54	0,5564	0,54	2 R
20	0,0165	0,5269	94,2188	7,36	5,108	97,2188	0,722	96,4968	0,46	0,5	0,46	4 R
30	0,0124	0,5393	91,199	4,8	2,173	94,199	0,307	93,893	0,3	0,375	0,30	6 R
40	0,0063	0,5456	89,729	1,28	0,154	92,729	0,022	92,701	0,08	0,19	0,08	8 R
50	-0,0015	0,5441	90,075	-2,72	0,697	93,075	0,098	92,977	-0,17	-0,045	-0,17	10 R
60	-0,0096	0,5345	92,348	-6,56	4,058	95,348	0,574	94,774	-0,41	-0,29	0,41	12 R
70	-0,0148	0,5197	96,051	-7,84	5,796	99,051	0,819	98,232	-0,49	-0,45	-0,49	14 R
80	-0,0176	0,5021	100,798	-9,28	8,121	103,798	1,148	102,65	-0,58	-0,535	-0,58	16 R
90	-0,0193	0,4828	106,484	-9,44	8,403	109,484	1,188	108,294	-0,59	-0,585	-0,59	18 R
100	-0,0176	0,4652	112,166	-7,68	5,562	115,166	0,786	114,38	-0,48	-0,535	-0,48	20 R
110	-0,0194	0,4528	116,489	-4,32	1,759	119,489	0,249	119,240	-0,27	-0,375	-0,27	22 R
120	-0,0046	0,4482	118,167	-0,16	0,0024	121,167	0,00034	112,166	-0,01	-0,14	-0,01	24 R

# ETUDE DU COUP DE BELIER

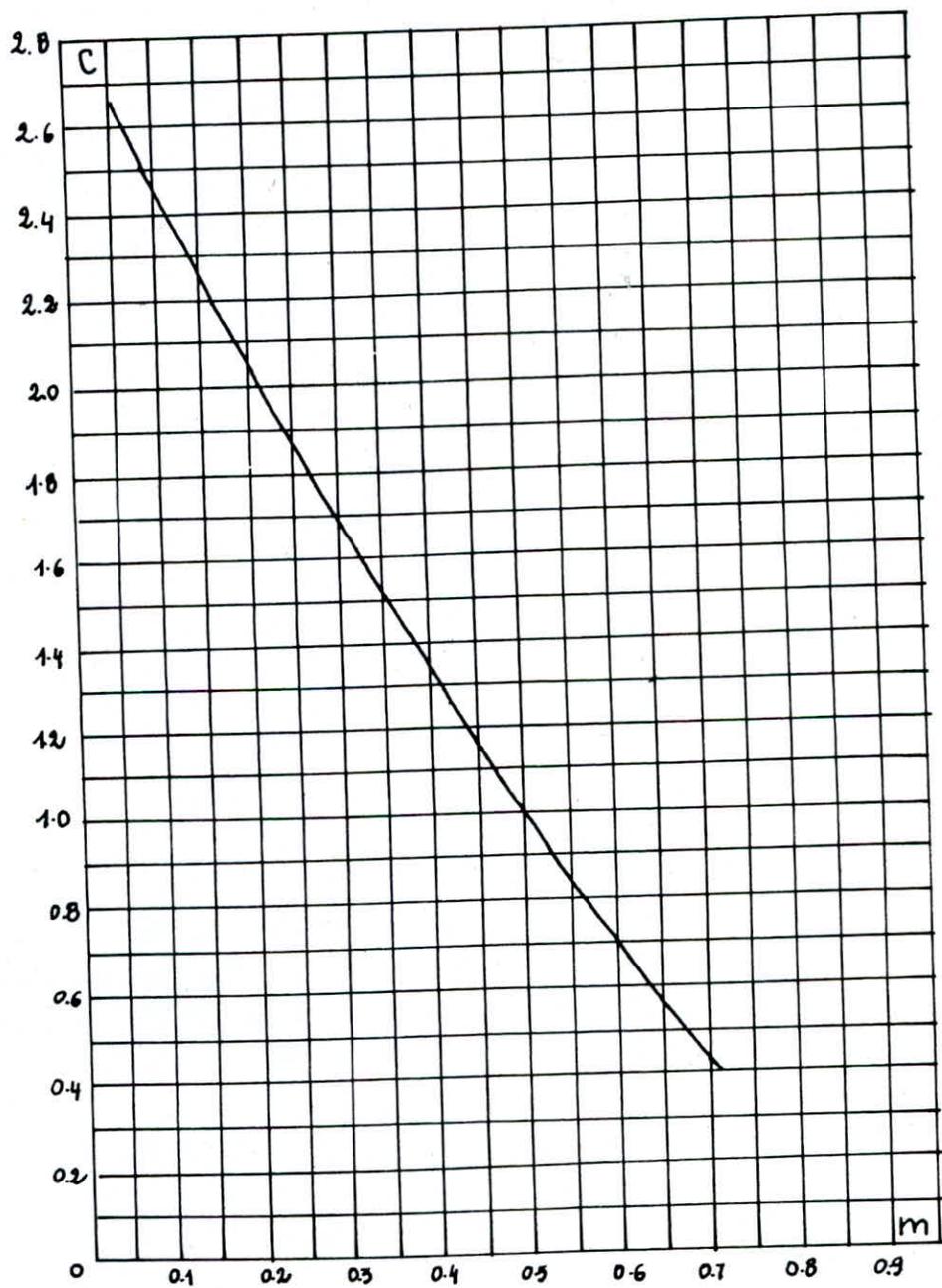
## EPURE DE BERGERON

ARRET BRUSQUE

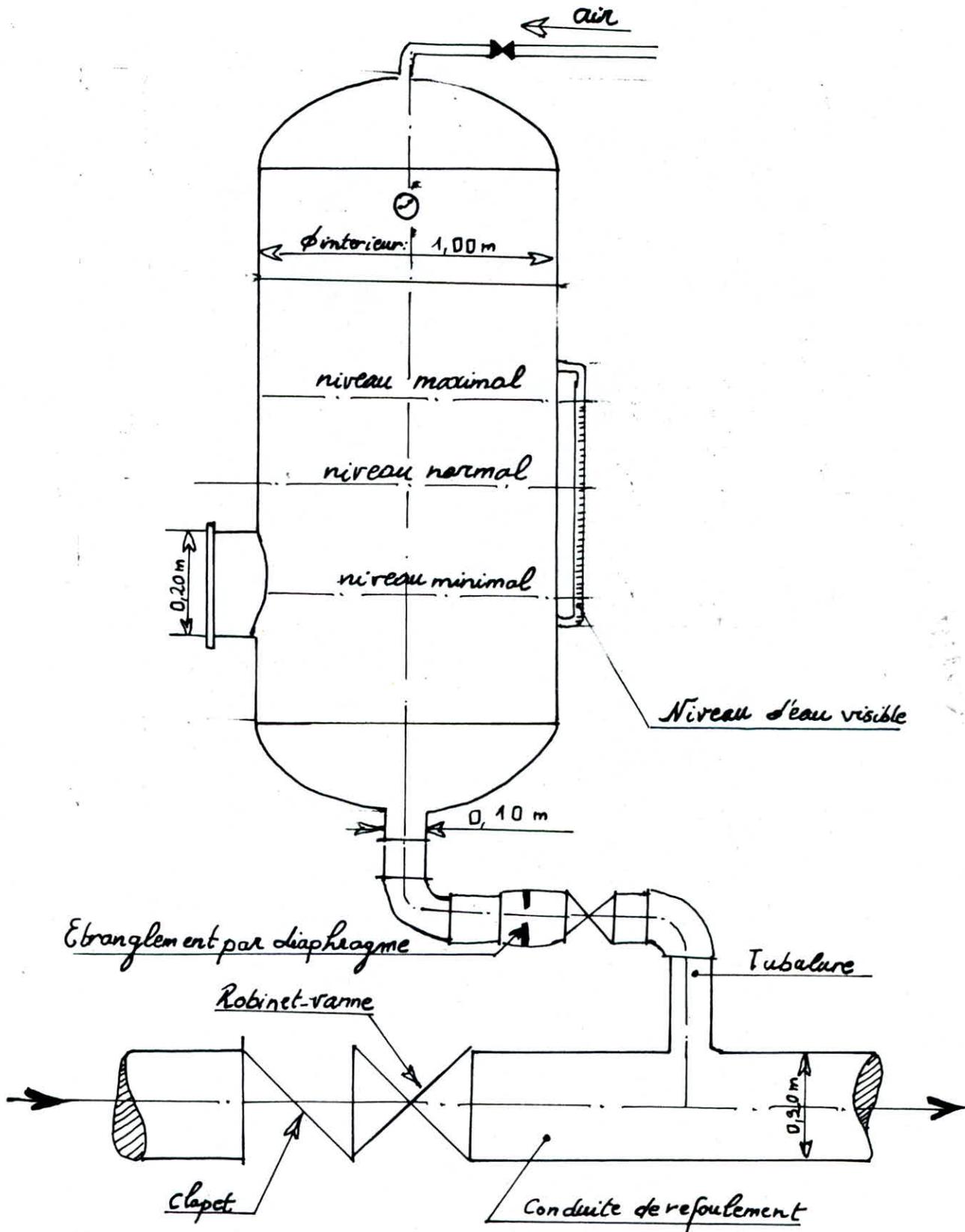
FORAGE I - RESERVOIR



# Coefficient de perte de charge dans un clapet



# Reservoir d'air de la pompe du forage FII



Coup de bélier à l'arrêt brusque de la pompe (F II).

La célérité de propagation de l'onde.

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho \left( 1 + \frac{K \cdot D \cdot C}{E \cdot T'} \right)}}$$

l'onde

Les données :

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ pa} ; E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa} ; \rho = 1000 \text{ Kg/m}^3 ; T' = 0,004 \text{ m.}$$

$$DC = 0,25 \text{ m.}$$

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3 \left( 1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,004} \right)}} = 1134,01 \text{ m/S.}$$

Période d'oscillation d'une onde :

$$\theta = 2 \cdot \frac{L}{a} = 2 \cdot \frac{2,650}{1134,01} = 1,15 \text{ S}$$

- Calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent.

$$V_0 = Q_0 = 4 \cdot \frac{Q_0}{S} = 4 \cdot \frac{0,043}{3,14 \cdot (0,25)^2} = 0,876 \text{ m/S}$$

Le coup de bélier dû à la variation totale brusque de la vitesse

$$b = a \cdot V_0 = \frac{1134,01 \cdot 0,876}{9,8} = 101,37$$

- La surpression est alors :

$$H_0 + b = 89,62 + 101,37 = 190,99 \text{ m C.e.}$$

- La dépression :

$$H_0 - b = 89,62 - 101,37 = 11,75 \text{ mC.e.}$$

La section de la conduite de refoulement :

$$S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,25)^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2.$$

La pression dans le réservoir d'air est :

$$Z_0 V_0^{1,4} = Z V^{1,4} \quad \Rightarrow \quad Z = \frac{Z_0 V_0^{1,4}}{V^{1,4}}$$

Les données :

$$h_0 = 2 \text{ m} ; H_0 = 89,62 \text{ m} ; V_0 = 1,2 \text{ m}^3.$$

La pression absolue dans le réservoir d'air

$$Z_0 = H_0 - h_0 + 10 = 89,62 - 2 + 10 = 97,62 \text{ m.}$$

$$Z = \frac{[(H_0 - 2) + 10] \cdot V_0^{1,4}}{V^{1,4}} = \frac{97,62 \cdot (1,2)^{1,4}}{V^{1,4}}$$

$$Z = \frac{126,01}{V^{1,4}}$$

La pression de l'air dans l'installation en régime de marche.

$$Z = H_0 + 10 = 89,62 + 10 = 99,62 \text{ m.}$$

Le volume  $V_0$  correspondant vaut :

$$V^{1,4} = \frac{126,01}{99,62} = 1,26 \quad V_0 = 1,18 \text{ m}^3$$

On prendra :

Diamètre de la tubulure de branchement  $D = 0,125 \text{ m.}$

Diamètre de l'orifice du clapet  $d = 0,06 \text{ m.}$

$$d^2 = (0,06)^2 = 0,0036$$
$$\frac{d^2}{D^2} = \frac{0,0036}{(0,125)^2} = 0,23$$

Pour déterminer la valeur de C voir l'abaque n°

$$C = 1,92$$

D'autre part on a le rapport.

$$\frac{V_2}{\sqrt{g}} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{(0,25)^2}{(0,06)^2} = 17,36$$

$$V_2 = 17,36 \sqrt{g}$$

d'où  $V_2$  la vitesse de l'eau dans l'orifice du clapet.

Les pertes de charge dans l'orifice du clapet sont données par la formule :

$$h_c = C \frac{V_2^2}{2g} \quad h_c = 1,92 \frac{V_2^2}{2g}$$

Les pertes de charge au refoulement  $S'$  sont déterminées par la formule de DARCY

$$S' = F \frac{V_F^2 L}{2g\phi}$$

$F$  = Coefficient de frottement ( $F$  de Colebrook)

$V_F$  = Vitesse finale choisie.

$\phi$  = Diamètre de la conduite de refoulement.

$L$  = Longueur de la conduite de refoulement.

Détermination de la perte de droite a/F-S.

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

$$\phi = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m.}$$

$$S = 0,049 \text{ m}^2$$

$$a = 1134,01 \text{ m/S}$$

$$\frac{a}{G.S} = \frac{1134,01}{9,81 \cdot 0,049} = 2359,13 \text{ s/m}^2$$

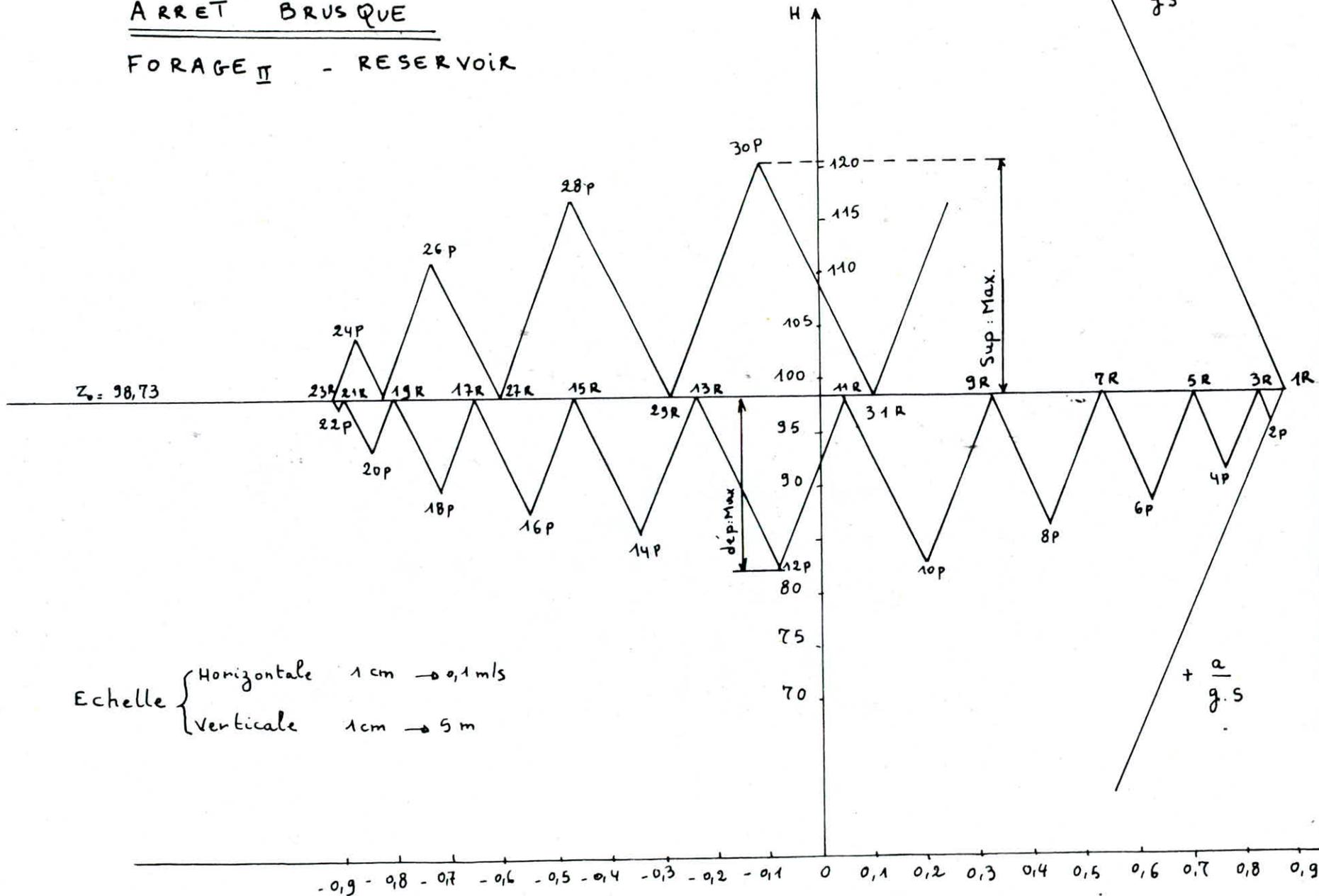
Intervalle Temps $\theta$	Variation de Volume $\Delta V = S \cdot V_m \cdot \theta$ $= 9056 \cdot V_m$	Volume d'air $V_m$	Pression dans réservoir d'air $Z = \frac{126,04}{V_m}$	Vitesse $V$ due au passage de l'eau dans le diaphragme $V = \frac{V_m}{\theta}$	P.d.c dans l'origine du Clapet $\Delta H = CV^2/2g$	Pression dans la conduite Campus P.d.c M: $Z+3$ D: $Z+3+4H+3$	Perte de charge du refoulement	Pression dans la conduite sans P.d.c M: $Z+3-S$ D: $Z+3+4H+3$	Vitesse $V_f$ lue sur le graphe	Vitesse moyenne $V_m$	Vitesse choisie $V_f$	points
0	0	1,18	97,62	-	-	100,62	1,89	98,73	0,876	-	-	1 R
10	0,0483	1,2283	94,488	14,756	21,295	97,488	1,781	95,707	0,85	0,863	0,85	2 R
20	0,0451	1,2734	89,837	13,194	17,024	92,837	1,424	91,413	0,76	0,805	0,76	4 R
30	0,0389	1,3123	86,131	10,763	11,329	89,131	0,948	88,183	0,62	0,69	0,62	6 R
40	0,0296	1,3419	83,483	7,465	5,449	86,483	0,456	86,027	0,43	0,525	0,43	8 R
50	0,0177	1,359	81,965	3,472	1,179	83,965	0,098	83,867	0,20	0,315	0,20	10 R
60	0,003	1,362	81,763	-1,389	0,188	83,763	0,02	83,743	-0,08	0,06	-0,08	12 R
70	-0,012	1,350	82,782	-6,075	3,610	85,782	0,30	85,482	-0,35	-0,215	-0,35	14 R
80	-0,025	1,325	84,977	-9,374	8,594	87,977	0,719	87,258	-0,54	-0,445	-0,54	16 R
90	-0,034	1,291	88,127	-11,97	14,032	91,127	1,174	89,95	-0,70	-0,62	-0,70	18 R
100	-0,0434	1,247	92,510	-14,582	20,797	95,510	1,739	93,77	-0,84	-0,77	-0,84	20 R
110	-0,0493	1,1977	96,851	-15,624	23,874	99,851	2,041	97,81	-0,90	-0,87	-0,90	22 R
120	-0,0499	1,148	103,856	-15,103	22,308	106,856	1,98	104,87	-0,87	-0,887	-0,87	24 R
130	-0,0454	1,1026	109,905	-12,846	16,138	112,905	1,349	111,556	-0,74	0,805	-0,74	26 R
140	-0,0341	1,0685	114,847	-8,159	6,511	117,847	0,544	117,303	-0,47	-0,605	-0,47	28 R
150	-0,0166	1,0519	117,392	-1,909	0,3566	120,392	0,0355	120,356	-0,11	-0,29	-0,11	30 R

# ETUDE DU COUP DE BELIER

## EPURE DE BERGERON

ARRET BRUSQUE

FORAGE II - RESERVOIR



Echelle { Horizontale 1 cm  $\rightarrow$  0,1 m/s  
Verticale 1 cm  $\rightarrow$  5 m

## PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieures ou intérieures, en liaison soit avec la nature du sol soit avec des installations électriques à courant continu situés au voisinage des réseaux d'A.E.P, soit avec la nature de l'eau transportée.

1 - Protection externe : on prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. On assurera la continuité de cet enrobage au niveau des joints.

1.1 : protection cathodique :

Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement de l'enrobage c'est alors que la conduite peut se ~~corroder~~ corroder par électrolyse. On prévoit à cet effet une protection cathodique. Elle consiste à :

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

1.2 : Protection par anodes réactives :

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégative que le fer ( Zinc, aluminium, ou magnésium ) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode. Ces modes réactifs seront enfouis dans le sol à 3 m environ de la conduite et seront disposés dans les zones de terrains agressifs.

### 1.3 - Protection par soutirage de courant :

Cette méthode consistera à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu, la borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite. Le courant, en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique du vieux rail.

Ce dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau.

Toutefois, ce dispositif présente l'inconvénient d'entraîner une dissolution importante de l'anode constitué par les vieux rails.

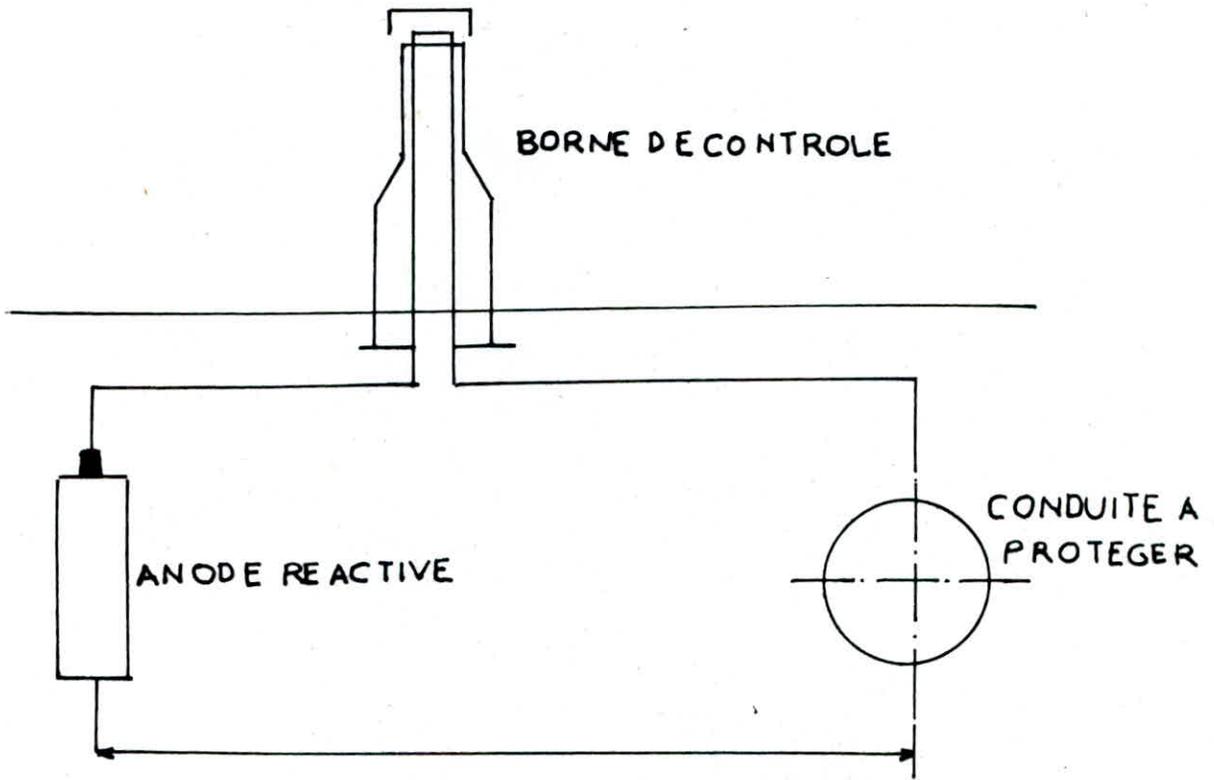
On pourra remplacer ces derniers par une anode graphite ou en ferro-silicium.

### 2 - Protection interne :

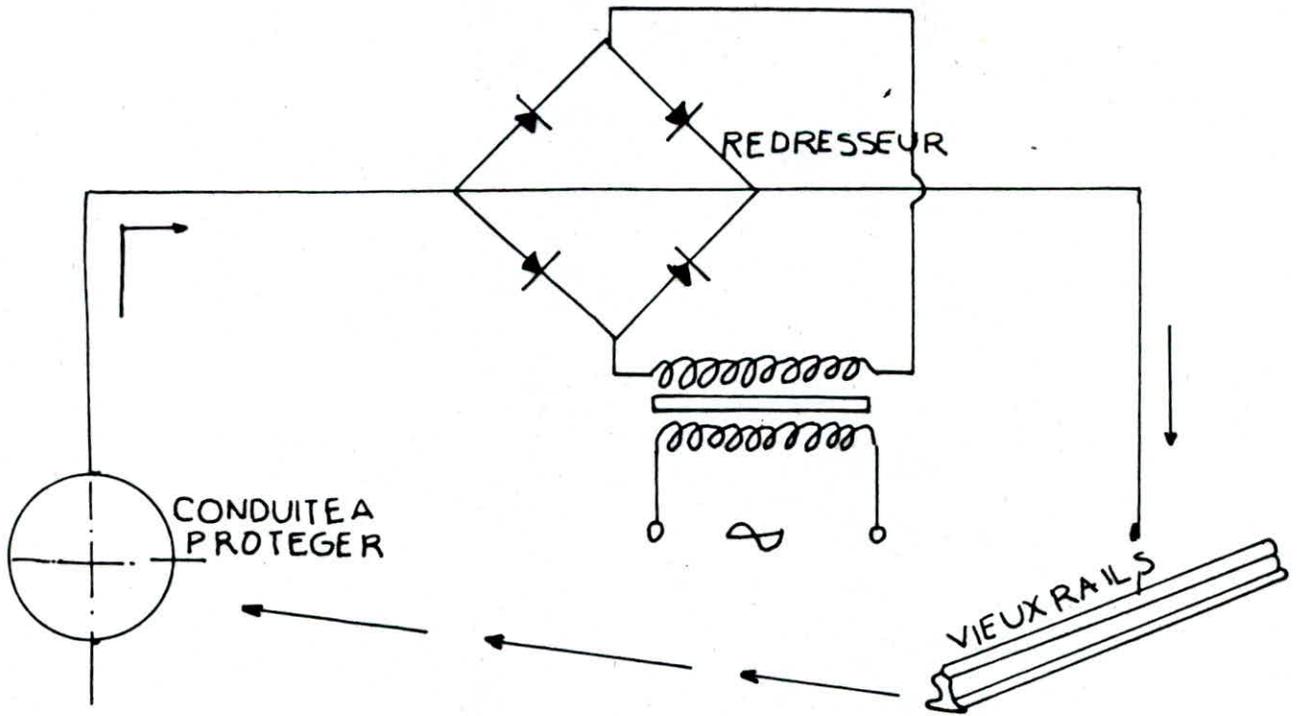
Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Par exemple la présence du fer dans l'eau, même à de faibles doses peut être la cause de perforations de la conduite.

Pour y remédier, on recommande un revêtement intérieur à base de bitume.



PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE



PROTECTION PAR SOUTIRAGE DE COURANT

## CHAPITRE X

### 1 - POSE DES CANALISATIONS

Réalisation des tranchées.

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

$$B = D + 2 ( 0,30 ) (m)$$

B : largeur de la tranchée.

D : diamètre du tuyau.

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

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

$$h = D + C + L$$

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

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

le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose; d'épaisseur de 0,15 à 0,20 m bien pilonnée; et bien nivelée suivant les côtés du profil en long pour que les tuyaux soient posés en fils bien alignés et bien nivelés, le lit de pose sera constitué par du :

- gravier : dans les terrains ordinaires.
- pierres - cassées : serviront de drains dans les terrains imperméables ou rocheux.
- béton maigre : terrains rocheux.

### 2 - Traversée des cours d'eau :

Comme nous avons une conduite qui traverse l'oued SAF - SAN la conduite emprunte l'accolement du pont existant.

### 3 - Traversées de routes :

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Et pour éviter toute dégradation de la conduite dans ce cas on prévoit une pose des conduites dans une gaine ( buse de diamètre supérieure dans laquelle la conduite est introduite ), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibrations, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée ( 0,70 m sous accotement ).

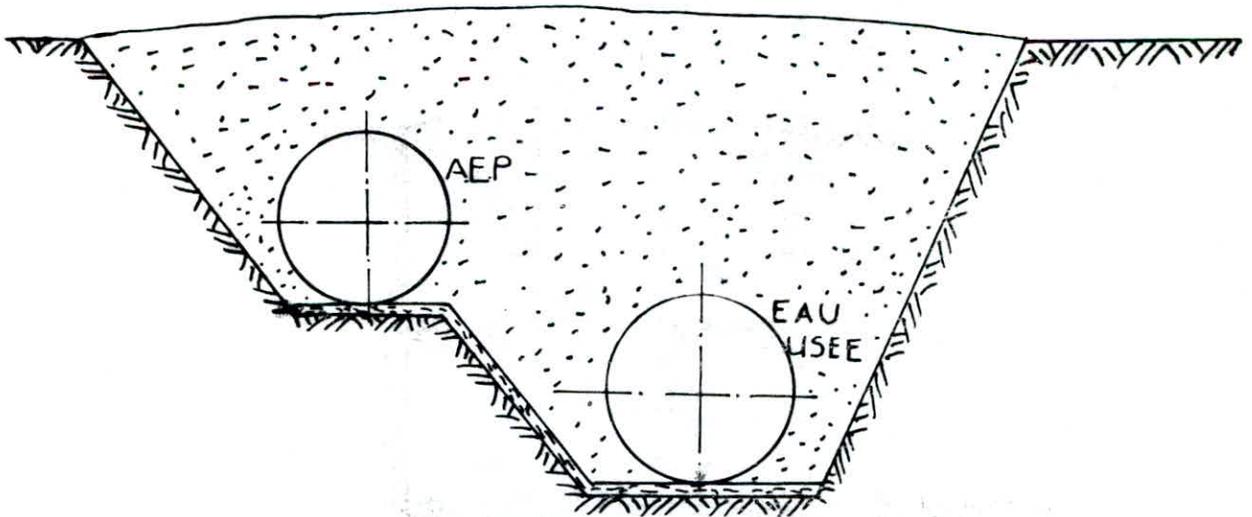
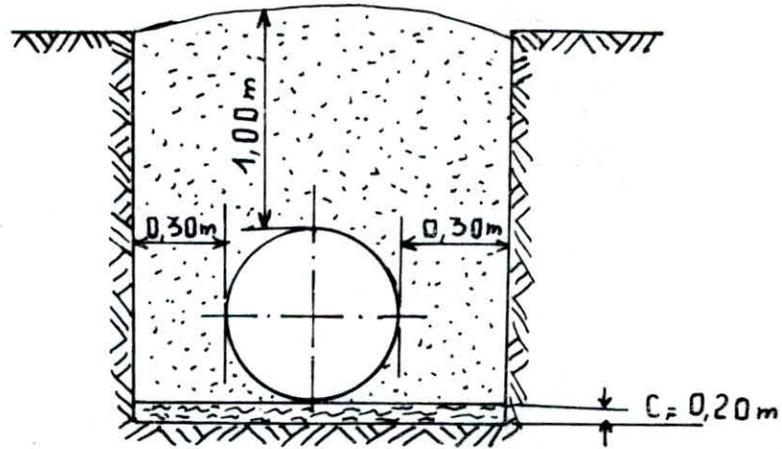
### 4 - Traversées des voies - ferrées :

La traversée des voies est effectuée en général dans une double buse, c'est à dire que la conduite doit être posée, ou plutôt introduite, dans une canalisation de plus grand diamètre posé préalablement et ouverte aux extrémités. Il n'y a plus transmission d'effort et de vibration et toute fuite est évacuée.

### 5 - Butées :

Dans les changements de direction ou dans les branchements, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau, à un déboitement des joints ( réseau de distribution ) ou à la rupture des soudures ( Adduction ). On prévoit alors la construction de butée en béton qui s'opposeront à ces efforts.

# POSE EN TRANCHEE



POSE APROXIMATE D'UNE CONDUITE  
D'EAU USEE

## 2 ° Partie      ASSAINISSEMENT.

### INTRODUCTION :

Notre étude consiste à l'assainissement de la ville de Ramdane Djamel ainsi qu'à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux susceptibles de donner naissance à des nuisances, et les eaux pluviales qui peuvent submerger les lieux d'habitation, dans le souci de préserver la dégradation de l'environnement, en se fixant pour objectifs :

- Evacuation au plus bas coût des eaux usées.
- Traitement de ces eaux afin d'éviter la pollution des eaux souterraines et les eaux de surface.

### I - Collecte des données de base :

#### 1.1 - Situation démographique :

Vu que nous disposons uniquement de l'étude préliminaire des zones d'extensions de la ville, la situation démographique a été étudié au chapitre I ( A.E.P ) pour un horizon de 30 ans.

#### 1.2 - Situation actuelle : Le réseau d'assainissement est très ancien il est du type unitaire.

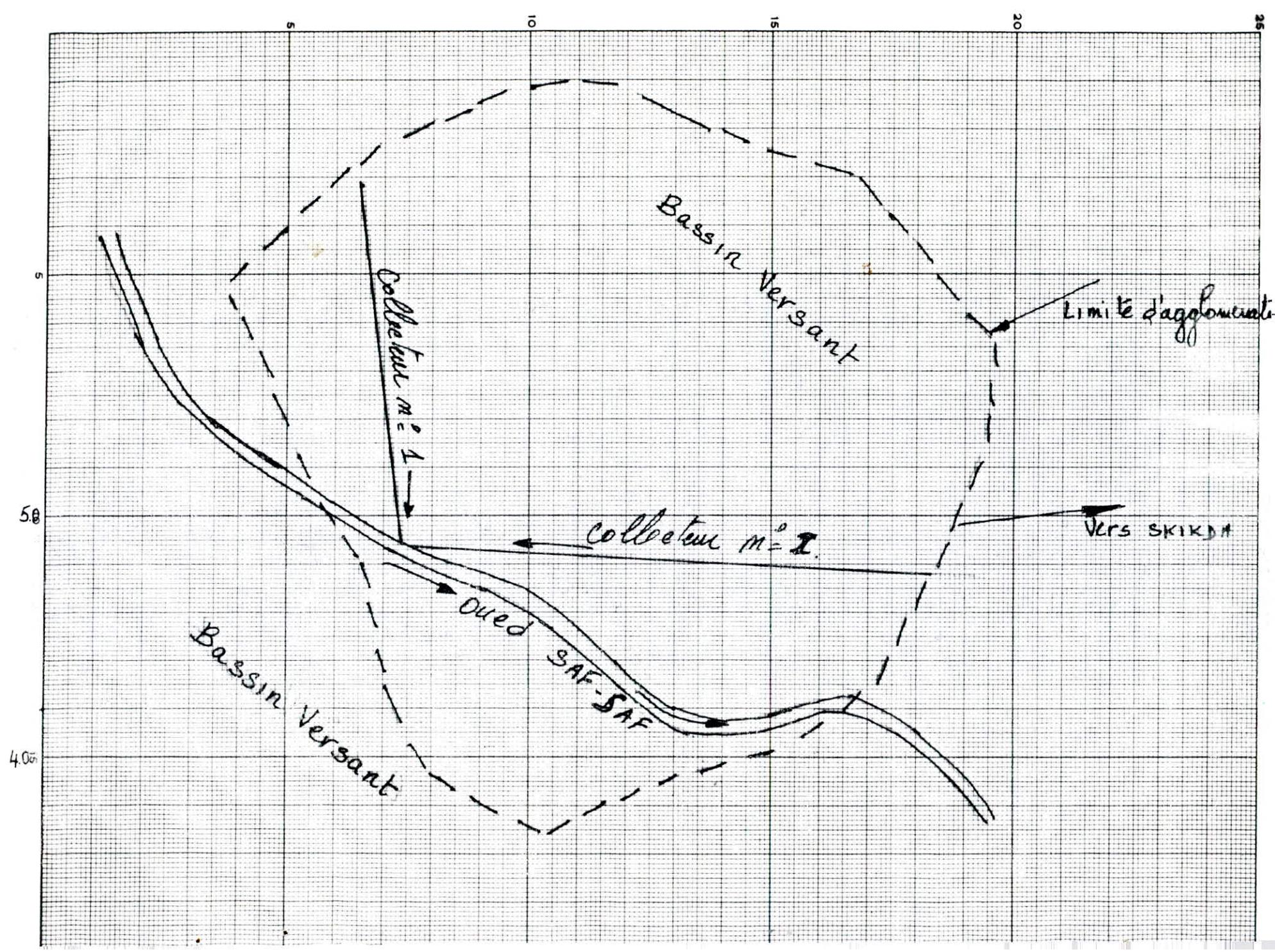
Les collecteurs d'eaux usées ont été installés récemment pour l'extension de la ville, les regards sont en béton et non visitables. Il existe plusieurs rejets au niveau de l'oued SAF - SAF et de l'oued ZERGA.

#### 1.3 - Conditions de fonctionnement d'égout :

Le réseau d'assainissement fonctionne en écoulement gravitaire.

Un réseau de type unitaire doit dans toute la mesure du possible être auto-cureur de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermes soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.



La condition d'autocourage ne serait satisfaite que pour des vitesses supérieures à 0,6 m/s.

Toutefois dans le souci d'assurer la sécurité des ouvrages visitables et non visitables la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4 m/s.

Le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm pour le réseau en système unitaire.

#### 1.4 - Type d'eau à évacuer :

La ville de Randane Djamel est à caractère agricole donc les eaux à évacuer seront :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement.
- Les eaux usées d'origine domestiques.
- Les eaux usées domestique sont les eaux ménagères ( eau de lessive, de cuisine, de toilette etc...).

## II - Méthode de calcul des réseaux :

### II.1 - Les eaux pluviales :

Le calcul des eaux pluviales, s'effectue selon la méthode dite rationnelle.

I : intensité des précipitations l/s/ha.

S : Surface du bassin d'apport en ha.

C : Coefficient de ruissellement.  $C = 0,02 \div 0,95$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad \text{pour chaque bassin.}$$

C : est donné par le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface, sur le volume total qui tombe sur elle.

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

$$Q = \text{débit en l/s.}$$

Ce tableau est donné par la collecte de COMELLA pour différentes valeurs de C

Surfaces	Coefficient "C"
surfaces totalement imperméabilisées toitures, chaussées et trottoirs	0,90
lavage à larges joints	0,60
voies non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
surfaces boisées	0,05

intensité de pluie : Une précipitation est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement.  
Les pluies les plus intenses étant les plus courtes nous ont été fournies par la D.H.W de SKIKDA I = 180 l/s/ha.

### Elément constitutif du réseau d'égout.

1.1 - Ouvrages principaux : Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés, les tuyaux sont assemblés par emboîtement, ils ont une longueur utile de 2 m.

1.2 - Ouvrages annexes :

1.2.1 - Regard de visite : Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des réseaux, la partie supérieure comprend un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

1.2.2 - Espacement et leur emplacement :

Les regards de visite sont installés.

- à chaque changement de direction.

- à chaque jonction de canalisation

Dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m au maximum, les distances entre les regards de visite varient entre 40 - 60 m.

### Pose de canalisation

L'emplacement : Dans les rues d'au moins de 15 m de largeur les égouts sont placés dans l'axe de la chaussée.

Exécution de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de 0,6 m.

Pose des canalisations :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement s'il existe doit être dirigé vers l'amont le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terres tassées.

Essai du réseau : Cet essai portera sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage, en bon écoulement et observée en versant dans un regard à intervalles successifs 10 à 20 l d'eau selon le diamètre conçu, ce qui nous permet de vérifier le passage des ondes pour chaque

### Nettoyage du réseau d'égout :

Les nettoyages doivent être effectués sur les tronçons de canalisation, ce nettoyage périodique peut s'effectuer au moyen de l'eau sous très forte pression, selon le cas de 40 à 100 bars à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique, ou thermique.

### Protection des canalisations :

Les moyens de protection les plus utilisés sont :

- La mise en place de mortier de ciment alumineux.
- Le revêtement en caoutchouc chloré.
- L'emploi de fluorure de silicium.
- La fixation de plaques préfabriquées en matière plastique.

Ils existent aussi des revêtements à bases de résines époxydes, elles sont un peu souples.

### Déversoir d'orage :

#### Déversoirs d'orage :

Les stations d'épurations ne peuvent d'une manière générale, recevoir que le double ou au maximum le quadruple du débit de temps sec.

Les déversoirs d'orage, installés le long des collecteurs, sont donc destinés à laisser passer, en direction d'un exécutoire naturel, une fraction du débit d'orage.

#### Dimensionnement d'un déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus utilisée pour la séparation des eaux dans le réseau de canaux le calcul du déversoir d'orage en est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du déversoir ne peut pas être déterminé de façon précise.

## Calcul du déversoir d'orage

Dans la perspective d'éviter la surcharge de la station d'épuration déjà saturée par les eaux pluviales qui peuvent être rejetées à la nature sans conséquence néfaste pour celle - ci.

Nous avons projeté un déversoir d'orage avec seuil de déversement pour la séparation des eaux. Malgré que ce procédé est très incertain du point de vue calcul il demeure le plus employé actuellement.

Données de base :

- Diamètre de l'égout collecteur est de 1500 mm.
- Pente 0,8 ‰.
- $Q_1$  débit de temps de pluie : 2774,61 l/s.
- $Q_2$  débit de temps sec : 73,22 l/s.
- $QT_{24} = Q_j \text{ max. } 0,8 = 219,65 \cdot 0,8 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Débit par temps sec pendant la journée (petite ville) est le QT 16.

$$QT_{16} = QT_{24} \cdot \frac{24}{16} = 73,22 \text{ l/s.}$$

Calcul de la longueur du seuil de déversoir.

$$Q_0 = \frac{2}{3} u B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad B = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{u \sqrt{2g} H_0^{3/2}}$$

Comme le choix du coefficient de dilution est égale à 3 le débit qui sera évacué vers la station d'épuration sera :

$$Q = Q_2 + 2 Q_2 = 3 Q_2 = 3 \cdot 73,22 = 219,66 \text{ l/s.}$$

le niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage  $\phi$  1500 est  $H_1$ .

$$QPS = 4500 \text{ l/s.}$$

$$\frac{Q_1}{QPS} = \frac{2774,61}{4500} = 0,62 \text{ de l'annexe (X) } r_H = 0,57.$$

$$H_1 = D \cdot r_H = 855 \text{ mm}$$

$$\text{Par temps sec } \frac{Q_2}{QPS} = \frac{73,22}{4500} = 0,016 \text{ - de l'annexe (X) } r_H = 0,03$$

$$H_2 = 45 \text{ mm.}$$

La hauteur du seuil du déversoir on prends  $H_2 = 50 \text{ mm}$ .

$$\text{la différence } \Delta H = H_1 - H_2 = 805 \text{ mm.}$$

$$\text{d'où } H_0 = \frac{805}{2} = 402,5 \text{ mm.}$$

on choisit  $u = 0,6$

$$u = F(hv)(h)(r).$$

$hv$  : hauteur du seuil.

$h$  : charge d'eau.

$r$  : forme de la crête.

$$Q_0 = Q_1 - Q = 2774,61 - 219,66 = 2554,95 \text{ l/s.}$$

$$\text{d'où } B = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{u \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{2554,95}{0,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8} (0,4)^{3/2}}$$

$$B = 5,70 \text{ m.}$$

Avec une marge de sécurité de 40 % on aura

$$B = 7,98 \text{ m.}$$

## Station d'épuration

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré.

Sous réserve d'analyse, ces eaux peuvent être biologiquement traitées.

Procédés extensifs : la lagune aérée :

Ce problème est utilisé dans les régions les plus ensoleillées. Si on le pratique dans les bassins de faible profondeur. On peut obtenir une épuration du type aérobie grâce à un développement bactérien actif utilisant la pollution comme source de nutrition et aboutissant à la formation d'une boue active. Le fond de la lagune où se dépose cette boue et les divers déchets décantables reste cependant en phase anaérobie et la masse de dépôts s'accroît lentement. Ce mode de traitement n'est pas à envisager dans notre cas puisqu'il demande des superficies importantes (région de forte densité) les rendements d'épuration des lagunes ne sont pas permanents. Enfin les lagunes sont sources de mauvaises odeurs et sont inesthétiques.

Procédés intensifs :

a)- Epuration par lit bactérien : ce procédé résulte de limitation de l'auto-épuration naturelle qui a pu être observée dans les cours d'eau.

Par la création de conditions optimales pour les micro-organismes, le nombre de ces derniers est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps, qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Toutefois les lits bactériens présentent l'inconvénient d'être très sensibles aux colmatages et sont source de développement d'insecte.

b)- Epuration par boues activées :

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto-épuration par concentration de micro-organismes dans la station d'épuration. L'épuration des eaux d'égout fonctionne du fait que leurs matières organiques (dissoutes) sont absorbées par les organismes et transformées en une masse vivante. Par ce phénomène, les matières organiques des eaux usées passent de la forme dissoute, respectivement colloïdales à la forme solide, de sorte qu'ils peuvent être ensuite éliminés des eaux usées par décantation.

Vu les inconvénients que présentent les autres procédés d'épuration nous opterons pour le système d'épuration par boue activées.

Les prétraitements :

- 1) Dégrillage : Il consiste à débarrasser l'effluent des matières les plus volumineuses à la surface des eaux, il soulage le travail de la station d'épuration du point de vue biologique et protection mécanique de l'ouvrage.
- 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 0,3 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables.
- 3) Déshuilage : Il 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.
- 4) Décanteur I ( primaire ) :

Le processus principal du traitement est la décantation.

La décantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation. Une particule solide charriée par l'égout, comme tout corps pesant tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré. Si sa chute n'est pas contrariée par les forces de frottement créées par son déplacement au sein de l'eau, forces dont l'effet se traduit par une vitesse de chute uniforme.

- 5) Décanteur II ( secondaire ) : La décantation secondaire assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent.

## Plan de calcul du réseau d'assainissement

Le calcul de dimensionnement du réseau d'assainissement sont dressés sur un tableau de 25 colonnes.

Colonne 1 : Elle désigne la numération des collecteurs.

Colonne 2 : Elle désigne la numération des bassins versants.

Colonne 3 : Elle nous donne la surface des bassins versants exprimée en ha.

Colonne 4 : Elle nous donne les coefficients de ruissellement pour chaque bassin versant, ce dernier est égal à la surface imperméable sur la surface totale.

$$C = \frac{A_{\text{imp}}}{A_{\text{total}}} = \frac{\text{Surface imperméable}}{\text{surface totale}}$$

Colonne 5 : Elle représente l'intensité de la pluie qui est de 180 l/s/ha.

Colonne 6 : Elle caractérise les débits des eaux pluviales exprimés en l/s  $Q = C.I.A.$

Q : débits des eaux pluviales (l/s).

C : Coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin versant (ha).

I : Intensité des pluies l/s/ha.

Colonne 7 : Elle représente le débit des eaux usées qui est égal à 80 % du débit des eaux de consommation.

Colonne 9: Elle représente la somme des débits (  $Q_t = \text{débit total}$  )

$$Q_t = Q_u + Q_p.$$

$Q_t$  = débit total l/s.

$Q_u$  = débit des eaux usées l/s.

$Q_p$  = débit des eaux pluviales l/s.

Colonne 11: Elle nous donne la longueur des tronçons exprimés en (m).

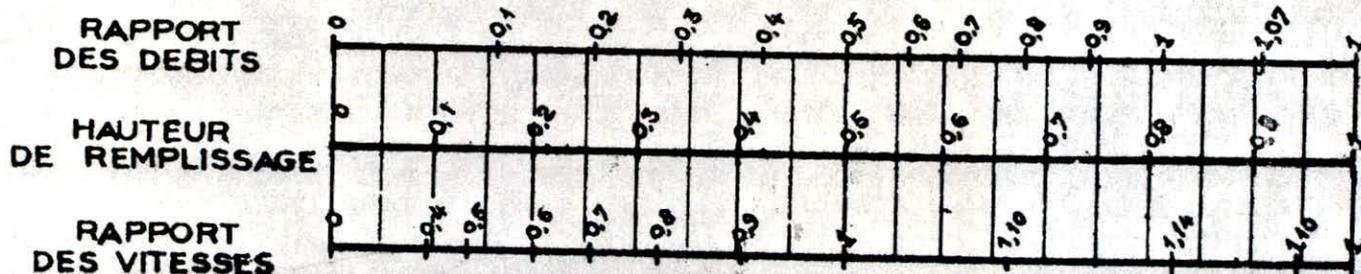
- Colonne 12.13 : Elles représentent respectivement les côtes amont et aval du terrain.
- Colonne 14.15 : Elles représentent respectivement les côtes amont et aval du radier.
- Colonne 16 : Elle nous donne la pente qui est la différence de côte amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.
- Colonne 17 : En fonction du débit et de la pente on détermine le diamètre correspondant en ma à l'aide de l'annexe de Manning - Strickler.
- Colonne 18.19 : Elles nous donnent la valeur du débit en pleine section  $Q_{ps}$  ( $m^3/s$ ) et la valeur de la vitesse en pleine section  $V_{ps}$  ( $m/s$ ) qui sont déterminées en fonction du diamètre et la pente, d'après l'annexe de Manning - Strickler.
- Colonne 20 : Elle correspond au rapport du débit d'eau usée et celui de pleine section.
- Colonne 21.22 : Après avoir déterminé le rapport des débits on lis directement sur l'annexe (X) respectivement le rapport de hauteur de remplissage et le rapport de vitesse.
- Colonne 23 : Elle nous donne le produit du diamètre et de  $R_H$ .
- Colonne 24 : Elle correspond à la vitesse d'eau pour le débit  $Q$ . Elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse.
- Colonne 25 : Elle exprime la vitesse de l'eau pour  $1/10$  du débit en pleine section. C'est la vitesse d'auto-curage elle est égale au produit de la vitesse en pleine section par 0,6.

ANNEXE X

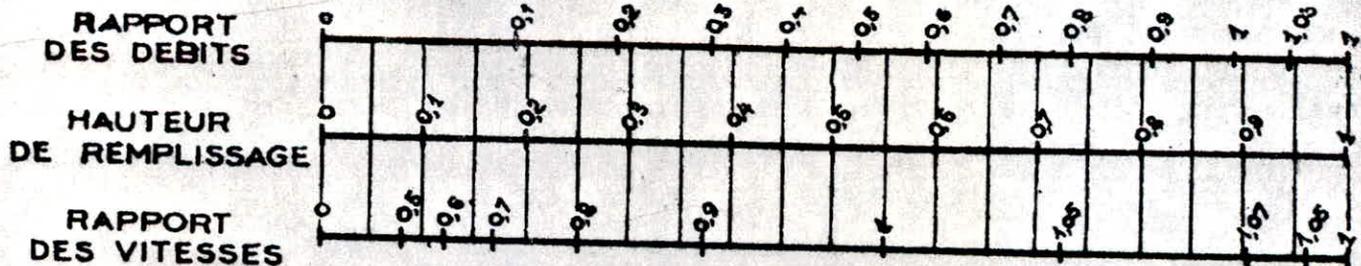
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

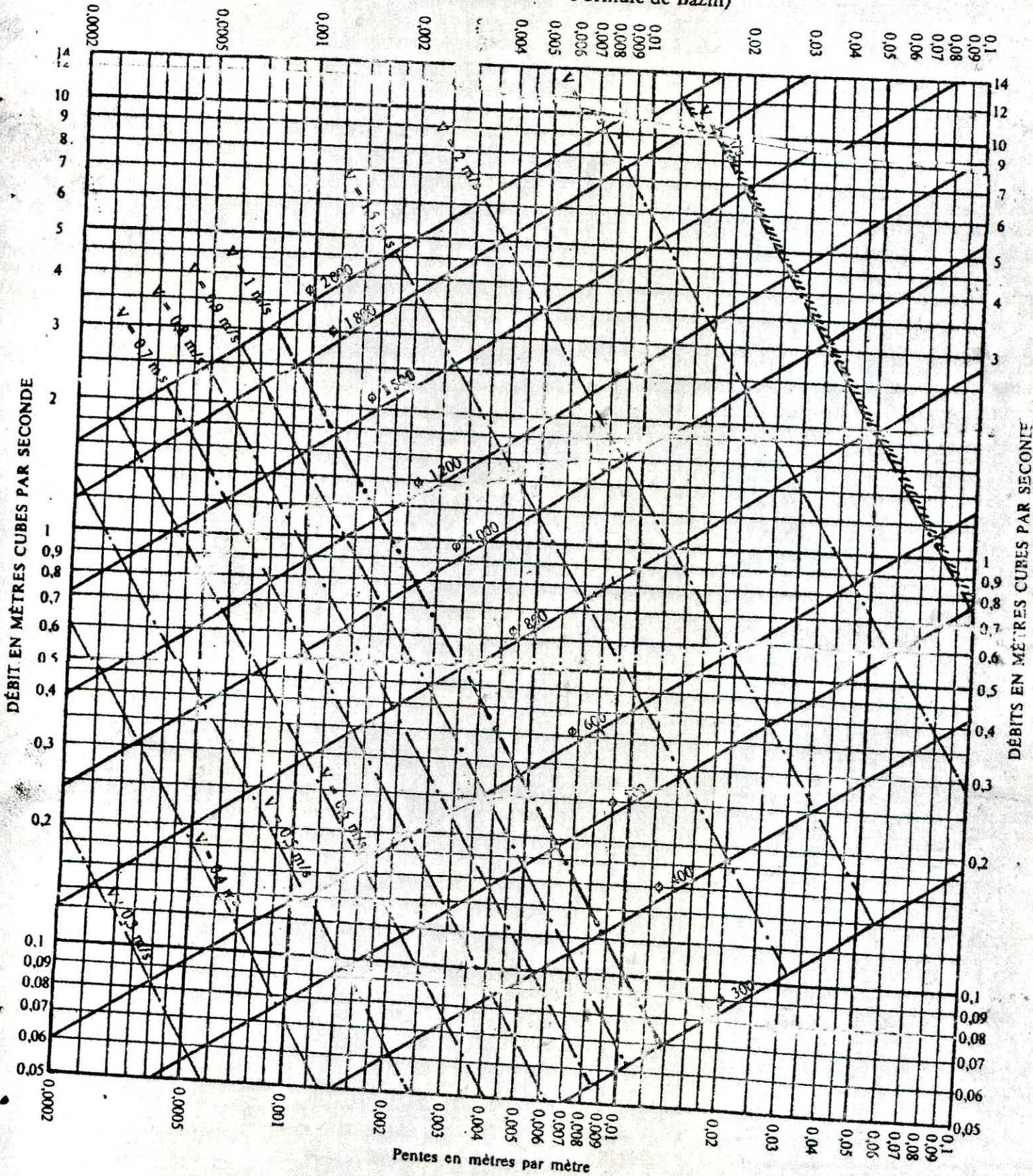


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

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



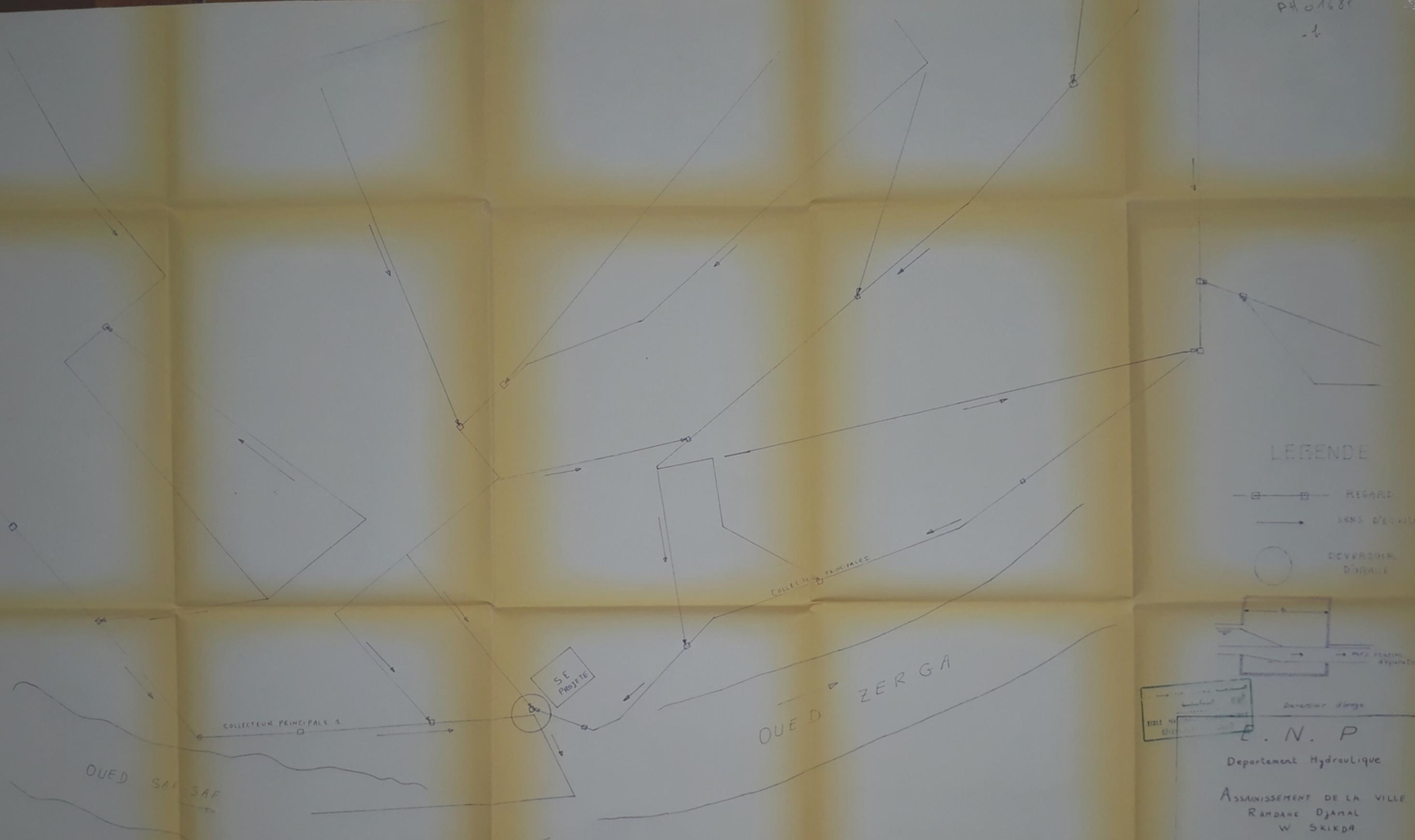
Tronçons	N° du bassin d'apport	Surface du Bassin d'apport $A_k$ (ha)	Coef de Ruissellement $C_k$	Intensité des pluies $I$ (ha/s)	Débit d'eau pluvial $Q_p = C_k \cdot i \cdot A_k$	Eaux Usées		Débit total $Q = Q_p$ l/s	Cumul du débit total l/s	longueur du Collecteur (m)	Cotes				Pentes %	Diamètres (mm)	pleine section		Rapport des débits $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$	Rapport des hauteurs $r_h = \frac{H}{H_{ps}}$	Rapport des vitesses $r_V = \frac{V}{V_{ps}}$	Hauteur de Remplissage $H = D \cdot r_H$	Vitesse REELLE $V = r_V \cdot V_{ps}$	Vitesse de l'eau pour le $\frac{1}{10} Q_{ps}$ $v = 0,6 V_{ps}$	Observation
						domestiques	industriels				Sol		Radier				$Q_{ps}$	$V_{ps}$							
											Amont	Aval	Amont	Aval											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1-2	1	5,3	0,4	180	381,6	1,93	-	381,6	381,6	80	37,51	36,88	35,01	34,38	0,78	800	790	1,63	0,48	0,48	0,98	384	1,60	0,98	
2-3	2	4,76	0,4	180	342,72	1,73	-	342,72	724,32	80	36,88	36,26	34,38	33,76	0,77	800	790	1,63	0,92	0,76	1,124	608	1,83	0,98	
3-4	3	4,07	0,1	180	73,26	1,48	-	73,26	797,58	57	36,26	36,03	33,76	33,53	0,4	1000	1080	1,35	0,74	0,64	1,09	640	1,47	0,81	
4-5	4	5,06	0,2	180	182,16	1,84	-	182,16	979,74	64	36,03	35,79	33,53	33,29	0,37	1000	1120	1,33	0,87	0,73	1,115	730	1,48	0,80	
5-6	5	4,03	0,4	180	290,16	1,47	-	290,16	1269,90	79	35,79	34,51	33,29	32,01	0,35	1200	1600	1,30	0,79	0,67	1,104	804	1,44	0,78	
I-II	I	9,93	0,4	180	714,96	3,61	-	714,96	714,96	180	38,10	36,63	35,6	34,13	0,8	800	800	1,60	0,89	0,73	1,12	5,84	1,79	0,96	
II-III	II	12,36	0,15	180	333,72	4,50	-	333,72	1048,68	125	36,63	35,93	34,13	33,43	0,6	1000	1300	1,67	0,81	0,68	1,105	680	1,85	1,00	
III-IV	III	15,29	0,45	180	1238,49	5,56	-	1238,49	2287,17	120	35,93	35,14	33,43	32,64	0,7	1200	2300	2,05	0,99	0,81	1,135	972	2,33	1,23	
IV-V	IV	13,54	0,2	180	487,44	4,93	-	487,44	2774,61	80	35,14	34,48	32,64	31,98	0,8	1500	4500	2,55	0,62	0,57	1,046	855	2,67	1,53	

## CONCLUSION

Durant notre travail pour l'élaboration du projet de fin d'étude nous avons rencontré des problèmes du fait de manque de données qui nous aurait facilité notre tâche, c'est à dire les caractéristiques du forage, leur situation exacte, profondeur de la nappe etc.... donc nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant vu les considérations économiques du projet.

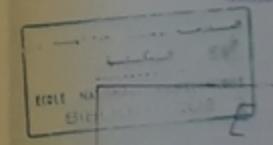
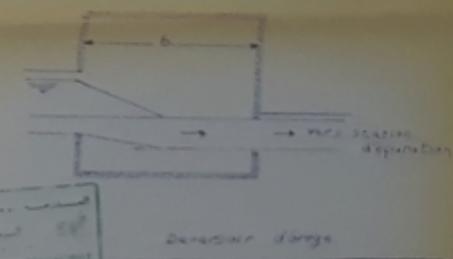
Enfin nous espérons que notre modeste étude aurait répondu au projet d'A.E.P et d'assainissement de la ville de Randane Djanel.





LEGENDE

- □ — □ — REGARD
- SENS D'ECOLEMENT
- DEVERSIOIR D'ORAGE



E. N. P  
 Departement Hydraulique  
 ASSAINISSEMENT DE LA VILLE  
 RANDANE DJANAL  
 W SKIKDA

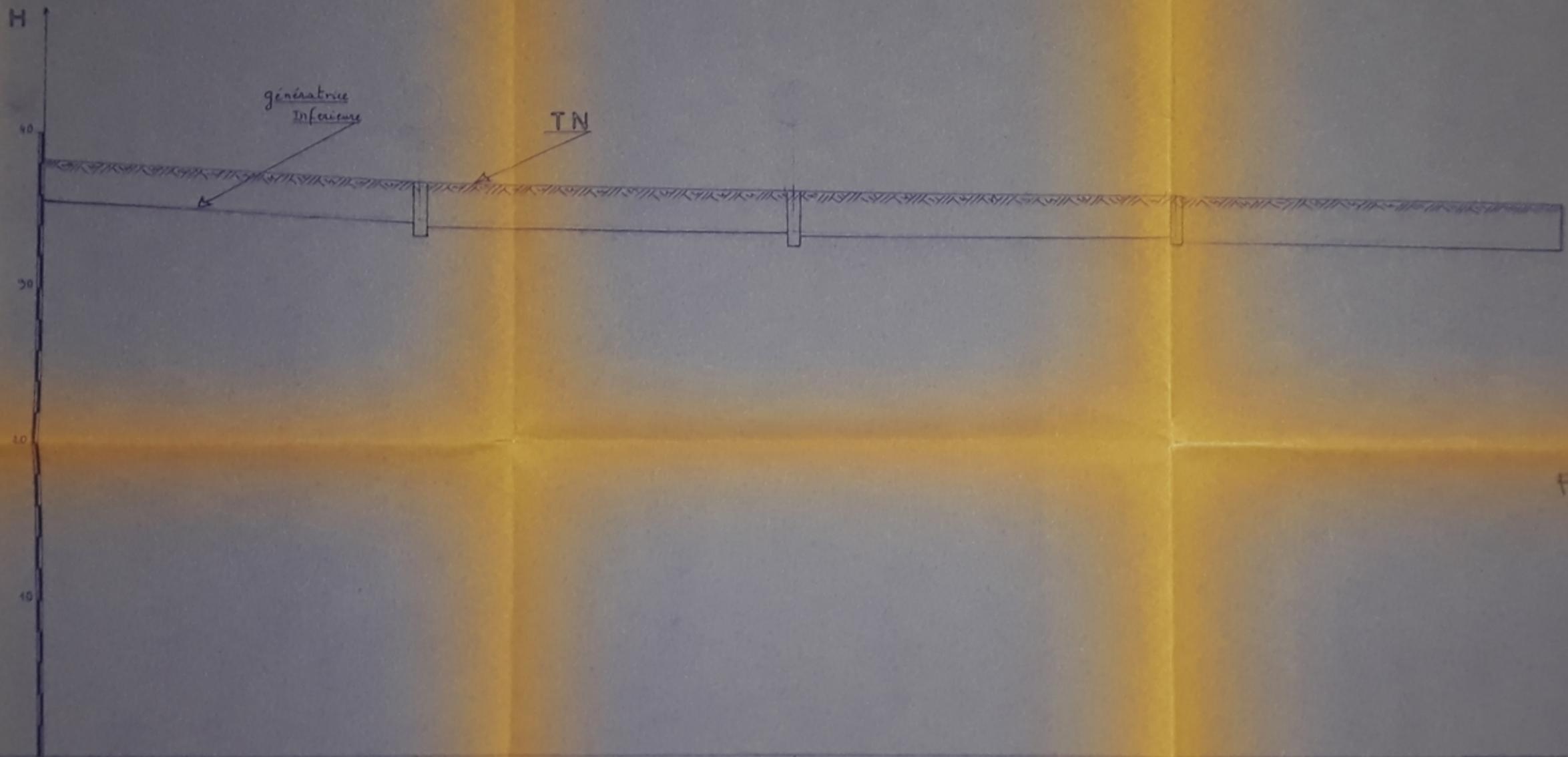
TITRE DU DESSIN	PLAN de MASSE avec Schema du reseau
ETUDE PAR	R. BRANIE L. BENNEHISSE
PROMOTEUR	Y. MILAUDI

PROMOTION JUIN 85



# COLLECTEUR N°2

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 المكتبة  
 .....  
 ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'INGÉNIEUR  
 BIBLIOTHÈQUE



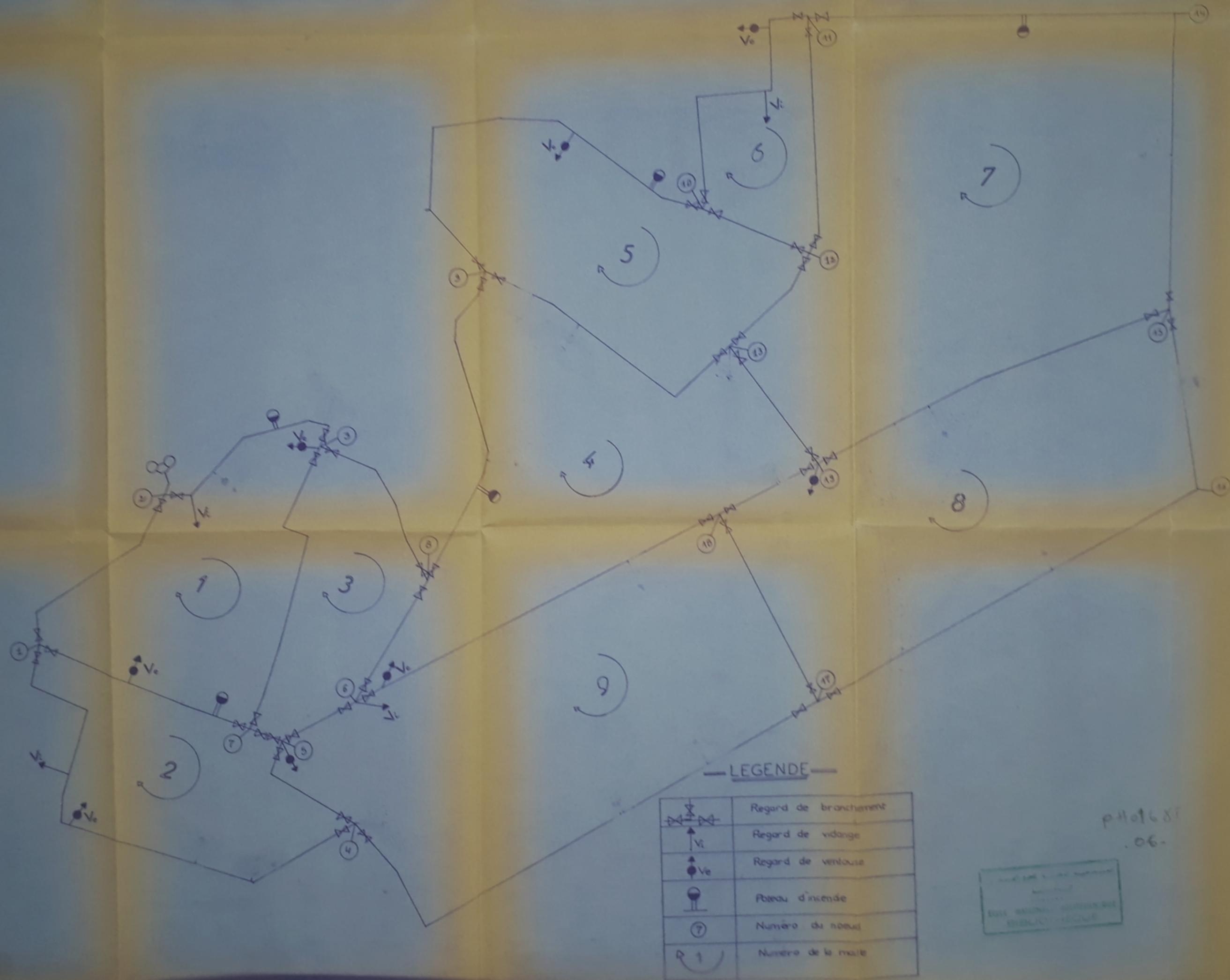
P11 012  
 -03-

Numéros des points	1	2	3	4	5
Distance partiel	180		125	120	80
Distance cumulée	180		305	425	505
Cote du terrain	2170	2170	2170	2170	2170
Cote du Radier	2170	2170	2170	2170	2170
fautes	0,08		0,06	0,07	0,08
Diamètre	800		1000	1200	1500



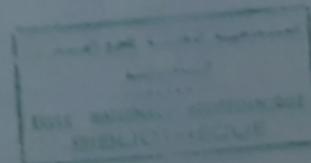


## plan de robinetterie



## — LEGENDE —

	Regard de branchement
	Regard de vidange
	Regard de ventouse
	Poteau d'incendie
	Numero du noeud
	Numero de la maille

P401651  
.06-



20  
38910HD

— LEGEN —

①	Numéro de la maille
②	Numéro du nœud
→	Débit sout
→	Débit du tronçon
→	Longueur du tronçon

BIBLIOTHÈQUE NATIONALE  
BIBLIOTHÈQUE

