

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المسيرة الوطنية للعلماء
المكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N.
DE BERROUAGHIA

5 PLANS

Proposé par :

GNERU de BLIDA

Etudié par :

AMIROUCHE Smaïl

SALHI Ahmed

Dirigé par :

Mr PIMENOV A.

PROMOTION :

JUIN 1985

وزارة التعليم و البحث العلمى
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N.
DE BERROUAGHIA

Proposé par :

GNERU de BLIDA

Etudié par :

AMIROUCHE Smaïl

SALHI Ahmed

Dirigé par :

Mr P.MENOV A.

PROMOTION :

JUIN 1985



REMERCIEMENTS.

Nous tenons à remercier vivement

- * Notre promoteur MR ANATOLI PIMENOV chez qui nous avons toujours trouvé un accueil chaleureux et des conseils pour l'élaboration de ce projet.
- * Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- * Toutes les personnes qui nous ont aidé dans l'élaboration de projet et surtout à LARBI RABAH.

DEDICASSES.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance
et de respect.

- A mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont
consenti à mon égard.

- A mes soeurs et surtout à MOUNIA.

- A mes frères.

- A mes amis.

AMIROUCHE SMAIN

Je dédie ce modeste travail

- A mes parents.

- A mes frères et soeurs.

- A tous mes amis.

SALHI AHMED.

NOMENCLATURE DES PLANCHES.

Planche n°1: Profil en long de l'adduction.

Planche n°2: Plan du réseau de distribution.

Planche n°3: Schéma d'équipement du réseau de distribution.

Planche n°4: Profil en long du collecteur principal 1 et son dimensionnement.

Planche n°5: Profil en long du collecteur principal 2 et son dimensionnement.

Table des matières

Chapitre I Généralités

1. Introduction
2. Présentation
3. Situation géographique
4. Situation topographique
5. Situation Climatique
6. Situation démographique
7. Habitat et équipement
8. Estimation des besoins en eau
 - a) Besoins domestiques
 - b) Besoins publics
9. Variation des débits
10. Variation de la consommation
11. Etude comparative des ressources

Chapitre II Réservoirs

1. Role
2. Capacité du réservoir
3. Dimensionnement du réservoir
4. Détermination de la cote du radier
5. Choix du type du réservoir
6. Equipements du réservoir

Chapitre III Adduction

1. Choix du tracé
2. Choix du type de tuyaux
3. Calcul du diamètre économique

Chapitre IV Choix des pompes

1. Choix du type de pompe
2. Courbe caractéristique de la conduite
3. Point de fonctionnement de la pompe

Chapitre V Distribution

1. Généralités
2. Détermination des débits aux nœuds
3. Calcul du réseau maillé
4. Principe de calcul
5. Calcul des pressions au sol
6. Equipement du réseau de distribution

Chapitre VI Etude du coup de bélier

1. Introduction :
2. Moyens de protection
3. Réservoir d'air
4. Calcul du réservoir d'air : Arrêt brusque du groupe.

Chapitre VII Protection des conduites contre la corrosion

- 1- Corrosion interne
- 2- Corrosion externe
- 3- Protection cathodique

Chapitre VIII Pose des conduites

- 1- Pose des conduites en tranchée
- 2- Lit de pose
- 3- Modalités et précautions à prendre.

2^{em} Partie : Assainissement

- 1- Introduction
- 2- Types d'eau à évacuer
- 3- Conception du réseau projeté
- 4- Type de canalisation
- 5- Plan de calcul.
- 6- Equipement du réseau d'assainissement

Conclusion

CHAPITRE I

Généralités

1. Introduction:

Dans notre présente étude nous essayons de cerner les besoins en eau potable de la nouvelle zone d'habitat urbain de Berrouaghia et de projeter les réseaux de distribution et d'assainissement.

2. Présentation:

Pour résorber la demande sans cesse croissante de logement dans la ville de Berrouaghia, il a été décidé la création, à l'est de la ville, d'une zone nouvelle d'habitat urbain, s'étendant sur une superficie de 66,5 ha cette Z.H.U.N est située à altitude de 935 m à 992 m.

3. Situation géographique:

La ville de Berrouaghia est située au sud d'Alger, à 150 km, elle est chef lieu de Daira. Elle est située à 30 km au sud de son chef lieu de wilaya Médés.

4. Situation topographique:

La Z.H.U.N est située sur un terrain un peu accidenté, du nord au sud le terrain se relève sensiblement en altitude de 935 à 992 m, dénivellation moyenne de 58 m, donc lors de la projection du réseau d'AEP des réducteurs de pressions sont à conseiller en certains points.

5-Situation climatique:

Le climat de la région se caractérise par un hiver très froid et un été chaud.

La moyenne de température est de 8°C en hiver et de 28°C en été, dans certaines années les chutes de neige peuvent atteindre 30cm.

6-Situation démographique :

La nouvelle zone d'habitat urbain de Berrouaghia sera opérationnelle à partir de 1995, le CNERU prévoit dans son programme la construction de 2667 logements avec un taux d'occupation moyen de 06 habitants par logement, ce qui nous donne une population de 16 000 habitants.

D'après les données recueillies auprès de la CNERU, il n'est pas prévu l'extension de cette Z.H.U.N, donc sa superficie ne peut accueillir qu'un nombre d'habitant bien déterminé -

16 000 habitants-, c'est sur cette base que sont calculés les besoins en équipements.

7-Habitat et équipements:

a-logements:

Logements collectifs: 2100

Logements individuels: 567

b- équipement scolaires et pré-scolaire:

- 4 crèches
- 4 écoles
- 1 lycée
- 1 C.F.P.A

c- équipements sanitaires :

- 1 centre de santé
- 2 pharmacies

d- équipements socio-culturel:

- 2 maisons de jeunes
- 1 salle de cinéma-théâtre
- 3 mosquées

e- équipements sports et loisirs

- 3 P.E.P.S
- 1 stade scolaire
- 4 aires de jeux
- 1 piscine.

f- commerces et services.

- 1 SNNGA
- 1 marché couvert
- 2 centres commerciaux
- 1 hôtel
- administration

8) Estimation des besoins en eaux:

a) consommation domestique

La population de la Z.H.U.N a été estimée à 16000 habitants à raison d'un besoin moyen de 200 l/j/habitant. La consommation journalière sera de l'ordre de:

$$16000 \times 200 = 3\,200\,000 \text{ l/j soit } 3\,200 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b) consommation relevant des équipements.

L'estimation des besoins relevant des grandes équipements sont reportées dans le tableau I.1

Besoins en Eaux :

Tableau I.1

Besoins	Types - d'équipement	Nombre	Capacité ou Surface	Total	Dotation	Consommation J.m ³ /J
Scolaire & Pré-Scolaire	Crèche	4	80 enfants	320 enfants	50/él/J	16,00
	Ecoles	4	1000 élèves	3800 élèves	80l/él/J	304,00
	Lycée	1	1000 élèves	1000 élèves	80l/él/J	80,00
	C.F.P.A	1	500 élèves	500 élèves	80l/él/J	40,00
Sanitaire	Centre de Santé	1	2000 m ²	2000 m ²	5l/m ² /J	10,00
	Pharmacie	2	50 m ²	100 m ²	5l/m ² /J	0,50
Socio-Culturel	Maison de jeunes	2	1200 m ²	2400 m ²	2l/J/m ²	4,80
	Cinéma	1	600 places	600 places	2l/J/Place	1,20
	Mosquée	3	2000 m ²	6000 m ²	10l/m ² /J	60,00

Besoins en Eaux:

Tableau I.2 (Suite)

Besoins	Types - d'équipement	Nombre	Capacité ou Surface	Total	Dotation	Consommation J.m ² /J
SPORT & LOISIR	P.E.P.S	3	1200 m ²	3600 m ²	2l/m ² /J	7,20
	Stade Scolaire	1	1200 m ²	1200 m ²	2l/m ² /J	2,40
	Aire de jeux.	4	1200 m ²	4800 m ²	2l/J/m ²	9,60
	Piscine	1	2000 m ²	2000 m ²	80l/J/m ²	160,00
COMMERCE & SERVICES	S.N.G.A	1	2500 m ²	2500 m ²	5l/J/m ²	12,50
	Marché Couvert	1	5700 m ²	5700 m ²	5l/J/m ²	28,50
	Centre Commercial	2	5000 m ²	10 000 m ²	5l/J/m ²	50,00
	Hotel	1	100 Lits	100 Lits	80l/J/Pers	8,00
	Administration	1	4000 m ²	4000 m ²	2l/J/m ²	8,00

Tableau récapitulatif des différents types de besoins.

Type de besoins	Consommation journalières m^3/j
Domestiques	3200
scolaires & pré-scolaires	440
Sanitaires	10,5
Socio-culturel	66
Sports & Loisirs	179,2
Commerces & services	107
TOTAL	4002,7

La consommation moyenne journalière est de 4002,7, mais on doit tenir compte des pertes dues aux fuites. On supposant que notre réseau est bien entretenu, la majoration sera de 20%.

Consommation journalières m^3/j	Majoration de 20% m^3/j	Consommation journalières total m^3/j
4002,7	800,54	4803,24

9 - Variation des débits :

Les causes principales de variations des débits sont :

- a- Les variations horaires.
- b- Les variations journalières
- c- Les variations mensuelles.

Soit K_0 le coefficient des variations horaires.

$$K_0 = \frac{\text{consommation maximum horaire.}}{\text{consommation moyenne horaire.}}$$

K_j coefficient des variations journalières.

$$K_j = \frac{\text{consommation maximum journalières}}{\text{consommation moyenne journalières}} = 1,2 \text{ (Ville d'importance moyenne)}$$

K_p coefficient de pointe ; il est défini par

$$K_p = K_0 \cdot K_j$$

K_0 est donné par la formule :

$$K_0 = \alpha \beta \quad \text{avec } 1,2 \leq \alpha \leq 1,4 \text{ et } \beta \text{ donné par le tableau suivant en fonction de la population.}$$

Nombre d'habitant	1000	2500	6000	10 000	20 000	30 000
β	2,0	1,60	1,40	1,30	1,20	1,15

Nous avons une population de 16.000 habitants $\rightarrow \beta = 1,25$

$$K_0 = 1,3 \cdot 1,25 = 1,625$$

$$K_p = 1,625 \cdot 1,2 = 1,95$$

10 Variations de la consommation :

Q_J^{moy} - Consommation journalière moyenne, c'est le produit de la dotation par le nombre d'habitant augmenté des besoins publics, le tout majoré de 20%.

Q_J^{max} - Consommation journalière maximale

Q_p - Débit de pointe journalière.

$$Q_J^{max} = k_J \cdot Q_J^{moy}$$

$$Q_p = k_p \cdot Q_J^{moy}$$

Consommation moyenne journalière	Consommation maximale journalière	Débit de pointe l/s
4803,24	6244,21	108,406

11 Etudes Comparatives des Ressources:

La ville de Berrouaghia est alimentée en eau potable par deux conduites.

- Conduites d'adduction ϕ 350 mm à partir de Médéa avec un débit de 22 l/s

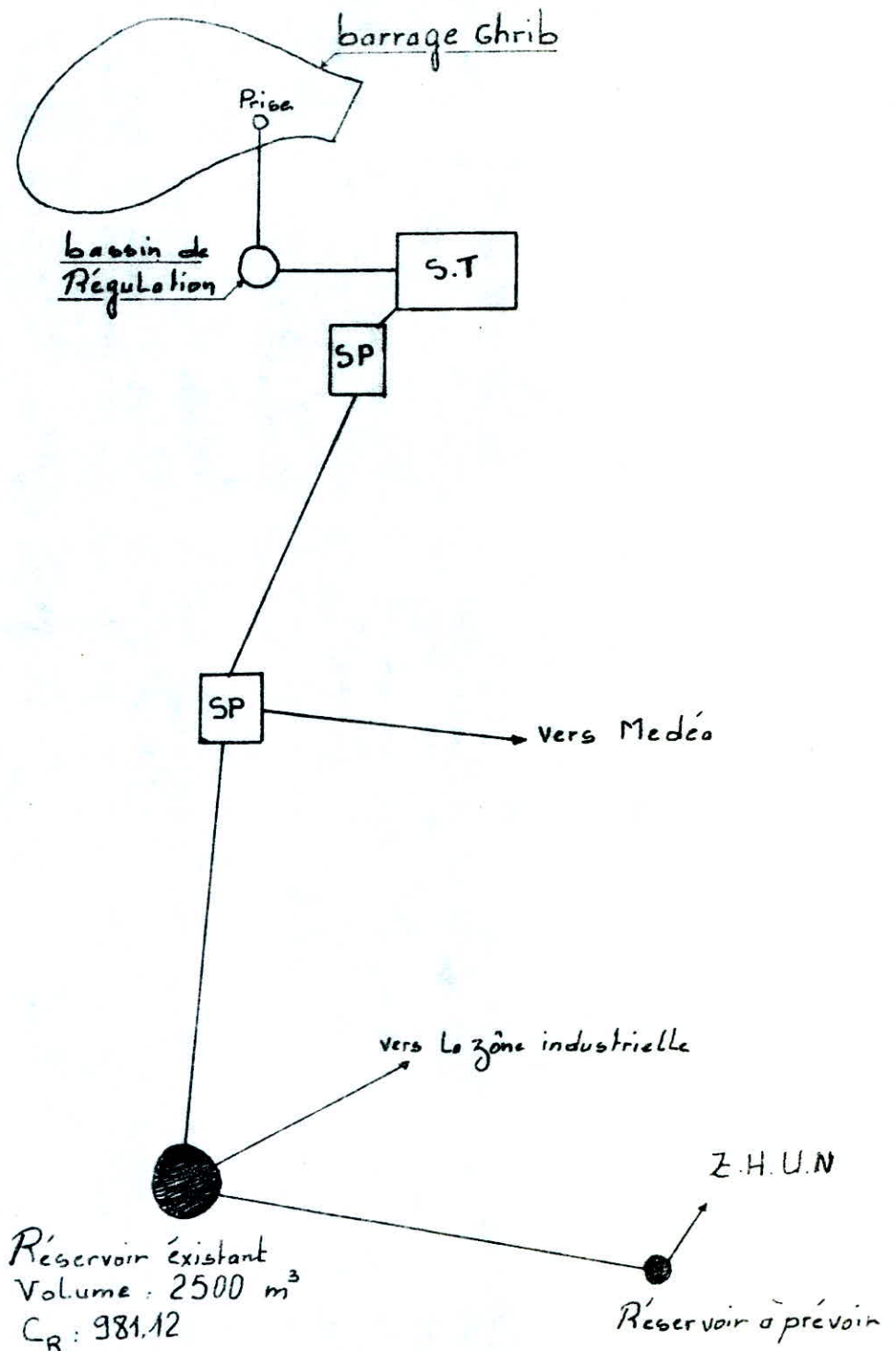
- Conduite d'adduction à partir du barrage Ghrib avec un débit de 93 l/s.

La nouvelle Z.H.U.N est située à une altitude de 935 m à 992 m et nécessite la réalisation d'un nouveau réservoir à cause de l'insuffisance de pression d'eau qui est due à la faible altitude des réservoirs existants.

Notre adduction se fera à partir d'un réservoir de 2500 m^3 qui alimente aussi la zone industrielle. Ce réservoir est alimenté à partir du barrage Ghrib avec une conduite d'adduction d'une longueur de 42 km.

La cote du Radiers du réservoir existant est = 981,12 m.

- Schéma Général d'adduction -



Chapitre II :

Réservoirs

II-1) Rôle.

Les réservoirs sont nécessaires pour compenser les fluctuations entre l'apport et la consommation d'eau, ils garantissent l'alimentation de l'agglomération, pour quelque temps, quand des perturbations apparaissent dans les installations de pompage, ils doivent remplir les tâches suivantes :

- La compensation des fluctuations de la consommation.
- L'établissement d'une pression à peu près régulière dans les conduites.
- La mise en réserve d'un certain volume d'eau pour des cas imprévus (extinction des incendies, rupture de l'adduction).
- Le maintien de l'eau à l'abri des risques de contamination, et à des températures constantes.

II-2) Capacité du réservoir.

Les calculs du volume du réservoir seront fait par la méthode analytique, puis représentés sur ~~sur~~ graphique.

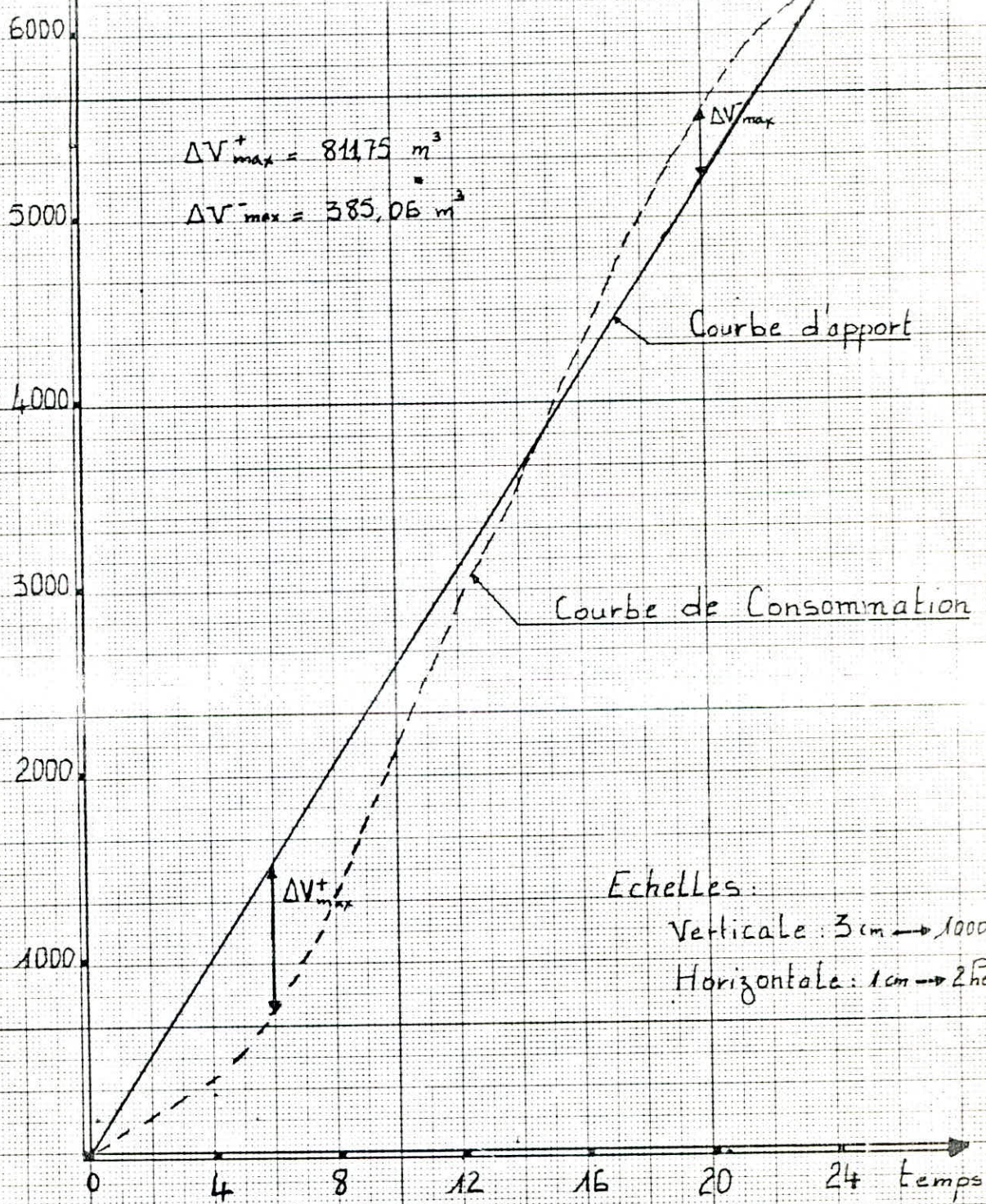
L'apport de l'eau et la consommation sont fixés par unité de temps, on admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires a_h , tirés d'un tableau en fonction de l'importance de l'agglomération.

Le volume du réservoir sera égal à la somme des différences

Tableau II.1

$\Delta t = 1h$	ah	Volume m^3		Volume Cumulé m^3		Difference $\Delta V m^3$	
		Q. Δt	Q. Δt .ah.0,24	V apport	V consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	260,175	93,663	260,175	93,663	166,512	
1-2	1,50		93,663	520,35	187,326	333,024	
2-3	1,50		93,663	780,525	280,989	499,536	
3-4	1,50		93,663	1040,7	374,652	666,048	
4-5	2,50		156,105	1300,875	530,757	770,118	
5-6	3,50		218,547	1561,05	749,304	811,746	
6-7	4,50		280,989	1821,225	1030,293	790,932	
7-8	5,50		343,431	2081,4	1373,724	707,676	
8-9	6,25		390,263	2341,575	1763,987	577,588	
9-10	6,25		390,263	2601,75	2154,25	447,5	
10-11	6,25		390,263	2861,925	2544,513	317,412	
11-12	6,25		390,263	3122,1	2934,776	187,324	
12-13	5,00		312,210	3382,275	3246,986	135,289	
13-14	5,00		312,210	3642,45	3559,196	83,254	
14-15	5,50		343,431	3902,625	3902,627	0,002	
15-16	6,00		374,652	4162,8	4277,279		114,479
16-17	6,00		374,652	4422,975	4651,931		228,956
17-18	5,50		343,341	4683,15	4995,362		312,212
18-19	5,00		312,210	4943,325	5307,572		324,247
19-20	4,50		280,989	5203,5	5588,561		385,061
20-21	4,00		249,768	5463,675	5838,329		374,654
21-22	3,00		187,326	5723,85	6025,655		301,805
22-23	2,00		124,884	5984,025	6150,539		166,514
23-24	1,50		93,663	6244,2	6244,202		0,002

Volume (m³) - Calcul du volume du réservoir -
 - méthode graphique -



Echelles:
 Verticale: 3 cm \rightarrow 1000 m
 Horizontale: 1 cm \rightarrow 2 heures

Volume (m³)

Calcul du volume du réservoir méthode graphique

6000

$$\Delta V_{max}^+ = 811,75 \text{ m}^3$$

5000

$$\Delta V_{max}^- = 385,06 \text{ m}^3$$

4000

Courbe d'apport

3000

Courbe de Consommation

2000

Echelles:

Verticale: 3cm → 1000 m³

Horizontale: 1cm → 2heures

1000

0

4

8

12

16

20

24

temps (h)

ΔV_{max}^+

ΔV_{max}^-

maximales en valeur absolue, plus une réserve d'incendie de 120 m^3 .

$$V_R = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + \Delta V_{RI}$$

Du tableau II-1, on tire les excès et les déficits durant les différentes heures de la journée. ΔV^+_{\max} & ΔV^-_{\max} .

ΔV = Volume apport - Volume consommé.

$$V_R = \Delta V^+_{\max} + \Delta V^-_{\max} + \Delta V_{RI}$$

ΔV_{RI} est le volume de la réserve d'incendie.

$$\Delta V_{RI} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 811,746 + 385,061 + 120 = 1361,807 \text{ m}^3$$

$$V_R = 1400 \text{ m}^3$$

II-3- Diamètre du réservoir.

On prend une hauteur, $h = 5,0 \text{ m}$.

On adopte une forme cylindrique.

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \implies D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1400 \text{ m}^3}{3,14 \cdot 5}} = 18,88 \text{ m}$$

On choisit un diamètre $D = 19 \text{ m}$.

II-4- Détermination de la côte du radier.

$$C_R = C_t + H + h_{ws} + P_s + h_{wc}$$

C_R = côte du radier du réservoir projeté.

C_t = côte du terrain du point le plus haut de la Z.H.U.N.

H = hauteur donnée suivant le nombre d'étage des immeubles

h_{ws} = pertes de charges singulières.

P_s = hauteur supplémentaire qui tient compte des appareils utilisant l'eau.

h_{wl} : pertes de charges linéaires sur le tronçon reliant le réservoir au point de jonction.

$$L_t = 992 \text{ m.}$$

$$H = 4 + 3,5 = 19 \text{ m (R+5)}$$

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

$$h_{ws} = 2,5 \text{ m.}$$

$$L_{Rapp} = 992 + 19 + 3 + 2,5 = 1016,5 \text{ m.}$$

On calcule les pertes de charges linéaires : h_{wl} .

$$h_{wl} = j \cdot L$$

j : gradient de perte de charge.

$L = 220 \text{ m}$ (longueur de la conduite d'amenée).

D'après l'équation de continuité, on peut écrire :

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1084}{3,14 \cdot 1}} = 0,371$$

$$D_N = 400 \text{ mm.}$$

Vérifions la vitesse.

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,1084}{3,14 \times (0,4)^2} = 0,863 \text{ m/s.}$$

Calcul du gradient de perte de charge j .

a-Méthode de la longueur fluïdodynamique : cette méthode s'applique pour tous les écoulements permanents incompressibles à régime turbulent ou transitoire.

- En 1^{er} lieu, on suppose que le régime est turbulent rugueux ($d=1$).

- La conduite étant pleine, donc son paramètre de forme

$$\xi = \frac{h}{D} = 1.$$

h: hauteur d'eau dans la conduite.

D: diamètre de la conduite.

$$\xi = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} \begin{cases} h/P_0 = 0,84. \\ D_0 = 1,539. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,259.$$

Détermination Q/\sqrt{J} .

$$\begin{cases} \varepsilon = 1\text{mm} \\ \lambda = 0,259 \end{cases} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,2.$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,2 \Rightarrow J_r = \left(\frac{Q}{2,2}\right)^2 = \left(\frac{0,1084}{2,2}\right)^2 = 0,0024278.$$

Vérification du régime.

$$Rr = \frac{4}{P_0} \frac{Q}{\lambda} \frac{1}{J} = 0,84 \frac{0,1084}{0,259} \cdot 10^6 = 0,3516 \cdot 10^6.$$

$$\begin{cases} Rr = 3,516 \cdot 10^5 \\ \frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{10^{-3}}{0,4} = 0,0025 \end{cases} \xrightarrow{\text{Diagramme de moody}} \text{Régime en transition.}$$

Régime en transition, on doit corriger la valeur J

$$\frac{J}{J_r} = \sqrt{J}^{5,3}$$

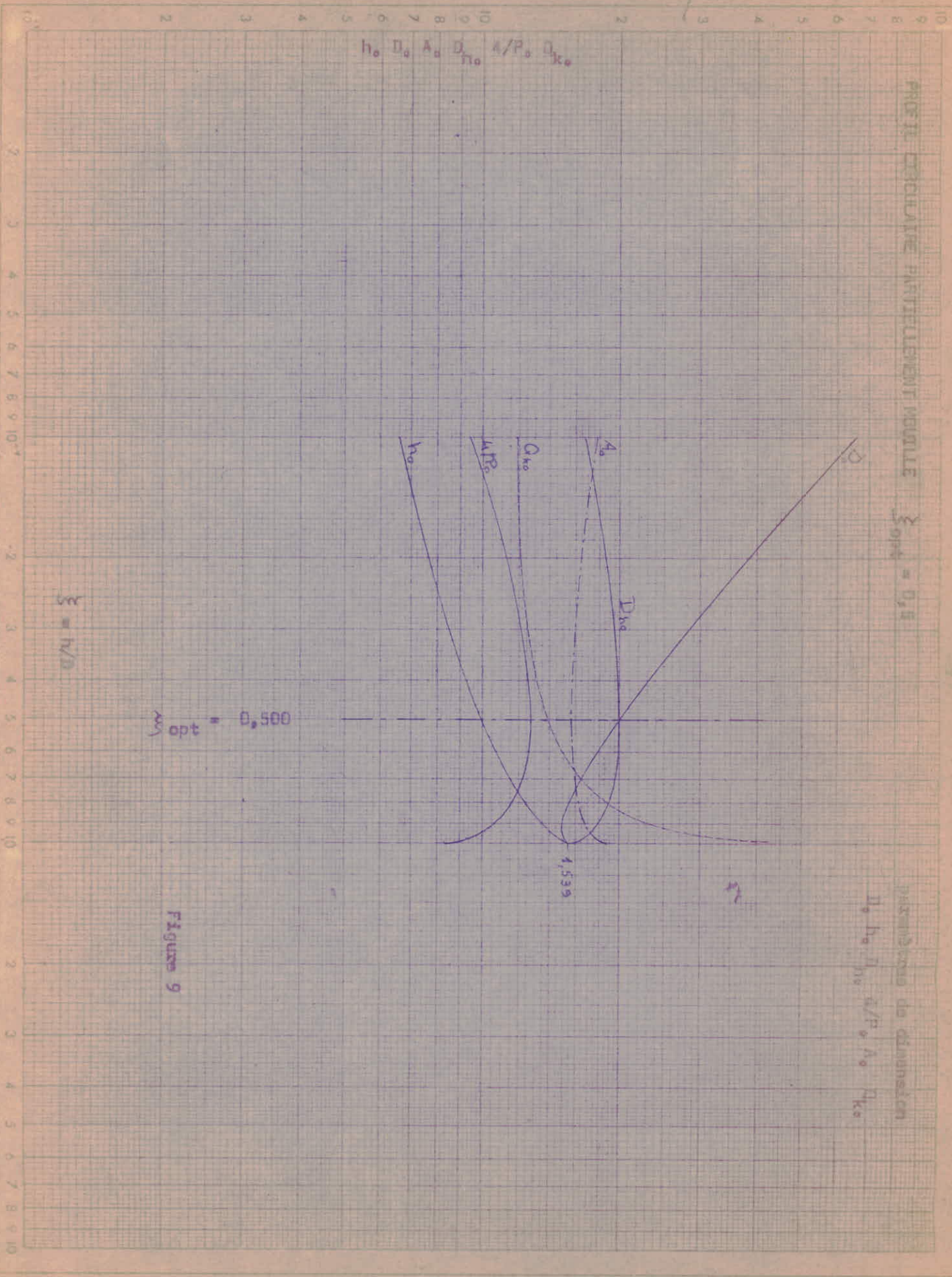
$$\begin{cases} \frac{\varepsilon}{D_h} = 2,5 \cdot 10^{-3} \\ Rr = 3,5 \cdot 10^5 \end{cases} \xrightarrow{\text{abaque 17c}} \text{notre valeur est comprise entre } 2 \cdot 10^{-3} \text{ \& } 5 \cdot 10^{-3} \text{ on utilise l'abaque 17d.}$$

De l'abaque 17d & après interpolations on tire $\sqrt{J}^{5,3}$.

$$\sqrt{J}^{5,3} = 1,01.$$

PROFIT ENCLAVURE PARTIEMENT MODULE $\xi_{opt} = 0,5$

paramètres de dimension
 $D_0, h_0, D_{no}, A/P_0, A_0, D_{ke}$



$\xi_{opt} = 0,500$

4,535

$\xi = h/D_0$

Figure 9

coefficient de resistance $= \frac{f}{2} \frac{V^2}{R^2 g}$

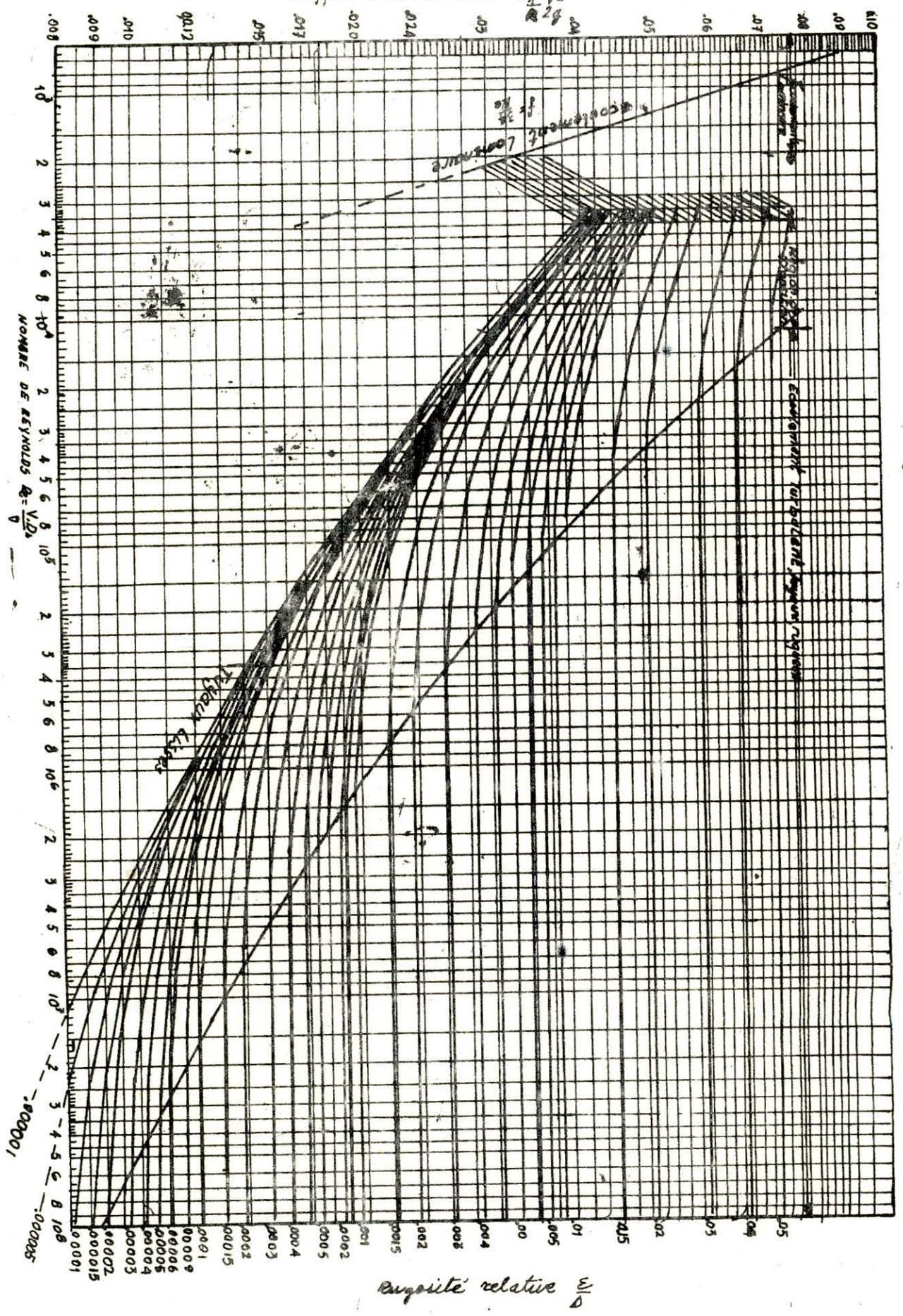


Diagramme de Moody

d'où $J = J_r \cdot dJ^{5,3} = 0,0024278 \cdot 1,01 = 0,002452078$.

L : longueur de la conduite R \rightarrow point de jonction (1).

$L_g = 220 \text{ m}$.

$\Delta H = J \cdot L_e$. pertes de charge.

L_e : longueur équivalente.

$L_e = 1,15 L_g = 1,15 \cdot 220 = 253 \text{ m}$.

$\Delta H = 0,002452078 \cdot 253 = 0,620 \text{ m}$.

$\Delta H = 0,62 \text{ m}$.

Par conséquent la vraie valeur de la cote du radier sera.

$C_R = 1016,5 + 0,62 = 1017,12 \text{ m}$.

II-5 Choix du type du réservoir

Le réservoir projeté sera du type: Semi-enterré, parce-qu'il présente plusieurs avantages parmi les quelles :

- Construction facile et économique
- Etanchéité facile à réaliser.
- Conservation de l'eau stocké à une température constante.

II-6-Equipement du réservoir.

a-Adduction : L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse avec l'extrémité de la conduite noyée, ce qui permet de préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium. Mais pour éviter le vidange du réservoir par siphonage lors d'un accident sur l'adduction on installe un clapet anti-retour.

On prévoit un interrupteur à flotteur qui est relié au contacteur du moteur par un câble enterré qui enclenche le moteur pour un niveau inférieur et le déclenche lorsque le réservoir est plein.

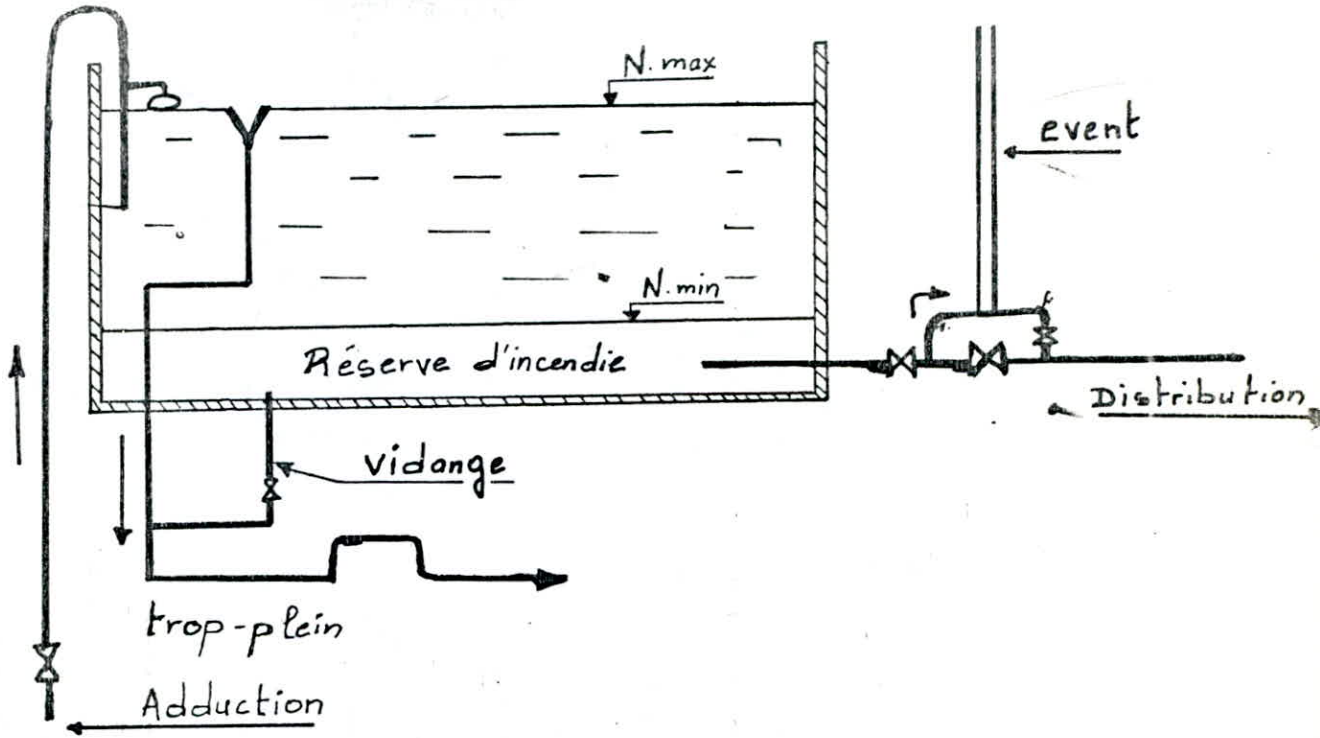
b-Distribution: Le départ de la conduite de distribution doit être à l'opposé de la conduite d'adduction, l'orifice de départ est muni d'une crépine et placé à 0,20m au dessus du radier pour empêcher la pénétration de la boue décantée.

c-Conduite du trop plein: La conduite du trop plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau atteint la limite maximale et cela dans le cas de non arrêt de la pompe. Elle comporte au départ un évasement en forme de tronc de cône et débouche à un exutoire voisin.

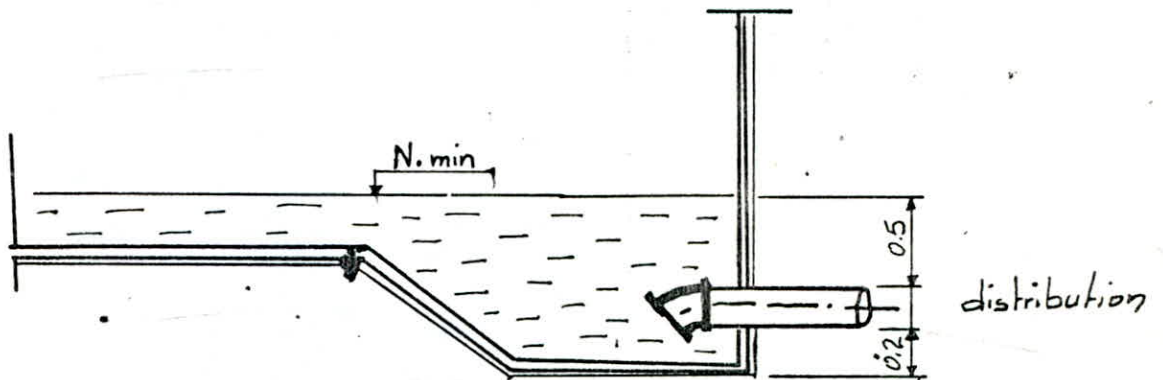
d Vidange: Le réservoir est équipé d'une conduite de vidange raccordée à la conduite du trop plein, elle comporte un robinet vanne et un siphon.

e-Matérialisation de la réserve d'incendie; Il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne en cas de nécessité. Le dispositif utilisé est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint (voir fig)

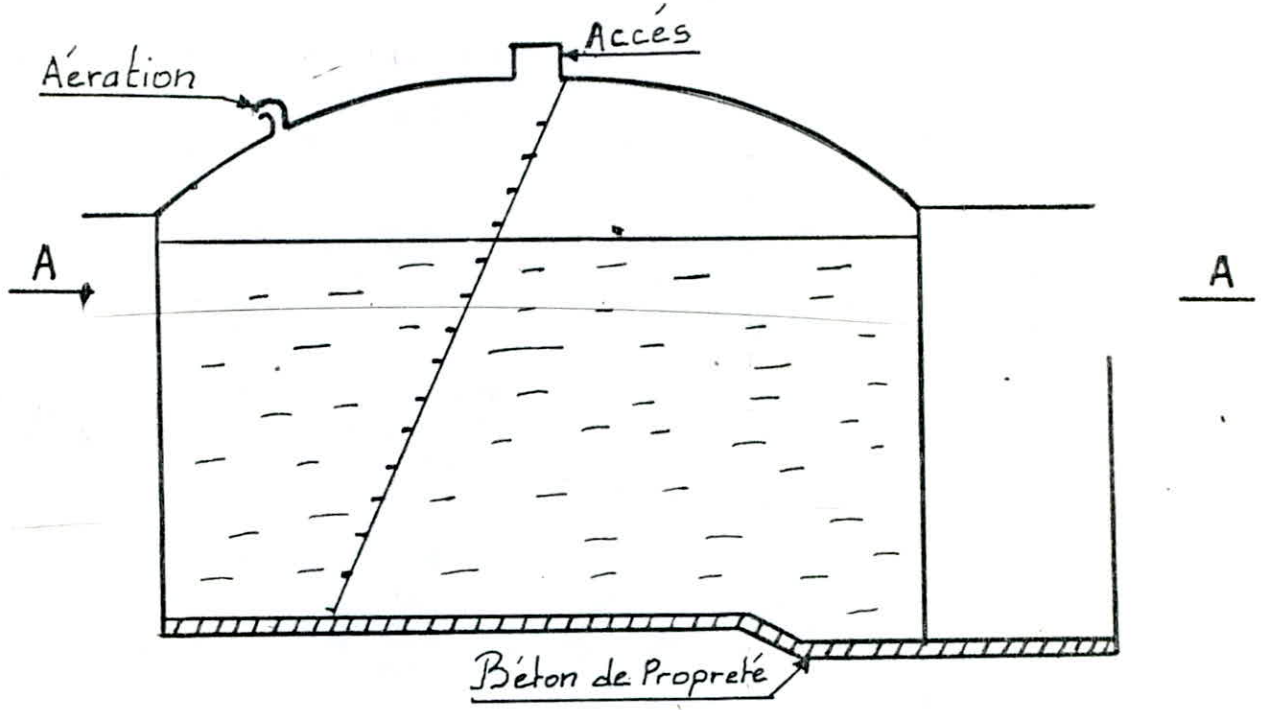
- Fontainerie d'équipement -



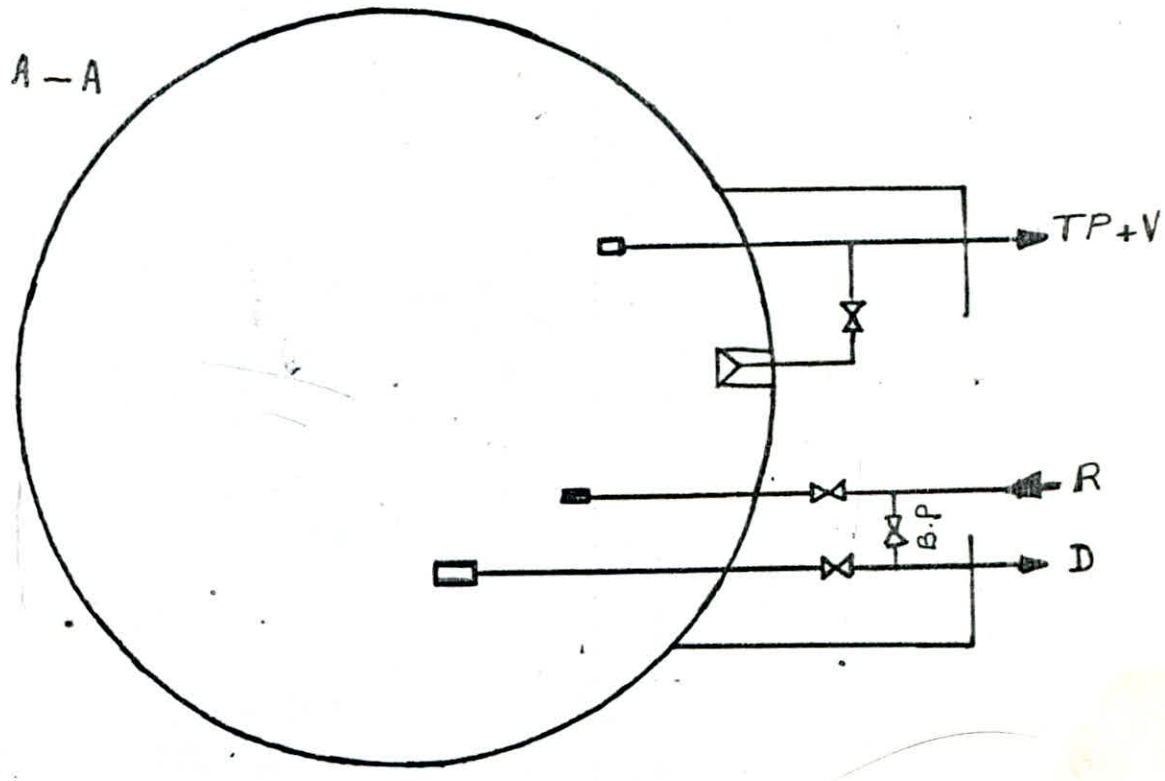
- Départ de la distribution -



- RESERVOIR SEMI-ENTERRE



Coupe : A - A



Chapitre III

Adduction.

1- Choix du tracé :

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

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

- Eviter les contres-pentes qui au droit des points hauts ainsi formés peuvent donner lieu, en exploitation à des contournements d'air plus au moins difficiles à évacuer.

- Suivre le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

2- Choix du type de tuyaux :

Les tuyaux les plus utilisés en adduction sont en acier pour divers raisons, parmi lesquelles :

- Ils sont économiques et solides.

- Disponible sur le marché.

- Peuvent supporter des pressions élevées.

3- Méthode de calcul du diamètre économique :

Après avoir choisi le tracé, il faut choisir le diamètre de la conduite d'adduction le plus économique.

a. Le choix de la gamme des diamètres sur lesquelles portera notre étude, sera en fonction du diamètre donné par la formule de BONNIN.

$$D = K\sqrt{Q} \quad \text{avec } K = 1 \left(\frac{s}{m}\right)^{1/2}$$

$$Q = [m^3/s]$$

D = diamètre de la conduite [m].

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,07227} = 0,268 \text{ m.} \approx 300 \text{ mm.}$$

b. Calcul des pertes de charges.

Les pertes de charges sont de deux types.

- Pertes de charges linéaires.

- Pertes de charges singuliers.

Les pertes de charges singuliers sont prises égale à 15% des p.d.c linéaires.

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

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 \Delta H_l$$

$$\Delta H_l = \frac{f}{D_h} L \frac{V^2}{2g} \quad \text{"Formule de DARCY WEISBACH"}$$

f : coef de frottement donné par la formule de "COLEBROOK".

$$f = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f_1}} \right) \right]^{-2}$$

La valeur de f_1 est donnée par la formule de NIKURADSE.

$$f_1 = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

on procède par itération, jusqu'à obtenir de la vraie valeur du coef de frottement.

$$\text{avec } R = \frac{4}{\rho_0} \frac{Q}{\Lambda} \frac{1}{D}$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} \quad \& \quad \frac{h}{D} = 1 \quad \text{8a} \quad \left\{ \begin{array}{l} 4/\rho_0 = 0,84 \\ D_0 = 1,539. \end{array} \right.$$

Pour les conduites circulaires.

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

avec $L_e = 1,15 L_g$.

c-Etude de la rugosité:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha t.$$

ϵ_0 : rugosité absolue pour les conduites neuves ($\epsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier)

α : coef de vieillissement, tiré de l'abaque de PETER-LAMONT

$\alpha = 0,03$ mm/an (correspondant à la zone d'eau de faible agressivité).

t: temps de service (en années).

Pour notre projet on prend $t = 30$ ans.

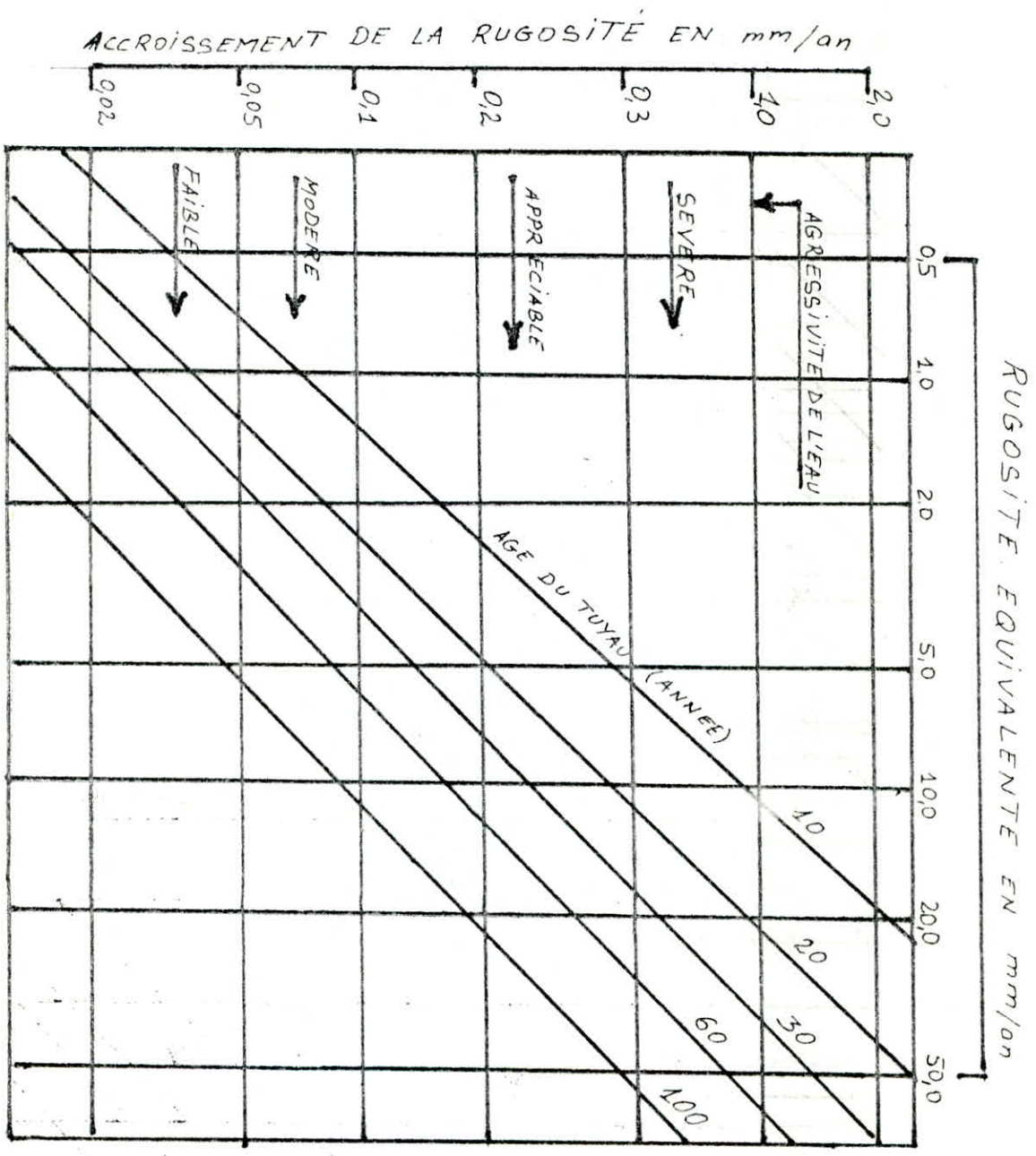
$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha t = 10^{-4} + 0,03 \times 30 \cdot 10^{-3} = 10^{-3} \text{ m.}$$

d-Hauteur manométrique totale:

C'est la hauteur totale à laquelle l'eau doit être élevée.

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

ΔH_f : pertes de charges totales.



ABAQUE DE PETER - LAMONT

H_g : hauteur géométrique d'élevation

e- Puissance absorbée par la pompe.

$$P = \frac{H_{mt} \cdot g \cdot Q}{\eta} \quad (\text{KW}).$$

Q: débit refoulé (m^3/s).

η : rendement de la pompe pris égal à 75%.

f- Energie consommée par la pompe: E.

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \quad (\text{KW/h}).$$

g- Frais d'exploitation de la station de pompage:

$$F_e = E \cdot e \quad (\text{D.A}).$$

e: prix de l'énergie = 0,19 DA / KW.h

h- Frais d'amortissement

Nous supposons que notre conduite sera amortie sur une période de 30 ans avec un taux d'intérêt de 08%, ce qui nous conduit à calculer l'annuité A.

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

i: taux d'intérêt, ($i = 08\%$)

n: durée d'amortissement ($n = 30$ ans).

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

Frais d'exploitation

Tableau III.2

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

$$Q = 72,27 \text{ l/s}$$

$$H_g = 40,5 \text{ m}$$

$$L_g = 1225 \text{ m}$$

$$\epsilon = 10^{-5} \text{ m}$$

Diamètre [mm]	250	300	350	400
V [m/s]	1,47	1,02	0,75	0,58
IR 10^5	3,67	3,06	2,63	2,32
ϵ/Dh	0,004	0,00333	0,0029	0,0025
f_n	0,02884012	0,027363454	0,02631063	0,025254078
f_c	0,0292967	0,0279191	0,0268703	0,0260444
J	0,012973737	0,004968686	0,002212476	0,001099919
ΔH_e [m]	15,89	6,09	2,71	1,35
ΔH_s [m]	2,38	0,91	0,41	0,20
ΔH_t [m]	18,27	7,00	3,12	1,55
H_{mt} [m]	58,77	47,50	43,62	42,05
Puissance P [kw]	55,55	44,901	41,234	39,749
Energie E [kw.h/an]	486618,00	393332,76	361209,84	348201,24
Prix de l'énergie [D.A]	92457,42	74733,2244	68629,869	66158,236

Frais d'amortissement

\varnothing [mm]	Prix du mètre Linéaire [D.A/ml]	Longueur [m]	Prix de la Conduite [D.A]	Annuité [D.A]
250	267,22	1225	327344,50	29461,005
300	333,07	"	408010,75	36720,9675
350	437,60	"	536060,00	48245,4
400	500,44	"	613039,00	55173,51

Bilan

\varnothing [mm]	250	300	350	400
Amortissement	29461,005	36720,9675	48245,4	55173,51
Exploitation	92457,42	74733,2244	68629,8696	66158,2356
total	121918,43	111454,19	116875,27	121331,75

D'après les résultats obtenues, le diamètre économique est le \varnothing 300

Chapitre IV

Choix des pompes

1- Choix du type de pompe.

Le choix du type de pompe à adopter est fonction du débit à refouler et de la hauteur d'élevation. Ce choix doit se faire de telle façon que la pompe installée doit fonctionner dans la zone de son rendement maximale conduisant ainsi au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

2- Point de fonctionnement de la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge s'obtient par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q = f(H)$ et la courbe caractéristique de la canalisation $Q = f(\Delta H)$.

3- Courbe caractéristique de la conduite.

En vue de tracer la courbe caractéristique de la conduite, on se fixe des débits supérieurs & des débits inférieurs au débit qu'on veut élever, et pour chaque débit fixé, on calcule les pertes de charges s'y produisant dans la conduite d'ad-
duction puis les mémoires manométriques totales correspondante. A l'aide de ces valeurs on trace la courbe

$$Q = f(\Delta H).$$

a- Calcul des pertes de charges

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L$$

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

$$\Delta H_t = 0,15 \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_t = 1,15 L \frac{f_c \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} = 0,0828 \frac{f_c Q^2}{D^5} \cdot L_g \cdot 1,15$$

f_c : coef de frottement donné par la formule de COLEBROK.

$$f_c = \left[0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{f_1}} \right) \right]^{-2}$$

f_1 est donné par la formule de NIKURADSE

$$f_1 = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

- Tous les calculs sont dressés dans le tableau IV-1.

- Choix de la pompe.

$$Q = 260,17 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 47,5 \text{ m.}$$

Du catalogue, nous avons choisis une pompe à axe horizontal.

Jeumont Schneider MEN 100-200

Vitesse de rotation: 2900 trs/min.

Diamètre de la roue: 219 mm.

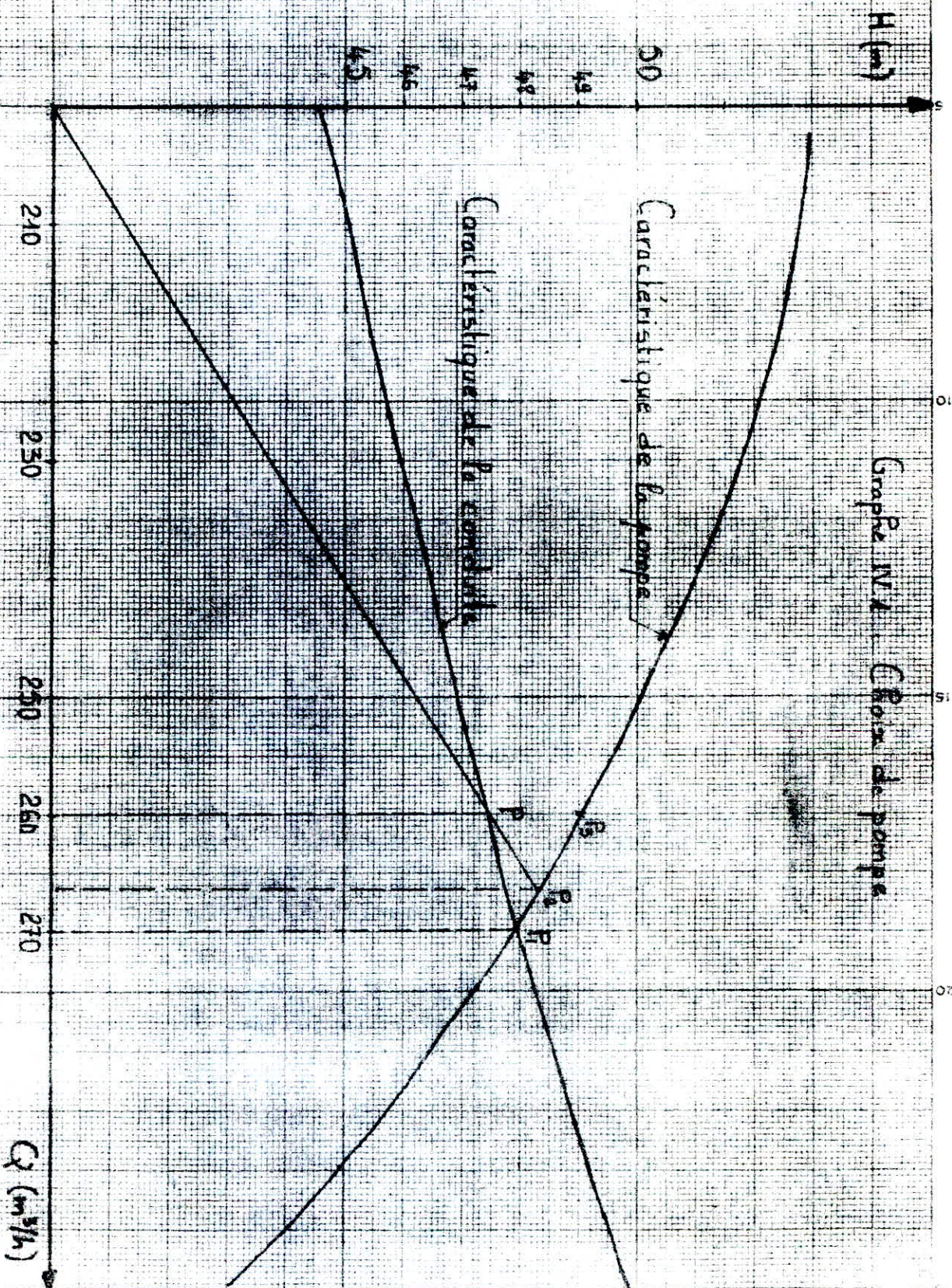
Nous avons aussi prévu une pompe de secours de même caractéristiques.

Les courbes $Q = f(H)$ & $Q = f(\Delta H)$ sont reportées sur le graphique IV-1

$Q = 260,17 \text{ m}^3/\text{h}$ $l_g = 1225 \text{ m}$ $H_g = 40,5 \text{ m}$ $\phi = 300 \text{ mm}$ $H_{mf} = 47,5 \text{ m}$ $V = 1,02 \text{ m}/\Delta$

Tableau IV.1

$Q (\text{m}^3/\text{h})$	$V (\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^6$	f_r	f_c	J	$\Delta H_f (\text{m})$	$H_{mf} (\text{m})$
210	0,83	0,2478	0,02736346	0,02801532	0,003248278	4,580	45,080
220	0,87	0,2595	..	0,02799261	0,003562114	4,018	45,518
230	0,90	0,2712	..	0,02797181	0,003890409	5,481	45,981
240	0,94	0,2832	..	0,02795223	0,004233094	5,963	46,463
250	0,98	0,2949	..	0,02793463	0,004590309	6,466	46,966
260	1,02	0,3066	..	0,02791834	0,004961983	6,990	47,490
270	1,06	0,3186	..	0,02790285	0,005348046	7,534	48,050
280	1,10	0,3303	..	0,02788882	0,005748642	8,098	48,598
290	1,14	0,3420	..	0,027875725	0,006163696	8,683	49,183
300	1,18	0,3540	..	0,027863176	0,006593138	9,288	49,788



La courbe caractéristique de la pompe coupe celle de la conduite au point P_1 correspondant au point de fonctionnement de la pompe avec un débit $Q_1 = 270 \text{ m}^3/\text{h}$ & une hauteur $H_1 = 48,05 \text{ m}$. Le point P de débit $Q = 260,17 \text{ m}^3/\text{h}$ & $H_{mt} = 47,5 \text{ m}$ est le point de fonctionnement désiré.

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

Pour cela on procède à une comparaison entre trois types de variante et on choisira la moins chère.

a- Accepter la caractéristique de la pompe et varier sur le refoulement, ce qui entraîne un accroissement de la consommation d'énergie.

b- Accepter le point de fonctionnement P_1 tel qu'il est donné, mais diminuer le temps de pompage.

c- Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe au point de fonctionnement désiré, le pourcentage de rognage ne doit pas dépasser 20%.

Dans ce cas le rendement diminue avec l'importance du rognage.

1^{er} variante : elle consiste à varier sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à

$$P_3 - P = 49 - 47,5 = 1,5.$$

La puissance de la pompe sera :

$$P_2 = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_2}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,07226 \cdot 49}{0,82} = 42,36 \text{ Kw.}$$

2^{ème} variante: Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est, le débit à relever sera supérieur au débit désiré, donc on doit diminuer la durée de pompage.

Pour le point P_1 : $Q_1 = 270 \text{ m}^3/\text{h}$

$$H_1 = 48,05 \text{ m}$$

Pour le point P : $Q = 260,17 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$H = 47,5 \text{ m.}$$

Le volume entrant dans le réservoir en 24 h est :

$$V = 260,17 \times 24 = 6244,08 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage sera réduit à :

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{6244,08}{270} = 23,04^{\text{h}} = 23^{\text{h}}.$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,075 \cdot 48,05}{0,83} = 42,59 \text{ Kw.}$$

3^{ème} variante: Rognage de la roue de la pompe.

calculons le coef de rognage.

$$\frac{Q}{P} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \quad (I)$$

$Q = 266,5 \text{ m}^3/\text{h}$ (débit correspondant au point P_2)

$$H = 48,3 \text{ m.}$$

D: Diamètre de la roue avant rognage. (D = 219 mm).

d: Diamètre de la roue rognée.

Posons $d = mD$ et remplaçons dans l'expression (I)

m: coef de rognage.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2} \Rightarrow \left(\frac{q}{Q} \right)^{1/2} = m.$$

$$m = \left(\frac{260,17}{266,5} \right)^{1/2} = 0,988.$$

Le pourcentage de rognage sera:

$$1 - m = 1 - 0,988 = 0,012 = 1,2 \%$$

La puissance absorbée sera:

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,07227 \cdot 47,5}{0,83} = 40,57 \text{ Kw.}$$

Des trois variantes précédentes on remarque que la plus petite puissance est obtenue par le rognage dont le pourcentage est très faible 1,2%, donc on gardera la même pompe.

Chapitre V

Distribution.

1- Généralité :

L'alimentation en eau potable de la Z.H.U.N est assurée par un réseau maillé, suivant le plan de la voirie on a décomposé notre réseau en 7 mailles.

2- Détermination des débits aux nœuds.

a- Méthode : La Z.H.U.N de BERROUAGHIA présente une densité de la population variante d'une zone à l'autre.

Pour déterminer le débit de chaque nœud, on délimite la zone qu'il dessert en utilisant la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, la surface, la consommation spécifique et le coefficient de pointe, nous déduisons le débit de pointe soutiré pour chaque nœud.

b- Formules utilisées : consommation spécifiques : $q = \frac{Q_{\text{moy. jour}}}{N}$
La population probable dans la zone considérée :

$$N_i = S_i \times d_i.$$

Le débit du nœud sera :

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

N : population totale.

S_i : surface de la zone considérée.

d_i : densité de la population de la zone considérée.

Tous les calculs sont reportés dans le tableau (V-1)

Calcul des débits soutirés

Tableau V.1

N° des noeuds	Mailles	Surfaces des zones (ha)	Consommation Spécifique ℓ/hab	Densité hab/ha	Population	Consommation par noeud ℓ/s	Coefficient de Pointe Kp	débits soutirés ℓ/s	débit soutiré à chaque noeud ℓ/s
1	I	2,5	300,203	246	615	2,14	1,95	4,17	7,36
	-	2,25		210	472	1,64		3,19	
2	I	2,6	"	246	639	2,22	"	4,32	6,46
	II	1,82		174	316	1,10		2,14	
3	II	1,3	"	174	227	0,79	"	1,64	1,64
4	II	1,36	"	174	236	0,82	"	1,60	1,60
5	II	1,7	"	174	296	1,03	"	2,10	4,52
	I	1,45		246	357	1,24		2,42	
6	I	2,4	"	246	590	2,05	"	3,40	14,87
	III	3,55		210	745	2,59		5,07	
	IV	1,5		630	945	3,28		6,40	
7	I	1,45	"	246	357	1,24	"	2,42	11,57
	II	1,22		174	212	0,74		1,44	
	IV	1,50		630	945	3,28		6,40	
	VII	1,78		108	192	0,67		1,31	
8	II	1,26	"	174	219	0,76	"	1,49	3,84
	VII	3,85		90	346	1,20		2,35	
9	III	1,85	"	210	389	1,35	"	2,64	2,64
10	III	1,50	"	210	315	1,09	"	2,13	8,33
	IV	1,35		630	849	2,95		5,76	
	V	0,60		108	65	0,23		0,44	

Calcul des débits soutirés

Tableau II.1 (suite)

N° des noeuds	Mailles	Surfaces des zones (ha)	Consommation spécifique l/s/hab	Densité hab/ha	Population	Consommation par noeud l/s	Coefficient de pointe Ksp	Débite soutirés l/s	débit soutiré à chaque noeud l/s
11	IV	1,35	300,201	630	850	2,95	1,95	5,76	7,62
	V	0,50		108	54	0,19		0,37	
	VII	2,05		108	220	0,76		1,49	
12	V	0,61	"	108	66	0,23	"	0,45	4,18
	VI	1,30		258	335	1,16		2,27	
	VII	2,00		108	216	0,75		1,46	
13	II	0,90	"	210	189	0,66	"	1,28	3,38
	V	0,75		108	81	0,28		0,65	
	VI	0,83		258	214	0,74		1,45	
14	II	1,85	"	210	388	1,35	"	2,63	7,07
	-	2,20		108	237	0,82		1,63	
	VI	1,60		258	412	1,43		2,81	
15	VI	1,60	"	258	412	1,43	"	2,81	5,15
	-	3,07		108	331	1,15		2,34	
16	VI	1,65	"	258	426	1,48	"	2,90	7,63
	VII	0,70		720	504	1,75		3,49	
	-	1,70		108	183	0,64		1,24	
17	VII	2,00	"	720	1440	5,00	"	9,76	10,55
	-	1,08		108	116	0,40		0,79	

3-Calcul du réseau de distribution.

Le calcul du réseau maillé a été effectué suivant la méthode de HARDY-CROSS, cette méthode repose sur les deux lois suivantes:

1^{ère} Loi: en un nœud quelconque du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2^{ème} Loi: Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

4-Principe de calcul.

- Pour toutes les mailles, on choisit le sens des aiguilles d'une montre comme sens positive.

- Pour chaque maille, on effectue une répartition arbitraire des débits tout en respectant la 1^{ère} Loi.

- On calcule la perte de charge dans chaque tronçon.

- On procède par approximations successives jusqu'à satisfaire la 2^{ème} Loi.

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^3 = 0$$

4-1 Calcul des pertes de charge totales.

On applique la formule de DARCY-WEISBACH pour les pertes de charge singuliers.

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot l_{eq} \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

l_{eq} : Longueur équivalente.

Les pertes de charge dues aux frottements sont données

$$\text{par : } \Delta H_f = f \frac{L_0}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

L_0 : Longueur géométrique.

Généralement on estime la longueur équivalente à 15% de

la longueur géométrique

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f.$$

$$\Delta H_t = f \frac{0,15 L_0}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} + f \frac{L_0}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

$$\Delta H_t = 1,15 f \frac{L_0}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

On introduit le concept de la perte de charge débitaire

ΔH_Q provoquée par le passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = 1,15 f \frac{L_0}{D} \cdot \frac{1}{2g A^2}$$

Le gradient de la perte de charge débitaire

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L_t} = \frac{f}{2g D A^2} \quad [m^6 \cdot s^2]$$

Pour un profil circulaire :

$$J_Q = \frac{8f}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = \frac{0,0828 f}{D^5}$$

f : coefficient de frottement évalué par la formule de

COLEBROOK.. avec : $\epsilon = 10^{-3}$.

4-2 Calcul du débit correctif.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2} = r \Rightarrow \Delta H = r Q^2$$

soient:

Q_0 : débit supposé en 1^{er} approximation

Q_I : débit corrigé

ΔQ_0 : débit correctif.

On aura pour chaque tronçon:

$$Q_I = Q_0 + \Delta Q_0$$

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

ΔQ_0^2 est négligeable devant Q_0 :

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

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

Pour un circuit fermé $\sum \Delta H = \sum r Q^2 = 0$

$$\Delta Q_0 = \frac{-\sum_{i=1}^n r Q_0^2}{2 \sum_{i=1}^n |r Q_0|}$$

A l'aide de cette formule, nous effectuons les corrections des débits.

Les calculs du réseau maillé ont été effectués sur ordinateur HP

5- Calcul des pressions au sol.

Ayons les côtes du terrain de tous les nœuds du réseau et connaissons la côte du radier du réservoir ainsi que

toutes les p.d.c le long de chaque tronçon, on peut déterminer les côtes piézométriques de tous les noeuds et par la suite les pressions au sol.

La pression demandée pour un immeuble $P_{sol} = n.3 + 3$
n: nombre d'étage.

La pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la côte piézométrique du noeud précédent diminuée des pertes de charges occasionnées le long de ce tronçon et la côte du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

Pression au sol = côte piézométrique - côte du terrain.

La pression au sol dans les points du réseau ne doit pas dépasser la valeur de 5 bars.

Les résultats de calcul sont portés sur le tableau V-3

6-Equipement du réseau de distribution.

☐ ; a) type de canalisation.

Nous prévoyons pour notre réseau de distribution des conduites en amiante ciment, en effet elles présentent certains avantages :

- Sont disponibles sur le marché national

- Sont légères et présentent une pose comode.

- Peuvent supporter une pression moyenne de 15 bars.

Leurs assemblages s'effectuent à l'aide des joints simples,

genre GIBAULT où de joints à bague vissée.

7- Organes accessoires.

Pour permettre l'isolement des divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations ou équipera le réseau de robinets vannes posées en des endroits accessibles.

a) Bouche d'incendie.

Les bouches d'incendies sont installées en bordure des trottoirs espacées de 200m, elles sont raccordées sur des canalisations pouvant assurer une pression au sol d'au moins 1 bar (10 m).

b) Ventouses.

Elles sont placées dans les points hauts de la canalisation, en effet, l'air se trouvant dans la conduite lors de son remplissage et également l'air dissout quand la conduite est en fonctionnement peut provoquer des ruptures de l'écoulement pour empêcher les cantonnements d'air.

c) Décharge

La présence des dépôts dans la conduite lors de son fonctionnement est certains, pour cela, des décharges sont prévues en vue de vidanger celle-ci.

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

Tableau V-3

Détermination de la Pression au Sol

M. P. Les	Trançons	Côtes du terrain (m)		P.D.C (m)	Côtes piezométrique (m)		Pression (m)
		Amont	Aval		Amont	Aval	
I	R-1		982,51	0,62	1017,12	1016,5	33,99
	1-2	982,51	965,00	1,24	1016,5	1015,26	50,26
	2-5	965,00	950,10	2,72	1015,26	1012,54	62,44
	5-7	950,10	955,80	0,73	1012,54	1011,81	56,01
	7-6	955,80	978,25	-0,79	1011,81	1012,60	34,35
	6-1	978,25	982,51	-3,9	1012,60	1016,25	33,99
II	2-3	965,00	940,63	0,81	1015,26	1014,45	73,82
	3-4	940,63	936,38	1,04	1014,45	1013,44	77,06
	4-8	936,38	937,00	2,15	1013,44	1011,29	74,29
	8-7	937,00	955,80	-0,52	1011,29	1011,81	56,01
	7-5	955,80	950,10	-0,73	1011,81	1012,54	62,54
	5-2	950,10	965,00	-2,73	1012,54	1015,27	50,27
III	6-10	978,00	976,40	3,57	1012,60	1009,03	32,63
	10-13	976,40	975,48	2,22	1009,03	1006,81	31,33
	13-14	975,48	987,50	0,86	1006,81	1005,95	18,45
	14-9	987,50	993,78	-5,41	1005,95	1011,36	17,58
	9-6	993,78	978,00	-1,23	1011,36	1012,59	34,59
IV	6-7	978,00	955,80	0,79	1012,59	1011,80	56,00
	7-11	955,80	964,87	3,63	1011,80	1008,17	43,30
	11-10	964,87	976,40	-0,87	1008,17	1009,04	32,64
	10-6	976,40	978,00	-3,57	1009,04	1012,61	34,61

Tableau V-3 (suite)

Détermination de la Pression au Sol (suite)

Mailles	Trançons	Côtes du terrain (m)		D.D.C (m)	Côtes piezométrique (m)		Pression (m)
		Amont	Aval		Amont	Aval	
V	10-11	976.40	964.87	0.87	1009.04	1008.17	56.00
	11-12	964.87	962.80	1.06	1008.17	1007.11	44.34
	12-13	962.80	975.48	0.28	1007.11	1006.83	31.35
	13-10	975.48	976.40	-2.22	1006.83	1009.05	32.65
VI	13-12	975.48	962.80	-0.28	1006.83	1007.11	44.31
	12-16	962.80	948.00	3.86	1007.11	1003.25	55.25
	16-15	948.00	967.80	-1.43	1003.25	1004.68	36.88
	15-14	967.80	987.50	-1.23	1004.68	1005.91	48.44
	14-13	987.50	975.48	-0.86	1005.91	1006.77	31.29
VII	7-8	955.80	937.00	0.52	1011.81	1011.29	74.29
	8-17	937.00	935.25	9.23	1011.29	1002.06	66.81
	17-16	935.25	948.00	-1.22	1002.06	1003.28	55.28
	16-12	948.00	962.80	-3.86	1003.28	1007.14	44.34
	12-11	962.80	964.87	-1.06	1007.14	1008.20	43.33
	11-7	964.87	955.80	-3.63	1008.20	1011.83	56.03

Calcul du réseau maillé : Données de base

N° de branches	Longeurs équivalentes (m)	Diamètres (mm)	Débits de 1 ^{er} Approximation (l/s)
1	264,5	250	51,04
2	184,0	150	14,38
3	316,25	150	12,74
4	373,75	125	11,14
5	488,75	200	30,20
6	488,75	250	50,00
7	189,75	200	25,68
8	247,25	100	4,05
9	345,0	100	8,00
10	442,75	200	33,20
11	345,0	125	10,16
12	201,25	125	9,93
13	603,75	100	7,29
14	189,75	150	13,27
15	149,5	150	15,81
16	149,5	125	11,60
17	201,25	100	5,50

Calcul du réseau maillé : Données de base (Suite)

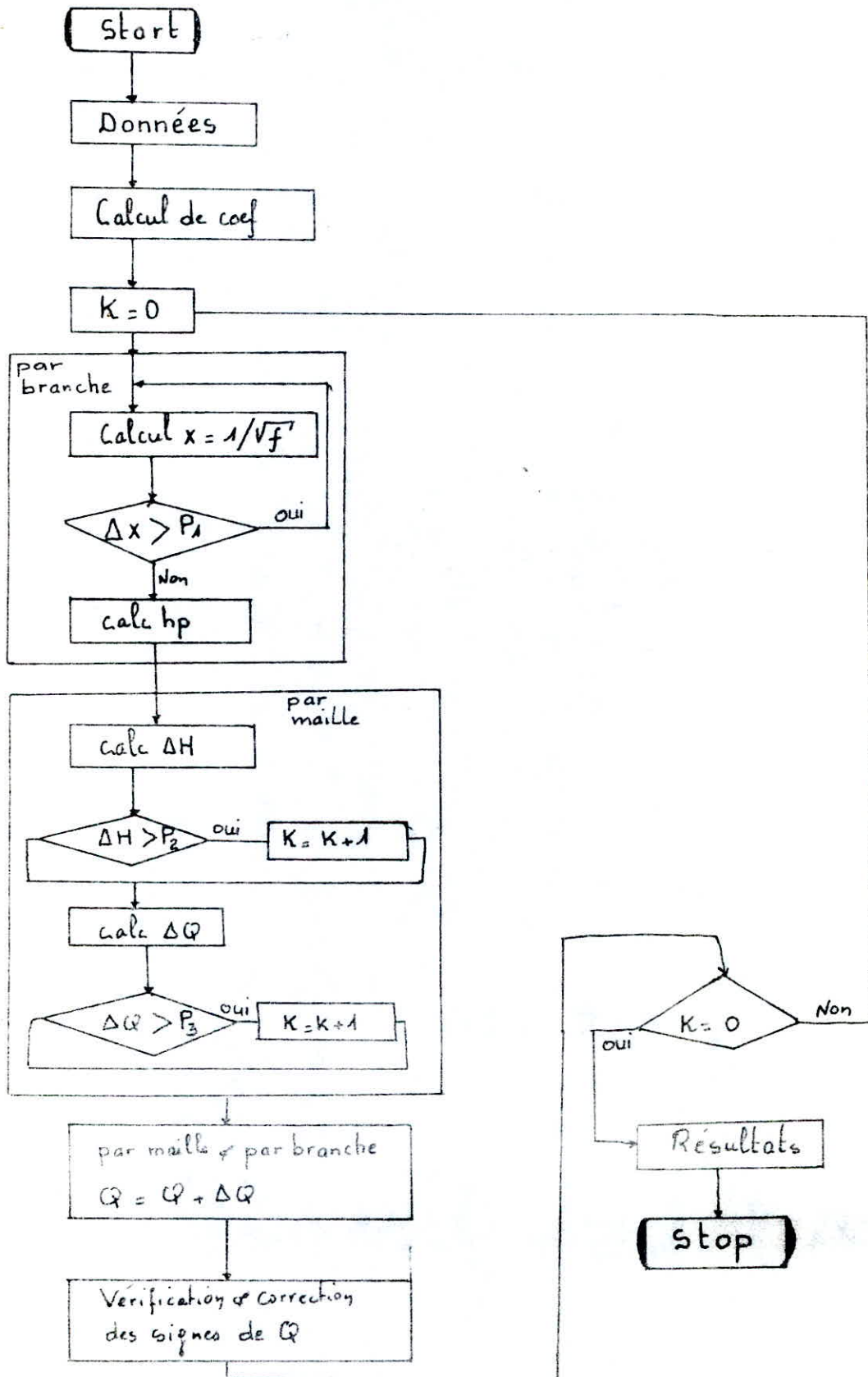
N° de branches	Longeurs Equivalentes (m)	Diamètre (mm)	Débils de 1 ^{er} Approximation l/s
18	189,75	150	13,72
19	402,5	150	13,94
20	258,75	100	8,79
21	207,0	100	6,13
22	218,5	100	7,29
23	713,0	100	3,25

Nombre de maille $M0 = 7$

Nombre de branches $B0 = 23$

5	1	5	7	9	-6	
6	2	3	4	8	-5	-7
5	10	16	18	-12	-13	
4	-9	-10	11	-14		
4	14	15	17	-16		
5	-17	-18	-19	-20	21	
6	-8	-11	-15	-21	-22	23

Organigramme de calcul du réseau maillé



Calcul du réseau maille : Résultats

Structure du réseau

Maille 1	Branches	1	5	7	9	6	
Maille 2	Branches	2	3	4	8	5	7
Maille 3	Branches	10	16	18	12	13	
Maille 4	Branches	9	10	11	14		
Maille 5	Branches	14	15	17	16		
Maille 6	Branches	17	18	19	20	21	
Maille 7	Branches	8	11	15	21	22	23

Résultats des calculs

Branche	Diamètre [mm]	Débit [l/s]	Vitesse [m/s]	Perte de charge [m]
1 (1 - 2)	250	43,780	0,892	1,239
2 (2 - 3)	150	10,943	0,617	0,810
3 (3 - 4)	150	9,273	0,525	1,010
4 (4 - 8)	125	7,673	0,625	2,145
5 (2 - 5)	200	26,407	0,840	2,718
6 (1 - 6)	250	57,260	1,166	3,901
7 (5 - 7)	200	21,887	0,697	0,728
8 (8 - 7)	100	2,542	0,324	0,523
9 (7 - 6)	100	2,646	0,337	0,791

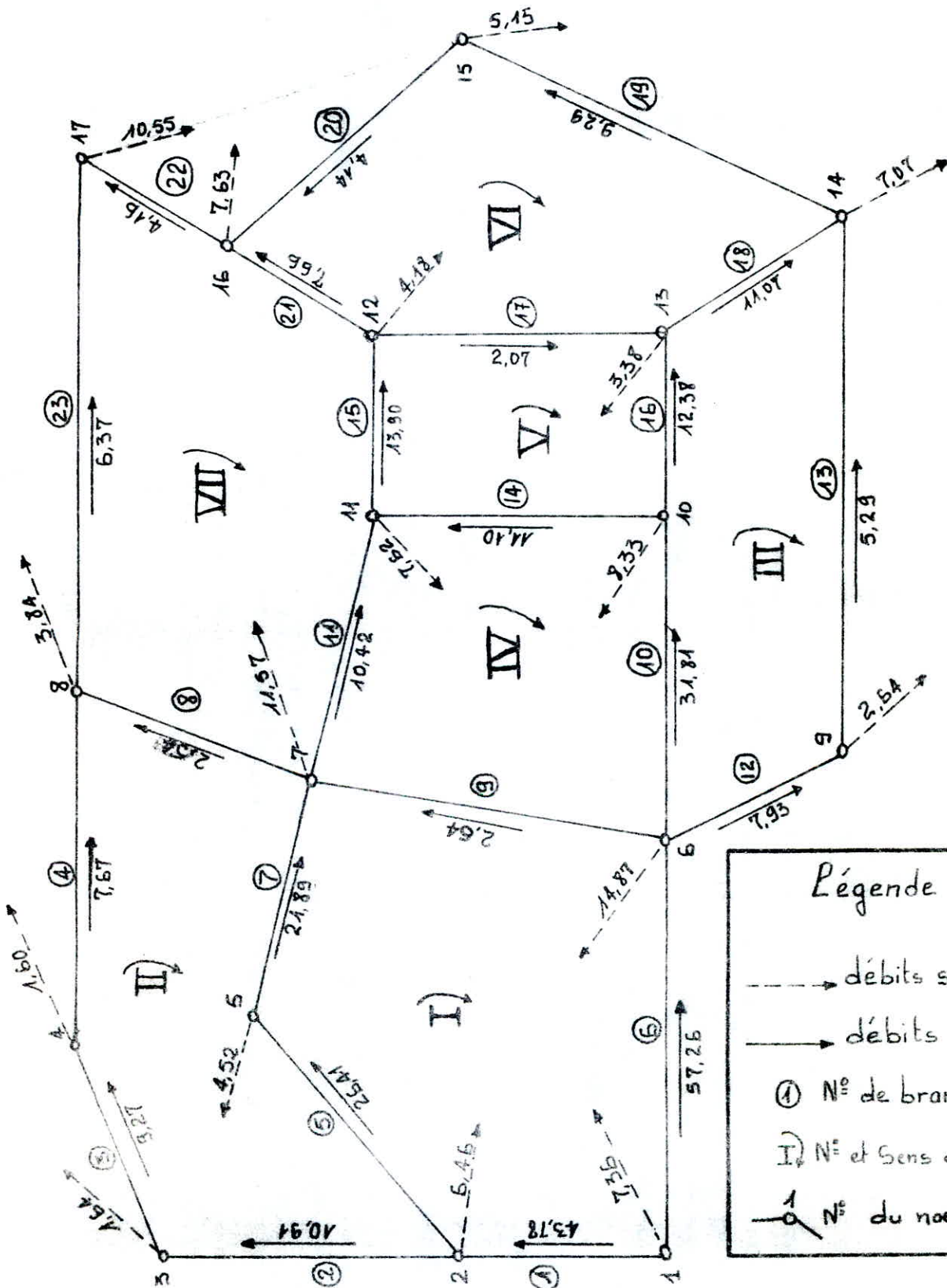
Calcul du réseau maillé (suite)

Branche	Diamètre [mm]	Débit [l/s]	Vitesse [m/s]	Perte de charge [m]
10 ; (6 - 10)	200	31,813	1,012	3,565
11 ; (7 - 11)	125	10,421	0,849	3,629
12 ; (6 - 9)	125	7,931	0,646	1,234
13 ; (9 - 14)	100	5,291	0,673	5,412
14 ; (10 - 11)	150	11,103	0,628	0,865
15 ; (11 - 12)	150	13,903	0,787	1,063
16 ; (10 - 13)	125	12,381	1,009	2,216
17 ; (12 - 13)	100	2,067	0,263	0,284
18 ; (13 - 14)	150	11,068	0,626	0,860
19 ; (14 - 15)	150	9,289	0,526	1,290
20 ; (15 - 16)	100	4,139	0,529	1,429
21 ; (12 - 16)	100	7,656	0,975	3,857
22 ; (16 - 17)	100	4,165	0,530	1,222
23 ; (8 - 17)	100	6,375	0,812	9,232

Erreur maximale de H : 0,0152414049

Correction maximale de Q : 0,0073815603

Réseau Maillé : Répartition Définitive Des Débits



Chapitre VI

Etude du phénomène du coup de bélier.

1- Introduction:

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se traduit par des dépressions et des surpressions importantes susceptibles d'entraîner la rupture des tuyaux, il est causé par:

- L'arrêt brusque, par disjonction impinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage d'une pompe.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.

A l'arrêt brusque de la pompe, la colonne liquide ne s'arrête pas et poursuit son élan vers le réservoir grâce à son inertie, mais n'étant plus alimentée il en résulte une dépression, l'eau se déprime et chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre après le passage de l'onde de dépression, qui se propage avec une vitesse appelée célérité, la conduite reprend son diamètre initial, puis toute la masse d'eau revient vers la pompe et va heurter le clapet en entraînant une dilatation de la conduite ainsi le phénomène continue son mouvement oscillatoire jusqu'à ce qu'il se trouve amorti par les forces de frottement.

2- Moyens de protections:-

Le coup de bélier peut atteindre des valeurs très élevées ce qui provoque des ruptures de conduites et des destructions des appareils et des installations de pompage. Il est impossible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants:

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharges qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les cheminées d'équilibre peuvent limiter les dépressions ainsi que les surpressions.
- Les réservoirs d'air, protègent l'installation aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. Ces réservoirs sont excessivement simple du point de vue installation.

Dans notre présente étude nous avons opté pour un réservoir d'air.

3- Réservoir d'air:

a- Principe: après disjonction des groupes, l'alimentation continue de la veine liquide s'effectue à l'aide du réservoir d'air

accumulé sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe le clapet se ferme, une partie d'eau chassée dans la conduite, en ce moment la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite. La vitesse diminue progressivement et s'annule, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

La dissipation de l'énergie de l'eau est obtenue par le passage de celle-ci à travers organe d'étranglement.

4-Calcul du réservoir d'air:

Arrêt brusque du groupe électropompe.

Le coup de bélier étant plus dangereux à l'arrêt brusque qu'au démarrage, nous nous sommes limités à l'étude de ce phénomène dans le cas de l'arrêt brusque, quand au démarrage il se fera à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.

Données de base:

$$L = 1225 \text{ m} \quad V_0 = 1,02 \text{ m/s}$$

$$\phi = 300 \text{ mm} \quad Q = 260,17 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$E = 10^{-3} \text{ m} \quad U_0 = 1 \text{ m}^3.$$

$$h_g = 40,5$$

$$S = 0,0707 \text{ m}^2.$$

$$Q = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pour une conduite en acier $e = 5 \text{ mm}$.

$$\rho = 10^3 \text{ kg/m}^3.$$

$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ coef de compressibilité de l'eau.

4-1. Calcul de la célérité :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

E : module d'élasticité de la conduite $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$.

$$a = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,3}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}} = 1143,24 \text{ m/s}.$$

4-2. Le temps d'un aller retour de l'onde est de :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1225}{1143,24} = 2,14 \text{ s}.$$

4-3. La valeur maximale que peut atteindre le coup de bélier.

$$h_{\max} = \frac{2V_0}{g} = \frac{1143,24 \times 1,02}{9,81} = 118,87 \text{ m}.$$

4-4. Au moment de retour de l'onde la surpression peut atteindre

$$h_g + h_{\max} = 40,5 + 118,87 = 159,37 \text{ m}$$

4-5 La dépression peut atteindre.

$$h_g - h_{\max} = 40,5 - 118,87 = -78,37 \text{ m}.$$

4-6. Dimensionnement du dispositif d'étranglement:

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

d sera choisi de telle manière que le coef de débit K reste compris entre 15 et 20.

Signalons qu'à la montée de l'eau la tuyère a un coef de débit $K = 0,92$.

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

Prenons $K = 18$.

$$\frac{V_1}{V_f} = K = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = 18 \rightarrow d = \sqrt{\frac{\phi^2}{(0,92)^2 \cdot 18}} = \sqrt{\frac{0,3^2}{(0,92)^2 \cdot 18}} = 77 \text{ mm.}$$

Dans ce cas la valeur de K sera:

$$K = \frac{(0,3)^2}{(0,92)^2 \cdot (0,077)^2} = 17,93$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = 17,93 \Rightarrow V_1 = 17,93 V_f.$$

4-7. Pertes de charge au niveau de la tuyère.

Les p.d.c varient suivant que l'eau, dans le réservoir ou qu'elle descende. monte

a) p.d.c à la montée de l'eau.

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

Δh_1 est calculée en fonction du rapport m des sections de la veine contractée ($\phi = d'$) et de la tubulure ($\phi = D$).

$$m_1 = \frac{(d')^2}{(D)^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,077)^2}{(0,15)^2} = 0,22.$$

De l'abbaque donnant le coef de perte de charge dans une tuyère on tire C.

$$C = 0,61.$$

$$\Delta h_1 = 0,61 \frac{V_1^2}{19,6} = 0,0311 V_1^2.$$

b) p.d.c à la descente de l'eau.

A la descente de l'eau, la tuyère de diamètre $d = 77 \text{ mm}$, incorporé dans la tubulure de diamètre $D = 150 \text{ mm}$ agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coef de contraction de 0,5.

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{\pi \frac{\phi^2}{4}}{\pi 0,5 \frac{d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2(300)^2}{(77)^2} = 30,36.$$

4-7 pertes de charge au niveau de la tuyère :

Les p.d.c varient suivant que l'eau monte dans les réservoirs ou qu'elle descende.

a) p.d.c à la montée de l'eau :

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

Δh_1 est calculée en fonction du rapport m des sections de la veine contractée ($\phi = d'$) et de la tubulure ($\phi = D$).

$$m_1 = \frac{(d')^2}{(D)^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,077)^2}{(0,15)^2} = 0,22.$$

De l'abaque donnant le coef de perte de charge dans une tuyère on tire C.

$$C = 0,61$$

$$\Delta H_1 = 0,61 \frac{V_1^2}{19,6} = 0,0311 V_1^2$$

b) p.d.c à la descente de l'eau.

A la descente de l'eau, la tuyère du diamètre $d = 77 \text{ mm}$ incorporé dans la tubulère de diamètre $D = 150 \text{ mm}$ agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coef de contraction de 0,5.

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{\pi \frac{\phi^2}{4}}{\pi 0,5 \frac{D^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{D^2} = \frac{2(77)^2}{(150)^2} = 30,36.$$

$$\frac{V_2}{V_f} = 30,36 \quad V_2 = 30,36 V_f.$$

V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère lors de sa descente.

$$m' = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (77)^2}{(150)^2} = 0,1318 \approx 0,132.$$

$m' = 0,132$ de l'abaque donnant le coef de p.d.c dans une tuyère on tire c' .

$$m' = 0,132 \quad c' = 0,77.$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot c' = \frac{0,77}{19,62} \cdot V_2^2 = 0,03925 V_2^2$$

4-8. Variation du volume d'air dans le réservoir.

$$U = S \cdot V_m \cdot \theta \quad \theta = \frac{2L}{a}$$

V_m : vitesse moyenne qui est égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de chaque intervalle.

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

Au premier temps de l'écoulement $V_m = \frac{V_0 + V_{fi}}{2}$

V_0 : vitesse de l'écoulement avant la disjonction

V_f : vitesse finale choisie

$$\pm \Delta U = 5 V_m \cdot \theta = 0,07065 \times 2,14 \cdot V_m.$$

$$\pm \Delta U = 0,151191 \cdot V_m.$$

4-9 Volume d'air dans le réservoir

$$U = U_0 - \Delta U \text{ (quand l'eau monte dans le réservoir)}$$

$$U = U_0 + \Delta U \text{ (quand l'eau descend dans le réservoir)}$$

$$\text{En général } U_n = U_{n-1} \pm \Delta U$$

4-10 Pression dans la conduite avec pertes de charge.

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

$$b) \text{ Descente : } Z + \Delta h_2 = Z + 0,03925 V_2^2$$

4-11 Pression dans le réservoir d'air.

Cette pression est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue conformément à la loi de Poisson.

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

Z_0 : pression absolue en marche normale.

$$Z_0 = H_0 + 10 \text{ m (} H_0 \text{ : hauteur géométrique)}$$

ΔH : p.d.c dans la conduite en regime de fonctionnement normal.

U_0 : Volume d'air choisi arbitrairement.

$$U_0 = 1 \text{ m}^3$$

Z : pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{50,5 + 7}{U^{1,4}} = \frac{57,5}{U^{1,4}}$$

4-12 p.d.c dans la conduite de refoulement

$$\delta = 1,15 f_c \cdot \frac{L}{\phi} \cdot \frac{V_F^2}{2g}, \quad f_c = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{\phi})^{-2}$$

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

4-13 Determination de la pente.

$$h = \frac{\Delta}{g \cdot s} = \frac{1143,24}{9,81 \cdot 0,0707} = 1648,35 \text{ m.}$$

4-14 Echelle des pressions:

Elle est graduée à raison de 1 cm pour 5 m.

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \rightarrow 5 \text{ m.} \\ x \text{ cm} \rightarrow 1648,35 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow x = 329,67 \text{ cm.}$$

4-15 Echelle des vitesses:

Cette échelle est graduée à raison de 1,5 cm pour 0,1 m/s.

On transforme l'échelle des vitesses en échelle de débits

$$q = V \cdot S = 0,1 \times 0,0707 = 7,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{donc } 1,5 \text{ cm} \rightarrow 7,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\ x \rightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right\} \rightarrow x = 212,16 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } \tan \alpha = \frac{h}{q} = \frac{329,67}{212,16} = 1,55 \implies \alpha = 57,2$$

5. Conclusion:

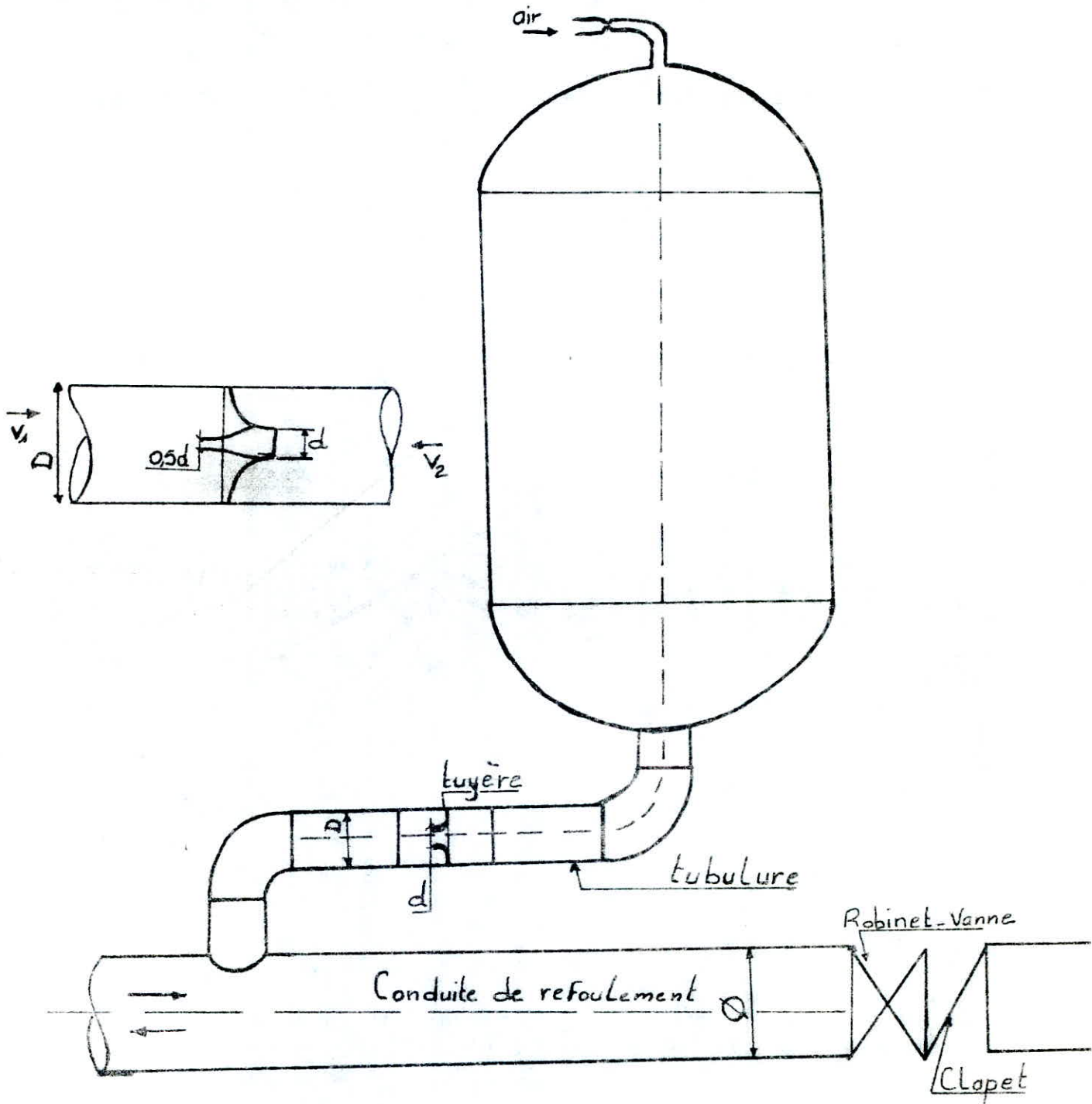
Pendant l'arrêt brusque, le volume maximal d'air est de $1,36 \text{ m}^3$, mais le réservoir doit encore contenir de l'eau, en évitant le passage de l'air de la conduite, nous prendrons un volume total égal à $2,0 \text{ m}^3$.

La pression dans la conduite en tenant compte des pertes de charges est de : $33,68 \text{ m}$ soit une dépression de $50,50 - 33,68 = 16,83 \text{ m}$.

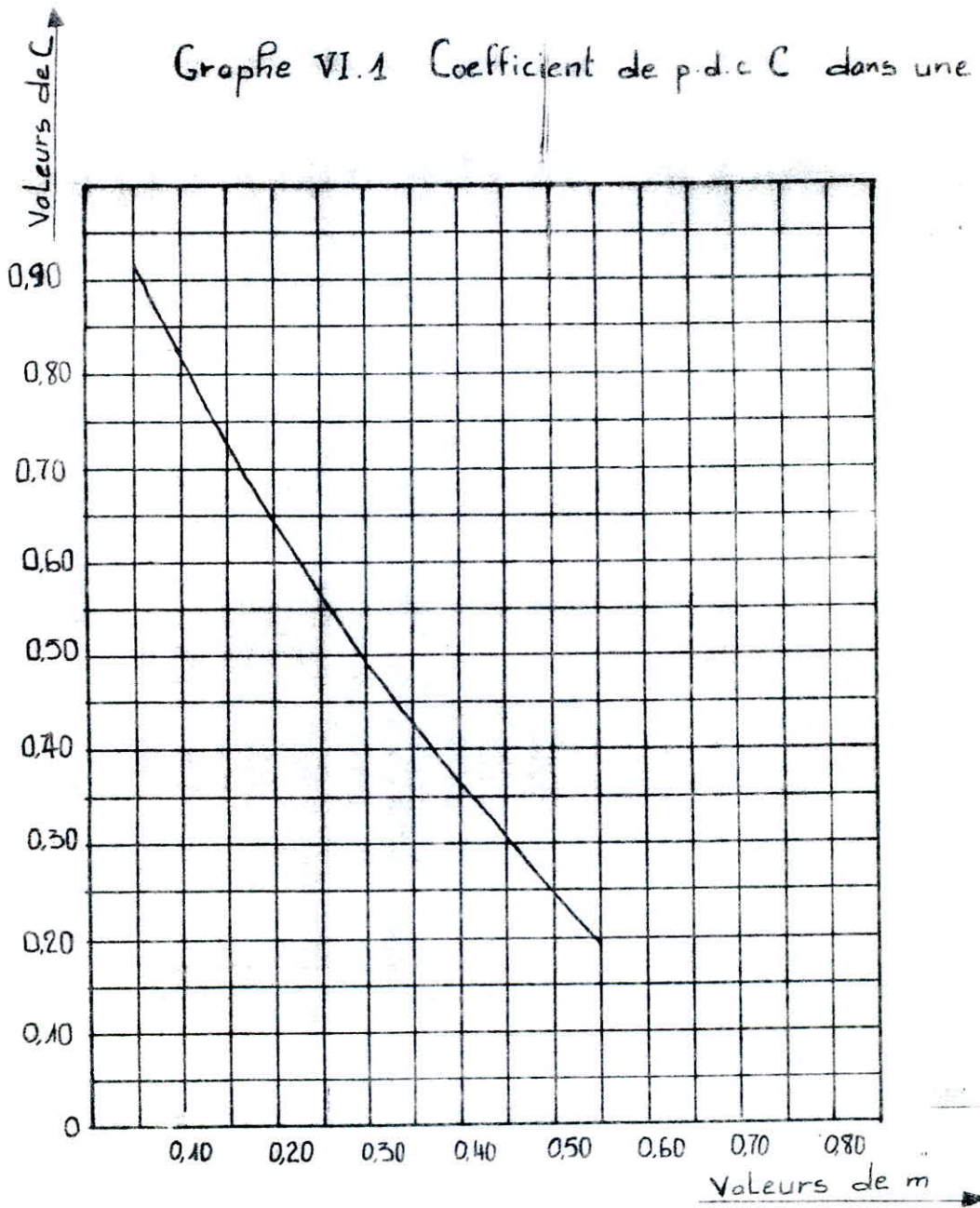
La surpression est de l'ordre de :

$$59,40 - 50,50 = 8,9 \text{ m}.$$

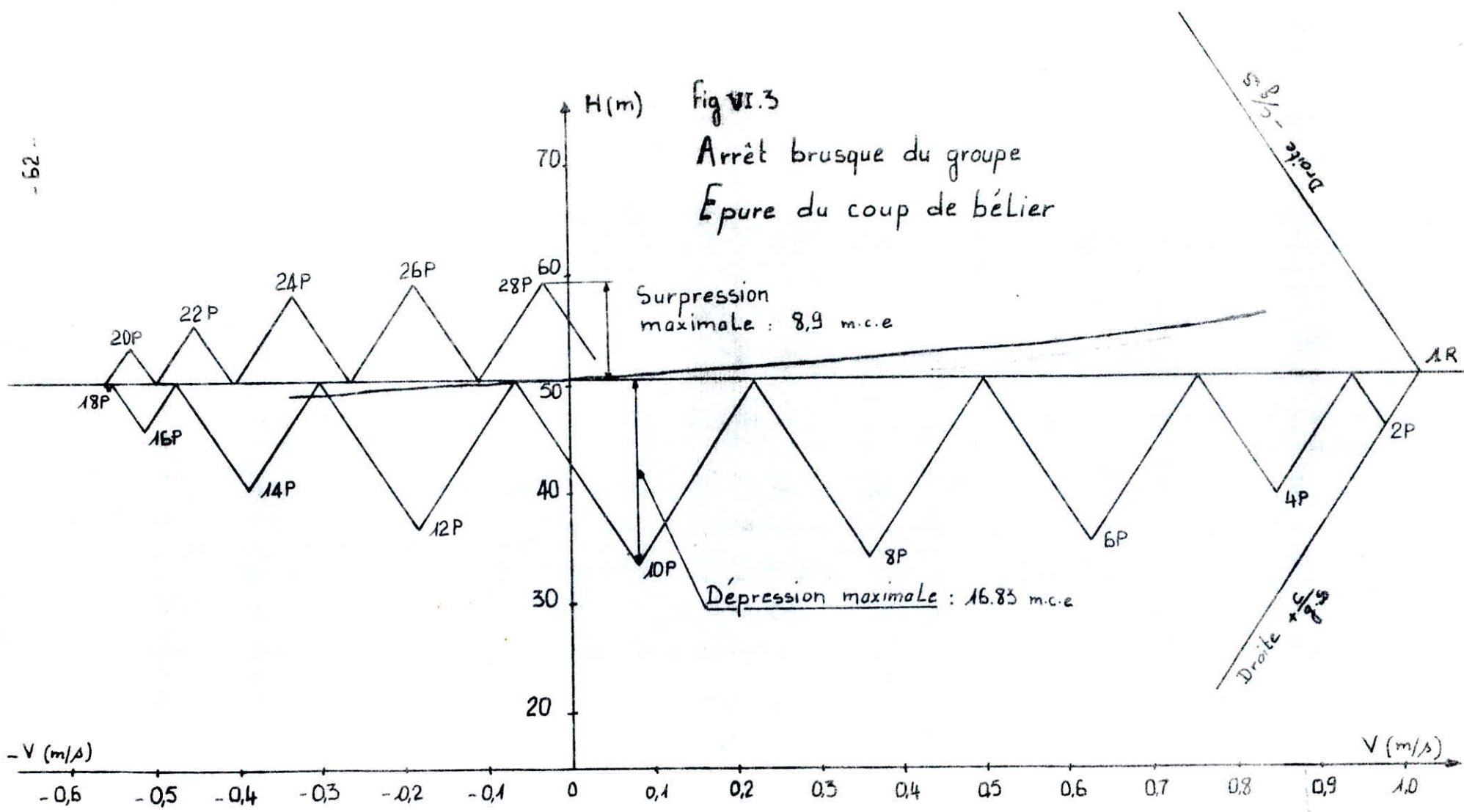
. Schéma d'un réservoir d'air .



Graphé VI.1 Coefficient de p.d.c C dans une tuyère



Interval de temps θ	Variation du Volume d'air ΔU	Volume d'air U	Pression dans le Res. d'air	$V_{eip} + 1$	P. d. c. dans l'orifice	Pressions Conduite avec P. d. c.	P. d. c. au refoulement	Pression dans la C. avec P. d. c.	vitesse moyennes	V_{eip}	vitesse choisies	Q_{eip}	Point	
0		0,92	57,5			57,50	7,00	50,50		1,02				
10	0,149	1,07	44,91	0,86	Le clapet est ouvert Le P. d. c. est négligeable	50,99	5,08	45,91	0,98	0,94	0,98	0,067	2 P	
20	0,128	1,19	36,61	0,63		42,80	3,19	39,61	0,85	0,75	0,85	0,053	4 P	
30	0,034	1,29	32,91	0,37		37,33	1,42	35,91	0,62	0,50	0,62	0,035	6 P	
40	0,055	1,35	31,04	0,09		34,33	0,29	34,04	0,36	0,23	0,36	0,016	8 P	
50	0,013	1,36	30,62	-0,19		0,06	33,70	-0,02	33,68	0,09	-0,05	0,09	-0,040	10 P
60	-0,027	1,33	31,49	-0,42		1,97	36,99	-0,53	36,46	-0,18	-0,30	-0,18	-0,021	12 P
70	-0,059	1,27	33,56	-0,54		4,88	42,75	-1,30	41,43	-0,39	-0,48	-0,39	-0,034	14 P
80	-0,078	1,19	36,68	-0,57		6,62	48,06	-1,76	46,30	-0,51	-0,56	-0,51	-0,039	16 P
90	-0,084	1,11	40,63	-0,54		6,61	52,00	-1,76	50,24	-0,56	-0,56	-0,56	-0,039	18 P
100	-0,079	1,03	45,11	-0,46		5,29	54,91	-1,41	53,50	-0,52	-0,50	-0,52	-0,035	20 P
110	-0,067	0,96	49,61	-0,31		3,37	56,89	-0,90	55,99	-0,45	-0,40	-0,45	-0,028	22 P
120	-0,05	0,91	53,48	-0,19		1,51	58,59	-0,40	57,99	-0,33	-0,27	-0,33	-0,019	24 P
130	-0,029	0,88	55,94	-0,04		0,28	59,30	-0,08	59,21	-0,19	-0,12	-0,19	-0,008	26 P
140	-0,005	0,88	56,40	0,13			59,39	0,01	59,40	-0,03	0,05	-0,03	0,003	28 P



Chapitre VII.

Protection des conduites contre la corrosion.

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs ou intérieurs, en liaison soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux, soit avec la nature de l'eau transportée avant la pose des conduites dans le sol, il est de première nécessité d'avoir certaines données pour mettre en évidence le phénomène de la corrosion et l'éviter par des moyens de protection.

1-Corrosion interne

Les eaux naturelles ne sont pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites. Cette corrosion dépend d'un certain nombre de facteurs.

- PH

- Teneur en oxygène dissout.

- Vitesse de circulation de l'eau.

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

2-Corrosion externe: elle est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en relation avec:

- La nature du sol.
- Les installations électriques.

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

2-1. Protection cathodique.

Après le vieillissement de l'enrobage, des sorties de courant peuvent avoir lieu ce qui provoque la corrosion de la conduite par électrolyse. Pour y remédier on prévoit une protection cathodique, qui consiste à :

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

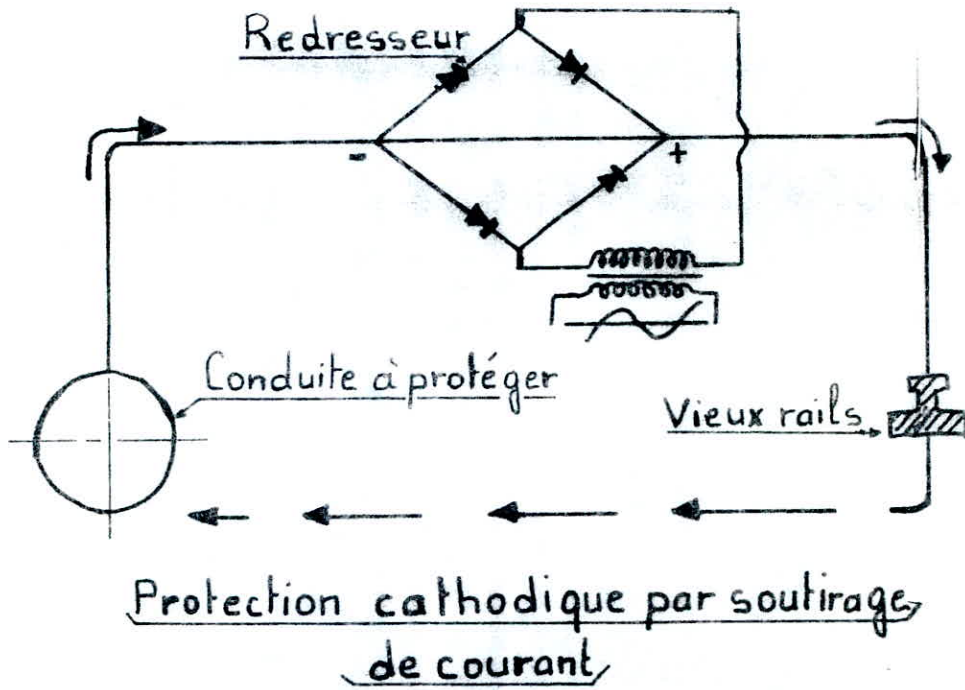
a) Protection par anodes réactives.

Cette méthode consiste à relier la conduite à une pièce métallique plus électronegative que l'acier, cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

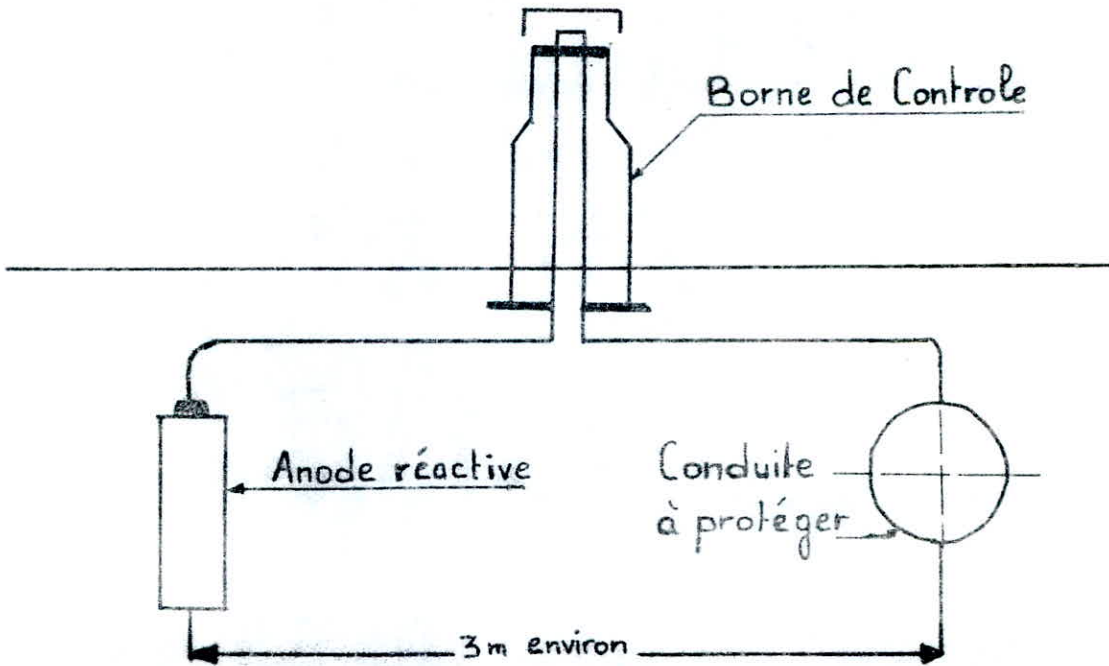
b) Protection par soutirage de courant.

Cette méthode consiste à relier la conduite à la borne négative d'une source de courant continu, la borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enterrées dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des pièces métalliques au profit de la conduite.



Protection par anodes réactives



Chapitre VIII

Pose des conduites.

1) Pose des conduites en tranchées.

Les conduites seront posées en tranchée dont la fouille sera faite par tronçons successifs en commençant par les parties hautes du tracé pour faciliter l'écoulement naturel de l'eau d'infiltration, la largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, nous laisserons 30 cm d'espace de chaque côté

$$B = D + 2 \cdot 0,3$$

B : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite.

La profondeur de la tranchée dépend aussi du diamètre de la conduite.

$$H = D + h_1 + h_2.$$

h_1 : Profondeur de la tranchée jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite, elle sera prise égale à $1,2$.

h_2 : Epaisseur du lit de pose.

2) Lit de pose.

Le fond de la tranchée sera purgé des grosses pierres et sera convenablement dressé, ensuite il sera recouvert d'un lit de pose constitué par du gravier dans les terrains ordinaires de la pierre cassée pour les

impermeable et rocheux formant ainsi des drains, ou par un lit de béton maigre dans les parties très en pente.

L'épaisseur du lit déposé sera de 0,15 m à 0,20 m.

3- Remblai de la tranchée.

Nous préconisons un remblai de terre tamisée qui sera damé et arrosé par couche successive, au delà de 0,30 m au dessus de la conduite. Le remblai sera en terre tout-venant.

4- Traversée des routes.

La pose des conduites à travers les routes sera prévu dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite, dans lesquelles les canalisations seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations et évacués les fuites éventuelles hors de la chaussée.

5- Modalités et précautions à prendre.

- Avant la descente en fouilles, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui ont subit des chocs.

- Pour les conduites en acier (adduction, dans notre cas) les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des mandrins disposés en travers de la tranchée.

- Pour les tuyaux en amiante ciment (distribution) les joints seront exécutés après avoir calé les tuyaux sur bois.

- Avant de procéder au remblayage la conduite est remplie d'eau pour l'éprouver à la pression, la pression d'essai sera égale à la pression de service à laquelle sera soumise réellement la conduite majorée de 50%.

- Ne pas remblayer lorsque la conduite est sans pression.

6-Butée.

Dans les changements de direction et dans les branchements, les conduites ont tendance à se déboîter sous l'effet de la poussée exercée par l'eau. On prévoit alors la construction des butées en béton qui s'opposent aux déboitements des joints.

7-Désinfection de la canalisation.

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

La désinfection s'effectue soit au chlore, soit au permanganate de potassium.

ASSAINISSEMENT

I) INTRODUCTION

L'assainissement d'une agglomération doit viser les objectifs suivants :

- Evacuer au plus bas coût par voie hydraulique et le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées et pluviales.
- Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel afin d'éviter la pollution des eaux souterraines, les eaux de surface et l'environnement.

II) CONDITION DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU.

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être autocarreur de telle manière que :

- Les sables soient entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquents.
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

Notons que la condition d'autocarage ne serait satisfaite que pour des vitesses comprises entre 0,6 m/s et 4 m/s.

III) TYPES D'EAU A EVACUER

Nota Z.H.U.N ne dispose pas d'industries, Les seules eaux à évacuer sont donc :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement.
- Les eaux usées domestiques.

Les eaux de ruissellement comprenant les eaux de pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage.

a) Eaux Pluviales :

Hypothèses de calcul.

Les aires d'apports élémentaires pour les collecteurs principaux ont été définies en fonction de la structure de la voirie projetée et des conditions locales de topographie.

La population de la zone a été calculé en fonction du programme détaillé d'aménagement de la Z.H.U.N, la densité moyenne est de 29 log / ha et 6 hob / log.

Les débits d'apports des eaux pluviales sont calculés par la méthode rationnelle.

$$Q_{\max} = C_k \cdot I \cdot A_k.$$

Q_{\max} : débit maximum des eaux pluviales (l/s)

A_k : superficie de l'aire d'apport (ha)

I: Intensité de pluie de calcul (l/s/ha).

C_x : Coefficient de ruissellement.

Le coefficient de ruissellement moyen est déterminé par:

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + \dots + C_x \cdot A_x}{A_1 + A_2 + \dots + A_x}$$

avec: $C_1, C_2, C_3 \dots C_x$ différents coefficients des différents bassins d'apports.

$A_1, A_2 \dots A_x$: superficies des différents bassins.

b) Apport des eaux usées:

La production spécifique des eaux usées de nature domestique a été prise 85% de la consommation journalière d'eau par habitant, soit: $200 \cdot 0,85$ l/s/hab.

Le débit spécifique est:

$$Q_m = \frac{200 \cdot 0,85 \cdot 16000}{24 \cdot 3600} = 31,48 \text{ l/s.}$$

pour obtenir le débit maximal des eaux usées, on multiplie le débit moyen par le coefficient de pointe

$$C_p = 3$$

$$Q_{\max} = 31,48 \times 3 = 94,44 \text{ l/s.}$$

$$\text{Le débit moyen à l'hectare: } \frac{94,44}{66,3} = 1,42 \text{ l/s/ha}$$

66,3 ha: superficie totale de la Z. H. U. N.

IV). CONCEPTION DU SYSTEME DU RESEAU.

Pour des raisons économiques on a choisit le réseau en système unitaire dont il comportera deux collecteurs principaux.

V). TYPE DE CANALISATION.

Les canalisations composant les collecteurs sont en béton armé à profil circulaire. Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste aux attaques mécaniques, chimiques et statiques du sol et des eaux transportées.

Ce profil circulaire en plus a des avantages économiques.

VI) PLAN DE CALCUL.

Tous les calculs sont reportés sur le tableau de 23 colonnes.

colonne 1	Numérotation des collecteurs.
colonne 2	" " bassins versants
" 3	surfaces des bassins versants (ha).
" 4	coefficients de ruissellement.
" 5	Intensité de pluie mm/s el/ha
" 6	Débits des eaux pluviales l/s
" 7	Débits des eaux usées

- colonne 8 Somme des débits $Q_T = Q_U + Q_P$.
- " 9 Longueurs des tronçons (m)
- " 10-11 respectivement les cotes amont et aval du terrain
- " 12-13 respectivement les cotes amont et aval du radier.
- " 14 pente du terrain.
- " 15 En fonction du débit et la pente, on détermine le diamètre (m). Annexe de
MANING.
- colonne 16-17 Débits et vitesses à pleine section en fonction du diamètre et la pente.
- " 18 rapport du débit d'eaux usées et celui de pleine section.
- colonne 19-20 de l'annexe X on lit le rapport des hauteurs de remplissage et le rapport des vitesses.
- colonne 21 le produit : $D \times r_H$.
- " 22 produit de V_{pe} et le rapport des V .
- " 23 vitesse de l'eau pour $1/10 V_{pl}$.
(vitesse d'autocurage.

VII). EQUIPEMENT DU RESEAU

a) Regards de visite.

Ils seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction et de pente, ils sont distants de 50 m pour les petites canalisations et de 100 m à 200 m pour les grandes.

b) Bouches d'incendie.

elles permettent l'absorption des eaux de surface et garantissent une aération des canaux.

c). JOINTS

Le raccordement des tuyaux est assuré par des joints fig: () dont l'étanchéité est assurée par un élastomère, ce joint a l'avantage de sa souplesse car il accepte les légères déviations.

d) Recommandations Générales.

Les jonctions doivent être à angle aigu inférieur à 70° par rapport au sens de l'écoulement -
Les branchements doivent être exécutés hauts de manière que si le niveau monte, il n'y aurait de mise en charge dans la canalisation -

CHAP: II | POSE DES CANALISATIONS

1). Emplacement :

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés dans l'axe de la chaussée.

2). Execution de la chaussée

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre augmenté de 0,6 m., pour la profondeur on effectue un déblaiement jusqu'à 4,5 m afin d'avoir une vitesse d'autocurage entre (0,6 m/s - 4,0 m/s).

3). Pose de canalisations.

Les tuyaux doivent être posés à l'aval.

L'emboîtement s'il existe doit être dirigé vers l'amont, le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide des mottes de terre ou de coins en bois.

4). Essais du Réseau.

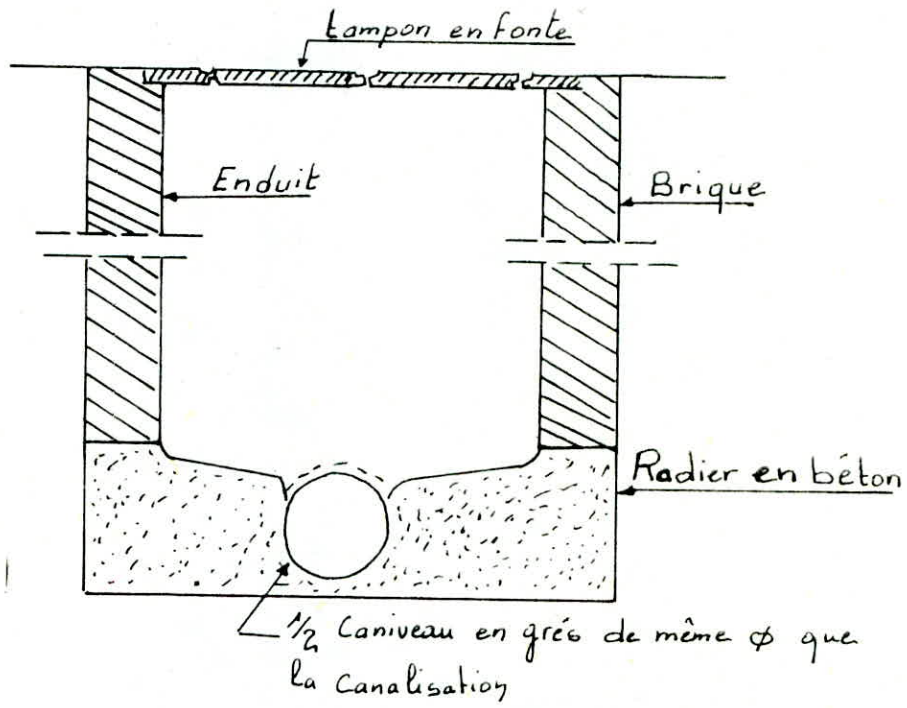
L'essai se porte sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à intervalles successifs 10 l à 20 l d'eau, ce qui permettra de vérifier le passage des ondes pour chaque déversement dans le regard aval.

5) Remblaiement des tranchées.

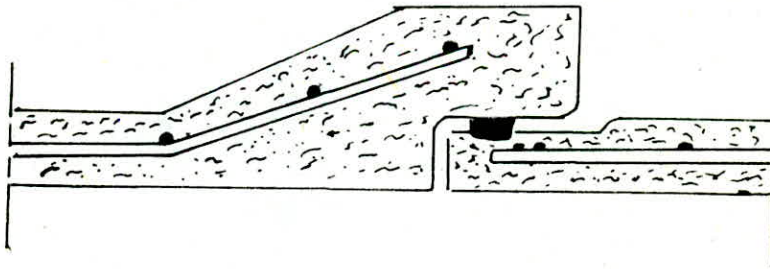
Le premier est effectuer jusqu'à 0,15m au dessus de la conduite, et il doit être soigneusement damé à la main puis à l'aide d'engins mécaniques. La terre utilisée doit contenir ni blocs, ni roches, ni débris végétaux ou animaux.

6). Nettoyage du Réseau d'égout.

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons, ce nettoyage s'effectuera au moyen de l'eau sous une forte pression de 40 à 100 bars. on place une pompe entraînée par un moteur électrique placé à l'extrémité du tuyau de refoulement -



Regard de Visite



Joint à embout rainuré et anneau d'elastomère plein

CONCLUSION.

Dans notre présente étude, nous avons abordé tous les problèmes se rapportant à l'A.E.P et l'assainissement; nous avons traité l'adduction le stockage, la distribution et les moyens de protections des installations.

Le terrain de notre Z.H.U.N étant accidenté, nous avons jugés utile l'installation sur certains tronçons de réducteurs de pression.

En l'assainissement, les pentes étant très prononcées, nous avons essayé de les diminuer en augmentant, en certains points la profondeur des tranchées.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'élément numérique et des coef expérimentaux, qui ont influencé sur la précision des résultats.

Enfin nous souhaitons que cette étude puisse servir de référence dans la réalisation du projet d'A.E.P de la ville de BERRDUAGHIA.

BIBLIOGRAPHIE

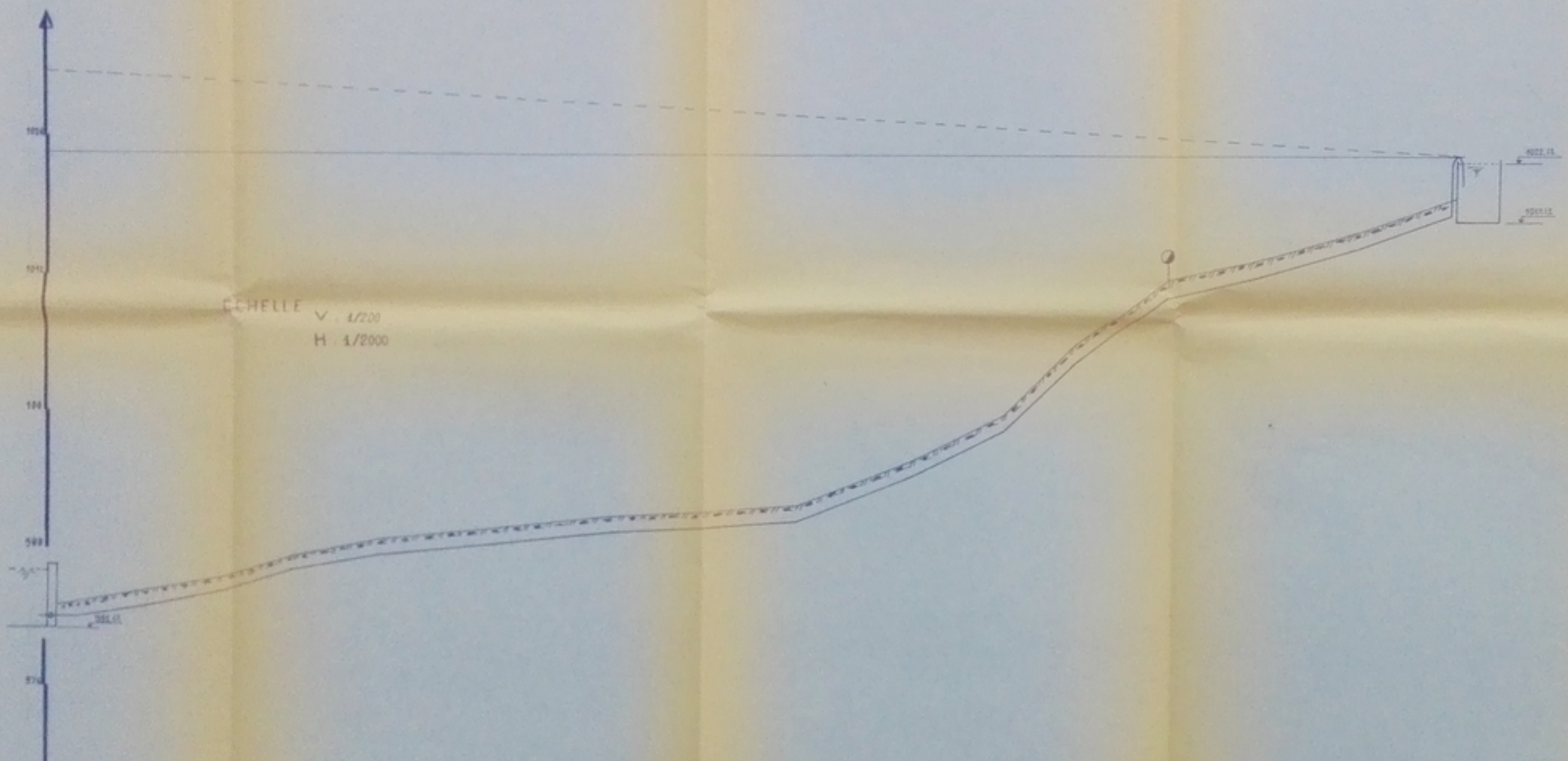
A.E.P.

- * A. DUPONT: Hydraulique urbaine Tome II.
- * C. GOMELLA: Distribution d'eau dans les agglomérations
H. GUERRE: urbaine et rurale.
- * G. LAPRAY: Théorie de La longueur fluidodynamique.
- * Catalogue des pompes.

ASSAINISSEMENT :

- * C. GOMELLA : Les eaux usées dans les agglomérations
H. GUERRE : urbaines et rurales TOME I.
- * CHRISTIAN COSTE : Guide de l'assainissement en
MAURICE LOUDET : milieu urbain et rural.

PH 094 SR
- 2



Echelle V: 1/200
H: 1/2000

Distances (m)	30	66	64	80	100	100	160	100	80	60	980	76	84	85	
Distances Cumulées (m)	30	156	220	300	400	500	660	760	840	900	980	1056	1120	1225	
Cotes du Terrain	10282.84.40	10282.84.40	10282.87.30	10282.89.05	10274.90.42	10267.91.00	10256.91.95	10235.87.84.10	10224.84.00	10214.84.00	10204.84.00	10182.84.00	10160.84.00	10138.84.00	10116.84.00
Cotes projectées	10282.84.40	10282.84.40	10282.87.30	10282.89.05	10274.90.42	10267.91.00	10256.91.95	10235.87.84.10	10224.84.00	10214.84.00	10204.84.00	10182.84.00	10160.84.00	10138.84.00	10116.84.00
Diamètres (mm)							300								

Ecole Nationale Polytechnique

A.E.P
Z.H.U.N de
Berrouaghia

EGLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

DESIGNATION	Profil en long d'adduction.	
Etude par:	Amirouche S	
	Saltu A	
Dirigé par:	Pimenov A	
Promotion	Juin 85	

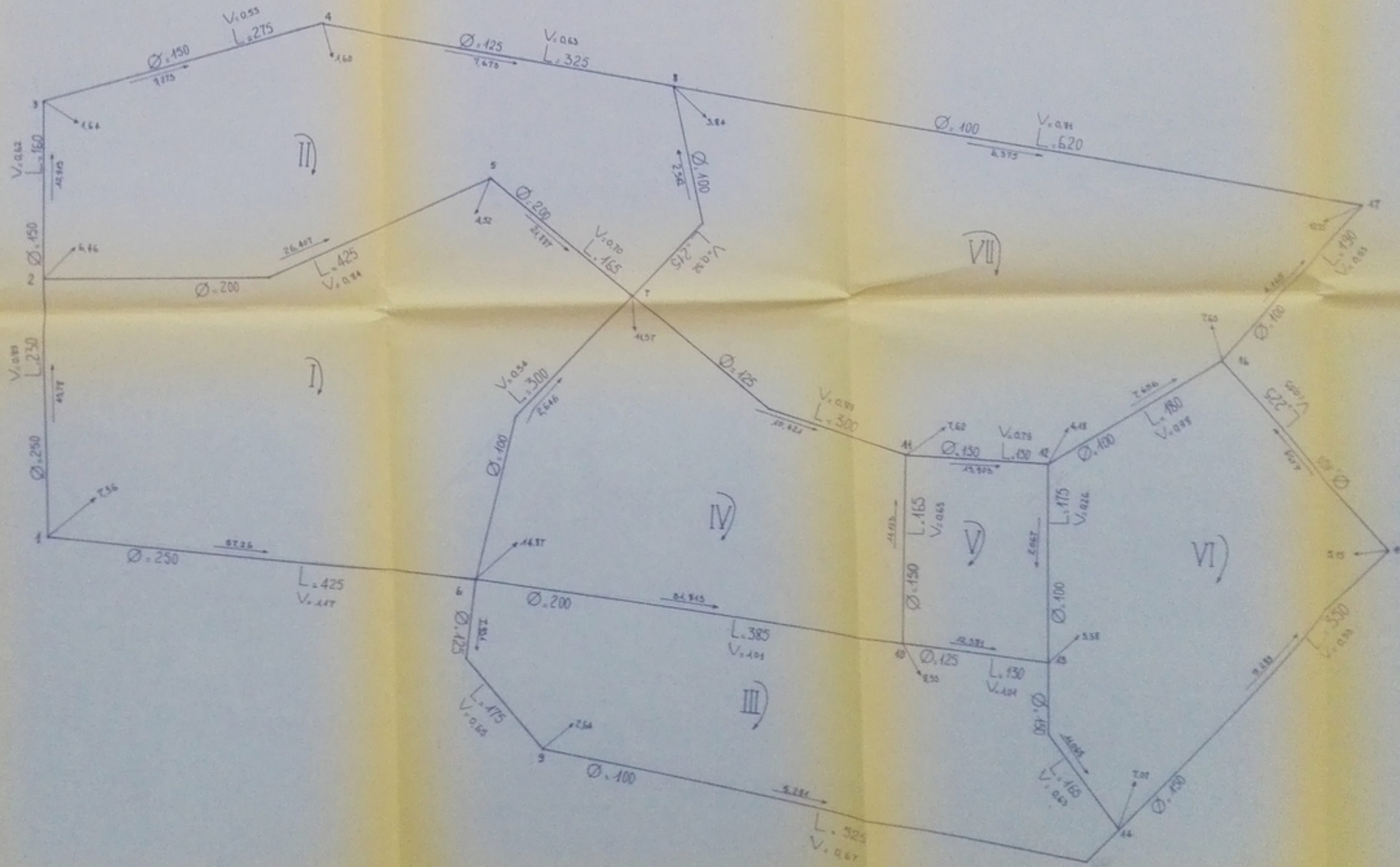
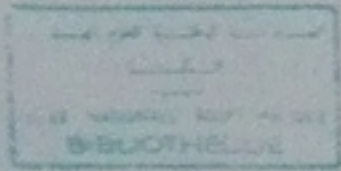
LEGENDE

- Q_{v} : Débit véhiculé (l/s)
- Q_{s} : Débit soutire (l/s)
- L : Longueur du tronçon (m)
- \varnothing : Diamètre (mm)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)

PH00485
-02-

E.N.P

A.E.P
ZHUN DE
Berrouaghia



Echelle	1/2000
Designation	PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION
Étude par	AMAROUCHES SALHI A.
Dirigé par	M. PIMENOV A.
Promotion	Juin 85

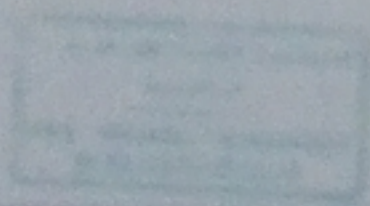
LEGENDE

- point de passage
- ligne au sol
- site de réhabilitation
- réseau
- ligne double
-
-

Plan n° 11

ENP

AEP
ZHUN DE
Berruagha



Échelle	1/2000
Projeté	Service National de Distribution
Date de	Projeté à 1967
Approuvé	à Berruagha
Établi	par

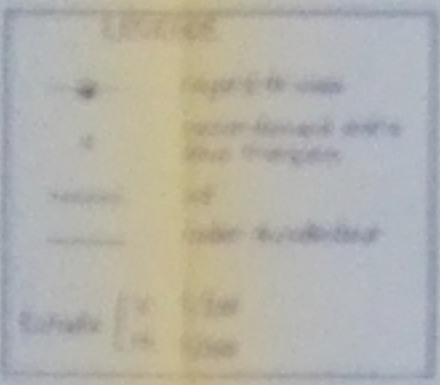
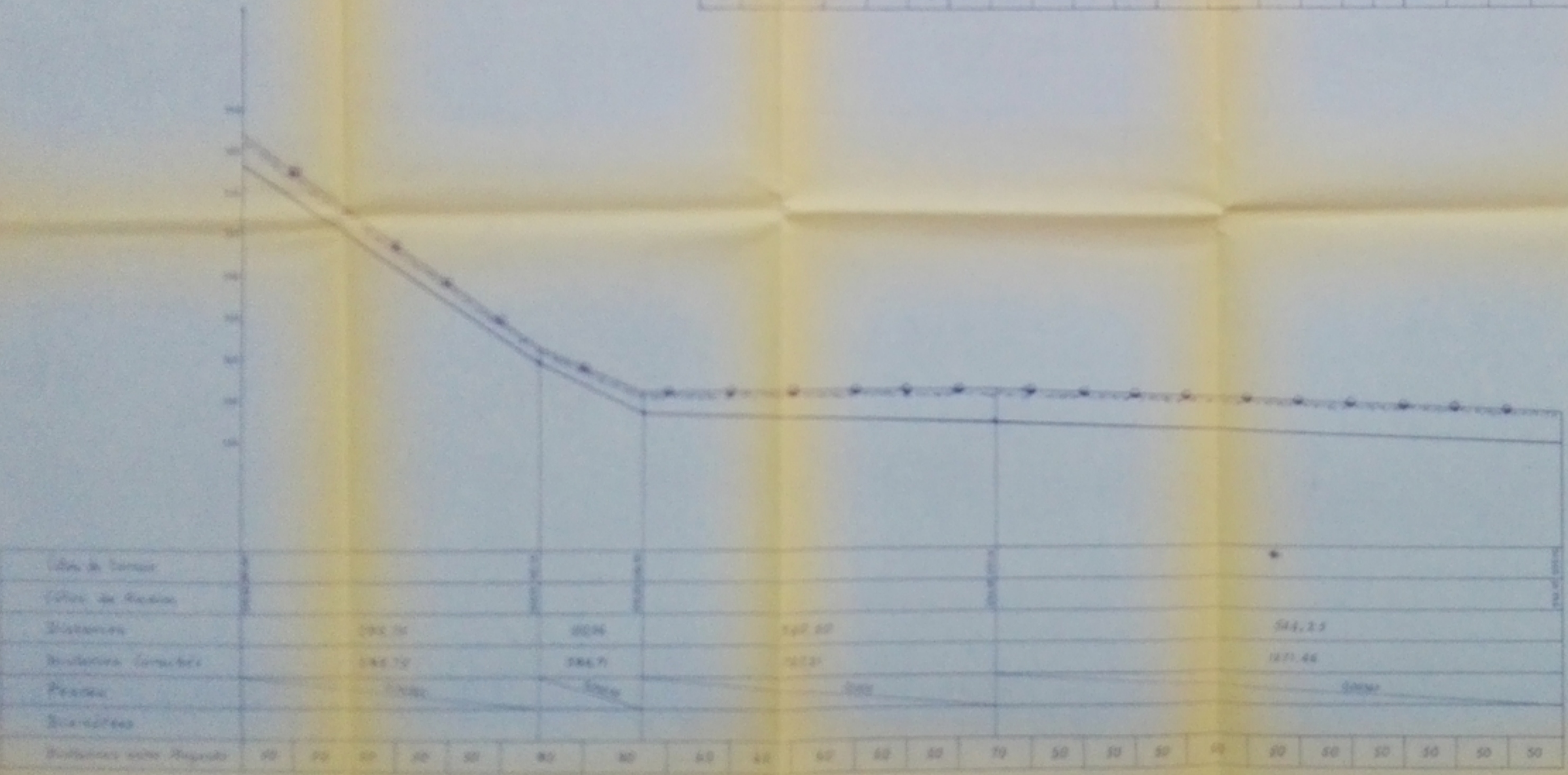


Tableau 2. Calcul

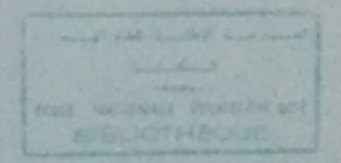
N° de points	N° de la fosse	N° de la conduite	N° de la section	N° de la section	N° de la section	N° de la section	N° de la section	N° de la section	N° de la section	Cotes				Pente (%)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	V ₂ (m/s)	V ₃ (m/s)	V ₄ (m/s)	V ₅ (m/s)
										Alt. (m)	Alt. (m)	Alt. (m)	Alt. (m)									
1-2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2-3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3-4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4-5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4



PH 00 + 86
-04-

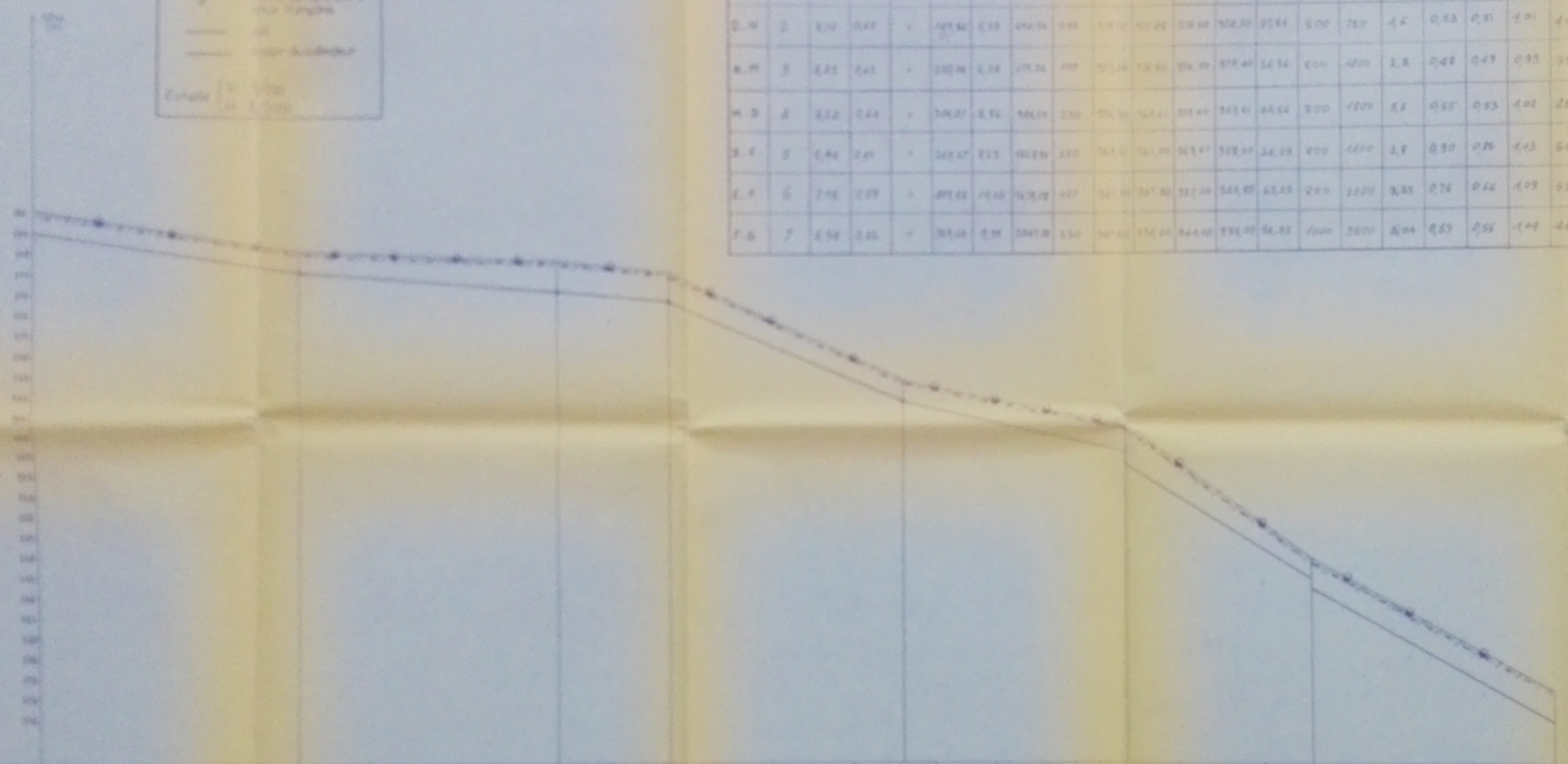
E.N.P

ASSAINISSEMENT
ZHUN de Berrouagria



Designation	Collecteur Principal (II)
Étude Par	Antoine G. LAM A.
Dirigé Par	M. P. LAM A.
Préparé Par	Jun 55

LEGENDE
 -●- Profil de sol
 -○- Profil de canal
 - - - - - Profil de terrain
 - - - - - Profil de collecteur
 Echelle
 V 1/500
 H 1/200



Section	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Largeur au sol (m)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
Largeur de terrain (m)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
Largeur de collecteur (m)	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
Largeur de canal (m)	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
Pentes	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Branches	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500

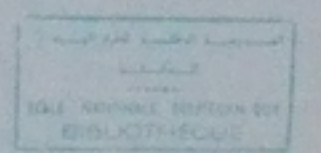
Tableau de calcul

Tranchées	Prof. de terrain	Prof. de canal	Largeur au sol (m)	Largeur de terrain (m)	Largeur de collecteur (m)	Largeur de canal (m)	Pentes (%)	Cotes		Pentes (%)	Diamètre (mm)	Pente de canal		$\frac{Q}{Q_n}$	$\frac{H}{H_n}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{r}{r_n}$	$\frac{V}{V_n}$	$\frac{V}{V_n}$	
								avant	après			$\frac{Q}{Q_n}$	$\frac{H}{H_n}$							
P. D.	1	1.95	2.44	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. M.	2	1.70	2.47	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. P.	3	1.41	2.41	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. B.	4	1.12	2.44	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. T.	5	0.84	2.41	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. F.	6	0.56	2.37	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17
P. G.	7	0.28	2.41	27.10	25.00	2.37	111.17	111	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17	111.17

P. 1000/85
- 05 -

E.N.P

ASSAINISSEMENT
Z.H.U.N de Berrouaghia



designation Collecteur Principal (I)
 Etude Par Amouch & Sauter
 Dirigé Par M. P. P. P.
 Promotion Juin 80

