

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

AEP et ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE AIN BOUCIF

W. MEDEA

7 PLANS

Proposé par : D HW MEDEA

Etudié par :
Iaid Mekird
cheikh Jafar

Dirigé par :
A PIMENOV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

»O«

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

»O«

PROJET DE FIN D'ETUDES

»O«

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

THEME

*Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la Ville
D'ain Boucif - Wilaya de MEDEA*

Proposé par :

D.H.W. de MEDEA

Etudié par :

Cheikh DJAAFAR

Laïd MEKID

Dirigé par :

Mr : Pimenov ANATOLY

Promotion Janvier 1985

E. N. P. : Avenue Pasteur - EL-HARRACH

PLANCHES

1

Tableau de Colcul du Réseau maillé
(ville).

2

Tableau de Colcul du Réseau maillé
(Z. H. U. N.).

3

Équipement des Réseaux maillés (ville et Z.H.U.N.)

4

Application notamment, Application Circulaire;
Profils en long: $k_1 - k_2 - k_3$.

Application notamment: $k_1 - k_2$
 $k_3 - k_4$.

Construction: Profils en long: Z.H.U.N.: $k_1 - 3 - 2 - 4 - 11 - 10 - 9 - 8 - 7$
ville: $k_1 - 8 - 5 - 4 - 3 - 6$

5
6
7

Associations: Profils en long et Tableaux des
cercles des trois (3) Collections Principales.

إهداء

إلى اللّٰه نال الله في شأنها : " ... فلا تنقل لها أقد ولا تنهدرهما وقد لها قولاً كريماً " لها قاماه في تربيتنا و عملنا مع الله لها بالهدى الجديد

À la memoire de Naâs Ahmed

إلى

إخوته

أصدقائه

كل من ساعدني معنوياً ومعادنياً في

إنجاز هذا العمل :

م: العيد

والله

كل إخوتي وأخوانه وأهالي

أصدقائي

التي قال فيها الرسول "ص" في أخو حديثه :

« عليك بذات الدين تربت يداك ... »

الشيخ ج

شهادتي هذا العمل الجميل المبتوأ صنع

Remerciements

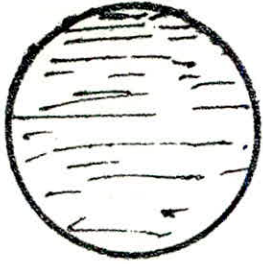
Nos remerciements à Notre Promoteur A.
Pimenov, et à tous ceux qui ont contribué
à notre formation

A Monsieur Rabehi Abdalbaki, et Mekiou
Djelloul Pour le triage de cette thèse.

-Cheikh J et Laïd M

Table des Matières
Première Partie: **A.E.P**

- Chapitre I. Introduction, Démographie et Besoins en eau.
- Chapitre II. Réservoirs
- Chapitre III. Adduction
- Chapitre IV. Choix des Pompes
- Chapitre V. Distribution
- Chapitre VI. Protection contre la corrosion.
- Chapitre VII. Pose des Conduites
- Chapitre VIII. Protection des Conduites contre le Coup de bélier.

Profil circulaire Plein	$\xi = \frac{h}{D}$	Par-dim
	1,0	$P_0 = 4,834043962$ $D_0 = 1,538723983$ $P_1 = \pi = 3,141592654$ $A_1 = 0,785398164$ $D_{h_0} = D_0$ $\frac{4}{P_0} = 0,827464548$ $A_0 = 1,859564845$

- Ce tableau donne des valeurs souvent répétées lors de l'étude de ce Profil.

Remarque:

Pour $\frac{h}{D} \neq 1$, Voir Programme
3 (dernière partie).

Chapitre I.

Introduction, Démographie et Besoins en eau...

- I.1. Etat actuel des Réseaux (Distrib et assain^t)
- I.2. Situation Géographique.
- I.3. Situation topographique
- 1.4. Situation Climatique.
- 1.5. Habitats et Equipements.
- 1.6. Démographie
 - I.6.1 Evolution de la Population
- 1.7. Besoins en eau.
 - I.7.1 Besoins Domestiques
 - 1.7.2. Besoins en eau; anc. ville (2010)
 - 1.7.3. Besoins en eau. Z.H.U.N (2020).
- 1.8. Variation des débits
 - 1.8.1. Coef. de variation horaire
 - 1.8.2. Coef de variation Journalière
 - 1.8.3. Coef de Pointe
- 1.9. Consommation Journalière max et Débit de Pointe.
- 1.10. Etude Comparative des ressources.

Introduction :

-4-

I.1. Etat actuel des réseaux de Distribution et d'Assainissement

Le réseau de Distribution se trouve dans un état défectueux puisqu'il a été projeté en fonction de la population qui comprenait des « groupements » d'habitats éloignés les uns des autres. (Donc ramifié). en plus il est mal entretenu.

Pour le réseau d'assainissement, il a été projeté pour l'évacuation des eaux Usées seulement.

Donc vu l'Extension de la ville, Extension Nord-Est de l'ancienne ville, et l'Extension Sud-Ouest : Z.H.U.N, notre étude consiste donc à Renover les réseaux de Distribution et d'assainissement (suivant l'horiz. futur) de l'ancienne ville, et Projeter les réseaux de la Z.H.U.N.

I.2. Situation Géographique

La ville d'Ain Boucif est le chef lieu de la Daïra (P.B) wilaya de Médéa. Elle est située au sud d'Alger (à 174 km) et au sud-est du chef lieu de la Wilaya (à Médéa). L'altitude peut atteindre 1300m par rapport au niveau de la mer.

I.3 Situation topographique ;

- le relief est accidenté, les différences de niveau sont accentuées -

De l'ouest vers l'est, le relief est caractérisé par des pentes et contre-pentes.

Du nord vers le sud : les différences de niveau peuvent atteindre 64m.

I.4. Situation climatique :

Elle se caractérise par

- un hiver très froid

- une été chaud

- les chutes de neige peuvent atteindre 0,5m.

- La moyenne de T° est de 7° en hiver et 25° en été.

Remarque : Aucune industrie à Ain Boucif.

I.5 Habitat et Equipements:

Tableau I.S.1

Ancienne ville	Nombre	Z. H. U. N.	Nombre
- Ecoles Fondamentales	3	Ecoles Fondamentales	1
Hopitaux	1	Hopitaux	1
Mosques	2	Mosques	1
Hammam + Douche	2	Hammam	1
Polycliniques	1	Technicum	1
Stades	1	C.E.M	2
Piscine	1	Creches	1
Salle de cinema	1	Jardins d'Enfants	1
Maison de culture	1	C.F.A	1
Restaurants	4	Maisons de Jeunes	1
- Cafés	6	Galeries	1
Boulangeries	4	Hotels	1
Abattoire	1	- Centres de santé	1
Station de lavage	1		
Fabrique communale de saignois	1		
		Nombre de logements 1861	

I.5. DEMOGRAPHIE

des causes principales de l'accroissement des besoins en eau sont

1. l'évolution du niveau de vie
2. la Croissance démographique.
3. L'Industrialisation

Donc pour l'estimation des besoins en eau, il faut étudier l'évolution démographique.

D'après les renseignements recueillis auprès de l'A.P.C d'Ain Boucif le Nombre d'habitants étoit de:

- 2837 en 1966
- 4011 en 1977.

Celui-ci est estimé à 5000 habitants pour 1984 (ancienne ville).

La Z.H.U.N constitue le Principal pôle d'extension de la ville dans la direction SUD-OUEST. Elle comprend 1861 logements et sera opérationnelle à partir de Janvier 1994

I.6.1: Evolution de la Population

L'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} P_n = \text{Population Future} \\ P_0 = \text{Population à l'année de référence} \\ n = \text{nombre d'années séparant les deux (2) horizons.} \end{array}$$

Pour notre cas nous avons:

τ : Taux d'accroissement annuel de la Population.

tab: I.6.1

	ancienne ville	Z.H.U.N
Année de référence	1984	1994
Horizon Futur	2010	2020

tab I.6.1

avec $\tau = 3,2\%$, les nombres d'habitants seront.

tab I.6.2

ANNÉES	1984	1994	2010	2020
ancienne ville	5000	6852	11341	-
Z.H.U.N.	-	11166	-	25327

tab. I.6.2

I.5.73 BESOINS EN EAU:

Comme il a été indiqué, les besoins en eau potable sont évalués suivant deux (2) horizons: 2010 pour l'ancienne ville et 2020 pour la Z.H.U.N.

N.B: d'horizon futur pour l'ancienne ville est calculé, car il y a une extension SUD. EST.

I.7.1.1 : Besoins Domestiques.

tab I.7.1.1

Secteurs	Population	Consom - moy - jour l/hab/j	Consommation totale
Dmc. ville	11341	150	1701,15
2.H.U.N	25327	150	3800,00.

tab. I.7.1.1.

Les calculs des autres besoins sont portés sur les tableaux 5 et 6 suivants : (cad: 4.7.2.1 et 17.3.1.).

I.2.2.2: BESOINS EN EAU. Ancienne Ville Pour 2010

Tableau 7.2.2.1

Besins	Equipements	Nombre	Capacite	Total	Dotation	Consom - Jours max. m ³ /j
Scolaires	Ecoles Fondamentales	3	500	1500	30l/p/j	120,00
Sanitaires	Hopital	1	50 lits	50	250l/lit /Jour	12,50
	Polyclinique	1	50 lits	50	250l/lit /Jour	12,50
Socio-Culturels	Stade + Piscine	1	-	-	-	20,00
	Cinema	1	200 places	10.200	10l/p/p/j	2,00
	Maison de culture	1	-	-	-	2,00
	Mosquies	2	400 et 100	500	45l/p/j	22,50
Municipaux, Commerciaux, et autres.....	Cafes	6	-	-	-	3,00
	Douches + Hammam	3	-	-	-	50,00
	Boulangeries	4	-	-	-	8,00
	Abattoir	1	20 têtes /j	200	250l/tete /j	5,00
	Station de lavage	2	-	-	-	10,00
	Fabrication de parapluies	-	-	-	-	30,00
	Nettoyage du marché	-	-	-	-	5,00
	Restaurants	4	-	-	-	2,00

Total : 297,5 m³/j

1.7.3 Besoins En eau: Z.H.U.N Pour 2020.

I.7.3.1.

Lab: 6

Besoins:	Equipements	Nombre	Capacité	Surface m ²	Total	Dotation	Consommation Journalière m ³ /J
Scolaires	Techniciens	1	1200 litres		1300	80 l/ce/j	104,00
	C.E.M.	2	1200 el		2400	80 l/ce/j	192,00
	Ecoles Fondamentales	1	2500 el		2500	80 l/ce/j	200,00
	Crèches	1	80		80	50 l/ce/j	4,00
	C.F.A	1	200		200	80 l/ce/j	16,00
Sanitaires	Hôpital	1	120 litres		120	250 l/ce/j	30,00
	Centre de santé	1	2000	-	5 l/m ² /j	10,00
Socio-Culturels	Mosquies	1		2500	-	10 l/m ² /j	25,00
	Maison de Jeunes	1		1240	-	2 l/m ² /j	2,48
	Jardins d'enfants	1		-	-	-	5,00
Municipaux, Commerciaux et Autres...	Hammam	1		1000	-	15 l/m ² /j	15,00
	Galeries	1		2400	-	5 l/m ² /j	12,00
	Hotel	1		5340	-	10 l/m ² /j	53,40
	Marché	1		3510	-	5 l/m ² /j	17,55
	Administration	1		3300	-	2 l/m ² /j	6,60
Total:							693,03 m³/J

Tableau récapitulatif des différents types de besoins majorés de 20%

Tableau I. A. 3. 2.

Secteurs	Types des Besoins	Consommation - Jour. m^3/j	Majoration de 20%	Consommation - Jour Totale m^3/j	Total m^3/j
Ancienne ville	Domestiques	1701,15	340,23	2041,38	2398,38 ≈ 2400,00
	Scolaires	120,00	24,00	144,00	
	Sanitaires	25,00	5,00	30,00	
	Socio-culturels, municipaux... et autres	152,50	30,50	183,00	
Z.H.U.N	Domestiques	3800,00	760	4560,00	5398,836 ≈ 5400,00
	Scolaires	516,00	103,20	619,20	
	Sanitaires	40,00	8,00	48,00	
	Socio-culturels municipaux... et autres...	137,03	34,606	171,636	

La majoration de 20% traduit le pourcentage des pertes et fuites, en supposant que le réseau sera bien entretenu.

Donc les débits à soutenir seront de:

• 2400 m^3/j Pour l'alimentation de l'ancienne ville (2010).

• 5400 m^3/j Pour l'alimentation de la Z.H.U.N. (2020).

I.8.3: VARIATION DES DEBITS

Les Problèmes Posés par les variations des débits sont:

- a) les variations annuelles: dépendent du niveau de vie de la population.
- b) les variations mensuelles: selon l'importance des villes
- c) les variations Journalières: Selon le Jour de la Semaine
- d) 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.

8.3.1: Coefficient de variation horaire: K_0 .

$$K_0 = \frac{\text{Consom-max-horaire}}{\text{Consom-moy-horaire}} \quad (\text{Peut atteindre la valeur de 2})$$

8.3.2: Coefficient de Variation Journalière K_j

$$K_j = \frac{\text{Consom-max-Journalière}}{\text{Consom-moy-Journalière}}$$

Pour les villes d'importance moyenne, celui-ci prend la valeur de 1,2.

8.3.3: Coefficient de Pointe K_p :

$$K_p = K_0 \cdot K_j$$

D'après les normes russes:

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

$$K_0 = \alpha \cdot \beta \quad 1,2 \leq \alpha \leq 1,4$$

β est donné suivant le nombre d'habitants (voir tab. 2.8.3.1. tab. 2.8.3.1.)

N_{hab}	1000	2500	6000	10000	20000	30000
β	2,00	1,60	1,40	1,30	1,20	1,15

$K_0 = \alpha \cdot \beta$, Pour notre cas, nous avons pour la Z.H.U.N et l'ancienne ville.

tab 2.8.3.2

Secteurs	K_j	α	β	$K_0 = \alpha \beta$	$K_p = K_0 \cdot K_j$
anc. ville	1,20	1,40	1,29	1,806	2,170
Z.H.U.N	1,20	1,27	1,177	1,495	1,800

1.9.3.4: Consommation Journalière maximale et débits de Pointe.

$$Q_j^{\text{max}} = K_j \cdot Q_j^{\text{moy}}$$

$$Q_p = K_p \cdot Q_j^{\text{moy}}$$

Q_j^{max} : Débit max. Journalier

Q_j^{moy} : Débit moy Journalier

Q_p : Débit de Pointe Journalier

Les calculs de ces débits sont portés sur le tableau suivant:

tab. I.9.1.

Seteurs	Cons. moy. Jour m^3/j	Consom. max. Jour m^3/j	Debit de pointe l/s
Ancienne ville	2400,00	2880,00	60,30
Z.H.U.N	5400,00	6480,00	112,50

tableau 18.1.

1.10: ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES

- a) La ville d'Ain Boucif est alimentée actuellement à partir d'un champ de sources :
- les Six sources : Situées près du réservoir existant R₁ et de la source AIN EL BERDA située au sud de la ville, à 6,5 km.
- b) Z.H.U.N. Elle sera alimentée à partir de plusieurs Forages dont trois (3) sont déjà effectués.
- c) Caractéristiques des Forages :

tab. I.10.1

Forages	Debits l/s	Niveaux Dynamiques m	Côtés du terrain m
F ₁	11,50	12,00	1100
F ₂	23,00	20,00	1050
F ₃	19,00	13,00	1020

Chapitre II.

Les Réservoirs

II.1. Rôle

II.2. Emplacement du Réservoir

II.3. Capacité des Réservoirs

II.3.1. Méthode Analytique,

II.3.2. Représentation graphique.

II.3.3. Capacités de R_1 et R_2 .

II.4. Diamètre (ou Dimensionnement) de R_2 .

II.5. Altitude et Emplacement de R_2 .

II.6. Choix du type de Réservoir

II.7. Equipements

II.8. Dimensionnement du Reservoir de
Passage (intermédiaire) R_p .

II. Les réservoirs

II.1: Rôle: Les réservoirs* remplissent les fonctions de Régulateurs aux variations de la Consommation, et d'Emmagasinage dans les réseaux d'alimentation. Pendant les heures de consommations minimales, les différences de débit de l'adduction et de la distribution coulent dans les réservoirs, tandis que dans les heures de pointe où la consommation est maximale, le déficit de débit coule des réservoirs vers les réseaux de Distribution.

Les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi-Enterrés
- Surélevés (sur tour).

Ils doivent être

- Étanches
- Construits avec un matériau qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau.
- À l'abri de toute Contamination d'eau superficielle ou souterraine
- Etablis de façon à Préserver l'eau contre les variations de T°
- Aménagés de telle sorte que l'eau y circule régulièrement afin d'éviter toute Stagnation propices au développement des micro-organismes.

II.2: ÉMPLACEMENT DU RÉSERVOIR

Le réservoir R₂ est placé au nord de la Z.H.U.N, où cette dernière ne peut être Extensible.

II.3. CAPACITÉ DU RÉSERVOIR R₂

Les Calculs seront faits par la méthode analytique, puis les résultats trouvés seront représentés par un graphe, Cette représentation graphique est appelée parfois : Méthode graphique, mais à tort, elle ne peut l'être, puisqu'elle ne donne que des résultats déjà trouvés.

II.3.1: Méthode Analytique: La détermination de la capacité tient compte de la répartition journalière maximale de débit consommé caractérisé par les coefficients horaires. Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit. On peut admettre dans une première approximation, la répartition des débits selon les Coefficients horaires A_h%.

Les réservoir doit donc emmagasiner la différence de ...

* Réservoir.

Tableau de Calcul de la capacité des
Reservoir R₂ de la Z. H. U. N.

tab II. 2011

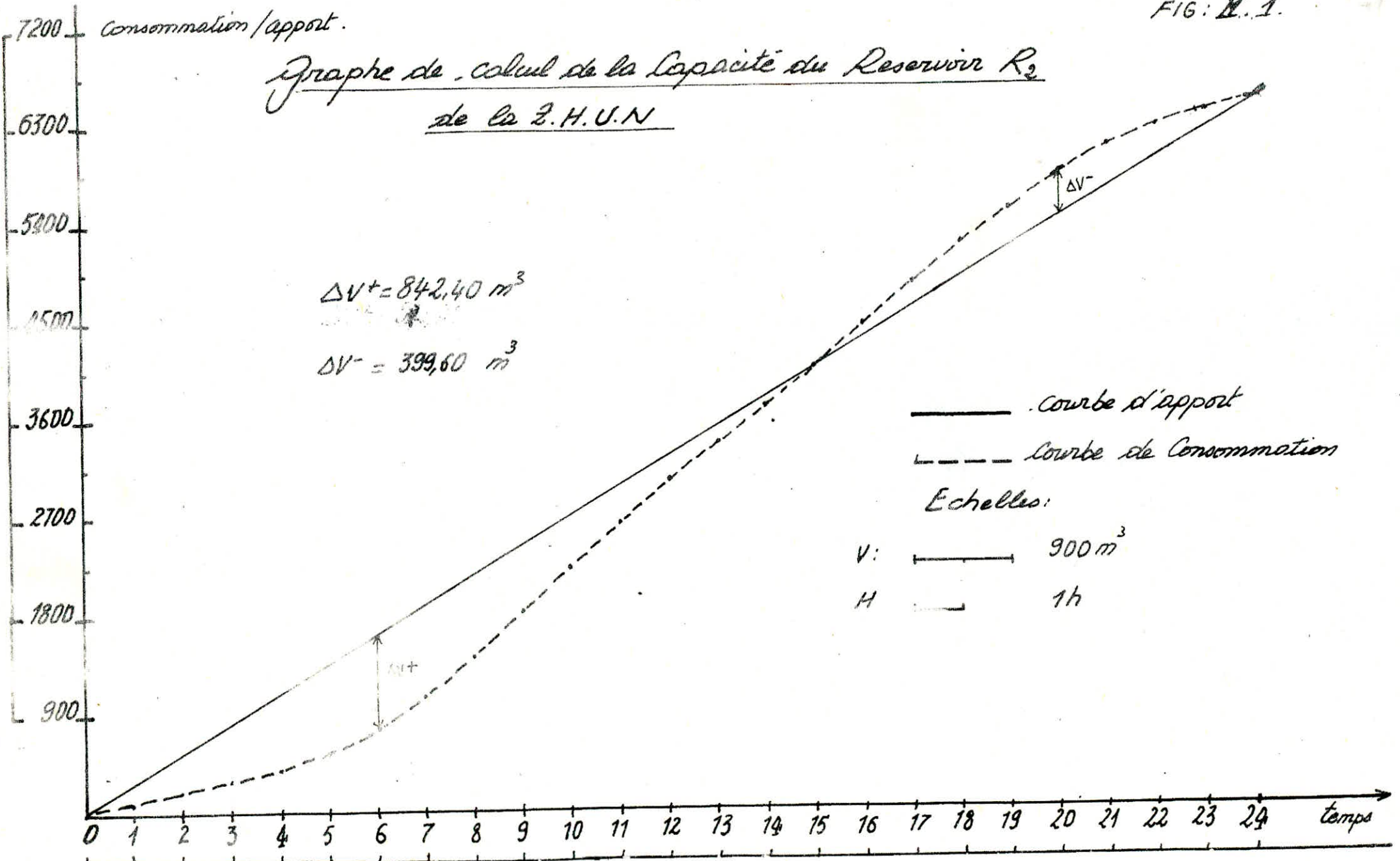
$\Delta t = t_h$	Q_h	Volumen m^3		Volumen cumulé m^3		Differences $\Delta V m^3$	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t_{0,24}$	V_{appart}	$V_{consommé}$	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	270,00	97,20	270,00	97,20	172,80	
1-2	1,50	"	97,20	540,00	194,40	345,60	
2-3	1,50	"	97,20	810,00	291,60	518,40	
3-4	1,50	"	97,20	1080,00	388,80	691,20	
4-5	2,50	"	162,00	1350,00	550,80	799,20	
5-6	3,50	"	226,80	1620,00	777,60	842,40	
6-7	4,50	"	291,60	1890,00	1069,20	820,80	
7-8	5,50	"	356,40	2160,00	1425,60	734,40	
8-9	6,25	"	405,00	2430,00	1830,60	599,40	
9-10	6,25	"	405,00	2700,00	2235,60	464,40	
10-11	6,25	"	405,00	2970,00	2640,60	329,40	
11-12	6,25	"	405,00	3240,00	3045,60	194,40	
12-13	5,00	"	324,00	3510,00	3369,60	140,40	
13-14	5,00	"	324,00	3780,00	3693,60	86,40	
14-15	5,50	"	356,40	4050,00	4050,00	00	00
15-16	6,00	"	388,80	4320,00	4438,00		118,80
16-17	6,00	"	388,80	4590,00	4827,60		237,60
17-18	5,50	"	356,40	4860,00	5184,00		324,00
18-19	5,0	"	324,00	5130,00	5508,00		378,00
19-20	4,50	"	291,60	5400,00	5799,60		399,60
20-21	4,00	"	259,20	5670,00	6058,80		388,80
21-22	3,00	"	194,40	5940,00	6253,20		313,20
22-23	2,00	"	129,60	6210,00	6382,80		172,80
23-24	1,50	"	97,20	6480,00	6480,00	00	00

$V_R = 8 \cdot 2,40 + 399,60 + 120 = 1352 m^3 = 1400 m^3$ tab II. 3. H

Consommation/apport.

Graphique de calcul de la Capacité du Reservoir R₂
de la S.H.U.N

$\Delta V^+ = 842,40 \text{ m}^3$
 $\Delta V^- = 399,60 \text{ m}^3$



... Volume maximum et celle du volume minimum entre l'apport et la consommation. (+ Une réserve d'incendie de 120 m³)

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

Les volumes ΔV_{max}^+ et ΔV_{max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

$$\Delta V = V(\text{apport}) - V(\text{consom})$$

$V(\text{apport}) = \text{Volume max Journalier}$

$\Delta V_{ri} = \text{Volume de la réserve d'incendie prise égale à } 120 \text{ m}^3$
Correspondant à une durée d'extinction de 2 heures.

$$\text{Volume consommé} = \frac{A_h \cdot 24}{100} \times V_{\text{apport}}$$

Pour les calculs, voir tableau II.1.

II.3.2: Représentation graphique.

On représente les courbes:

- d'apport.
- de consommation.

- En Sommeant, en valeur absolue, les écarts des deux (2) extrémums par rapport à la courbe d'apport., on trouve (bien sûr), les deux valeurs $|\Delta V_1|$ et $|\Delta V_2|$ déjà tirées du tableau., en ajoutant la réserve d'incendie, on aura le volume total du Réservoir.

Voir fig II.1.

II.3.3. Capacité des Reservoirs

.de reservoir Existant alimentant la ville est de: $V_1 = 500 \text{ m}^3$

.de Reservoir Projeté R_2 :

$$V_2 = 842,40 + 399,60 + 120 = 1362 \text{ m}^3$$

Preions $V_2 = 1400 \text{ m}^3$.

II.4 Diamètre du Reservoir R_2

On prend une hauteur $h = 5,0 \text{ m}$
 $V = 1400 \text{ m}^3$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \quad D = 18,88 \text{ m}$$

Donc: $D = 19 \text{ m}$.

II.5 Altitude et Emplacement du Reservoir R_2

Pour l'ancienne ville, le Reservoir existant R_1 a une cote du terrain: $C_f = 1160 \text{ m}$.

2.H.U.N: L'altitude du radier du reservoir doit être située à un niveau supérieur à la plus haute cote exigée sur le réseau. La perte de charge doit être estimée pour avoir en première approximation l'altitude du radier du Reservoir R_2 .

$$C_{R_2} = C_t + H + h_{ws} + P_s + h_{we}$$

C_{R_2} : Cote du radier du reservoir R_2 .

C_t : Cote du terrain (Point le plus haut):

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages.

h_{ws} : Pertes de Charge singulière

P_s : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils utilisant l'eau.

h_{we} = Pertes de charge linéaire sur le tronçon reliant le reservoir au point le plus élevé.

Pour notre cas:

$$C_t = 1150m.$$

$$H = 12m \text{ (R}_2 \text{ de chaussée + 3 étages)}$$

$$H = 7m$$

$$P_s = 3m.$$

$$h_{ws} = 2,5$$

$$C_{R_2 \text{ app}} = 1167,5 m$$

Tenant compte des Pertes de charge linéaires, on prendra:

$$C_{R_2} = 1170 m.$$

II.6: Choix du Type de Reservoir.

Le Reservoir R_2 Projeté sera: SEMI-ENTERRE,

- Le type de reservoir présente les Avantages suivants:

- Economie sur les frais de Construction

- Etanchéité Facile à réaliser

- Etude architecturale très simplifiée.

- Conservation à une Température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

II.7: Equipements du Reservoir R_2 .

Pour les équipements, nous avons essayé de les représenter par la figure: II.7.1 (Page suivante). avec des explications simplifiées.

Fontainerie d'Équipement

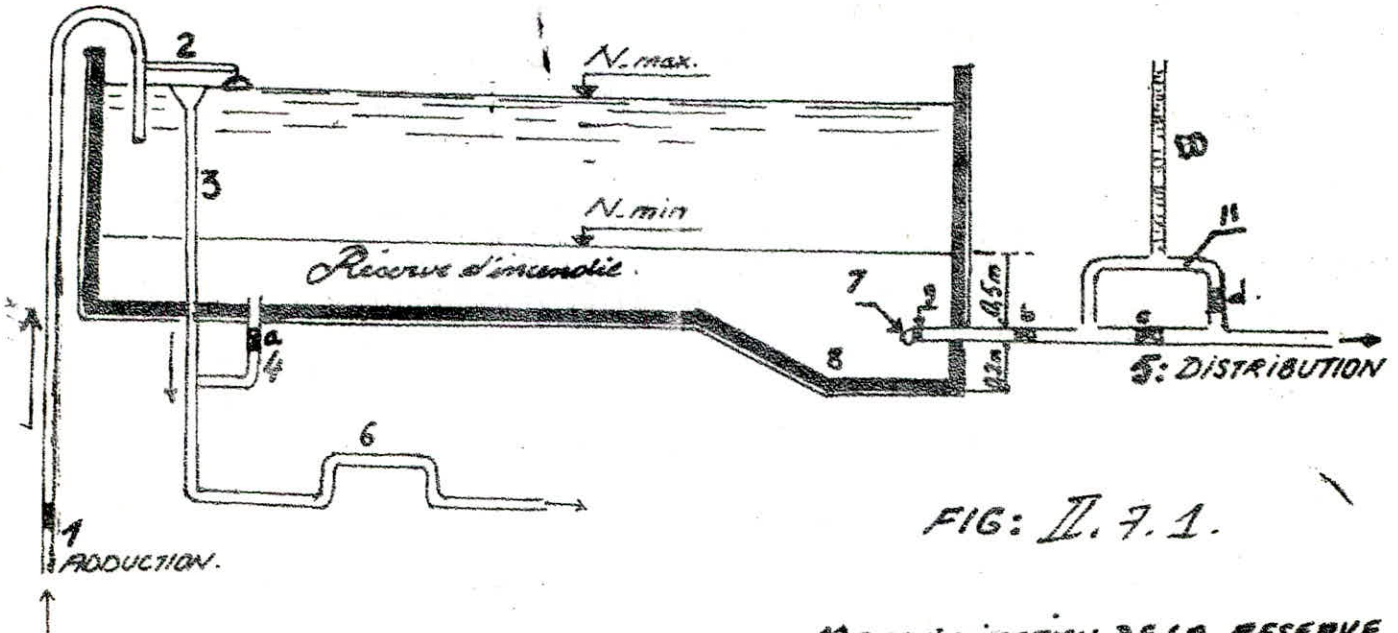


FIG: II. 7. 1.

1. ADDUCTION.

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

Inconvénient: Vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction. On prévient un clapet anti-retour.

2. ROBINET FLOTTEUR.

Permet l'arrêt de l'écoulement (vers le réservoir) quand le niveau atteint le maximum et son Eclanchement quand le niveau descend.

3. TROP PLEIN

Rôle: Evacuer la totalité du débit arrivant au réservoir, lorsque le niveau atteint la limite maximale. Un joint hydraulique constitué d'un siphon est prévu à l'extrémité aval de cette conduite pour éviter l'introduction de corps nocifs dans le Réservoir. (6).

4. VIDANGE.

Le Réservoir est équipé d'une conduite de vidange raccordée sur la canalisation du trop-plein (3) et comportera un robinet vanne (a).

MATERIALIZATION DE LA RESERVE D'INCENDIE:

Fonctionnement Normal:

Vannes (b) et (d) ouvertes.
Vanne (c) Fermée.

En cas d'incendie:

Vannes (b) et (c) ouvertes.
Vanne (d) Fermée.

5. DISTRIBUTION:

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,5m au dessus du radier pour empêcher la pénétration de la boue décantée, et devra être autant que possible à l'opposé de l'arrivée, d'où le départ est muni d'une Crépine (9) pour empêcher la pénétration des matières en suspension.

7: BOUT COUDÉ

8: PUISARD.

9: CRÉPINE

10: EVENT.

11: SIPHON

- 20 -

II.8 Dimensionnement du Reservoir de Passage.

Notre adduction étant du type mixte
refoulement gravitaire (voir fig II.8.1).

Les distances entre les forages, ainsi
que le relief exigent l'installation
d'un Reservoir de Passage R_p .

Son dimensionnement sera fait
par la méthode graphique*.

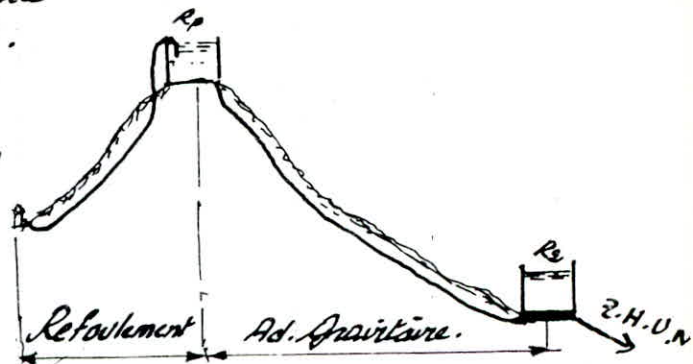


FIG: II.8.1.

Après avoir calculé le volume total (apport) Journalier

$$V_{ap.j} = Q_{ap} \cdot 24. \quad Q_{ap} = \text{debit des 3 forages en m}^3/\text{h}.$$

On cherche le temps d'alimentation $R_p - R_2$ (adduction gravitaire)

$$T = \frac{V_{ap.j}}{Q_{max}}$$

Nous avons: $Q_{ap} = 192,6 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{Donc } V_{ap.j} = 192,6 \times 24 = 4622,4 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{4622,4}{75 \cdot 10^{-3} \times 3600} = 17,12 \text{ h} = 17^{\text{h}} 7'$$

Donc il faut choisir les 17^h 7 min (horaire continue) de façon que
 R_2 assure l'alimentation de la 2.H.U.N pendant les heures
de pointe.

On trace les deux (2) courbes:

- Apport
- alimentation de $R_p - R_2$.

Le reservoir de Passage (ou intermédiaire) doit être capable d'accumuler
la quantité d'eau refoulée des 3 forages pendant St_1 (Vanne à

l'amont de R_2 est fermée) En plus, il doit assurer l'alimentation
de R_2 lorsqu'il ya deficit: $|\Delta V^{-}|$, voir Fig II.8.1

le volume de R_p sera: $|\Delta V^{+}| + |\Delta V^{-}|$

On aura donc deux intervalles de temps:

St_1 : Refoulement (sans adduction gravitaire).

St_2 : R_p alimente R_2

St_2 choisi est de 5^h à 22^h.

Remarque; Nous avons constaté qu'à la fin de St_2 , c'est-à-
dire à 22^h 7' la conduite gravitaire se vide alors
qu'elle doit rester pleine afin d'éviter la pénétration

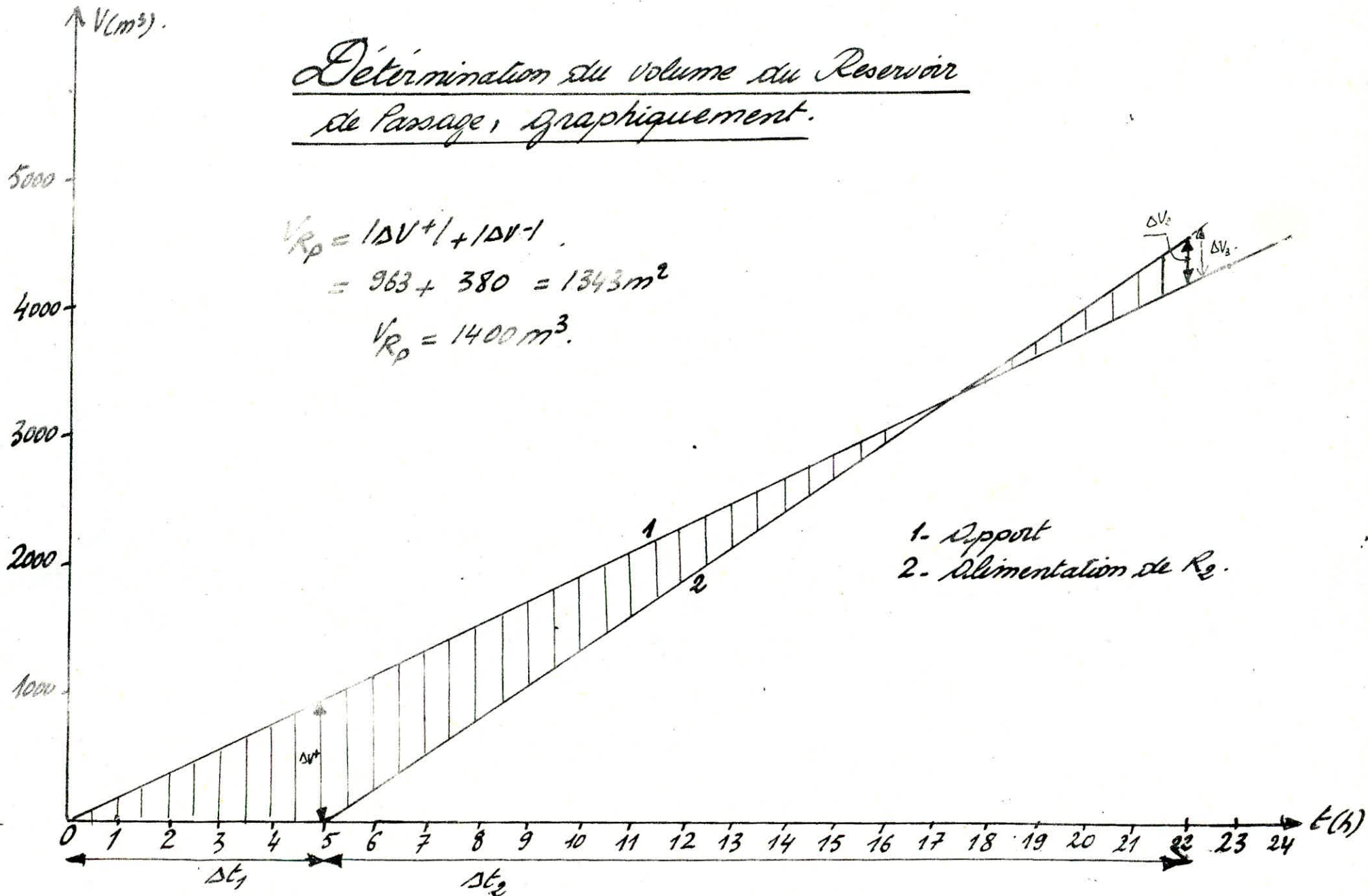
* METHODE FAITE PAR ANALOGIE A LA REPRESENTATION GRAPHIQUE DE R_2 .

Détermination du volume du Reservoir de Passage, graphiquement.

$$V_{Rp} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

$$= 963 + 380 = 1343 m^3$$

$$V_{Rp} = 1400 m^3$$



- 1. Apport
- 2. Alimentation de R₂.

- 21 -

de l'air... Pour cela nous avons supposé une section constante de la conduite., le volume de la conduite sera donc :

$$V_{\text{cond}} = \frac{\pi D_c^2}{4} \times L \quad \begin{array}{l} D_c = \text{Diamètre de la Conduite} \\ L = \text{longueur de la Conduite.} \end{array}$$

$$V_{\text{cond}} = \frac{\pi \cdot (0,25)^2}{4} \cdot 3653 = 179 \text{ m}^3.$$

Donc après fermeture de la vanne à l'amont de R_2 , la conduite contient 179 m^3

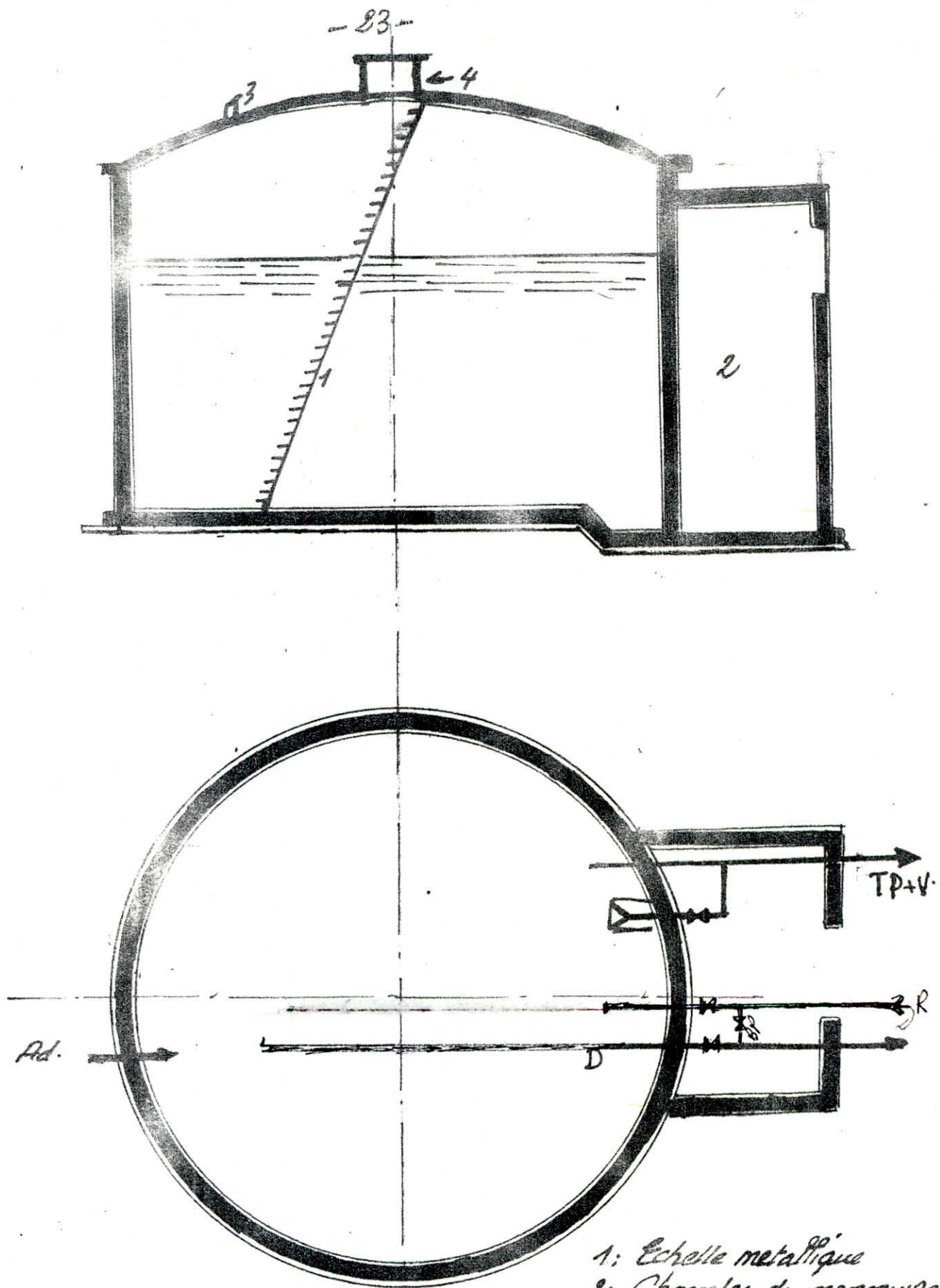
Le temps correspondant sera ;

$$T_1 = \frac{179}{Q_{\text{max}}} = \frac{179}{75 \cdot 10^{-3} \times 3600} = 0,66 \text{ h.}$$

et le temps durant lequel R_p doit alimenter R_2 sera ;

$$\Delta t_2 = 17,12 - 0,66 = 16,46 \text{ h ou lieu de } 17^{\text{h}} 7 \text{ min.}$$

Pour l'équipement de R_p : l'équipement est presque le même que R_2 , avec certaines différences, à noter qu'il doit être muni obligatoirement d'une Conduite Trop. Klein.



- 1: Echelle métallique
- 2: Chambre de manœuvre
- 3: Aération
- 4: Accès

Fig: II.1

Schemas du Reservoir.

- Chapitre: III.

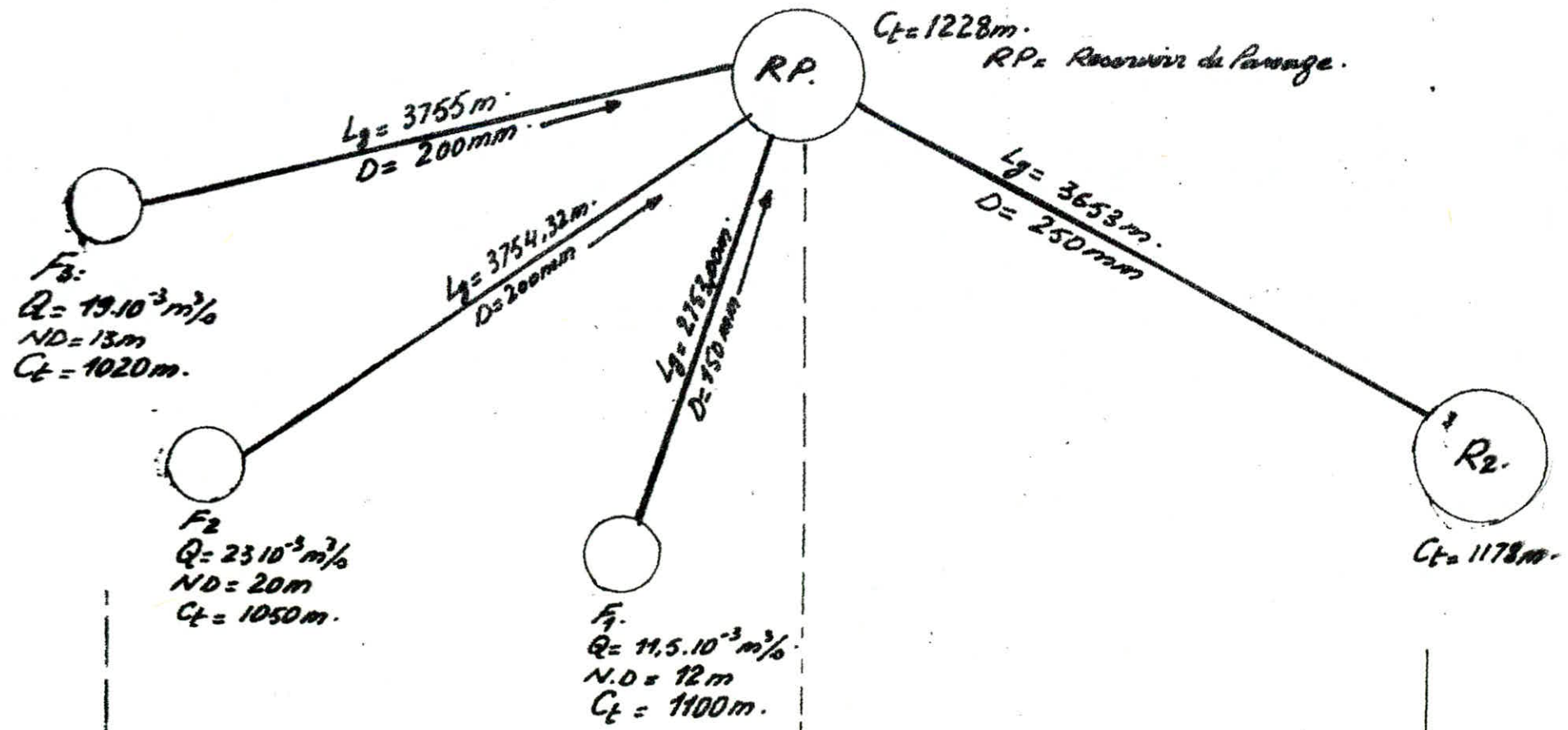
Adduction

- III.1 Choix du tracé
- III.2 Choix du type de Tyaux.
- III.3. Etude technico-Economique des diamètres de refoulement.
 - III.3.a: Methode de Colwell.
 - III.3.b: Pertes de charge.
 - III.3.b.1: Coefficient de frottement.
 - III.3.c. Etude de la rugosité
 - III.3.d Hauteur manométrique totale.
 - III.3.e. Puissance de la Pompe.
 - III.3.f. Amortissement annuel.
 - Calcul des diamètres Economiques.
- III.4. Adduction Gravitaire
 - III.4.1. Methode des Approximations successives
 - III.4.2. Methode de la longueur fluidodynamique.
 - III.4.3. Methode Graphique.

FIG:

FIG: III.1.
N.E.P: 2M.0.N.
AN BOUCIF

SCHEMA D'ADDUCTION



-85-

Refolement

Adduction Gravitaire

I. Adduction:

III.1 Choix du tracé: Pour choisir un tracé, il faut respecter dans la mesure du possible les Conditions Suivantes:

- Pour réduire les frais d'investissement, il faut que le tracé soit le plus court possible.
- Rechercher un Profil en long aussi régulier que possible.
- Éviter les fortes Pentes qui peuvent donner lieu à la formation de poches d'air et qui, dans le cas de refoulement, lors d'un arrêt brusque, peuvent faire apparaître des CAVITATIONS entraînant la rupture de la veine liquide.
- Suivre les Accotements des routes si c'est possible.

Pour notre cas, nous avons utilisé une Carte d'échelle 1:50000. et le tracé choisi, après l'étude de plusieurs variantes, en respectant les forêts cités, est comme Suit:

Les trois forages (éloignés l'un de l'autre) ne foulent vers un réservoir de passage R_p de Côte 1228m et dont les distances sont:

$$F_1 \text{ --- } R_p : 2,753m$$

$$F_2 \text{ --- } R_p : 3,754m$$

$$F_3 \text{ --- } R_p : 3,755m.$$

$$R_p \text{ --- } R_2 = 3653,00m.$$

III.2: Choix du type de tuyaux:

Généralement, les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction sont en ACIER, ensuite viennent les autres types. Ce choix est établi sur des critères d'ordre technique (Diamètre, Pression de service, ... Conditions de Pose.) et des critères économiques (Prix de fourniture ..)

Pour notre étude toutes les canalisations (adduction) sont prises en acier pour les raisons suivantes:

- Le relief étant accidenté, par leur élasticité, les conduites en acier s'adaptent mieux à ce relief.
- Les tuyaux en acier sont solides, Economiques et résistants.
- Sont disponibles
- Sont ~~de~~ assemblage facile
- Peuvent supporter les Pressions élevées.

III.3. Etude technico. Economique des diamètres de refoulement.

L'étude consiste à déterminer les différents diamètres partant des forages. Cette détermination est basée sur une étude technico. Economique qui conduit à une optimisation entre :

- des frais d'exploitation des différents Pompes qui décroissent quand le diamètre augmente
- les frais d'amortissement qui croissent avec le diamètre.

III.3. a) Methode de Calcul.

la gamme des diamètres de notre étude sera donnée par les relations de Bonnin et de Bresse.

* Bonnin $D = k \cdot \sqrt[0,5]{Q}$ avec $k = 1 \text{ (p/m)}$

* Bresse: $D = k \sqrt[0,5]{Q}$ avec $k = 1,5 \text{ (p/m)}$

Q débit en m³/s.

III.3 b) Pertes de charge.

Les pertes de charge linéaires seront déterminées par la formule de Darcy-Weisbach:

$$DH_l = \frac{f}{D_h \cdot 2g} v^2 L \quad **$$

Les pertes de charge singulières seront estimées à 15% des p.d.c. linéaires

$$DH_s = 0,15 DH_l'$$

Les pertes de charge totales:

$$DH_t = DH_l + 0,15 DH_l = DH_l (1 + 0,15) = 1,15 \cdot DH_l$$

En prenant la longueur équivalente: $L_e = 1,15 L_g$ (L_g étant la longueur géométrique).

Dans la formule de Darcy Weisbach: D_h est le diamètre hydraulique. qui, dans une conduite pleine (circulaire) sera égal à D.

III.3.2 f: Coefficient de frottement:

Le coefficient f dépend du régime d'écoulement, qui lui, est fonction de la rugosité relative et du Nombre de Reynolds.

Ayant ϵ/D et R, on peut déterminer le régime d'écoulement en se référant au diagramme de Moody (voir: dernière Partie: Abaques et Programmes utilisés).

* Régime turbulent rugueux: le coefficient f "sera calculé" par la formule de Karman - Prandtl et Nikuradse:

1/√f = 1,74 + 2 log10 (Dh / 2E) (voir J. BONNIN: Hydraulique Urbaine P80)

qui peut être écrite :

1/√f = 1,74 - 2 / ln 10 * (ln (2E / Dh))

1/√f = 1,74 - 0,86859 [ln 2 + ln E / Dh]

1/√f = 1,74 - 0,60206 - 0,86859 ln E / Dh

1/√f = 1,1379 - 0,86859 ln E / Dh

1/√f = 1,14 - 0,86 ln E / Dh. *** (voir Programme 2)

* Régime de transition le coefficient f est donné par la formule de Colebrook :

1/√f = -2 log10 (E / (3,7Dh) + 2,51 / (R√f)). E = rugosité en m. R = nombre de Reynolds. (voir Prog. 2)

* Le Nombre de Reynolds :

R = (V * Dh) / ν (i) ν = viscosité cinématique de l'eau, prise égale à 10^-6 m^2/s

Ou en utilisant la longueur fluide. dynamique :

R = (4 / β) * (Q / Λ) * (1 / ν) (ii) Λ = longueur fluidodynamique (m) β = Paramètre dimensionnel (sans unité) qui, multiplié par Λ donne le périmètre (moillé).

Pour une Conduite circulaire pleine, on a Λ = a / α0 = D / D0 et β = h / D, h = D (cond. circ. pleine).

β = 1, en utilisant le Programme "3" (Partie : abaques et prog)

On tire les Par. dim Suivants : (voir Page 2)

- D0 = 1,538723983
• 4 / β0 = 0,827464548
• β0 = 4,834043962

avec ν = 10^-6 m^2/s, on aura pour les Conduites Circulaires Pleines.

R = 1273239,544 * (Q / D)

Ayant R, on calcule le coefficient de Colebrook f, puis on calcule les Pertes de Charge.

ΔHf = 1,15 l * (f / D) * (V^2 / 2g)

Pour les conduites circulaires: -29-

$$\Delta H_L = 0,0828 \frac{L}{D^5} Q^2$$

$$L_c = 1,15 L$$

2.9) Etude de la Rugosité

$$E = E_0 + \alpha t$$

E_0 = rugosité absolue à l'état neuf ($10^{-4} m$ pour l'acier)
 α : Coefficient de vieillissement.

On prend $\alpha = 0,03 \text{ mm/an}$. Coefficient correspondant à la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de Peter Lamont (ci dessous). ; t : temps de service en années (pour notre cas $t = 26 \text{ ans}$)
 d'où : $E = E_0 + \alpha t = 10^{-4} + 26 \cdot 0,03 \cdot 10^{-3} = 8,8 \cdot 10^{-4} m$
 Donc lors des calculs, $E = 8,8 \cdot 10^{-4} m$.

Abaque de Peter-Lamont

Accroissement de la rugosité en mm par an.

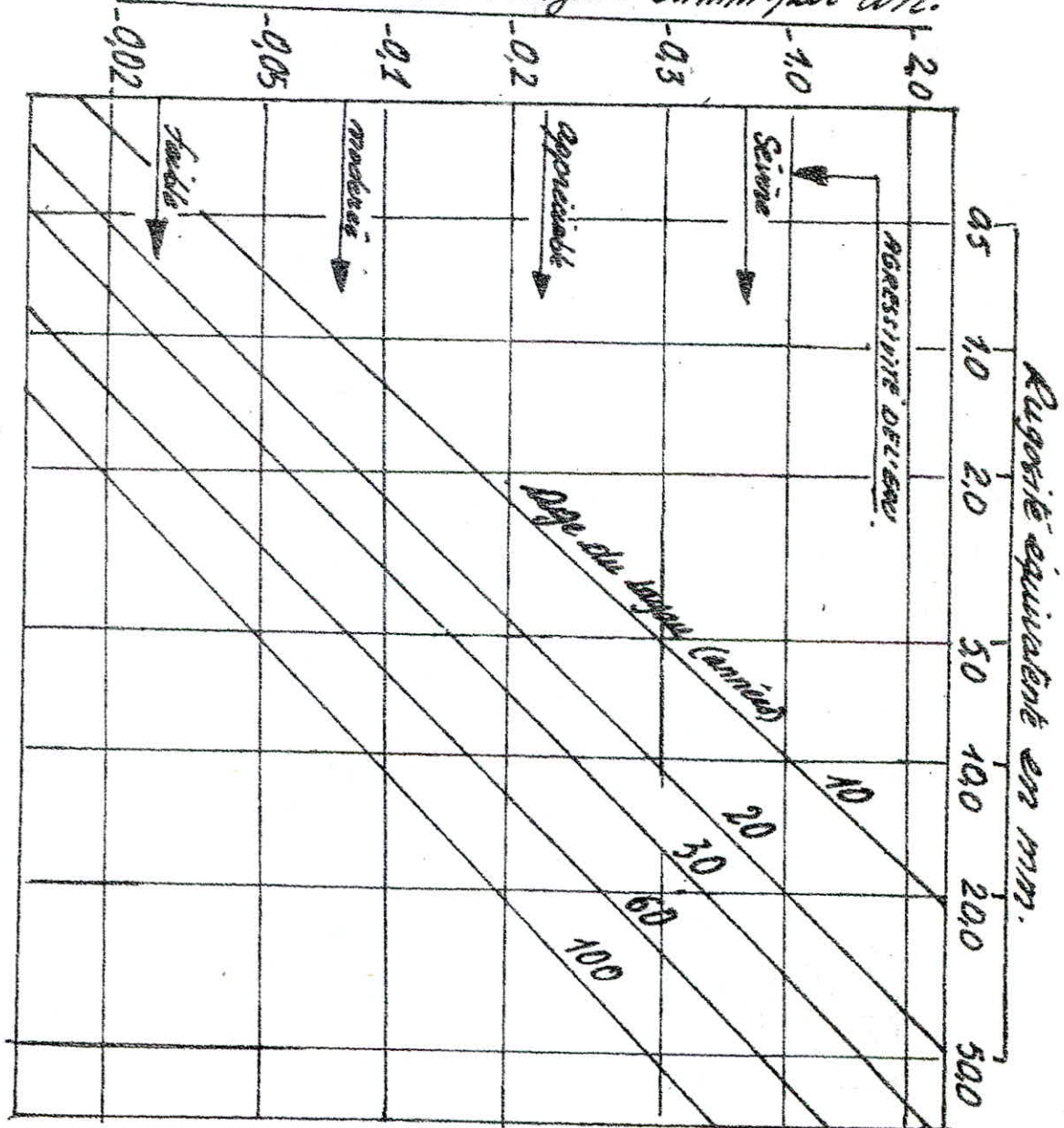


Fig II.3.4

d) Hauteur manométrique totale:

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_f$$

ΔH_f : p.d.c totales

H_g : Hauteur géométrique d'élevation.

e) Puissance de la Pompe:

$$P = \frac{\rho g Q}{\eta} \cdot H_{mt}$$

η : rendement de la pompe: pris 75%

P: Puissance en k.w.

* Energie consommée par pompage:

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

t: Nombre de pompage par heure *

E: Energie en Kw/h.

* Tarif d'Energie: 0,19 Kw/h.

f) Amortissement annuel:

L'annuité et amortissement est déterminée par.

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

i; taux d'annuité = 8%

n = nombre d'années d'amortissement

(25 ans).

On aura:

$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} = 0,09251.$$

Tous les calculs sont portés dans les tableaux suivants.

* Nombre d'heures de pompage par Jour.

-31-
Fouage F₁ Diamètre Economique

L = 2753,00m
 Le = 3166 m

Q = 11,5 10⁻³ m³/s
 Niveau dynamique: 12m
 η = 0,75

A = 409251
 e = 0,19 lekwh.
 E = 0,15042 Hmt

Diamètres mm		100	150	200
Frais d'amortissement	Prix de la Conduite. DA/ml	140,30	184,93	229,56
	longueur totale m.	2753,00	2753,00	2753,00
	Prix de Paiement longueur totale DA	385245,90	509112,29	631978,68
	Annuité DA.	35731,61	47097,98	58464,35
Frais d'Exploitation et calcul de Hmt.	Vitesse m/s	1,4642.	0,6096	0,3661
	R.	146422,55	94466,16	73211,27
	E/D _h	0,0088	0,0059	0,0044
	$\frac{P}{\rho g Q}$	0,037498	0,03340	0,031197
	ΔH _r	130,00	15,25	3,38
	ΔH _{ss} m	0,50	0,50	0,50
	ΔH _t m	130,50	15,75	3,88
	Hmt	272,50	157,00	145,88
	Puissance kW	40,99	23,62	21,94
	ENERGIE kWh/an	359067,58	206815,63	192222,92
	DEPENSES D'ENERGIE DA	68222,84	39306,37	36522,35
Bilan	Frais d'Exploitation DA	68222,84	39306,37	36522,35
	Frais d'Amortissement DA	35731,61	47097,98	58464,35
	Bilan DA	103954,45	86404,35	94986,70
DIAMÈTRE ECONOMIQUE mm		-	150	-
Vitesse m/s.		-	0,6505.	-

Hmt = H_g + ΔH_t
 H_g = 142,00m

BONNIN: D = √Q = 100mm
 BRESSE D = 1,5√Q = 200mm.

Tableau III. 3.1.

- 32 -

Forage F₂ - Calcul du Diamètre Economique.

$$L = 3754,32m$$

$$L_e = 4317,47m$$

$$Q = 23 \cdot 10^{-3} m^3/s$$

$$\text{Niveau dynamique: } 20m$$

$$\eta = 0,75$$

$$A = 0,09251$$

$$e = 0,190A$$

$$E = 0,3 H_{mt}$$

Diamètres mm		150	200	250
Frais d'AMORTISSEMENT	Prix de la Conduite DA/ml	184,93	229,56	267,22
	Longueur totale	3754,32	3754,32	3754,32
	Prix de revient Long. totale DA	694286,40	861841,7	1003229,40
	ANNUITE DA	64228,43	79728,98	92808,70
Frais d'Exploitation Calcul de H _{mt}	Vitesse m/s	1,3015	0,7321	0,4685
	IR	195225,00	146420,00	117125,000
	$\frac{E}{D_h}$	0,0059	0,0044	0,0035
	f_c	0,032978	0,030527	0,028956
	DH _r	82,13	17,03	5,61
	DH _{ao}	0,50	0,50	0,50
	DH _e	82,63	17,53	6,11
	H _{mt}	282,63	217,53	206,11
	PUISSANCE kW	84,79	65,26	61,83
	ENERGIE kWh/10m	742740,29	571668,84	541650,02
	DEPENSES D'ENERGIE DA	141120,66	108617,08	102913,50
	Bilan	Frais d'Exploitation DA	141120,66	108617,08
Frais d'amortissement		64228,43	79728,98	92808,70
Bilan		205349,09	188346,06	195722,20
DIAMETRE ECONOMIQUE mm			200	
Vitesse m/s			0,7321	

$$H_{mt} = H_q + D H_e$$

$$H_q = 200m$$

$$\text{BONNIN: } D = \sqrt{Q} = 150mm$$

$$\text{BRESSE: } D = 1,5\sqrt{Q} = 250mm$$

tableau III. 3:2

Forage III. - Calcul du Diamètre Economique.

$L = 3755,0\text{ m}$
 $L_e = 4318,25\text{ m}$

$Q = 19 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
 Niveau dynamique : 13m.
 $\eta = 0,75$

$A = 0,09251$
 $e = 0,19 \text{ DA} \cdot \text{le kWh}$
 $E = 0,24852 \text{ Hmt}$

Diamètres .mm.		150	200	250
Frais d'AMORTISEMENT	Prix de la Conduite DA/ml	184,93	229,56	267,22
	Longueur m	3755,00	3755,00	3755,00
	Prix de revient long - totale DA	694412,15	861997,80	1003411,10
	ANNUITE DA	64240,07	79743,42	92825,56
Frais d'Exploitation ↓ Calcul de Hmt	Vitesse m/s	1,075	0,6048	0,3871
	R	161277,01	120957,76	96766,21
	$\frac{E}{D_h}$	0,0059	0,0044	0,0035
	f_c	0,033069	0,030071	0,029159
	ΔH_f	56,21	11,44	3,85
	ΔH_{ao}	0,50	0,50	0,50
	ΔH_t	56,71	11,94	4,35
	Hmt	279,71	234,94	227,35
	Puissance kw	69,51	58,387	56,50
	ENERGIE kWh/m	608939,01	511472,65	494957,80
Prix d'ENERGIE	115698,41	97179,80	94041,98	
Bilan	Frais d'Exploitation DA	115698,41	97179,80	94041,98
	Frais d'Amortissement DA	64240,07	79743,42	92825,56
	Bilan	179938,48	176923,22	186867,52
Diamètre Economique mm.			200	
Vitesse m/s			0,6048	

$H_{mt} = H_g + \Delta H_t$
 $H_g = 223 \text{ m}$

BONNIN : $D = \sqrt[3]{Q} = 150 \text{ mm}$
 BRESSE $D = 1,5 \sqrt[3]{Q} = 250 \text{ mm}$

Tableau III.3.3.

Tableau récapitulatif : Diamètres Economiques

Tab. III. 3.4.

Profil	Cote de Terrain -m-	Debit l/s	Hg m	Hmt m	P -Kw-	Dcom -mm-	vitesse m/s
F ₁	1100	11,50	142,00	157,00	0,15042 Hmt	150	0,6505
F ₂	1050	23,00	200,00	217,53	0,300 Hmt	200	0,7321
F ₃	1020	19,00	223,00	234,94	0,24892 Hmt	200	0,6048.

III. 2. Adduction Gravitaire.

L'adduction étant gravitaire, entre le Reservoir de passage R_p et le Reservoir R_g. (voir fig 3. II. 8.1.). Nous devons donc trouver le diamètre de cette Conduite ayant les données suivantes:

$$\Delta H = 55 \text{ m}$$

$$Q = 75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_g = 3653 \text{ m.}$$

$$L_e = 4201 \text{ m.}$$

$$E = 8,8 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

Le calcul sera fait d'après 3 méthodes:

1. Methode des Approximations successives
2. Methode de la longueur fluidodynamique.
3. Methode Graphique.

III. 4.1. Methode des Approximations Successives:

La Conduite étant circulaire pleine, les Pertes de charge sont donc évaluées d'après:

$$\Delta H = 0,0828 \frac{f}{D^5} L_e \cdot Q^2$$

Ayant ΔH ; Q ; $L_e = 1,15 L_g$, on tire $\frac{f}{D^5} \cdot (\text{m}^{-5})$.

$$\frac{f}{D^5} = \frac{\Delta H}{Q^2 \cdot L_e \cdot 0,0828} = \frac{55}{(0,075)^2 \cdot 4101 \cdot 0,0828}$$

$$\frac{f}{D^5} = 28,11 \cdot \text{m}^{-5}$$

Le Coefficient f est donné par la formule de Colebrook, on aura:

$$\frac{f}{D^5} = \frac{-2 \log_{10} \left(\frac{E}{3170 D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right)}{D^5} = 28,11 \quad (\text{m}^{-5})$$

et on remplit le tableau suivant en donnant des valeurs à D .

D (m)	f. Colebrook	f/D ⁵
0,300	0,02696476	11,10
0,275	0,02756340	17,52
0,260	0,02796667	23,53
0,250	0,02825677	28,93
0,225	0,02906947	50,41
0,251	0,02822694	28,33
0,2515	0,02821209	28,03
0,25141	0,02821476	28,10.

$$\frac{f}{D^5} = 28,11 \text{ m}^{-5}$$

156 III. 4.1.

Après avoir trouvé $\frac{f}{D^5}$, on tire D correspondant (du tableau) puis on prend le diamètre Normalisé.

$$D_1 = 0,25141 \text{ m}$$

$$D_{\text{Norm}} = 250 \text{ mm.}$$

$$V = 1,528 \text{ m/s.}$$

Remarque: cette méthode présente des difficultés, puisqu'elle nécessite des approximations pour le calcul de f, puis d'autres approximations pour déterminer $\frac{f}{D^5}$ des calculs peuvent être faits à l'aide d'un Programme (voir à la fin) mais il est préférable d'utiliser l'une des deux méthodes suivantes:

II.4.2 Méthode de G. Lapray. (longueur fluidodynamique)

$$\text{Ayant } J = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{55}{4201} = 0,01309212.$$

$$\Lambda = f \left(\frac{Q}{\sqrt{J}} \right) \varepsilon$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{0,075}{\sqrt{0,01309212}} = 0,6555 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

$$\varepsilon = 8,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,6555 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \xrightarrow{\text{abr au Progr}} \Lambda = 0,16282.$$

La conduite étant circulaire pleine

$$D_0 = 1,539. \text{ (sans unité)}$$

$$\text{et le diamètre sera: } D = \Lambda D_0 = 0,16282 \cdot 1,539 = 0,25058 \text{ m.}$$

$$\text{le nombre de Reynolds: } R = \frac{4}{f_0} \frac{Q}{\Lambda} \frac{1}{V}$$

$R = 2,82 \cdot 10^5$
 $E = 8,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ } Diag. Moody \rightarrow Régime turbulent rugueux.

Donc:

$$D_1 = 0,25058 \text{ m}$$

$$D_{\text{Norm}} = 250 \text{ mm.}$$

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

$$V = 1,528 \text{ m/s.}$$

Q. 4.3.

Méthode Graphique

-Elle consiste à tracer la courbe $\Delta H = f(D)$.

Ayant ΔH (m) on tire le diamètre graphiquement.

(Voir page suivante).

Determination du Diamètre de la Conduite Gravitaire...

Tab: III.4.3.1.

Diamètres _{mm}	ΔH m.
80	23878,65
100	7262,15
150	841,80
175	372,05
200	183,66
250	56,61
300	21,71
380	9,68

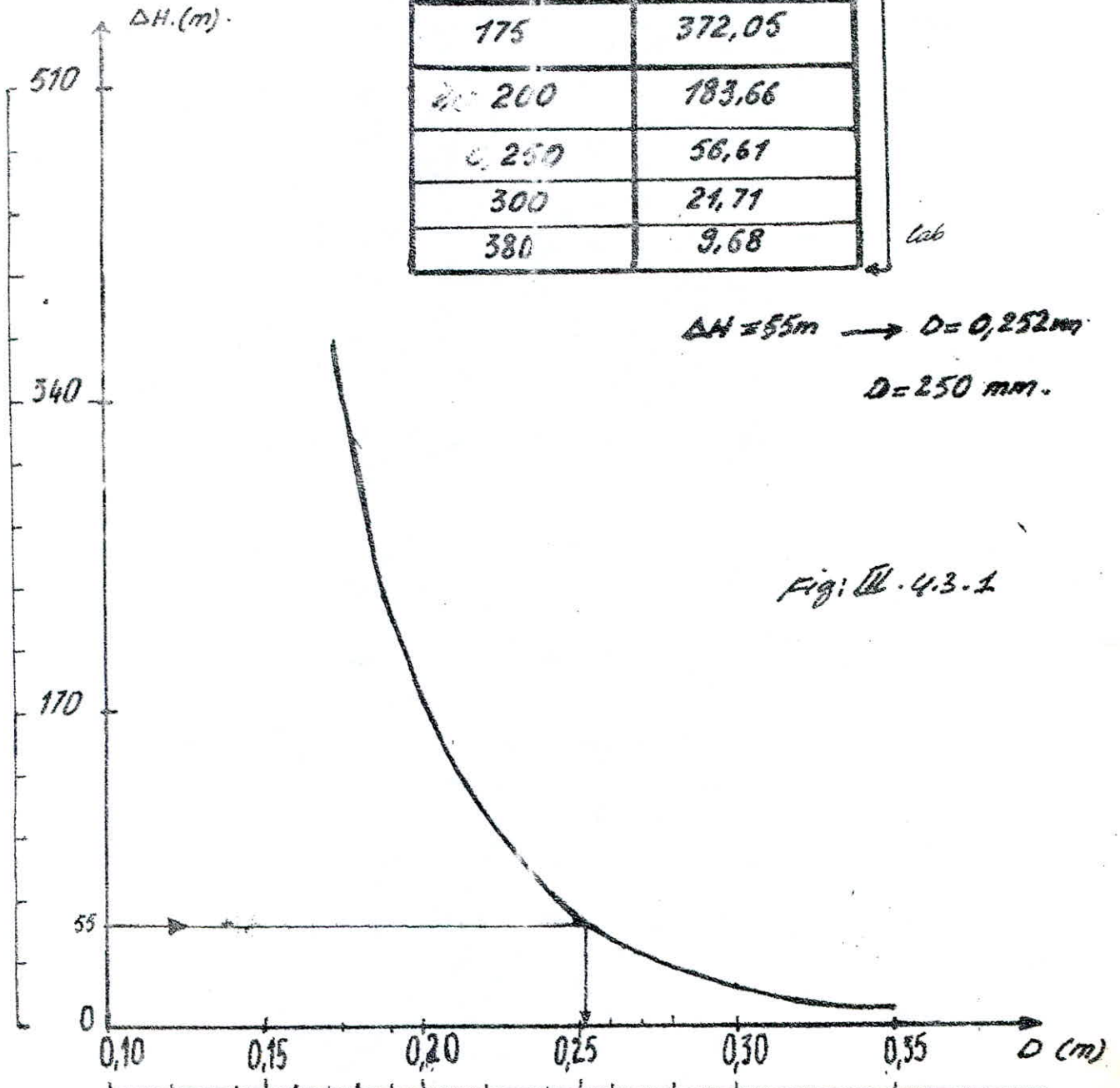


Fig: III.4.3.1

Chapitre IV.

Choix des Pompes.

- IV.1. Choix des Pompes.
- IV.2. Point de Fonctionnement
- IV.3. Etude de la Cavitation
- IV.4. Notes sur le choix des Pompes.
 - IV.4.1. Réduction du temps de Pompage.
 - IV.4.2. Vannage.
 - IV.4.3. Regnage de l'impulseur de la pompe.
- IV.5. - Caractéristiques des conduites de refoulement.
 - tableau donnant la variante choisie
 - Représentation graphique.

IV.1 Choix des Pompes: . 39-

Pour choisir les pompes, il suffit de reporter les hauteurs manométrique et les débits à assurer sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable au regard aux conditions de CAVITATIONS. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner sans le zone de son rendement max, conduisant au coût le plus faible du m^3 d'eau.

IV.2: Point de fonctionnement. Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection des deux courbes:

* $Q = f(H)$: Courbe Caractéristique de la Pompe

* $Q = f(DH)$: Courbe Caractéristique de la Canalisation

En vue d'adopter la pompe à des conditions de marche données, des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de celle-ci peuvent être apportées.

On compare entre 3 variantes:

1^{ère} Variante: Accepter le point de fonctionnement, et réduire le temps de pompage. Le débit relevé sera donc supérieur à celui qu'on désire.

2^e Variante: Accepter la caractéristique de la pompe et varier sur le refoulement, la consommation et l'énergie augmentée.

3^e Variante: Rogner la roue, afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré, donc le rendement diminue et autant que le rognage est important.

IV.3: - Etude de la Cavitation

Si la pression est très faible dans la pompe, c'est à dire, en pratique si elle est placée trop haut par rapport au niveau d'aspiration et si forme des bulles et froches de vapeur d'eau et d'air:

C'est le phénomène de Cavitation, qui altère les caractéristiques de la machine et risque de l'éroder rapidement.

Il se signale par l'apparition de vibrations et de bruits typiques.

Pour éviter l'apparition de la Cavitation il faut observer la condition suivante:

$$N.P.S.H_d > N.P.S.H_r$$

$$N.P.S.H_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + h_v)$$

N.P.S.H_d: Charge nette d'aspiration disponible

N.P.S.H_r: $= \frac{P_0}{\rho g} - h_v =$ charge nette d'aspiration requise.

H_a : Hauteur d'aspiration

h_v : Tension de Vapeur

P_a : Pression absolue à la bride d'aspiration.

59. Remarques.

* N.P.S.H_r: Courbe Caractéristique donnée par le Constructeur.

* Si le point de fonctionnement de la pompe se trouve à gauche du point d'intersection des 2 courbes N.P.S.H_r et N.P.S.H_d alors la cavitation n'apparaît pas.

IV. 4. Notes sur le Choix des Pompes.

(1) Après avoir tracé les caractéristiques des canalisation (voir tableaux IV. 4. 1, 2, 3), il faut voir l'intersection de celle-ci avec celle de la pompe.

(2) Si le point d'intersection P (Point de fonctionnement) est décalé du point de fonctionnement désiré P', il faut étudier les différents moyens de rapprochement de ces points.

IV. 4. 1. Réduction de temps de Pompage.

Le point d'intersection P donne une hauteur H_p et un débit Q_p . La hauteur désirée et le débit désiré seront notés par H_d et Q_d .

- On calcule le volume pendant 24 h.

$$V = Q_d \cdot 24 \quad \text{en m}^3.$$

- le Temps de Pompage.

$$T = \frac{V}{Q_p} \quad \text{en heures.}$$

- On calcule la puissance absorbée: $P = \frac{\rho Q_p}{3600 \eta} H_{int_p}$ en Kw.

IV. 4. 2. Vannage. Consiste à vanner sur le refoulement en calculant

- les Pertes de charge.

H' étant la hauteur donnée par P', alors

$$DH = H' - H_d \quad (\text{m})$$

- $P = \frac{\rho Q_d H_{int}}{3600 \eta}$ Q_d en m^3/h .

IV. 4. 3. Rognage de l'impulseur de la Pompe.

- On calcule $m = \left(\frac{Q_d}{Q_p}\right)^{0.5}$

- le pourcentage de rognage $1 - m$ %.

- Puissance absorbée $P = \frac{\rho Q_p''}{3600 \eta} H_p''$.

les Calculs sont portés dans le tableau: IV. 4. 4.

Caractéristiques des Conduites de Refoulement.

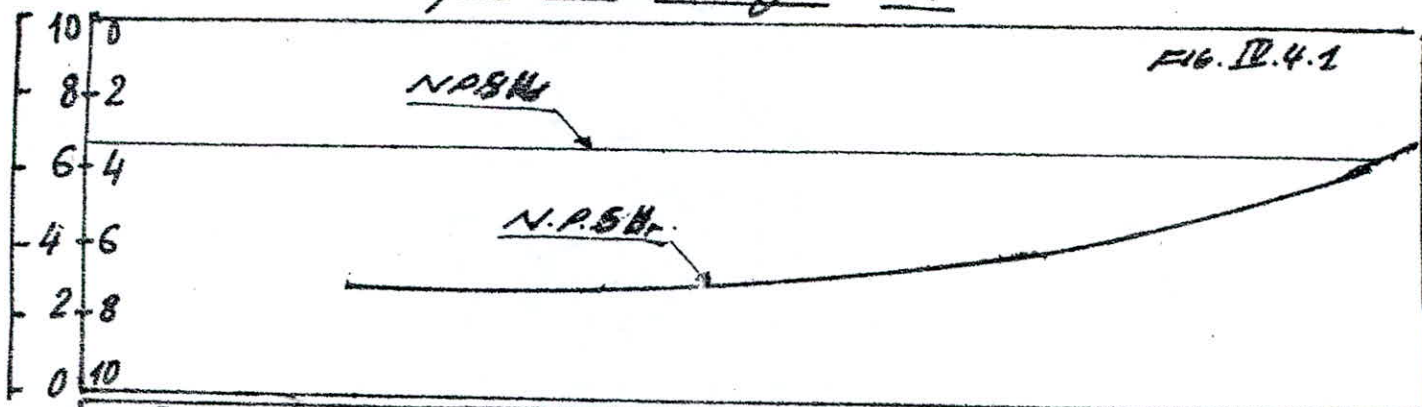
Fréq.	Q. m ³ /h	Re.	$\frac{e}{D_n}$	f_c	CH.
F ₁	0	-	0,0059	-	-
	10	25578,51	0,0059	0,0358270	0,9543.
	20	47157,02	0,0059	0,0342814	3,6325
	30	70735,53	0,0059	0,0338246	8,0848
	40	94314,04	0,0059	0,0334370	13,8904.
	50	117892,55	0,0059	0,0332613	21,8492
	60	141471,06	0,0059	0,0331428	31,7812
	70	165049,56	0,0059	0,0330574	42,6763
	80	188628,08	0,0059	0,0329930	56,2446
	90	141471,06	0,0059	0,0331428	31,7812
	100	235785,10	0,0059	0,0329022	87,6405
F ₂	0	-	0,0044	-	-
	10	17683,88	0,0044	0,0347898	0,2993.
	20	35367,76	0,0044	0,0325142	1,1209
	30	53051,65	0,0044	0,0316819	2,4576
	40	70735,53	0,0044	0,0312428	4,3100
	50	88419,41	0,0044	0,0309711	6,6736
	60	106103,29	0,0044	0,0307861	9,5527.
	70	123787,18	0,0044	0,0306524	12,9457
	80	141471,06	0,0044	0,0305509	16,0527
	90	159154,94	0,0044	0,0304713	20,1766.
	100	176838,83.	0,0044	0,0304072	26,2096.
F ₃	0	-	0,0044	-	-
	10	17683,88	0,0044	0,0347298	0,2994
	20	35367,77	0,0044	0,0325143	1,1213
	30	53051,65	0,0044	0,0316819	2,4583
	40	70735,53	0,0044	0,0312428	4,3097
	50	88419,41	0,0044	0,0309711	6,6757
	60	106103,29	0,0044	0,0307863	9,2552
	70	123787,18	0,0044	0,0306524	12,4692
	80	141471,06	0,0044	0,0305509	16,0572
	90	159154,94	0,0044	0,0304713	20,1800
	100.	176838,83.	0,0044.	0,0304072	24,7355

Tab: 02.44.
 12.4.2
 12.4.3

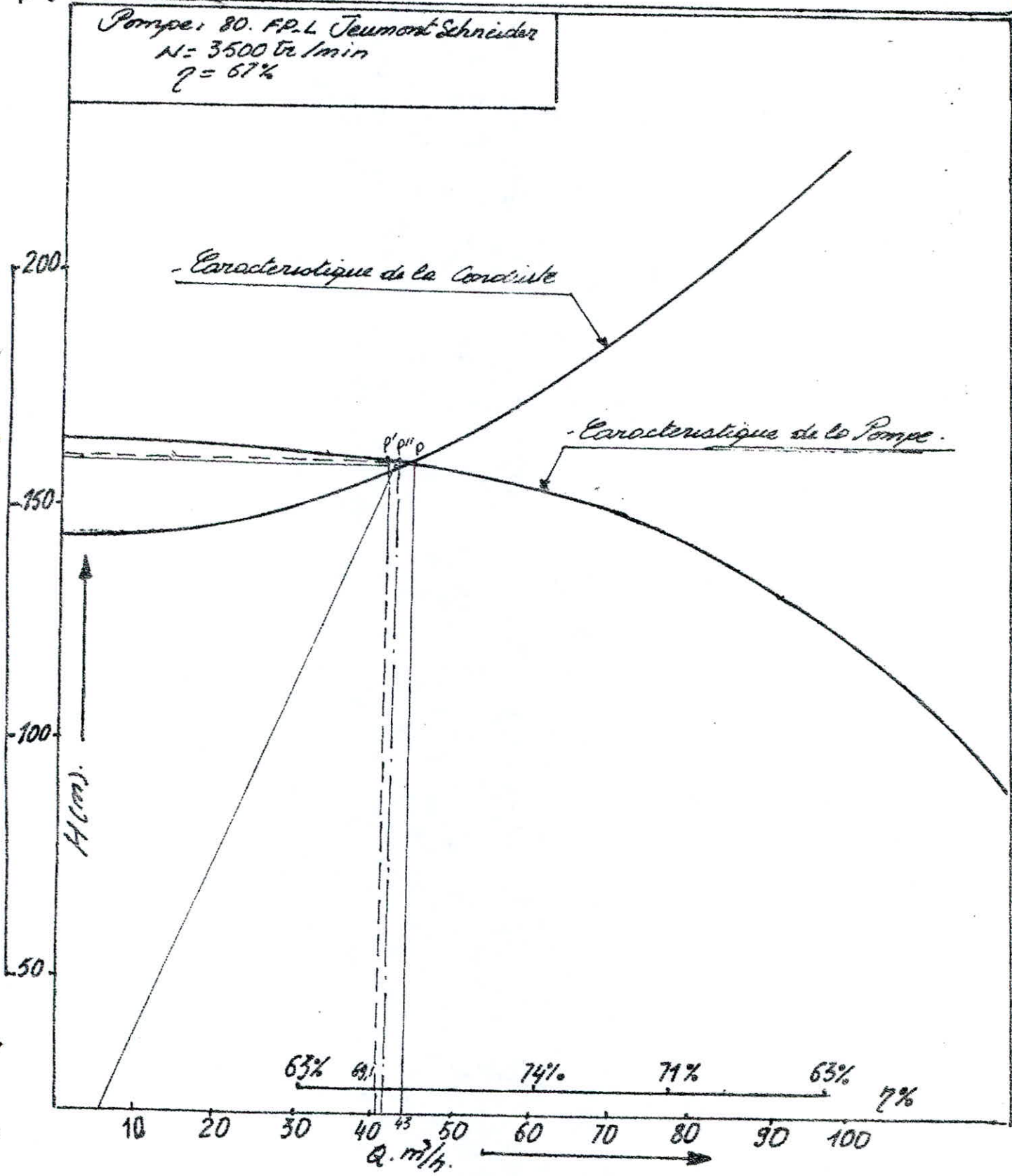
Forages.		F ₁	F ₂	F ₃
Débit désiré : Qd. m ³ /h.		41,40	82,80	68,40
Hmt.d.		157,00	217,53	234,94
TYPE.		80-F2L	125 F2L	80 F2L
Vitesses de Rotation ω /min		3500	3500	2950
Rendement η %.		67,00	60,00	73,00
1 ^{re} Variante Réduction de Temps de POMPAGE	Débit à relier Q _p .	43,00		70,00
	H _p corresp. $\frac{Q_d}{Q_p}$.	158,00		237,50
	Volume d'eau (Pendant 24h). V m ³	993,60		1641,60
	Durée de Pompage: $T = \frac{V}{Q_p}$ h	23 ^h , 11		23 ^h , 45
	$E = \frac{\eta Q_d Hmt.}{3600 \eta}$ Q _{em} m ³ /h. kW	26,83.		62,045
2 ^e Variante VANPAGE	H' m	159,00		240,27
	$\Delta H = H' - Hmt.d.$ m	2,00		5,33
	$E = \frac{\eta Q_d}{\eta \cdot 3600} Hmt. Q_{em} m^3/h.$ kW	25,99		61,34
3 ^e Variante Régime de S'impulsion de la Pompe.	Q'p. m ³ /h	42,00		69,00
	H'p. m	158,50		238,90
	$m = (Q_d/Q_p)^{0,5}$	0,9928		0,9956
	Pourcentage de Régime 1-m %	0,71		0,58
	$E = \frac{\eta Q_d}{\eta \cdot 3600} Hmt.$ kW	26,23.		61,53
Variante choisie		2 ^{eme} Variante.		2 ^{eme} Variante.

Tableau: 3.4.4. Etude et choix des Pompes.

- 43 -
Pompe du Forage: Fi.

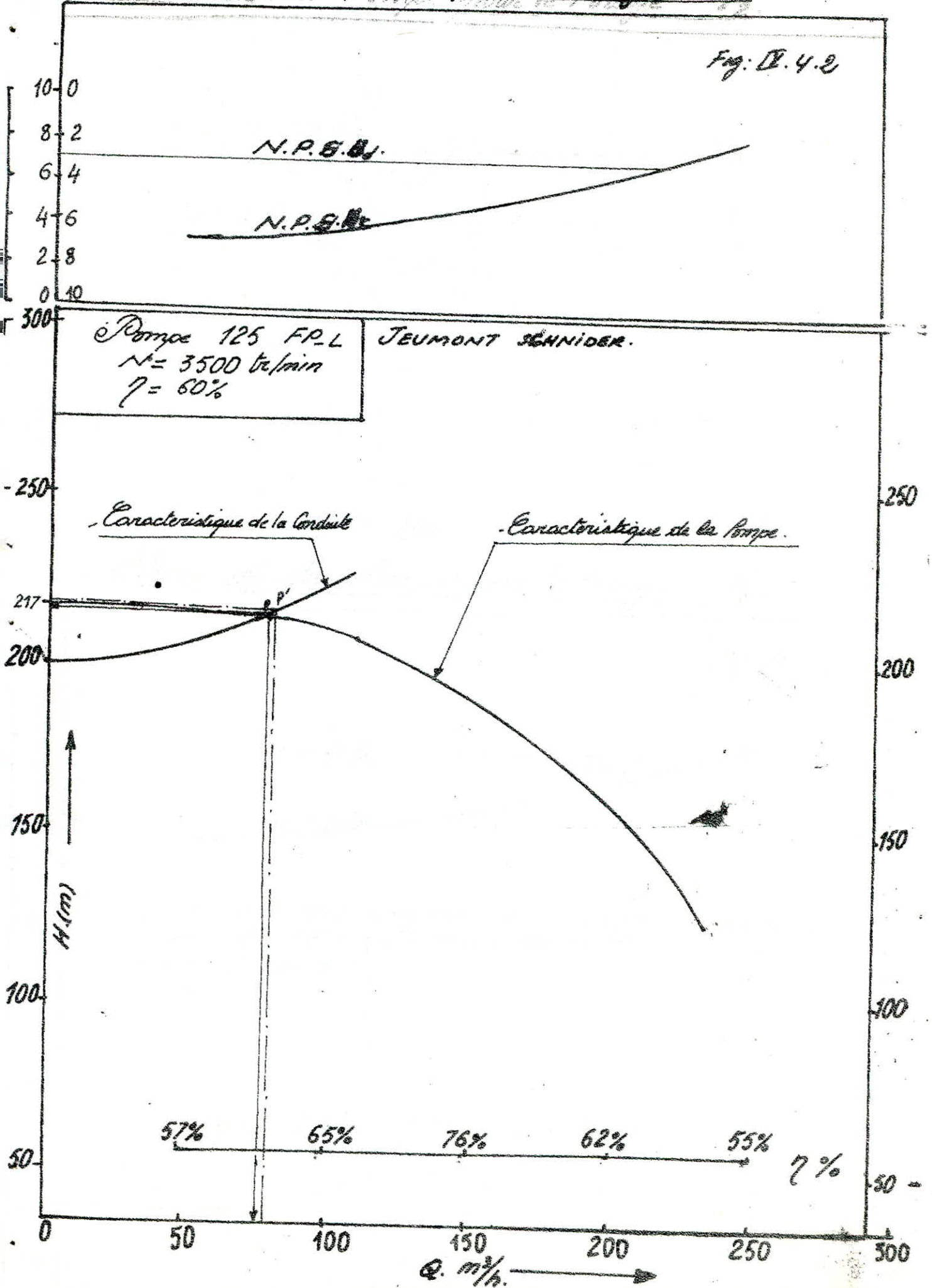


Pompe: 80. F.P.L. Jeumont Schneider
 $N = 3500 \text{ tr/min}$
 $\eta = 67\%$



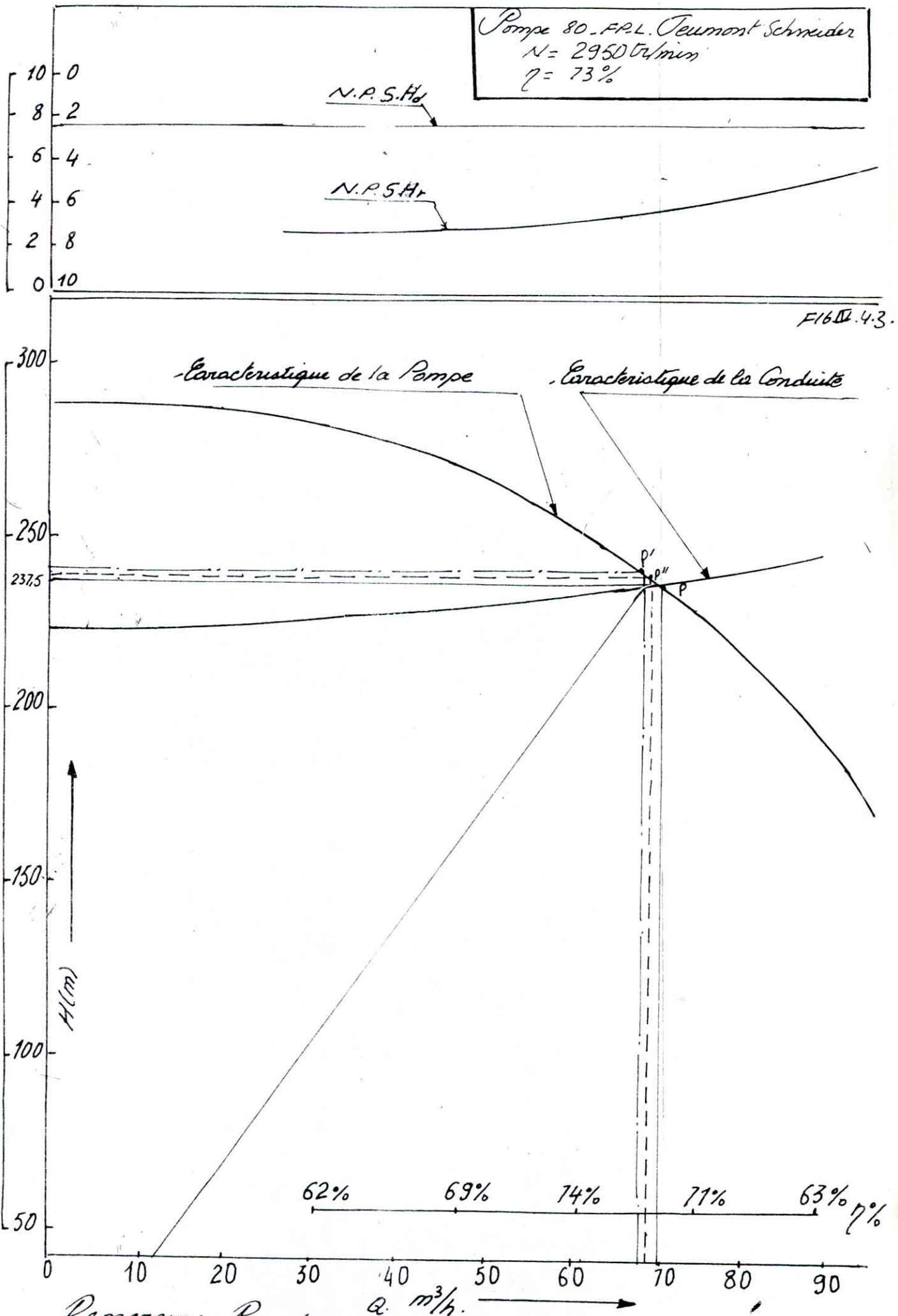
Choix de la Pompe pour le Forage F₂

Fig. D. 4.2



45

Choix de la Pompe pour le Forage F₃



Remarque: Pour les 3 Forages, la cavitation n'apparaît pas.

Chapitre V

Distribution

V.1. Définition

V.2: Dimensionnement de la conduite d'amenée
 $R_2 - \textcircled{3}$. 7.H.U.N.

V.3. Conduite d'amenée: $R_1 - 8$ (anc. ville).

V.4. Détermination des débits aux Nœuds

V.4.1. Formules de Colouf.

V.5. Calcul du Réseau de Distribution

V.6. Calcul des pertes de charge.

V.7. Calcul des Pressions au sol.

V.8. Equipements du Réseau de Distribution

V.8.1 Type de Conduites.

- Avantages

- Inconvénients.

V. V.8.2. Appareils et accessoires

V.9: Pièces spéciales

V. Répartition

47

V.1: Introduction: Pour alimenter

Ain Boucif (ancienne ville et 2.H.U.N), Nous avons adopté le réseau maillé, bien qu'il n'est pas économique, mais il présente l'avantage de l'alimentation en retour en cas d'incident au niveau d'un tronçon celui-ci peut être isolé et les consommateurs peuvent être alimentés.

Pour les réseaux maillés choisis voir FIG: V.1 et V.2, pour plus de détails, voir Planches I, II, III.

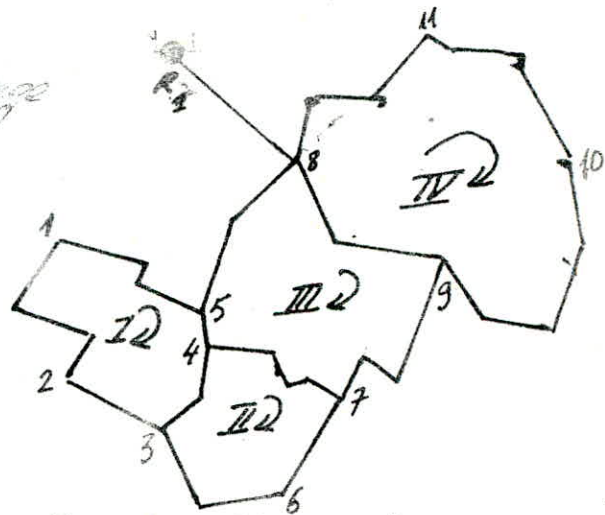


FIG: V.1: Réseau maillé (ancienne ville)

V.2 Dimensionnement de la Conduite d'aménée: R2 — (3): 2.H.U.N.

Donnés: $L = 420\text{ m}$
 $\nu = 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C .
 $\varepsilon = 8,8 \cdot 10^{-4}\text{ m}$
 $Q = 0,1125\text{ m}^3/\text{s}$.

On propose une vitesse de $1,3\text{ m/s}$

$D = 332\text{ mm}$, Diamètre Normalisé: $D = 350\text{ mm}$.

La nouvelle vitesse sera:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,1125}{\pi \cdot (0,35)^2} = 1,169\text{ m/s}$$

Ayant:

$$\varepsilon = 8,8 \cdot 10^{-4}\text{ m}$$

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = 0,0025$$

$$R = \frac{\nu Dh}{\nu} = 4,09 \cdot 10^5$$

Al'aide du diagramme de Moody, on vérifie le régime:

→ Régime de Transition.

La conduite étant circulaire pleine

$$D_0 = 1,538723 = 1,539 \text{ (Voir Page 2)}$$

$$D = 0,35\text{ m}$$

$$\text{do longueur fluïdo-dynamique: } \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,35}{1,539} = 0,2274$$

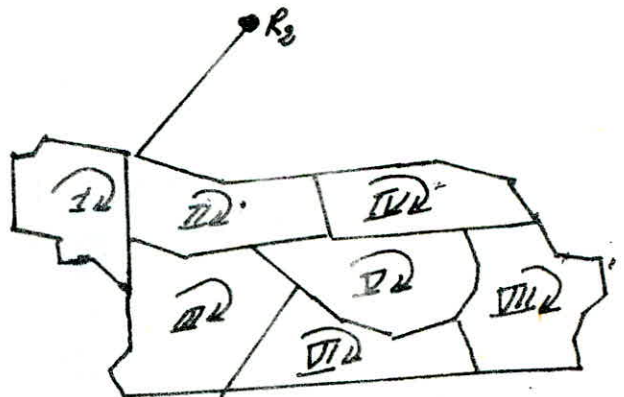


FIG: V.2. Réseau maillé 2.H.U.N.

- 45 -

$$\xi = \frac{h}{D} = 1 \xrightarrow{\text{Prog. ou ab 9}} P_0 = 4,834044$$

$$D_{h_0} = D_0 = 1,538723$$

$$A_0 = 1,859565$$

En application de :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 3,48 \sqrt{g} D_{h_0}^{-0,15} \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{\lambda D_{h_0}} \right)^{2,5}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1,5841 \text{ m}^3/\text{s} \quad J = 0,0050433.$$

$$J = 0,005123 \text{ (après correction).}$$

et en utilisant la formule de Darcy-Weisbach

$$J = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} \quad f \text{ donnée par Colebrook.}$$

$$f = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right)^{-0,5}$$

$$f_c = 0,0257985$$

$$V = 1,163 \text{ m/s.}$$

$$J = 0,005134$$

$$D = 0,35 \text{ m}$$

Les pertes de charge seront donc :

$$\dots \Delta H = J \cdot L = 0,005134 \cdot 475 \text{ m} = 2,46 \text{ m.}$$

VI 3. Conduite d'amenée : R₁ - 8. (ancienne ville).

- En Application de la même méthode avec les données suivantes :

$$L = 156 \text{ m}$$

$$\epsilon = 8,8 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

$$Q = 0,06031 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{En Proposant } V = 1,3 \text{ m/s} \rightarrow D = 243 \text{ mm}$$

$$D = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Nouvelle vitesse : } V = 1,228 \text{ m/s}$$

Vérification du Régime ;

$$R = 3,07 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = 0,00352$$

$$\lambda = 0,1624$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,651857 \text{ m}^3/\text{s} \quad J = 8,56 \cdot 10^{-3}$$

En application de la formule de Darcy :

$$J = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{avec } f \text{ Nikuradse} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

$$J = 8,57 \cdot 10^{-3}$$

Les pertes de charge seront :

$$\Delta H = J \cdot L = 1,34 \text{ m.}$$

V.4: Détermination des débits au noeuds.

La ville d'Ain Boucif présente en général deux (2) densités différentes

- Densité d_1 pour l'ancienne ville
- Densité d_2 pour la Z.H.U.N.

Les réseaux schématisiques des Canalisations sont tracés en fonction des Structures d'Habitat, tout en suivant les cheminements des rues. Nous avons circonscrit dans le Périmètre à Urbaniser un certain nombre de contours fermés. Les habitations isolées seront alimentées par des ramifications [ex: abattoir (anc ville) et Hopital (Z.H.U.N.)]

La Surface desservie par chaque Noeud sera déterminée par la méthode des Médiatrices.

V.4.1 Formules de Calcul:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{moy\ jour}}{N_i}$$

$N =$ nombre d'habitants
 $i = 1, 2$. (1. anc. ville; 2. Z.H.U.N)

Densités

$$d_i = \frac{N_i}{S_i}$$

$S_i =$ Surface.

Population Probable dans la Zone desservie par le Noeud.

$$N_j = d_i \cdot S_j$$

Le débit au noeud sera: $Q_j = q \cdot N_j \cdot K_p$

Tab. V. 4.1.

	anc. ville	Z.H.U.N.
Nombre habitants	11341	25327
Surface (ha)	38,66	64,663
Densité d. hab/ha	294,00	392
Q_{moyj} m^3/j	2400,00	5400,00
Q_{sp} $l/hab/j$	211,62	213,21.

Les Calculs des débits souterrés sont Portés dans les Tableaux

V.4.2 et V.4.3. p.49a et 49b

Calcul des Debits Soutirés: "Ancienne Ville"

N° Noeud	N° de la maille	Surface des zones (ha)	Superficie (ha)	Densité hab/ha	N° d'hab dans les zones	Consumation Par Noeud c/o	Coef. de Rivière	Debits Soutirés (c/s)
1	I	3,64	- 211,60 -	294	1071	226623,60	2,178	5,71
2	I	2,22			653	138107,08		3,50
3	I II	4,39			1291	273103,66		6,90
4	I II III	3,45			1015	214626,88		5,41
5	I III	2,94			991	209649,05		5,30
6	II	2,70			794	167968,08		4,23
7	II III	3,36			988	209026,94		5,30
8	III IV	3,92			1153	243864,77		6,15
9	III IV	4,59			1350	285545,73		7,20
10	IV	3,79			1115	235777,42		5,94
11	IV	2,91			856	181032,26		4,56

Σ 11317

Σ 60,11

Calcul des Débits Routiers "Z. H. U. N"

No Nœud	No des Mailles	Surfaces des zones ha.	Cons. spec. g/m ² /h	Densité hab/ha	N ^o d'hab dans les zones	Consomm. par Nœud l/s.	Coeff de Pointe	Débits routiers (l/s).
1	I	1,550	213,2	392.	608	129625,60	1,80	2,70
2	II IV	2,750			1078	229829,60		4,80
3	IV	5,1825			2031	433009,20		9,00
4	VI III	3,400			1333	284195,60		5,90
5	III V VI	3,740			1466	312551,00		6,50
6	III II V	2,68			1050	223860,00		4,70
7	II IV V	2,83			1109	236438,80		4,90
8	II	4,30			1685	359243,00		7,50
9	II VI	1,88			737	157128,40		3,30
10	VI III	3,48			1364	290804,80		6,10
11	I II	3,45			1353	288459,60		6,00
12	VII	2,77			1085	231322,00		4,80
13	I II	6,45			2528	538969,60		11,20
14	IV	4,24			1662	354338,40		7,40
15	I II III	3,92			1537	327688,40		6,80
16	VI III	7,49			2936	625955,20		13,00
17	II VI III	4,52			1771	377577,20		7,80

Σ 742,40.

V.5. - Calcul du Réseau de Distribution - 60 -

Le calcul du Réseau de Distribution (maillé) s'effectue par approximation successive suivant la méthode de Hardy.

Cross. qui repose sur deux (2) lois:

Première loi: En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui entrent et égale à la somme des débits qui en sortent (loi de KIRSCHOFF).

Deuxième loi: Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est Nulle.

La méthode de Hardy - Cross. consiste à fixer d'abord dans chaque maillé, une répartition des débits, ainsi qu'un sens supposé d'écoulement (ex: sens des aiguilles d'une montre) en respectant la 1^{ère} loi.

V.6. CALCUL DES PERTES DE CHARGE. TOTALES

On considère que les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des P.d.c linéaires

$$\begin{aligned} \Delta H_L &= \Delta H_L + \Delta H_S \\ &= \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} Lg + 0,15 \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} Lg = 1,15 \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} Lg \\ &= \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} \cdot 1,15 Lg \end{aligned}$$

$$\Delta H_L = 1,15 Lg \cdot \frac{f}{D} \frac{Q^2}{A^2 2g}$$

Pour une Conduite circulaire:

$$\Delta H_L = 1,15 \frac{f}{D^5} \cdot Q^2 \times 0,0828$$

$$\Delta H_L = \pi Q^2 = 0,0828 \frac{f}{D^5} Q^2 \cdot L_e \quad L_e = 1,15 Lg$$

Pour les Calculs des réseaux; Nous avons déterminé le coefficient f à l'aide de la Formule de Colebrook

$$\Delta H_L = \pi Q^2 \quad \text{avec} \quad r = 1,15 Lg \cdot \frac{f}{D^5} \cdot 0,0828.$$

$$r = 1,15 Lg \times J_Q \quad \text{avec} \quad J_Q = 0,0828 \frac{f}{D^5}$$

$$r = J_Q \cdot L_e \quad \text{en} \left(\frac{\Delta^2}{m^5} \right)$$

Calcul de $r Q$.

$$r Q = 1,15 Lg \times 0,0828 \frac{f}{D^5} Q \quad \text{en} \frac{\%}{m^2}$$

Le débit Correctif est donné par : - 51.

$$\Delta Q = - \frac{\sum r Q^2}{2 \sum r Q} \quad \Delta Q \text{ en m}^3/\text{s}$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont de 2 types.

- Correction propre à la maille avec le signe de ΔQ
- Corrections propres aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

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 ΔQ soient voisines de ZÉRO et jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieures à 0,5m.

Pour les calculs : Voir Planches I - II - III - ~~IV~~

Ces calculs sont faits à l'aide de Programme sur HP 29C (voir Dernière Partie : abaques.)

Les diamètres sont pris de la gamme suivante : (en mm)

60 - 80 - 100 - 150 - 200 - 250 - 300
- 350 - 400 - 500.

IV.7. Calcul des Pressions au sol.

des Pression demandée pour un immeuble

$$P_{\text{sol}} = 3n + 5 \quad n = \text{nombre d'Etages}$$

- le chiffre "3" représente la hauteur d'un étage
- le chiffre "5" englobe la valeur de la Pression prévue sur les orifices de Puissance les plus élevés.

Dans notre cas, l'immeuble le plus élevé est de (R+3 : z.H.U.N) (R+2 : anc. ville).

Pour les immeubles très élevés, les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous sol.

La détermination de la Pression de Service en un nœud quelconque est obtenue à partir du côté Piézométrique du Nœud précédent après avoir retranché la P.d.c. en.

Valeur absolue occasionnées le long d'un tronçon et la cote du Noeud Considéré tout en respectant le sens d'écoulement.

Pression au sol = Cote Piezométrique - Cote du terrain .

V 8. Equipement du réseau de Distribution

V.8.1. TYPE DE Canalisation

Les réseaux de distribution sont constitués d'un assemblage de tuyaux en amiante ciment, la Paroi de la conduite (interne) étant lisse le risque d'antartage est minimisé.

Avantages:

Ces tuyaux sont légers

- sont d'une Pose Commode
- Disponibles sur le marché

En plus, ils supportent des Pressions moyennes de l'ordre de 15 bars.

Inconvénients:

Impossibilité de Façonner des Pièces spéciales sur Place (Tés, Coudes ...) comme pour les Conduites en Acier.

5.8.2. APPAREILS et ACCESSOIRES

- ◎ ROBINET VANNE: Leur but étant de Permettre l'isolement des divers tronçons des Canalisations, Nous les disposons donc à chaque Noeud du réseau ou sur le parcours d'une longue conduite afin de faciliter la réparation d'un bief accidenté tout en limitant la gêne ainsi Considérée.
- ◎ VENTOUSES: Elles servent à évacuer l'air contenu dans les Conduites, Sont placés là où il ya Contonnement d'air (Point le plus haut), Parfois elles sont remplacées par des bouches de lavage.
- ◎ BOUCHES DE LAVAGE: ; utilisées pour le lavage des caniveaux et des rues. Pour Permettre un lavage par gravité elles doivent être placées aux points hauts de la voie et Près des Caniveaux. Dans la mesure où ces bouches sont exploitées tous les jours, elles peuvent remplacer avantageusement les Ventouses Car en fonctionnant, elles évacuent l'air Contonné. Il est souhaitable de les prévoir sur les tronçons où la vitesse est faible afin d'éviter les dépôts.
- ◎ DECHARGES: Ce sont des robinets prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la Conduite sur l'égout.
- ◎ BOUCHES D'ARROSAGE: Disposés aux alentours des Espaces Verts, jardins Publics..... pour l'entretien des plantes.
- ◎ BOUCHES D'INCENDIE: Sont raccordées sur des Canalisations capables de fournir aux points Considérés un débit de $17 \frac{\text{l}}{\text{s}}$. Leurs espacements d'ordinaire ne doivent pas excéder 300m (Selon l'importance des risques.)

⊙ CLAPETS ANTI RETOUR: Empêchant l'écoulement en sens inverse, sont disposés là où il y a risque de siphonnage.

REDUCTEUR DE PRESSION; Destinées à diminuer les fortes Pressions.

5.9: PIÈCES SPÉCIALES DU RÉSEAU.

Généralement se sont des pièces nécessaires pour assurer un raccordement, une étanchéité... etc..

On peut donner comme Exemples:

- Cone de Reduction: Pour raccorder deux (2) diamètres différents

- Manchons droits: Servent à raccorder les éléments de conduite

∴ Croix, té, Jointé... etc....

Chapitre II.

La Corrosion;

II. 1. Introduction,

II. 2. Définition

II. 3. Formes de Corrosions

II. 3. 1. Corrosion interne

II. 3. 1. 1. Causes.

II. 3. 2. Corrosion Externe.

II. 3. 2. 1. Causes.

II. 4. Protection contre la Corrosion

A. Contre la Corrosion d'origine interne.

B. Contre la corrosion d'origine externe

B. 1. Protection Par anode réactive

B. 2. Protection cathodique Par Soutirage de courant.

B. 2. 1 Dispositifs à prendre sur un chantier de Pose des Canalisations (en acier) Pour le bon fonctionnement de la Protection Cathodique.

C. Protection Cathodique en Algérie.

VI.1 Corrosion; Introduction ⁵⁴

Tous les ouvrages métalliques enterrés ou immergés sont soumis à des phénomènes de corrosion plus ou moins intenses.

Ils nuisent à la pérennité des structures, compromettent l'environnement et coûtent à la société.

VI.2. DÉFINITION.

La destruction des métaux par le milieu ambiant sous l'effet des phénomènes de réactions chimiques ou électrochimiques qui se produisent à la surface de séparation métal-milieu ambiant et qui sont le plus souvent des réactions d'oxydation des métaux est une CORROSION.

VI.3 Formes de Corrosions.

Nous distinguons (Parmi les formes de corrosion)

VI.3.1: la Corrosion interne

Dépend essentiellement de la nature de l'eau véhiculée et aussi de la conception du réseau de conduites et de son exploitation

VI.3.1.1. Causes de la Corrosion internes:

Les causes étant multiples et complexes, on peut dire en bref que la corrosion interne des conduites est liée à l'équilibre:

Agressivité de l'eau \rightleftharpoons Formation sur la paroi interne des canalisations d'un dépôt Calco. magnésium.

Globalement et en fonction de ses caractéristiques physico-chimiques, une eau peut être agressive ou entartante.

Cette spécificité dépend de:

- Son pH
- Sa teneur en carbonate et bicarbonates.
- Sa teneur en sels sulfates et chlorures.
- Du bilan de son CO_2 et de sa température; élément très important puisqu'il permettra d'estimer l'agressivité de l'eau.

Trois facteurs sont essentiels dans le phénomène de corrosion interne.

- 1) la résistivité du liquide au dessous de 2000 à 2500 Ohm/cm
On peut considérer qu'il s'agit d'un bon électrolyte et que les risques de corrosion sont importants.
- 2) la teneur en fer dissous et en sulfates qui peuvent laisser présager de l'existence de phénomènes bactériens.

③ de régime hydraulique des Conduites dont certains dérèglements entraînant des phénomènes d'aération donc Formation de Piles avec des anodes anodiques qui seront attaquées.

IV 3.2. - Corrosion Extérieure

IV.3.2.1. Causes:

- 1) de mauvais isolement par les revêtements extérieurs
 - * Défectuosité du revêtement dans sa matière en Constitution
 - * Altération due au mauvais vieillissement, manque d'adhérence, Perméabilité.
 - * Anomalie lors de la Pose de la Conduite: Revêtement non refait aux jonctions de 2 tubes, branchements, Points spéciaux ... etc...
- 2) de non respect des règles de l'art en matière de Pose de Canalisation (d'acier)
- 3) d'hétérogénéité des sols et la présence sur le tracé des Conduites d'un milieu agressif. (Terrains riches en sels, les zones humides, réjet divers, les dépôts d'origine industrielle, les sols salins argileux ou gypseux riches en anion SO_4)
- 4) la Présence de Courants vagabonds provoqués par des voies ferrées électrifiées en courant continu ou par des ensembles industriels utilisant des Courants continus.
- 5) la Proximité de lignes de très hautes tensions, ou de Postes de transformations, en raison de Phénomènes d'induction ou de conduction qui ils peuvent engendrer dans les Canalisations.

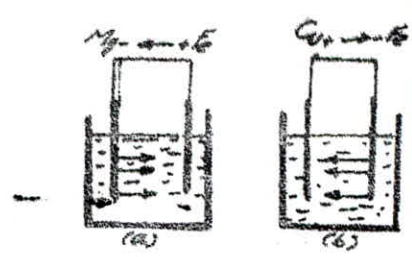
Voir fig: II.3.2.2 2,3,4,5

III. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Fig: III. 3.2.1

A: CONTRE LA CORROSION D'ORIGINE INTERIEURE:

- Revêtement interne des conduites en mortier de ciment centrifugé ou En Epoxy.
- Modification des caractéristiques Physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.



a) le fer est protégé
b) le fer est corrodé

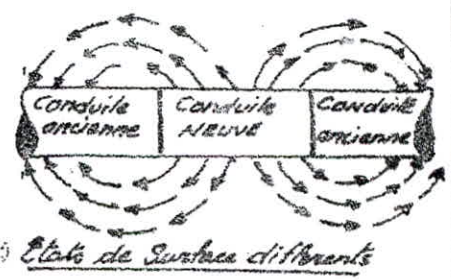
CORROSION PAR FORMATION DE PILES.

B: CONTRE LA CORROSION D'ORIGINE EXTERIEURE

B.1: Protection par anode réactive

Elle est basée sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier, cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la Conduite.

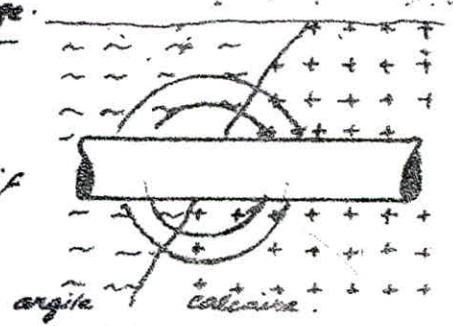
Fig: III. 3.2.2



↳ Etats de Surfaces différents

B.2: Protection Cathodique Par Soutirage

Le Procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu, le pôle positif étant raccordé à une prise de terre continue par des pièces métalliques enfouies dans un milieu humide. Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la Conduite.



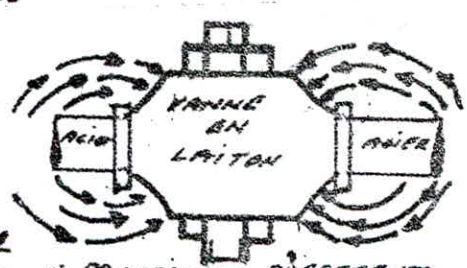
↳ Nature du sol différente (Pile géologique)

FIG: III. 3.2.3

B.2:1: Dispositions à prendre Sur un chantier de Pose des Camalocations (En acier) Pour le Bon Fonctionnement de la Protection Cathodique:

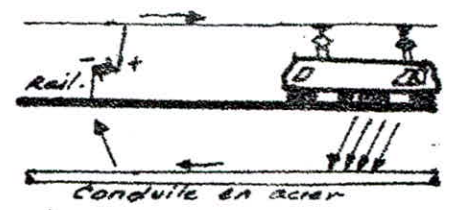
Trois (3) Conditions sont indispensables afin d'assurer un bon fonctionnement rationnel de toute installation de Protection Cathodique.

- Une Continuité Electrique parfaite de l'ouvrage à Protéger
 - Une bonne isolation des camalocations par rapport ...
- (Suite).



↳ MATERIAUX DIFFERENTS

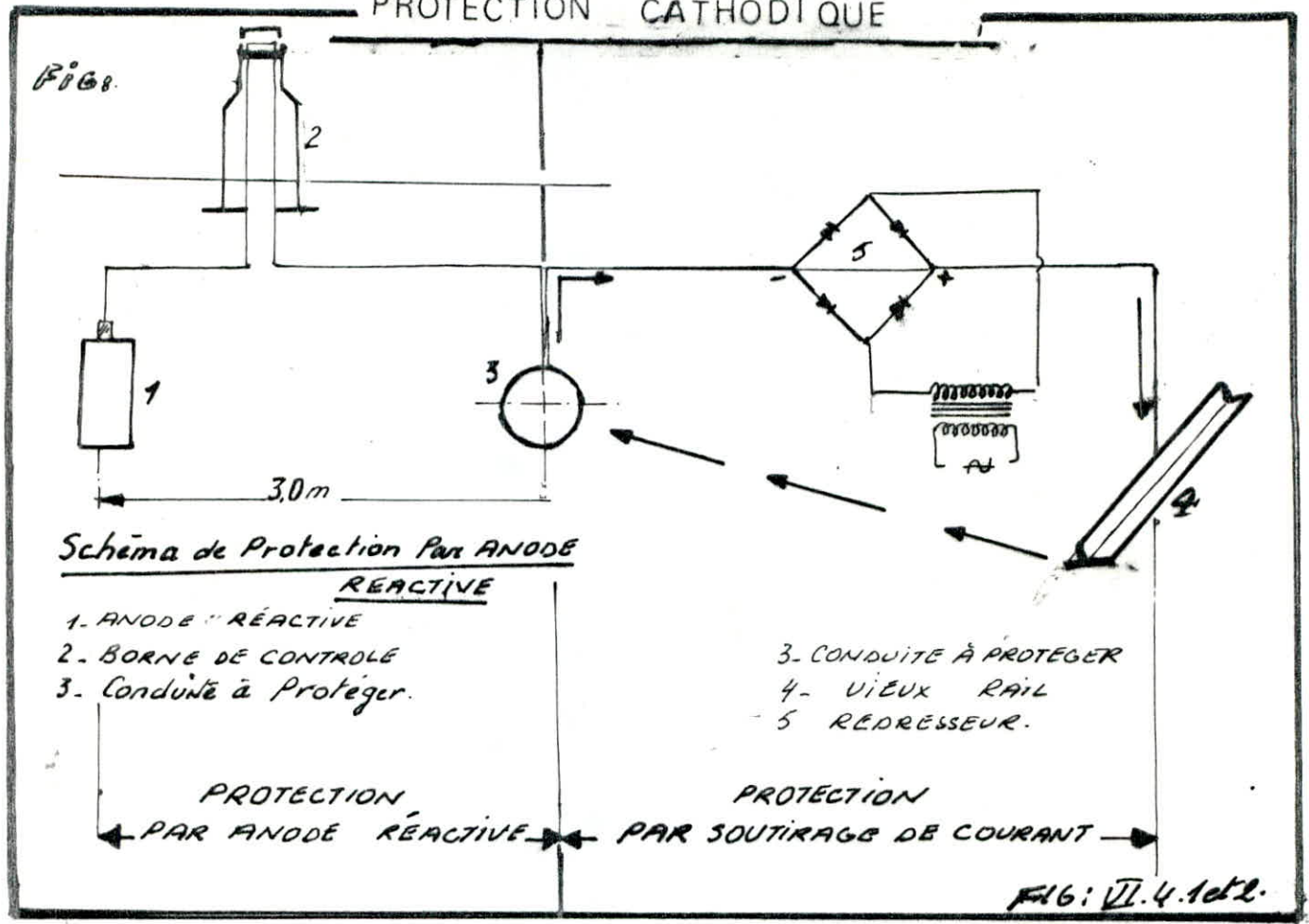
FIG: III. 3.2.4



↳ Courants Vagabonds. Fig: III. 3.2.5

FIG: III. 3.2.5
Causes de la Corrosion Externe.

PROTECTION CATHODIQUE



(suite).

... au sol par l'application d'un revêtement électriquement isolant de qualité sur la totalité des Conduites

* Les vannes et autres organes de robinetterie enterrés ou installés dans des regards non étanches, seront protégés par un revêtement de résistance d'isolement électrique équivalente à celle assurant la protection des Canalisations.

c) Suppression de toute mise à la terre de la Structure :

Il y aura lieu de veiller à interdire toute mise à la terre fortuite du réseau de canalisation, en particulier à des extrémités. Pour cela :

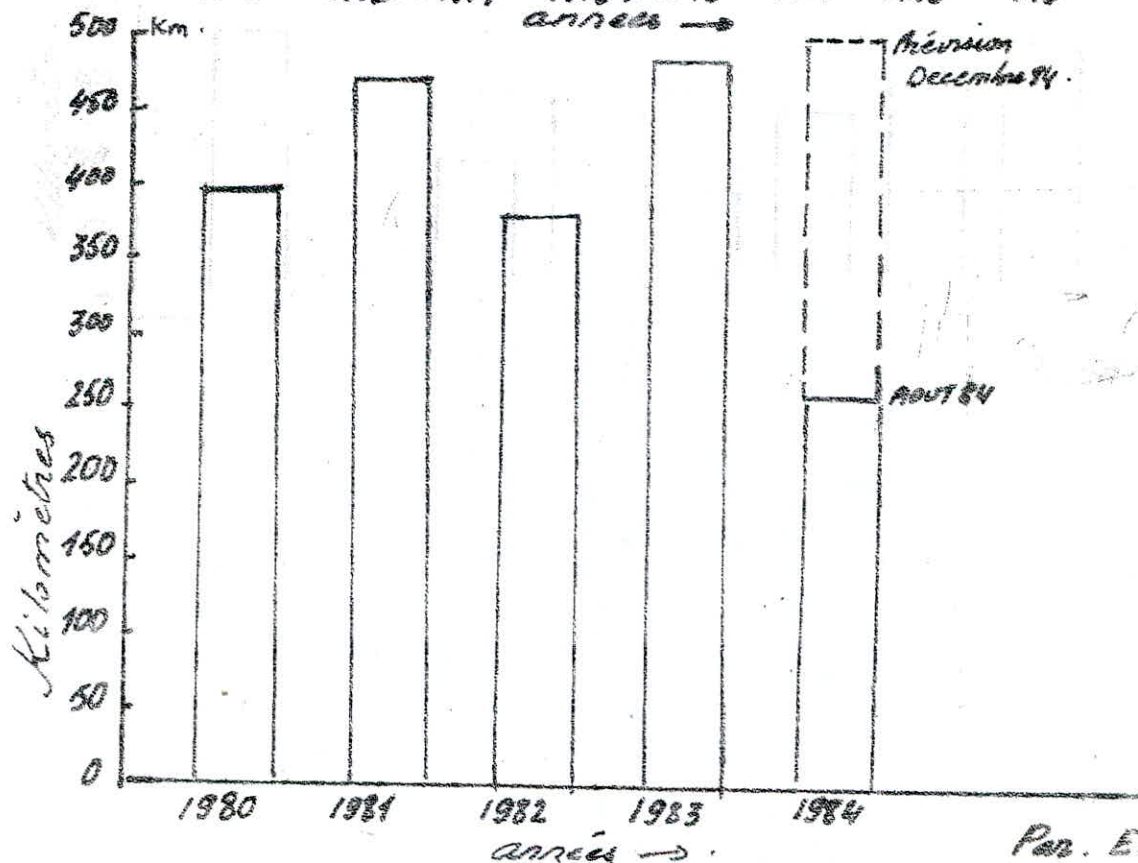
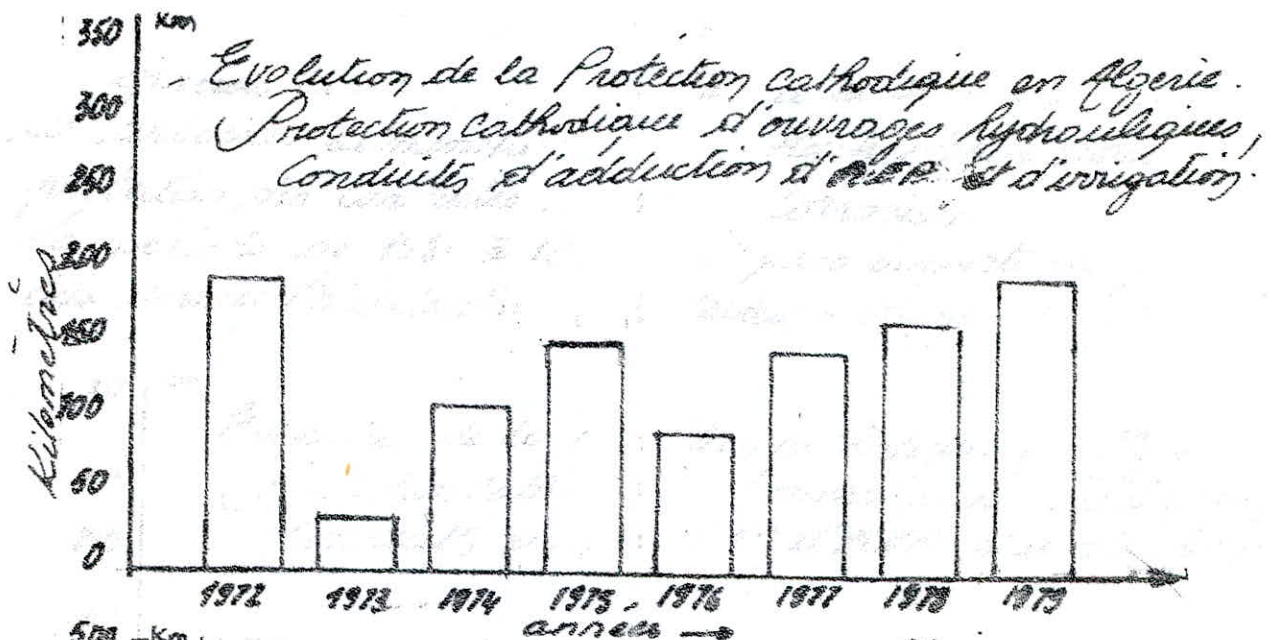
- Des raccords (ou autres dispositifs) isolants sont prévus :
- A l'entrée et sortie des Stations de Pompage, de reprise, Réservoirs, Bâtiments ... etc...
 - Aux Points de raccordement ou de Contact Possible d'une Canalisation protégée cathodiquement avec d'autres structures conductrices non isolées par rapport au sol (Tuyaux en fonte, cuivre... etc..).

Pour notre cas, nous avons choisi la Protection cathodique, puisqu'elle est applicable en Algérie, ce qui est montré par la suite.

C) PROTECTION CATHODIQUE EN ALGERIE

L'application de la protection cathodique en Algérie date de 1972. En effet la Période de 1972 à 1979, fait l'objet de grands Ecart. 1972 fait l'année de la prise de conscience de certaines administrations de l'Hydraulique pour la protection des conduites contre la corrosion.

La période de 1980 à 1984 était plus importante par rapport aux années précédentes. (voir tableaux d'après: E.N.F.R.).



Chapitre VII.

Pose des Conduites

- VII. 1. Pose des Canalisations
- VII. 2. Ordre de la Pose.
- VII. 3. Traversées des routes, rivières.....
- VII. 4. Les Bâtiés.

-60-

VII. 1) Pose des Conduites

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante (0,8m minimum) Au niveau des points, on établit des élargissements de tranchées de façon à faciliter le travail.

Le fond de la tranchée doit être purgé de grosses pierres

• Lit de Pose: il doit être bien nivelé, d'épaisseur de 0,15 à 0,20 m.

• Terre Ordinaire: Gravier

• Terrains imperméables: Pierres concassées qui jouent le rôle de drain.

• Terrains Rochers: lit de béton maigre

La profondeur de la tranchée est de 0,9 à 1,0 m à partir de la génératrice supérieure. Pour les conduites en acier (conduite d'adduction dans notre cas), les joints soudés seront exécutés au dessus de la fraiche ou les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée. Pour les tuyaux en amiante-ciment (Réseau de Distribution), il faut les caler sur bois pour exécuter les joints.

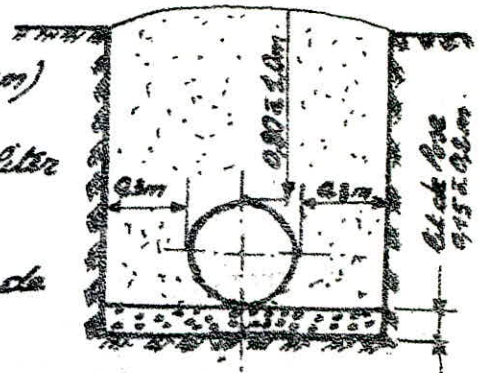


FIG: VII.1
POSE EN TRANCHÉE

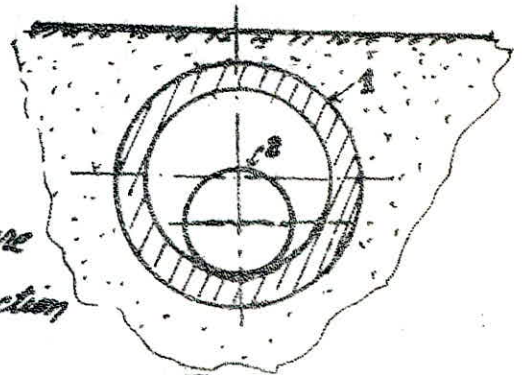


FIG: VII.2
POSE AVEC GRAINE EN BÉTON.

1. Graine en Béton
2. Conduite.

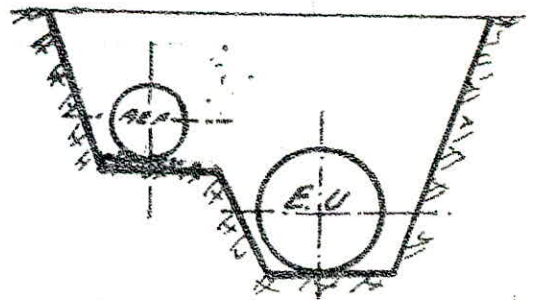


FIG: VII.3
POSE A PROXIMITÉ D'UNE CONDUITE D'E.U.

II.2) ORDRE DE LA POSE

① On commence par les joints les plus hauts pour faciliter l'écoulement naturel et évacuer les eaux d'infiltration (s'il ya lieu).

② On Procède aux essais des Joints avec une Pression égale à 1,5 la pression de service.

* la durée d'essai est de 30 minutes (environ).

* la variation de Pression doit être inférieure à 0,2 bars.

③ Un premier remblai est fait avec de la terre ne comportant pas de grosses pierres et de texture similaire au lit

(crist.)

... de sable jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.

④ Après un léger compactage et arrosage vient le remblai définitif

VII.3. TRAVERSÉE DES ROUTES., RIVIÈRES... etc...

Comme notre tracé aura à traverser des routes, canaux... et il faut prévoir des ouvrages spéciaux (galeries, gaines...) Pour notre étude, la Axe sera avec des gaines, car elles supportent les charges qui peuvent occasionner la rupture de la conduite.

Enfin, la Conduite doit être séparée des autres conduites d'une distance de 50 cm (Au minimum).

VII 4: LES BUTEÉS

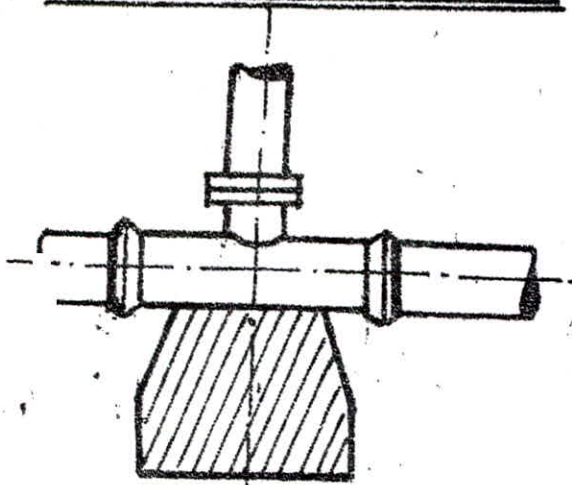


FIG: VII.4.1.
BUTEÉ SUR UN BRANCHEMENT

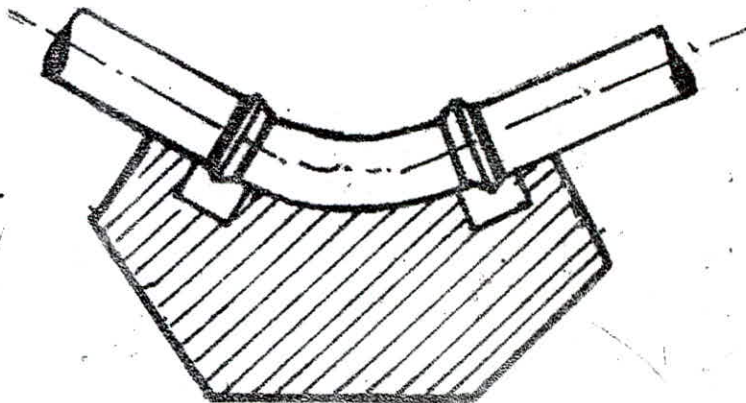


FIG: VII.4.2
BUTEÉ SUR UN COUDE HORIZONTAL

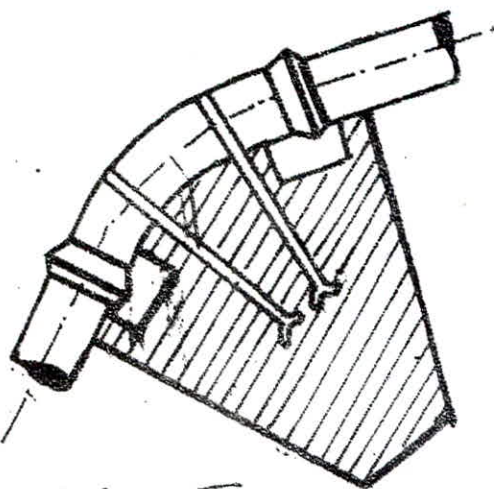


FIG: VII.4.3.
BUTEÉ SUR UN COUDE VERTICAL.

Les butées sont prévues dans les changements de direction. Dans les branchements, il y a tendance sous la poussée de l'eau à un débilement des Joints (Réseau de Distribution), ou à la rupture des soudures (adduction)

VII.5. Enfin il faut procéder à la désinfection du réseau avant la livraison d'eau.

Profil type



FIG. VII.4.4.

Chapitre VIII

Protection des Conduites
Contre le Coup de Bélier.

VIII. 1. Etude du phénomène

VIII. 2. Moyens de Protection

VIII. 2.1. Volant d'inertie

VIII. 2.2. Soupape de décharge

VIII. 2.3. Cheminée d'équilibre

VIII. 2.4. Réservoir d'air.

VIII. 3. Calcul des Coup de bélier : Méthode
graphique de Bergeron.

« Ordièr brusque du groupe électro-pompe.
- Orde de calcul.

VIII. 4. Tableau des données pour le calcul du
Réservoir d'air.

- Tableaux des Calculs (Pour les 3 Forages)

- Epures de Bergeron (" " ")

VIII. 5 Dimensionnement des Réservoirs d'air.

VIII. 6. - Coup de bélier : Adduction Gravitaire $R_1 - R_2$

Coup de bélier : Adduction gravitaire

R_2 — Point 3.

VIII Protection des Conduites Contre le Coup de Belier

VIII - 1: Etude du Phénomène

Le coup de Belier est un Phénomène Oscillatoire causé par des vibrations* du Régime d'Écoulement.

- Causes:

- (1) Arrêt brusque du groupe Electro-Pompe (Par disjonction)
- (2) Fermeture ou Ouverture instantanée d'une Vanne.
- (3) Démarrage Simultané ou Separé d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes.

Le Coup de belier peut dans de nombreux cas provoquer une rupture de la Canalisation Soit Par:

Erosion: Suite à une forte dépression

Eclatement: Suite à une forte Surpression

- Les variations de Pression peuvent aussi donner lieu à:

- Un Deboitement de la Conduite
- Une Rupture des Joints
- Une détérioration des accessoires (Robinerie), donc une Perte d'eau qui peut être Considérable.

VIII : 2: MOYENS DE PROTECTION

Toutes ces Considérations montre qu'il est impératif de Prendre des Précautions afin de diminuer les Conséquences néfastes du Coup de belier, Pour cela, il est nécessaire de Prévoir des Procédés: ANTI-BELIER, qui sont nombreux et Parmi lesquels nous citerons:

2.1: VOLANT D'INERTIE: , lié à l'arbre de la Pompe, il permet l'alimentation de la veine liquide malgré l'arrêt de la Pompe, donc il prolonge le temps d'arrêt ce qui permet une réduction de la dépression. Son application se limite à des Conduites Courtes et des hauteurs de refoulement moins élevés. Car pour des longueurs et hauteurs élevés, le Poids du volant augmente, ce qui n'est pas Economique.

2.2.: SOUPAPE DE DÉCHARGE: C'est un organe qui s'ouvre dès que la pression dépasse une valeur déterminée (onde de Pression Positive).

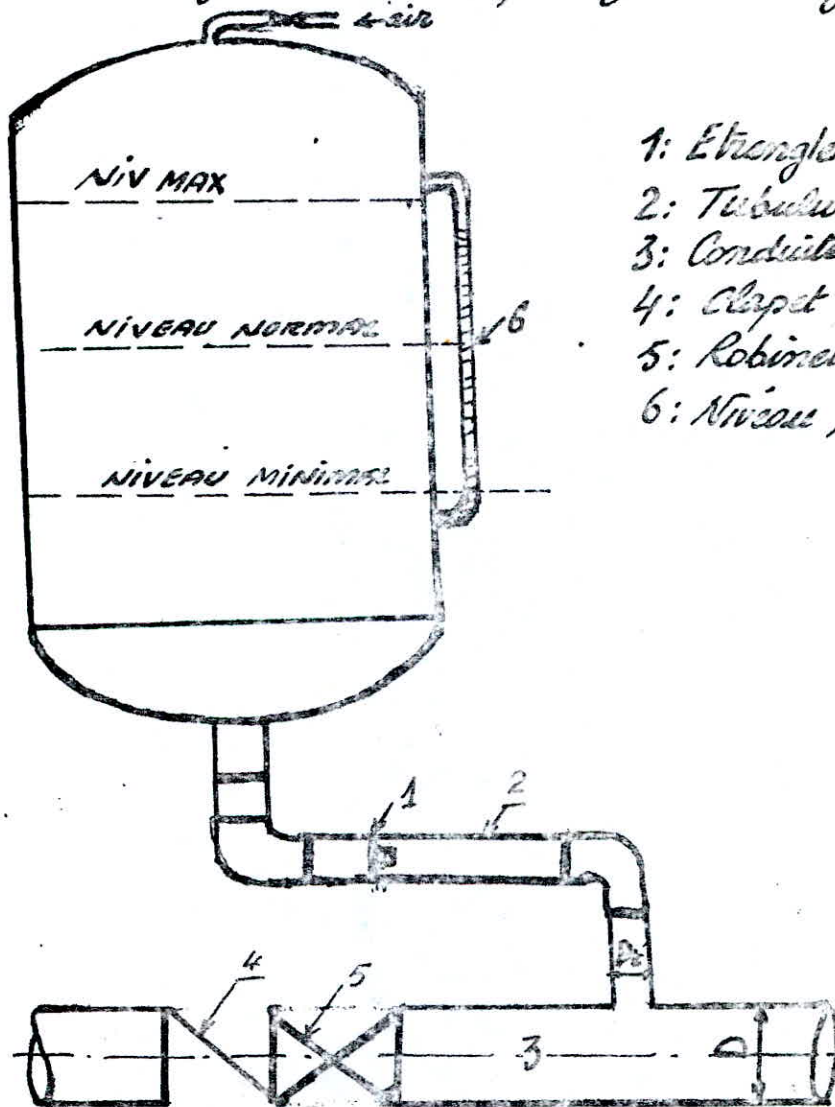
* Réaction * Variation

même si la Soupape est Economique, Elle nécessite un Entretien soigné et une Surveillance, de plus elle implique de Considerables Pertes de Volume d'eau.

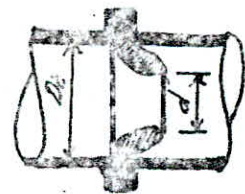
2.3: CHEMINÉES D'EQUILIBRE: C'est un Reservoir ouvert à l'air libre dont la cote maximale est supérieure à la Surpression maximale. Cette cheminée va injecter de l'eau dans la Conduite en cas de depression, et recevra l'eau en cas de Surpression. On ne peut l'établir Economiquement que pour des hauteurs géométriques très faibles.

2.4: Reservoir d'air. il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les depressions.

Pour Notre étude, nous avons choisi le dernier Procédé, avec une tuyère comme dispositif d'Etranglement.



- 1: Etranglement par tuyère (voir Fig:)
- 2: Tubulure
- 3: Conduite de refoulement
- 4: Clapet
- 5: Robinet. Vanne
- 6: Niveau d'eau visible



D_2 = Diamètre de la tubulure (interieur)
 d = diamètre de la tuyère.

FIG: VII. 2.4.2.

Montage d'une tuyère

FIG: VIII. 2.4.1

Schéma d'un Reservoir d'air.

Les ondes de dépression et de Surpression sont Caractérisées par une onde de Propagation donnée par:

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E.e}}}$$

a: Celerité de l'onde m/s

D: Diamètre intérieur de la Conduite (m)

E: module d'Elasticité de la Conduite, pour l'air $E = 2.10^{11}$ Pa.

K: Coef. de Compressibilité de l'eau:

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa à } 20^\circ\text{C}$$

ρ : masse Volumique de l'eau: 1000 kg/m^3

e: épaisseur de la Conduite (m).

K/ρ : Celerité de l'onde de Pression des tuyaux très rigides.

$1 + \frac{KD}{E.e}$: Contribution de l'élasticité de la Conduite.

VIII.3:

Calcul du Coup de Belier: Methode Graphique de BERGERON.

ARRET brusque du Groupe Electropompe.

- 1) Ayant les données de départ: telles que: longueur de la Conduite, Débit véhiculé Q, Diamètre de la Conduite de refoulement (voir tableaux; 13, 14, 15) ... etc.. et après avoir fixé une épaisseur à la Conduite, le coefficient de Compressibilité K, le module d'Elasticité E, ... on calcule la celerité "a" par

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E.e}}}$$

2. Unité de temps: $t = \frac{l}{a}$ (s) l = longueur de la Conduite (m)

3. Valeurs maximales du Coup de belier (Pression ou dépression):

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

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent.

g: accélération de la pesanteur $9,8 \text{ m/s}^2$.

4. Les abscisses seront graduées selon les vitesses

- les régimes seront considérés à rythme entier ou $\Delta t = \frac{2l}{a}$ en prenant $\frac{l}{a}$ comme unité de temps.

• Au temps "zéro", survient la disjonction et commence le régime transitoire

• Au temps "un", au réservoir le régime est encore à l'état initial et le point 1R est obtenu par l'intersection de la vitesse V_0 et de l'horizontal passant par $Z_0 = H_0 + 10$.

De ce point on trace la droite de pente $+ \frac{a}{gA}$, A étant la section de la conduite, l'intersection de celle-ci avec l'horizontale (qui) représente la pression dans la conduite, et donne le point 2^o qui sera trouvé comme suit :

Le calcul se fait par approximations successives en choisissant une vitesse V_i arbitrairement telle que : $V_i < V_{i-1}$

5) On fixe un volume V_0 arbitraire, dans le réservoir d'air

6). On dimensionne la tuyère ; le diamètre intérieur "d" sera choisi de telle façon que le rapport V_f/V_0 soit compris entre 15 et 20

On choisit le diamètre de la tubulure D_t , Pour notre cas

$$d = 0,05 \text{ m.}$$

$$D_t = 0,1 \text{ m}$$

Signalons qu'à la montée de l'eau, la tuyère aura un coefficient de débit égal à 0,92.

$$\text{On aura : } K = \frac{V_1}{V_f} = \left(\frac{D_t}{0,92 d} \right)^2 \text{ entre 15 et 20.}$$

1) On calcule les pertes de charge au niveau de la tuyère : les pertes de charge varient suivant que l'eau monte ou qu'elle descende :

A) A LA MONTÉE : ΔH_1

Ces pertes sont calculées en fonction du rapport m_1 des sections de la veine contractée. (voir fig.) et de la tubulure.

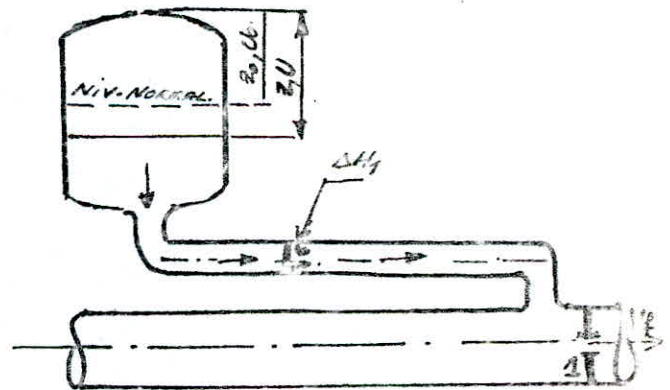
$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t} \right)^2 = \left(\frac{0,92 d}{D_t} \right)^2$$

ayant m_1 et à l'aide de l'abaque donnant le coefficient de perte de charge dans une tuyère (voir page suivante).

"C" étant tiré, on calcule les p.d.e à la montée : ΔH_1

$$\Delta H_1 = C \frac{V_f^2}{2g}$$

V_f : vitesse dans la tubulure . m/s



1. Diaphragme Fictif.

FIG: VII.3.1

Perte de charge lors de la montée de l'eau dans la conduite.

B) A LA DESCENTE : ΔH_2

À la descente de l'eau, la tuyère de diamètre "d" incorporée dans la tubulure de diamètre D_t , agit comme un ajutage en bord. avec un coefficient de contraction 0,5, le rapport

(Suite)

des vitesses:

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

$$V_2 = k' \cdot k \text{ (avec } k = \frac{V_1}{V_f} \text{)}$$

V_2 = vitesse de l'eau dans la tuyère lors de la descente.

On aura donc:

$$m_2 = \frac{d^2}{2D^2}$$

Ayant m_2 et moyennant l'abaque donnant C , on tire C_2 .

et Enfin les p.d.c seront

$$\Delta H_2 = C_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

(voir fig.)

8) Variation du volume d'air dans le Reservoir.

$$\Delta V = \pm S \cdot V_m \cdot \theta \text{ avec } \theta = \frac{2\ell}{a}$$

Coefficient de p.d.c d'une tuyère

V_m = vitesse moyenne égale à la moyenne arithmétique des vitesses ou débit et à la fin de chaque intervalle.

$$V_{mi} = \frac{V_{ei-1} + V_{ei}}{2}, \text{ en Premier temps } V_m = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$$

V_0 = vitesse de l'écoulement avant la disjonction
 V_f : vitesse à la fin de l'intervalle.

de Volume d'air dans le reservoir:

$$V_i = V_{i-1} \pm \Delta V$$

9) On calcule la Pression dans le reservoir d'air par :

$$Z_i = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U_i^{1,4}}$$

$$Z_0 = H_0 - h_0 + \Delta H + 10, \text{ pour notre cas nous avons pris: } h_0 = 0$$

H_0 : Hauteur Géométrique de refoulement au dela de la prise de l'anti-bilier.

+ ΔH , lorsque le Reservoir d'air se vide
 - ΔH : lorsque le reservoir se remplit

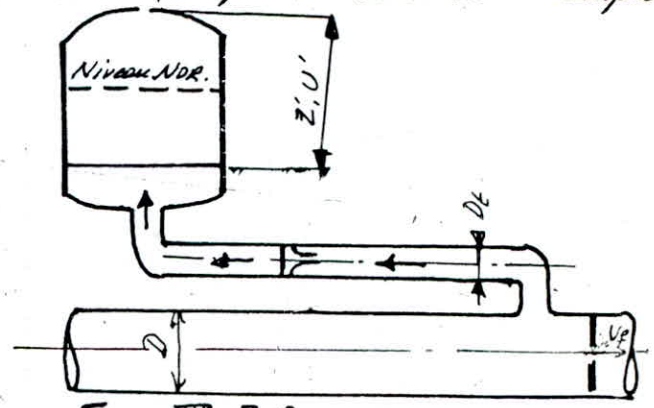
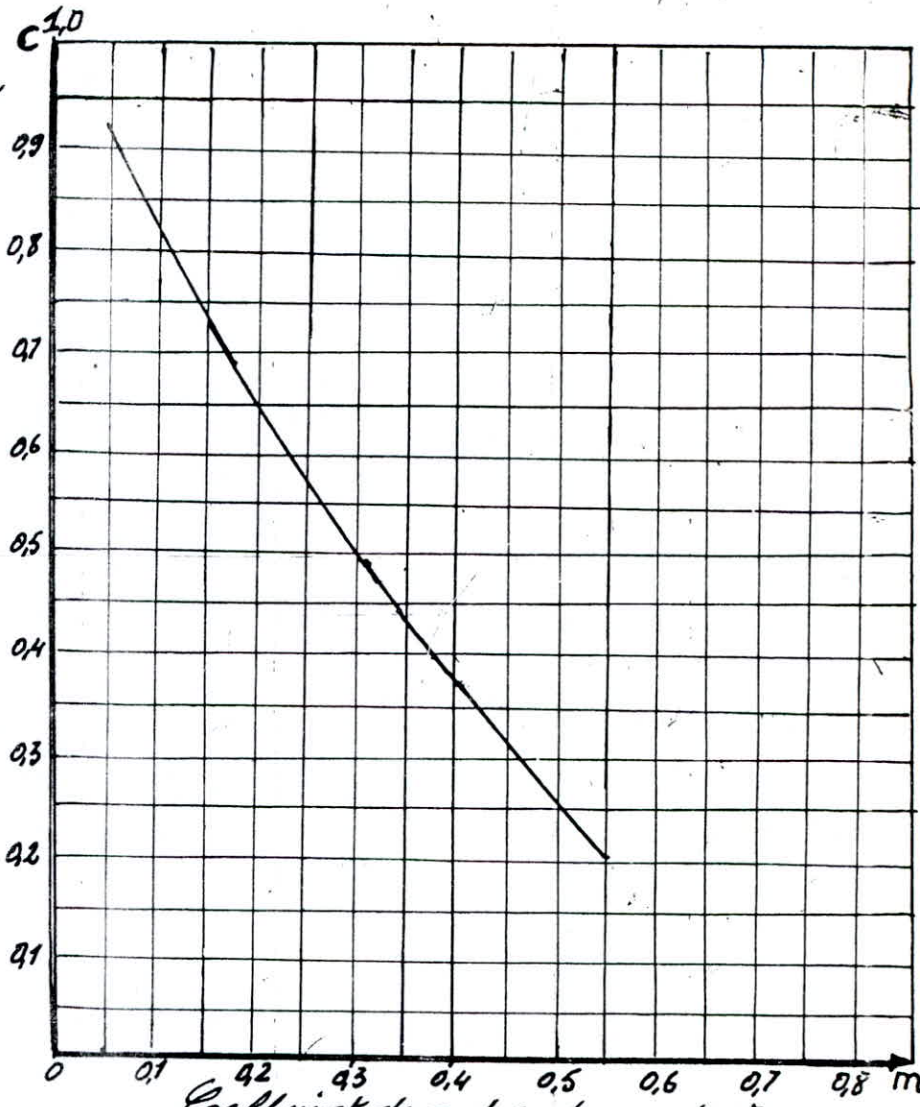


Fig: VIII. 3.2.
 Perte de charge lors de la descente.



10) On calcule les Pertes de Charge dans le refoulement S :

$$S = k \cdot v^2 \quad \text{avec} \quad k = \frac{f}{D} \cdot \frac{1}{2g} \cdot L_e \quad L_e = 1,15 l_g$$

$$f: \text{Par Nikuradse: } f = \left(1,14 + 0,86 \ln \frac{E}{D_s}\right)^{-2}$$

11) de Pression finale absolue dans la conduite en aval du diaphragme fictif (tenant compte des p.d.c.).

$$\begin{array}{l} | \cdot Z - \Delta H_1 - S \\ | \cdot Z + \Delta H_2 - S' \end{array} \quad \begin{array}{l} S - \text{montée} \\ S' - \text{Descente} \end{array}$$

C'est par cette pression qu'il faut mener l'horizontale qui coupe la droite $\frac{a}{g}A$ en un point tels que, 2P, 4P, 6P, ...

On cherche ensuite V_{fi} qui doit être égale à V_{fi} choisie (environ),
Sinon avec d'autres vitesses, on refait les approximations jusqu'à trouver V_{fi} correspondante.

Afin d'éviter la répétitions des Etapes énumérées ci dessus,
Pour les trois (3) forages; les calculs sont reportés dans
le tableau: puis les calculs détaillés: voir tableaux:

VIII.4 Tableau des données pour le Colul du Reservoir d'air
 (Arrêt brusque).

Tab:

Forages	F ₁	F ₂	F ₃
Debit m ³ /s	11,5 · 10 ⁻³	23 · 10 ⁻³	19 · 10 ⁻³
Diamètre de la conduite mm	150	200	200
Longueur de la cond. l. m.	2753	3254	3255
Hauteur géométrique H _g m.	130	180	210
Diamètre de la tubulure mm	80	100	100
Diamètre de la tuyère, mm	40	50	50
Vitesse d'écoulement, m/s	0,55	0,732	0,605
Volume d'air choisis m ³	2,0	2,0	2,0
Rugosité ab. E. mm	8,8 · 10 ⁻⁴	8,8 · 10 ⁻⁴	8,8 · 10 ⁻⁴
Matériau de la conduite	Acier	Acier	Acier
épaisseur de la cond. m	0,005	0,005	0,005
Coeff. de comp. de l'eau · K · β.	2,15 · 10 ⁹	2,15 · 10 ⁹	2,15 · 10 ⁹
Module d'élasticité E. Pa.	2 · 10 ¹¹	2 · 10 ¹¹	2 · 10 ¹¹
Masse volumique de l'eau. kg/m ³	1000	1000	1000
Célérité $\sqrt{\frac{E \cdot \beta}{\rho}}$ $a = \frac{\sqrt{E \cdot \beta}}{(1 + \frac{K \cdot \beta}{E})^{0,5}}$	1275,00	1226,17	1226,17
$k = \frac{v_1}{v_2}$	17	19	19
$m_1 = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^2 = \left(\frac{0,08 \cdot d}{D}\right)^2$	0,2116	0,2116	0,2116
$m_1 \xrightarrow{ab} C_1$	0,63	0,63	0,63
$\Delta H_1 = C_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g}$	0,03214 v ₁ ²	0,03214 v ₁ ²	0,03214 v ₁ ²
$K_2 = \frac{v_2}{v_1}$	28	32	32
$m_2 = \left(\frac{d}{250}\right)^2$	0,125	0,125	0,125
$m_2 \xrightarrow{ab} C_2$	0,79	0,79	0,79
$\Delta H_2 = C_2 \cdot \frac{v_2^2}{2g}$	0,0403 v ₂ ²	0,0403 v ₂ ²	0,0403 v ₂ ²
$\delta = K \cdot \frac{v_1^2}{g}$ (constante)	34,84 v ₁ ²	32,63 v ₁ ²	32,67
$\Sigma_0 = H_0 + 10 + \delta_0$	154,72	207,5	232,00

Intervalle de temps $\Delta t = 2L / a$	Variation du volume d'air $\Delta U = 0,076302 V_m$	Volume d'air dans la cloche $U_n = U_{n-1} \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z_n = \frac{408,25}{U_n \cdot 44}$	Vitesse de l'eau dans la tuyère montée $v_1 = 17 \text{ V/s}$ descente $v_2 = 2,8 \text{ V/s}$	Perte de charge dans la tuyère montée $\Delta h_1 = 0,83 \frac{v_1^2}{2g}$ descente $\Delta h_2 = 0,78 \frac{v_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec p.d.c $Z - \Delta h_1$ montée $Z + \Delta h_2$ descente	Perte de charge dans le réglage δ	Pression dans la conduite sans p.d.c $Z - \Delta h_1 - \delta$ montée $Z + \Delta h_2 + \delta$ descente	Vitesse lue sur le graphique V_{jn}	Designation du point P_{jn}	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_{j1} + V_{j2}}{2}$	Vitesse finale choisie V_{jn}
0	0	2 m ³	152,72	-	-	-	14,72	-	-	1R	-	0,65
10	+0,0476887	2,0476887	149,67	10,2	3,34	146,33	12,5	134	0,6	2P	0,625	0,6
20	+0,0423476	2,0900363	145,54	8,67	2,41	143,13	8,5	134,5	0,51	4P	0,555	0,51
30	+0,0358711	2,1257075	142,04	7,225	1,67	140,37	6	134,34	0,425	6P	0,4675	0,425
40	+0,028804	2,1545115	139,39	5,61	1,01	138,38	4	134,34	0,33	8P	0,3775	0,33
50	+0,0219368	2,1764483	137,43	4,165	0,56	136,87	2	134,87	0,245	10P	0,2875	0,245
60	+0,0152609	2,1917087	136,09	2,635	0,223	135,867	0,837	135,03	0,155	12P	0,2	0,155
70	+0,00896548	2,200674	135,315	1,36	0,059	135,256	0,223	135,03	0,08	14P	0,1175	0,08
80	+0,0033193	2,2039933	135,03	0,12	0,0046	135,03	0,0017	135	0,007	16P	0,0435	0,007

Tab. VIII. 4

Calcul des coup de bélier: Arrêt Soudain du Groupe 1. F₁ - RP.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
90	- 0,002022	2,2019713	135,2	1,68	0,112	135,312	0,125	135,44	- 0,06	18 P	- 0,0265	- 0,06
100	- 0,0066764	2,1952949	135,78	3,22	0,41262	136,1926	0,46	136,65	- 0,115	20 P	- 0,0875	- 0,115
110	- 0,0103007	2,1849941	136,68	4,34	0,749	137,429	0,837	138,25	- 0,155	22 P	- 0,135	- 0,155
120	- 0,012589	2,1724043	137,78	4,9	0,95	138,73	1,06	140	- 0,175	24 P	- 0,165	- 0,175
130	- 0,0129713	2,159433	138,94	4,62	0,85	139,79	0,94	141	- 0,165	26 P	- 0,17	- 0,165
140	- 0,011636	2,1477969	140	3,92	0,61	140,61	0,68	141,30	- 0,14	28 P	- 0,1525	- 0,14
150	- 0,0099192	2,1378776	140,9	3,36	0,45	141,35	0,5	141,85	- 0,12	30 P	- 0,13	- 0,12
160	- 0,0078209	2,130056	141,63	2,38	0,225	141,855	0,255	142,11	- 0,085	32 P	- 0,1025	- 0,085
170	- 0,0049596	2,125097	142,1	1,26	0,063	142,163	0,07	142,23	- 0,045	34 P	- 0,065	- 0,045
180	- 0,0019075	2,1231895	142,27	0,14	0,00078	142,27	≈ 0	142,27	- 0,005	36 P	- 0,025	- 0,005
190	+ 0,000953	2,1241433	142,18	0,51	0,0083	142,18	0,03	142,14	+ 0,03	38 P	+ 0,0125	+ 0,03

(Suite) 9 RP.

(arrêté bureau)
Tab. VIII. 4.2.

-73-

Source de la droite $a/g.s$

$1g.s = 7358,5 \text{ m}^3/\Delta = H/Q$

$Q = 1 \text{ m}^3/\Delta$

$5 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ cm}$
 $7358,5 \rightarrow x \Rightarrow x = \frac{7358,5}{5} = 1471,7 \text{ cm}$

$1,76625 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\Delta \rightarrow 2 \text{ cm}$
 $1 \text{ m}^3/\Delta \rightarrow y \Rightarrow y = 1132,34 \text{ cm}$

$\text{tg } \alpha = \frac{x}{y} = \frac{1471,7}{1132,34} = 1,299 \Rightarrow \alpha \approx 52^\circ$

Arrêt brusque du groupe éleveur

Épure de Bergeron. F1-R.

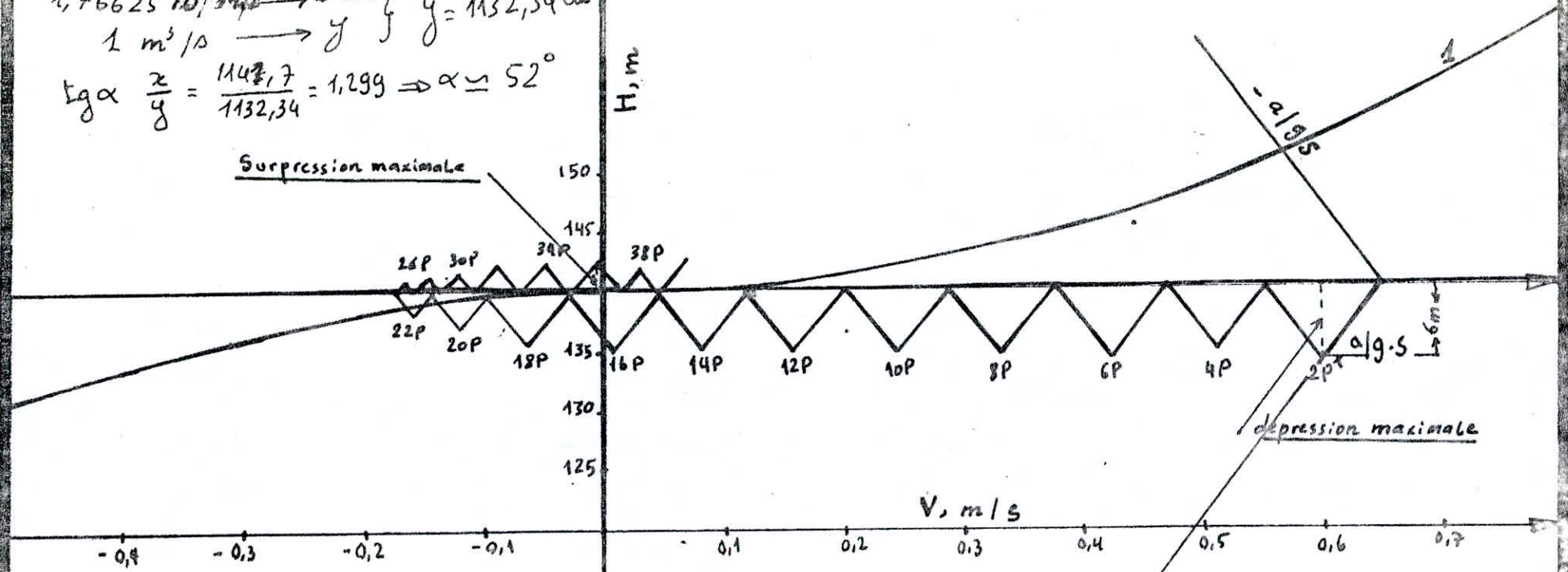


FIG. VIII. 4.2.

Intervalle de temps $\Delta t = 2L / a$	variation du volume d'air $\Delta U = \pm Q \cdot 192.168 \text{ l/m}$	volume d'air dans la cloche $U_n = U_{n-1} \pm \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z_n = \frac{547,6}{U_n \cdot 1,4}$	vitesse de l'eau dans la tuyère montée v_1 19 v f descente v_2 32 v f	Perte de charge dans la tuyère montée $\Delta h_1 = 0,67 \frac{v_1^2}{2g}$ descente $\Delta h_2 = 0,78 \frac{v_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec p.d.c $Z - \Delta h_1$ montée $Z + \Delta h_2$ descente	Perte de charge dans le repoulement δ	Pression dans la conduite sans p.d.c $Z - \Delta h_1 - \delta$ montée $Z + \Delta h_2 + \delta$ descente	vitesse lue sur le graphique v_{fn}	Désignation du point P en	vitesse moyenne $v_m = \frac{v_{fn} + v_{fn-1}}{2}$	vitesse finale choisie v_{fn}
0	0	2 m ³	207,5	-	-	-	17,5	-	-	1R	-	0,732
10	+0,1263504	2,1263504	190,44	11,115	3,97	186,47	11,5	175	0,585	2P	0,6575	0,585
20	+0,086956	2,2133064	180	6,08	1,19	178,81	3,3	175,5	0,32	4P	0,4254	0,32
30	+0,0374727	2,2507792	175,85	1,33	0,056	175,794	0,02	175,7	0,07	6P	0,195	0,07
40	-0,00816714	2,2426121	176,769	4,96	0,991	177,76	1	178,7	-0,155	8P	-0,0425	-0,155
50	-0,0408357	2,2017764	181,37	8,64	3,00	184,37	2,5	187	-0,27	10P	-0,2125	-0,27
60	-0,0518853	2,149891	187,53	8,64	3,00	190,53	2,5	193,03	-0,27	12P	-0,27	-0,27
70	-0,441988	2,1056924	193,068	6,08	1,49	194,56	1	195,56	-0,19	14P	-0,23	-0,19
80	-0,0259426	2,079749	196,45	2,56	0,26	196,71	0,2	196,8	-0,08	16P	-0,135	-0,08
90	-0,0043237	2,0754259	197,02	1,12	0,05	196,97	0,04	196,98	+0,035	18P	0,0225	+0,035
100	+0,0153734	2,0907993	194,99	2,375	0,181	194,809	0,5	194,3	+0,125	20P	+0,08	+0,125

- Calcul du coup de belier: On est toujours: F₂ RP.

à 3 v. 11,3

avec la vitesse $v = 1,95$

$a/g \cdot s = 3980,63$

$Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

$5 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ cm}$
 $3980,63 \rightarrow x$ } $x = \frac{3980,63}{5} = 796,12$

$0,1 \times 0,0314 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 2 \text{ cm}$
 $1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow y$ } $y = 636,94$

$\text{tg } \alpha = \frac{x}{y} = \frac{796,12}{636,94} = 1,245$
 $\alpha = 51^\circ$

Arrêt brusque du groupe elevatoire

Epure de bergeron Pour La Conduite d'epoulement

F2 - R.

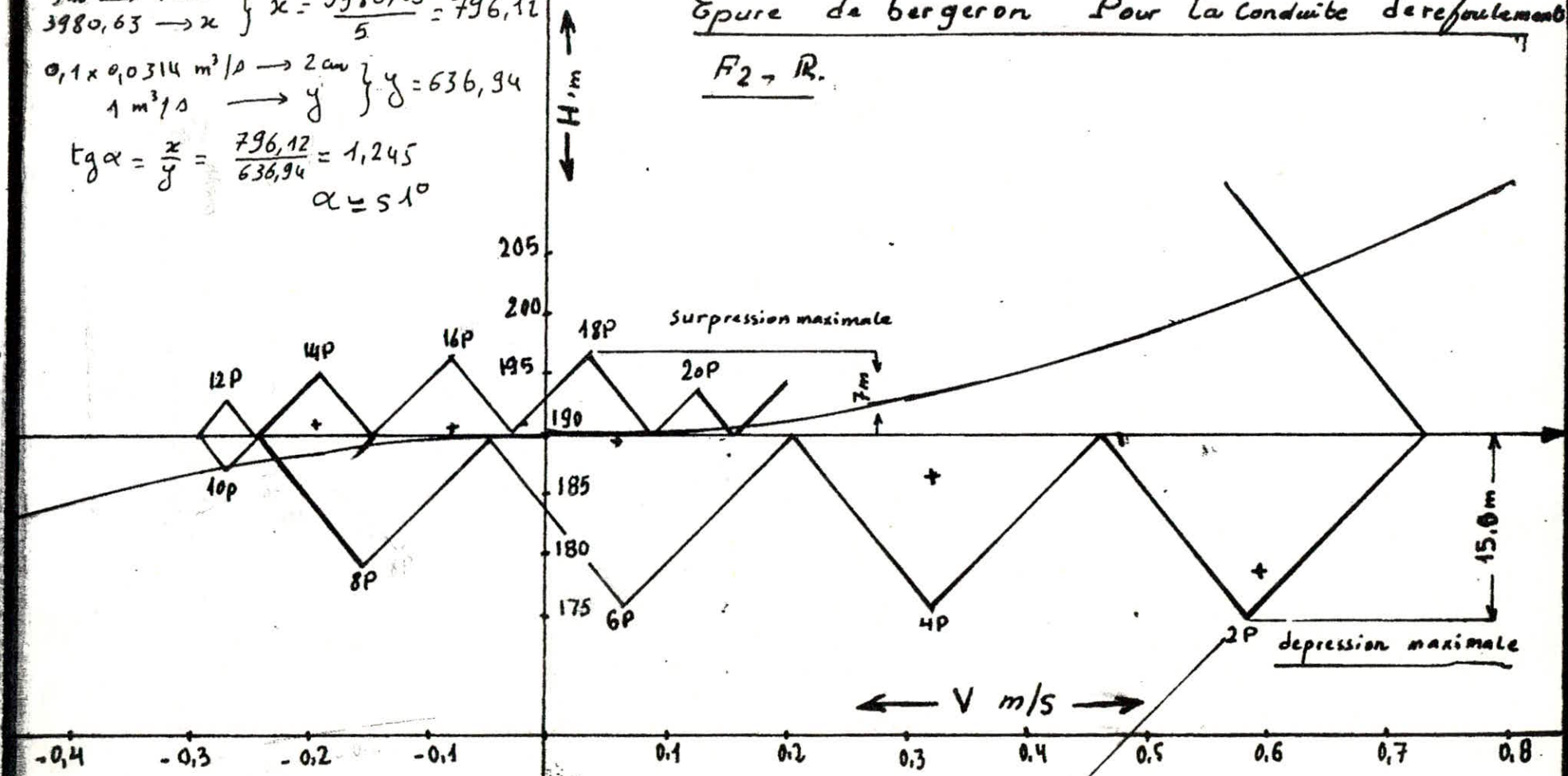


FIG. VIII.4.3

Intervale de temps $\Delta t = 2L/a$	Variation du volume d'air $\Delta U = 0,192168$ $\times V_m$	Volumed'air dans la cloche $U_n = U_{n-1} \pm \Delta U$	Pression dans le reservoir d'air $Z_n = \frac{612}{U_n \cdot 14}$	Vitesse de l'eau dans la tuyere montée $v_1 = 19 v_f$ descente $v_2 = 32 v_f$	Perle de charge dans la tuyere montée $oh_1 = 0,63 \frac{v_1^2}{2g}$ descente $oh_2 = 0,79 \frac{v_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec P d.c $Z - \Delta h_1$ montée $Z + \Delta h_2$ descente	Perle de charge dans la refoulement δ	Pression dans la conduite sans P d.c $Z - \Delta h_1 - \delta$ montée $Z + \Delta h_2 + \delta$ descente	Vitesse lue sur Le graphique v_f^n	Designation du point P2n	vitesse moyenne $V_m = \frac{v_f^n + v_f^{n-1}}{2}$	vitesse générale choisi v_f^n
0	0	2 m ³										0,605
10	+0,1047315	2,1047315	215,9	9,215	2,73	213,17	7,66	205,5	0,485	2P	0,545	+0,485
20	+0,0696609	2,1743924	206,29	4,56	0,668	205,622	1,87	203,75	0,24	4P	0,3625	0,24
30	+0,0211384	2,1955309	203,5	0,6	0,013	203,517	0,013	203,52	-0,02	6P	0,11	-0,02
40	-0,024021	2,1715099	209,67	7,36	2,18	208,85	1,72	210,57	-0,23	8P	-0,125	-0,23
50	-0,0509245	2,1205854	213,65	9,6	3,71	217,36	2,93	220,29	-0,3	10P	-0,265	-0,3
60	-0,052846	2,0677392	221,33	8	2,58	223,91	2,03	225,94	-0,25	12P	-0,275	-0,25
70	-0,0360315	2,0317077	226,85	4	0,645	227,495	0,508	228,003	-0,125	14P	-0,1875	-0,125
80	-0,0108574	2,0208502	228,56	0,228	0,0016	228,56	0,0046	228,55	+0,012	16P	-0,0565	+0,012
90	+0,0146047	2,035455	226,26	2,66	0,23	226,03	0,64	225,39	+0,14	18P	+0,076	+0,14

avec l'usage de

F. P. D.

156 TITUL 1. 11

Arrière brusque et groupement d'onde

Épure de Bergeron F₃-R

$$17.5 = 3980,63$$

$$Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ cm} \\ 3980,63 \rightarrow x \end{array} \right\} x = \frac{3980,63}{5} = 796,12$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,1 \times 0,0314 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 2 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow y \end{array} \right\} y = 636,942$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{y} = \frac{796,12}{636,94} = 1,245 \Rightarrow \alpha = 51^\circ$$

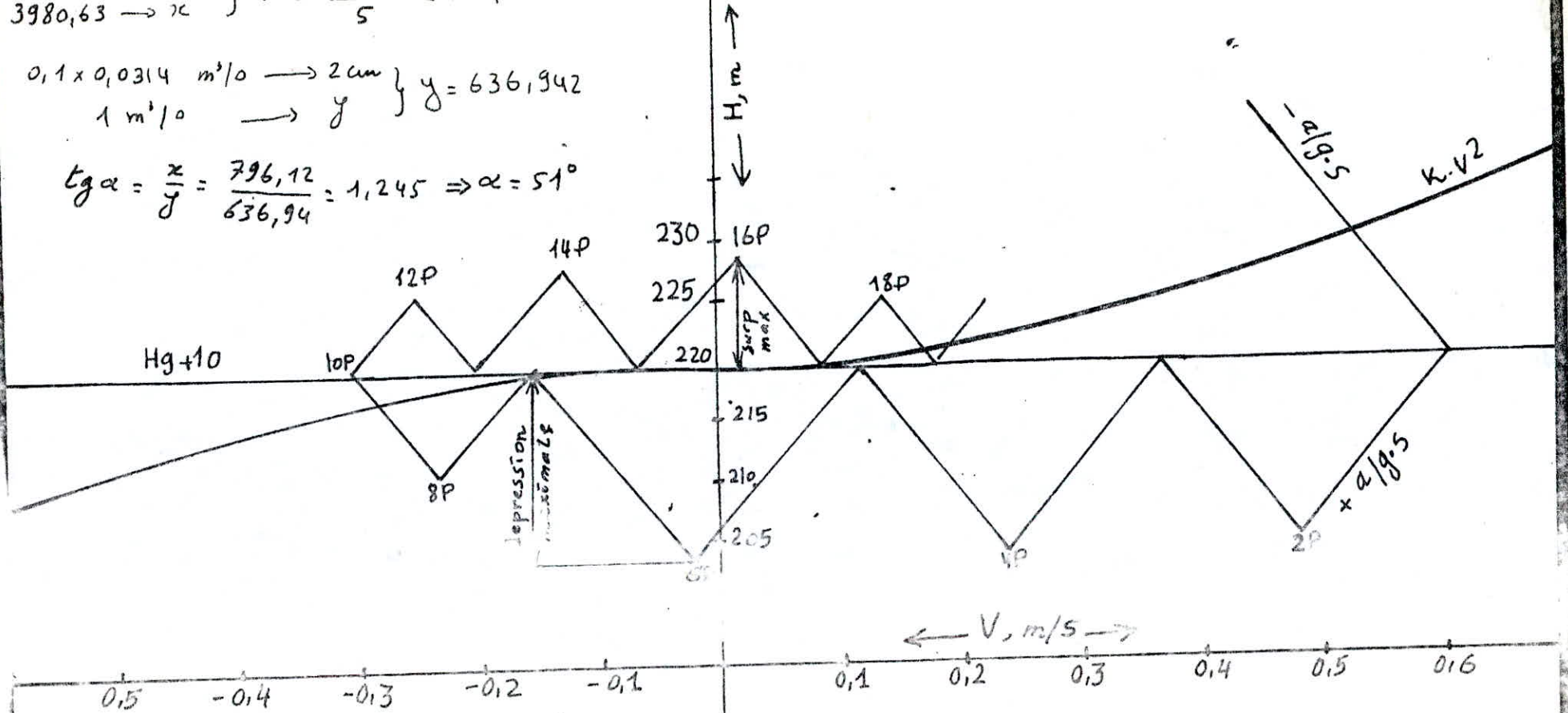


FIG. VIII.4.4

III.5 Dimensionnement Des Reservoirs d'air;

Forage F₁ - Rp.

D'après le tableau de Calcul et l'épure Correspondante (tab: Fig)

On a obtenu que:

Pendant la phase de depression, le Volume d'air passe de 2,0 m³ à 2,204 m³ à la fin de la depression. Pendant la Phase de Surpression le volume atteint 2,123 m³, On prend donc un Volume de 2,5 m³

Forme du Reservoir: Cuve cylindrique à 2 fonds bombés avec un diamètre intérieur: D_{int} = 1,5 m, D_{ext} = 1,55 m.

La hauteur des fonds est prise égale à 0,3 m. h_c = 0,3 m.

Volume des 2 calottes elliptiques:

V₁ = $\frac{4}{3} \pi r^2 h = 0,7065 \text{ m}^3$

Volume de la partie cylindrique V₂: V₂ = U - V₁ = 2,5 - 0,7065 = 1,7935 m³
V₂ = 1,7935 m³

Section de la Cuve: S = $\frac{\pi D^2}{4} = 1,76625$

Hauteur de la partie cylindrique: h = $\frac{V_2}{S} = 1,015 \text{ m}$.

Hauteur totale de la Cuve: H = h + 2 · h_c = 1,015 + 2 · (0,3) = 1,075 m.

Hauteur occupée par l'air en regime Normal:

- Volume d'air 2 m³
- Volume elliptique du Sommet 0,35325 m³
- Volume de la Partie Cylindrique 1,64675 m³
- Hauteur Correspondante: h_a = $\frac{1,64675}{1,76625}$ h_a = 0,93 m

Donc le niveau normal dans le reservoir est à: h_a + h_c du Sommet.

h₁ = h_a + h_c = 0,93 + 0,3 = 1,23 m.

dans de la depression, le volume augmente de:

2,204 - 2 = 0,204 m³

hauteur Correspondante: h_{dep} = $\frac{V}{A} = \frac{2,204}{\pi D^2/4} = 0,115 \text{ m}$.

Hauteur maximale à partir du Sommet:

H_{max} = h₁ + h_{dep} = 1,23 + 0,115 = 1,345 m. h₁ = h_a + h_c = 1,23

H_{max} = 1,345 m.

Pour simplifier les calculs, les résultats des dimensions et des volumes d'air pour les forages F_2 et F_3 seront donnés directement ; Pour vérification, voir les étapes de calcul de F_1 .

	F_2	F_3
Volume max en depression : m^3	2,2508	2,196
Volume en Surp m^3	2,0754	2,0209
Volume pris U m^3	2,50	2,50
Forme du Reservoir	même Forme que F_1	
Dint m	1,50	1,50
Dext m	1,55	1,55
hauteur des fonds h_c m	0,3	0,3
$V_1 = \frac{4}{3} \pi r^2 h_c$ m^3	0,7065	0,7065
Volume de la partie cylind. $V_2(m^3)$	1,7935	1,7935
Section de la cuve (m^2)	1,76825	1,76825
hauteur de la partie cylind. h (m)	1,015	1,015
hauteur totale (cuve) h_c m	1,0715	1,0715
Volume d'air m^3	2,0	2,0
Volume elliptique du Sommet (m^3)	0,35325	0,35325
V. partie cylindrique m^3	1,647	1,647
h_a corresp m	0,932	0,932
$h_1 = h_a + h_c$ m	1,23	1,23
ΔU (Depression) m^3	0,25078	0,1955
h_{dep} m	0,1420	0,1132
$H_{max} = h_1 + h_{dep}$	1,37	1,3432

Tab VIII.5.

Conclusion: Les résultats démontrent que les Reservoirs d'air choisis, les organes s'échangent convenablement. (N.B. même Reservoir d'air sur les 3 forages.)

III.6. Coup de belier Adduction Gravitaire

1) Données :

Diámetro de la conduíte: $D = 250 \text{ mm}$.

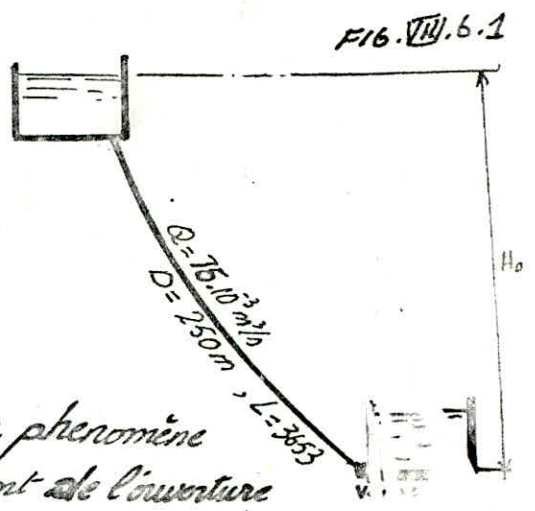
Epaisseur de la Conduíte: $e = 0.05 \text{ m}$

Nature de la Conduíte: Acier

Longueur de la Conduíte $L = 3653,0 \text{ m}$.

Debit: $75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.

Pression statique: $H_0 = 55 + 5 = 60 \text{ m}$.



des Conduíte gravitaires n'échappent pas au phénomène du Coup de belier qui se manifeste au moment de l'ouverture ou de la fermeture (rapide ou lente) de la Vanne de regulation qui se trouve à l'aval de l'adduction. Pour éviter que la Conduíte soit sollicitée par des dépressions et surpressions importantes, nous soumettons la vanne à une allure si fermeture.

Tout d'abord, on suppose un temps de fermeture, si les dépressions et surpressions sont importantes, on augmente le temps afin d'avoir une fermeture plus progressive. On refait le tracé des epures de BERGERON jusqu'à l'obtention d'une allure qui convient à notre adduction.

2) Calcul du Coup de belier.

2.1. Célérité :

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \cdot e}}} = 1182,53 \text{ m/s} \quad (\text{Pour les valeurs de } E, K, \dots \text{ voir Refoulement})$$

2.2. Unité de temps: $t = \frac{L}{a} = \frac{3653}{1182,53} \approx 3 \text{ s}$.

2.3 Valeur max du Coup de belier:

$$b = \frac{a V_0}{g} \quad V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 75 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot (0,25)^2} = 1,53 \text{ m/s}$$

$$b = \frac{1182,53 \times 1,53}{9,80} = 184,43 \text{ m}$$

* Surpression: $H_0 + b = 60 + 184,43 = 244,43 \text{ m} = 24,443 \text{ bars}$

* Dépression: $H_0 - b = 60 - 184,43 = -124,43 = 12,443 \text{ bars}$

La Surpression et la dépression étant peu élevés. On impose une fermeture lente à 10 intervalles.

$$10 \times 3 = 30 \text{ s}$$

La vanne se ferme pendant le temps 30 s, les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord au temps zero ($t=0$), (Ouverture totale), puis aux temps: 1, 2, ... 10 espacés de: 3 s.

2.4: Débit passant par la vanne pour un degré d'ouverture quelconque.

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

; m = coeff de contraction supposé constant le long de la Manœuvre.
 H_0 = Pression statique (m)
 b = surpression (m)
 A_r = section réduite

$$H_0 + b = \frac{1}{2m^2 A_r^2 g} Q^2$$

$Q=0 \rightarrow b = -H_0 = -60m$.
 $Q = Q_0 = 75 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow b=0$.

Ayant les deux (2) points ci dessus, on peut tracer la courbe caractéristique de fermeture $(\%)$.

Pour tracer les autres courbes (de fermeture), on a: H_0 et Q_i :
 tel que: $Q_{i+1} Q_i = \frac{75 \cdot 10^3}{10} = 7,5 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.5 Tracé de la droite Q/gA .

$$\frac{a}{gA} = \frac{1182,53 \times 4}{9,80 \cdot \pi \cdot (0,25)^2} = 2456,93 \text{ s/m} = \frac{H}{Q}$$

En prenant $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ donc $2453,93 = H$.

$$\begin{array}{l} 10 \text{ m} \longrightarrow 10 \text{ cm} \\ 2456,93 \longrightarrow x \end{array} \quad x = 245,693 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} 0,01 \text{ m}^3 \longrightarrow 2 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3 \longrightarrow y \end{array} \quad y = 200 \text{ cm}$$

Donc: $\tan \alpha = \frac{H}{Q} = \frac{245693}{200} = 1,228$.

qui correspond à: $\alpha \approx 51^\circ$.

2.6 lecture sur le Graphique;

* Coup de belier max = 22 m.

* Surpression max = $60 + 22 = 82 \text{ m} = 8,2 \text{ bars}$

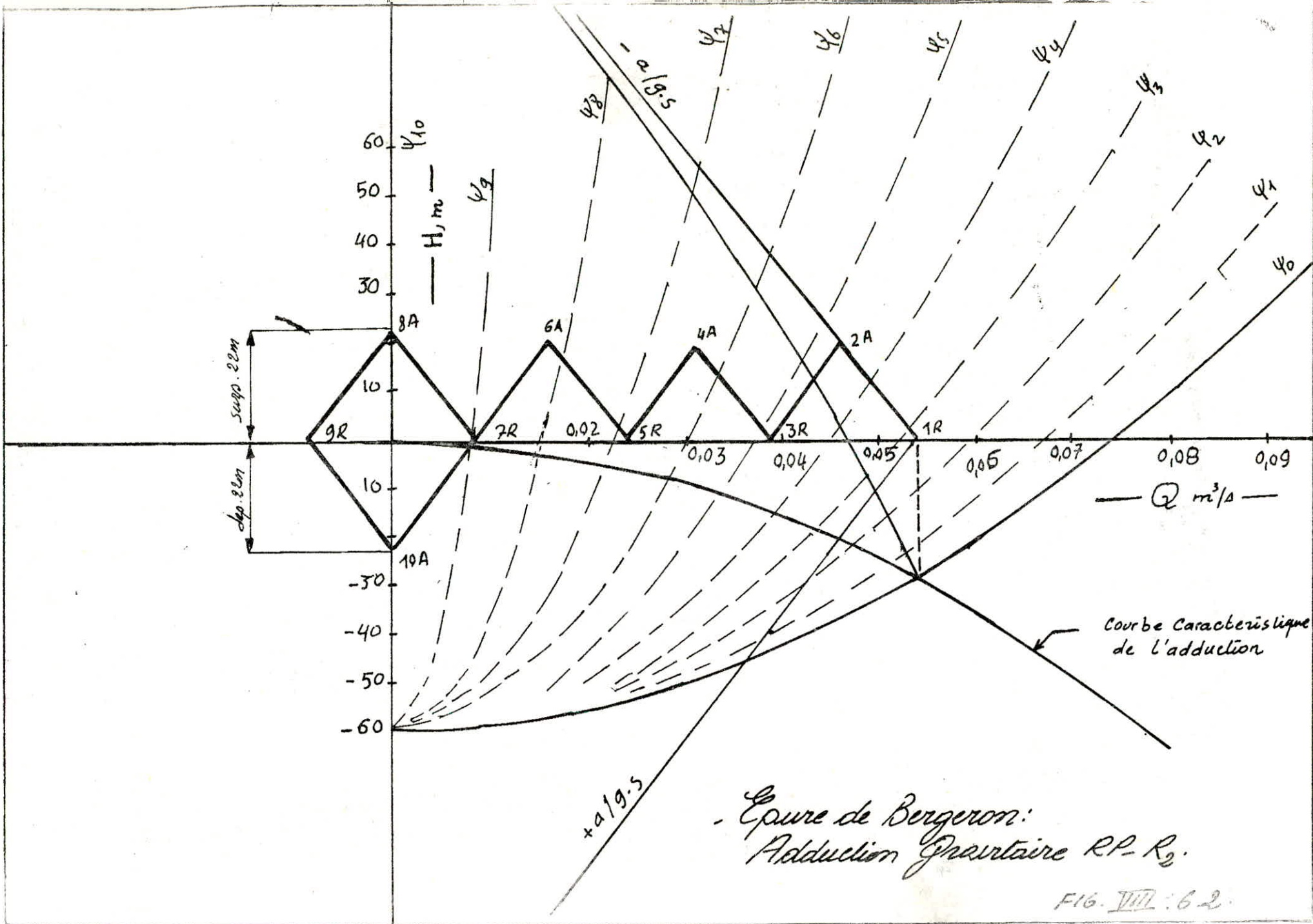
* Dépression = $60 - 22 = 38 \text{ m} = 3,8 \text{ bars}$.

2.7: Conclusion: les résultats obtenus montrent que le temps choisi pour la fermeture de la vanne est convenable.

Tableau des Caracteristiques de la Formetura de la vanne: R₂ tableau:

Q _i m ³ /s	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₃	ψ ₄	ψ ₅	ψ ₆	ψ ₇	ψ ₈	ψ ₉	ψ ₁₀
0	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	00
0,01	-58,90	-58,68	-58,33	-57,82	-57,03	55,73	53,33	-48,15	-33,33	46,66	00
0,02	-55,73	-54,73	-53,33	-51,89	-48,15	-42,90	33,34	-12,59	+46,66	-	
0,03	-50,40	-48,15	-45,00	-40,40	-33,34	-21,60	0	46,66	-		
0,04	-42,90	-38,93	-33,34	-25,17	-12,59	+8,26	46,66	-			
0,05	-33,34	-27,07	-18,33	-5,57	14,07	46,66	-				
0,06	-21,61	-12,59	00	18,36	46,66	-					
0,07	-7,73	4,52	21,66	46,66	-						
0,08	8,26	24,27	46,66	-	-						
0,09	26,40	46,66	-	-	-						
0,10	46,66	-	-	-	-						

$$b_i = \frac{Q_i^2}{2A_i^3 m^2 g} - H_0$$



Pour les détails, voir VIII. 6.

Donnés:

$$L = 420 \text{ m}$$

$$Q = 0,1125 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_0 = 1,169 \text{ m/s}$$

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

$$C_R = 1170 \text{ m}$$

$$C_3 = 1125,8 \text{ m}$$

$$H_0 + b = \frac{Q^2}{2g m^2 A_r^2}$$

$$H_0 = \frac{Q^2}{2g m^2 A_r^2} - b =$$

$$H_0 = (1170 + 5) - 1125,8 = 49,2 \text{ m}$$

$$a = \frac{\sqrt{K_p}}{\sqrt{1 + \frac{K_D}{E \cdot e}}} = 1107,62 \text{ m/s} \quad (\text{Pour les valeurs de } K, \rho, \dots \text{ etc.})$$

voir VIII. 2.4

$$\bullet \text{ Unité de temps: } t = \frac{L}{a} = (1107,62)^{-1} \times 420 = 0,38 \text{ s}$$

• Valeurs max du coup de belier:

$$\bullet \text{ Surpi: } = 49,2 + b \quad b = \frac{a V_0}{g} = 131,98$$
$$= 49,2 + 131,98 = 181,18 \text{ bars}$$

$$\bullet \text{ Dep: } = 49,2 - 131,98 = -82,78 = -8,278 \text{ bars}$$

On suppose un temps de Fermeture en 10 étapes.

$$\bullet T = 0,38 \times 10 = 3,8 \text{ s}$$

$$\bullet \Delta H = \alpha v^2 \quad \text{avec } \alpha = \frac{f}{D} \frac{125L}{19,6}$$

$$\Delta H = 1,78 v^2 = 18,5 Q^2$$

$$\bullet \frac{a}{gA} = \frac{1107,62 \times 4}{9,81 \cdot \pi \cdot D^2} = 1173,53 \frac{\text{s}}{\text{m}^2} \approx 1174 \frac{\text{s}}{\text{m}^2}$$

• Déclina sur le graphique:

$$\begin{array}{l} 5 \text{ m} \rightarrow 10 \text{ m} \\ 1174 \rightarrow x \end{array} \quad x = 234,88 \text{ cm}$$

$$0,01 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow y \quad \left. \begin{array}{l} y = 200 \text{ cm} \\ \text{tg} \alpha = \frac{234,88}{200} = 1,174 \\ \alpha = 49,57^\circ \end{array} \right\}$$

$$\bullet b_{\text{max}} = 17 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ Surpi: } 49,20 + 17 = 66,2 = 6,62 \text{ bars}$$

$$\bullet \text{ Dep: } 49,20 - 17 = 32,2 = 3,22 \text{ bars}$$

• Conclusion: le temps choisi est convenable.

Tableau des Caractéristiques de Fermeture de la vanne: Point 3. Tableau:

Q. m ³ /s	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	ψ_5	ψ_6	ψ_7	ψ_8	ψ_9	ψ_{10}
0	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	-49,20	00
0,01	-48,81	-48,72	-48,59	-48,40	-48,12	-42,90	-46,77	-44,88	-39,48	-10,32	0
0,02	-47,65	-47,28	-46,77	-46,02	-44,88	-35,20	-39,48	-31,92	-10,32	106,29	-
0,03	-45,70	-44,88	-43,73	-42,05	-39,48	-24,32	-27,33	-10,32	38,26	-	-
0,04	-42,98	-41,25	-39,48	-36,50	-31,92	-10,32	-10,32	18,98	106,29	-	-
0,05	-39,48	-37,20	-34,01	-29,36	-22,20	+6,78	11,54	58,78			
0,06	-35,21	-31,92	-27,33	-20,64	-10,32	26,99	38,26	106,29			
0,07	-30,15	-25,68	-19,43	-10,32	3,70	50,31	69,85	-			
0,08	-24,32	-18,48	-10,32	1,57	19,9	76,75	106,29				
0,09	-17,71	-10,32	00	15,06	38,26	106,29	0				
0,10	-10,33	-1,20	11,54	30,13	58,78	-	-				
0,11	-2,16	+8,87	24,29	46,79	81,46	-	-				
0,1125	0	+11,54	27,68	-	106,99	-	-				

$$b_1 = \frac{Q_1^2}{2m^2 A_1^3 g}$$

-86-

Surp: 17m

Dep: 17m

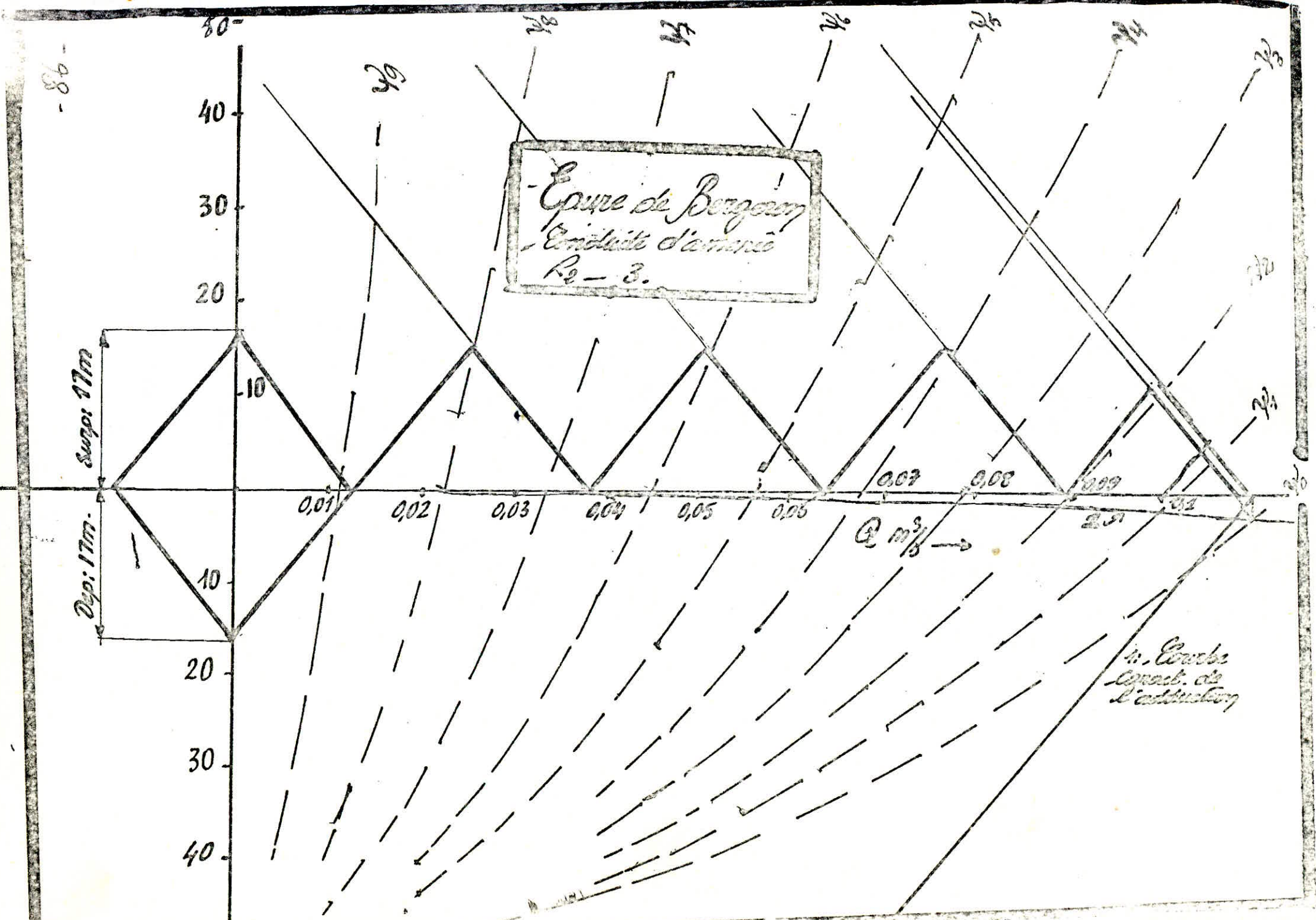
80
40
30
20
10
20
30
40

Course de Bergoin
Evidente d'amaré
R₀ - 3.

0,01 0,02 0,03 0,04 0,05 0,06 0,07 0,08 0,09 0,1

Q m³/s →

4. Courbe
Crest. de
l'adduction



Conclusion)

On s'est limité à l'étude du coup de
belier à l'arrêt brusque; Quand
au démarrage, il sera impératif
d'opérer à vanne fermée qu'on
ouvrira lentement.

Deuxième Partie:

ASSAINISSEMENT

Chapitre I.

INTRODUCTION

I.1. Introduction

I.2. Données de base

I.3. Choix du Réseau

I.4. Eaux Usées

- 1.4.1. Eaux de Ruissellement
- 1.4.2. Débits à évacuer
- 1.4.3. Eau Usée
- 1.4.4. Débits à évacuer.

Chapitre II. Dimensionnement des Collecteurs Principaux

II.1. Notes de Calcul.

Chapitre III. Equipements des Réseaux d'Assainissement et Pose des Canalisation.

III.1. Forme des tuyaux

III.2. Mode de Pose

III.3. Regards de visite

III.4. Regards de chutes

Chapitre IV: Entretien des Réseaux d'Assainissement (Protection des Canalisation).

I.1. Introduction;

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation rapide et sans Stagnation des eaux usées et des eaux pluviales dans les conditions satisfaisantes pour la Santé Publique et la Protection de l'Environnement.

Notre étude Consiste à Projeter un réseau d'assainissement pour la Z.H.U.N et Renover le réseau existant de l'ancienne ville qui a été fait pour l'évacuation des eaux usées seulement.

A l'aide d'une Carte topographique; Nous avons déduit que le bassin Versant dépasse les 200 ha; Pour notre étude nous n'avons pris en Considération que le Périmètre urbanisé (≈ 98 ha). Les eaux Provenant des Zones Non urbanisées seront évacuées à l'aide de Fossés.

I.2. Données de base:

Documents utilisés:

- Carte topographique (Ech. 1:2000 ancienne ville).
- Carte topographique (Ech. 1:1000 Z.H.U.N).

Le Nombre d'habitants, les accroissements, les dotations, consommations

... etc... Voir Première Partie: A.E.P.

- Intensité: 112,54 $\ell/s/ha$.

I.3. Choix du Réseau:

Nous avons choisi le système unitaire qui permet l'évacuation l'ensemble des eaux usées (Domestiques et Pluviales). Ce type est imposé par le relief et l'agglomération (Voir Fig: I.3.1)



FIG: I.3.1. Collecteurs Principaux.

I.4. Eaux Usées:

Dans l'agglomération considérée, les eaux à évacuer sont de 2 types: - les eaux de ruissellement
- les eaux usées d'origine domestique.

I.4.1. Eaux de ruissellement: - eaux de pluie
- eaux de lavage
- eaux de drainage.

La pollution des eaux est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qui à la fin par suite du nettoyage. Cette pollution est due aux matières que les eaux entraînent (Mazout, ... etc.).

I.4.2. Débit à évacuer:

Le débit à évacuer sera déterminé par la méthode rationnelle:

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

I: Intensité maximale enregistrée en l/s/ha.

A: Surface du bassin versant (ha).

C: Coefficient de ruissellement, exprime le rapport entre la quantité d'eau qui ruisselle et la quantité totale d'eau qui tombe.

Pour notre cas, nous avons choisi le coefficient de ruissellement moyen donné en fonction de la densité:

- Habitation très dense: 0,9.
- " " dense: 0,6 à 0,7
- moins dense: 0,4 à 0,5
- Quartiers résidentiels: 0,2 - 0,3
- Zones industrielle: 0,2 - 0,3.

I.4.3. Eaux Usées d'Origine Domestique: Elles comprennent:

- Eaux ménagères: - eau de cuisine
- eau de lessive
- eau de toilettes.

- Eaux vannes (w.c., urine .. etc.).

I.4.4. Débit à évacuer:

Selon les normes 20% de l'eau seront perdues, 80% seront rejetés par le réseau.

$$Q = Q_{sp} \cdot N \cdot C_p.$$

Q_{sp} noté q_{sp} : Débit spécifique en l/hab/s $q_{sp} = \frac{Q \cdot 0,8}{N}$

Q = Consom - moyen l/s

N = Nombre d'habitants

C_p = Coefficient de Pointe donné comme suit:

$$C_p = \max \left(\begin{matrix} C_{p1} \\ C_{p2} \end{matrix} \right) \text{ avec } \begin{cases} C_{p1} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \\ C_{p2} = 2,6 - 0,4 \log \left(\frac{N}{1000} \right) \end{cases}$$

Q_m = débit moyen en l/s

log: logarith. décimal.

III. Elements Constitutifs des Egoûts, Pose des Canalisations

III.1. Forme des tuyaux: Pour notre cas nous avons choisi des tuyaux en béton armé (ou leur résistance).
 Ces tuyaux peuvent avoir une longueur jusqu'à 5,0m et un Diamètre de 300 à 2500 mm. Ils sont circulaires ou ovoïdes, leurs Parois sont épaisses de 50 à 150 mm. (en plus ils sont armés d'un ou de plusieurs cercles cylindriques).

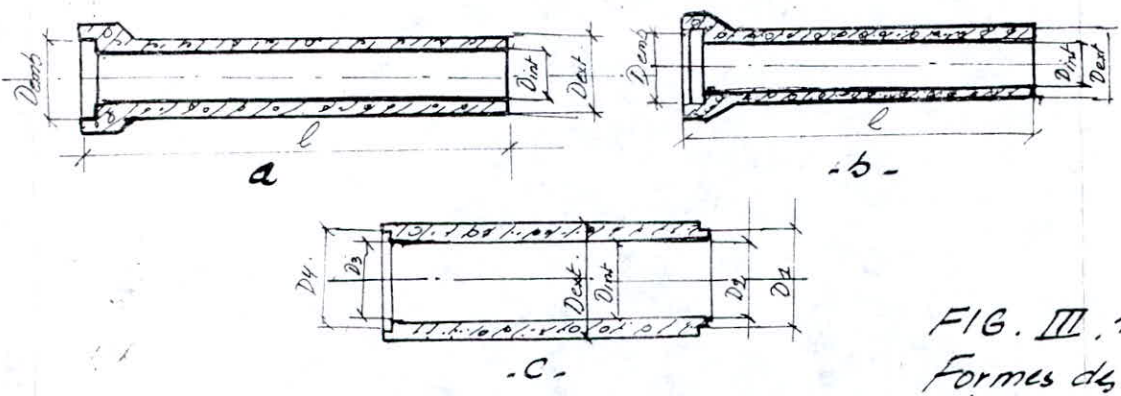


FIG. III.1.1.
 Formes des Tuyaux en béton armé.

- (a) Tuyau à emboîtement à épaulement
- (b) Tuyau à Emboîtement Conique.
- (c) Tuyau à Emboîtement à mi-épaisseur.

III.2. MODE DE POSE.

Le Mode de Pose des conduites a une influence considérable sur leur Capacité Portante, l'affaiblissement du sol et par conséquent sur l'étanchéité des raccords.

L'emboîtement (s'il existe) doit être dirigé vers l'amont.
 Il arrive parfois que les conduites gravitaires sont protégées d'un remblai de 4 à 6m, alors ces conduites peuvent être simplement posées sur le sol aplani et recouvert de la terre, cette solution ne peut s'appliquer que pour des diamètres inférieurs ou égaux à 500mm. Pour un diamètre $D \geq 500$ mm, il convient de ménager une rigole dans le sol afin que le tuyau soit entouré de sol sur un angle de 90° (voir Fig III.2.1).

Le remblai à la hauteur de l'axe de la conduite doit être fait avec du sable tamé par couches successives. Si le sol est meuble on posera le tuyau sur un lit de béton (voir Fig III.2.2).

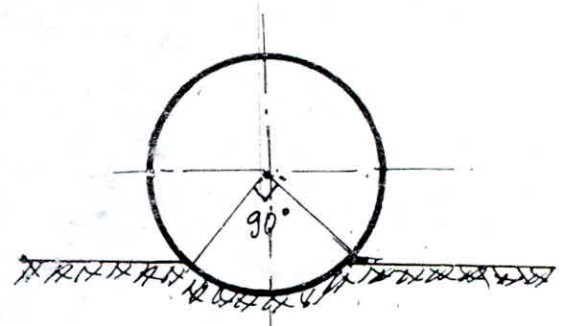


FIG. III.2.2.

Si un affaissement irrégulier du sol est à craindre, le lit sera fait en béton armé.

Sur les roches à gros morceaux, les argilles dures... On fait un lit de sable avant de poser les tuyaux.

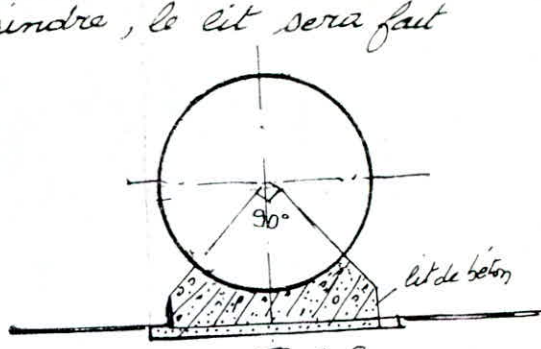


FIG: III.2.2.

III.3. LES JOINTS.

Les Joints de tuyaux à emboîtement à épaulement sont garnis de mélange amiante-ciment et d'une corde goudronnée. FIG: III.3.2 et 3.

Les Joints des tuyaux à Emboîtement Conique FIG III.3.1. sont réalisés avec des garnitures en Caoutchouc.

Les Joints de tuyaux à Emboîtement à mi-épaisseur (FIG: III.3.4) sont matés d'un mélange amiante-ciment ou d'un mortier de ciment projeté.

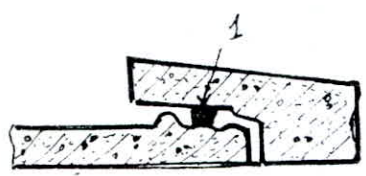
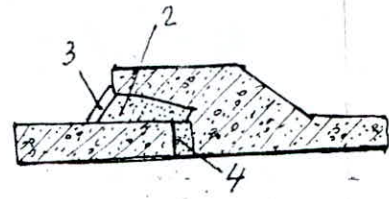


FIG: III.2.1.



III.3.2.

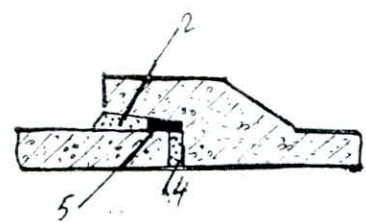


FIG: III.3.3.

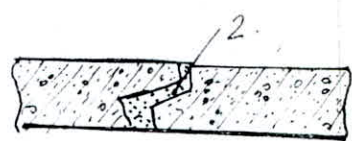


FIG: III.3.4.

FIG: III.3. 1,2,3 et 4: Joints des tuyaux en béton armé.

- 1- Garniture d'étanchéité en Caoutchouc.
- 2- Mélange amiante-ciment
- 3- Enduit bitumineux
- 4- Mortier de Ciment
- 5- Corde Goudronnée matée

III 4. LES REGARDS DE VISITE

des regards de visite des réseaux d'assainissement (même de distribution) ont le plus souvent une forme circulaire en plan. Les diamètres intérieurs de ces regards sont de:

1000 - 1500 - 2000 mm.

Nous donnons 2 Exemples de regards de visite.

- Regard de forme circulaire FIG III.4.1
- Regard de forme rectangulaire. FIG. III.4.2.

Si le regard est situé sur la voie publique (ou dans une Entreprise industrielle) avec circulation de véhicules lourds, la dalle qui recouvre les puits (regards) peut être remplacée par une dalle routière de 150 x 2500 mm² et d'épaisseur de 20 cm (environ) percée en son centre d'un trou de puits de 60 cm (environ). Cette dalle routière repose sur un sol de sable compacté.

Ces regards sont disposés =

- Aux Points de Jonction
- Aux changements de Direction (de Pentes, de Canaux)
- Aux Points de chute

Ils sont distants de:

50 m pour les Petites Canalisation
 100 m à 200 m pour les Grandes Canalisation.

III 5. des Regards avec chute.

Les regards avec chute, sont représentés par les FIG: III.5.1. III.5.2.

Nous les avons utilisés là où des Pentes sont considérables.

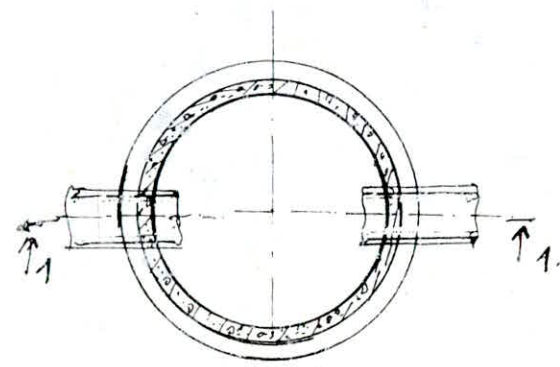
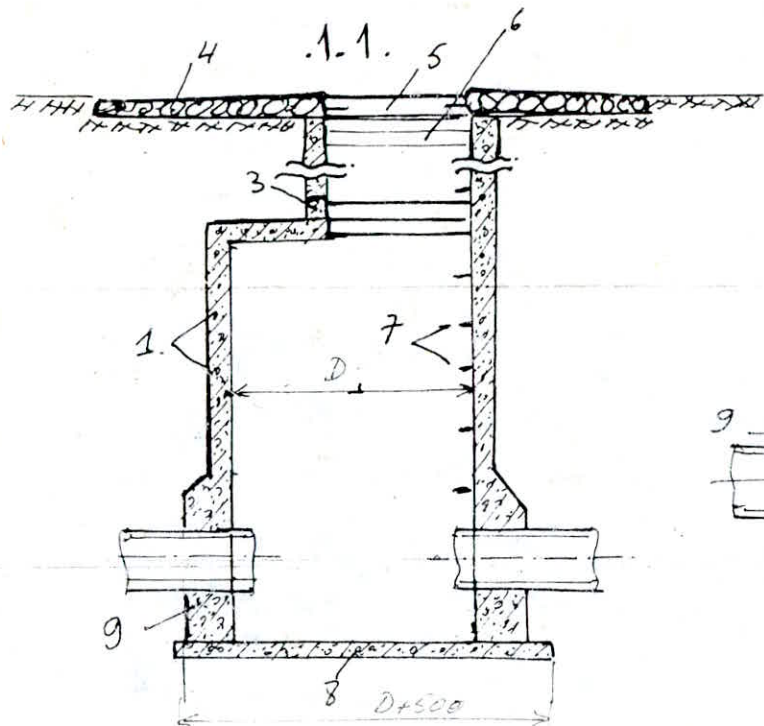


FIG III 4.1
Regard rond.

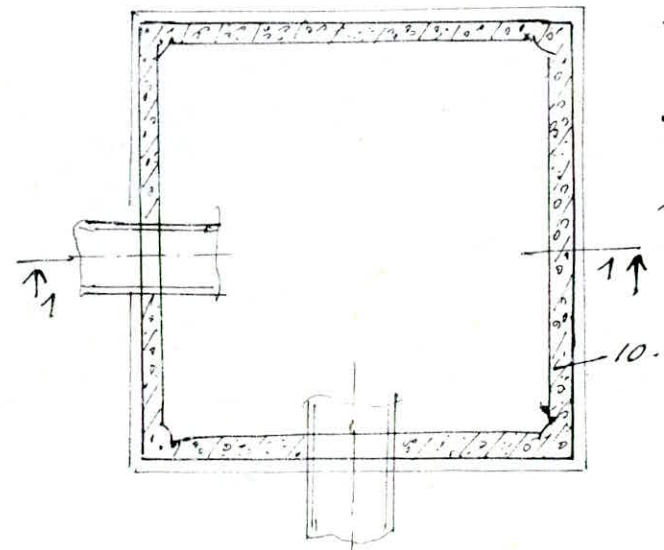
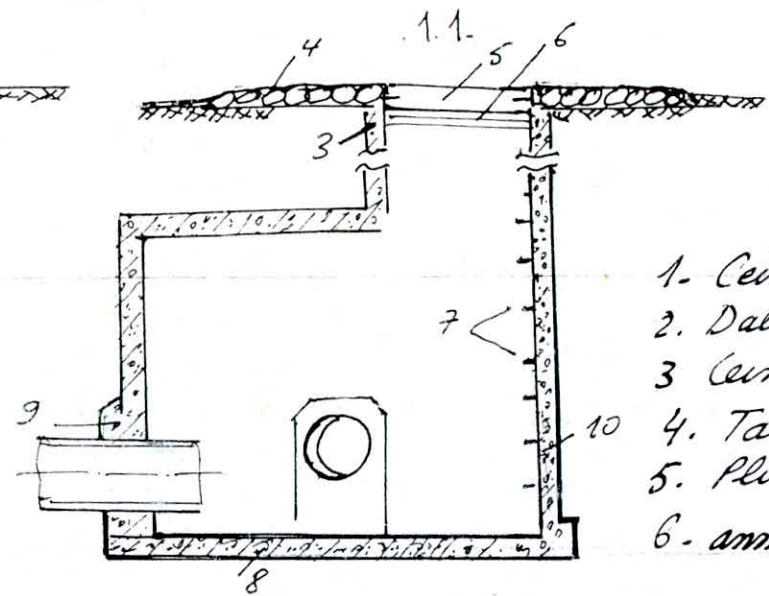


FIG III 4.2
Regard rectangulaire.

1. Ceintures
2. Dalles supérieures
3. Ceinture de goutot
4. Talus.
5. Plaque métallique
6. anneau d'assise de la plaque.
7. Crampons
8. Radier
9. Béton Couli en Place autour des Conduits
10. Panneaux des murs plats

Fig III.4.3

Regard de visite en
béton coulé sur
place.

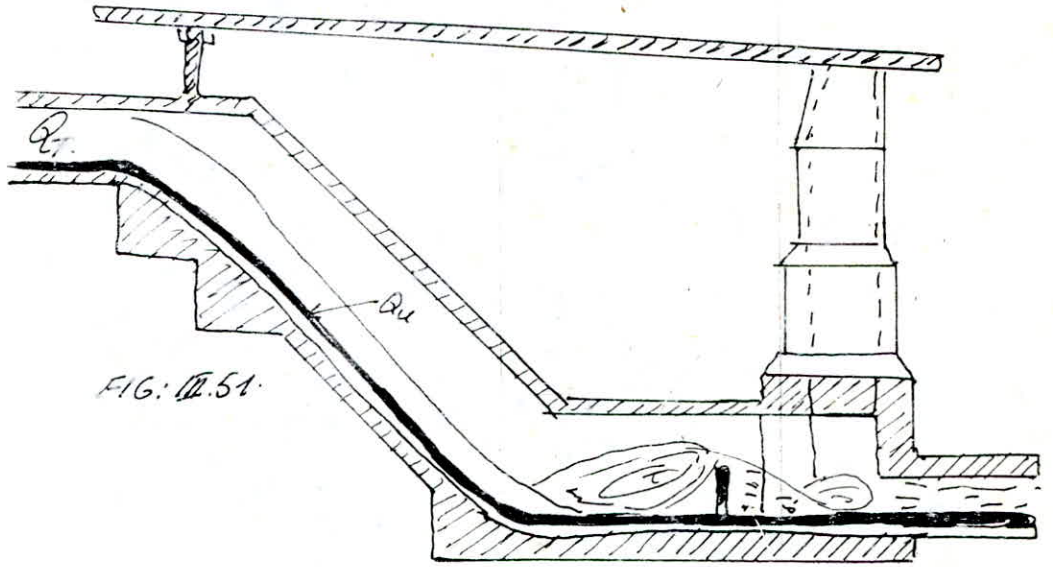
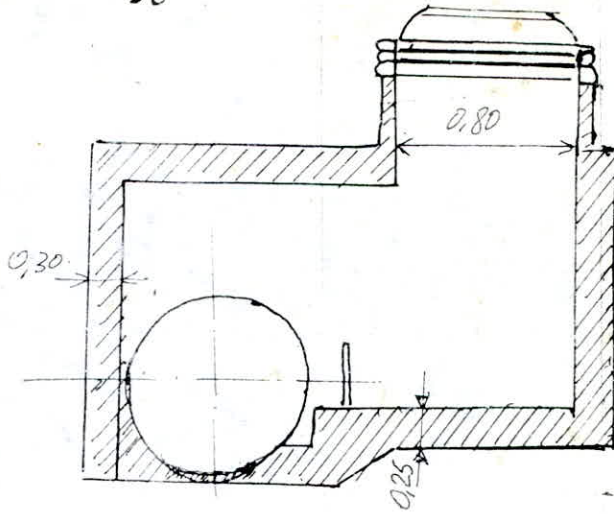


FIG: III.5.1.

FIG: III.5.1

Regard avec chute avec des
différences de niveau élevées

Q_T = Débit Par temps de Pluie

Q_u = Débit Par temps sec.

Écoulement Par temps sec :

à travers d'une ouverture dans le déversoir

Par temps des Pluies :

Débordement du déversoir.

FIG: III.5.2.

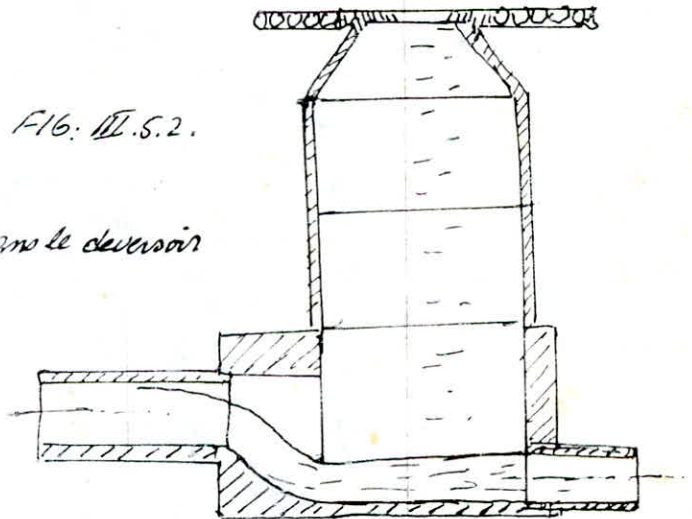


FIG: III.5.2.

Regard avec chute
pour des différences de niveau faibles

III.1 Entretien des Réseaux D'égout et Protection des canalisations

- Il faut assurer la ventilation des Egouts (c.a.d il faut qu'il ait de l'air dans les Egouts).
- Il faut chercher les Fuites qui sont la cause de la Pollution et de la Destruction des Canalisations et ceci avec des Essais avant remblayement sur des tronçons compris entre 2 regards consécutifs.
- Protéger les Conduites Par revêtement...etc...(ou d'autres moyens).

3^{eme} Partie :

Partie Complémentaire

ABRQUES

et

PROGRAMMES

(KP: 29 C)

UTILISÉS

TABLEAU DES PROGRAMMES

N°	Calcul de
1	Coefficient de frot "f" de Karman-Prandtl - Nikuradse
2	Calcul de "f" de Colebrook.
3	Calcul des Paramètres dimensionnels D_0, A_0, D_{70} ...et... Profil circulaire ayant $\xi = h/D$
4	Approximations successives donnant h/D
5	Reseau maillé par la méthode de Hardy- -Cross (avec f de Colebrook)
6	Diamètres Economiques.
7	Programmes donnant Q/B
8	Programme facilitant les approximations des Coluls du Coup de belier par la méthode de Bergeron.

Diagrammes et Abaques.

1	Diagramme de Moody
2	Abaque ξ (longueur fluidodynamique)
3	Param. dim (Profil circulaire)
4	ANNEXE III. (Carnalisations circulaires)
5	ANNEXE I. (Détermin ^{on} de r_H et r_V).

PROG: 1

Calcul du Coefficient de Frottement Par la
Formule de: KARMAN - PRANDTL - NIKURADSE.

01	RCL 2	24	02
02	ENTER		31
03	RCL 4	24	04
04	÷		71
05	2		02
06	÷		71
07	flog	14	43
08	2		02
09	X		61
10	1		01
11	.		73
12	7		07
13	4		04
14	+		51
15	2		02
16	CHS		32
17	f _y ^x	14.64	
18	R/S		74

Exécution:

RUN. F.PRGM

D_h Sto 2

E Sto 4

Resultat R/S → f.

Coefficient de frottement Par la Formule DE COLEBROOK.

PROGR: 2.

$$\frac{1}{R\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{\epsilon/D_h}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}}\right)$$

Remarque:

Nous avons vu que: $R = \frac{v D_h}{\nu} = \frac{Q}{A} \frac{D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D^2} \frac{D}{\nu} = \frac{4}{\pi} \frac{Q}{D \nu}$

⇒ POUR $\nu = 10^{-6} \frac{m^2}{s}$.

$$R = 1273239,545 \frac{Q}{D}$$

PROGRAMME.

01	RCL:0	2400
02	f√x	1463
03	RCL 1	2401.
04	x	61
05	RCL:7	2407.
06	x	61
07	g 1/x	1574
08	2	02
09	.	73
10	5	05
11	1	01
12	x	61
13	RCL 2	2402.
14	x	61
15	RCL 4	2404
16	3	03
17	.	73
18	7	07
19	÷	71
20	RCL 2	2402
21	÷	71
22	+	51.
23	f log	1443
24	2	02
25	CHS	32
26	x	61
27	2	02
28	CHS	32
29	f y ^x	1464
30	STO 0	2300
31	R/S	74.

Exécution.

f- RUN. PRGM.

- E Sto 4
- D Sto 2
- Q Sto 1.
- 1273239,545 ... Sto 7.

Puis on doit se introduire un coefficient arbitraire (ex: 0,03) qu'on appelle f₀

f₀ Sto 0

Pour reduire les approximations il vaut mieux que f₀ soit calculé en 1^{re} approximation

Par la Formule de Prandtl - Karman Nikuradse (PROG 1). et stocké ..au "0".

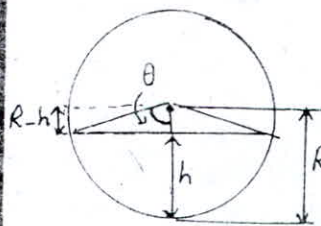
Resultats:

- R/S → f₁.
- g RTN → R/S → f₂.
- g RTN → R/S → f₃....
- g RTN → R/S → f₄.

Repetér les calculs Jusqu'à l'obtenir

f_{i-1} = f_i.

RCL0 → f. Colebrook.



$$\cos \theta = \frac{R-h}{R} = 1 - \frac{h}{R} = 1 - \frac{2h}{2R} = 1 - \frac{2h}{D}$$

de paramètre de forme du segment circulaire: étant:

$$\xi = \frac{h}{D}, \text{ on aura: } \cos \theta = 1 - 2\xi$$

$$\theta = \arccos(1 - 2\xi) \quad (1 - 2\xi) \text{ en rad.}$$

Programme donnant les Paramètres - Dim.,... P₀, D₀, Dh₀,... etc..
 ayant $\xi = h/D$.

01	RCL0	2400
02	g rad	1533
03	g cos ⁻¹	1553
04	STO 1	2301
05	RCL 1	2401
06	f sin	1452
07	RCL 1	2401
08	f cos	1453
09	x	61.
10	-	41
11	4	04
12	÷	71
13	STD 2	2302
14	RCL 2	2402
15	RCL 3	2403
16	f y ^x	1464
17	RCL 1	2401
18	RCL 4	2404
19	f y ^x	1464
20	÷	71
21	g 1/x	1574
22	STO 5	2305
23	RCL 5	2405
24	RCL 1	2401
25	x	61
26	R/S	74
27	g 1/x	1574
28	4	04
29	x	61
30	STO 6	2306
31	RCL 5	2405
32	g x ²	1563
33	RCL 2	2402

34	x	61
35	STO 7	2307
36	RCL 7	2407
37	RCL 6	2406
38	x	61
39	R/S	74
40	RCL 5	2405
41	RCL 1	2401
42	f sin	1452
43	x	61
44	R/S	74
45	RCL 7	2407
46	3	03
47	f y ^x	1464
48	÷	71
49	g 1/x	1574
50	f y ^x	1463
51	R/S	74

Exécution

1 - 2ξ STO 0

0,623 STO 3

0,245 STO 4

Resultats

1° R/S P₀

2° R/S Dh₀

3° R/S e₀ et 4° R/S Q₀

RCL 1 = θ = P₁

RCL 2 = A₁

RCL 5 = D₀

RCL 6 = 4/P₀

RCL 7 = A₀

Ex:

ξ = h/D = 1 ... voir Resultats
Page 2.

Remarque: déterminés
 les resultats peuvent être à l'aide
 de l'abaque 9.

Nous avons vu à la Page (33) que la méthode des approximations successives pour la détermination du diamètre de la conduite gravitaire :

$$\Delta H = 0,0828 \cdot \frac{f}{D^5} Q^2 \cdot L_e \text{ ayant } \Delta H, Q, L_e = 1,15 L_g,$$

Nous aurons

$$\frac{f}{D^5} = \frac{\Delta H}{0,0828 Q^2 \cdot L_e} = \beta \quad f_{\text{Coleb}} =$$

qui s'écrit.

$$\frac{[-2 \log(\frac{E/D_h}{3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}})]^{-2}}{D^5} = \beta \quad (\beta \text{ connue}).$$

Pour cela nous avons établi le programme suivant.

01	RCL0	2400
02	fUR	1463
03	RCL1	2401
04	x	61
05	RCL7	2407
06	x	61
07	g1/c	1574
08	2	02
09	.	73
10	5	05
11	1	01
12	x	61
13	RCL2	2402
14	x	61
15	RCL4	2404
16	3	03
17	.	73
18	7	07
19	÷	71
20	RCL2	2402
21	÷	71
22	+	51
23	flog	1443
24	2	02
25	CHS	32
26	x	61
27	2	02
28	CHS	32
29	f y x	1464
30	STO0	2300
31	R/S	
32	RCL 2	2402
34	5	05
35	f y x	1464
36	÷	71
37 R/S	...	74.

Exécution:

Voir Programme 2.

ayant: fcolebrook (après les approximations).

1° R/S → f_c.

2° R/S → f/D⁵.

En donnant des valeurs à D.

Di --- STO 2.

N.B. D = 10⁻⁶ m/D.

Calcul du Réseau maillé (par la meth: Hardy-Cross)
 (Formule de Colebrook, pour le calcul de f).

01 RCL 0 2400
 02 \sqrt{x} 1463
 03 RCL 1 2401
 04 x 61
 05 RCL 7 2407
 06 x 61
 07 $g^{1/2}$ 1574
 08 2 02
 09 . 73
 10 5 05
 11 1 01
 12 x 61
 13 RCL 2 2402
 14 x 61
 15 RCL 4 2404
 16 3 03
 17 . 73
 18 7 07
 19 \div 71
 20 RCL 8 2402
 21 \div 71
 22 + 51
 23 $f \log$ 1443
 24 2 02
 25 CHS 32
 26 x 61
 27 2 02
 28 CHS 32
 29 $f y^x$ 1464
 30 STO 0 2300
 31 R/S 74
 32 RCL 0 2400
 33 RCL 5 2405
 34 x 61
 35 RCL 6 2406
 36 x 61
 37 ENTER 31
 37 RCL 2 2402
 38 5 05
 39 $f y^x$ 1464
 40 \div 71
 41 STO 9 2309
 42 RCL 1 2401

43 ENTER 3.1
 44 x 61
 45 x 61
 (46) R/S 74
 47 RCL 9 2409
 48 RCL 1 2401
 49 x 61
 50 2 02
 51 x 61
 (52) R/S 74
 53 RCL 8 2408
 54 + 51
 55 STO 8 2308
 (56) R/S 74

Remarque: On commence par
 → 0... sto 8 au debut des calculs et
 surtout en passant d'une maille à une
 autre.

Exécution: f RUN . PRGM.

0... sto 8 (et laisser jusqu'au debut
 de la maille qui suit).
 1273239,545... sto 7
 E... sto 4
 0... sto 2
 Q... sto 1
 Le... sto 6
 0,0888... sto 5

Resultat:

(1) On repete les calculs comme le Programme 2
 Jusqu'à trouver $f_{i-1} = f_i = f_{colebrook}$.

- 1° R/S → f_{coleb} .
- 2° R/S → ΔH
- 3° R/S → $\sum \Delta R Q$
- 4° R/S → $\sum \frac{\Delta R Q}{1}$

RCL 8 → $\sum_1^n 2 R Q$ (à la fin des calculs
 de la maille)

Diamètres Economiques

PR05: 6

Le Programme que nous avons établi pour le calcul de f_{ec} permet de remplir les tableaux des Pages 31-32-33 et donne directement LE BILAN

(1) On commence par les calculs des coefficients f par le Programme 2 pour les différents diamètres, et on utilise le Programme suivant:

01	RC0	2400
02	ENTER	31
03	RC2	2402
04	5	05
05	f_{y^x}	1464
06	\div	71
07	RC1	2401
08	ENTER	31
09	x	61
10	x	61
11	RC5	2406
12	x	61
13	.	73
14	0	00
15	8	08
16	2	02
17	8	08
18	x	61
19	R/S	74
20	.	
21	.	} Perte de charge due à l'aspiration
22	.	
23	.	
24	.	
25	+	51
26	R/S	74
27	RC8	2408
28	+	51
29	R/S	74
30	9	09
31	.	73
32	8	08
33	x	61
34	RC1	2401
35	x	61
36	RC4	2404
37	\div	71
38	R/S	74
39	8	08
40	7	07

42	6	06
42	0	00
43	x	61
44	R/S	74
45	.	
46	.	} Prix de l'ENERGIE ex: 1900DA
47	.	
48	.	
49	.	
50	x	61
51	sto9	2309
52	R/S	74
53	RC3	2403
54	ENTER	31
55	RC5	2405
56	x	61
57	R/S	74
58	RC7	2407
59	x	61
60	R/S	74
61	RC9	2409
62	+	51
63	R/S	74

45	.
46	1
47	9
48	0
49	0

Résultats:

1° R/S — ΔH
 2° R/S — ΔH_f
 3° R/S — H_{mt}
 4° R/S — P
 5° R/S — E

Exécution: f. RUN. PRGM.

f ----- sto 0
 $Q (m^3/s)$ ----- sto 1
 D_n ----- sto 2
 L_y ----- sto 3
 η ----- sto 4
 Prix unitaire de la conduite DA/ml ----- sto 5
 L_e ----- sto 6
 Annuité A ----- sto 7
 H_g ----- sto 8

6° R/S Prix d'Energie
 7° R/S Prix de la Conduite
 8° R/S $P \times$ Annuité (amort⁵)
 9° R/S Prix Total
 (amort⁵ + Explor⁰¹)

PROGR.. 7.

Pour les calculs des conduites d'amenée,

Pour la Détermination du diamètre de la conduite de refoulement gravitaire, et dans d'autres chapitres, nous avons utilisé la formule

Suivant:

$$\frac{Q}{\sqrt{S}} = 3.48 \sqrt{g} (D_{h_0}^{-0.15}) (1.14 - 0.86 \ln \frac{E}{\lambda D_{h_0}})^{2.15}$$

Cette formule peut être calculée rapidement à l'aide du Programme suivant:

01	RCL2	2402
02	RCL0	2400
03	x	61
04	g ^{1/2}	1574.
05	RCL4	2404
06	x	61
07	f ln	1442
08	.	73
09	:	08
10	.	06
11	x	61
12	CHS	32
13	ENTER	31
14	1	01
15	.	73
16	1	01
17	4	04
18	+	51
19	STO9	2309
20	RCL2	2402
21	ENTER	31
22	.	73
23	1	01
24	5	05
25	CHS	32
26	f y ^x	1464
27	RCL9	2409
28	x	61
29	3	03
30	.	73
31	4	04
32	8	08
33	x	61
34	STO8	2308
35	9	09
36	.	73
37	8	08
38	f √x	1463
39	RCL8	2408
40	x	61

41	RCL0	2400
42	ENTER	31
43	2	02
44	.	73
45	5	05
46	f y ^x	1464
47	x	61
48	R/S	74.

Exécution

f. RUN - PRGM.

D_{h₀} ——— sto 2

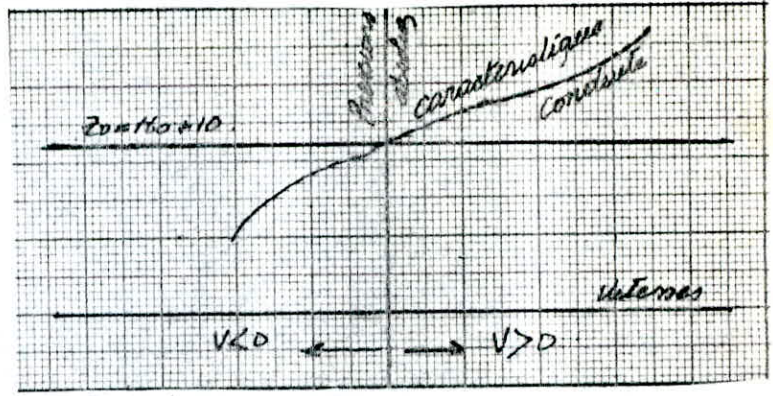
λ ——— sto 0

E ——— sto 4.

Resultat:

R/S ... Q/√S ...

Après avoir tracé le repère, et la caractéristique de la conduite; On calcule les constantes suivantes:



- V_0 vitesse initiale V_0 .
- S, θ $S =$ aire de la section
 $\theta = 2 \frac{L}{a}$.

- $Z_0 \times V_0^{14}$, V_0 étant le volume d'air choisi arbitrairement

• $\left(\frac{D}{d}\right)^2$ D . Conduite
 d . Tuyère et $k = \frac{f}{D} \cdot \text{le} \cdot \frac{1}{2g}$.

• et après avoir tiré les coefficients C_1 et C_2 de l'abaque de la Tuyère page 68. On applique le programme suivant;

```

01 RCL0 2400
02 RCL 1 2401
03 + 51
04 2 02
05 ÷ 71
06 R/S 74
07 RCL2 2402
08 x 61
09 R/S 74
10 RCL3 2403
11 + 51
12 STO3 2303
13 R/S 74
14 RCL3 2403
15 1 01
16 . 73
17 .4 04
18 fyx 1464
19 g 1/x 1574
20 RCL4 2404
21 x 61
22 STO9 2309
23 R/S 74
24 RCL5 2405
25 ENTER 31
26 . 73
27 9 09
28 2 02
29 ENTER 31
30 x 61
31 ÷ 71
32 RCL1 2401
33 x 61
34 R/S 74
35 ENTER 31
36 x 61
37 1 01
38 9 09
39 . 73
40 6 06
41 ÷ 71
42 .
43 .
44 .
45 .
46 x 61
47 STO 8 2308
48 R/S 74
49 RCL5 2405
50 2 02
51 x 61
52 RCL1 2401
53 x 61
54 R/S 74
55 ENTER 31
56 x 61
57 1 01
58 9 09
59 . 73
60 6 06
61 ÷ 71
    
```

} Valeurs de C_1 .

Suite

62	.	} Valeurs de C2	
63	.		
64	.		
65	.		
66	x		61
67	sto		2307
68	R/S		74
69	Rcl6		2406.
70	Rcl1		2401
71	ENTER		31
72	x		61
73	x		61
74	R/S		74
75	CHS		32
76	Rcl8		2408
77	-		41
78	Rcl9		2409
79	+		51
80	R/S		74.
81	CHS		32
82	Rcl8		2408
83	Rcl9		2409
84	+		51
85	Rcl7		2407
86	+		51
87	Rcl9		2409
88	+		51
89	R/S		74.

- Exécution :

17 F- (RUN PRGM.)

V_{i-1} sto 0

V_i -- sto 1.

SB -- sto 2

U_{i-1} ... sto 3... (U_0 sto 3 au debut).

puis laisser cette valeur sous
des cas où on veut refaire
une ligne. il faut stocker
 U_{i-1} correspond^t.

$Z_0 \cdot U_0^{1,4}$... sto 4

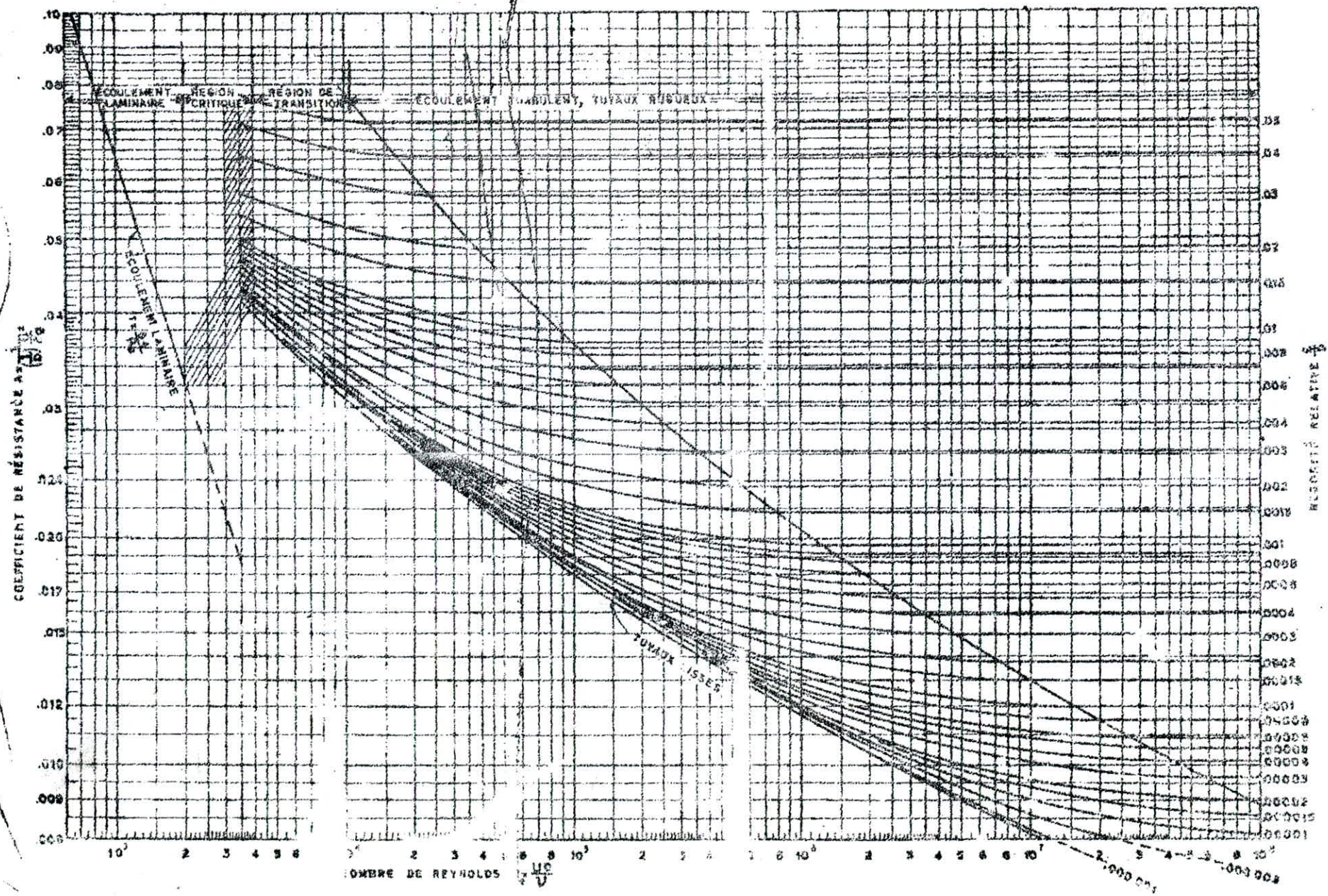
$\left(\frac{D}{d}\right)^2$... sto 5.

$\left(\frac{f}{D} \frac{1}{2g} \cdot l_e\right)$... sto 6...

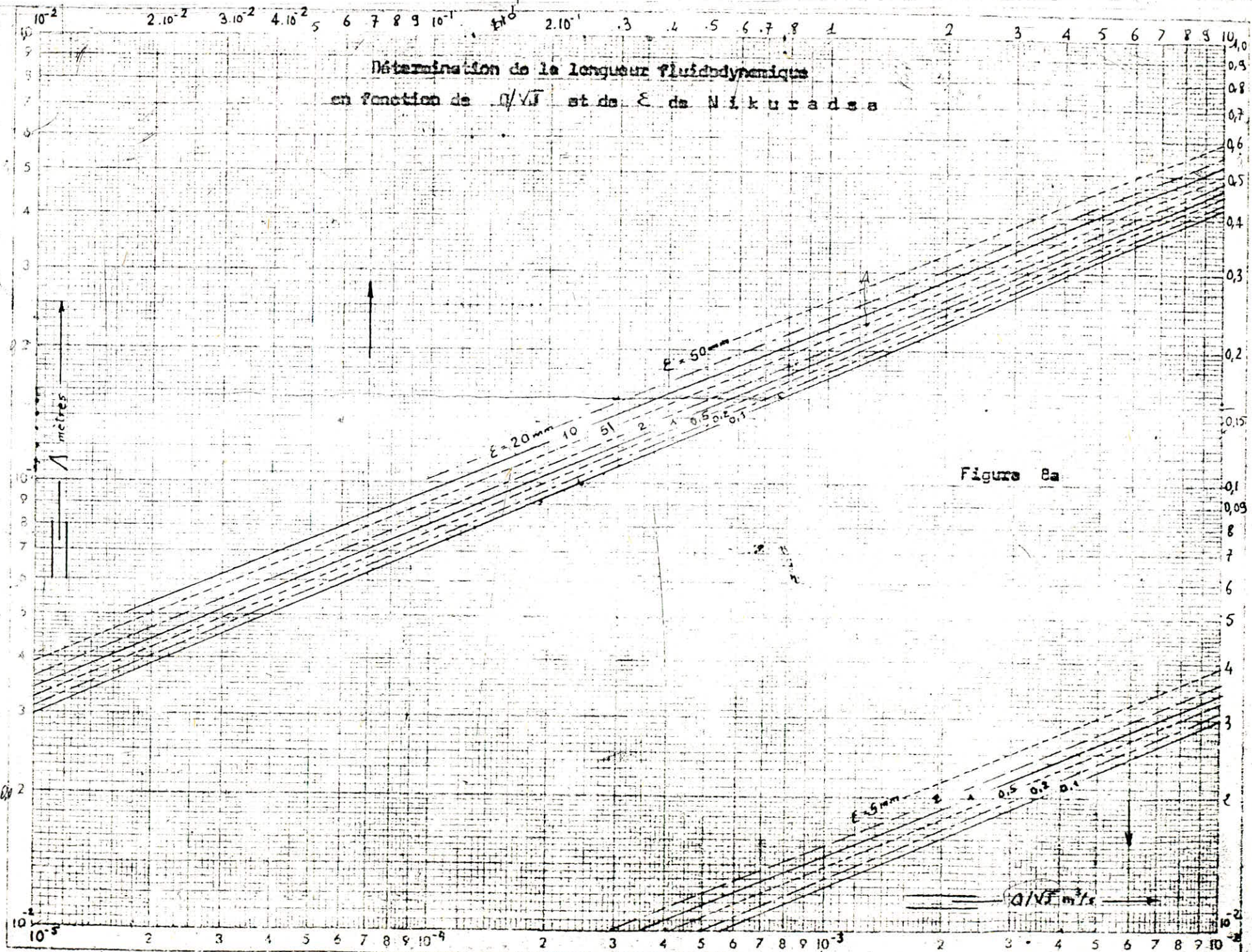
Resultats:

Si $V_i \neq 0$:	si $V_i = 0$:
on aura besoin de:	ou aura besoin de:
1° R/S V_m	1° R/S V_m
2° R/S ΔU	2° R/S ΔU
3° R/S U_i	3° R/S U_i
4° R/S Z_i	4° R/S Z_i
5° R/S V_i	7° R/S V_2
6° R/S ΔH_1	8° R/S ΔH_2
9° R/S δ	9° R/S δ
10° R/S $Z - \Delta H_1 - \delta$	11° R/S $Z + \Delta H_2 + \delta$

ayant l'expression; on cherche la
vitesse graphique et la comparer
avec celle donnée, si elles sont
différentes, il faut donner d'autres
valeurs à la vitesse finale.



Exemple : $Re = 3 \times 10^5$, $\frac{e}{D} = 0.001$; $\lambda = 0.0164$



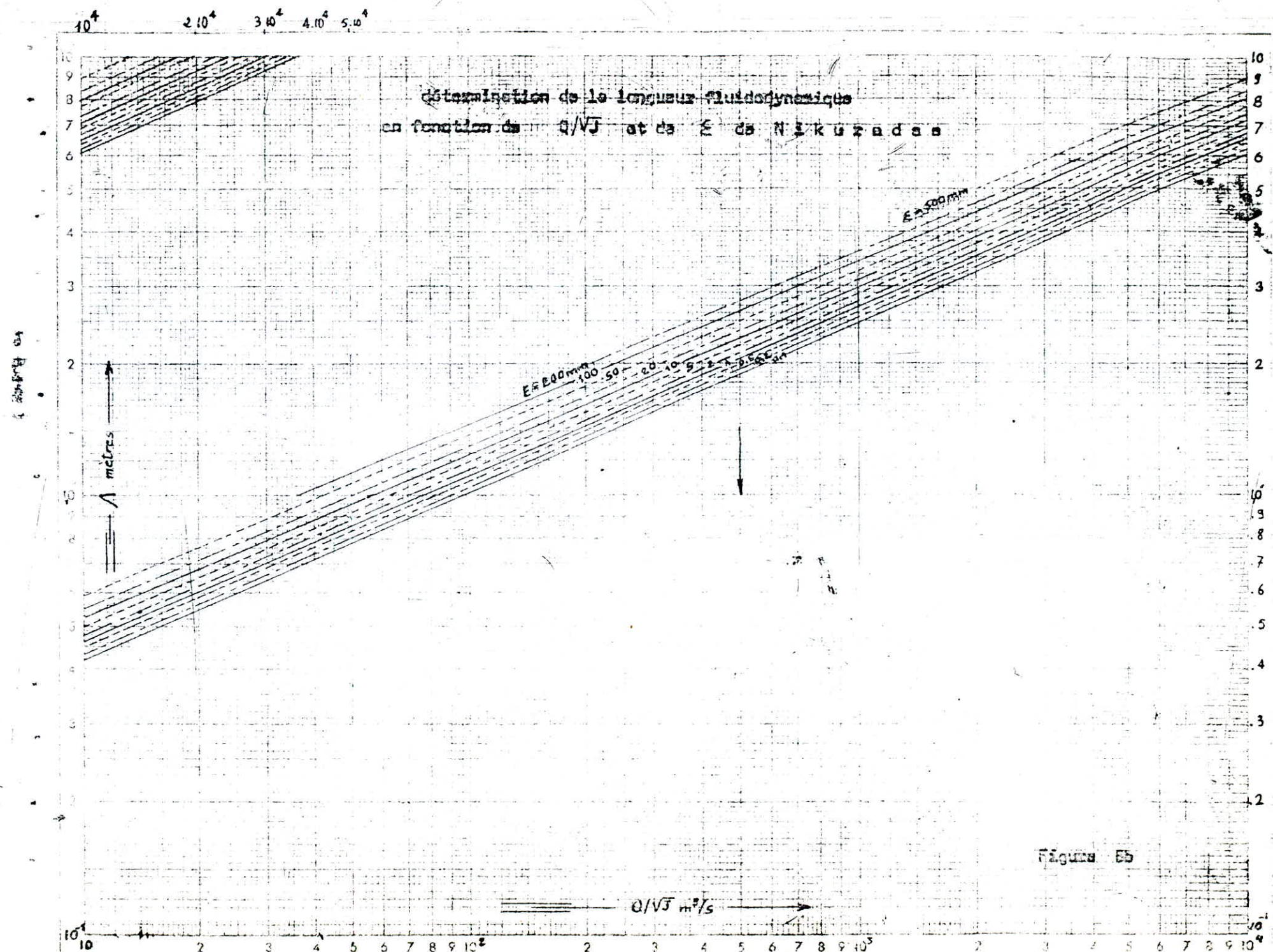


Figure 55

PROFIL CIRCULAIRES PARTIELLEMENT NOUVE $\xi_{opt} = 0,5$

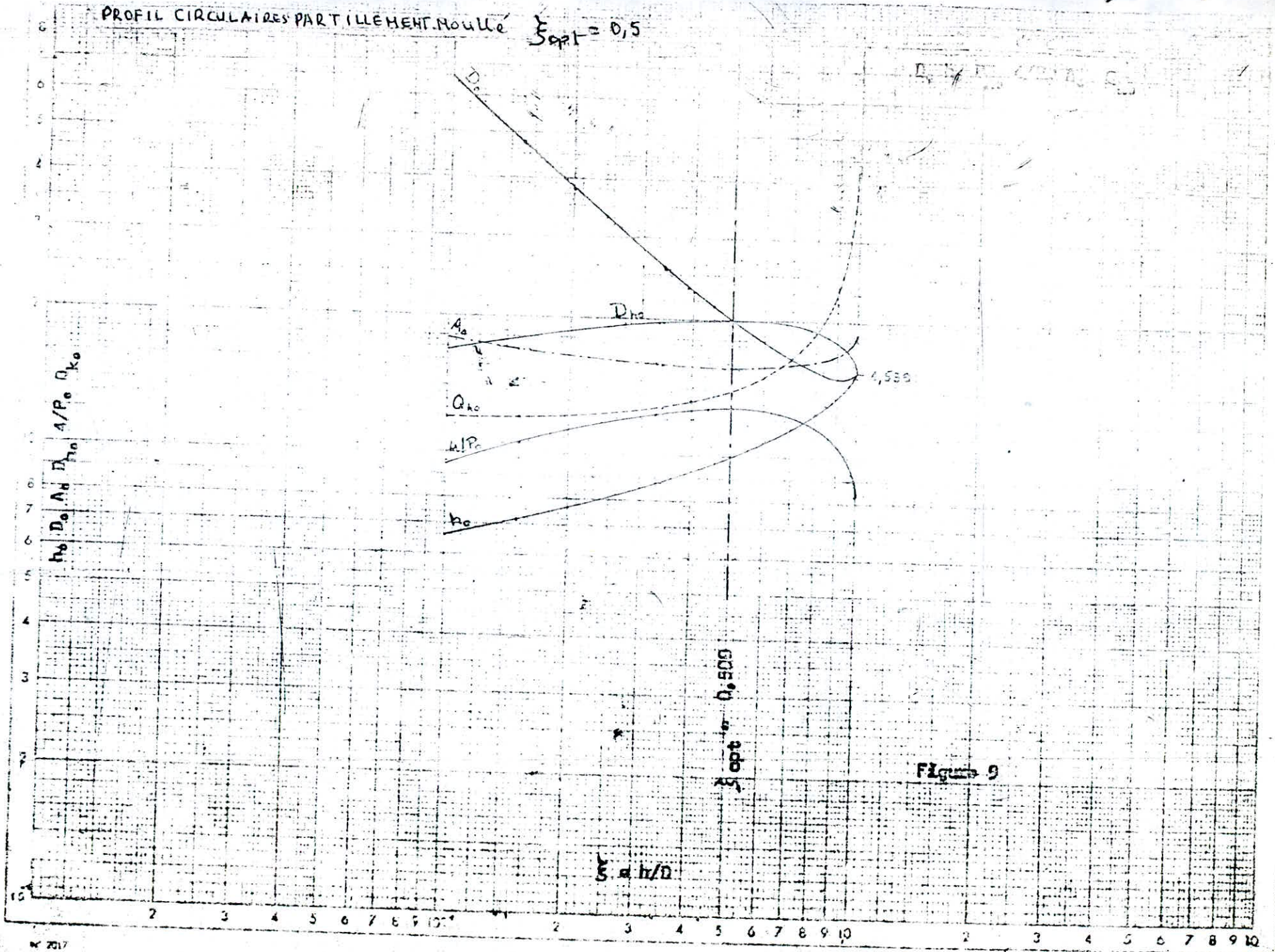
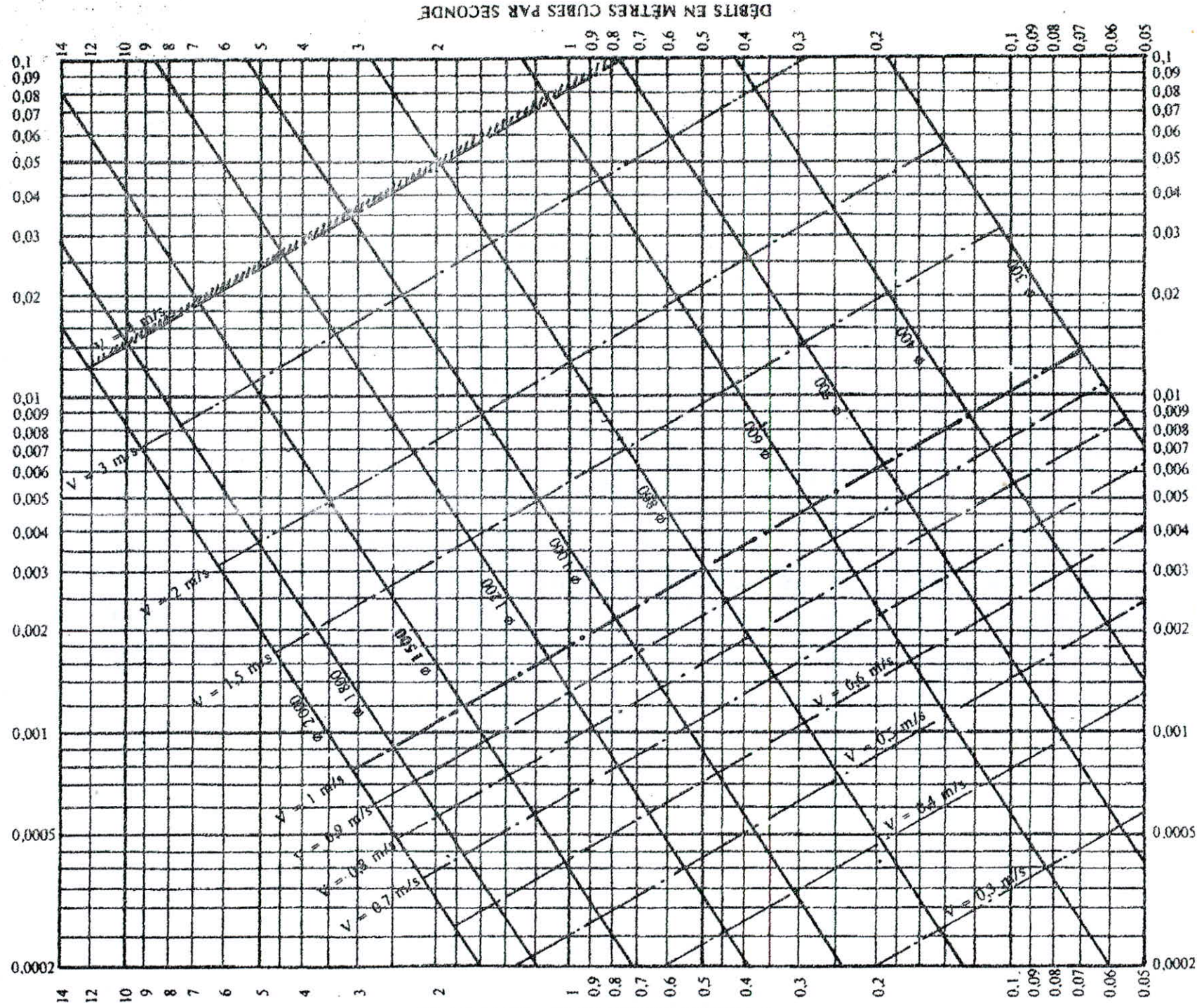


Figure 9

ANNEXE VII

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

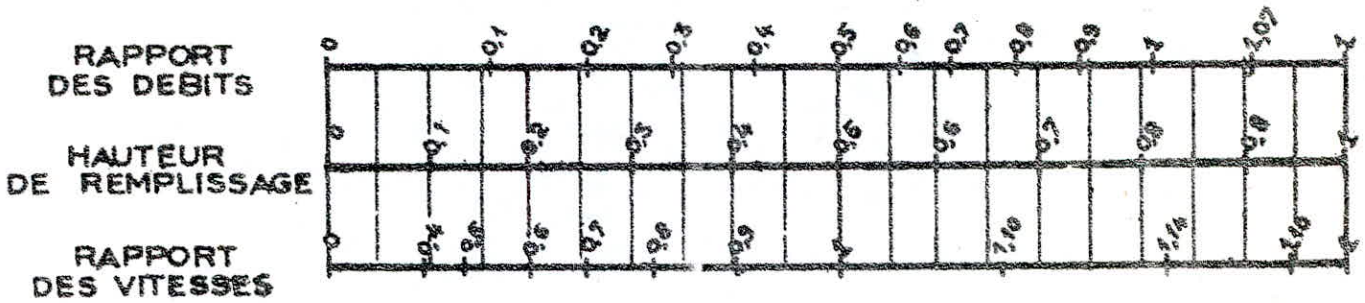


ANNEXE X

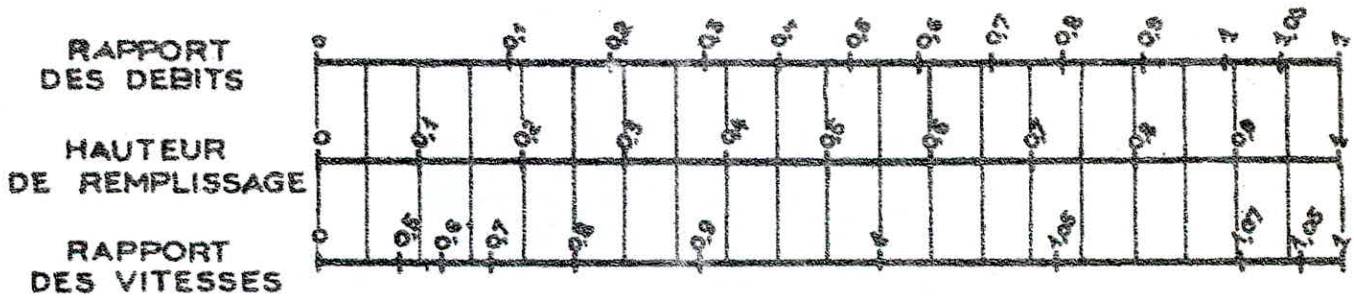
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Conclusion:

Malgré les Problèmes rencontrés au cours de l'étude de ce Projet (Absence des Coefficients Experimentaux, Cartes topographiques qui ne sont pas claires... etc..) Nous avons essayé de faire (ayant vu les considérations Economiques) une étude qui englobe Presque tous les Points de Distribution ; D'adduction et d'Assainissement Tout en souhaitant que ce modeste travail puisse Servir comme Avant Projet Pour l'Alimentation en eau Potable et l'Assainissement de cette ville.

Bibliographie

A. Dupont: Hydraulique Urbaine

G. Lapray: Théorie de la longueur fluïdodyn-
-amique.

E. Noureddine: Mécanique des Fluides avec
des applications d'Hydraulique
(EN. LANGUE NATIONALE).

J. Bonnin: Hydraulique Urbaine

L. Ahaev: Guide d'Hydraulique: (Polycope I. H. B).

* * *

- Catalogue des Pompes Teumont SCHNEIDER
Documentations sur: "Corrosion et Protection
Cathodique en Algérie (Séminaire du 12-13. Nov. 84).

* * *

- Cours d'Assainissement Urbain O.P.U.

- H. Guernée : Les eaux usées dans les agglomérations
G. Gomela : Urbaines ou rurales (tome 1. de collecte).

* * *

V. Baikov : - Calcul des Structures

S. Stronguine

A

B



- Legend**
- : Valve
 - : Gate with Joint
 - : Venturi
 - : Cone of Reduction
 - : Tee
 - : Cross
 - : Pipe with Arrow
 - : Pipe with Arrow (Principal Conduit)
 - : Pipe with Arrow (Secondary Conduit)

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République Algérienne, Démocratique et Populaire

ENP ÉCOLE NATIONALE D'INGÉNIEUR EN ÉLECTRICITÉ ET EN MÉCANIQUE
 DEPARTEMENT "HYDRAULIQUE"

ROUTE N° 10 - BORDJ

A.E.P. = Association de la Ville d'Alger - BORDJ (Alger)

PROFESSEUR: M. EL KHAYAT
 ÉTUDE: M. EL KHAYAT
 QUARTIER: ALGER - BORDJ

ÉCHELLE: 1:2000

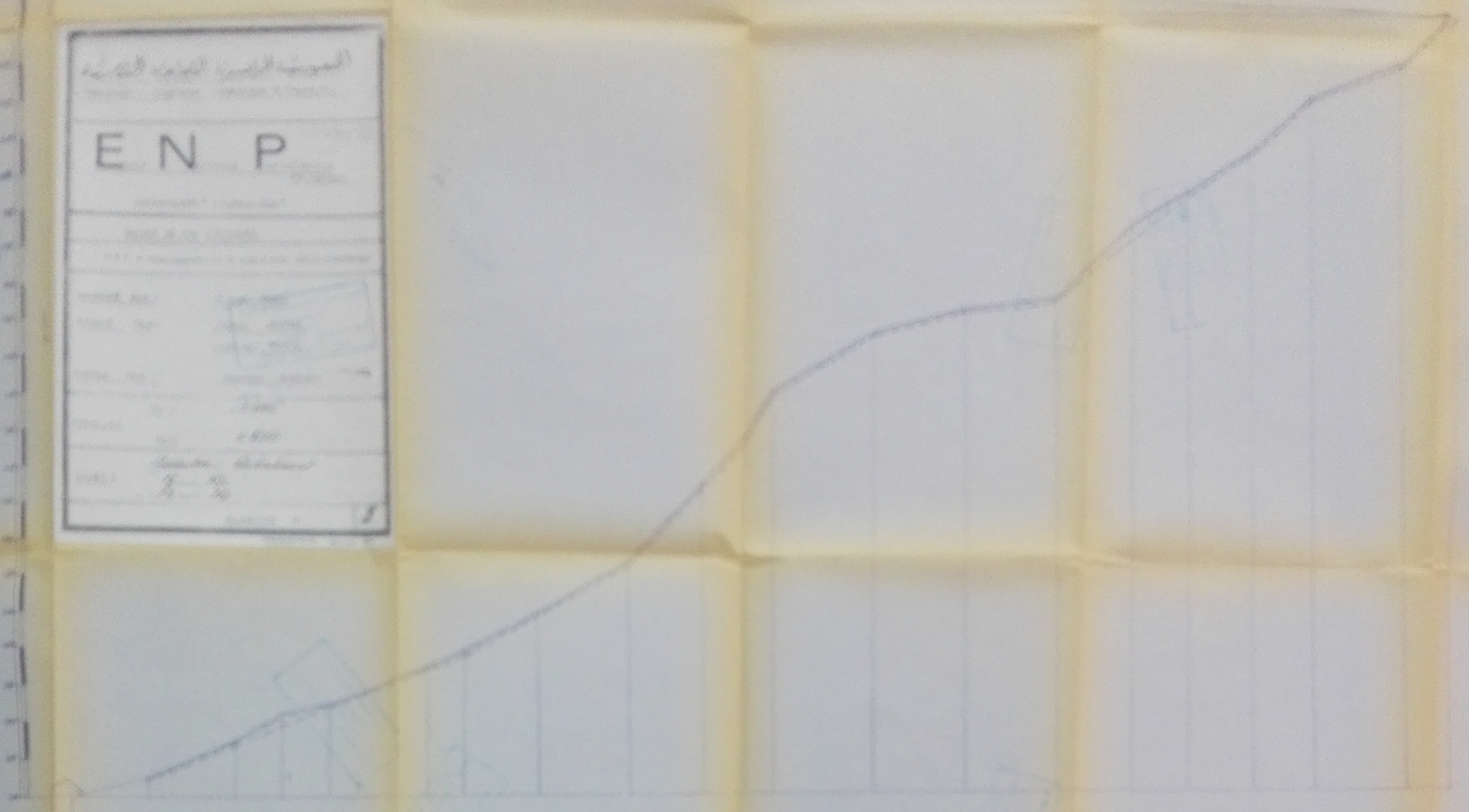
ÉQUIPEMENT DES RÉSERVOIRS: Installés (voir plan 2/1000)

DATE: 1960

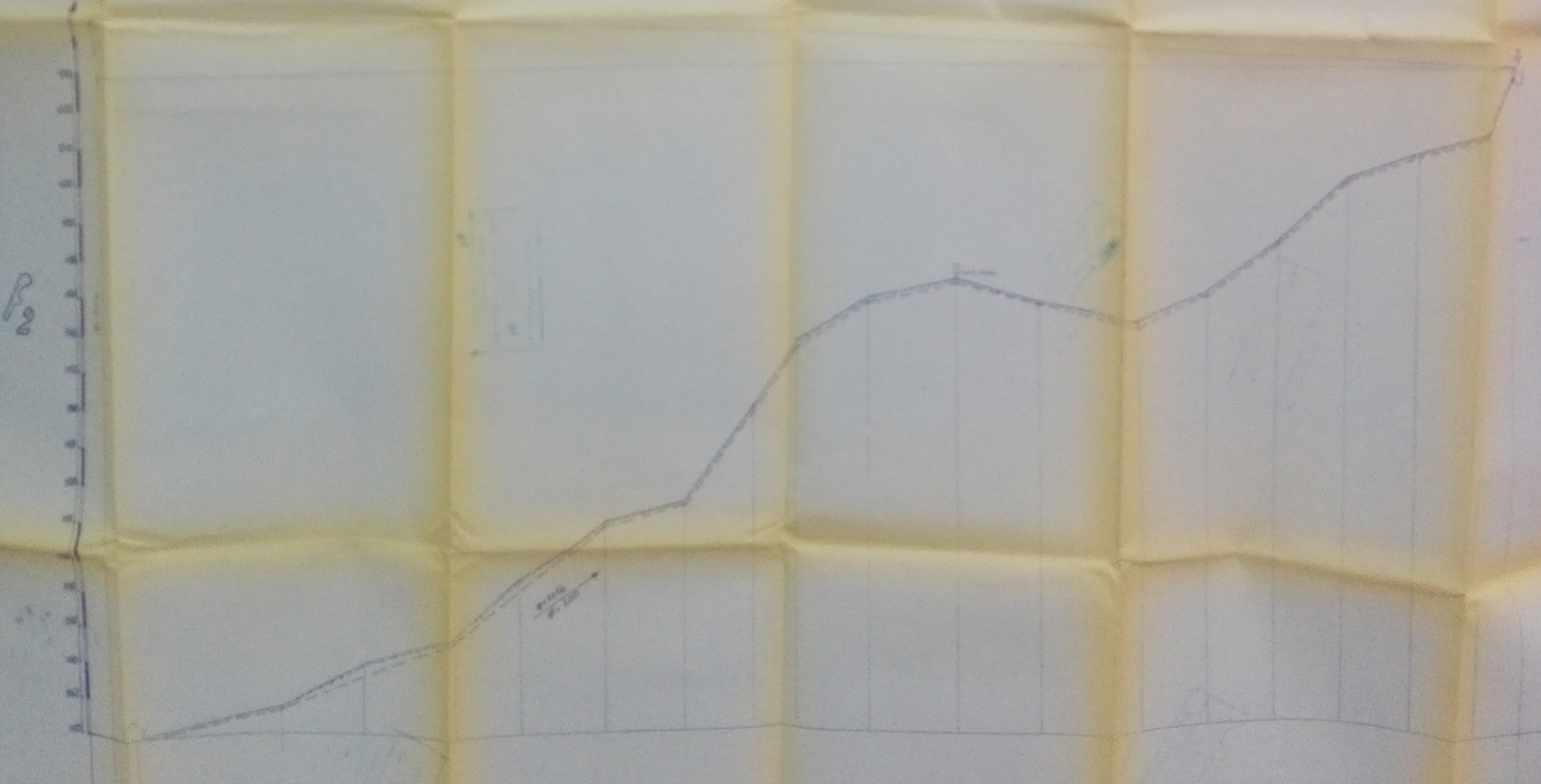
المعهد الوطني للبحوث الجيولوجية
 National Institute of Geological Research

ENP

Project No.: _____
 Sheet No.: _____
 Date: _____
 Scale: _____
 Author: _____
 Title: _____
 No.: _____



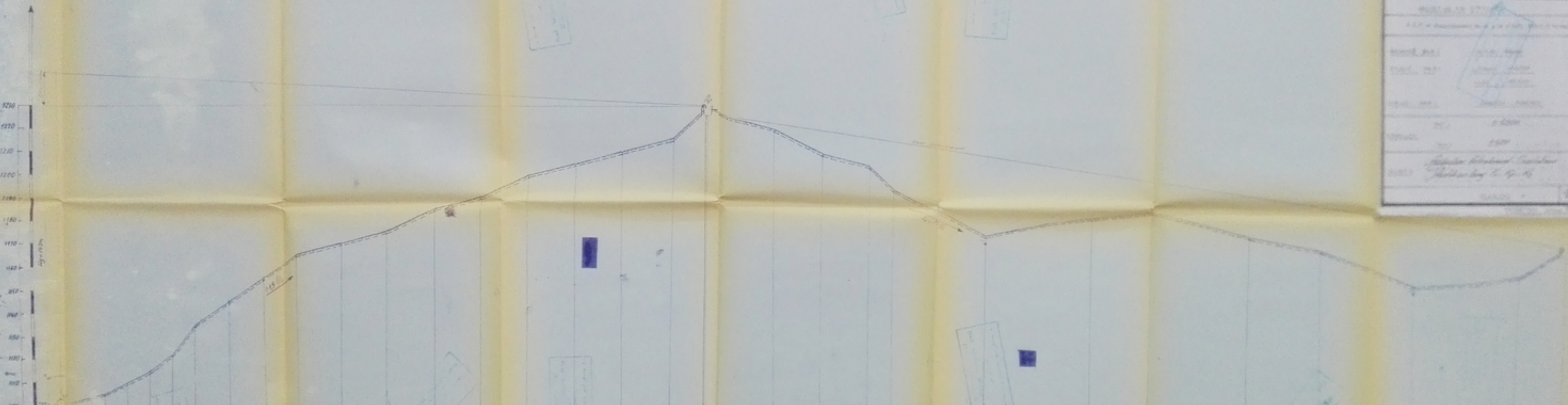
0	50	100	150	200	250	300	350	400
100	150	200	250	300	350	400	450	500



0	50	100	150	200	250	300	350	400
100	150	200	250	300	350	400	450	500

LEGENDA
 - - - - - Contour / Elevation
 + Station
 * Benchmarks

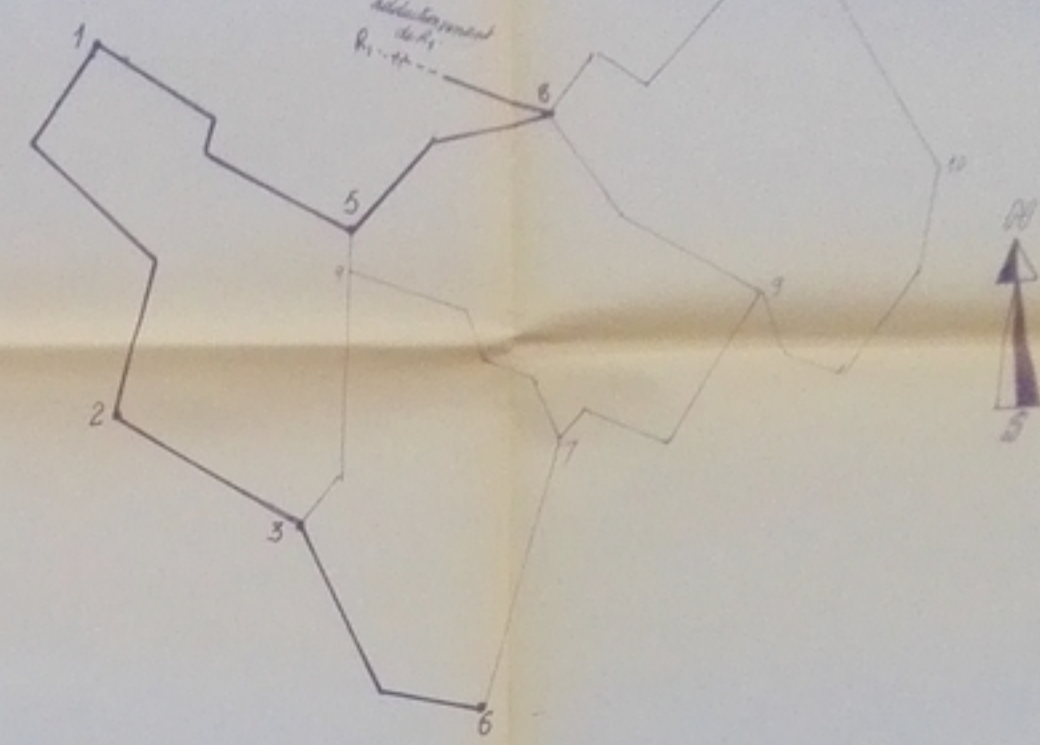
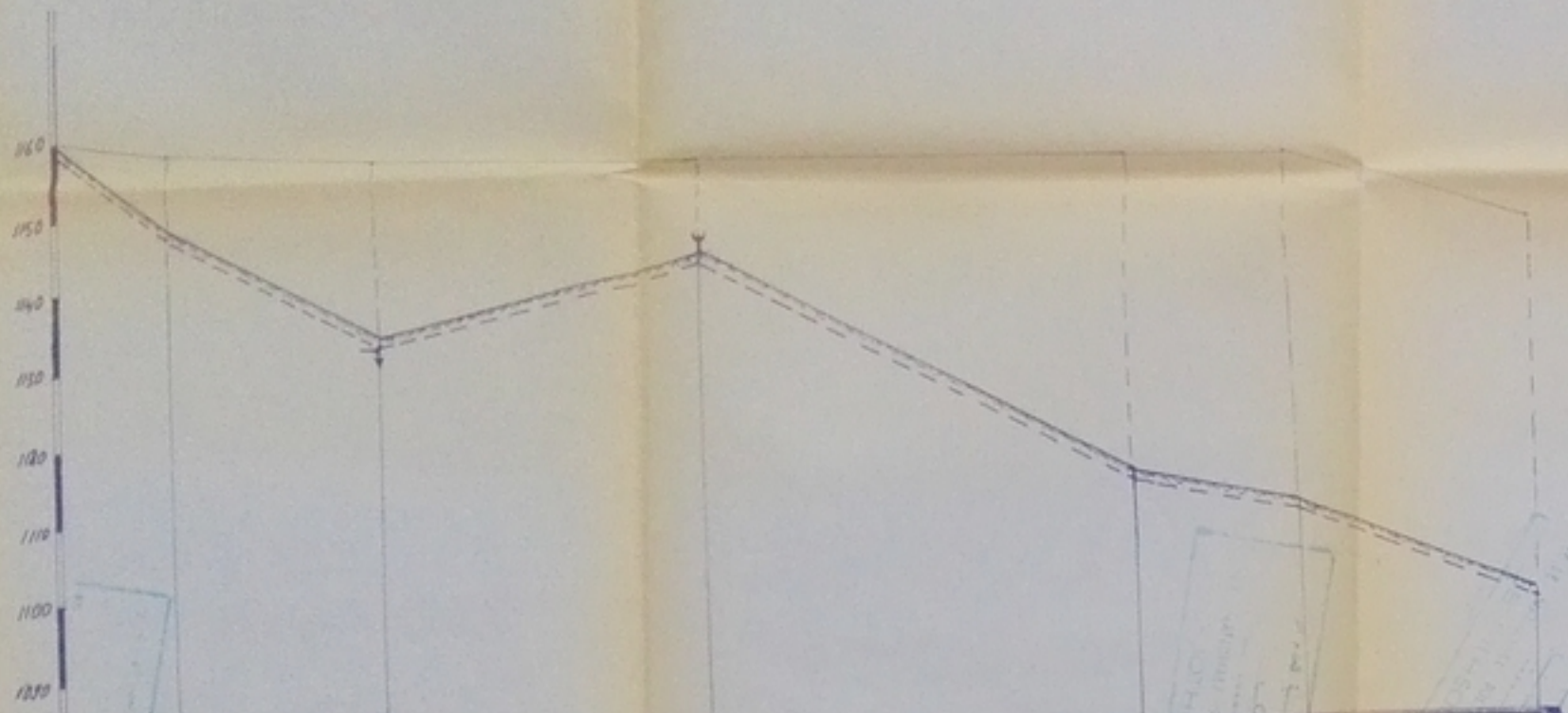
Station	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
Elevation	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	178	175	170	165	160	155	150	145	140	135	130	125	120
Distance	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800



ADJUSTED AIR REFRACTION

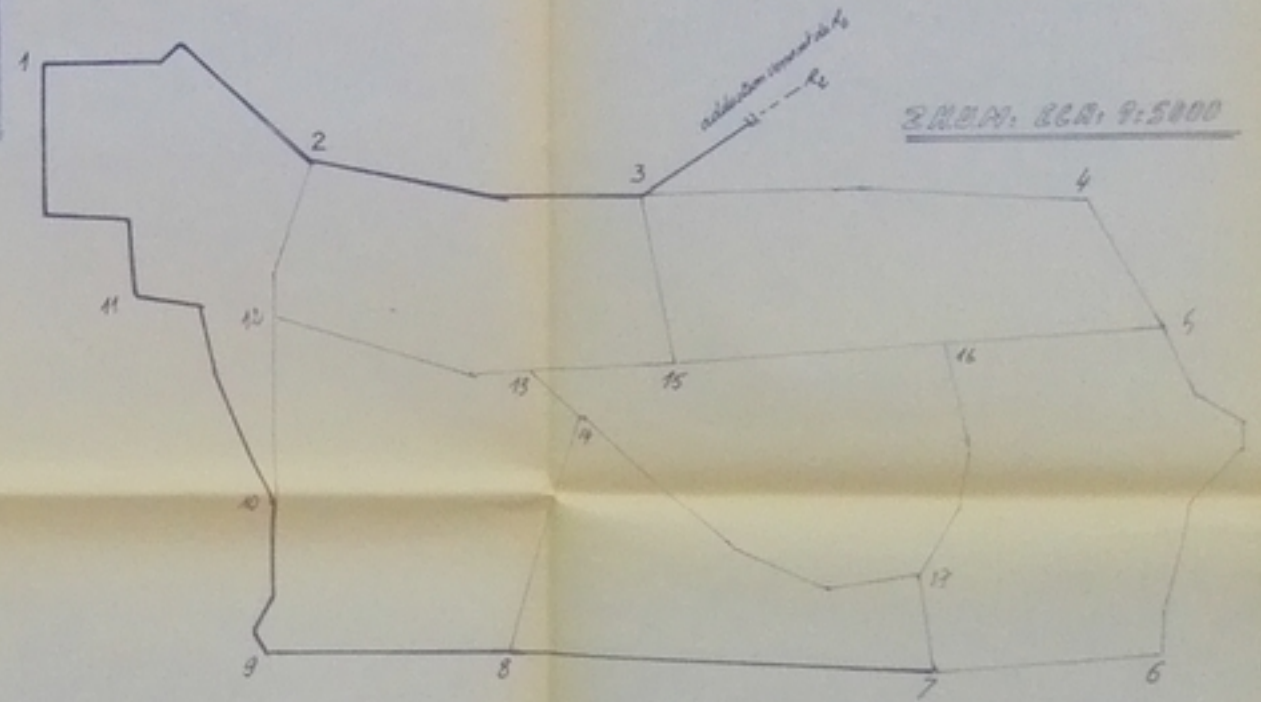
GRAVITY CORRECTION

Station	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	27	28	
Height	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	178	175	170	165	160	155	150	145	140	135	130	125	120
Distance	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800
Correction	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Adjusted	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	178	175	170	165	160	155	150	145	140	135	130	125	120



PROFIL EN TAILLIS. E.C.A. 9:5000

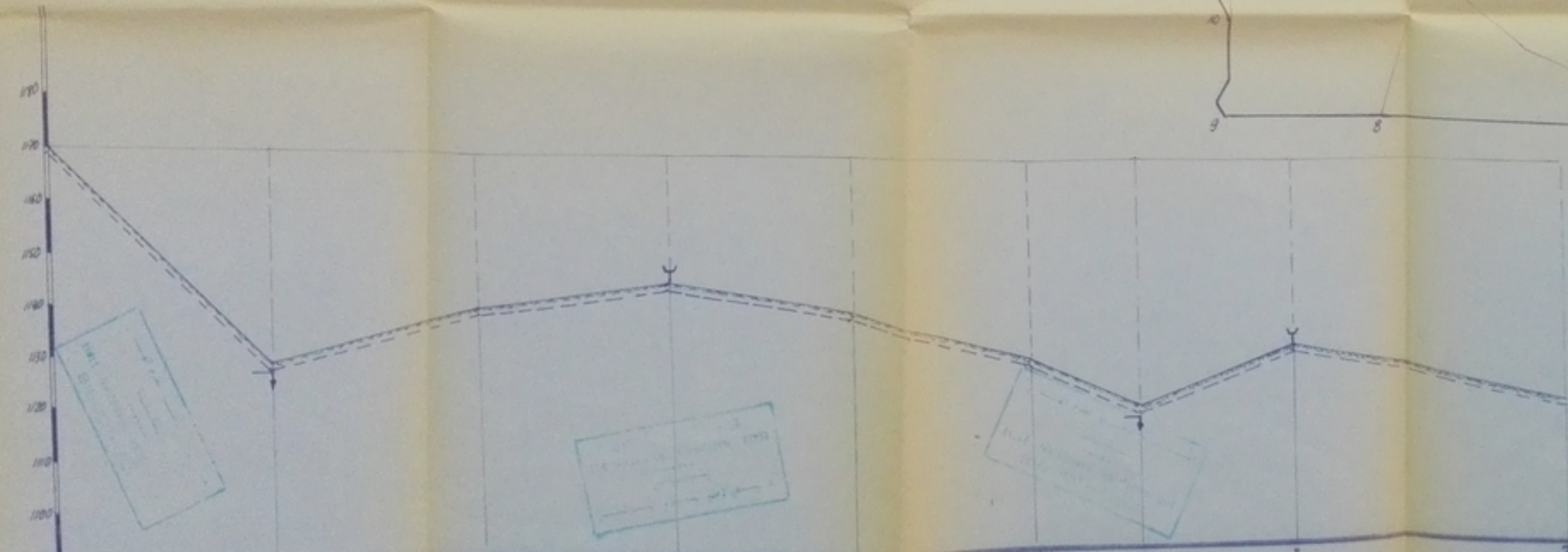
N° de la Partie	R ₁	0	5	1	2	3	6
Longueur totale m	154	270	420	550	210	300	
Longueur canalisée m	154	424	844	1394	1604	1904	
Cotes de Terrain m							
Cotes (canalisé) m							
Largeur canalisée m	250	200	200	150	150	60	
Largeur totale m	400	350	350	300	300	150	



PLAN. E.C.A. 9:5000

LEGENDES

- Contour de l'ouvrage
- Contour représentatif par la pente
- Canalisé
- Y Vanne



N° de la Partie	R ₂	3	2	1	11	10	8	7
Longueur totale m	400	400	393	344	340	195	289	514
Longueur canalisée m	420	820	1193	1537	1877	2072	2361	2875
Cotes de Terrain m								
Cotes (canalisé) m								
Largeur canalisée m	350	300	200	200	150	300	200	150
Largeur totale m	400	350	300	300	250	300	200	150

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République Algérienne Démocratique et Populaire

ENP - H 250/75
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT "HYDRAULIQUE"

PROJET DE L'EN D'ALGER

A.E.F. et Association de la ville d'AIN BOUCIF (Messa)

PROPOSÉ PAR : D. H. N. Meda
 ETUDIÉ PAR : Cheik JAÏBAR, LAM MEKID
 DIRIGÉ PAR : ANATOLY RIMENOV

ÉCHELLE : NOY 1:500, VEIL 1:500

SUJET : Distribution: Rivières en long:
 1000: R1-8-5-1-2-3-6
 2000: R2-3-8-4-11-10-9-8-7

BANQUE N° 6
 PROMOTION Janvier 65

