

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

102

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Alimentation En Eau Potable
DE S. MAHFOUD**

D. BOUFARIK

6 PLANCHES

Proposé par : SETHYAL

Etudié par : B. Karima

Dirigé par : Melle

Belbaki

Ben mamar

PROMOTION. Janvier. 88

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RePublique Algerienne democratique et populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
École nationale polyTechnique d'Alger

Departement Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

Sujet

Alimentation en eau Potable
de Si MahFoud
(D. BOUFARIK)

Proposé par:
S.E.T.H.Y.A.L

Etudié par
B. BELBAKI

Dirigé par:
BEN MAMAR

DEDICACES

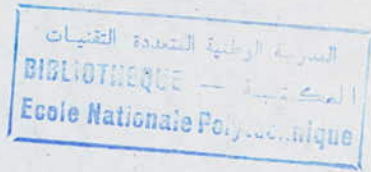
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ce modeste travail est en signe de respect et de reconnaissance :

- A mon très cher père Chellali ben Ali et ma Mère pour tous leurs sacrifices et soutien moral consacrés à mon égard pour que je réussisse.
- A mes Frères : Rabah, Abderrezak, Abdeslem et en particulier à Mahfoud qui m'a beaucoup aidé et encouragé.
- A ma Soeur Fadila.
- A mes Cousines : Fatma-Zohra, Samira.
- A Micheline.
- Et à mes Amies de l'E.N.P. : Soumia - Ouahida et Akila.
- Et à mon Neveu Hamza.

B. BELBAKI

Remerciements



Je tiens à exprimer ma gratitude à :

- Monsieur Kacimi et l'ingénieur Choukri de la S.E.T.H.Y.A.L pour tous leurs conseils et leurs aides
- Ma promotrice M^{elle} Ben Mamar pour tous les conseils et les orientations qu'elle n'a cessé de me communiquer durant ma formation
- Tous les enseignants du département d'hydraulique sans oublier M^{elle} Zerfa et M^{elle} Naima la secrétaire.
- et sans oublier M. Salah pour son aide

S O M M A I R E

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

	<u>Pages</u>
- CHAPITRE I : INTRODUCTION	1
- CHAPITRE II : LES BESOINS EN EAU	2
- CHAPITRE III : LES RESERVOIRS	7
- CHAPITRE IV : ADDUCTION	17
- CHAPITRE V : LES POMPES ET LES FORAGES	22
- CHAPITRE VI : DISTRIBUTION	29
- CHAPITRE VII : TRAITEMENT DE L'EAU DE CONSOMMATION ET LES EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION	48
- CHAPITRE VIII : COUP DE BELIER	49
- CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES	76

INTRODUCTION : 1

- Le bond démographique et l'exode rurale ont contribué à l'extension territoriale et à l'amélioration du niveau de vie.

Comme toutes les villes d'ALGERIE, la ville de SI-MAHFOUD n'a pas échappé à ce problème qui a engendré d'autres problèmes dont celui de l'alimentation en eau potable.

Pour l'instant, l'alimentation de cette ville se fait à partir d'un Puits local vers un chateau d'eau ancien de 5,0 à 6,0 m de hauteur ayant une capacité approximative de 15 m³.

Aucune activité de grosse consommation d'eau n'est plus menée dans cet ancien Centre agricole où des appartements ont été créés à forte densité dont la population ne peut plus être alimentée par le système existant et vétuste.

Le réseau de distribution actuel consiste en quelques conduites anarchiquement posées de diamètres faibles, qui sont inadaptables dans un réseau correctement confectionné.

Donc, projeter un réseau d'alimentation en eau potable pour la ville de SI-MAHFOUD, est le but de notre projet de fin d'étude.

CHAPITRE -

I/ - PRESENTATION DE LA VILLE DE SI-MAHFOUD -

La ville de SI-MAHFOUD est située dans la Daïra de BOUFARIK à 30 Kms d'ALGER, elle a une superficie de 35,30 ha.

En se référant à la carte topographique, nous avons le point le plus haut qui domine l'ensemble est situé au sud de la ville à une altitude de 66 m, et le point le plus bas est situé au nord de la ville à une altitude de 62 m.

Donc le terrain n'est pas accidenté et ne présente pas de pente à forte déclivité.

L'étude climatique est nécessaire pour tout projet d'hydraulique afin de permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau.

Le caractère essentiel du climat de la région de SI-MAHFOUD réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (Mai-Septembre) et d'une saison humide (Octobre-Avril).

II/ - DEMOGRAPHIE -

L'évolution démographique de la ville de SI-MAHFOUD est déduite du recensement effectué en 1987.

Ce recensement a établi une population égale à 3.050 habitants.

Sachant que le taux d'accroissement de la population est de 3,2%, nous pouvons évaluer la population en 2007.

1°) Evaluation de la population à l'an 2007 :

Elle se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$N_f = N \times (1 + P)^n$$

N_f : population totale / L'horizon de l'étude

N : " " de l'année 1987

P : taux d'accroissement global

n : nombre d'années

N = 3.050 habitants ; horizon 2007

P = 3,2% ; n = 20

$$N_f = 3.050 \times (1 + 0,032)^{20} = 5.726$$

N_f = 5.730 habitants.

2°) Répartition de la Population :

En s'aidant du plan d'urbanisme de la Ville, une répartition des a été réalisée suivant l'importance des types d'habitations.

Ceci nous a permis d'établir un tableau (Tab. I) de la répartition de la population par densité.

REPARTITION DE LA POPULATION

Désignation de la Zone	Surface ha	Zone	Habitants
Domaine	15,52	Faible I	2.427
Cité d'habitation	17,78	Moyenne II	3.303
Total	35,30	-	5.730

Tableau I

3°) Les dotations en eau :

Les besoins en eau sont évalués en tenant compte des augmentations de consommation dans le temps dues au progrès, à l'hygiène, aux extensions possibles de l'agglomération et des pertes dans le réseau de distribution.

Selon les normes pour ville de 5.000 à 20.000 habitants, la dotation est de 150 à 200 l/hab./J.

Ceci nous a permis d'établir un tableau (Tab. II) donnant les consommations.

Dotations

Désignation de la Zone	Surface ha	Zone	Habitants	P/S/ha de la Zone
Domaine	15,52	Faible I	2.427	150
Cité d'Habitation	17,78	Moyenne II	3.303	150
Total	35,30	-	5.730	-

Tableau II

Remarque :

Les dotations citées ci-dessus sont choisies en tenant compte :

- des consommations domestiques (cuisine - douche)
- des consommations publiques (équipement sociaux, commerciaux ...)
- de l'irrigation domestique
- des besoins en eau pour l'extension future.

IV/ - CALCUL DES BESOINS EN EAU -

La consommation en eau potable est souvent soumise à plusieurs variations dues à l'irrégularité des consommations journalières, mensuelles et saisonnières.

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

1°) Détermination des différents coefficients Ko, Kj, Kp

a - Coefficient des variations horaires (Ko)

Le coefficient des variations horaires Ko est égal au rapport de la consommation maximale horaire et consommation moyenne horaire.

Donc :

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

On prendra :

$$K_o = 1,3$$

b - Coefficient des variations journalières (Kj)

Le Coefficient des variations journalières est égal au rapport de la consommation journalière maximale et la consommation moyenne journalière.

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

On prendra :

$$K_j = 1,8$$

c - Coëfficient de pointe Kp

Le coëfficient de pointe est le produit du coëfficient des variations horaires et du coëfficient des variations journalières.

$$Kp = Ko \times Kj = 1,3 \times 1,8 = 2,4$$

D'où $Kp = 2,4$

2°) Consommation moyenne du jour du mois de pointe de l'année Qmn

La consommation moyenne du jour est égale au produit de la consommation moyenne de l'année (Qm) et du coëfficient des variations horaires (Ko)

Donc : $Qmn = Ko \times Qm$

Avec $Qm = 150 \times 5,730 = 859,5 \text{ m}^3/\text{J}$

$Ko = 1,3$

d'où $Qmn = 1,3 \times 859,5 = 1.117,35 \text{ m}^3/\text{J}$

3°) Consommation en heure de pointe Qp

La consommation en heure de pointe est le produit du coëfficient de pointe horaire (Kp) et de la consommation moyenne de l'année.

$Qp = Kp \times Qm$

Avec $Qm = 859,5 \text{ m}^3/\text{J}$

$Kp = 2,4$

Donc $Qp = 2.062,80 \text{ m}^3/\text{j}$

4°) Mode de répartition du débit maximum

Nous pouvons dresser un tableau donnant la variation de consommation (voir tab. III).

VARIATION DE CONSOMMATION -

Désignation de la Zone	Surface ha	Population - P -	Consommat. d'eau P/J/ha	Q totale m ³ /j	Q Moy. = Qm X K K = 1,3	Q. Moy. m ³ /h	Q. Moy. l/s
Domaine	15,52	2.427	150	240	312	13	3,61
Cité d'habitation	17,78	3.303	150	619,5	805,35	33,56	9,32
Total	35,30	5.730	-	859,5	1.117,35	46,56	12,93

Tableau III

CONCLUSION :

Pour la consommation en heure de pointe, seront dimensionnées :

- la conduite qui part du réservoir au réseau de distribution appelée conduite d'aménée,
- et toutes les conduites du réseau de distribution.

V/ - RESSOURCES EN EAU :

Les besoins dans le futur seront couverts par 2 forages situés dans la zone d'implantation.

Les caractéristiques du forage sont données dans le tableau IV.

CARACTERISTIQUES DU FORAGE -

	: Abscisse	: Ordonné	: N. S	: N. D	: Profondeur	: Diamètre	: Q. l/s
Forage	: X (m)	: Y (m)	: (m)	: (m)	: du forage		
F1	: 527,425	: 361,725	: 18,88	: 360	: 60		: 40

Tableau IV

	: Abscisse	: Ordonné	: N.S	: N.D	: Profondeur	: Diamètre	: Q. l/s
Forage	: X (m)	: Y (m)	: (m)	: (m)	: du forage		
F2	: 527,9	: 362,00	: 21,20	: 30	: 60		: 20

CHAPITRE III -

LES RESERVOIRS

Pour pouvoir restituer l'eau aux consommateurs au moment des heures de pointes, ou en cas d'accidents sur la conduite d'adduction, on a conçu un réservoir de stockage et qui régularisera les débits (demande et apport).

Cette régularisation est basée sur les faits suivants :

- Installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec régularité.
- Pour l'harmonisation d'adduction et distribution, le réservoir permet pendant les heures de faible consommation, de stocker les différences des débits.

A) - IMPLANTATION DU RESERVOIR -

L'implantation du réservoir est basée sur deux points importants :

- Le relief
- Les dépenses minimales des frais d'investissements et d'exploitation.

Ceci nous a menés à tenir compte des facteurs suivants :

- les pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable qui est le point le plus haut à alimenter.
- L'état du relief qui favorise la construction d'un réservoir sur sol qui a les propriétés technico-économiques suivantes :
 - simplicité pour la réalisation du coffrage
 - pas de risque de basculement
 - étanchéité plus facile à réaliser.

1) Détermination de la côte du radier -

L'emplacement du réservoir doit être choisi de façon à satisfaire les abonnés en eau et donner une pression suffisante au moment des heures de pointes; en conséquence, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur à la plus haute côte piezométrique imposée dans le réseau de distribution.

La côte du radier du réservoir est déterminée à partir de la formule suivante :

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

C_t : Côte du terrain du point le plus favorable, dans notre cas $C_t = 66,7$ m.

H : Hauteur prise en fonction du nombre d'étages de la construction.

Dans notre cas, il est prévu des immeubles avec rez-de-chaussée et un étage ($R + 1$); donc on aura : $H = 4 + 2.1 + 1 = 7$ m.

P_s : Colonne d'eau supplémentaire qui tient compte des chauffe-eau, appareils, etc

On prendra $P_s = 3$ m.

h_{we} : Perte de charge linéaire dans la conduite de distribution

$h_{we} : J.L$ avec J : gradient de la perte de charge

h_{wi} : perte de charge singulière

On prendra $h_{wi} = 2,5$

1) Calcul de la perte de charge linéaire dans la conduite d'amenée

- Méthode classique

$$DH = J. L_e$$

$$L_e = 1,15 L$$

avec : L_e = longueur équivalente de la conduite

L : étant la longueur de la conduite

a) Calcul du diamètre de la conduite d'amenée

En supposant une vitesse moyenne de $1,5$ m/s et un coefficient de rugosité

$$E = 0,1 \text{ mm}$$

De l'équation de continuité on a ;

$$Q_p = VA = V \frac{3,14 D^2}{4} \quad D = \left(\frac{4 Q_p}{3,14 V} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_p = 0,02387 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{débit de pointe})$$

$$\text{on trouve } D = \left(\frac{4 \times 0,02387}{3,14 \times 1,5} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,142 \text{ m}$$

on prendra $D = 150$ mm (comme diamètre normalisé)

b) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de DARCY-

WEISBACH :

$$J = \frac{F V^2}{2g.D}$$

avec :

J : gradient de perte de charge

V : vitesse en m/s

D : diamètre en m

G : accélération de la pesanteur ($G = 9,81 \text{ m/s}^2$)

F : coefficient de frottement

telle que F est donné par la formule de COOLE BROK :

$$\frac{1}{VF} = 0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re } VF} \right)$$

ou :

E : Coefficient de rugosité

$\text{Re} = VD/V$ (REYNOLD)

avec :

V : viscosité cinématique de l'eau = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

La résolution de l'équation se fera par approximations successives

$$F = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D} \right)^{-2}$$

Pertes de charges linéaires :

$$D_h = J \cdot L$$

avec L : longueur de la conduite

Pertes de charge totale :

$$D_{Ht} = D_h \text{ linéaire} + D_h \text{ singulière}$$

on a estimé les pertes de charges singulières à 15 % des pertes de charges linéaires.

$$\text{d'où : } D_{Ht} = 1,15 D_h = 1,15 J L$$

$$\left. \begin{array}{l} J = 0,0050 V \\ L = 192 V_m \end{array} \right\} D_H = 8,73 \text{ m}$$

$$\text{d'où } C_v = 66,7 + 2,5 + 3 + 7 + 8,73 = 88,5 \text{ m}$$

$$C_v = 88,5 \text{ m}$$

B) - CAPACITE DU RESERVOIR -

La détermination de la capacité du réservoir se calcule en fonction du débit d'apport pendant les différentes heures de la journée.

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sorti pendant différentes heures de la journée.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence du volume maximum et celle du volume minimum entre l'apport et la consommation.

Le volume sera égal à la somme de ces différences en valeurs absolues, ajouté à ceci une réserve d'incendie disponible à tout moment correspondant à une durée d'extinction d'un sinistre évalué à 2 heures.

On prend tous les coefficients horaires (ah) répartis suivant les différentes heures de la journée (voir tableau V colonne 2) on les multiplie par $24/100$.

Pour une heure bien défini, on prend le débit maximal horaire et on le multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume horaire (voir colonne 4). Ensuite on fait le cumul des volumes consommés et leurs apports.

La différence entre ces deux derniers nous donne les colonnes 7 et 8.

$$VR = V \overset{+}{\text{Max.}} + V \overset{-}{\text{Min.}} + V \text{ Incendie}$$

avec $V \overset{+}{\text{Max.}}$: excès pendant les différentes heures de la journée.

$V \text{ Min.}$: déficit pendant les différentes heures de la journée.

$V \text{ Incendie}$: réserve d'incendie estimée à 120 m³

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

Alors du tableau de calcul de la capacité du réservoir, nous avons :

$$VR = 146,32 + 68,3 + 120 = 334,62 \text{ m}^3.$$

On normalise ce volume à 500 m³.

TABLÉAU N° V

Heures	Coëf. Hor. ah %	Volume m3		Volume Cumulé		DV +	DV -
		Qost	Qst. ah	V app	V cumulé		
0 - 1	1,5	46,66	16,80	46,66	16,80	29,86	
1 - 2	/	/	/	93,32	33,6	59,72	
2 - 3	/	/	/	139,98	50,4	89,58	
3 - 4	/	/	/	186,64	67,2	119,44	
4 - 5	2,5	/	27,80	233,3	95	138,3	
5 - 6	3,5	/	38,64	279,96	133,64	146,32	
6 - 7	4,5	/	50,39	326,62	184,03	142,59	
7 - 8	5,5	/	61,59	373,28	245,62	127,66	
8 - 9	6,25	/	69,99	419,94	315,61	104,33	
9 - 10	/	/	/	466,6	385,6	81	
10 - 11	/	/	/	513,26	455,59	57,67	
11 - 12	/	/	/	559,92	525,58	34,34	
12 - 13	5	/	55,99	606,58	581,57	25,01	
13 - 14	/	/	/	653,24	637,56	15,68	
14 - 15	5,5	/	62,34	699,9	699,9	0,00	
15 - 16	6	/	67,19	746,56	766,34		20,78
16 - 17	/	/	67,19	793,22	833,53		40,31
17 - 18	5,5	/	61,59	839,88	895,12		55,24
18 - 19	5,0	/	55,99	886,54	951,11		64,57
19 - 20	4,5	/	50,39	933,2	1001,5		68,3
20 - 21	4,0	/	44,79	979,86	1046,24		66,43
21 - 22	3	/	33,59	1026,52	1079,88		53,36
22 - 23	2	/	22,40	1073,8	1103,04		29,1
23 - 24	1,5	/	16,80	119,84	1119,84		0,00

C/ - DIMENSION DU RESERVOIR -

Pour dimensionner notre réservoir, on suppose que la hauteur h de la cuve est de cinq mètres (5 m) et que la forme sera cylindrique.

d'ou le calcul du diamètre se fait comme suit :

$$V = Ah = 3,14 \frac{D^2}{4} \cdot h$$

avec V : volume du réservoir

on aura :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{3,14 \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{5 \cdot 3,14}} = 11,28 \text{ m}$$

D/ - TYPE DU RESERVOIR -

Etant donné que le réservoir se trouve à une côte de 90 m et la côte du radier CV égale à 88 ,2 , cela nécessite l'enterrement du réservoir.

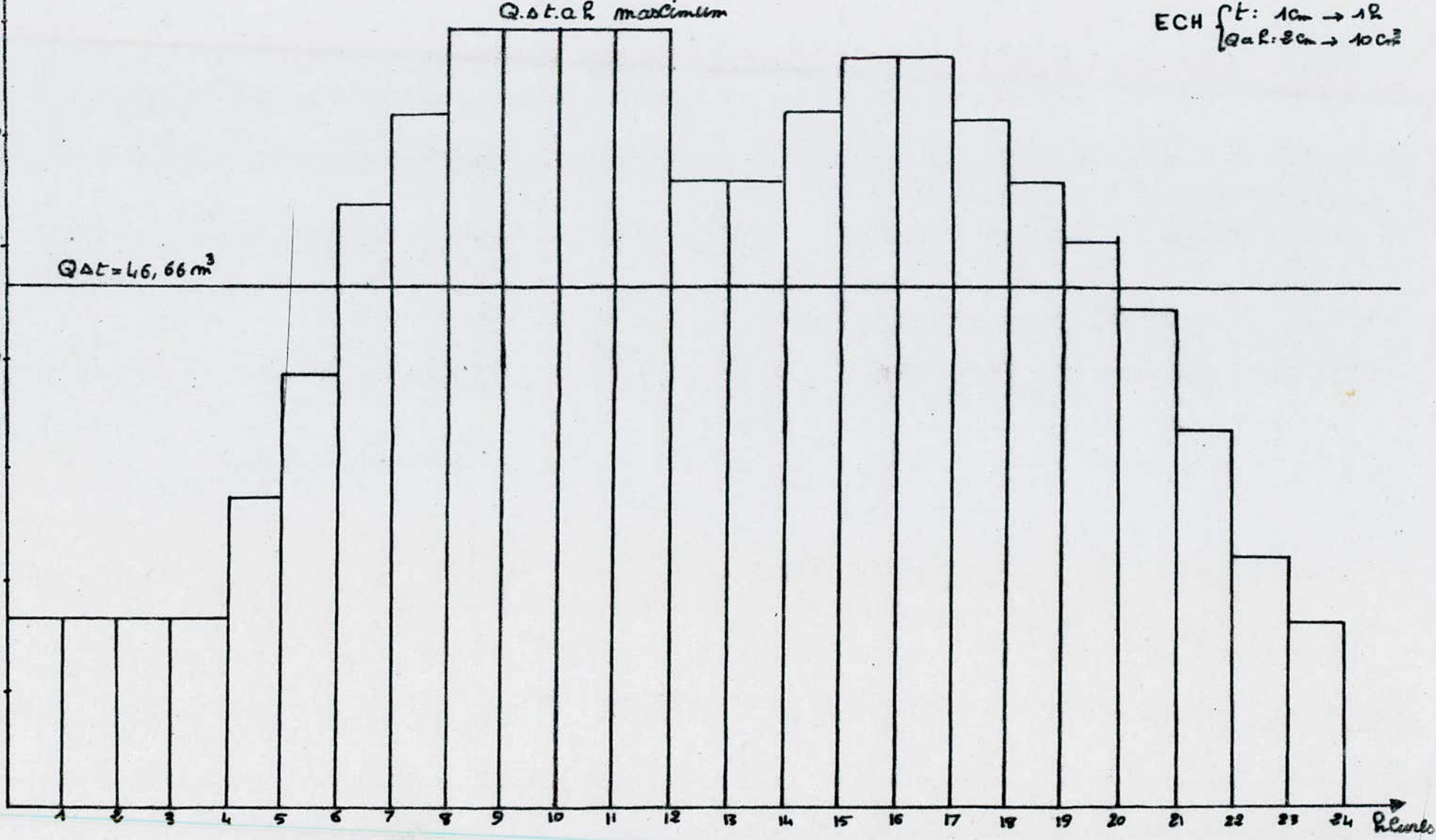
Q. a. h (m³)

CALCUL DE LA CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR

ECH { t: 10m → 1h
Q a. h: 2cm → 10cm²

Q. a. h maximum

QAT = 46,66 m³



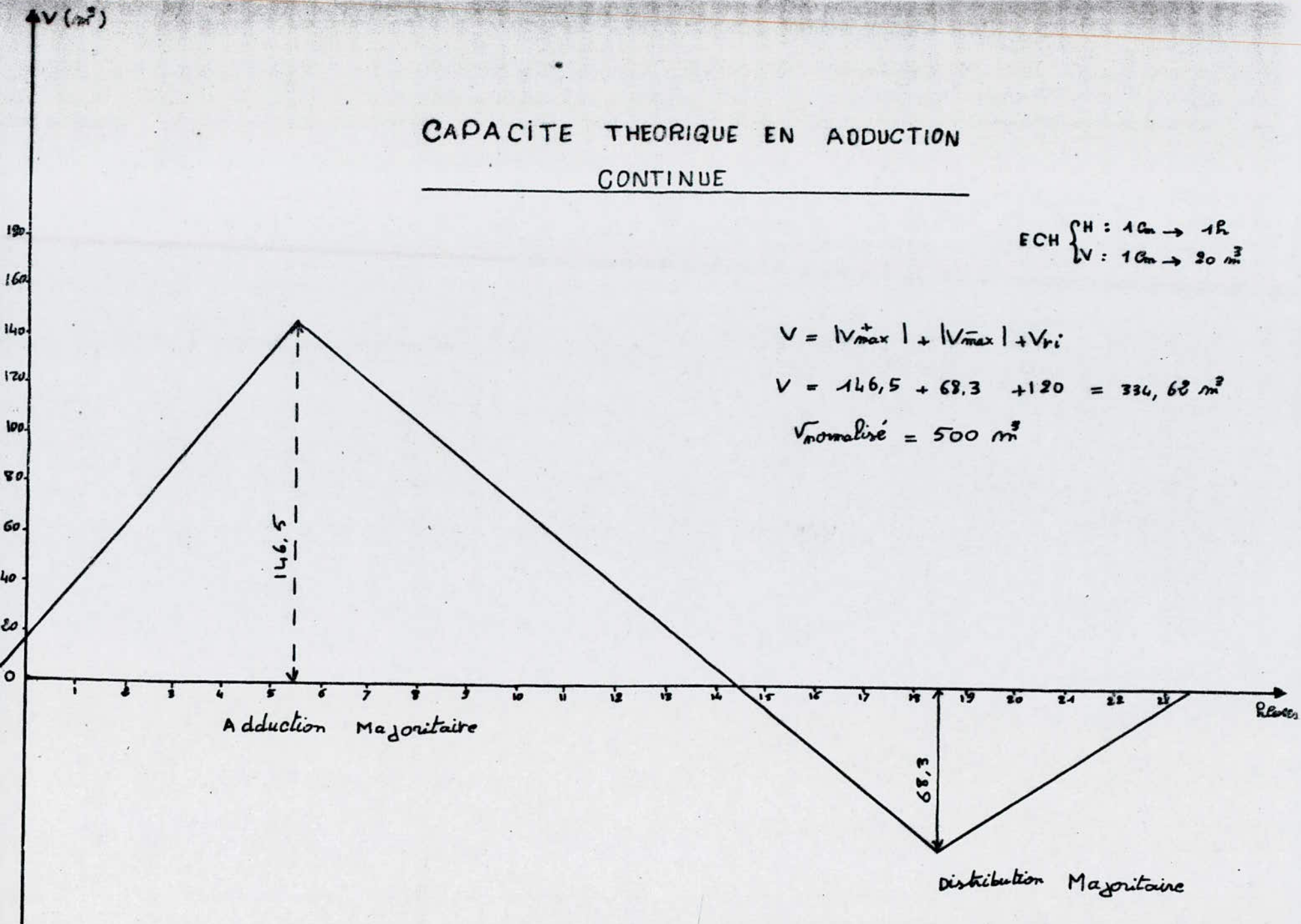
CAPACITE THEORIQUE EN ADDUCTION CONTINUE

$$ECH \begin{cases} H : 10m \rightarrow 1R \\ V : 10m \rightarrow 20 m^3 \end{cases}$$

$$V = |V_{max}^+| + |V_{max}^-| + V_{ri}$$

$$V = 146,5 + 68,3 + 120 = 334,8 m^3$$

$$V_{normalise} = 500 m^3$$



EQUIPEMENT DU RESERVOIR -

1/ - ARRIVEE DE LA CONDUITE D'ADUCTION -

L'arrivée de la conduite d'aduction s'effectue par subverse en chute libre, ceci d'une part pour provoquer une oxygénation de l'eau, d'autre part ça nous permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

Cette arrivée sera réglée par un robinet à flotteur.

2/ - ROBINET FLOTTEUR -

Il sert à éviter le déversement d'eau (trop-plein), c'est-à-dire qu'il s'ouvre lorsque le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referme progressivement au fur et à mesure que le plan d'eau remonte jusqu'au niveau maximum.

Par sa fermeture lente, il permet d'éviter le coup de bélier.

3/ - DISTRIBUTION -

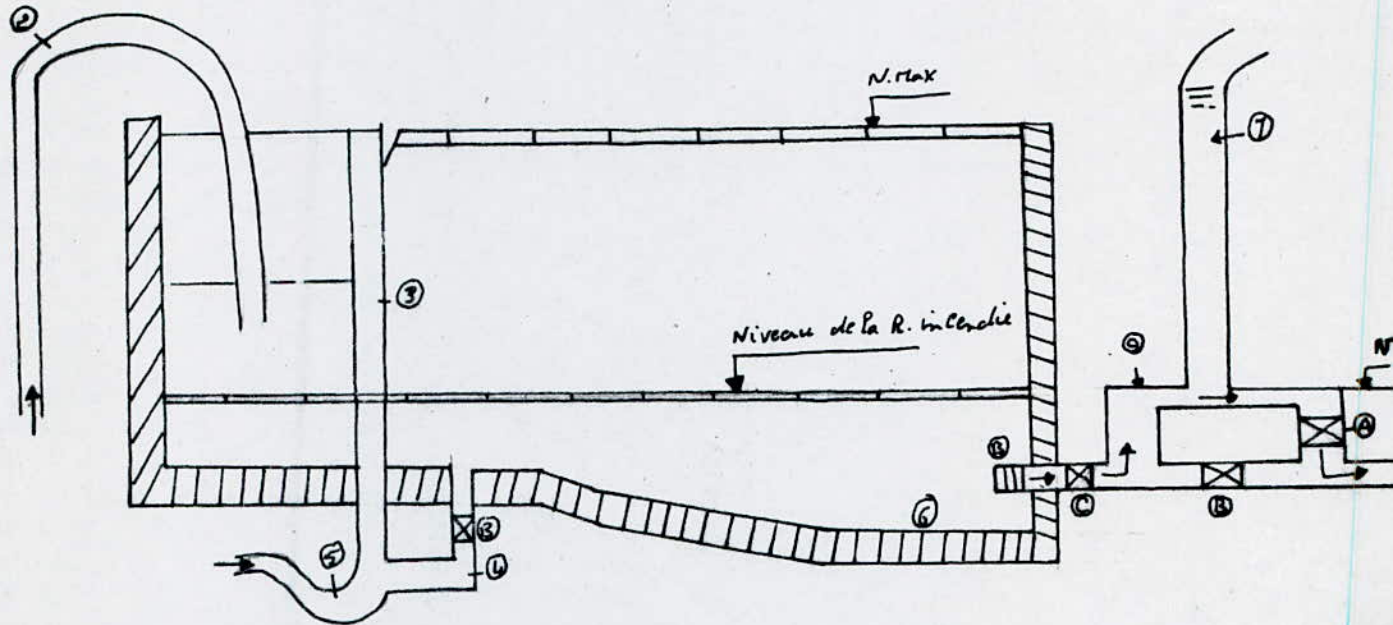
Le départ de la conduite de distribution se fait à partir d'une hauteur de 0,15m à 0,20m au dessus du radier, et ceci pour faciliter le passage de l'eau d'une part, et éviter l'introduction des boues ou de sable qui pourraient, éventuellement, se décanter dans la cuve d'autre part, on prévoit aussi une espede minimale de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'une baisse rapide du plan d'eau et, de ce fait on évite la pénétration d'air dans la conduite.

4/ - EVACUATION DU TROP-PLEIN -

Comme tout autre appareil, il arrive que le robinet ne fonctionne plus et c'est pour cette raison d'ailleurs qu'on doit prévoir un trop-plein qui aura pour but d'évacuer la totalité du débit qui arrive au réservoir.

La canalisation du trop-plein débouchera sur un exutoire pour éviter toute pollution ou introduction d'insectes ou d'animaux dans le réservoir, on aménagera ce qu'on appelle un syphon trop-plein qui maintiendra constamment une partie de cette canalisation pleine.

EQUIPEMENT DU RESERVOIR -

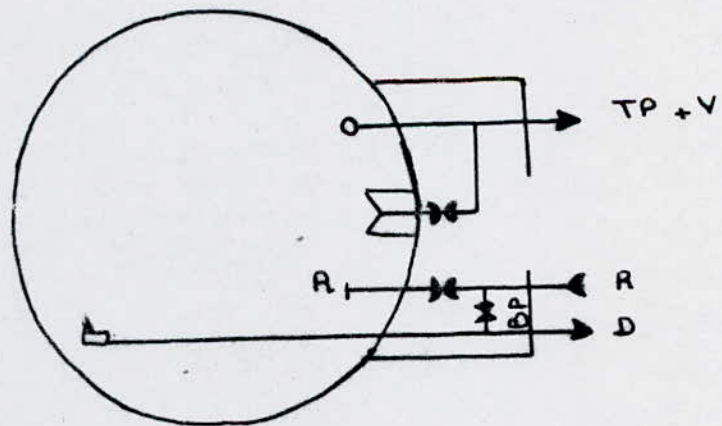
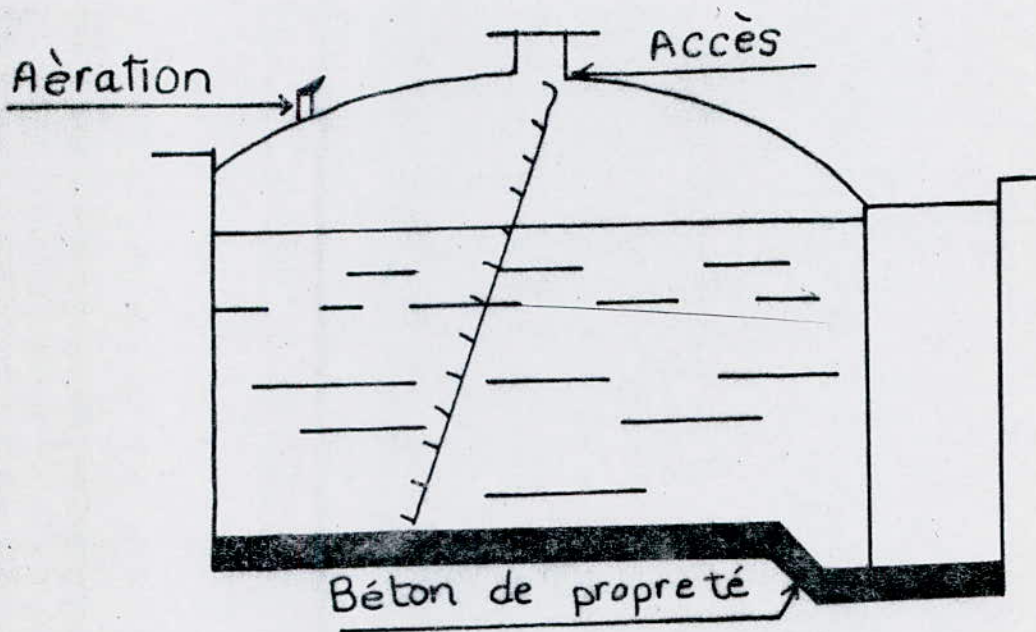


un siphon (9) qui, grâce à l'évent (7) ouvert à l'air libre, se désamorce une fois que le niveau d'eau descend en N.

en cas de service normale, le robinet (A) est ouvert (B) est fermé. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (B), il est toujours bon de prévoir un autre robinet-vanne (C) qui permet la réparation de (B) et (A) en cas de besoin.

- 1 - Flotteur
- 2 - Arrivée d'adduction
- 3 - Trop-plein
- 4 - Vidange
- 5 - Siphon tro-plein
- 6 - Puisard
- 7 - Event
- 8 - Crépine
- 9 - Siphon

A, B, C, D - Robinets - Vanne - Sens d'écoulements.



Réservoir enterré cylindrique

CHAPITRE IV. --

ADDITION

L'écoulement de l'eau du point de captage vers le réservoir s'effectue dans une conduite appelée conduite d'adduction.

CHOIX D'ADDITION :

Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Donc l'adduction sera par refoulement.

1/ - Choix du tracé du profil en long de la conduite d'adduction -

Le tracé du profil en long de la conduite d'adduction a été étudié sur une carte topographique de la région à l'échelle 1/5000.

Pour le choix de ce tracé, on s'est efforcé, dans la mesure du possible, de respecter les impératifs suivants :

- on a choisit un tracé court avec rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- on a évité les profils horizontaux.
- on a suivi, dans la mesure du possible, les chemins existants (route-piste) car ils facilitent l'acheminement du matériel.
- le tracé en plan sera conçu avec des coudes, largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes (voir plan N° 3).

2/ - Calcul du diamètre économique -

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et station de pompage sont liées, donc la relation de BONNIN nous donne une approche du diamètre économique et, à partir de la valeur ainsi déterminée, on choisit des ϕ normalisés.

- Relation de BONNIN :

$$D = Q^{1/2}$$

$$Q = 40 \text{ l/s} \rightarrow D = (40 \times 10^{-3})^{1/2} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{donc le diamètre normalisé } D = 200 \text{ mm}$$

- Calcul de la hauteur manométrique HMT -

$$HMT = DH + Hg \quad (m)$$

avec : DH = 1,150 Dh (perte de charge totale)

Dh = J.L (perte de charge linéaire)

L = longueur de la conduite

Hg = hauteur géométrique d'élévation pour le cas du refoulement
à partir d'un forage vers un réservoir.

$$Hg = (\text{cote TP} + 0,5) - \text{cote ND}$$

TP = trop-plein

N.D : niveau dynamique

CTP = CP + hauteur d'eau dans le réservoir R.

$$CTP = 85 + 5 = 90 \text{ m}$$

$$CND = 20 \text{ m} \quad (\text{Donnée})$$

D'où :

$$Hg = (90 + 0,5) - 20 = 70,5 \text{ m}$$

- Amortissement annuel -

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

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

i : taux d'annuité = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement de la conduite n = 30 ans

on aura donc :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09 \text{ DA}$$

- Puissance de pompage -

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot Hnt}{Z}$$

P : puissance en KW

Z : rendement de la pompe

Q : débit de forage

Hnt : hauteur manométrique

- Energie consommée par la pompe (E)

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad \text{KW.h/an}$$

t : nombre d'heures de pompage par jour.

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

$$C = a + CPc + dPa + en \text{ nv}$$

a : redevance fixe ; a = 28 DA/mois

CPe : puissance mise à la disposition

$$CPc = 2,10 \text{ DA/Kwh/mois}$$

dPa : puissance absorbée

$$dPa = 9,80 \text{ DA/Kwh/mois}$$

eh : coefficient de pondération

telles que aux :

- heures de pointes 17 h - 21 h

$$eh \ 1 = 0,4735 \text{ DA/Kwh}$$

- heures pleines 16 h - 17 h; 21 h - 22 h 30

$$eh \ 2 = 0,0981 \text{ DA/Kwh}$$

- heures creuses 22 h 30 - 6 h

$$eh \ 3 = 0,0248 \text{ DA/Kwh}$$

Etant donné qu'on a un refoulement de 24 h / 24 h

Donc :

$$eh = \frac{4 \times 0,4735}{24} + \frac{0,0981 \times 12,5}{24} + \frac{0,0248 \times 7,5}{24} = 0,1378 \text{ DA/Kwh}$$

$$\text{d'ou } e = \frac{28}{24 \times 30} + \frac{2,10}{24 \times 30} + \frac{9,80}{24 \times 30} + 0,1378 = 0,19 \text{ DA/Kh}$$

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

1°) - Détermination des Frais d'amortissement

- Tableau N° I

D (mn)	: Prise en :Mètre Linéaire:	:	L (m)	:	Prise de la : Conduite :	: Annuité
150	: 230	:	1925	:	442750	: 84.122,5
200	: 310	:	/	:	596750	: 113.382,5
250	: 460	:	/	:	885500	: 16.824,5
300	: 630	:	/	:	1212750	: 109.147,5

2°) - Caloul de Hauteur -

- Tableau N° II

D (mm)	V (m/s)	Re. 10 ⁵		DHt (m)	Hmt (m)
150	226	3,39	0,033677	126,9	199,4
200	1,27	2,54	0,030815	27,50	100
250	0,815	2,03	0,02884	8,48	80,98
300	0,570	1,71	0,02736	3,28	75,78

avec : Hg = (85 + 0,5) - 20 = 65,5 m

Z = 75 %

$$DHt = 1,15 \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g \cdot D}$$

$$Hmt = Hgr + DHa + Hga + DHt$$

Hgr = Hauteur géométrique de refoulement

$$Hgr = 65,5 \text{ m}$$

DHa = 2 m (estimé) P.d.c à l'aspiration

Hga = Hauteur géométrique à l'aspiration

3°) - Détermination des dépenses d'exploitation -

- Tableau N° III

D (mm)	Puissance	Energie Kwh	Dépense
150	106,35	931626	177.008,94
200	53,33	467170,8	88.762,45
250	42,66	373701,6	71.003,304
300	40,42	354079,2	67.275,048

4°) - Bilan
 - Tableau IV

D (mm)	Frais d'exploit.	Frais d'amort.	Total
150	177.008,94	84.122,5	261.131,44
200	88.762,45	113.382,5	202.144,95
250	71.003,304	16.824,5	87.827,804
300	67.275,048	109.147,5	176.422,548

Donc le ϕ économique est de l'ordre de 250 mm, la conduite d'adduction est en acier.

Donc ce choix repose sur les critères suivants :

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que ceux en fonte, ils sont moins fragiles, ils offrent une facilité dans le transport, ils possèdent une pression de service très élevée, ils sont très sensibles à la corrosion et, de ce fait, ils doivent être revêtus intérieurement et extérieurement.

CHAPITRE V -

FORAGE ET CHOIX DES POMPES

1 - Captage -

Comme nous l'avons précisé précédemment (Chapitre I, p. 6), dans la zone de SI-PHAFUOD, il existe deux forages F1 et F2, dont les caractéristiques sont données par le tableau suivant :

Caractéristiques	Forage (F1) (m)	Forage F2 (m)
X	527,425	527,9
Y	361,725	362,00
Niveau statique	18,88	21,20
Niveau dynamique	36	30
Débits l/s	40	20

et au cours de notre étude, on a opté pour l'alimentation de la ville, le forage F1 qui a un débit nettement plus important que F2.

Mais, la présence de ce dernier, nous permettra de satisfaire les besoins en eau de la ville, en cas où il existera une panne au niveau du forage F1.

Il est important de connaître, en cas de panne, le volume qui sera consommé par la population.

Détermination du volume total -

Supposons que les instances concernées par la réparation, prendront un temps égal à 8 h pour réparer la panne, nous aurons un volume d'eau pour les besoins de la population pendant cette panne :

$$V = Q \times 8 \text{ h} = 0,02 \times 8 \times 3600 = 576 \text{ m}^3.$$

d'où - le volume total de stockage sera :

$$VT = 500 + 576 = 1076 \text{ m}^3.$$

- le volume d'eau consommé par la population est :

$$V1 = \frac{Q_{10} \times J}{24} \times 8 \text{ h} = \frac{117,5}{24} \times 8 = 372,5 \text{ m}^3.$$

En conclusion :

Le volume total VT suffit largement aux abonnés.

Pour pouvoir soutirer l'eau des forages, on est appelé d'utiliser les pompes.

Les pompes :

Pour alimenter notre agglomération, il nous faut une certaine énergie, cette énergie ne peut-être consommée que par les pompes.

Choix des pompes :

Le choix d'une pompe est en fonction de la hauteur manométrique (d'élévation) totale et du débit Q qu'elle doit assurer.

La hauteur d'élévation doit être suffisante pour élever l'eau à la hauteur géométrique et surmonter les pertes de charges le long des conduites de refoulement.

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

1-1 - Choix de la pompe pour le forage -

Selon les caractéristiques de notre forage qui sont citées ci-dessus, nous avons opté pour une pompe immergée.

donc, pour le choix de la pompe qu'il faut prendre, nous avons utilisé le catalogue des pompes centrifuges, dont les caractéristiques sont :

- le débit de pompage $Q_p = 40 \text{ l/s}$
- la hauteur monométrique totale $H_{mt} = 81 \text{ m}$
- la hauteur géométrique $H_g = 70,5 \text{ m}$

et les caractéristiques du groupe électropompe sont :

- Nombre de tours $N = 2950 \text{ tr/mn}$
- Diamètre $\phi = 250 \text{ mm}$
- Rendement $Z = 75 \%$
- Puissance $P = 380 \text{ volts}$

Ceci nous a amenés à dresser un tableau de variation du débit de pompage en fonction de la hauteur manométrique totale.

- Tableau N° 1 -

Q (m ³ /h) :	V (m/s) :	Re. 10 ⁵ :	J (m/n) :	L (m) :	Dht (m) :	Hmt (m) :
54,00	0,48	0,95	0,001855	1,925	3,571	74,07
59,76	0,53	1,06	0,002267	/	4,364	74,864
65,99	0,58	1,17	0,002757	/	5,307	75,86
72,00	0,63	1,26	0,003213	/	6,185	76,68
80,00	0,71	1,41	0,004036	/	7,769	78,27
100,00	0,88	1,71	0,006284	/	12,097	82,59
150,00	1,33	2,65	0,014059	/	27,064	97,564

1-2 - Le tracé de la courbe caractéristique de la conduite Q. Hrt -

Pour le tracé de la courbe caractéristique (voir tableau 1) nous avons :

- temps de pompage = 22 h/24 h
- Débit $Q P = 40 \text{ l/s} = 144 \text{ m}^3/\text{h}$
- ~~Hrt~~ $= hg + Dh = 70,5 + 1,15 Dh.$

donc, la 1ere courbe représente la caractéristique de la pompe et la 2ème courbe est la caractéristique de la conduite de refoulement.

Le point A est le point de fonctionnement de la pompe qui normalement doit correspondre à $(Q^D = 144 \text{ m}^3/\text{h})$
 $(H_{mt} = 81 \text{ m})$

2 - Etude de la Cavitation :

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît.

C'est-à-dire à simple transformation en vapeur et au dégagement du liquide et des gaz qui y est dissous.

Par exemple, au cours de l'écoulement d'un liquide à travers l'étranglement local d'un tuyau augmente, sa pression diminue au cas où la pression absolue du liquide atteint la tension de vapeur à la température ambiante, il se produit à cet endroit du courant, une vapeur et un dégagement intense de gaz, or c'est l'ébullition locale du liquide.

Cette ébullition posée, une diminution locale de la pression du courant porte le nom de cavitation.

Les courbes caractéristiques subissent une chute à l'apparition de la cavitation.

Afin d'éviter le cavitation, la condition suivante doit être observée.

Avec : NPSHd NPSHV

NPSHd = Charge nette d'aspiration disponible

NPSHV = " " " requise

$$NPSHd = \frac{P_o}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v)$$

avec : $\frac{P_o}{\rho g}$ = pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration.

H_a = hauteur d'aspiration $H_a = 2,5$ m

j_a = perte de charge à l'aspiration estimée à 0,5 m.

h_v = tension de vapeur

$$NPSHV = \frac{P_1}{\rho g} - h_v$$

avec : $\frac{P_1}{\rho g}$ = Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

d'où la courbe caractéristique de NPSHV est donnée par le constructeur.

Constructeur :

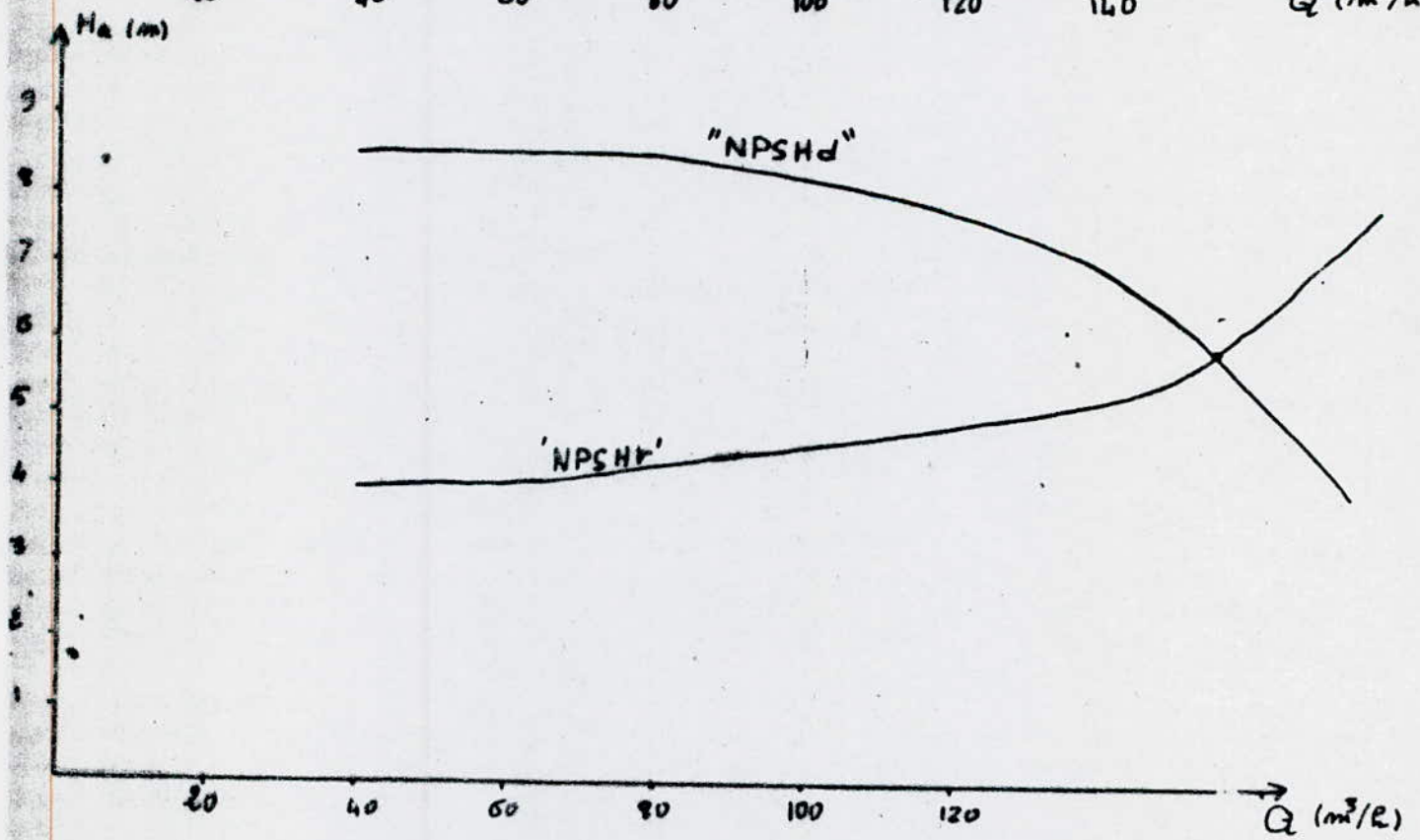
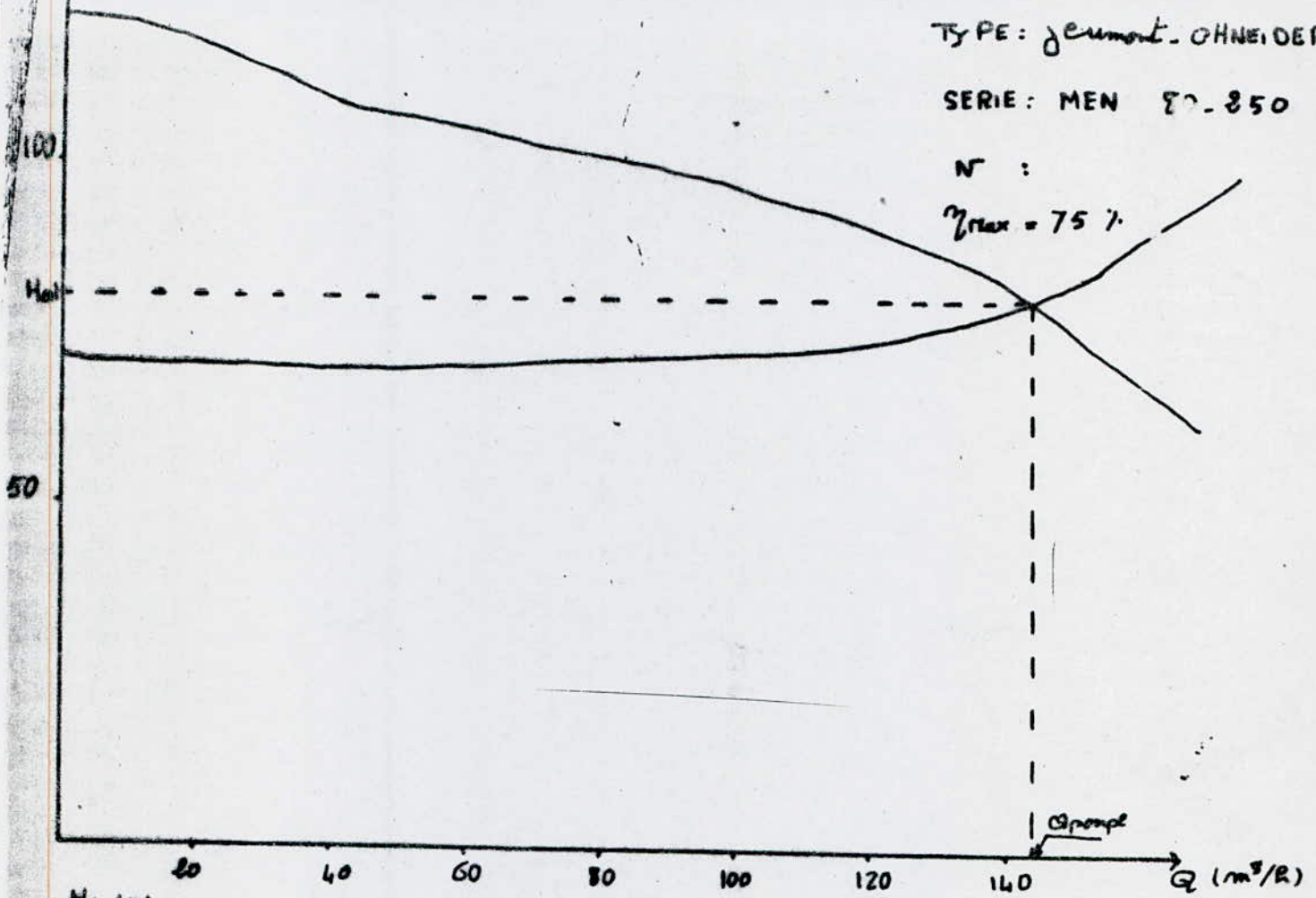
La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement se situe à gauche du point d'intersection des courbes NPSHV et NPSHd

TYPE: Jeumont-OHNEIDER

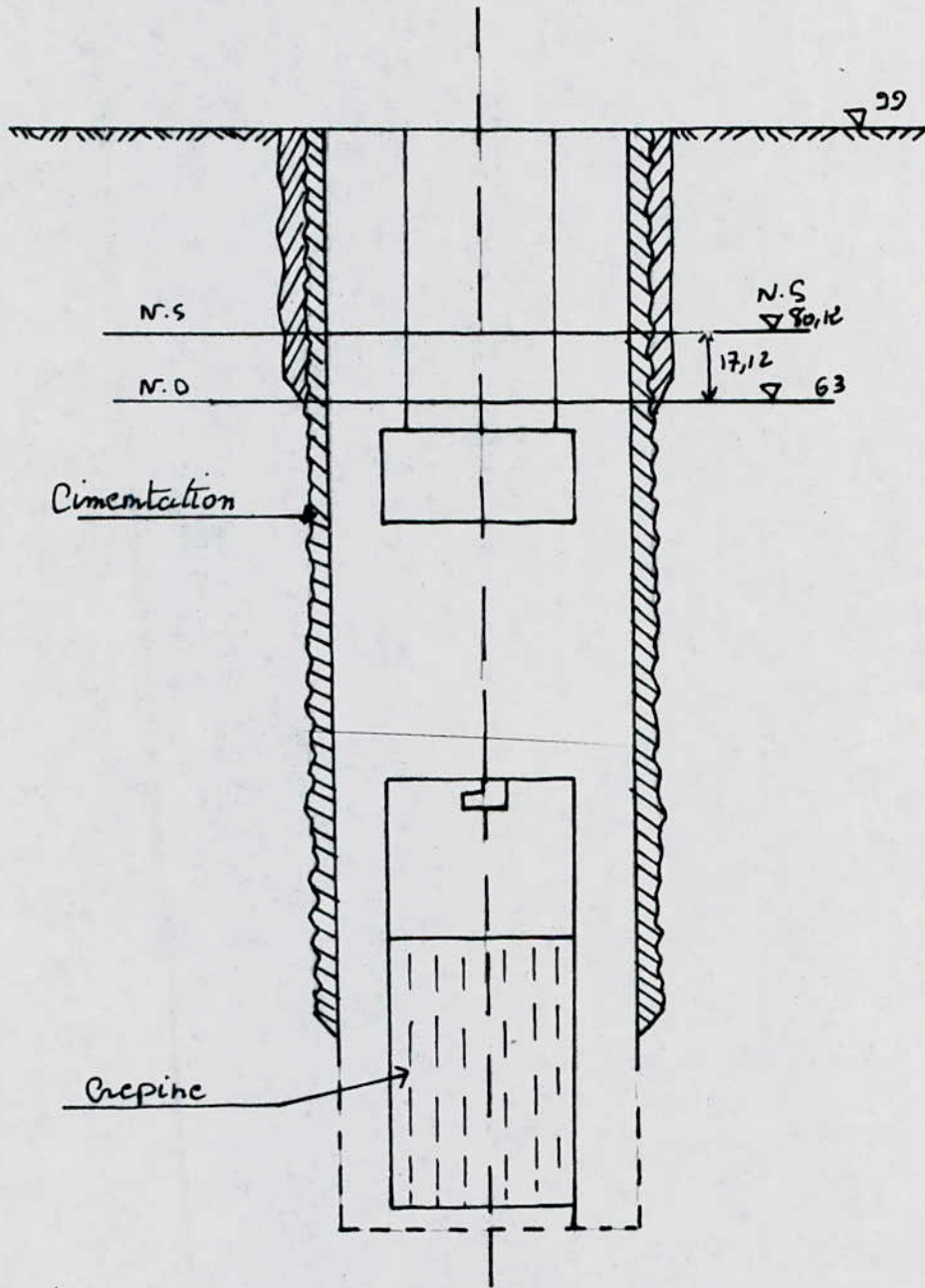
SERIE: MEN 80-850

N :

$\eta_{max} = 75\%$



CONSTRUCTION DU FORAGE: F4



COUPE . GEOLOGIQUE . DU FORAGE F₂

$\left\{ \begin{array}{l} x = 527,900 \text{ m} \\ y = 362,000 \text{ m} \end{array} \right.$

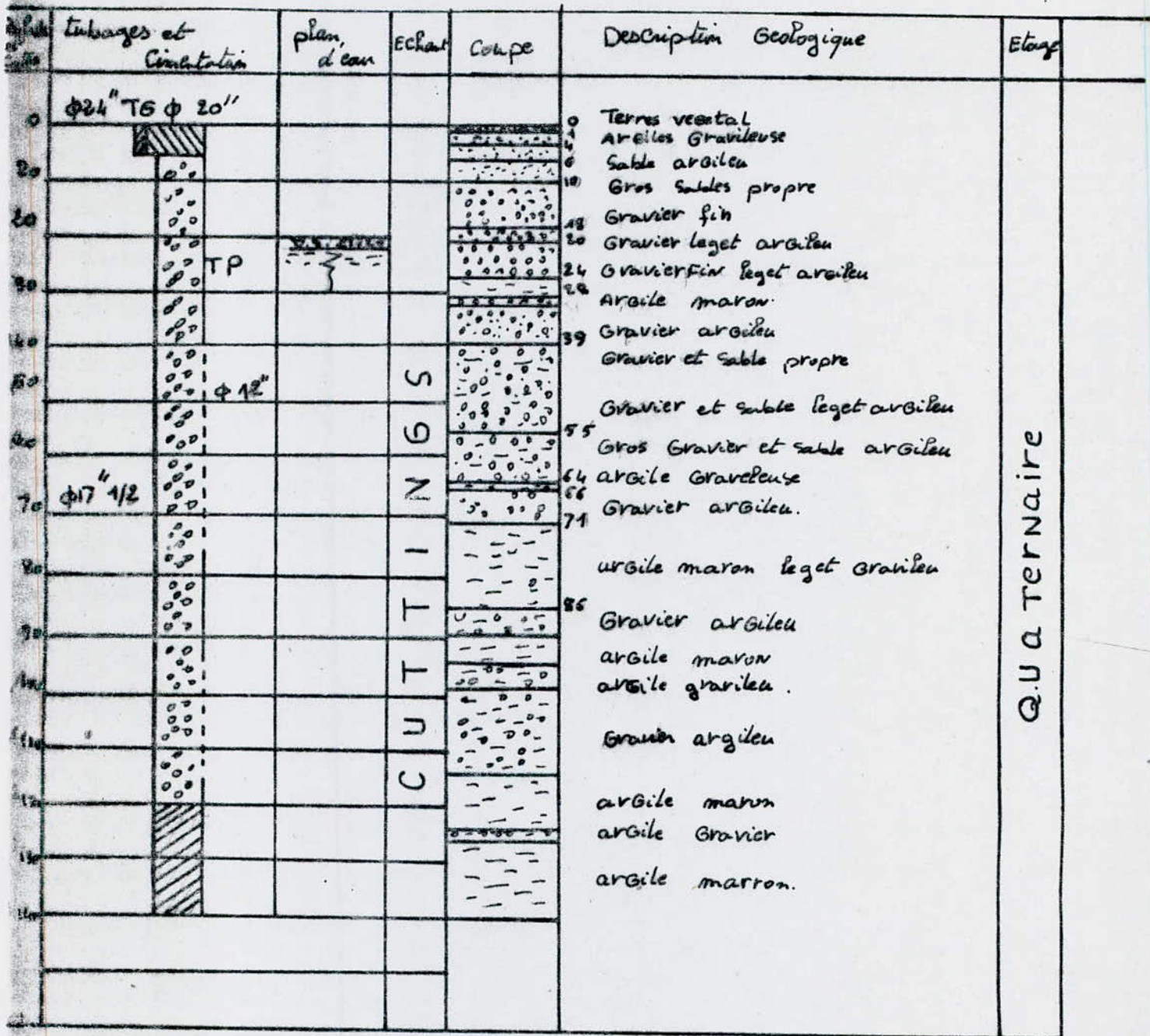


FIGURE: 2

- DISTRIBUTION -

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront, en conséquence, présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

1 - CHOIX DU RESEAU -

Tenant compte de la structure de l'agglomération, les dispositions des routes et entrecroisements, nous avons opté pour un réseau de type maillé, vu les avantages qu'il présente, on aura :

- alimentation de retour
- isolement facile des tronçons à réparer
- fonctionnement et économie plus fiables.

2 - PRINCIPE DU TRACÉ DU RESEAU MAILLÉ -

Certaines recommandations à noter au moment du tracé du réseau sont :

- choisir le lieu des consommateurs principaux
- déterminer le sens de l'écoulement de l'eau
- repérer le lieu des consommateurs concentrés
- les conduites maitresses doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour répartir l'eau
- il faudrait tracer les conduites maitresses à travers les quartiers en 2, entre lesquelles se trouveront les lignes secondaires dans les entrecroisements des routes.

I/ - DÉTERMINATION DU DÉBIT SOUTIRÉ -

Le débit soutiré est :

$$(1) \quad Q_s = \sum_{i=1}^n E \cdot Q_{t_i} / 2$$

i - nombre de tronçons
E - la somme

avec Q_t est le débit de transitoire qui est déterminé par

$$(2) \quad Q_t = q_{sp} \cdot l$$

avec q_{sp} = débit spécifique

l = longueur de chaque tronçon

→ Calculons q_{sp} débit spécifique

$$\text{le débit spécifique : } q_{sp} = Q_p / E1 \quad (1/\text{sec})$$

avec Q_p = débit de pointe

$$\text{de(2) } Q_t = Q_p / EL$$

$$\text{d'ou } Q_s = E (Q_p / 2 \cdot E1) \quad \text{avec } E = \text{la somme}$$

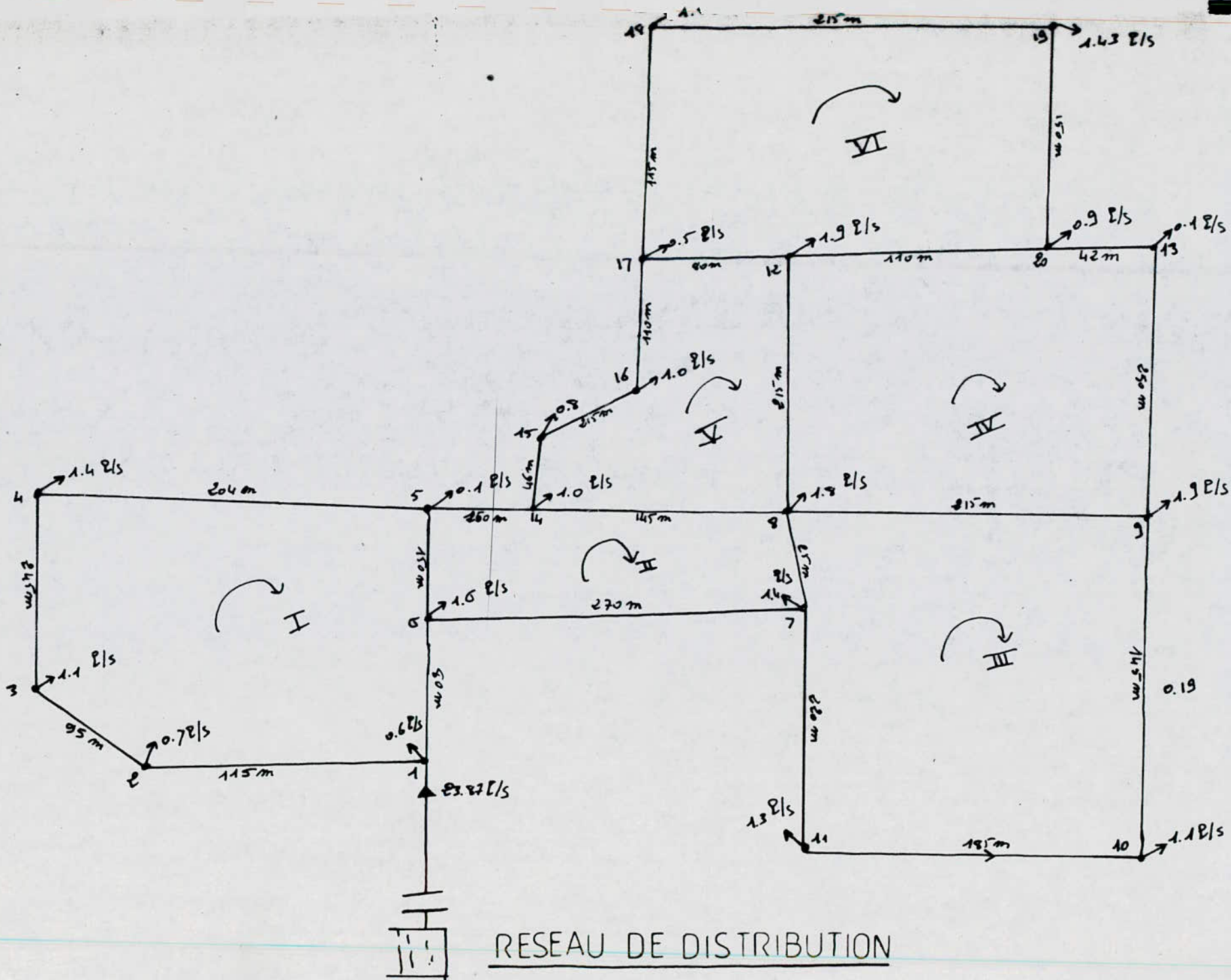
Ceci nous a amenés à dresser les 2 tableaux suivants :

N° Tronçons	Débit de Pointe $Q_L / l/s$	Longueur L (m)	Débit Spécifique $qsP = Q/sl$	Débit de cha- que tronçon $Qt = qsP.L$
1 - 2	23,87	115	0,00632	0,70
2 - 3	/	95	/	0,60
3 - 4	/	242	/	1,50
4 - 5	/	204	/	1,30
5 - 6	/	150	/	0,90
6 - 1	/	80	/	0,50
5 -14	/	135	/	0,80
14 - 8	/	142	/	0,90
8 - 7	/	25	/	0,20
7 - 6	/	270	/	1,70
7 -11	/	220	/	1,4
11 -10	/	182	/	1,20
10 - 9	/	142	/	0,90
9 - 8	/	215	/	1,30
14 -15	/	46	/	0,30
15 -16	/	215	/	1,30
16 -17	/	110	/	0,70
17 -12	/	80	/	0,51
12 - 8	/	215	/	1,30
12 -20	/	110	/	0,70
20 -13	/	42	/	0,20
13 - 9	/	250	/	1,6
9 - 8	/	215	/	1,30
17 -18	/	115	/	0,70
18 -19	/	215	/	1,30
19 -20	/	150	/	0,90
TOTAL	/	3.777	/	/

- Tableau N° 1 (Calcul des débits des tronçons - Horizon 2007

N° Noeud	N° des Tronçons				Débit de chaque tr.				EQT	$Q_s = \frac{Q_t}{2}$
	1	2	3	4	1	2	3	4		
1	1-2	1-6	-	-	0,7	0,5	-	-	1,2	0,6
2	2-1	2-3	-	-	0,7	0,6	-	-	1,3	0,70
3	3-2	3-4	-	-	0,6	1,5	-	-	2,1	1,10
4	4-3	4-5	-	-	1,5	1,3	-	-	2,8	1,4
5	5-4	5-6	5-14	-	1,3	0,9	-	-	2,2	1,1
6	6-5	6-1	6-7	-	0,9	0,5	1,7	-	3,1	1,60
7	7-8	7-6	7-11	-	0,2	1,7	1,4	-	3,3	1,60
8	8-7	8-9	8-14	8-12	0,2	1,3	0,9	1,3	3,7	1,8
9	9-10	9-8	9-13	-	0,9	1,3	1,6	-	3,8	1,9
10	10-11	10-9	-	-	1,2	0,9	-	-	2,1	1,1
11	11-10	11-7	-	-	1,2	1,4	-	-	2,6	1,3
12	12-8	12-17	12-20	-	1,3	0,5	0,7	-	2,5	1,30
13	13-20	13-9	-	-	0,2	1,6	-	-	1,8	0,9
14	14-5	14-15	14-8	-	0,8	0,3	0,9	-	2	1
15	15-14	15-16	-	-	0,3	1,3	-	-	1,6	0,8
16	16-15	16-17	-	-	1,3	0,7	-	-	2	1
17	17-16	17-12	17-18	-	0,7	0,5	0,7	-	1,9	0,95
18	18-17	18-19	-	-	0,7	1,3	-	-	2	1
19	19-20	19-18	-	-	0,9	1,3	-	-	2,2	1,1
20	20-19	20-13	20-12	-	0,9	0,2	0,7	-	1,8	0,9

- Tableau N° 2



RESEAU DE DISTRIBUTION

II/ CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION -

Le calcul du réseau Maillé a été conduit par approximations successives selon la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois sont :

- la 1ère loi -

En chaque nœud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent.

- la 2ème loi -

La somme algébrique des pertes de charges le long d'une maille (parcours fermé) orientées dans un sens arbitraire est nulle.

Exemple :

- suivant la 1ère loi, on aura :

$$Q_A = Q_1 + Q_2 = Q_C$$

- suivant la 2ème loi :

$$DH_1 - DH_2 = 0$$

(les débits et les pertes de charge correspondantes sont de même signe).

III/ - METHODE DE HARDY-CROSS -

1 - Principe -

Le principe consiste à se fixer dans chaque maille une répartition des débits, ainsi qu'un sens d'écoulement, de manière à satisfaire la première loi et à calculer les pertes de charges dans chaque tronçon de la maille.

1-2 - Calcul du diamètre des canalisations -

Le diamètre est choisi de façon à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables de 0,4 + 1,4 m/s, car les faibles vitesses favorisent la formation de dépôts qu'il est parfois difficile d'évacuer et les vitesses grandes permettent d'envisager des augmentations de consommations sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

l'équation de continuité nous donne :

$$Q = V.A = V, 3,14 \frac{D^2}{4} \quad - \quad D = \left(\frac{4Q}{3,14 V} \right)^{1/2}$$

avec :

Q : débit de première répartition m^3/s

Remarque :

on prend les diamètres de la série des diamètres normalisés qui sont en quel matériau :

(60 - 80 - 100 - 150 - 200 - 250 - 300 - 350 - 400 - 500)

1-3 - Calcul de perte de charge totale -

La perte de charge se produisant le long d'une conduite est exprimée par la formule de DARCY-WEISSBACH.

$$D_{ht} = D_{hs} + D_{hp} = D_{ht} = (L_{ev} + L_G) \frac{NV^2}{2gD}$$

avec :

L_{ev} = longueur équivalente

L_G = " géométrique

D_{hs} = pertes de charges singulières

D_{hp} = pertes de charges linéaires

on a estimé la longueur équivalente aux pertes de charges singulières à 15 % de la longueur géométrique.

$$L_T = L_G + 0,15 L_G = 1,15 L_G$$

$$D_{ht} = 1,15 N \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{3g}$$

avec N : Coefficient de frottement qui sera déterminé par Code BROOK.

$$\text{or } V = \frac{4Q}{3,14 D^2} = D_{ht} = N \cdot \frac{8 L_T Q^2}{g D^5 (3,14)^2}$$

$$\text{on pose } r = N \frac{8 L_T}{3,14^2 g D^5}$$

$$\text{D'où } D_{ht} = r Q^2 \quad \text{avec } \begin{matrix} Q (m^3/s) \\ r (52/mr) \end{matrix}$$

Remarque :

r est appelée résistance totale de la conduite.

1-4 - Détermination du débit correctif DQ -

Les pertes de charges totales sont données par

$$(1) D_{ht} = E_r Q_i^2 \quad (\text{d'après 1-3})$$

Cette somme algébrique doit-être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la deuxième loi.

- pour la 1ere approximation, on suppose un débit Q_0 , soit Q_1 est le débit corrigé et DQ_0 c'est le terme correctif.

donc pour chaque conduite on aura :

$$Q_1 = Q_0 + DQ_0.$$

l'équation (1) devient :

$$(2) \quad E_r (Q_0 + DQ_0)^2 = E_r Q_0^2 + 2E_r Q_0 DQ_0 + E_r DQ_0^2$$

Comme DQ_0 est petit par rapport à Q_0 , donc DQ_0^2 est négligé.

de l'équation (2) on aura :

$$DQ_0 = \frac{E_r Q_0^2}{2 E_r Q_0} \quad m^3/s$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux :

- corrections propres à la maille considérée avec le signe de DQ_0 ,
- correction propre à la maille adjacente (conduites communes à 2 mailles) avec le signe contraire de DQ_0 .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_1 .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de DQ soient voisines de zéro et que la EDH soit inférieure à 0,5 m.

1-5 - Tableau global de distribution -

Selon les formules citées ci-dessus, on utilisera le programme suivant pour le calcul du débit final de chaque branche.

- Programme de HARDY-CROSS sur TI 66 -

LBLA 2 nd ST FO8 ReLo 3 % RcLoo = 2 nd Log X 2^{+/-} + 1,14 =
 $X^2 \frac{1}{X}$ Sto 05 LBL = 2,51 X RcLoo X 2 nd 3,14 X RcLo 4 % 4 %
 RcL 01 2 nd (X) % RcL 05 VX
 RcLo 3 % 3,7 % RcLoo = 2 nd (X) INV 2 nd X + X² RcLo6
 Stoo 05 GTo = LBL X² RcL 06 X 8 X RcLo 1 X 2 % 2 nd 3,14 X 2 %
 9,8 % RcL oo Y X 5 = Stoo 7 R/S X RcL 0 2 X 1,15 = StO 08
 Sum 09 R/S % RcL 01 = StO 10 Sum 11 R/S LBL B RcL 09 R/S %
 R/S % RcL 11 R/S % 2 = +/- StO (2 RcL 09 +) - Sumo 9 RcL 11 +/-
 Sum 11 RcL 12 R/S . LRN

Introduction des données :

Diamètre	Di (m)	=	STO 00
Débit	Qi (m ³ /s)	=	STO 01
Longueur	Li (m)	=	STO 02
Rugosité	Ei (m)	=	STO 03
Viscosité	V (M ² /s)	=	STO 04
Précision	X	t	0,001

Résultats :

A = Ji
 R/S = DHi
 R/S = r = DHi/Qi

répéter la même chose pour tous les "n" tronçons de la maille.

Puis appuyer sur :

B = $\sum_{i=1}^n E DHi$
 R/S = $\sum_{i=1}^n E DHi/Qi$

$$R/S = \sum_{i=1}^n E \quad D_{Hi}/Q_i$$

$$R/S = D_{Q_i} = E D_{Hi}/2 \quad E / D_{Hi}/Q_i$$

Remarque :

Si $Q_i = 0$, l'introduire avec le signe (-) = ST0.01 et introduire L_i avec le signe (-) = ST0 02

on aura : $B_{Hi} = 0$ et $D_{Hi}/Q_i = 0$

(Pratiquement pour $D_{Q_i} = 0,40$) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,50 m environ.

1-5 - Calcul des pressions au sol -

La pression au sol dans chaque nœud est obtenue à partir de la cote piezométrique du nœud le plus défavorable et le plus éloigné du réseau de distribution en otant ou en ajoutant les pertes de charges qui peuvent avoir lieu dans la conduite suivant le sens de l'écoulement. d'ou le tableau donnant les pressions de chaque tronçon est le suivant :

N° du Noeud	N° du Tronçon	Longueur L (m)	Cote du terrain (m)	Pertes de Charges		Cote pyso-métrique	Charge
				calculées	corrigées		
19	19 - 20		58,5	- 0,1342	- 0,1342	68,36	9,86
20	20 - 13	42	59	- 0,313	- 0,0312	68,32	9,32
13	13 - 9	250	61	- 0,0773	- 0,0771	68,24	7,32
10	9 - 10	145	66,3	- 0,0004	- 0,0045	68,23	1,93
11	10 - 11	185	67,1	- 0,0005	- 0,0572	68,22	1,12
7	11 - 7	220	63,7	- 0,0015	- 0,0393	68,19	4,49
6	7 - 6	270	64,2	- 0,305	- 0,305	67,89	3,69
1	6 - 1	80	65,5	- 0,0595	- 0,115	67,77	2,27
2	1 - 2	115	67	- 0,121	0,0549	67,83	0,83
3	2 - 3	95	66,7	- 0,0862	0,037	67,86	1,16
4	3 - 4	245	63,6	0,186	0,073	67,94	4,34
5	4 - 5	204	62,5	0,1204	0,035	67,97	5,47
14	5 - 14	135	63,3	0,270	0,469	68,44	5,14
15	14 - 15	46	61,8	1,015	0,2361	68,68	6,88
16	15 - 16	215	61	2,195	2,197	70,87	9,87
17	16 - 17	110	58,5	0,2117	0,2120	71,08	12,58
18	17 - 18	115	58,5	0,0530	0,0561	71,14	12,68

- Tableau n°3

		Caractéristiques de la Conduite			Débit Q_0	1ère Approximation		1ère Correction			Débit Corrigé Q_1
		Tronçon N°	ϕ	Longueur L_e (m)	1/s	$\frac{D_h}{V_{Q_0}^2}$	($2V Q_0$)	C.M.P	C.M.A	Total	1/s
I	II	1- 2	200	115	13	0,121	9,269	-4,57		-4,54	8,5
		2- 3	200	95	12,03	0,0862	7,1653	-		-4,54	7,53
		3- 4	200	245	10,93	0,186	17,0308	-		-4,54	6,43
		4- 5	200	204	9,53	0,1204	12,631	-		-4,54	5,03
		5- 6	200	150	- 3	-0,0109	3,6406	-		-4,54	-7,5
		6- 1	200	80	-10,86	-0,0595	5,509	-	-0,0017	-4,50	-15,31
TOTAL						0,502	55,247				

$$D_{Q_0} = 4,54$$

II	6- 5	200	150	3	0,044	14,700	-0,00127	-4,5	4,50	- 1,5
	5- 14	150	135	11,43	0,470	41,140	-	+	-0,0127	11,42
	14- 8	150	145	5,73	0,1414	24,680	-	0,0017	0,0004	5,72
	8- 7	150	- 25	- 4	-0,0127	3,1876	-	-	-0,00127	- 4,00127
	7- 6	150	-270	- 6,21	-0,305	49,100	-	-	-0,00127	- 6,211
TOTAL						0,3377	132,807			

$$D_{Q_0} = 0,00127$$

	Caractéristiques de la conduite			Débit Q_0	1ere Approximation		1ere Correction			Débit Corrigé Q_1
	Tronçon N°	ϕ	Longueur L_e (m)	l/s	$\frac{Dh}{V_{Q_0}^2}$	(2V Q_0)	C.M.P	C.M.A	Total	l/s
III	7-8	150	25	4	0,0123	3,085	-0,00211	-0,00127	-0,0034	3,996
	8-9	150	215	5	0,164	32,76	-	0,00027	-0,00184	4,998
	9-10	150	145	- 0,19	-0,0004	2,324	-	-	-0,00211	-0,192
	10-11	150	185	- 0,91	-0,0005	2,965	-	-	-0,00211	-0,912
	11-7	150	220	- 2,21	-0,0015	0,00392	-	-	-0,00211	-2,212
Total					0,1739	41,1732				

$$D_{q_0} = - 0,00211$$

IV	8-12	150	215	2,83	0,0567	20,0360	0,00027	-0,0017	-0,0014	2,82
	12-20	100	110	1,83	0,0984	53,78	-	-0,00033	-0,00006	1,829
	20-13	80	42	- 0,9	-0,0313	34,783	-	-	0,00027	-0,899
	13-9	100	250	- 1	-0,0772	77,185	-	-	0,00027	-0,999
	9-8	150	215	- 5	-0,1638	32,765	-	-0,00211	-0,0018	- 5,0018
Total					0,1172	218,55				

$$D_{q_0} = 2,7 \times 10^{-4}$$

	Caractéristiques de la Conduite			Débit Q ₀	1ère Approximation		1ère Correction			Débit Corrigé Q ₁
	Tronçon K°	φ	Longueur Le (m)	l/s	Dh VQ ₀ ²	(2V Q ₀)	C.N.P	C.N.A	Total	l/s
V	14-15	100	46	4,6	1,018	221,305	0,0017	-	-0,0017	4,6017
	15-16	80	215	3,8	2,195	577,78	-	-	0,0017	3,8017
	16-17	100	110	2,8	0,2117	75,634	-	-	0,0017	2,8017
	17-12	100	80	1	0,0247	24,699	-	-	0,0017	1,0017
	12- 8	150	215	- 2,83	-0,059	20,941	-	-0,0021	-0,00041	-2,8304
	8-14	150	145	- 5,73	-0,141	24,684	-	-0,00127	0,00043	-5,729

Total

325

945,043

$$Dq_0 = 0,0017$$

VI	17-18	100	115	1,3	0,0536	41,26	- 0,00033	-	-0,00033	1,294
	18-19	80	215	0,3	0,0244	81,324	- 0,00033	-	-0,00033	0,2996
	19-20	100	150	- 1,83	-0,134	73,350	- 0,00033	-	-0,00033	-1,830
	20-12	100	110	- 1,83	-0,098	53,78	- 0,00033	0,00027	-0,00006	-1,83006
	12-17	100	80	- 1	-0,025	24,69	- 0,00033	0,0017	0,00137	-0,999

Total

0,179

274,41

$$Dq_6 = 0,00033$$

	Caractéristiques de la Conduite			Débit Q_0	2ème Approximation		2ème Correction			Débit Corrigé Q_1
	Tronçon N°	ϕ	Longueur L_e (m)	1/s	DH	(2V Q_0)	C.M.P	O.M.A	Total	1/s
I	1- 2	200	115	8,5	0,0549	6,469	0,00028	-	0,00028	8,3003
	2- 3	200	95	7,53	0,037	4,979	-	-	-	7,5303
	3- 4	200	245	6,43	0,073	11,327	-	-	-	6,4303
	4- 5	200	204	5,03	0,035	7,463	-	-	-	5,0303
	5- 6	200	150	- 7,5	-0,059	7,838	-	0,00122	0,0015	-7,498
	6- 1	200	80	-15,31	-0,115	7,534	-	-	0,00028	-45,309
Total					0,0559	45,610				
							Dq1 = 0,00028			

II	6- 5	200	150	- 1,5	0,0035	2,357	0,00122	0,00028	0,0015	-1,4985
	5-14	150	135	11,42	0,469	41,109	0,00122	-	0,00122	11,421
	14- 8	150	145	5,72	0,141	54,65	0,00122	0,0015	0,00272	5,72
	8- 7	150	- 25	- 4,00127	-0,017	3,1885	0,00122	0,0010	0,0022	-3,999
	7- 6	150	-270	- 6,211	-0,305	49,107	0,00122	-	0,00122	-6,209
Total					0,2958	120,41				
							Dq1 = 0,00122			

	Caractéristiques de la Conduite			Débit Q_0	2ème Approximation		2ème Correction			Débit Corrigé Q_1
	Tronçon N°	ϕ	Longueur Le (m)	1/s	DH	(2V Q_0)	C.M.P	C.M.A	Total	1/s
III	7-8	150	25	3,996	0,0127	3,185	0,0010	0,00122	0,00222	3,9982
	8-9	150	215	4,998	0,164	32,75	0,0010	0,00025	0,00125	4,999
	9-10	150	145	-0,192	-0,00045	2,338	0,0010	-	0,0010	-0,191
	10-11	150	185	-0,912	-0,0072	7,916	0,0010	-	0,0010	-0,911
	11-7	150	220	-2,212	-0,0393	17,781	0,0010	-	0,0010	-2,211

Total

0,129 63,92

$Dq_1 = 0,0010$

IV	8-12	150	215	2,82	0,0589	20,885	0,00025	0,0015	0,00175	2,822
	12-20	100	110	1,829	0,0983	53,764	0,00025	0,00032	0,00057	1,8296
	20-13	80	42	-0,899	-0,0312	34,754	0,00025	-	0,00025	-0,8988
	13-9	100	250	-0,999	-0,0771	77,129	0,00025	-	0,00025	-0,9987
	9-8	150	215	5,0018	0,163	39,774	0,00025	0,0010	0,00125	5,0005

Total

0,1151 226,306

$Dq_1 = 0,00025$

	Caractéristiques de la Conduite			Débit Q ₀	2ème Approximation		2ème Correction			Débit Corrigé Q ₁
	14-15	100	45	4,8017	0,2361	49,159	0,0015	-	0,0015	4,803
V	15-16	80	215	3,8017	2,197	578,01	0,0015	-	0,0015	3,803
	16-17	100	110	2,8017	0,2120	75,672	0,0015	-	0,0015	2,803
	17-12	100	80	1,0017	0,0248	24,730	0,0015	0,00032	0,00182	1,004
	12- 8	150	215	-2,8304	-0,0593	20,944	0,0015	0,00028	0,00175	-2,828
	8-14	150	145	-5,729	-0,209	36,596	0,0015	0,00122	0,0027	-5,726
		Tuyau N°	Ø	Longueur L _e (m)	l/s	DH	(2V Q ₀)	C.M.M	C.M.A.	Total

Total

2,4016 785,11

$$Dq_1 = 0,0015$$

VI	17-18	100	115	1,299	0,0566	43,174	0,00032	- -	0,00032	1,2993
	18-19	80	215	0,2996	0,0243	81,251	0,00032	-	0,00032	0,2999
	19-20	100	150	-1,830	-0,1342	73,346	0,00032	-	0,00032	-1,8296
	20-12	100	110	-1,83006	-0,0984	53,788	0,00032	0,00025	0,00087	-1,829
	12-17	100	80	-0,999	-0,0246	24,680	0,00032	0,0015	0,00182	-0,997

Total

-0,1768 276,24

$$Dq_1 = 0,00032$$

CHAPITRE VII -

I - TRAITEMENT DE L'EAU DE CONSOMMATION

Les matières contenues dans l'eau étant pratiquement innombrables et de natures très diverses.

Ces matières (premières) seront traitées de façon très différentes suivant qu'il s'agit de fournir de l'eau de refroidissement à une centrale ou s'il s'agit d'alimenter des abreuvoirs pour animaux domestiques.

L'usage courant consiste à alimenter les agglomérations avec une eau de qualité moyenne dite potable.

1 - Objectifs du traitement de l'eau :

Le traitement de l'eau est envisagé sous trois objectifs soit :

- la santé publique, qui impose que l'eau distribuée ne doit apporter aux consommateurs, ni substances toxiques (organes ou minérales), ni organismes pathogènes.
- la protection du réseau de distribution et des équipements contre l'é-tartrage et la corrosion éventuelles.

Ces objectifs sont guidés par une réglementation en vigueur qui impose des normes nationales de potabilité, en général on adopte les normes de l'O.M.S. (Organisation Mondiale de la Santé).

II + Les équipements du réseau de distribution -

1 - Nature de la canalisation :

Notre réseau sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier type S.N.S. de diamètre ϕ compris entre 100 - 250 mm, pouvant supporter des pressions très élevées.

Donc le choix de notre conduite (type de conduite) a été cité par les nombreux avantages qu'il présente par rapport au seul inconvénient qui est la corrosion.

2 - Nous disposons de quelques accessoires et Appareils utilisés :

- Robinets - Vannes
- Ventouses
- Robinets de charge
- Poteaux de lavage et d'incendie

- Pièces spéciales de raccordement (T)

a - Robinets - vannes -

Permettent l'isolement des tronçons du réseau pour une éventuelle réparation en cas de panne, on les place sur chaque nœud ou sur le parcours d'une longue conduite.

b - Ventouses -

Les ventouses sont prévues aux endroits de chaque point haut (car l'air emprisonné s'accumule aux points hauts). Elles assurent l'évacuation de l'air au fur et à mesure de son apparition.

c - Robinets de charge -

Les robinets de charge seront placés au niveau des points bas du réseau pour faciliter la vidange et l'évacuation des dépôts.

d - Bâches d'incendie -

Les bâches d'incendie seront installées sur les canalisations maitresses, capables de fournir un débit de 171/s et de pression minimale 0,6 Bar.

e - Pôteaux de lavage -

Les pôteaux de lavage seront conçus pour le lavage des rues et des caniveaux.

f - Pièces spéciales -

Les conduites doivent suivre le cheminement des rues, elles changent de direction en cas où

A cet effet les pièces spéciales sont

- Coudes à 2 emboitements à différents angles.
- Tés à 2 - 4 emboitements.
- Cônes de réduction.
- Croix à 4 emboitements.

CHAPITRE VIII -

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

I/ - Vue d'ensemble -

Une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite provoque une propagation d'ondes qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes de charge dues au frottement. Ce phénomène est connu sous le nom de coup de belier.

C'est un phénomène oscillatoire dont les causes sont très nombreuses, les plus fréquentes sont :

- l'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite.
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne.
- des déboitements de conduite.

La brutalité du coup de bélier est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux.

En conséquence, la surpression et dépression devront être limitées.

Maintenant, analysons et interprétons le phénomène du coup de bélier.

II/ - Interprétation physique -

Imaginons un observateur mobile, se déplaçant à la vitesse constante (a) selon la loi

$$X = at + C_{te}^{te}$$

D'après la convention ci-dessus, X étant positif, dans le sens contraire de l'écoulement, l'observateur remonte le courant,

$$\text{on aura } \left(t - \frac{X}{a}\right) = C_{te}^{te}$$

En conséquence, pour cet observateur la fonction $FLt - \frac{X}{a}$ reste C_{te}^{te} en chaque point, elle représente une onde se propageant avec la vitesse (a), de manière analogue au second observateur se déplaçant avec une vitesse (-a), c'est en sens d'écoulement et avec une loi de mouvement $\left(t + \frac{X}{a}\right) = C_{te}^{te}$,

on observe que la fonction $FLt + \frac{X}{a}$ reste C_{te}^{te} .

Cette fonction représente une onde se propageant le long de la conduite avec une vitesse (a) . Donc la surpression (dépression) en chaque point de la conduite résulte de la superposition des deux ondes F et f se propageant dans la conduite en sens inverse avec la même vitesse (a) .

III/ - Analyse physique du phénomène du coup de bélier. -

D'après l'analyse physique du phénomène du coup de bélier, dans le cas d'une conduite refoulant un débit Q_0 , se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

On aura 4 phases à envisager :

1ère phase : dans cette phase, la dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à un temps L/a .

2ème phase : toute l'eau redescendue va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe au bout d'un temps $2L/a$.

3ème phase : dans cette phase, l'eau se comprime au bout d'un temps $3L/a$, la conduite sera dilatée et résulte une surpression.

4ème phase : dans ce cas, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe, la période du mouvement est donc $4L/a$.

En conséquence, ce phénomène dans une conduite de refoulement est caractérisé d'abord par une dépression, puis par une surpression.

IV/ - Les équipements et moyens de protection -

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

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

a - Volant d'inertie -

Le volant d'inertie constitue un moyen permettant d'allonger le tapis d'arrêt du moteur et par cela diminuer l'intensité du coup de bélier en phase de dépression, mais malgré la simplicité du procédé, on remarque que l'utilisation des volants reste assez limitée.

En effet, dès que la longueur de la conduite augmente, on arrive rapidement à des poids de volant énormes et le système n'est plus économique.

b - Soupape de décharge -

La soupape de décharge intervient que pour limiter les surpressions, son utilisation est souvent plus économique du point de vue investissement, mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

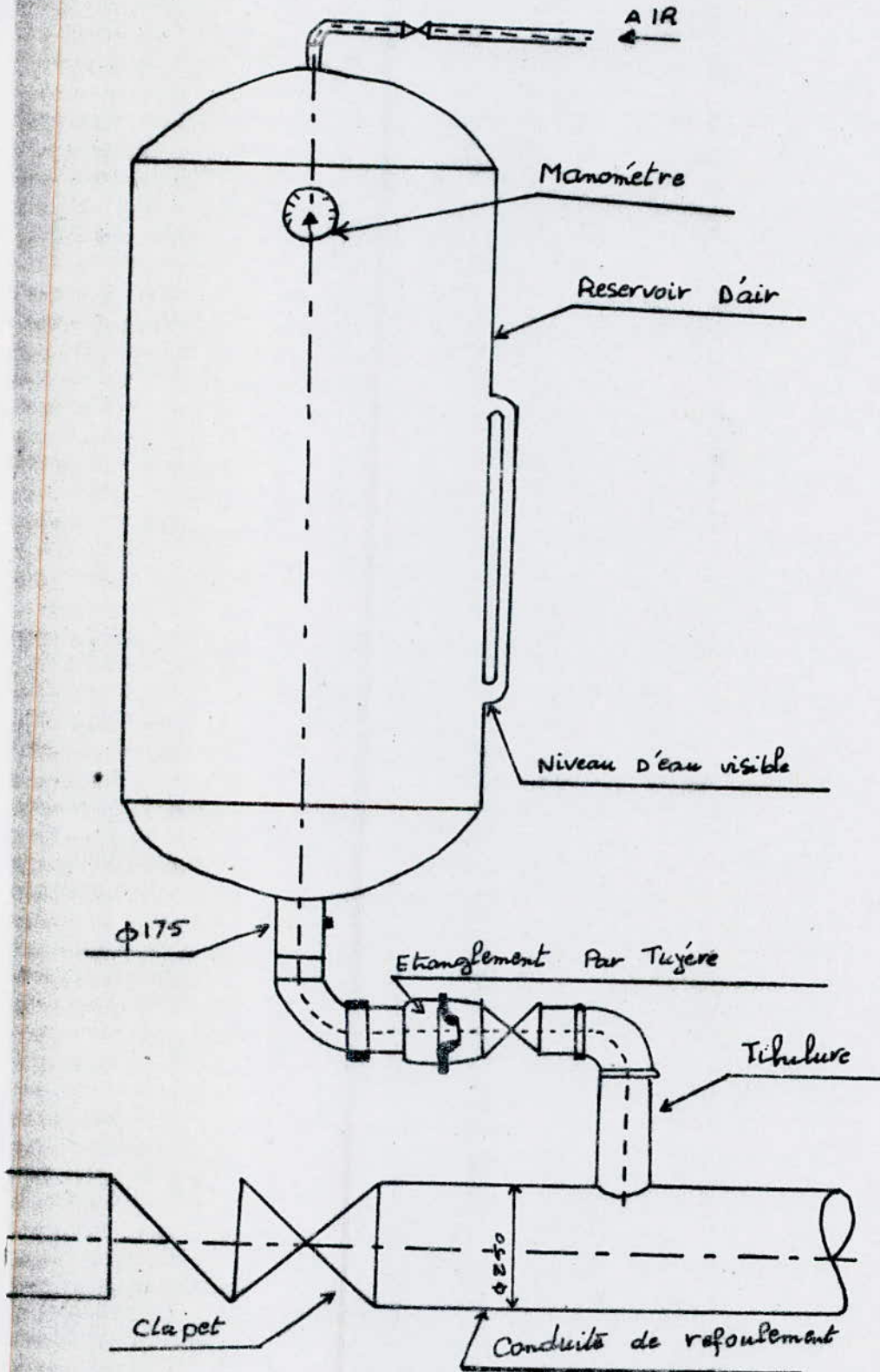
c - Cheminée d'équilibre -

La cheminée d'équilibre n'est établie que pour limiter les dépressions et les surpressions, on ne peut l'utiliser que pour les hauteurs géométriques très faibles.

d - Réservoir d'air -

Le réservoir d'air protège les installations aussi bien contre les surpressions et les dépressions, son installation est simple. Pour mieux protéger la conduite, nous utilisons, dans notre cas, un réservoir d'air anti-belier.

SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR



V/ - Arrêt brusque du groupe électro-pompe -

Expliquons le rôle du réservoir d'air :

L'alimentation continue peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique déposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval du clapet.

À la disjonction, le clapet se ferme puisque ne fournit plus de pression.

Une partie de l'eau est chassée dans la conduite; à ce moment, la pression d'air est supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir.

Après diminution progressive, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmente la pression de la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Remarque :

L'étranglement est constitué d'une tige interposée entre le réservoir d'air et la conduite, donnant lieu à une perte de charge élevée à l'entrée.

VI/ - Méthode de calcul du coup de bélier -

Pour le calcul du coup de bélier, on utilise la méthode de BERGERON qui est actuellement le meilleur procédé de calcul. Cette méthode nous permet de déterminer la valeur maximale de la surpression et de la dépression à partir d'un diagramme appelé diagramme de BERGERON, dont l'abscisse est gradué suivant la vitesse de l'eau dans la conduite et l'ordonnée est graduée suivant la pression absolue de l'eau.

Les régimes seront considérés à rythmes entiers où $0 = 2L/a$ en prenant L/a comme unité de temps.

Pour un observateur se déplaçant à la vitesse (a) parti d'un point donné à un temps donné où les caractéristiques ($Q_0 H_0$) du régime sont connues, la pression et le débit sont liés par une loi linéaire.

1-3) Calcul de la célérité de l'onde de propagation :

D'après la formule d'ALLERI on a :

$$a = 9900 / \sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}$$

dont :

K = coefficient qui dépend du matériau de la conduite
(K = 0,5 pour l'acier)

D = Diamètre intérieur en m = 0,3 m

e = Epaisseur du tuyau en m = 0,005m

$$\text{d'ou } a = 1155,6 \text{ m/s} - a = 1156 \text{ m/s}$$

1-4) Temps d'aller et retour :

On considérera qu'au cours d'un aller-retour d'onde, un intervalle de temps Δ égale à $2L/a$, la période est donc $2L/a$, la période est donc $2L/a$

$$1-5) T = 2L/a = 3,33 \text{ secondes}$$

1-5) Calcul de la variation du volume d'air :

L'augmentation ou diminution de Du est exprimée par le volume correspondant de l'eau.

Ce n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps Δ et avec une vitesse moyenne V_m qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de Δ .

Pour le premier intervalle Δ on aura :

$$V_{m1} = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$$

ou V_0 = vitesse de régime normal avant disjonction

V_{f1} = vitesse finale choisie à la fin de Δ

donc, pour les autres intervalles, V_m sera la moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et de la nouvelle vitesse finale qui aura été choisie pour l'intervalle considéré

d'ou la variation du volume d'air Du sera :

$$Du = S \cdot \Delta \cdot V_m = 3,14 \left(\frac{0,25^2}{4} \right) = 3,33 V_m$$

$$Du = 0,163 V_m$$

Si l'on imagine alors deux observateurs partant à la rencontre l'un de l'autre des extrémités d'un tronçon de conduite, ils verront les points du régime se déplacer sur des droites $+ a/gs$ pour l'un, et $- a/gs$ pour l'autre, de sorte qu'à leur rencontre, c'est-à-dire à l'intersection des droites, ils ne pourront constater que le même débit et la même pression.

1°) Calcul du coup de bélier dans la conduite d'adduction par refoulement

Les calculs sont faits pour l'horizon 2007 avec la méthode graphique de BERGERON.

- Principe de Calcul -

1-1) Calcul de la section circulaire de la conduite S_0 :

$$S_0 = 3,14 D^2 / 4$$

avec :

D : diamètre de la conduite = 0,25 m

$$\text{donc : } S_0 = \frac{3,14 (0,25)^2}{4} = 0,04906 \text{ m}^2$$

1-2) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$V_0 = Q_0 / S_0 = 0,040 / 0,04906 = 0,81 \text{ m/s}$$

$$\text{donc : } Q_0 = 40 \text{ l/s} = 40 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

et les pertes de charges DH

$$DH = 8,48 \text{ m} \quad (\text{voir tableau d'adduction})$$

Calcul de la pression dans le réservoir -

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

$$(Z_0 + DH) u_0^{1,4} = Z u^{1,4}$$

où :

DH : représente les pertes de charge dans la conduite.

Z₀ : pression absolue en marche normale.

U₀ : volume d'air choisi arbitrairement.

u : le nouveau volume d'air.

on propose pour un régime normal U₀ = 1,00 m³

$$\text{d'où : } Z = \frac{70,5 + 10 + 8,48}{u^{1,4}} = \frac{88,90}{u^{1,4}}$$

$$Z = \frac{88,9}{u^{1,4}}$$

Calcul de la pression dans la conduite sans perte de charge :

On évaluera, à la moitié de l'eau, la valeur V₁ de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré.

On évaluera, de même, la vitesse V₂ dans cette tuyère à la descente de l'eau. A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \left(\frac{\phi^2}{(0,92 d)}\right)^2 = K = V_1 = K V_f$$

d sera choisi de telle sorte que K reste compris entre 15 - 20 avec

ϕ = diamètre de la conduite de refoulement

d' = diamètre de la vanne contractée

d = diamètre intérieur de la tuyère

pour d = 0,07

$$K = \frac{(0,25)^2}{(0,92d)^2} = 15,06 = 15,1$$

$$\text{donc } 15 \quad 15,1 \quad 20 \quad = \quad d \quad = \quad 0,07 \text{ m}$$

$$\text{soit } m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{0,92 (0,07)^2}{4} = 0,25$$

$$\text{pour } m = 0,25 = \epsilon = 0,57$$

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajustage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5.

Donc le rapport des vitesses V_2/V_f de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{3,14}{4} d^2}{0,5 \frac{3,14}{4} D^2} = \frac{2 d^2}{d^2} = K' - K' = \frac{2 (0,25)^2}{(0,07)^2}$$

$$K' = 25,510$$

$$\text{d'où } V_2 = K' V_f$$

En effet, au retour de l'eau, la veine liquide qui entre dans la tuyère à l'envers passe par la section de diamètre d qui se contracte ensuite en une section moitié (ajutage de BORDA).

Dans la tuyère, K' est donc lié à K , on peut établir facilement que K' est environ égal à 1,69 K

$$\text{soit } m' = \frac{d'^2}{D^2} \quad (\text{rapport des diamètres})$$

$$m' = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (0,07)^2}{(0,125)^2} = 0,1568 = 0,16$$

$$\text{donc pour } m' = 0,16 \quad - \quad C' = 0,69 \quad (\text{de l'abaque})$$

Calcul des pertes de charge :

La perte de charge Dh_1 , à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport sur des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D).

donc :

$$Dh_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C. = \frac{(K V_f)^2}{2g} \cdot C$$

$$Dh_1 = 7,06 V_f^2$$

et la perte de charge DH_2 à la descente de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport m des sections de la veine contractée de section $1/2 \frac{3,14}{4} d^2$

et de la tubulure de diamètre D

$$\text{donc } Dh_2 = \frac{V_2^2 \cdot C'}{2g} = \frac{K_1^2 V_f^2}{2g} \cdot C$$

$$Dh_2 = 2,25 V_f^2$$

A partir des calculs ci-dessus, la pression absolue dans la conduite se déduit :

- en faisant la différence $Z - Dh_1$ quand l'eau monte
on aura $Z - 7,06 V_f^2$

- en faisant la somme $Z' + Dh_2$ quand l'eau descend.
Ceci nous donne $Z + 2,25 V_f^2$

donc de la **parabole** des pertes de charge dans la conduite, on cherche la valeur de Dh pour la vitesse finale V_f considérée :

- en faisant la différence $Z - Dh_1 - Dh$ quand l'eau monte.

$$P = Z - Dh_1 - Dh = P = Z - 19,98 V_f^2$$

- en faisant la somme $Z' + Dh_2 + Dh$ quand l'eau descend

$$P' = Z + Dh_2 + Dh = P' = Z + 15,18 V_f^2$$

C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite a/gs en un point tel que $2P$. $4P$. etc ... qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

D'où on calcule la pente de la droite dont les abscisses sont gradués selon les vitesses de l'eau au lieu des débits.

$$\text{donc la perte} = a/gs$$

$$\text{avec } a = 1156 \text{ m/s}$$

$$s = \frac{3,14 \cdot \phi^2}{2} = (0,125)^2 \cdot 3,14 = 0,04906 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } a/gs = 2401,81$$

— Echelle des ordonnées h

$$1 \text{ cm} - 10 \text{ m} = 2401,81/10 = 240,18 \text{ cm}$$

— Echelle des q

on transforme théoriquement l'échelle des vitesses en échelles des débits

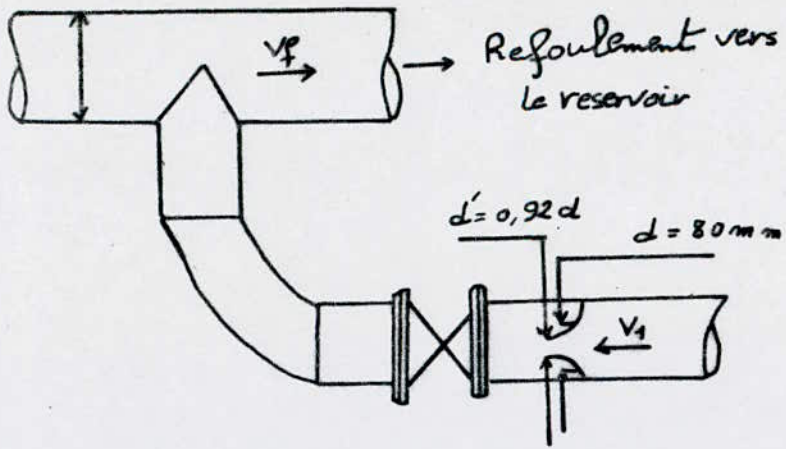
$$1 \text{ cm} - 0,1 \text{ m/s} = Q = 0,1 \times 0,04906 = 0,004906 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{d'où } 1 \text{ h} = 0,004906 \text{ m}^3/\text{s}$$

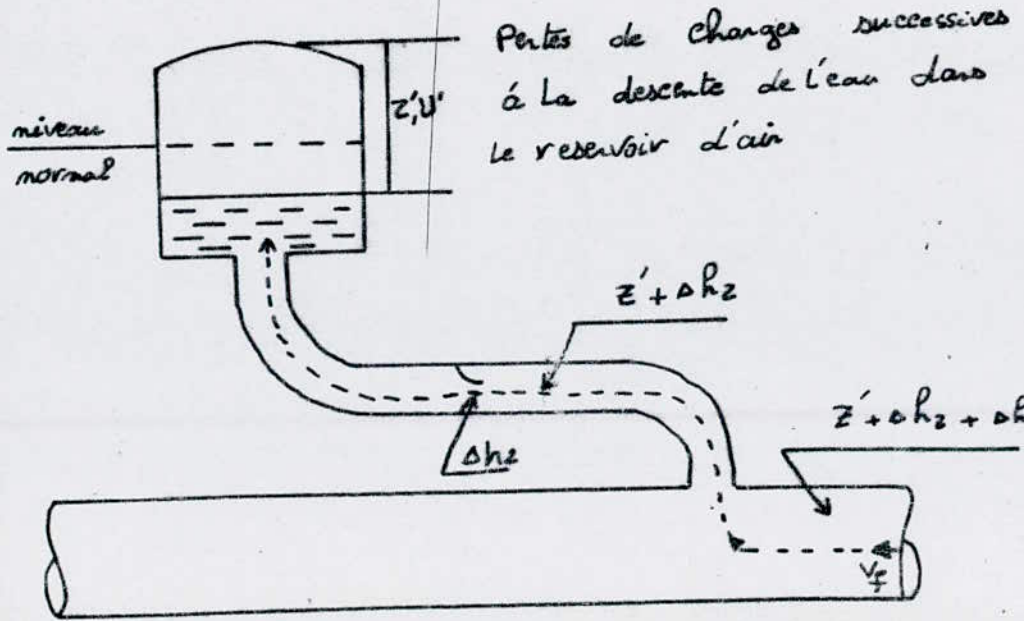
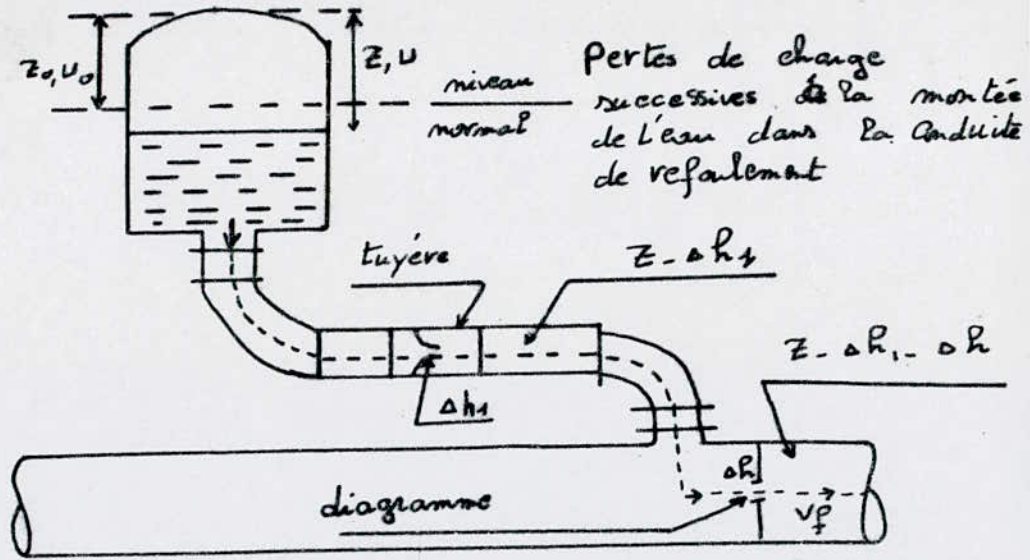
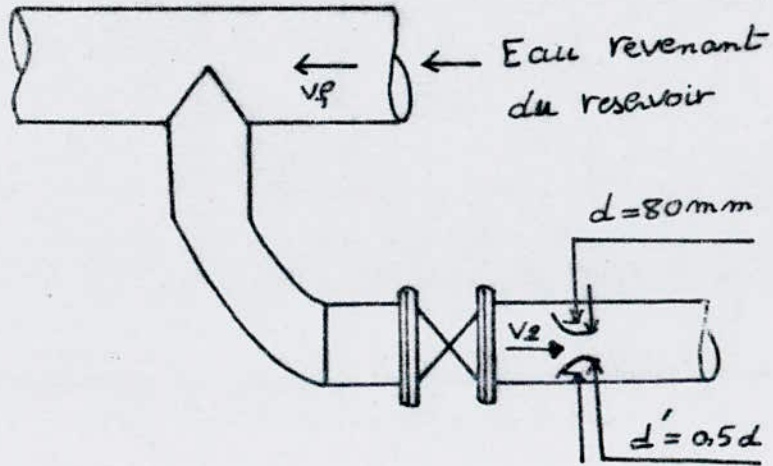
donc : $1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera représenté par $203,83 \text{ h}$

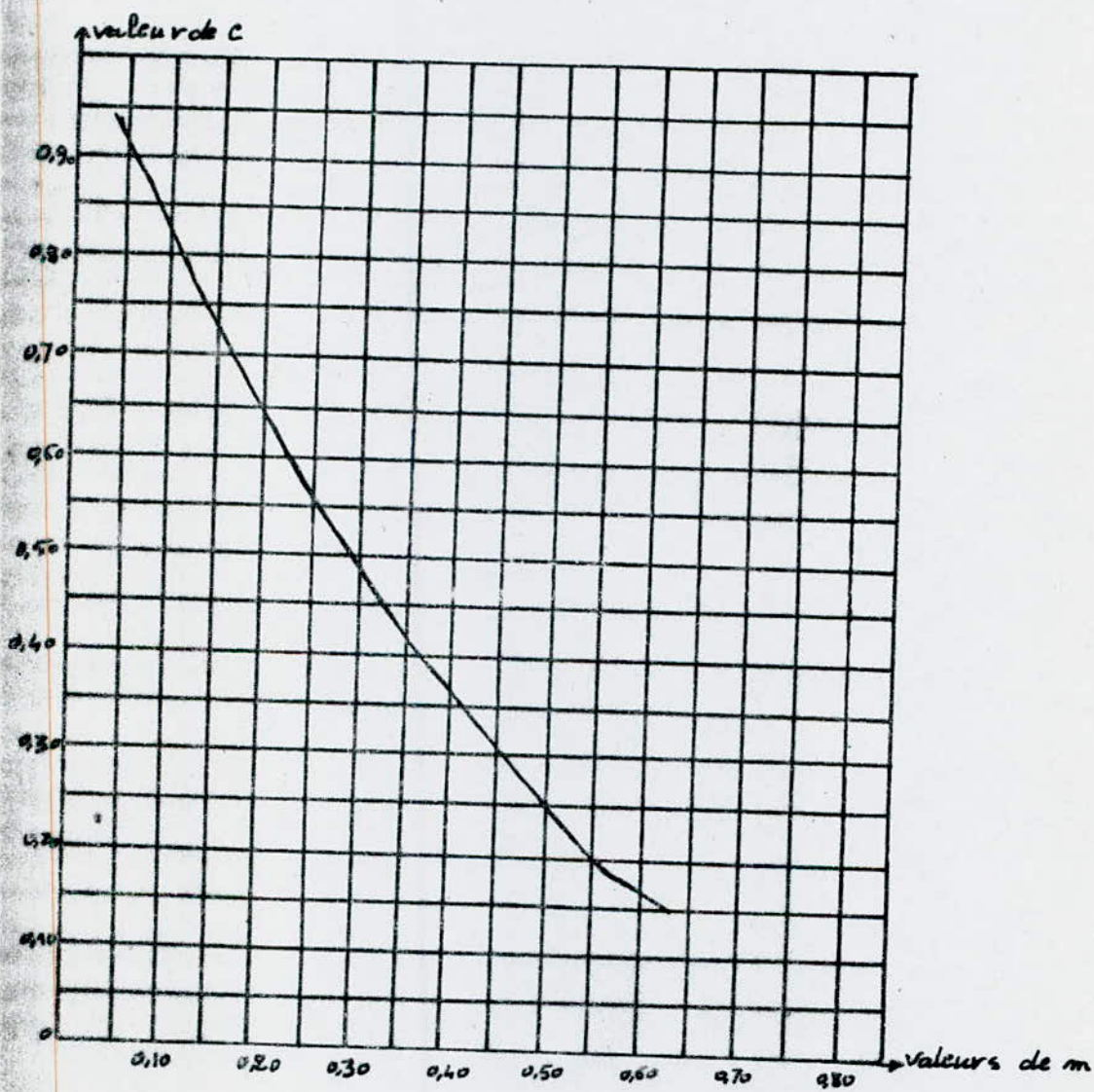
$$\text{on aura la perte de } a/gs = 111,56/203,83 = 0,547$$

$$\text{tg } x = 0,547 \Rightarrow x = 29^\circ 69' = x \approx 30^\circ$$



Descente de l'eau vers la pompe





Grapho de: Coefficient de pertes de charge c
dans une tuyère

- Calcul de la valeur maximale du coup de Béliet :

Le maximum du coup de béliet aurait donc pour valeur (b)

$$\text{tel que } b = \frac{avo}{g} = \frac{1156 \cdot 0,81}{9,81} = 95,45 \text{ m}$$

donc cas de dépression sera :

$$H_g + b = 70,5 + 95,45 = 165,95 \text{ m.}$$

et le cas de dépression

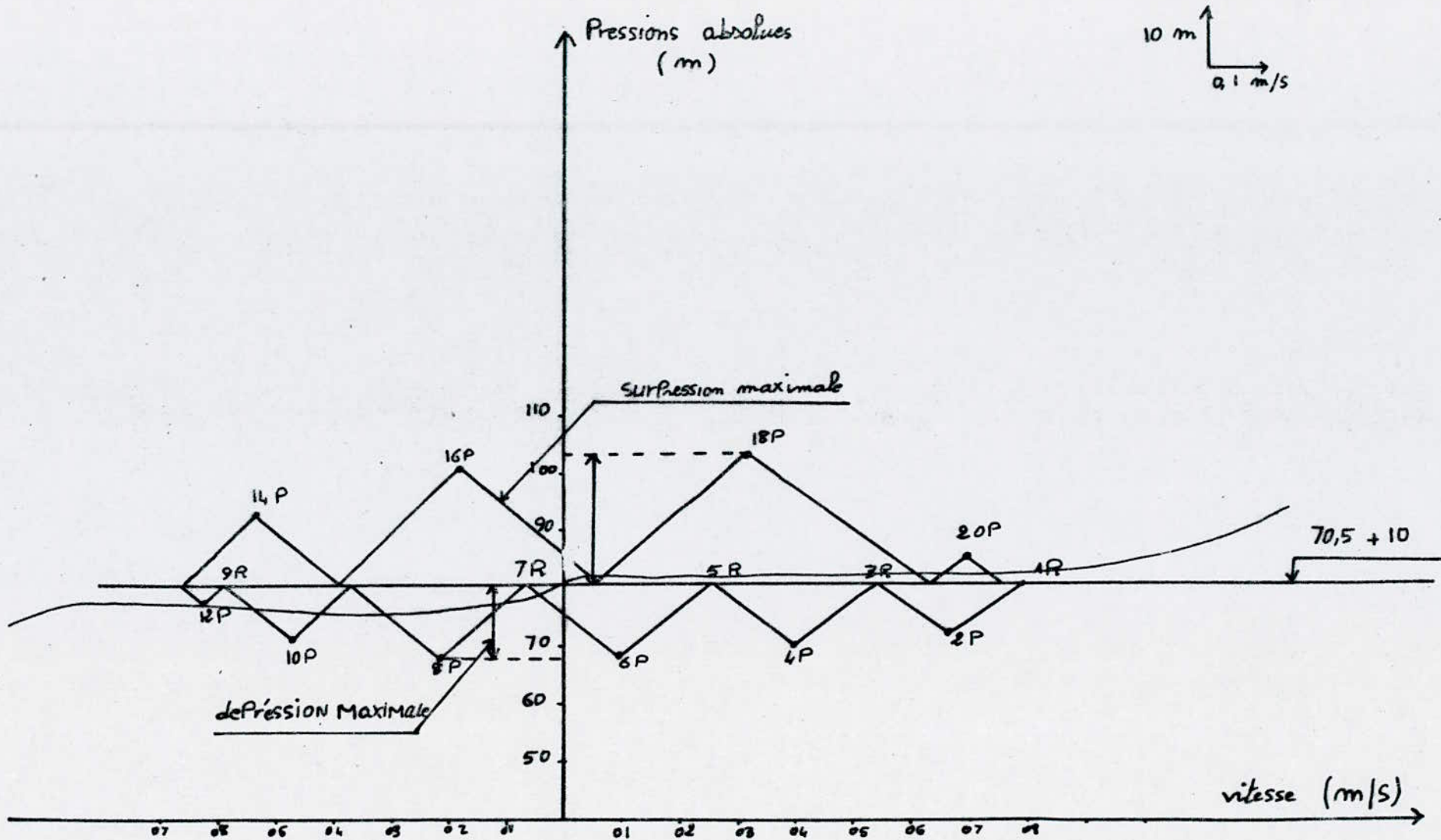
$$H_g - b = 70,5 - 95,45 = - 24,95 \text{ m.}$$

avec H_g est la hauteur géométrique (pression avant l'apparition du coup de béliet).

Inter- valle du temps	Variation du Volume d'Air su = 0,163V _{2m}	Volume d'Air u = ut + su (m ³)	Pression dans le Réservoir d'air Z = $\frac{88,9}{u^{1/4}}$	Vitesse dans la tuyère (m) Dh=7,06 Dh=7,06	P.D.C. au Refoulement DH = $\frac{12,93}{V^2}$	Pression dans la conduite SS P.d.C Dh=7,06 Dh=7,06	Vitesse lue gra- phique VF (m/s)	Vitesse Finale choi- sie VF	Dési- gnat. du point (R)	Vitesse Moyenne Vm
0	0	1	88,9	-	8,48	-	0,81	0,81	1 R	0,81
0	0,11838	1,1183	82,61	3,075	5,632	72	0,65	0,65	2 P	0,73
2 0	0,08802	1,1418	73,80	1,240	2,280	70	0,42	0,42	4 P	0,54
3 0	0,04238	1,184	70,16	0,070	0,129	69	0,10	0,10	6 P	0,26
4 0	- 0,00978	1,1742	70,6	0,34	0,626	68	0,21	0,21	8 P	0,155
5 0	- 0,0554	1,11878	75,90	1,595	2,86	71	- 0,47	- 0,47	10 P	- 0,13
6 0	- 0,08883	1,0299	85,30	2,714	4,970	76	- 0,62	- 0,62	12 P	- 0,54
7 0	- 0,09373	0,9362	97,29	0,63	3,636	93	- 0,53	- 0,53	14 P	- 0,57
8 0	- 0,05786	0,8783	106,60	0,0729	0,420	105	- 0,14	- 0,14	16 P	- 0,35
9 0	- 0,01385	0,8922	104,30	0,216	1,425	103	- 0,31	- 0,31	18 P	0,085
10 0	0,0815	0,9737	92,28	1,07	6,15	85	0,69	0,69	20 P	0,5
11 0	0,10920	1,0829	79,51	0,950	5,46	74	0,65	0,65	22 P	0,67

EPURE DE BERGERON

ARRET BRUSQUE de la pompe



2°/ - Calcul du coup de bélier dans la conduite d'adduction gravitaire :

Comme on a déterminé la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans la conduite d'adduction par refoulement, on se propose de faire la même chose dans la conduite d'adduction gravitaire suivant la méthode de BERGERON et de STRICKLER.

Les données du problème sont les suivantes :

1) - Méthode de BERGERON :

En régime permanent, pour une pression statique $H_0 = 81,5$, le débit que laisse passer la vanne est $Q_0 = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$. A un moment donné (temps 0), la vanne se ferme doucement et au bout d'un temps t_r , la section offerte au passage de l'eau est de $1/5$ de celle du départ. Si nous trouvons les surpressions et dépressions admissibles, nous obtenons pour l'aller de fermeture prise. Si, au contraire, les surpressions et dépressions sont grandes, nous augmentons le temps t_r .

1/ - Calcul du coup de bélier dans la conduite sans tenir compte des pertes de charge -

1-1 - Détermination de la célérité de l'onde (a)

on a :

$$a = 9000 \sqrt{48,3 + K \frac{\rho}{e}}$$

avec :

ρ : diamètre de la conduite $\rho = 0,125 \text{ m}$

e : épaisseur de la conduite $e = 0,002 \text{ m}$

K : coefficient qui dépend de la nature du matériau de la conduite $K = 0,5$ pour l'acier

L : longueur de la conduite $L = 1925 \text{ m}$.

d'où $a = 1009,07 \text{ m/s}$

1-2 - Détermination du temps d'allée de l'onde.

$$t = L/a - t = 1925/1009,07 = 1,91 \text{ secondes}$$

$$t = 2 \text{ secondes}$$

1-3 - Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (b)-

on a une conduite de section circulaire $S = 3,14 \frac{\phi^2}{4}$

$$S = 3,14 \frac{\phi^2}{4} - S = 3,14 \frac{(0,125)^2}{4} = 0,01226 \text{ m}^2$$

de l'équation de continuité $Q_0 = S V_0$

Connaissant le débit Q_0 et la section S , on peut tirer V_0
donc $V_0 = Q_0/S$

En régime permanent, le débit que laisse passer la vanne est :
 $Q_0 = 80 \text{ m}^3/\text{h} = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\text{d'où } V_0 = 0,02/0,01226 = 1,63 \text{ m/s}$$

donc la valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = a v_0/g = 1009,1 - 1,63/9,81 = 167,67 \text{ m}$$

donc la surpression sera :

$$H_0 + b = 70,5 + 167,67 = 238,17 \text{ m.}$$

et la dépression sera :

$$H_0 - b = 70,5 - 167,67 = - 97,17 \text{ m.}$$

Calcul du temps t_v de la fermeture de la vanne :

Etant donné que la section offerte au passage de l'eau est de $1/5$ de celle du départ,

$$\text{donc } t_v = 2 \times 5 = 10 \text{ secondes}$$

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord au temps $t = 0$ (ouverture totale) puis au temps 1, 2, 3 et 4 secondes.

Ces temps étant espacés de 2 secondes au temps 4, on aura :

$$t_{r4} = 2 \times 4 = 8 \text{ secondes du temps } 0$$

1-4 - Calcul du débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture quelconque -

Le débit qui passe dans la vanne pour un degré quelconque d'ouverture sera :

$$Q = m r \sqrt{2g (b + H_0)}$$

avec :

m : coefficient de construction

Ho : pression statique (m)

b : surpression (m)

r : section réduite (m²)

$$\text{de } 0 - Q^2 = m^2 r^2 \cdot 2g (b + Ho) = b + Ho = \frac{Q^2}{2g m^2 r}$$

le tracé de ces caractéristiques représente des paraboles à axe vertical confondu avec OB et tangentes en un point - Ho tel que $oHo = - 70,5 \text{ m}$.

donc au temps $t = 0$ la parabole passe par le point $Q_0 = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$ il n'y a aucun coup de bélier, du fait que la fermeture n'a pas commencée.

Avec ces deux points (- Ho et Q_0), la courbe peut-être tracée.

et les autres courbes passeront par Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 tels que

$$Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = Q_2 Q_3 = Q_3 Q_4 = \frac{Q}{5} = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}.$$

d'où on aura :

$$Q_4 = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 0,008 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_0 = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

1-5 - Le tracé graphique du coup de bélier selon la méthode de BERGERON (voir planche N°)-

Au point zéro, l'observateur part de R, à ce temps sa position est en oR sur l'axe Od, au point $Q_0 = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$, à ce moment là, la caractéristique du régime est la droite de pente - a/g s.

Arrivant en A au temps 1, la vanne est en position 1 de fermeture, on obtient 1A sur le graphique.

Au temps 2, la caractéristique du régime est la droite de pente (+ a/g s), à ce moment la surpression étant nulle, on obtient le point 2 R.

En continuant ainsi jusqu'à les surpressions ou les dépressions soient pratiquement nulles, l'onde changeant de sens à la rencontre d'une autre caractéristique.

Donc, les mêmes constructions seront refaites en considérant un deuxième observateur partant de R au temps 1 au réservoir, on aura le point 1R confondu avec oR.

Arrivant au temps 5, il est au réservoir (point 5R) jusqu'au temps 7, la vanne s'ouvrant, l'observateur sera en 7R.

Donc les droites ont été portées en pointillé sur le graphique. Il suffit alors de lire sur le graphique.

Si la fermeture avait été brusque, le coup de bélier aurait été égal à 17,25 bars, mais la fermeture et l'ouverture sont lentes on a :

- une surpression maximale
suivant au bout de pendant la phase de fermeture
(point 3A sur le graphique).

Donc la pression totale dans la conduite en ce point est de :

$$P = 70,5 + 55,5 = 126 \text{ m}$$

- une dépression maximale = 48,5 m d'eau
la pression totale dans ce cas est :

$$P = 70,5 - 30,5 = 40 \text{ m d'eau}$$

$$Q = m r \sqrt{2g (H_0 + b)}$$

$$Q^2 = m^2 r \cdot 2g (H_0 + b) \quad \text{---} \quad b_i = \frac{Q^2}{m^2 r^2 2g} - H_0$$

Pour $Q = 0 = b = - H_0 = - 70,50 \text{ m}$

$$\text{Pour } b = 0 = m^2 = \frac{Q_0^2}{r^2 \cdot 2g H_0} \quad b_i = \frac{H_0}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$$

Graphique I		Graphique II		Graphique III		Graphique IV		Graphique V	
Q_i	I $\frac{H_0}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$ $b_i = \frac{Q_0^2}{Q_0^2}$	Q_i	II $\frac{H_0}{Q_1^2} Q_0^2 - H_0$ $b_i = \frac{Q_1^2}{Q_1^2} Q_0^2 - H_0$	Q_i	III $\frac{H_0}{Q_2^2} Q_i^2 - H_0$ $b_i = \frac{Q_2^2}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	IV $\frac{H_0}{Q_3^2} Q_i^2 - H_0$ $b_i = \frac{Q_3^2}{Q_3^2} Q_i^2 - H_0$	Q_i	V $\frac{H_0}{Q_4^2} Q_i^2 - H_0$ $b_i = \frac{Q_4^2}{Q_4^2} Q_i^2 - H_0$
m^3/s	(m)	m^3/s	m	m^3/s	(m)	m^3/s	m	m^3/s	m
0,022	14,805	0,022	62,79	-	-	-	-	-	-
0,020	0,000	0,020	39,66	0,020	125,33	-	-	-	-
0,016	- 25,380	0,016	0,000	0,016	54,833	-	-	-	-
0,012	- 45,12	0,012	- 30,84	0,012	0,000	88,125	-	-	-
0,008	- 59,22	0,008	- 52,87	0,008	- 39,166	0,008	0,000	-	-
0,004	- 67,68	0,004	- 66,09	0,004	- 62,66	0,004	-52,87	0,004	0,00
0,002	- 69,79	0,002	- 69,39	0,002	- 68,541	0,002	-66,09	0,002	- 52,87

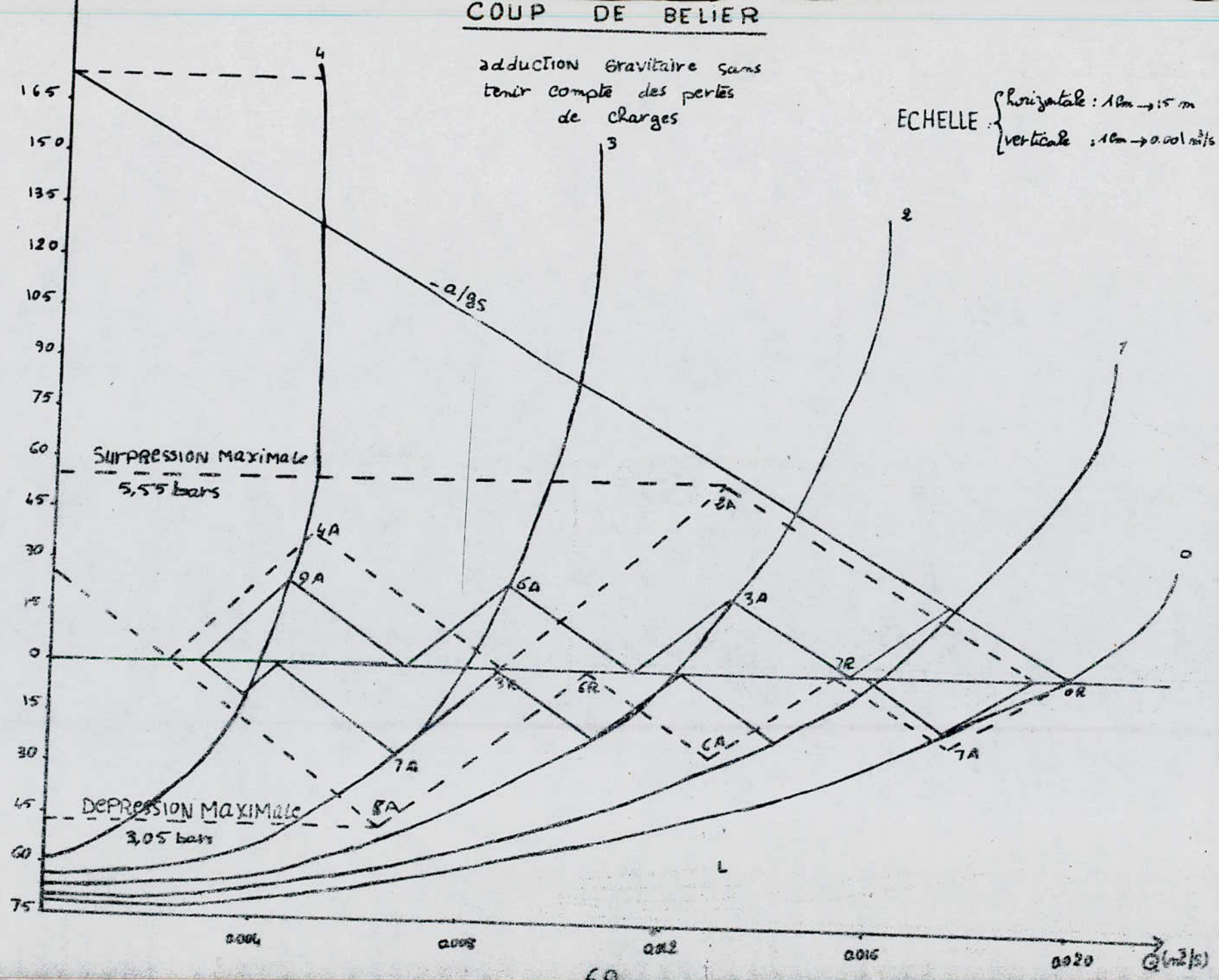
$$\begin{aligned} H_0 &= 70,5 \text{ m} \\ Q_0 &= 0,02 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_1 &= 0,016 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= 0,012 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_3 &= 0,008 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_4 &= 0,004 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

COUP DE BELIER

adduction gravitaire sans
tenir compte des pertes
de charges

EHELLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{horizontale : } 10m \rightarrow 15m \\ \text{verticale : } 10m \rightarrow 0.001 m^3/s \end{array} \right.$



2) - Méthode de STRICKER -

Dans ce cas considéré, un orifice caractérisé par un coefficient de débit "m" constant et une aire de section Av variable :

$$Q = V.A = m Av \sqrt{2g h} \quad (1)$$

où : V : vitesse de l'eau dans la conduite m/s

A : aire de la section droite de la conduite (m²)

h : hauteur piézométrique au niveau de la vanne (m)

Si ho et vo sont respectivement la pression et la vitesse de l'eau, dans les conditions normales on aura :

$$Avo = m. Avo. \sqrt{2gho} \quad (2)$$

En divisant l'équation (1) par l'équation (2), on obtient :

$$\frac{V}{Vo} = \frac{Av}{Avo} = \sqrt{\frac{h}{ho}}$$

La surpression engendrée lors d'une fermeture est donnée par :

$$Dhi = \frac{o. DVi}{g} \quad (4)$$

où : o : célérité de l'onde de choc m/s

DV : réduction de vitesses par suite de fermetures.

Les équations (3) et (4) nous permettent de déterminer la valeur de la pression régnant au niveau de la vanne à chaque instant :

$$\frac{V - DV}{Vo} = \frac{Av}{Avo} = \sqrt{\frac{h + Dh}{ho}} \quad (3)$$

$$\frac{Dhi}{ho} = \frac{avo}{gho} = \frac{DVi}{Vo} \quad (4)$$

L'équation (3) peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{V}{Vo} - \frac{DV}{Vo} = \frac{Av}{Avo} = \sqrt{\frac{h}{ho} + \frac{Dh}{ho}} \quad (3)$$

avec : $\frac{Dhi}{ho} = \frac{avo}{gho} = \frac{DVi}{Vo}$

La succession de fermeture se fait par intervalle de temps

$$tv = 2L/o$$

d'où le calcul sera établi sur la TT-66

PROGRAMME SUR TI 59

ALLURE DE FERMETURE DE LA VANNE

$$2^{\text{nd}} \text{ LBL ARO1 } 20 \times 4 + 2 \text{ nd } 3,14 + \text{RCLO}^2 \times 2 = \text{STO } 06 \text{ R/S RCL } 01 + 1000 + \\ (1 + \text{RCLO1} \times \text{RCL } 02 + \text{RCL } 03 + \text{RCL } 04) = V \times \text{STO } 05 \text{ R/S } 2 \text{ nd LBL B RCL } 00 + \\ \text{RCL } 05 \times 2 = \text{STO } 19 \text{ R/S RCL } 05 \times \text{RCL } 06 + 9,8 + \text{RCL } 07 = \text{STO } 08 \text{ R/S } 2 \text{ nd} \\ \text{LBLE RCL } 12 + \text{RCL } 08 = \text{STO } 14 \text{ R/S RCL } 12 \text{ R/S } 1 - \text{RCL } 14 = \text{STO } 10 \text{ R/S } (1 + \\ \text{RCL } 12)$$

$$V \times \text{STO } 13 \text{ 1/X} \times \text{RCL } 10 = \text{STO}09 \text{ R/S } 1 + \text{RCL } 12 = \text{STO } 15 \text{ R/S}$$

$$2 \text{ nd LBLD } (2 \times \text{RCL } 14 - \text{RCL } 10) 2^{\text{nd}} \times \quad , t \text{ E2 } \times$$

$$\text{RCL } 14 = \text{STO } 11 \text{ R/S } 2 \times \text{RCL } 12 = \text{R/S RCL}$$

$$10 - \text{RCL } 11 = \text{STO } 10 \text{ R/S RCL } 10 + \text{RCL } 13$$

$$= \text{STO}09 \text{ R/S RCL } 15 \text{ R/S}$$

$$2 \text{ nd LBLE RCL } 10 \text{ R/S RCL } 10 \times \text{RCL } 08$$

$$= \text{STO } 16 \text{ R/S : OR/SO R/S2 - RCL } 15 + \text{RCL } 16$$

$$= \text{STO } 17 \text{ R/S}$$

$$2^{\text{nd}} \text{ LBL } 2^{\text{nd}} \text{ A' OR/S OR/S OR/S OR/S2 - RCL } 17$$

$$= \text{STO } 17 \text{ R/S}$$

Introduction des données :

$$L - 00 \quad Q - 20 \quad K - 01 \quad D - 02 \quad E - 03$$

$$e - 04 \quad ho - 07 \quad dh/ho - 12$$

$$A = V_0 \text{ } 06 \quad \text{R/S} = C \text{ } 05 \quad B = tr \text{ } 19 \quad \text{R/S} = \frac{Dh/ho}{DV/vc} \text{ } 08$$

$$C = DV/V_0 \quad \text{R/S} = Dh/ho \quad \text{R/S} = V/V_0 \quad \text{R/S} = Av/Avo \quad \text{RS} = h/ho$$

$$D = DV/V_0 \quad \text{R/S} = Dh/ho \quad \text{R/S} = V/V_0 \quad \text{R/S} = AV/AVo \quad \text{R/S} = h/ho$$

$$D = DV/V_0 \quad \text{R/S} = Dh/ho \quad \text{R/S} = 0 \quad \text{R/S} = 0 \quad \text{R/S} = h/ho$$

$$2 \text{ nd } A' = 0 \quad \text{R/S} = 0 \quad \text{R/S} = 0 \quad \text{R/S} = 0 \quad \text{R/S} = 2 - h/ho$$

Les données sont :

Le diamètre de la conduite $\phi = 250 \text{ mm}$

Epaisseur de la conduite $e = 0,005 \text{ m}$

La conduite est en acier

La longueur de la conduite $L = 1925 \text{ m}$

La pression statique $h_0 = 70,5 \text{ m}$

Le débit de forage $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$

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

La masse volumique $S = 1.000 \text{ Kg}/\text{m}^3$

Module d'élasticité $E = 2 \cdot 10^{11}$

La vitesse normale d'écoulement $V_0 = 0,81 \text{ m}/\text{s}$

La vitesse de la célérité $a = 1007,6 \text{ m}/\text{s}$

Temps de retour $T = 2 \text{ secondes}$

On impose à la conduite des valeurs de :

$$\frac{h_w - h_0}{h_0} = 0,6 , 08$$

d'où le tableau de calcul du coup de bélier à partir du programme précédent est.

CONCLUSION :

A la lumière des résultats obtenus, il ressort que le temps de fermeture de la vanne doit être au moins égal à 2 secondes, temps auquel la pression due à l'onde s'élève à 40,1 en mètre de colonne d'eau.

L'onde continue à osciller entre 40,1 et 122,8 mètres de colonne d'eau.

Signalons que tout le calcul a été effectué en absence des pertes de charges occasionnées le long de la conduite.

- Tableau N°

$$\frac{h_m - h_o}{h_o} = 0,6$$

N°	tv (s)	DV/VO	Dh/h _o	V/VO	Av/Avo	h/h _o	h (m)
1	2	0,7279	0,8	0,2721	0,5425	0,55	40,1
2	4	0,1838	1,6	0,5441	0,1369	1,6	122,8
3	10	0,1837	1,6	0,000	0,1360	1,6	122,8
4	14	0,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0

- Tableau N°

Pour $\frac{h_m - h_o}{h_o} = 0,8$

N°	tv seconde	DV/VO	$\frac{Dh}{h_o}$	V/VO	$\frac{Av}{Avo}$	h/h _o	h (m)
1	2	0,7824	0,6	0,217	0,6185	1,6	122,8
2	4	0,3472	1,2	0,4351	0,2744	1,6	122,8
3	10	0,3470	1,2	0,0879	0,2740	1,6	122,8
4	14	0,000	1,2	0,000	0,000	2	141,0

CHAPITRE IX -

- PROTECTION ET MAINTENANCE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES -

Il ne suffit pas de concevoir et de réaliser un réseau d'alimentation, mais il faudra aussi penser à sa durée de vie qui doit-être longue.

Tout matériau à long terme se détériore sous l'effet de certains facteurs (agents atmosphériques - produits chimiques ...).

Dans notre réseau, ce qui risque de se détériorer le plus vite, ce sont les conduites (d'adduction, d'amenée et au réseau de distribution) qui sont faites en acier, matériau plus vulnérable que la fonte.

Il y a lieu d'attacher une grande importance à ce problème, pour cela une protection contre ce phénomène s'impose, et elle consiste à revêtir les tuyaux d'une enveloppe isolante et, par ailleurs, à assurer au droit des joints une parfaite continuité de cet enrobage.

1 - La protection cathodique :

Les sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement de l'enrobage, c'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse.

A cet effet, la protection cathodique consiste à :

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

Remarque :

Les différences de potentiel utilisées sont de 5 à 10 volts pour l'eau douce.

a) Protection pour soutirage de courant :

Cette méthode consiste 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 des 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 entrainera la dissolution anodique du rail (voir schéma) d'où le dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau.

b) Protection par anodes réactives -

La protection par anodes réactives consiste à relier, de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que le fer de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode. Ces anodes réactives seront enfoncées dans le sol à 3 m environ de la conduite, et seront disposées dans les zones de terrain agressifs.

Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faible longueur, et ne convient pas en présence de courants vagabonds.

2 - Protection interne

Comme nous avons envisagé les problèmes dus à la corrosion extérieure, il faut ajouter celui se rapportant à la corrosion intérieure.

Donc, les eaux naturelles contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Par exemple, l'eau même traitée, peut avoir de faibles doses chlorure de sodium, parfois la présence de fer dans l'eau.

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

En conséquence, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau.

- Pose de conduite :

Comme pour toute la construction ou installation, la pose de la conduite a des critères à respecter.

La pose de la conduite se fait selon les étapes suivantes :

- Creux des tranchées selon les normes.
- Pose des conduites à l'intérieur des tranchées.
- Ensevelissement.

- Tranchée :

La pose de la conduite, s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante qui sera déterminée en fonction du diamètre de la conduite.

Nous avons à notre disposition (voir tableau N°) donnant les recommandations nécessaires en vue d'une construction adéquate du fond d'une tranchée.

Matériau du tube	Section en m^2	Tubes séparés	
		d 0,5 m	d 0,5 m
Acier	d + 0,3	d + 0,5	d + 0,8

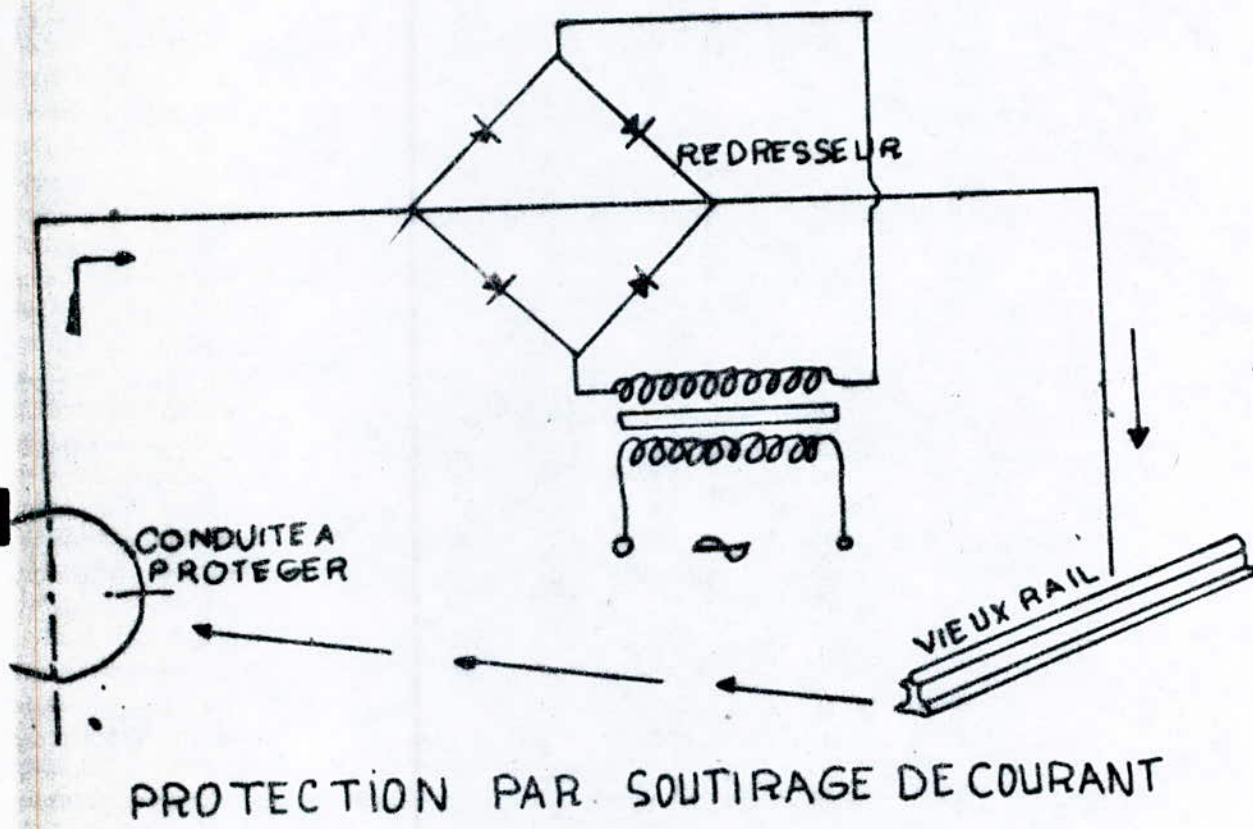
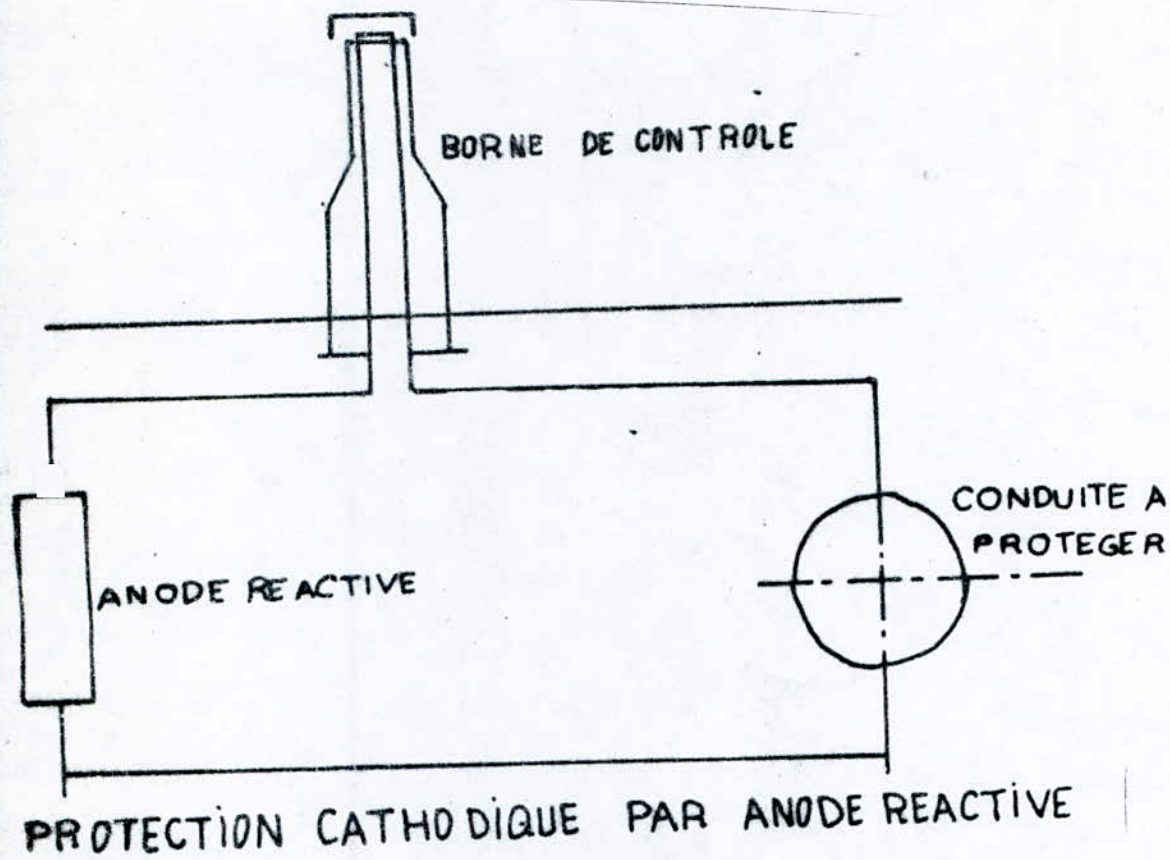
Avant de poser la conduite, on doit débarrasser le fond de la tranchée de toutes les pierres qui pourraient s'y trouver, comme on doit procéder à un nivellement après avoir dressé convenablement ce fond.

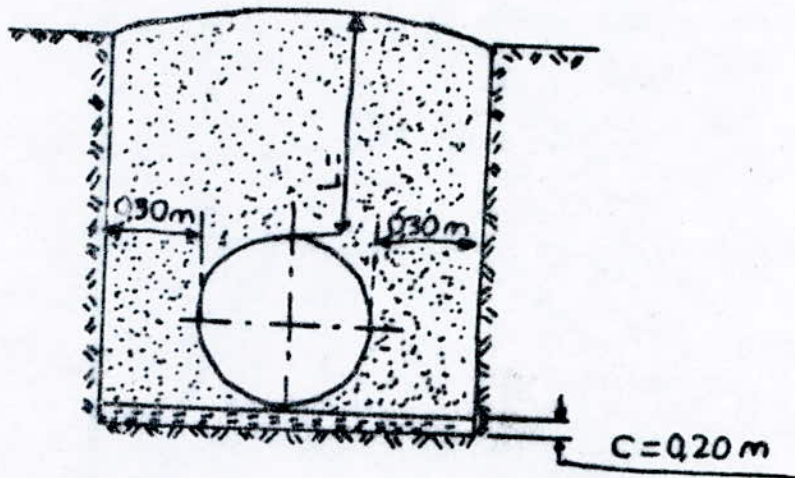
Puis un lit de pose d'une épaisseur de 0,2 m servira de fond. Ce lit sera constitué soit :

- gravier dans les terres ordinaires.
- pierre cassée qui jouera le rôle de drain dans les terrains imperméables.

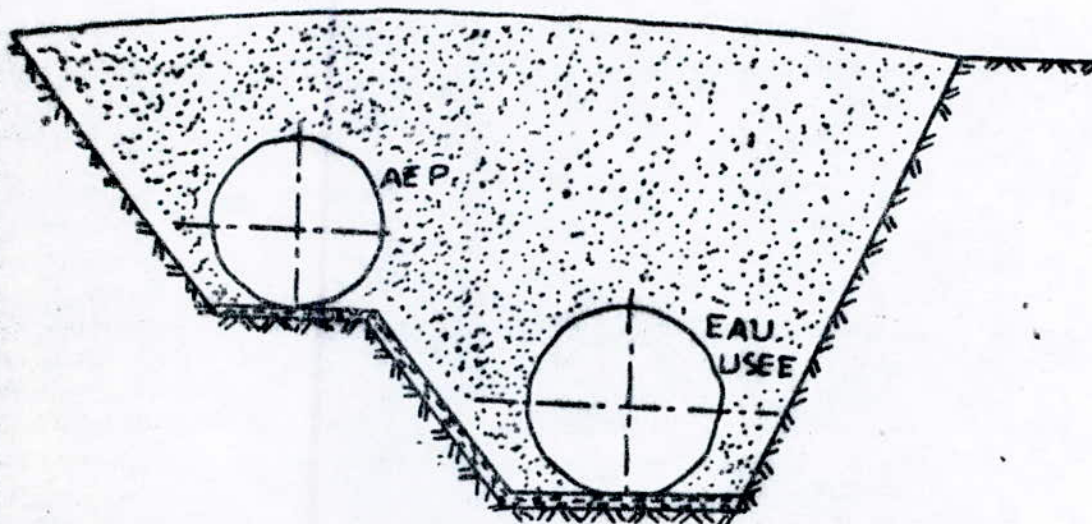
Pour notre cas, le lit doit-être constitué de partie rocheuse très en pente. Donc, avant d'exécuter la pose de conduites, on pratique l'essai à l'épreuve de pression qui consiste à :

- Poser les tronçons sur des cavaliers en terre, le lit de sable de 0,2 m étant fait.
- remplir le tronçon d'eau, l'extrémité aval étant hermétiquement fermée.
- la pression régnant dans le tronçon étant la pression de service majorée de 50 %.
- Cette pression étant maintenue constante pendant au moins 30 mn.
- Dans le cas où le chuintement apparaît, le tronçon sera remplacé par un autre.
- Après cela, on pratique le pilonnage par couche de 20 cm de part et d'autre de la conduite, et qu'on arrose à chaque fois.
- le type de joint sera choisi (voir planche N°) de préférence à emboîtement.
- Au niveau de chaque noeud, nous pratiquons un regard de visite, dans lequel logent tous les robinets, joints, accessoires etc ...) qu'on appelle regard de commande.
- pour le cas des poteaux ou bouches d'incendie, ils sont montés tous les 300 m avec des brides à bouchon.





POSE EN TRANCHE



POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE

Conclusion Finale

L'étude qui a servi de support au sujet de mémoire fait partie d'un ensemble de projets visant soit à réhabiliter les réseaux d'alimentation en eau potable, soit à en créer de nouveaux dans les zones nouvelles dans la Mitidja.

L'étude a porté sur les besoins en eau des populations, les consommations prévues, ainsi que sur l'optimisation des réseaux d'adduction et de distribution.

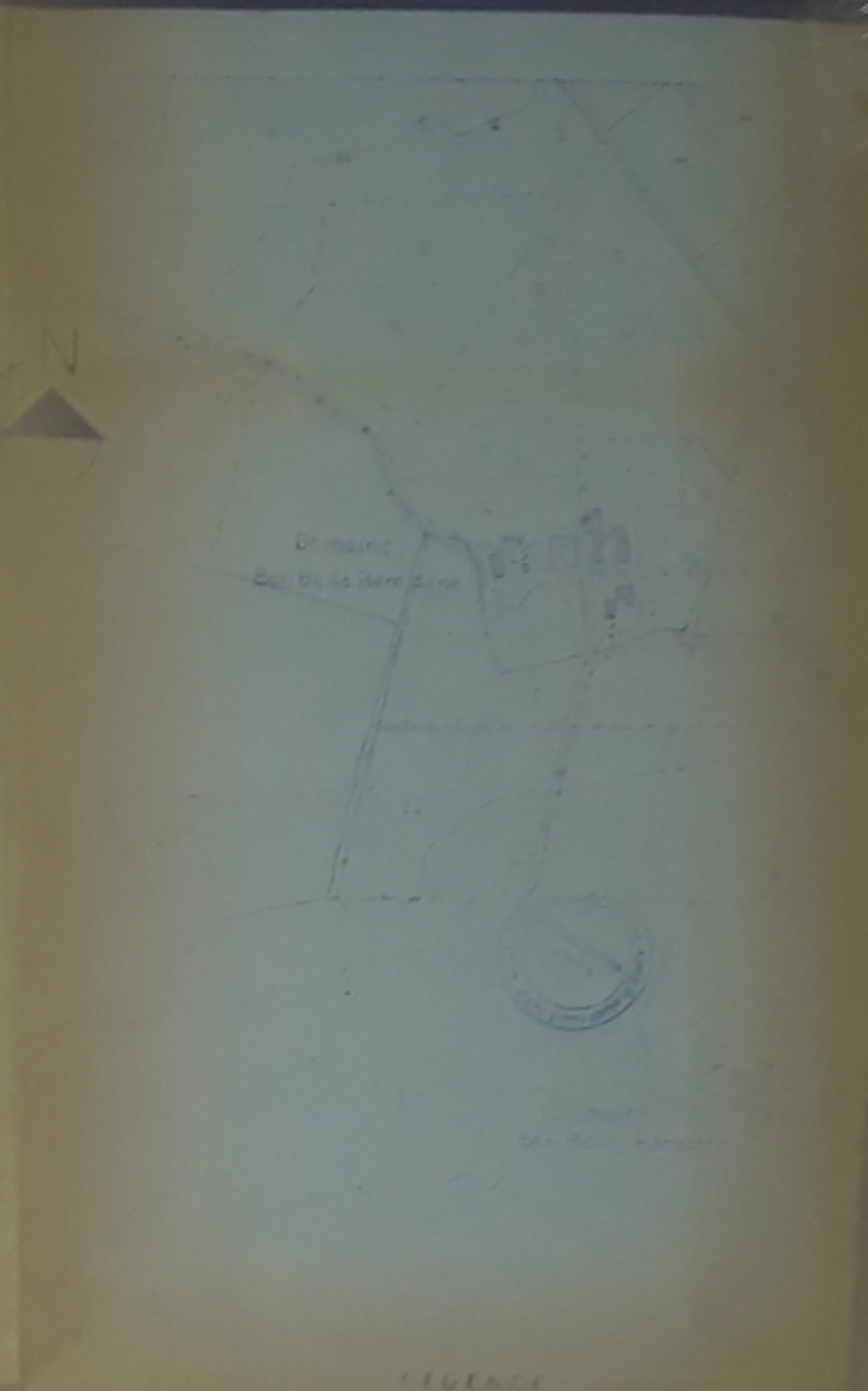
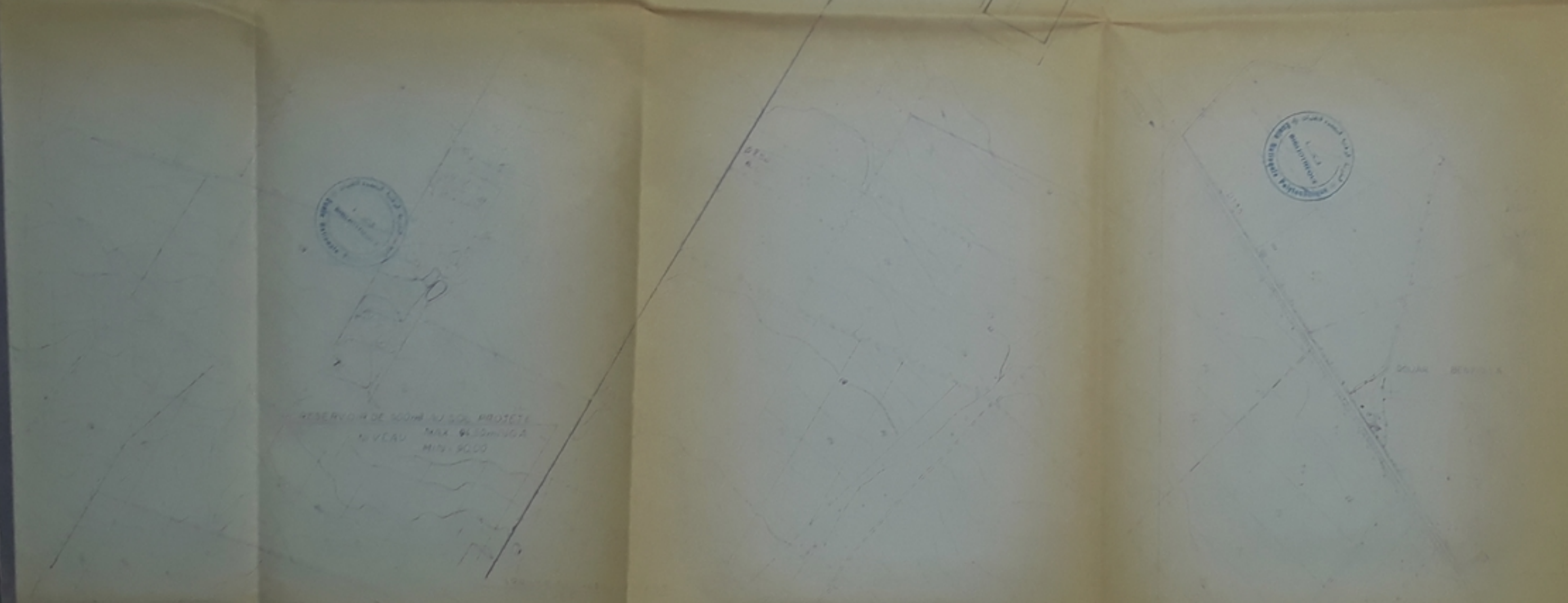
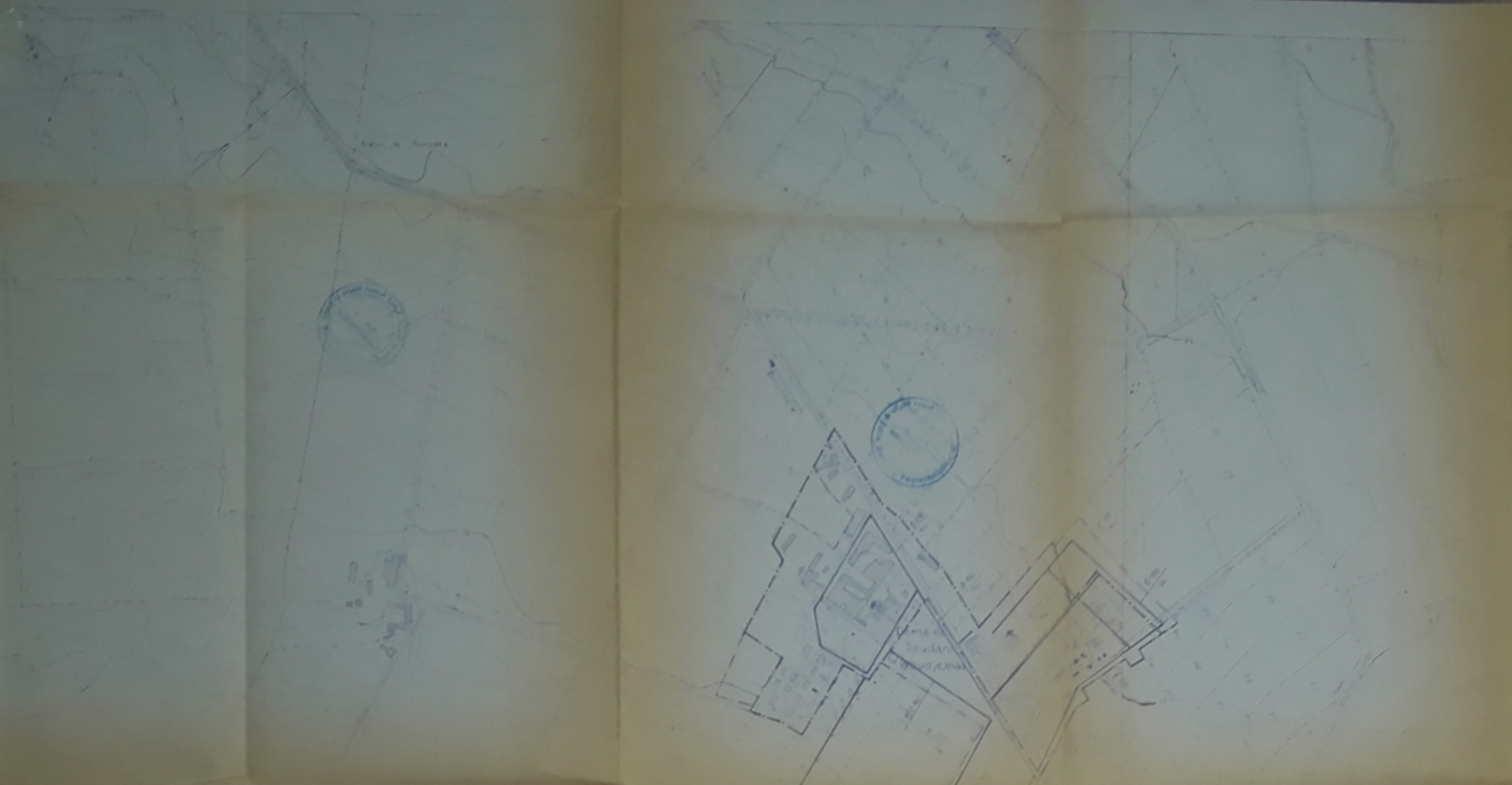
Il a été procédé à une approche technico-économique pour le choix du matériau de la conduite d'adduction et de celle du réseau de distribution.

Compte tenu du caractère "compagnard" de la cité de Si MahFoud, le plan d'urbanisme n'apparaît pas de façon détaillée, cependant les contours du village sont indiqués et pratiquement les zones à concentration d'habitats urbanisés seront alimentés en eau potable.

Le centre de Si MahFoud, appelé à deconfectionner la ville de BouFarik, doit connaître un développement urbain limité pour la préservation des terres agricoles limitrophes de la cité.

Bibliographie

- Hydraulique urbaine A. Dupont (Tome II)
- Hydraulique generale et appliquée . . M. Carlier
- Manuel d'hydraulique générale . . . A. Lancastré
- Catalogue des pompes Jeumont Schneider
- Catalogue des pompes Aturia
- Pompes centrifuges et hellice Stepanoff
- Des theses



3/88

ENPA
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 UNIVERSITE ENBA, BOULEVARD DE LA LIBERATION, ALGER

PLAN D'ENSEMBLE
 ETAL

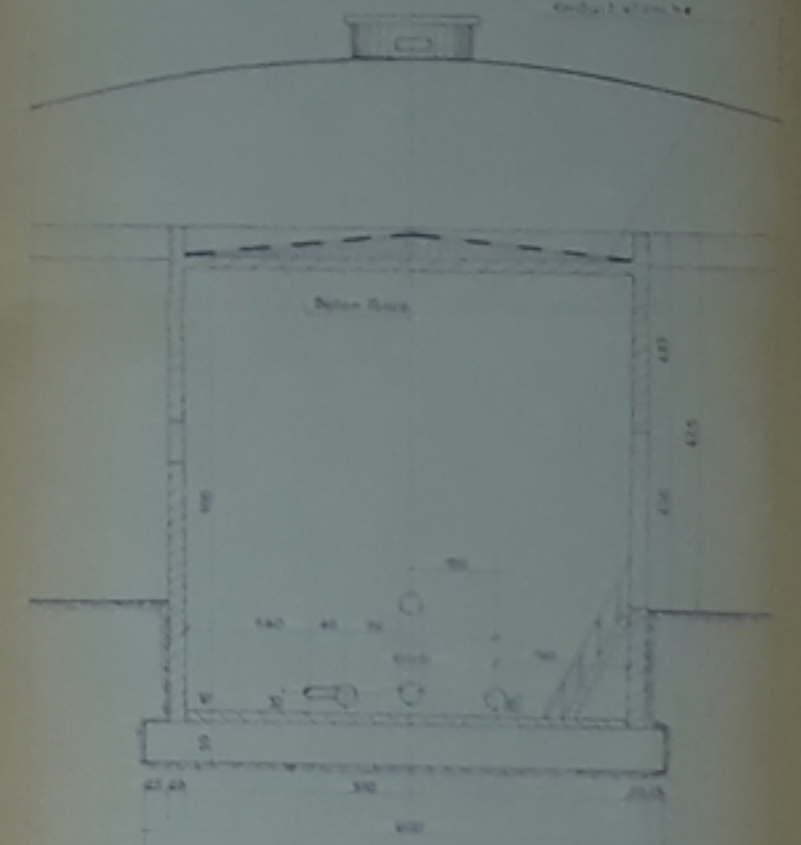
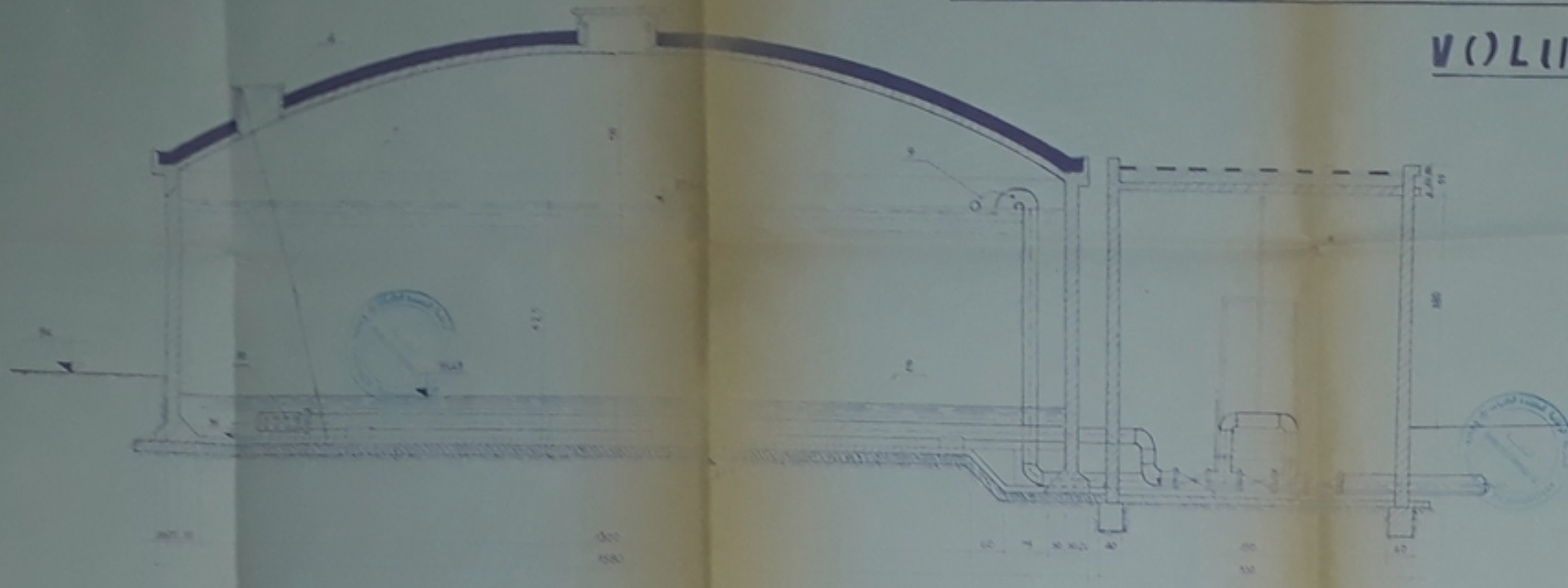
COUPE A-A

RESERVOIR

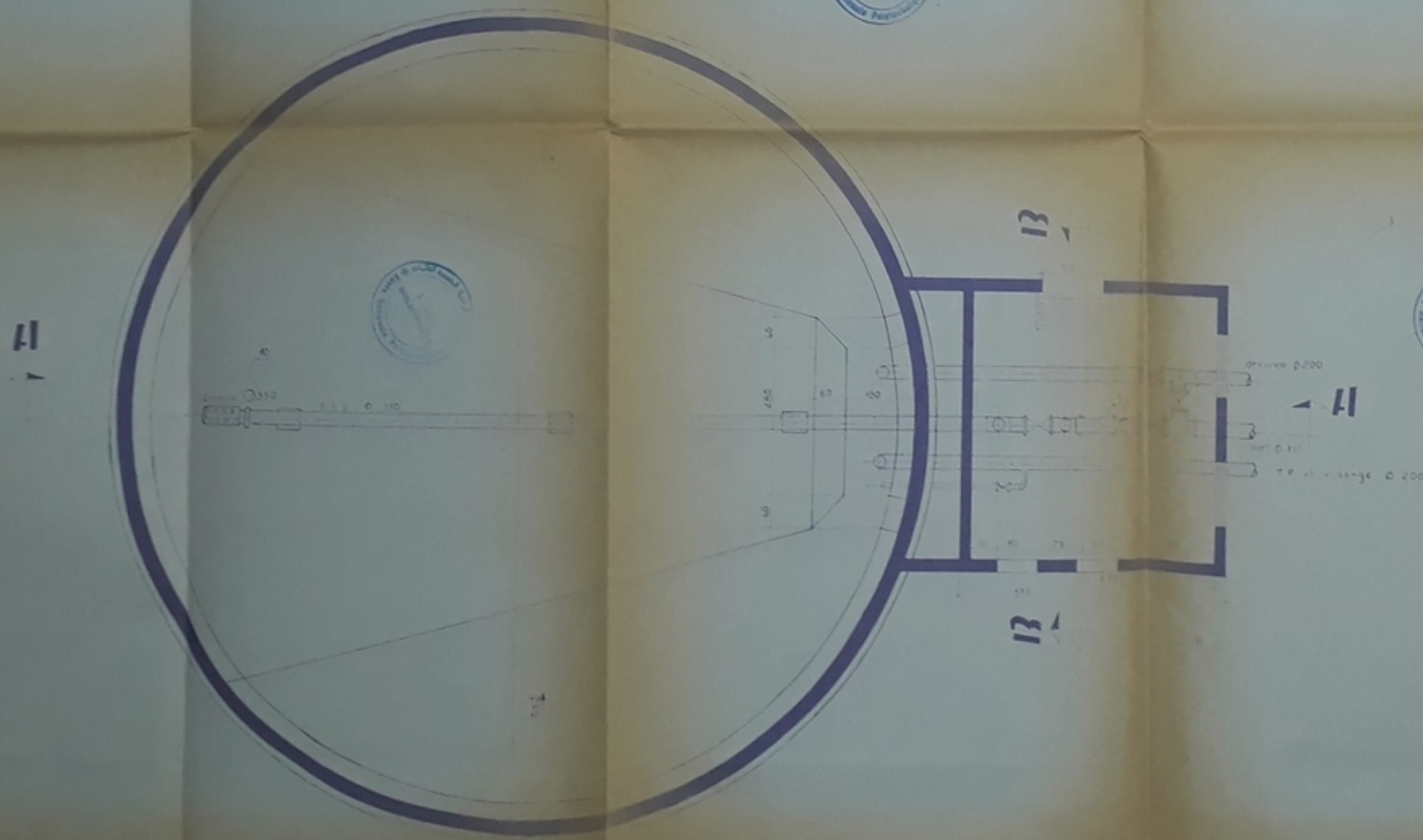
ENTERRE

VOLUME 500 M³

COUPE B-B



VUE EN PLAN



LEGENDE

- | | |
|----|-------------------------------|
| 1 | CONDUITE D'ARRIVEE Ø 200 |
| 2 | CONDUITE DE DISTRIBUTION Ø 80 |
| 3 | BY PASSE |
| 4 | TRAPPE D'ACCES |
| 5 | EVENI |
| 6 | BOUCLIER |
| 7 | |
| 8 | |
| 9 | |
| 10 | ORIGINE |

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENPA

3/88

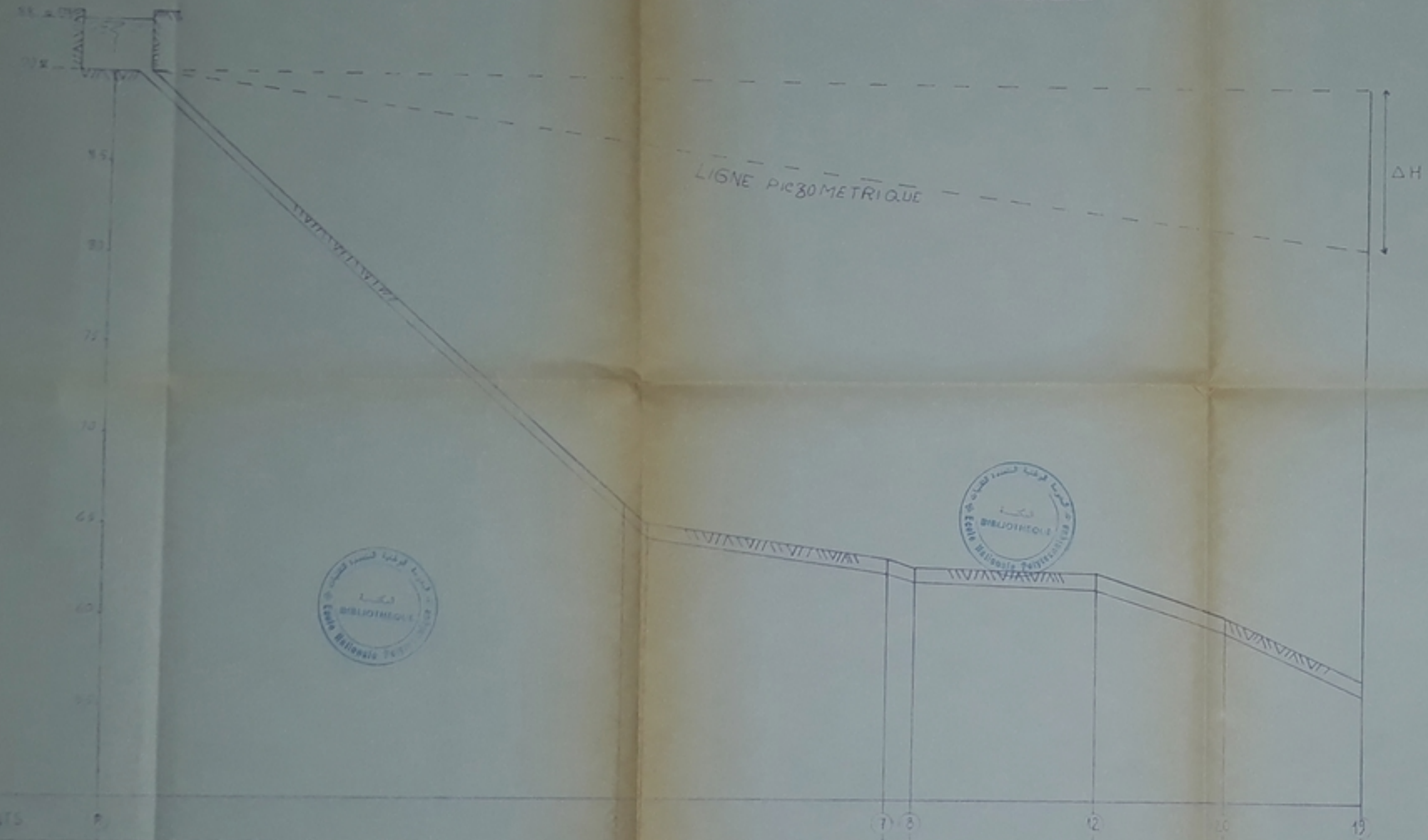
-2-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

OBJET	ALIMENTATION EN EAU P. TABLE DE SERRAGE		
PROJ.	RESERVOIR ENTERRÉ VOLUME 500 M ³		
DATE	02/08/88	DATE	02/08/88
PROJ.	BOUMELAL	PROJ.	BOUMELAL
PROJ.	BOUMELAL	PROJ.	BOUMELAL

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'AMENEE



POINTS		1	2	3	4	5
DISTANCES PARTIELLES	1700	600	80	500	430	400
DISTANCES CUMULEES	1700	2380	240	2960	3390	3790
COTES D'ETERMINATION		66.4	63.2		63	60.6
COTES PIEZOMETRIQUE	58.88	67.89	68.8	68.3	68.3	68.4
PRESION AU SOL	76.66	5.67	13	5.5	7.75	1.6
DIAMETRE	250	150	150	150		150

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

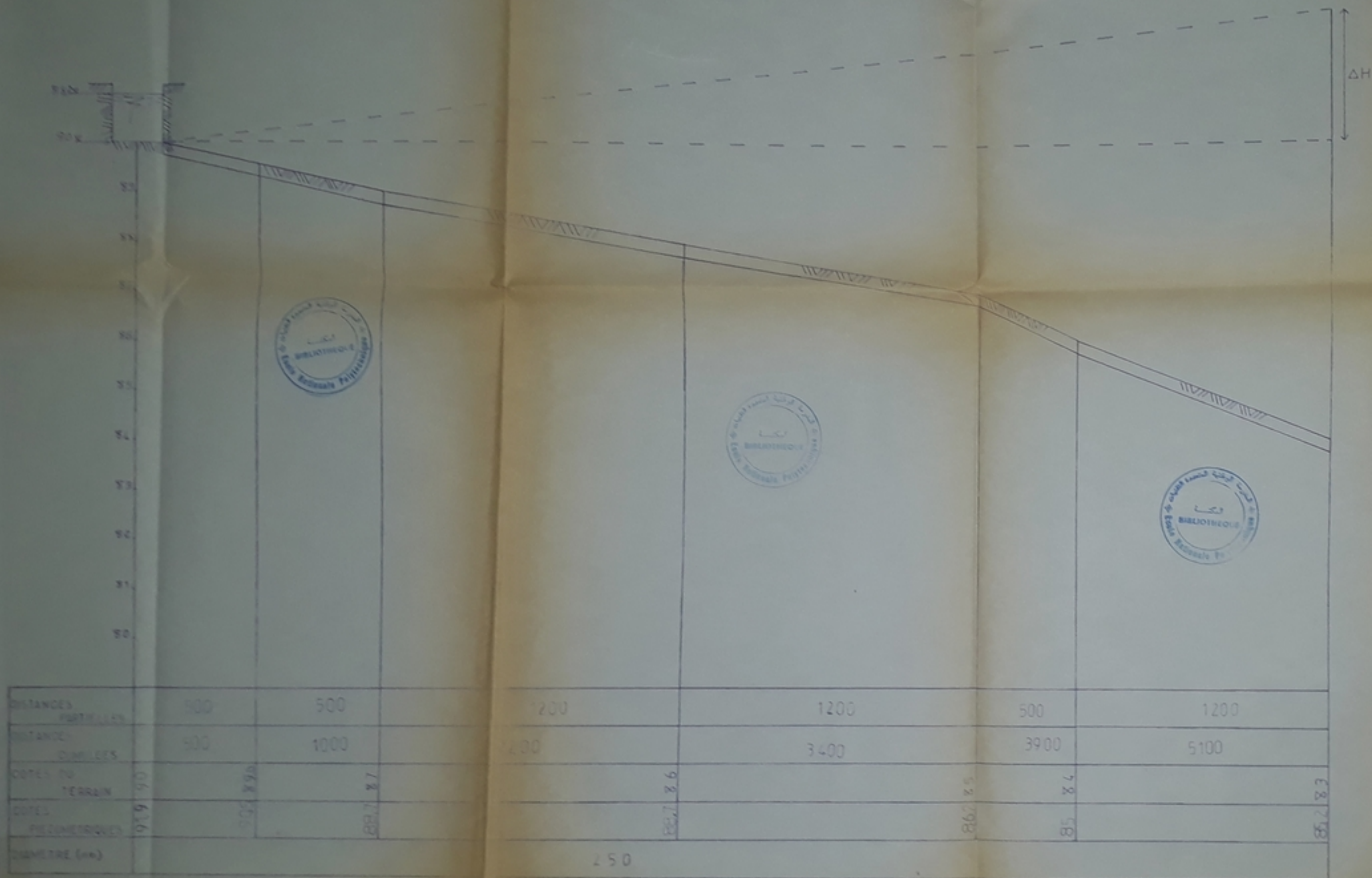
ENPA

3/88
-3-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
PROJET DE D'ETUDE

OBJET	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA ZONE DE ...	
PROJET	PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'AMENEE	
DATE	SETHYS	JANVIER 1988
DESIGN	D. LAKHIS	ECHELLE 1/500
PROJETANT	BEN MAMAR	TRAVAIL N° 1

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT



جمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

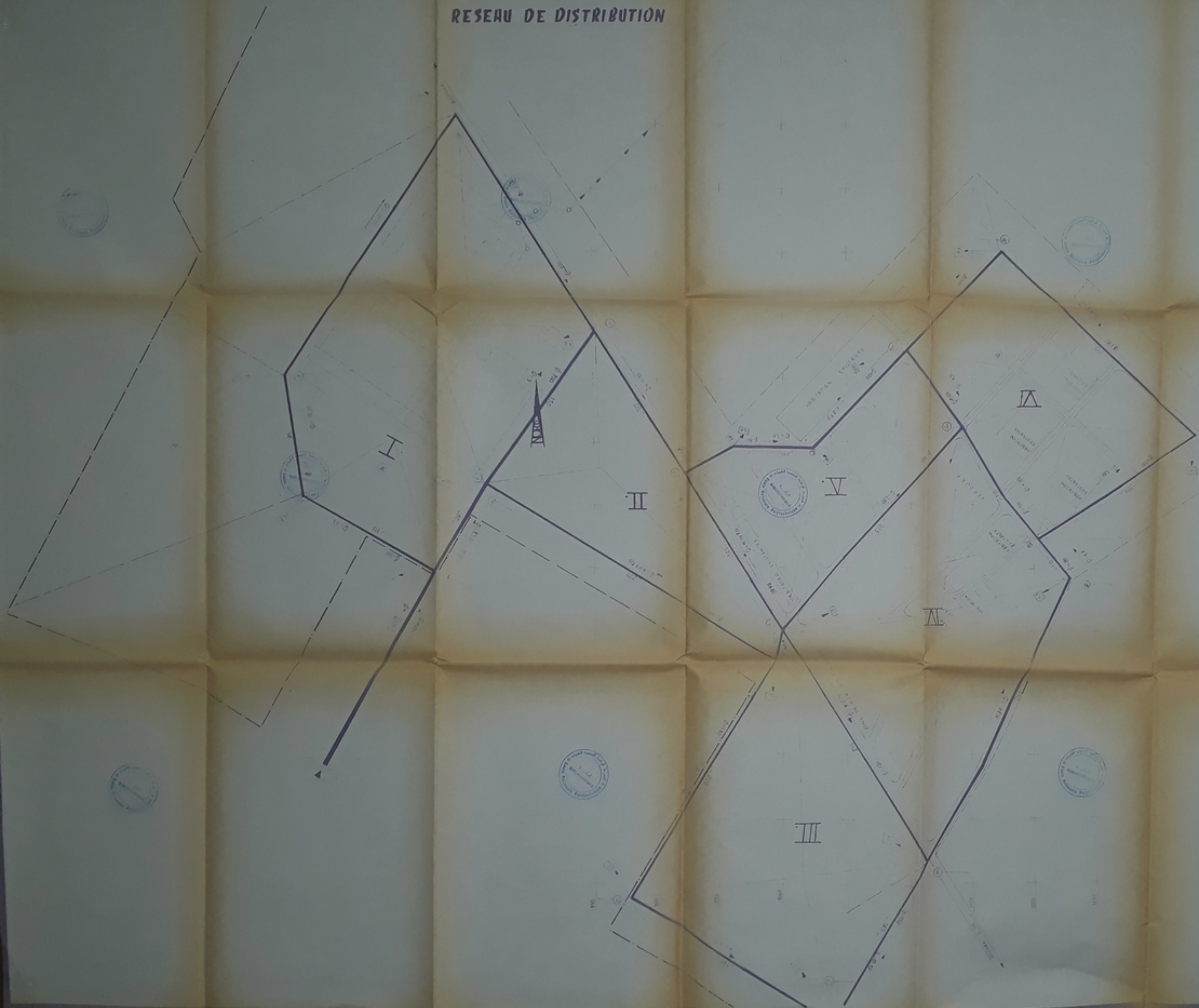
3188
 -4-

ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN DE TITRE

TITRE DE L'ETUDE	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE MAHFOUD	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT	
PROPOSEE PAR	SETH YAL	DATE: JUVINER
DESSINE PAR	B BELBAKI	ECHELLE: 1/50
VERIFIE PAR	BEN MAMAR	DESSIN N°: 1

RESEAU DE DISTRIBUTION



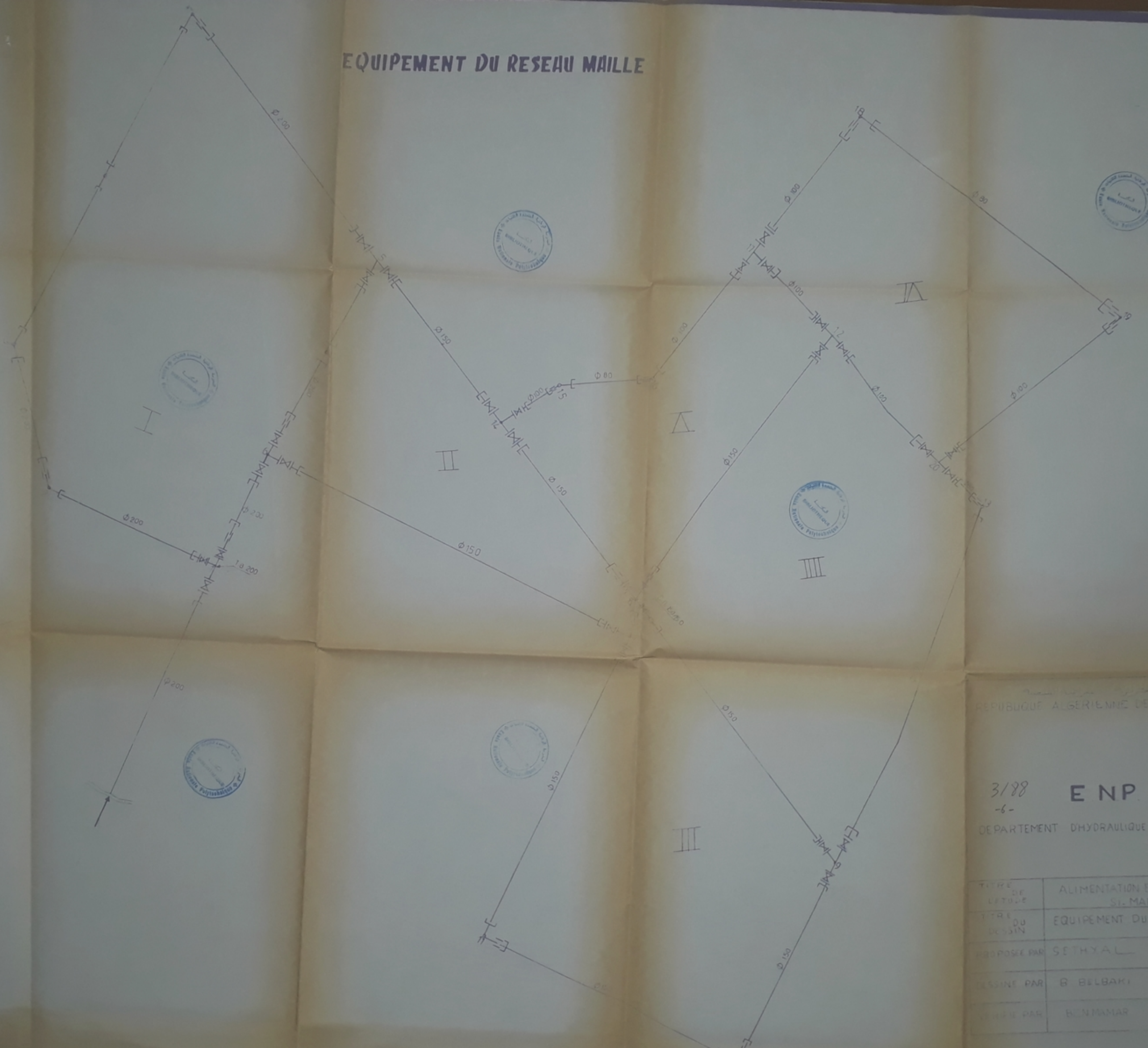
ENPA

3/88
-5-

DEPARTMENT HYDRAULIQUE



EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/88
-6- ENP.A

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
PROJET D'ETUDE DE TRAVAIL

TITRE DE L'ETUDE	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE ST. MAHQUD	
TITRE DU DESSIN	EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE	
PROPOSE PAR	SETHYAL	DATE: JANVIER 1988
REVISE PAR	B. BELBAKI	ECHELLE: 1/1000
VERIFIE PAR	BEN MAMAR	DESSIN N° 6

