

24/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **HYDRAULIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de
l'Ecole Nationale Polytechnique
(El Harrach)**

6 PLANCHES

Proposé Par :

Etudié par :

Dirigé par :

M^r NAKIB

NIYONKURU F.

B. SALAH

PROMOTION : Juin 1987



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **HYDRAULIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de
l'Ecole Nationale Polytechni-
que (El Harrach)**

Proposé Par :

M^r NAKIB

Etudié par :

NIYONKURU F.

Dirigé par :

B. SALAH

PROMOTION : Juin 1987

DEDICACES

- A toute ma famille qui ne pense qu'à ma réussite.
- A Mme Ngomirakiza et toutes les personnes de son foyer.
- A tous mes amis.

REMERCIEMENTS

- Je tiens à remercier mon promoteur Monsieur Salah pour avoir accepté de diriger ce travail.

- Mes remerciements vont également à Monsieur Nakib pour son esprit de compréhension et pour m'avoir proposé ce humble projet.

- Toute ma gratitude à tous les professeurs qui ont participé à ma formation d'ingénieur.

- Mon respect revient aussi à Monsieur Belkebir qui travaille à la D.H.W d'Alger et dont l'esprit d'accueil qui il m'a réservé m'a vraiment touché. Que son collègue Monsieur Kraft trouve également le témoignage de ma reconnaissance pour les quelques renseignements qu'il m'a fournis avec abnégation.

- Mon respect aux membres du jury qui me fera l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

NIYONKURU F.

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département: ..HYDRAULIQUE....

Auteur: ..BOUALLEM... Salah....

Maître Ingénieur: NIYONKURU... Frédéric

مداخلة : الري

الرموز : بوعلام صلاح

للطالب : نيو نكور فريدريك

تزويد المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات بالماء الصّالح للشرب .
يتمثل هدف هذه الدراسة في تزويد المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات بالماء الصّالح للشرب ، وتغطية احتياجات المدرّس من الماء الصّالح للشرب . تم التفكير في تزويد برج المياه الموجودة في المدرسة انطلاقاً من الشبكة العمومية لعزودة "برج لمياه ليلفور" وللمزيد من الأمان ارتئبنا إقامة حوض في أسفل البرج يضح منه الماء الى البرج بواسطة مضخة .

- الدر ص نوع
المغص

Sujet: ..Alimentation en eau potable et assainissement de l'Ecole Nationale Polytechnique..-

Résumé: Cette étude consiste à l'alimentation en eau potable et l'assainissement de l'Ecole Nationale Polytechnique . Afin de couvrir les besoins en eau potable au sein de l'Ecole, il a été prévu une alimentation du château d'eau y existant à partir d'un point de piquage sur le réseau public; lui-même alimenté gravitairement par le château d'eau sur tour de Belfort. Pour plus de sécurité, on a envisagé une bache au pied du château d'eau, à partir de laquelle une pompe pourra refouler l'eau jusqu'à la cuve.

Subject: ..Drinking water and sanitation into Polytechnic National School..-

Abstract: The objective of this project is to ensure drinking water and sanitation into polytechnic National school. So that to provide water-tower which is at the same school, it was necessary to do pitting on a principal water-pipe that is served by Belfort's big water-tower. We also proposed a tank near the school water-tower to deliver water to the cistern.

TABLE DES MATIERES

PARTIE A : A.E.P

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

	PAGES
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : ETUDE PRELIMINAIRE	3
CHAPITRE II : ETUDE DES BESOINS EN EAU	4
II.1. Consommations spécifiques	4
II.1.1. Besoins domestiques	4
II.1.2. Besoins scolaires	5
II.1.3. Besoins municipaux	5*
II.1.4. Besoins pour les laboratoires	11
CHAPITRE III : CONDUITE D'AMENEE	13
III.1. Discussion sur les variantes pour l'alimenta- tion du château d'eau	13
III.2. Calcul de la conduite d'amenée	19
III.3. Dimensionnement de la bache	26
CHAPITRE IV : CHOIX DE LA POMPE	30
IV.1. Calcul de la hauteur manométrique	30
IV.2. Point de fonctionnement	36
IV.3. Etude de la cavitation	41
IV.4. Automatisation	45
CHAPITRE V : POSE DES CONDUITES	49
V.1. Pose en tranchée	49
V.2. Opérations à prévoir avant le remblaiement	50
V.3. Remblai de la tranchée	50

CHAPITRE VI: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION --- 51

VI-1. Corrosion interne	51
VI-2. Corrosion externe	53
VI-3. Principe de protection cathodique	54

CHAPITRE VII DISTRIBUTION

VII.1. Calcul des débits estimatifs pour différents blocs	57
VII.2. Calcul des débits de dimensionnement du réseau de distribution	59
VII.3. Présentation de la méthode de calcul des grandeurs du tableau n° 8	62

PARTIE B : ASSAINISSEMENT

CHAPITRE VIII - ASSAINISSEMENT 67

VIII.1. PRINCIPE de construction du réseau	67
VIII.2. Evaluation du débit à évacuer	67
-- 2.1. Débit des eaux de ruissellement	67
-- 2.2. Débit des eaux usées	69
VIII.3. Conditions de transport des eaux à évacuer	69
VIII.4. Types de canalisations	70
VIII.5. Equipements	70
-- 5.1. Les bouches d'égouts	70
-- 5.2. Les regards de visite	70
VIII.6. Exploitation du réseau d'égout	73
a) Ventilation des égouts	73
b) Curage des égouts	73

VIII. 7. Commentaires sur le tableau de calcul des collecteurs — différentes méthodes utilisées	74
• CONCLUSION -----	81
• BIBLIOGRAPHIE	

NOMENCLATURE DES PLANCHES

- Planche n° 1 : Plan de masse de l'E.N.P
- Planche n° 2 : Réseau de distribution
- Planche n° 3 : Schéma de pompage
- Planche n° 4 : Réseau d'assainissement
- Planche n° 5 : Tableau de dimensionnement
- Planche n° 6 : Schéma de l'automatisation

TABLE DES FIGURES

	Pages
Fig. 3.1 : Schéma des données concernant le piquage sur le tronçon public	15
Fig. 3.2 : Schéma de calcul de la conduite d'aménée	20
Fig. 3.3 : Figure 8a — détermination de la longueur fluïdodynamique en fonction de Q et de E de Nikuradse	22
Fig. 3.4 : Fig. 9 — Profil circulaire $\sqrt{3}$ partiellement mouillée	24
Fig. 3.5 : Diagramme de Moody	25
Fig. 3.6 : Abaque de Flamant pour le calcul de petits diamètres	25 _A
Fig. 4.1 : Schéma de pompage	31
Fig. 4.2 : Schéma de calcul de la hauteur manométrique	32
Fig. 4.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe centrifuge	39
Fig. 4.4 : Recherche du point de fonctionnement	41 _a
Fig. 4.5 : Les caractéristiques de la cavitation	41 _a
Fig. 4.6 : Le schéma explicatif de l'automatisation	47
Fig. 5.1 : La tranchée pour la pose d'une conduite	49
Fig. 6.1 : Schéma explicatif de la protection cathodique de la canalisation par soutirage de courant	55
Fig. 8.1 : Schéma d'un regard de visite simple	72
Fig. 8.2 : Annexe IX — réseaux pluviaux et réseaux d'eaux usées (Canalisations circulaires — Formules de Manning — Strikler)	75
Fig. 8.3 : Annexe VII — Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations circulaires — Formule de Bazin)	77
Fig. 8.4 : Vitesse et débit en fonction de la profondeur d'eau	78

TABLE DES TABLEAUX

Pages

- * Tableau n°1: Besoins en eau pour le nettoyage des salles
d'études et amphis 7
- * Tableau n°2: Consommation en eau pour les locaux
administratifs 9
- * Tableau n°3: Besoins en eau pour les laboratoires 11
- * Tableau n°4: Tableau récapitulatif et définitif des besoins
journaliers tenant compte des hypothèses
de simultanéité' 12
- * Tableau n°5: Calcul des débits estimatifs pour différents
branchements 57
- * Tableau n°6: Calcul des débits estimatifs concernant les
branchements des logements 58
- * Tableau n°7: Calcul des débits de dimensionnement du réseau
de distribution 60
- * Tableau n°8: Calcul des caractéristiques des conduites du
réseau de distribution 64

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

L'École Nationale Polytechnique se trouve dans la Commune d'El Harrach et plus précisément à l'Est de ladite ville. Elle s'étend sur une superficie de 1,15 ha en forme plus ou moins polygonale. Actuellement, cette école compte un effectif total d'étudiants qui est de 1615 et 227 enseignants répartis dans différents départements. A cela s'ajoute un nombre de 103 agents et après les renseignements récupérés auprès du service du personnel.

A l'intérieur de l'école se trouvent 09 logements regroupés dans un seul bloc, et trois villas à la périphérie. Au point de vue instituts scolaires, l'école comprend 11 départements répartis selon le plan de masse et qui sont :

- département de l'hydraulique
- des sciences fondamentales
- d'électricité
- d'électronique
- des mines et métallurgie
- de Génie de l'environnement
- de Génie - Chimique
- de Génie - mécanique
- de Génie - civil
- de Génie - industriel
- de la Langue Nationale

Nous trouvons également :

- Un bloc administratif
- Une bibliothèque
- Un centre de calcul
- Une salle aménagée en mosquée
- Un atelier de bois
- Des salles de classe et amphithéâtres

Dans son ensemble l'E.M.P présente un terrain dont la pente est plus ou moins uniforme ; la différence de niveau entre le point le plus bas et le point le plus haut est de 4.50 m selon les informations recueillies auprès du bureau de la topographie.

Pour son alimentation en eau potable, l'E.M.P est équipée d'un réseau de type ramifié et d'un état ancien, et d'un réseau d'assainissement à système unitaire avec quelques bouches d'égouts. Le réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) est servi par le château d'eau de capacité égale à 80 m³ et de type surélevé sur piliers implanté au milieu de l'école. La cote du radier de la cuve est de 58 m. Ce château d'eau est d'un état satisfaisant mais la nécessité d'un nettoyage est à envisager.

I. ETUDE PRELIMINAIRE

Vu l'état actuel de l'École Nationale Polytechnique en une sous-alimentation en eau potable au moyen d'un réseau vétuste qui ne pourra résister à long terme, nous proposons de remplacer le réseau par un autre neuf afin de répondre aux conditions techniques relatives aux besoins en eau. Nous faisons abstraction du projet d'un château d'eau, étant donné qu'au point de vue Génie-civil l'état de celui de l'école permet son fonctionnement à long terme. En fonction des données existantes pour alimenter le château d'eau de l'école, on peut envisager quelques variantes qui sont les suivantes :

- 1^{ère} variante : alimenter le château à partir d'un puits se trouvant juste aux pieds des piliers.
- 2^{ème} variante : alimenter le château par piquage direct sur le tronçon du réseau public qui longe l'E.N.P et l'E.N.N.E.T (École Normale Nationale d'Enseignement Technique).
- 3^{ème} variante : alimenter le château à partir de la bêche qui sera projetée. Cette dernière sera alimentée par la conduite d'aménée ; celle de la 2^e variante.

Etant donné que la distance entre le point de piquage et le château est assez courte, le choix du tracé ne demande pas

une étude détaillée pour la réalisation de la conduite d'amenée.
Le plan de masse, évoquant la faible superficie de l'école et la dispersion des différents blocs à alimenter, montre que le choix d'un réseau de conduites ramifiées est à considérer.

Le projet d'un réseau de conduites d'assainissement pour l'évacuation des eaux usées et de pluies est à étudier également.

II. ETUDE DES BESOINS EN EAU

II.1. Consommations spécifiques

II.1.1. Besoins domestiques

On peut admettre qu'un logement convenablement équipé possède 4 appareils de puisage dont les débits minimaux sont:

- . évier : 0,2 l/s
- . lavabo : 0,1 l/s
- . baignoire : 0,35 l/s
- . W.C avec réservoir de chasse : 0,1 l/s

Soit un débit total de l'ordre de 0,75 l/s pour chaque logement, dans le cas où tous ces appareils sont ouverts simultanément [10]

II.12. Besoins scolaires

La consommation en eau potable par les étudiants au sein de l'E.N.P. n'est pas significative au point d'être prise en considération parmi les consommations spécifiques.

[à suivre à la page suivante !!]

Par contre, nous ne pouvons laisser hors considération l'utilisation de l'eau dans les toilettes de l'école pour répondre aux conditions relatives à l'hygiène en général; le nombre de lieux de toilettes enregistré est égal à 15, et sont répartis dans différents ^{blocs,} avec généralement 2 W.C et 2 urinoires pour chaque lieu. En supposant un robinet pour chacun de ces derniers, on enregistre à cet effet 60 robinets avec un débit unitaire estimé à 0,2 l/s. Par la suite, nous supposons que l'utilisation de l'eau est étalée sur une durée de deux heures par jour (entre 12 h et 14 heures par exemple).

N.B. La consommation journalière estimée est reportée au tableau récapitulatif (page 12).

II. 1.3. Besoins municipaux

Au niveau de l'école, ces besoins ne sont pas élevés; néanmoins, nous pouvons distinguer quatre catégories de besoins, à savoir:

- Pour arrosage des jardins d'agrément
- Pour nettoyage des salles d'études et amphithéâtres
- Pour mosquée
- Pour nettoyage des locaux administratifs.

a) Jardins d'agrément

L'école possède quelques jardins d'agrément répartis et dont la superficie est estimée à 850 m² à savoir:

- une parcelle de 450 m² située au niveau de la cour.
- une parcelle de 400 m² environ étalée devant les habitations.

En ce qui concerne la consommation en eau pour les jardins, nous ne pouvons pas détailler (Cours et irrigation) du fait que les besoins en eau dépendent de chaque variété de culture. Cependant, pour donner satisfaction nous pouvons estimer un arrosage (par ruissellement) de $5\text{ l/m}^2/\text{j}$ pour toutes les cultures. Donc la réserve journalière est de :

$$850 \times 5 = 4250\text{ l/j ou } 4,25\text{ m}^3/\text{j}$$

b) Les salles d'études et amphis.

L'école compte 31 salles et 5 amphis avec une superficie individuelle (voir tableau qui suit); les normes de consommations prévoient environ $1\text{ l/m}^2/\text{j}$ pour nettoyage (parterre). Nous citons dans le tableau suivant (n° 1) les différentes superficies et besoins en eau journaliers.

TABLEAU N°1

Nomination	Superficie [m ²]	Consommation unitaire [l/m ² /j]	Consommations journalières [m ³ /j]
(1)	(2)	(3)	(4)
Salle: S ₂	25	1	0,025
S ₄	70	1	0,070
S ₅	70	1	0,070
S ₆	70	1	0,070
S ₇	70	1	0,070
S ₈	100	1	0,10
S _{8'}	30	1	0,030
S ₉	110	1	0,11
S _{9A}	25	1	0,025
S _{9B}	25	1	0,025
S ₁₀	80	1	0,080
S _{TOPO}	110	1	0,11
S _{D1}	100	1	0,10
S _{D2}	150	1	0,15
2 S _{DASSIN}	200	1	0,20
S _{11A}	80	1	0,080
S _{11B}	80	1	0,080
S _{11C}	80	1	0,080
S _{12A}	70	1	0,070
S _{12B}	70	1	0,070
S _{12C}	70	1	0,070
2 S bibliothèque	500	1	0,50
2 S (atelier G-C)	120	1	0,12

Σ(4) = 2,3

TABLEAU N° 1 (Suite)

Nomination	Superficie (m^2)	Consommation unitaire ($l/m^2/j$)	Consommations journalières (m^3/j)
S ₁₅	80	1	0,080
S ₁₆	80	1	0,080
S ₂₁	80	1	0,080
S ₂₂	30	1	0,030
S ₂₄	80	1	0,080
Amph: A ₁	500	1	0,50
A _{1A}	300	1	0,30
A _{1B}	200	1	0,20
A ₂	100	1	0,10
A ₃	100	1	0,10
			$\Sigma = 1,55$

Remarque

La somme de toutes les valeurs de la dernière colonne est la totalité des consommations journalières,

C'est à dire $2,305 + 1,55 \approx 4 m^3/j$

c) la mosquée

Pour cette catégorie de besoins, nous ne disposons pas des normes réelles, mais nous pouvons estimer une consommation globale de 400 l/j.

d) les locaux administratifs

Ces locaux bénéficieront de la même consommation en eau que pour les salles d'études. Ces locaux comprennent l'administration générale et les locaux des départements (voir tableau n°2 ci-dessous).

TABLEAU N°2

Locaux administratifs	Superficie [m ²]	Consommations unitaire l/m ² /j	Consommations journalières [m ³ /j]
Administration générale	1000	1	1,00
D ^t Hydraulique	180	1	0,18
D ^t Sciences Fond.	100	1	0,10
-i- Electricité	120	1	0,12
-i- Electronique	120	1	0,12
-i- Génie - Civil	90	1	0,090
-i- Génie de l'environnement	100	1	0,10
-i- Mines et Mét.	60	1	0,060
-i- G - Chimique	150	1	0,15
-i- G - Mécanique	130	1	0,13
-i- Langue Nationale	50	1	0,050
			Σ = 2,10 m ³ /j

• Pour un branchement quelconque, le débit à fournir n'est nullement la somme des débits des appareils de puisage installés, parce que ces derniers ne sont jamais ouverts simultanément. Pour ce faire, on doit tenir compte d'un coefficient dit de "simultanéité" selon la norme N.E.P. 41-204 [1] [3]. Cette dernière précise que, pour un nombre donné N d'appareils dans un logement, le coefficient K_s de simultanéité de fonctionnement est donné par la formule :

$$K_s = \frac{1}{\sqrt{N-1}} \quad (\text{II.1}) \quad \text{avec } N \geq 2$$

Les branchements sont alors calculés pour un débit :

$$Q_f = N \cdot K_s \cdot Q_m \quad (\text{II.2})$$

Q_f - débit à fournir
 N - nombre d'appareils
 K_s - coefficient de simultanéité
 Q_m - débit minimum d'un appareil de puisage

• Revenant au paragraphe II.1.1 (page 4), on calcule les consommations journalières des 12 logements de P.E.N.P., ayant en vue que [10] lorsque le nombre de branchements est très faible (ce qui est le cas ici) l'étalement des consommations se fait en moins de 8 heures. On se propose de prendre 4 heures/jour. Comme chaque logement a 4 appareils (voir page 4), on en aura en tout 12 dans chaque catégorie, avec un même coefficient $K_s = \frac{1}{\sqrt{12-1}} = 0,30$

Les consommations journalières sont estimées à :

$$\frac{12 \times 0,30 \times [0,20 + 0,10 + 0,35 + 0,1] \times 4 \times 3600}{1000} = 39 \frac{10^3}{j}$$

II 14. Besoins pour les laboratoires

Pour cette catégorie de besoins, ce ne sont pas tous les laboratoires qui utilisent de l'eau, notamment ceux des départements d'Electricité, Electronique, Sciences Fondamentales selon les informations recueillies auprès des chefs des départements.

Pour d'autres labs, on estime les consommations par le nombre de robinets dont le débit est de 0,15 l/s

S'agissant des consommations journalières, on tiendra compte du fait que les travaux s'étalent généralement sur trois heures/jour. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après (n°3).

TABLEAU N°3

Départements	Nombre de robinets N	Débit unitaire Q_m [l/s]	Coeff. de sim. $K_s = \frac{1}{\sqrt{N-1}}$	Débit à fournir Q_f [l/s]	Cons. jour [m ³ /j] $\frac{Q_f \cdot 3 \cdot 3600}{1000}$
G. Chimique	290	0,15	0,058	2,52	27
G. Sanitaire	9	0,15	0,35	0,48	5,18
Hydraulique } Energétique }	17	0,15	0,25	0,64	7
G. Civil	6	0,15	0,44	0,40	4,30
Mines et Métallurgie	18	0,15	0,24	0,65	7

$$\Sigma = 50$$

En plus de ces catégories de consommations d'eau, on doit ajouter des pertes dues éventuellement aux fuites dans les réseaux dans le but de donner une marge de sécurité. Nous prenons 20% des consommations journalières, ce qui correspond à un réseau normalement entretenu.

TABLEAU N°4 :

Tableau récapitulatif des besoins journaliers qui tiennent compte des hypothèses de simultanéité.

Dénomination	Nombre	Superficie [m ²]	Nombre de robinets	Débit nominal [l/s/unité]	Coeff. de simultanéité	Cons. journalières [m ³ /j]
Logements (lgts)	12	—	4 / lgt	0,75 / lgt	—	39
Toilettes	15	—	60	0,20	0,130	11,20
Jardins	—	850	—	5 l/m ² /j	—	4,25
Salles et amphus	—	3855	—	1 —	—	4
Mosquée	01	—	—	—	—	0,40
Locaux adm.	—	2100	—	1 —	—	2,10
Labos	—	—	—	—	—	50
Total partiel: $\Sigma \approx 110$						
Pertes	—	—	—	—	$110 \times 20/100 =$	22
Total général: 132						

Remarque : Dans la suite de nos calculs, on prendra pour consommations journalières ($130 \text{ m}^3/\text{j}$): la valeur arrondie de $132 \frac{\text{m}^3}{\text{j}}$

III. CONDUITE D'AMENEE

III. 1. Discussion sur les variantes pour l'alimentation du château d'eau.

Dans tout projet d'hydraulique, une bonne pratique exige à faire une étude comparative des cas susceptibles d'être considérés afin de bien répondre aux conditions technico-économiques. Pour ces dernières, il s'agira de confronter des variantes pouvant donner des solutions éventuelles dont une sera la meilleure à prendre en compte.

Dans notre étude d'A.E.P de l'école, nous avons au début envisagé trois variantes (présentées dans le deuxième chapitre qui concerne l'étude préliminaire) dont chacune sera étudiée dans le but d'opter pour celle jugée avantageuse:

1^{ère} VARIANTE : Elle consiste à alimenter directement le château d'eau à partir du puits qui se trouve entre les fondations des piliers du dit château d'eau.

Au cours de son cheminement souterrain, l'eau se charge d'un certain nombre d'éléments minéraux en liaison avec la nature des terrains traversés. De ce fait, la minéralisation d'une eau, c'est à dire sa concentration en sels solubles en dépend.

Selon les informations recueillies auprès de Mr NAKIB, membre du corps enseignant du département d'hydraulique qui a fait une analyse de l'eau du puits, l'eau en question serait chimiquement bonne. Cette seule condition ne peut pas nous conduire à apprécier cette variante, parce qu'une bonne eau d'alimentation doit être pauvre en matières organiques en nitrates et ne doit pas renfermer aucun germe pathogène. Toujours par la même source, les caractéristiques bactériologiques de l'eau du même puits ne sont pas bonnes. Cette mise en évidence de la valeur bactériologique est alors l'indice de la pollution; ce qui nous ramène donc à écarter cette variante.

2^{ème} VARIANTE : Elle stipule à ce que le piquage sera projeté au niveau du réseau public et plus précisément sur le tronçon qui longe l'E.N.P et l'E.N.N.E.T qui semble être une conduite maîtresse. Les données hydrauliques récupérées au niveau de la D.H.W d'Alger nous révèlent que ce tronçon est alimenté par le réservoir sur tour de Belfort dont la cote du radier est à 80 m (voir ces données à la figure 3.1). Etant donné que notre réservoir est surélevé à une cote (celle du radier) de 58 m, son remplissage peut se faire par simple gravité par ledit réservoir. Cette hypothèse est de surcroît justifiable et surtout plus que selon les mêmes sources d'informations, la conduite sur laquelle on projette le piquage a un débit suffisant (99 l/s) avec un diamètre de 350 mm (fig 3.1).

Château de Belfort
 $C_R : 80m$
 $T.P : 85m$

LEGENDE

⑤	NT	niveau du terrain	diagramme [mm]
PC	PC	pression calculée	longueur [m]
PM	PM	pression mesurée	rugosité [mm]

\rightarrow : débit [l/s]
 \leftarrow : débit [l/s]
 \rightarrow : débit [l/s]
 \leftarrow : débit [l/s]

--- : conduite
 --- : dans de l'écoulement

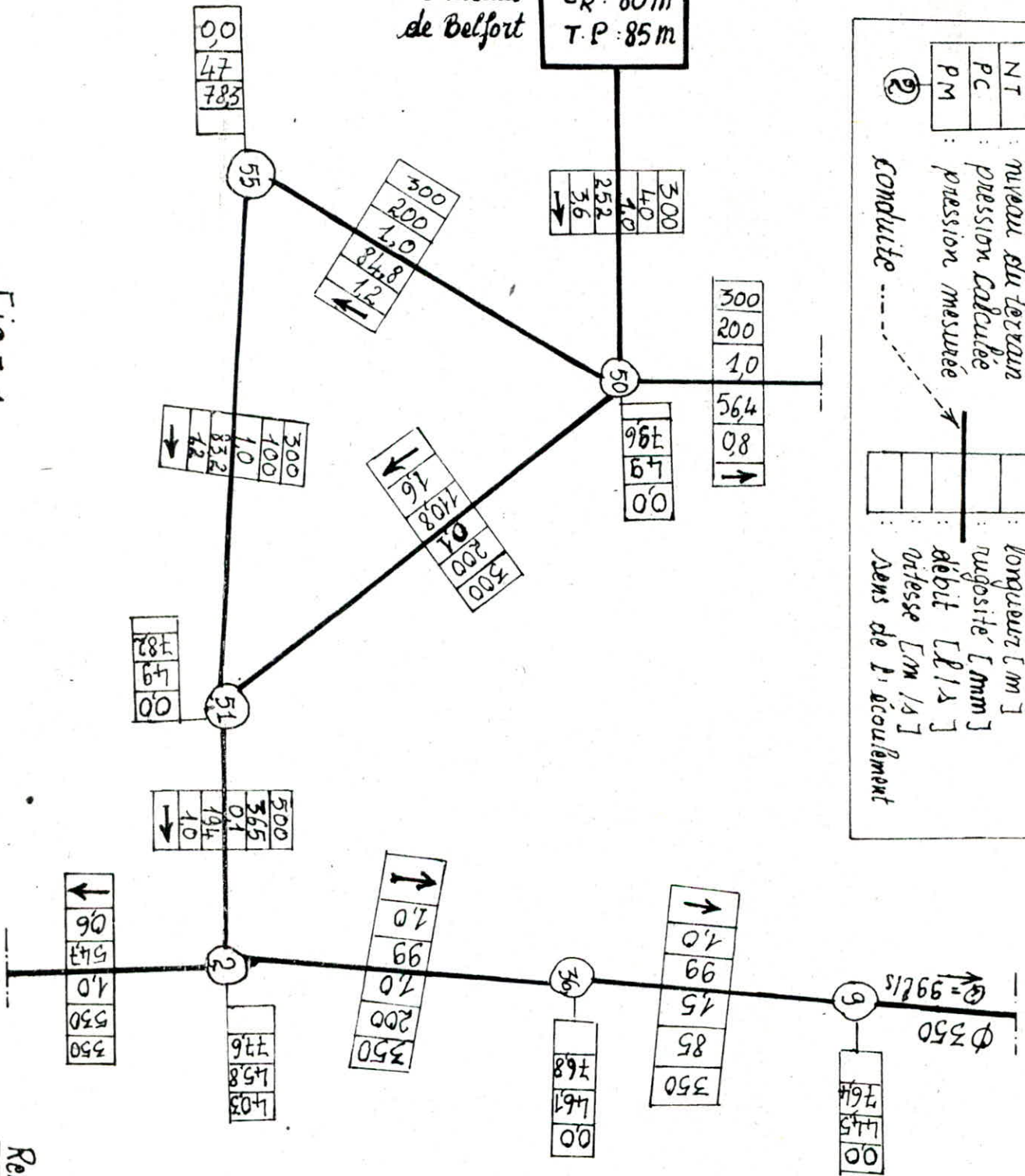


Fig. 3.1

Remarque: la pression mesurée est égale à: $PM = PC - NT$

E. N. P

Remarque: la pression mesurée est égale à:

La pression au sol au point de piquage (P_{sp}) peut aisément se calculer connaissant les données ci-dessous (voir schéma).

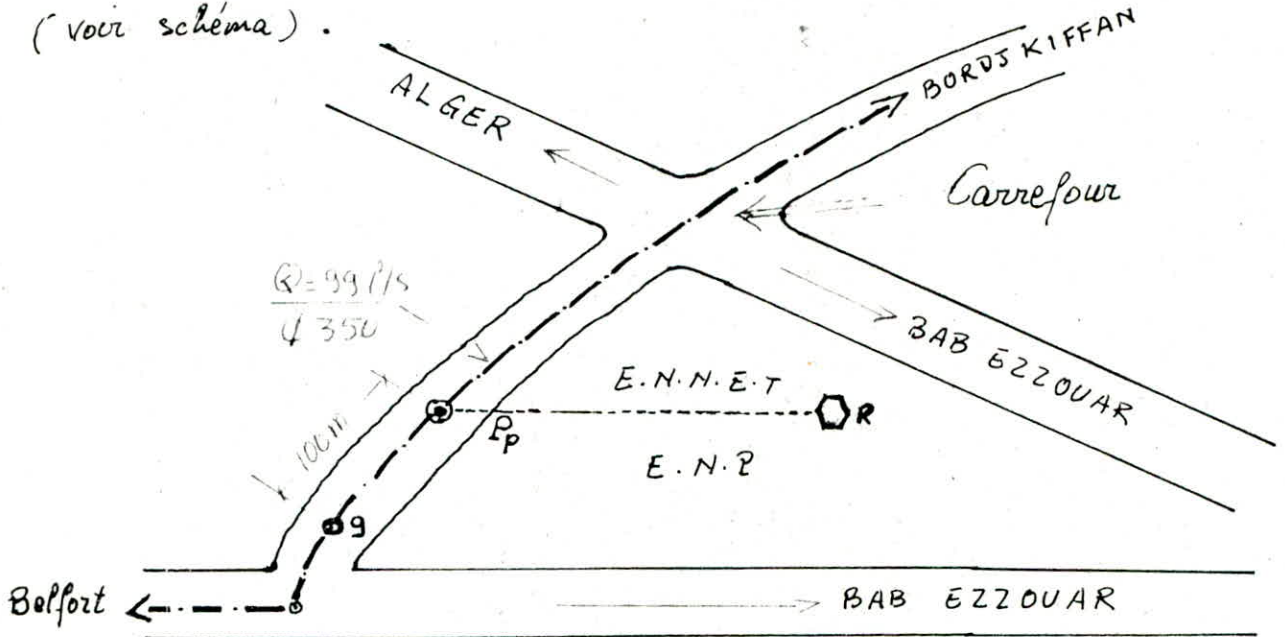


Fig. 3.1'

Soient

P_p : point de piquage

P_{sp} : pression au sol au point de piquage

Données :

C_{Tg} : cote du terrain au point g = 44,50 m

C_{Pg} : cote piézométrique au point g = 76,50 m

On a alors la pression au sol au point g : $P_{sg} = 76,50 - 44,50 = 32 \text{ m}$

* Cote piézométrique au point de piquage (C_{Ppp})

* $L_{g-P_p} = 100 \text{ m}$

* Q_{g-P_p} (débit sur le tronçon du point g au point de piquage) = 99

* La cote du terrain au point de piquage : $C_{TP_p} = 43 \text{ m}$.

D'après la formule de Darcy, le gradient de pertes de charge est égal à :

$$J = \frac{f}{D_h} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III. 1})$$

Dans cette dernière formule, f = Coefficient de frottement

v = vitesse moyenne dans une section

D_h : diamètre hydraulique

En transformant la formule (III.1) on obtient :

$$S = \frac{f}{D_h} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

$$S = \frac{f}{D_h} \frac{Q^2}{\left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2 \cdot 2g} = \frac{8f Q^2}{\pi^2 D^5 g} \quad (\text{III.1'})$$

Tous les éléments du second membre de l'équation (III.1) sont connus sauf f . En première approximation, nous calculons f par la formule de Nikuradse qui s'applique généralement à un écoulement turbulent rugueux :

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

Nous désirons avoir une bonne sécurité et tenir compte de l'accroissement éventuel de la rugosité au niveau des conduites ; pour cela, nous pouvons proposer une rugosité $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ [1]

Alors

$$f_{\text{NIK}} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{2 \cdot 10^{-3}}{0,35} \right)^{-2}$$

$$f_{\text{NIK}} = 0,026$$

Néanmoins, l'équation de Colebrook pour le calcul de f est reconnue comme la plus acceptable parce qu'elle est valable pour les deux régimes d'écoulement à savoir :

- régime turbulent rugueux
- régime de transition

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

où Re (nombre de Reynolds) = $\frac{v \cdot D}{\nu}$

On prendra pour ν (viscosité cinématique) = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Correspondant à l'eau supposée à 20°C .

En calculant la vitesse moyenne on a: $v = \frac{Q}{A} = \frac{99 \cdot 10^{-3}}{\frac{\pi (0,35)^2}{4}} = 1,03 \text{ m/s}$

D'où $Re = \frac{1,03 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 3,6 \cdot 10^5$

En remplaçant f du second membre de l'équation (III.2) par $f_{\text{NIK}} = 0,026$, on pourra calculer par itération la vraie valeur de f ; on arrêtera les calculs si cette valeur sera inchangée; C'est à dire si $f_{i+1} = f_i$

$$f_{i+1} = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_i}} \right) \right]^{-2}$$

$$f_0 = f_{\text{NIK}} = 0,026$$

$$f_1 = 0,03226$$

$$f_2 = 0,032232$$

$$f_3 = 0,032232$$

} \Rightarrow on prendra $f = 0,032$

Nous pouvons maintenant calculer la perte de charge unitaire par la formule (III.1') $\Rightarrow J = \frac{8 f Q^2}{\pi^2 D^5 g} = \frac{8 \cdot 0,032 \cdot (0,099)^2}{\pi^2 (0,35)^5 \cdot 9,81} = 0,005$

$$\Delta H_{g-p_p} = L_{g-p_p} \cdot J \Leftrightarrow 100 \cdot 0,005 = 0,5 \text{ m}$$

On obtient en définitive la $P_{sp} = C_{sp} - C_{TP} \Leftrightarrow [C_{Pg} - \Delta H_{g-p_p}] - C_{TP}$

$$P_{sp} = (76,50 - 0,50) - 43 = 33 \text{ m ou } 3,30 \text{ bars.}$$

Cette pression est amplement suffisante pour nous assurer de l'écoulement par simple gravité vers le réservoir de l'école.

Mais du fait que la capacité de la cuve est inférieure au volume de la réserve pour incendie qui est de 120 m^3 (valeur fixée par les normes en supposant qu'un sinistre d'incendie peut être abattu durant 2 heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 17 l/s), il est plus préférable pour plus de sécurité d'accorder une importance particulière à la 3^e variante. C'est donc avec cette dernière que nous allons projeter l'alimentation du château d'eau.

3^e VARIANTE

Elle spécifie une alimentation du château à partir de la bâche qui sera projetée. Le choix de cette variante se justifie par deux raisons qui sont les suivantes :

1^o Une bâche pourra servir de tampon entre le réservoir et l'apport de la conduite d'aménée (voir schéma à la page 31).

Comme une pompe devant refouler l'eau de la bâche vers la cuve est à choisir, un dispositif d'asservissement pour l'arrêt et le démarrage de cette pompe est à considérer. De ce fait, 4 niveaux caractéristiques feront l'objet de commande de la pompe :

- Niveau d'eau dans la bâche d'aspiration est minimum :
[$h_B \text{ min}$] \Rightarrow arrêt
- Niveau d'eau dans la bâche est supérieur au niveau minimum : $h_B > h_B \text{ min}$ \Rightarrow démarrage
- Niveau d'eau dans la cuve de refoulement est maximum : $h_C \text{ max}$ \Rightarrow arrêt
- Niveau d'eau dans la cuve est minimum (démarrage).

2° Il ne faudrait pas perdre de vue comme il a été souligné précédemment, que le volume du réservoir à lui seul ne suffit pas pour répondre aux besoins dont fait appel la lutte pour incendie. A cette occasion, la bache pourra porter secours au réservoir.

II.2 Calcul de la conduite d'amenée

Le cas de l'E.N.P étant celui d'une consommation correspondant à de petites installations, la condition d'incendie oblige à prévoir un diamètre surabondant par rapport aux besoins normaux. Le débit de la conduite d'amenée (débit d'apport) est alors calculé comme étant la somme de deux débits :

- débit journalier maximum : $Q_{j\max}$
- débit de la réserve pour incendie : Q_{ri}

En tenant compte du fait que le débit à fournir pour les branchements (II.2) est un débit de pointe probable comme c'est mentionné dans [11], le débit journalier maximum correspond à la consommation journalière déjà calculée qui est de $130 \text{ m}^3/\text{j}$ (retour à la page 12 !). Donc $Q_{j\max} = 130 \text{ m}^3/\text{j}$.

$$\text{On aura } Q_{\text{apport}} = Q_{j\max} + Q_{ri}$$

Le rapport (en %) entre le volume du réservoir et la consommation journalière est égal à $\frac{80}{130} \cdot 100\% = 62\%$. Ce pourcentage laisse à considérer une hypothèse de calcul selon laquelle le remplissage du réservoir se fera la nuit ; et le débit étant supposé s'étaler sur une durée de 10 heures.

$$Q_{\text{apport}} (\text{l/s}) = Q_{j\text{max}} + Q_{ri} \iff Q_{\text{app}} = \frac{130 \cdot 10^3}{10 \cdot 3600} + 17$$
$$Q_{\text{app}} = 3,6 + 17 = 20,6 \text{ l/s}$$

Etant donné que nous avons déjà calculé la hauteur représentative de la pression au point de piquage ($P_{sp} = 33 \text{ m}$), et connaissant la longueur de la conduite (valeur prise à partir du plan de masse représenté à l'échelle $\frac{1}{500}$), le dimensionnement de la conduite ne pose plus de problème.

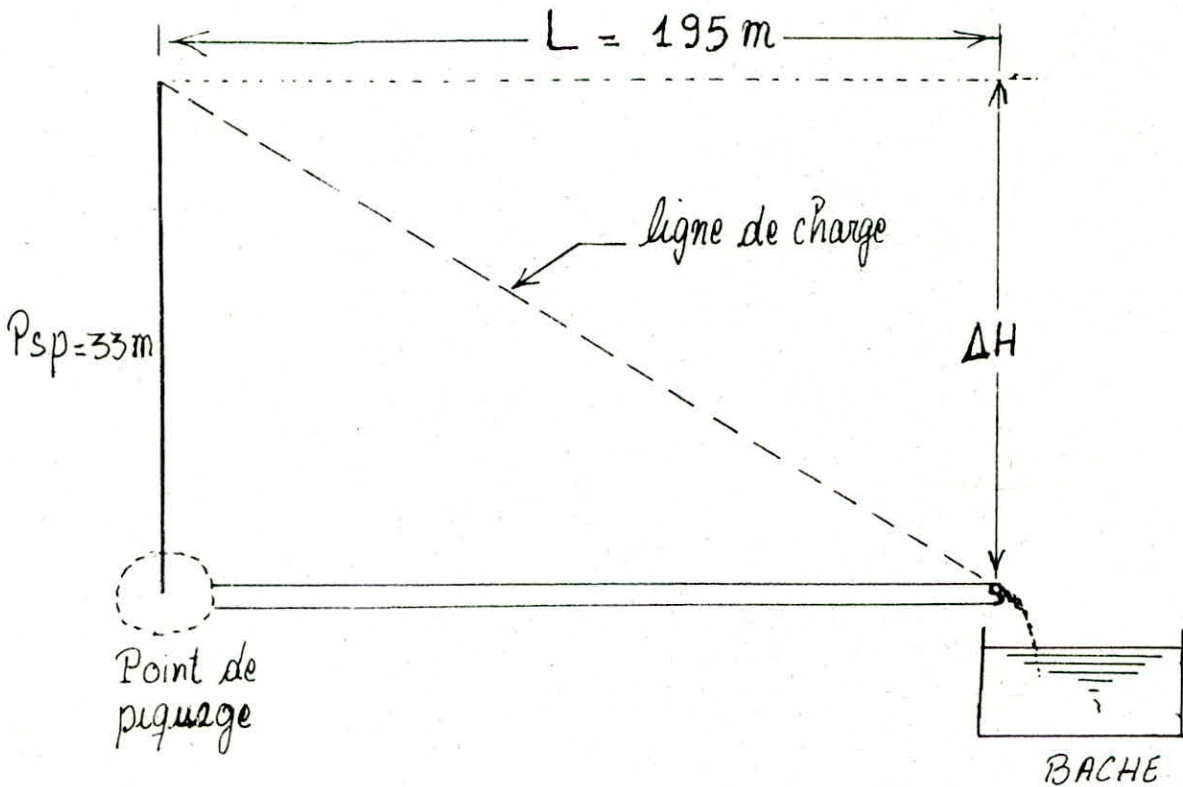


Fig. 3.2

Du fait que la pente du terrain est faible, nous assimilons la P_{sp} à la valeur de la perte de charge totale ΔH .

C'est à dire que $\Delta H = P_{sp} = 33 \text{ m}$

De ΔH et L_e on tire la valeur du gradient de perte de charge \bar{S} ;
 L_e étant la longueur totale ou la somme de deux valeurs :

- L : longueur géométrique
- L_{er} : longueur équivalente aux pertes de charge singulières ;
généralement 15% de L

$$\text{D'où } L_e = L + L_{er} = 115\% \text{ de } L = 1,15 \cdot 195 = 224,25 \text{ m}$$

$$\text{On aura } \bar{S} = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{33}{224,25} = 0,15$$

Pour les mêmes raisons que précédemment (voir à la page 16), la rugosité absolue a la valeur de $2 \cdot 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \epsilon = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

Dans la suite de nos calculs, introduisons la méthode de la longueur fluidodynamique (L.F.D) qui est une notion trouvée et publiée par M. LAPRAY en 1939. Nous préconisons cette méthode car son avantage réside en ce que l'on obtient une solution directe, simple et rapide, tout en évitant des procédés laborieux, qui jusqu'à nos jours exigent des approximations successives.

Calculons la valeur de la L.F.D Λ en supposant que le régime est turbulent rugueux.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Q}{\sqrt{S}} = \frac{20,6 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{0,15}} = 0,05 \\ \epsilon = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right\} \text{abaque 8a} \longrightarrow \Lambda = 6,6 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

(22)

Détermination de la longueur fluidodynamique
en fonction de Q/\sqrt{I} et de ξ de Nikuradse

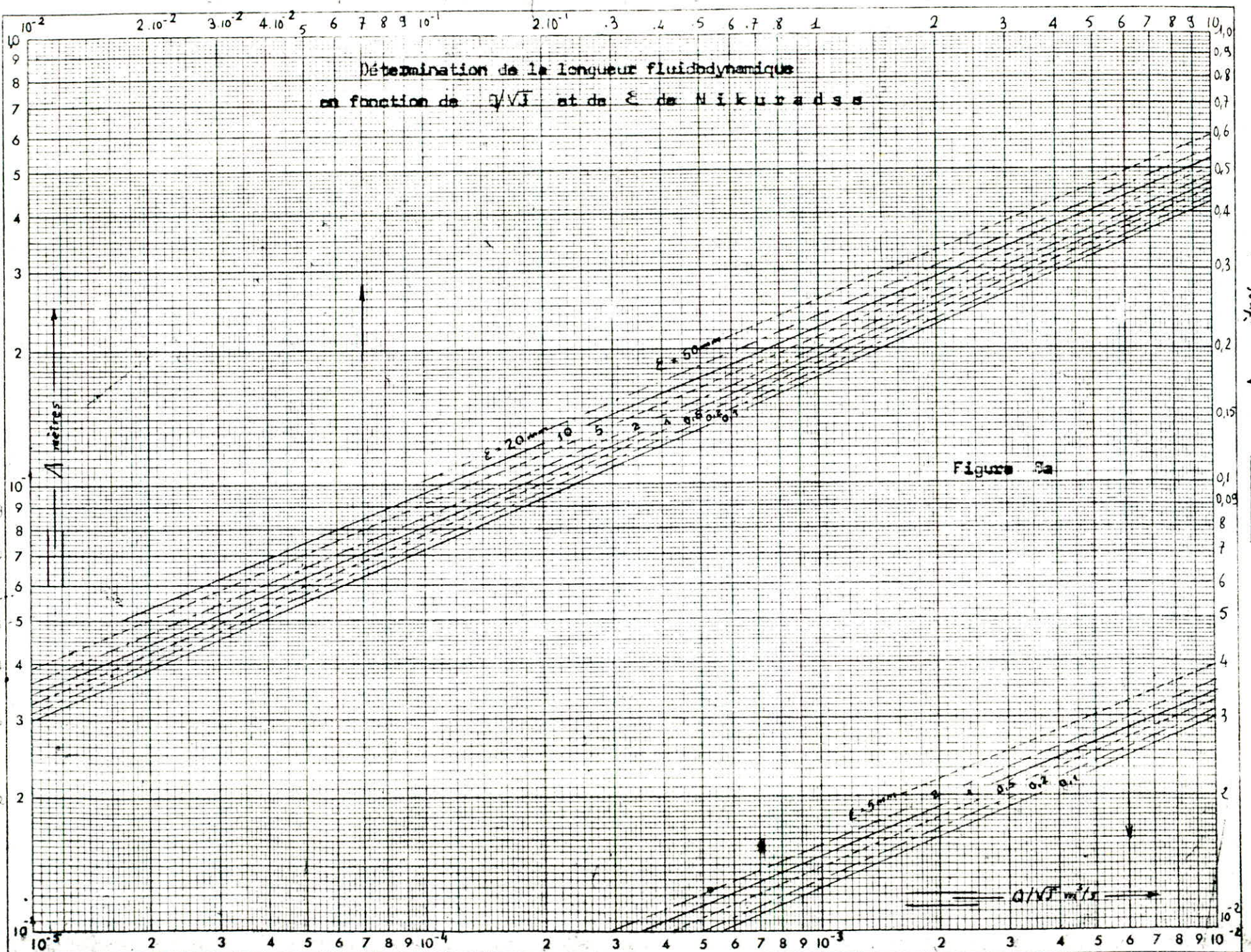


Figure 3a

L mètres

Q/\sqrt{I} m/s

En supposant que la conduite est en charge, c'est à dire si $h=D$ où h est le tirant d'eau, on trouve le paramètre de forme $\xi = \frac{h}{D} = 1$.
Ayant ξ , de l'abaque 9 on tire les valeurs des paramètres de dimension.

$$\xi = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} \begin{cases} D_0 = D_{h0} = 1,539 \\ 4/P_0 = 0,827 \\ A_0 = 1,860 \end{cases}$$

En première approximation, nous supposons que le régime est turbulent rugueux; le diamètre y correspondant D_{hr} est égal à :

$$D_{hr} = \Lambda D_0 = 6,6 \cdot 10^{-2} \cdot 1,539 = 10 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

Vérifions le régime :

$$\frac{\epsilon}{D_{hr}} = \frac{2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 10^{-2}} = 0,02$$

$$Re = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{P_0} \cdot \frac{1}{y} = \frac{20,6 \cdot 10^{-3}}{6,6 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,827 \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 2,6 \cdot 10^5$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D_{hr}} = 0,02 \\ Re = 2,6 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Moody}} \text{le régime est turbulent rugueux}$$

La première supposition devient une réalité, et par voie de conséquence le diamètre réel est égal au diamètre hypothétique.

C'est à dire :

$$D_h = D_{hr} = 10 \cdot 10^{-2} \text{ m ou } \Phi 100$$

La vitesse d'écoulement $v = \frac{Q}{A}$ où A - section mouillée.

$$v = \frac{20,6 \cdot 10^{-3}}{\frac{\pi (0,10)^2}{4}} = 2,6 \text{ m/s}$$

A titre de vérification concernant le calcul de petits diamètres,
FLAMANT a établi un abaque à partir duquel on peut relever les
valeurs fiables de D et v en connaissant le gradient de perte de charge
 J et le débit Q (voir figure de la page 25A)

Utilisation de l'abaque

- Prendre une règle pour mettre les valeurs de J et Q sur un alignement.
- En prolongeant l'alignement de part et d'autre (tracer une droite), on fait seulement la lecture de D (m) et de v (m/s) car leurs valeurs respectives sont sur la dite droite

Notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} J = 0,15 \\ Q = 20,6 \end{array} \right\} \xrightarrow{v, D \text{ lus ?}} \left\{ \begin{array}{l} v = 3,2 \text{ m/s} \\ D = 0,090 \text{ m} \end{array} \right.$$

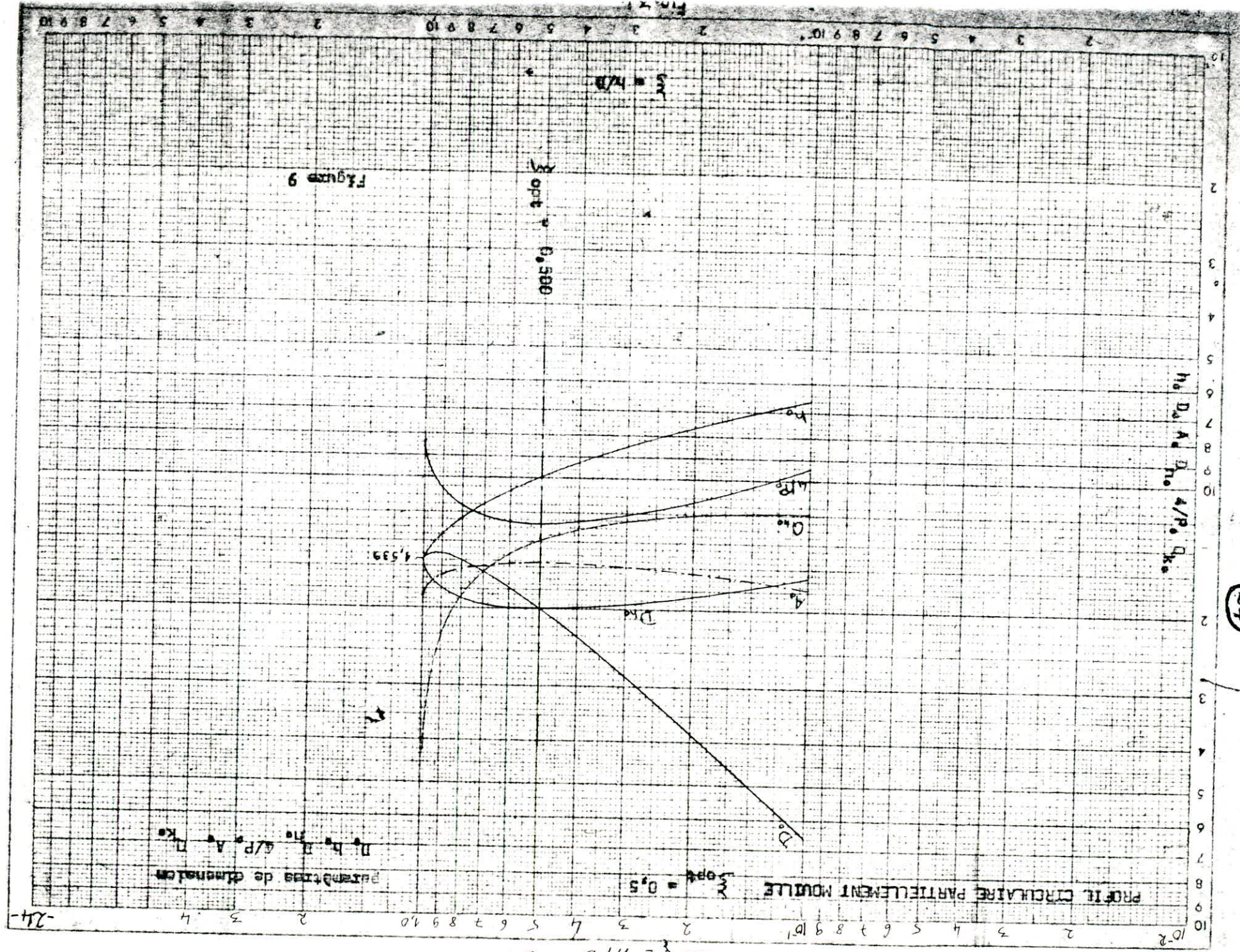
En pratique on prend la valeur légèrement supérieure pour D afin d'avoir un diamètre normalisé $\Rightarrow D = 0,10 \text{ m}$ ($\phi 100$); et pour le débit et la perte de charge restés inchangés, la valeur de v pourra diminuer en conséquence.

PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOULÉ

$\xi_{opt} = 0,5$

paramètres de dimension

$D_0, D_1, A, h_0, h_1, D_k, A_k$



$\xi = h/D \rightarrow$

Figure 9

$\xi_{opt} = 0,500$

46 - Diagramme de Moody

Pour déterminer Re , voir l'abaque 43 et 45; pour déterminer $\frac{E}{D}$, voir la table 41 et l'abaque 42.

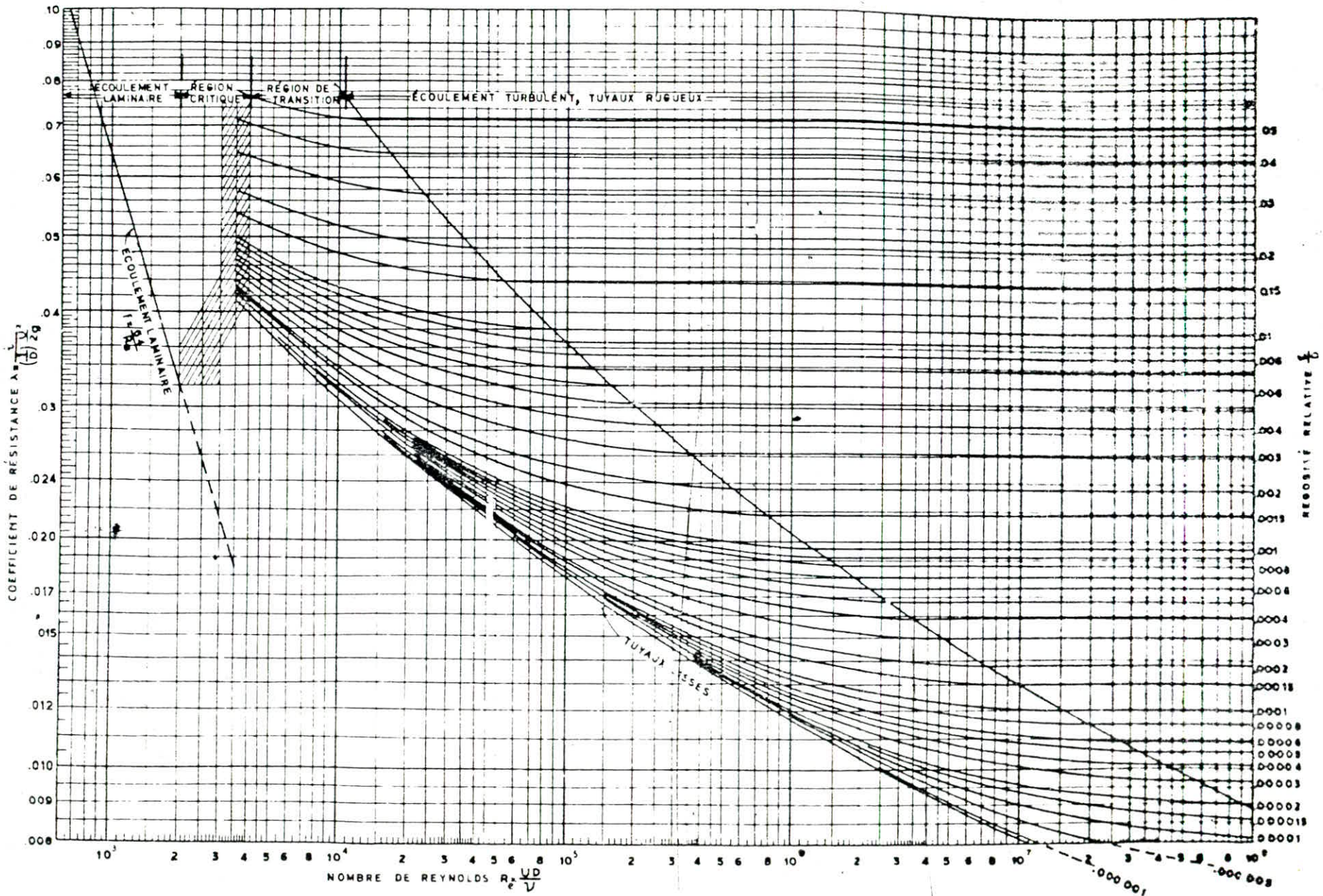
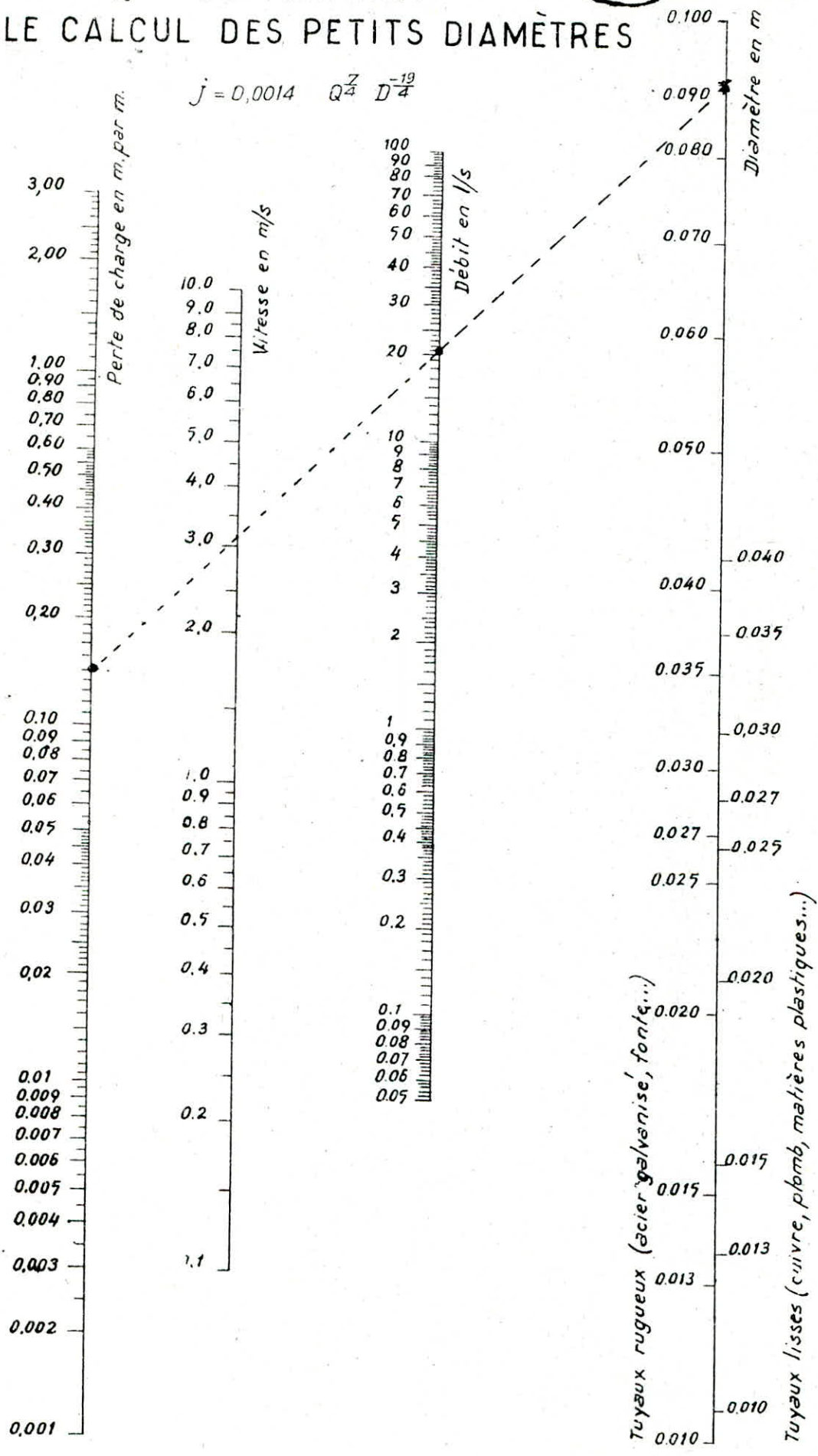


FIG. 3.5

ABaque DE FLAMANT POUR LE CALCUL DES PETITS DIAMÈTRES

25A

$$j = 0,0014 \quad Q^2 \quad D^{-19}$$



III.3. Dimensionnement de la bâche

Le volume de la bâche dépend du débit d'entrée et du débit de sortie, ce dernier étant celui de la pompe. Or, on a déjà évoqué que la bâche jouera d'une part le rôle de tampon entre le débit de la conduite d'aménée et le réservoir. Par ailleurs, on envisage ~~quelques~~ quelques points de prise pour les besoins d'incendie sur le réseau de distribution; cela sous-entend que la pompe sera en marche si jamais l'appel du débit d'incendie se présenterait et d'autant plus que le volume d'incendie est largement supérieur à toute la capacité de la cuve $\Rightarrow 120 \text{ m}^3 > 80 \text{ m}^3$.

- Pour cette raison, nous attribuons à la pompe en question un débit: $Q_p = 17 \text{ l/s}$.

- Le débit d'apport (alimentation de la bâche): $Q_{app} = 206 \text{ l/s}$
Soient:

- T - période séparant deux enclenchements du système automatique pour permettre le passage de l'eau dans la bâche; période qui représente la somme de deux valeurs nettement différentes, à savoir:
 - t_v - temps de vidange (alimentation de la bâche interrompue)
 - t_r - temps de remplissage de la bâche.

D'où $T = t_v + t_r$.

$$\text{On a : } t_v = \frac{V}{Q_p} ; \quad t_r = \frac{V}{Q_{app} - Q_p}$$

Ici V - volume utile de la bâche.

$$T = t_v + t_r \iff V \left(\frac{1}{Q_p} + \frac{1}{Q_{app} - Q_p} \right) ; \quad \boxed{T = V \left(\frac{1}{Q_p} + \frac{1}{Q_{app} - Q_p} \right)} \quad (\text{III.3})$$

On appellera :

T_f - temps de fonctionnement de la pompe :

n - nombre de reprises du pompage .

La capacité utile de la bache d'aspiration (V) doit être aussi réduite que possible de manière à limiter les dépenses du génie-civil, mais cette capacité devra toutefois être suffisante pour éviter des démarrages trop fréquents et intempestifs de la pompe.

Comme hypothèse de calcul on suppose $T_f = 10$ heures ; $n = 6$.

Le rapport entre ces deux paramètres (T_f, n) nous donne la période T .

De l'expression (III.3) on trouve :

$$\frac{T_f}{n} = V \left(\frac{1}{Q_p} + \frac{1}{Q_{app} - Q_p} \right) \quad (\text{III.3}')$$

On tire la valeur du volume utile de la bache d'aspiration :

$$\boxed{V = \frac{T_f}{n \left(\frac{1}{Q_p} + \frac{1}{Q_{app} - Q_p} \right)}} \quad (\text{III.4})$$

$$V = \frac{10 \cdot 3600}{6 \left(\frac{1000}{17} + \frac{1000}{3,6} \right)} = \frac{36}{6 \left(\frac{3,8 + 17}{61,2} \right)} \approx 18 \text{ m}^3$$

On envisage une section carrée parce que l'ouvrage est modeste.

$$V = a^2 h \rightarrow a = \left(\frac{V}{h} \right)^{1/2} \text{ où } h - \text{ hauteur du volume utile. On propose } h = 2 \text{ m ; } \Rightarrow a = 3 \text{ m}$$

Remarque: Ce volume utile V se trouve entre deux côtes caractéristiques pour une exploitation convenable, à savoir:

- la côte haute de la bache d'aspiration, qui est déterminée pour empêcher tout débordement.
- la côte basse d'arrêt de la pompe qui doit éviter le désamorçage de la pompe.

Pour ce faire nous définissons deux autres tranches de la hauteur totale de la bache (h_t):

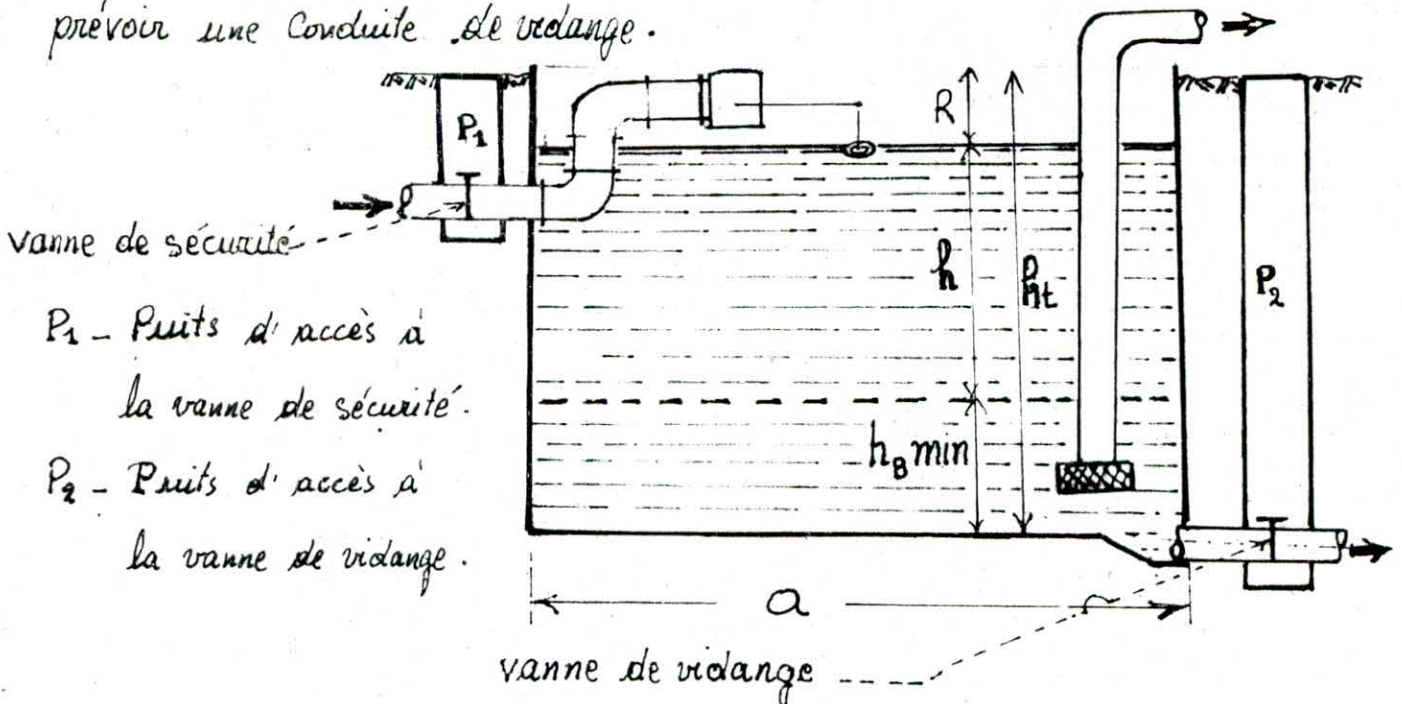
→ R - la revanche = 0,40 m

→ $h_B \text{ min}$ hauteur de la côte basse = 0,40 m.

On aura en définitive:

$$h_t = h + h_{CB} + R \Leftrightarrow 2 + 2 \cdot 0,40 = 2,80 \text{ m}$$

Cette bache devra être nettoyée mensuellement et vidangée afin d'améliorer la qualité de l'eau. Pour ce faire, il faudra prévoir une conduite de vidange.



Quelques remarques en ce qui concerne la bache.

- On a préféré prendre la section en forme carrée parce que cette forme a la facilité de construction par rapport à d'autres.
- Comme la plupart des réservoirs enterrés ou semi-enterrés rectangulaires, l'exécution de ce petit ouvrage pourra se faire en béton armé ordinaire. La finition à l'intérieur consistera à mettre un enduit étanche (du ciment à titre d'exemple).
- Une couverture de la bache, exécutée aussi en béton armé est à considérer. A travers cette dalle seront ménagés :
 - Un accès à la bache et une petite échelle de descente pour les visites.
 - Une ventilation convenable conçue de façon à éviter l'entrée de petits animaux ou insectes qui seraient éventuellement à l'origine de la pollution de l'eau.
- Le radier sera établi avec ^{une} petite pente afin de faciliter l'évacuation de l'eau au cours du vidange.

IV. CHOIX DE LA POMPE

Les considérations qui ont été faites pour l'adduction font objet d'un cas mixte à savoir :

- adduction par simple gravité du point de piquage jusqu'à la bêche.
- adduction par refoulement à partir de la bêche.

Cette dernière hypothèse ayant été considérée surtout pour des conditions de sécurité. La pompe à projeter pourra d'une part alimenter le château d'eau à partir de la bêche pour des besoins normaux ; d'autre part, son rôle serait éminent s'il s'agit de lutter contre un quelconque incendie étant donné que le volume du réservoir ne tient pas compte de ce fait. Pour cela, la pompe dont il est question débitera au minimum 17 l/s.

Deux paramètres principaux font l'objet du choix de la pompe, notamment la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit à refouler Q .

IV. 1. Calcul de la hauteur manométrique totale

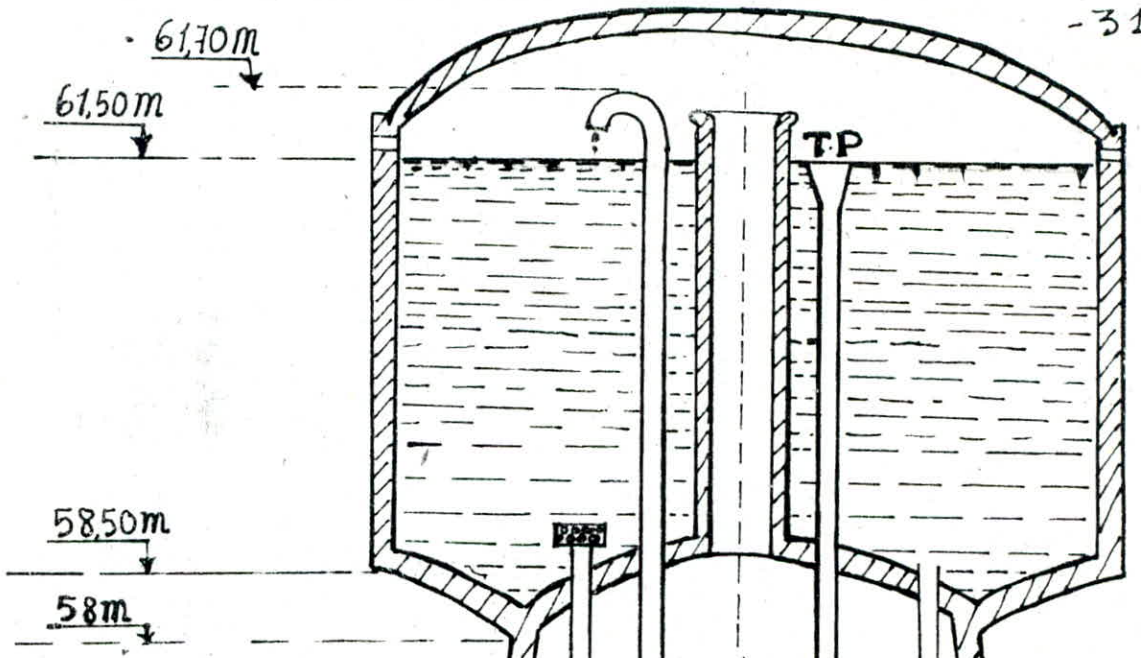
D'une manière générale, la hauteur manométrique totale est donnée par la formule suivante :

$$HMT = Hg.t + \Delta H \quad \text{où } Hg.t - \text{hauteur géométrique totale}$$

$$\Delta H - \text{perte de charge totale}$$

$$\text{Par ailleurs } \Delta H = \Delta H_a + \Delta H_r$$

avec : ΔH_a - pertes de charge dans la conduite d'aspiration



- T.P - trop - plein
- V - vidange
- P - pompe centrifuge
- M - moteur d'entraî-
nement
- D - distribution
- A - alimentation de
la cuve
- T.N - terrain naturel
- P.A.Vs. puits d'accès à
la vanne de sécurité
- P.A.Vv. puits d'accès à
la vanne de vidange

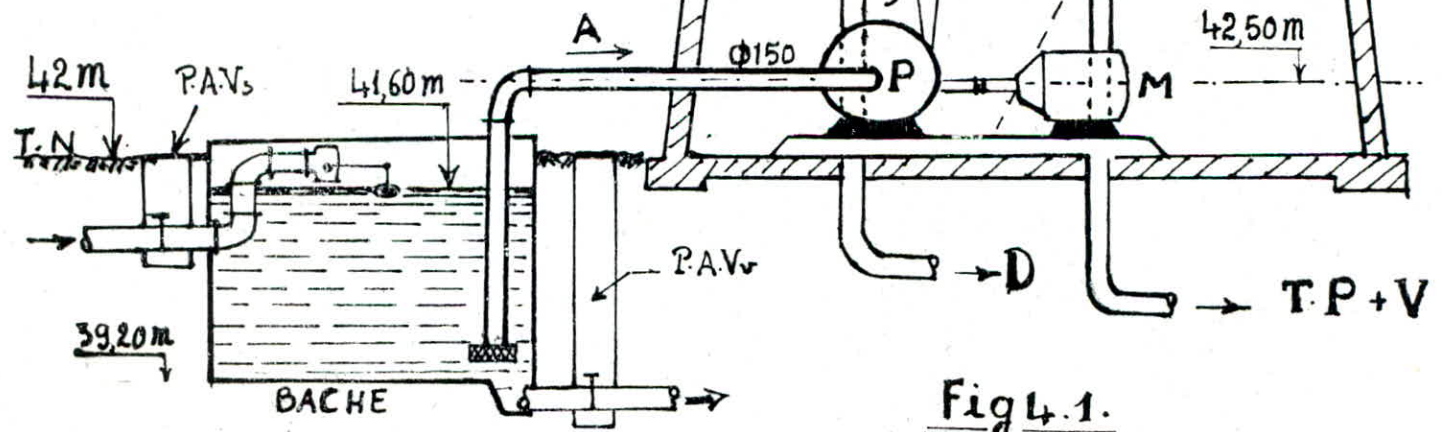
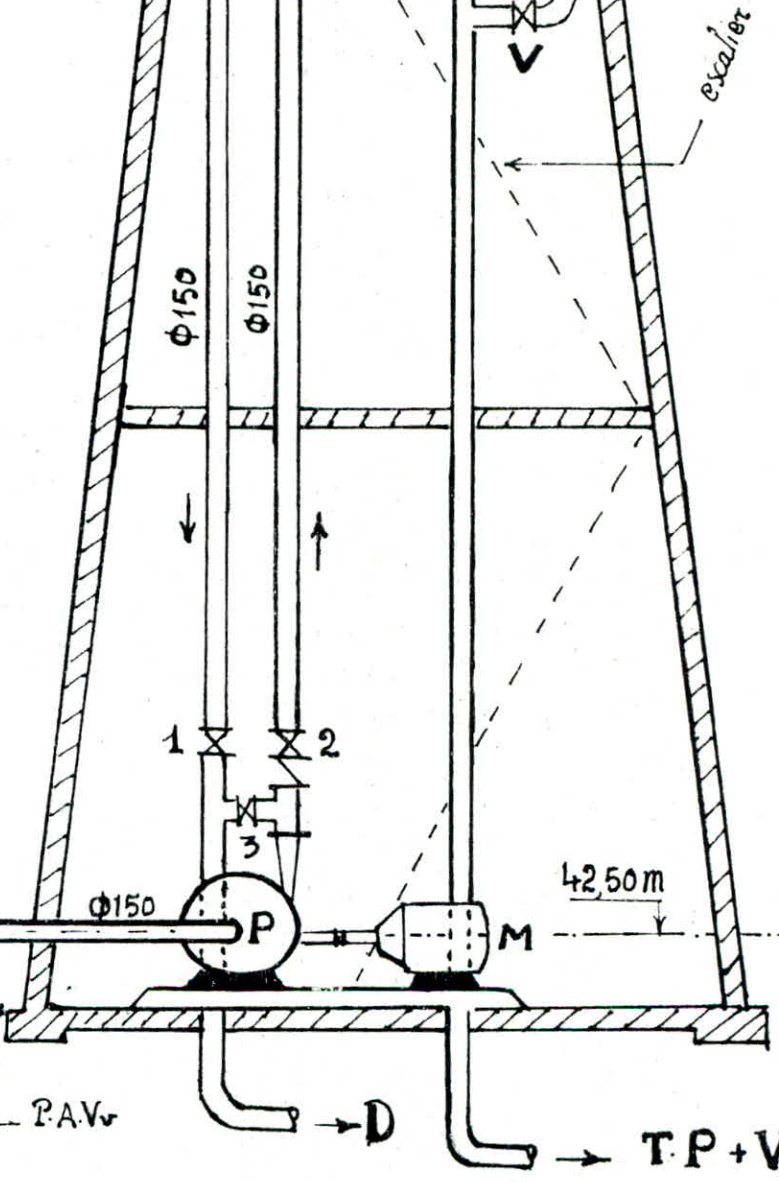


Fig 4.1.

De la fig 4.1, nous tirons un schéma de calcul de HMT.

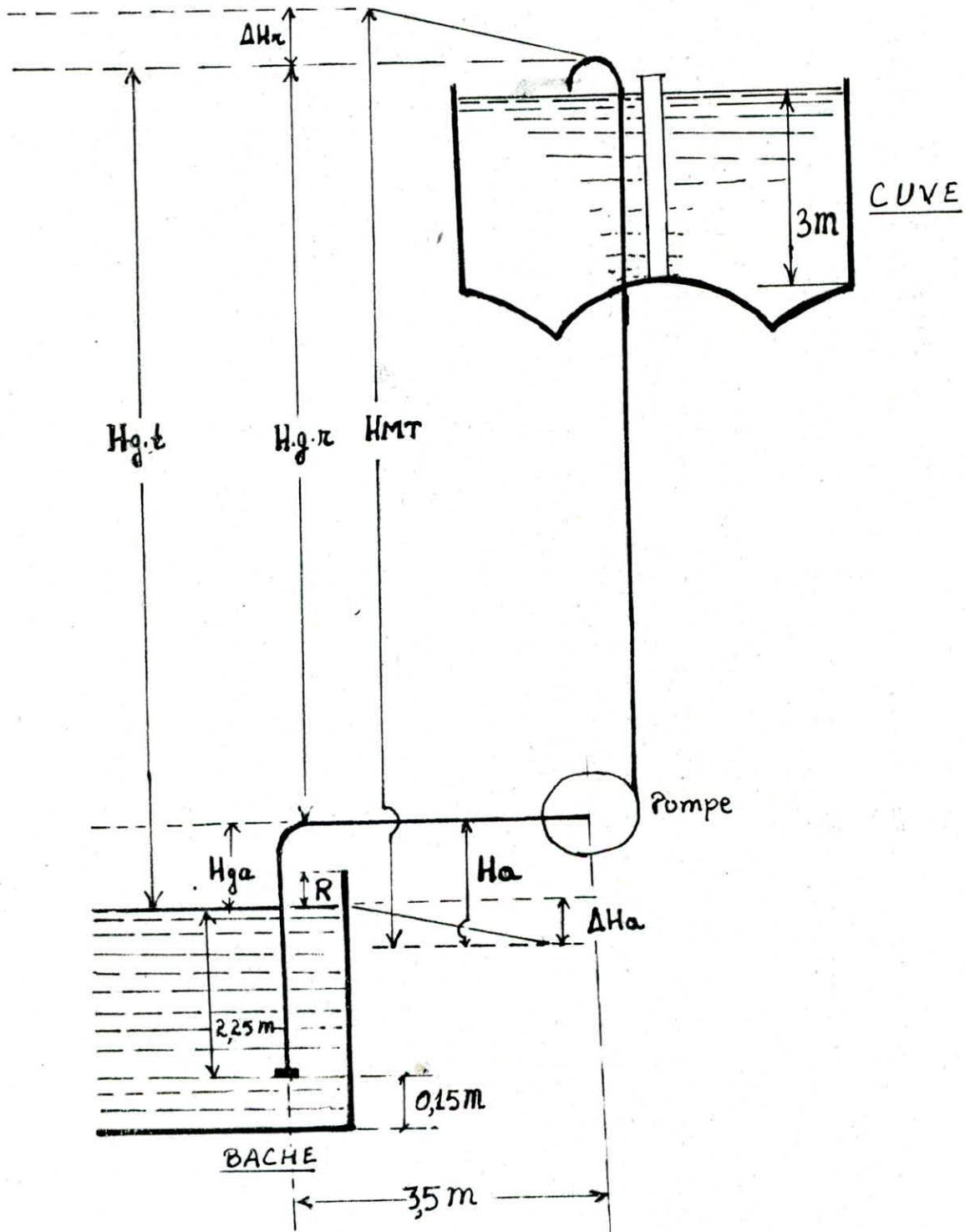


Fig. 4.2 : Schéma de calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

Sur la fig 4.2, nous avons les hauteurs suivantes :

- $H.g.a$ - hauteur géométrique d'aspiration = 0,90 m
- R - la revanche au niveau de la bache = 0,40 m
- $H.a$ - la hauteur manométrique d'aspiration
- $H.g.r$ - la hauteur géométrique de refoulement
- $H.g.t$ - la hauteur géométrique totale qui est généralement la différence de niveau entre le plan d'eau du réservoir d'aspiration et celui du réservoir de refoulement.
- HMT : Hauteur manométrique totale

Calculons la perte de charge totale

En ce qui concerne la conduite de refoulement, nous pouvons imposer un diamètre étant donné que cette conduite n'est pas ici longue, et vérifier par la suite si la vitesse est acceptable. Prenons $D_{rs} = 0,150 \text{ m}$

• La section mouillée est : $A = \frac{\pi D_{rs}^2}{4} = \frac{Q}{v}$ où Q (débit) = 17 l/s ;
d'où la vitesse $v = \frac{Q}{A} = \frac{17 \cdot 10^{-3} \cdot 4}{\pi D_{rs}^2} = 0,96 \text{ m/s}$

Le gradient de perte de charge est calculé par la formule : $J = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$ où f est calculé conformément à la méthode déjà utilisée pour le calcul de la conduite de d'amenée.

$$f_{\text{NIK}} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{2 \cdot 10^{-4}}{0,15} \right)^{-2}$$

$$f_{\text{NIK}} = 0,021$$

On calcule alors la vraie valeur de f par itération en utilisant la formule de Colebrook :

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

$$\text{Dans } (**). \text{Re} = \frac{v \cdot D_h}{\nu} = \frac{0,96 \cdot 0,15}{10^{-6}} = 0,15 \cdot 10^6 = 1,5 \cdot 10^5$$

$$\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D_h} = \frac{2 \cdot 10^{-4}}{3,7 \cdot 0,15} = 3,6 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{2,51}{\text{Re}} = \frac{2,51}{1,5 \cdot 10^5} = 1,67 \cdot 10^{-5}$$

On aura la formule (**) simplifiée : $f_{i+1} = \left[-0,86 \ln \left(3,6 \cdot 10^{-4} + \frac{1,67 \cdot 10^{-5}}{\sqrt{f_i}} \right) \right]^{-2}$

$$f_0 = f_{\text{NIK}} = 0,021$$

$$f_1 = 0,0229$$

$$f_2 = 0,023021$$

$$f_3 = 0,023027$$

} \Rightarrow nous prenons la valeur de $f = 0,023$

$$\text{On a : } J = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{0,023 \cdot (0,96)^2}{0,150 \cdot 19,60} = 0,008$$

- La perte de charge dans la conduite de refoulement est $\Delta H_r = J \cdot L_r$ où L_r est la longueur de la conduite de refoulement, qui dans notre cas est égal à $H_g \cdot r = (61,70 - 42,50) = 19,20 \text{ m}$
 D'où $\Delta H_r = 0,008 \cdot 19,20 = 0,154 \text{ m}$

- Mise à part que la conduite d'aspiration est réduite par rapport à celle de refoulement, toutes les deux auront les mêmes caractéristiques; c'est à dire le diamètre, la rugosité et le débit à transiter. Cela fait que le gradient de perte de charge soit le même: $J_a = J_r$.

La longueur d'aspiration est composée ici de deux éléments:

$$L(a) = L(a)_h + L(a)_v \text{ avec :}$$

$$L(a)_h = \text{le tronçon horizontal} = 3,50 \text{ m}$$

$$L(a)_v = \text{le tronçon vertical} = 3,15 \text{ m}$$

$$\bullet L(a) = 3,5 + 3,15 = 6,65 \text{ m}$$

$$\Delta H_a \text{ linéaires} = 0,008 \cdot 6,65 = 0,050 \text{ m}$$

Les pertes de charge singulières se situent au niveau de la crépine d'aspiration et du coude ($\alpha = 90^\circ$). De façon générale les pertes de charge locales $\Delta H_{a.s} = \xi \cdot \frac{v^2}{2g}$ où ξ - coefficient de perte de charge locale



* Pour $\alpha = 90^\circ$, $\xi_c = 0,2 \div 0,3 \Rightarrow \xi_c = 0,25$

* $\xi_{\text{crépine}}$ est fonction du diamètre du clapet d'aspiration ($\phi_{\text{aspiration}}$)

$$\xi_{cr} \text{ pour } \phi_{150} = 6$$

* $v = \frac{Q}{A} = \frac{17 \cdot 10^{-3}}{\frac{\pi D_a^2}{4}} = 0,96 \text{ m/s}$; On obtient $\Delta H_{a.s} = (0,25 + 6) \cdot \frac{(0,96)^2}{19,6}$
 $\Delta H_{a.s} = 0,29 \text{ m}$

- 36-
- La hauteur manométrique d'aspiration $H_a = H_g.a + \Delta H_a$
 $H_a = 0,90 + 0,29 + 0,050 = 1,24 \text{ m}$ (H_a est lue sur fig. 4.1).
 - On trouve en définitive $\Delta H = \Delta H_r + \Delta H_a \Leftrightarrow 0,154 + 0,34 = 0,50 \text{ m}$
 - Si nous retournons à la fig. 4.1, nous lisons la valeur de la hauteur géométrique totale $H_g.t = 61,70 - 41,60 = 20,10 \text{ m}$
 - La hauteur manométrique totale - $H_{MT} = H_g.t + \Delta H =$
 $H_{MT} = 20,10 + 0,50 = 20,60 \text{ m}$

Ayant les paramètres principaux Q et H_{MT} , le choix de la pompe peut se faire aisément à l'aide des catalogues et abaque généraux disponibles. D'une manière générale, le type de la pompe choisi doit être susceptible de fonctionner dans la plage de son rendement maximal. Le débit à relever et la hauteur manométrique totale tous deux reportés sur diverses courbes caractéristiques des pompes, nous donnent la pompe susceptible de s'adapter à des conditions de marche données.

IV.2. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est un point situé sur la courbe QH (caractéristique de la pompe), à l'intersection de celle-ci avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant le fluide débité par cette pompe ; ce point de fonctionnement représente finalement celui de l'ensemble.

Néanmoins, il arrive qu'une pompe en série débitant dans une conduite donnée présente un point de fonctionnement qui ne correspond pas aux valeurs désirées de Q et H .

Pour remédier à cette situation et selon des cas, certaines solutions permettent une meilleure adaptation à savoir :

1° Le réglage de fonctionnement de la pompe par modification du nombre de tours (changement de vitesse).

2° Adaptation de la pompe par rognage du diamètre extérieur de la roue, ce qui s'accompagne d'une diminution du rendement de la pompe d'autant que le rognage sera important.

3° Réglage du fonctionnement des pompes par vannage sur la conduite de refoulement ; ce qui s'accompagne d'une augmentation de la consommation d'énergie.

• Pour le cas qui nous concerne, on a précédemment parlé que le débit à refouler sera au minimum égal à 17 l/s, d'où

$$Q = 17 \text{ l/s} = 60 \text{ m}^3/\text{h} ; \text{HMT} = 20,60 \text{ m}$$

Avec les abaques généraux qu'on a pu disposer, la pompe choisie est centrifuge avec les caractéristiques suivantes :

- Série de la pompe : MEN
- Diamètre extérieur de la roue : $\Phi 250$
- Diamètre de la conduite de refoulement : $D_{rf} = 80 \text{ mm}$
- Vitesse de rotation : 1450 tr/min

REMARQUE :

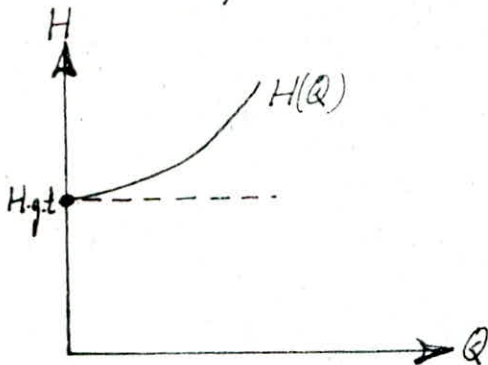
Le diamètre de la conduite de refoulement étant $\Phi 150$ alors que le constructeur de la pompe en question a prévu $\Phi 80$, il faudrait installer un divergent 80 - 150 à la sortie

de la pompe.

Il faut noter que pour cette pompe (voir fig. 4.3), le constructeur a fourni au client les courbes QH pour différents rognages. Le diamètre initial est $\phi 260$ alors que le rognage maximum correspondant à la courbe minimale est $\phi 221$. Ces deux diamètres extrêmes montrent que $\phi 250$ est la dimension intermédiaire. Le même diagramme donne aussi une colline de courbes d'égal rendement pour la fourchette des rognages possibles.

Les paramètres $Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{MT} = 20,60 \text{ m}$ répondent au mieux au diamètre de rognage $\phi 247$ pour lequel la courbe caractéristique de la pompe (QH) va être retracée à l'échelle choisie (fig. 4.4). Sur le même diagramme on a tracé la caractéristique de la conduite $H(Q)$ qui exprime la variation des pertes de charge le long de la conduite en fonction du débit.

L'équation de cette dernière caractéristique est la suivante:



$$H(Q) = H_g.t + CQ^2 \quad (\text{IV.1})$$

avec - H : hauteur manométrique totale

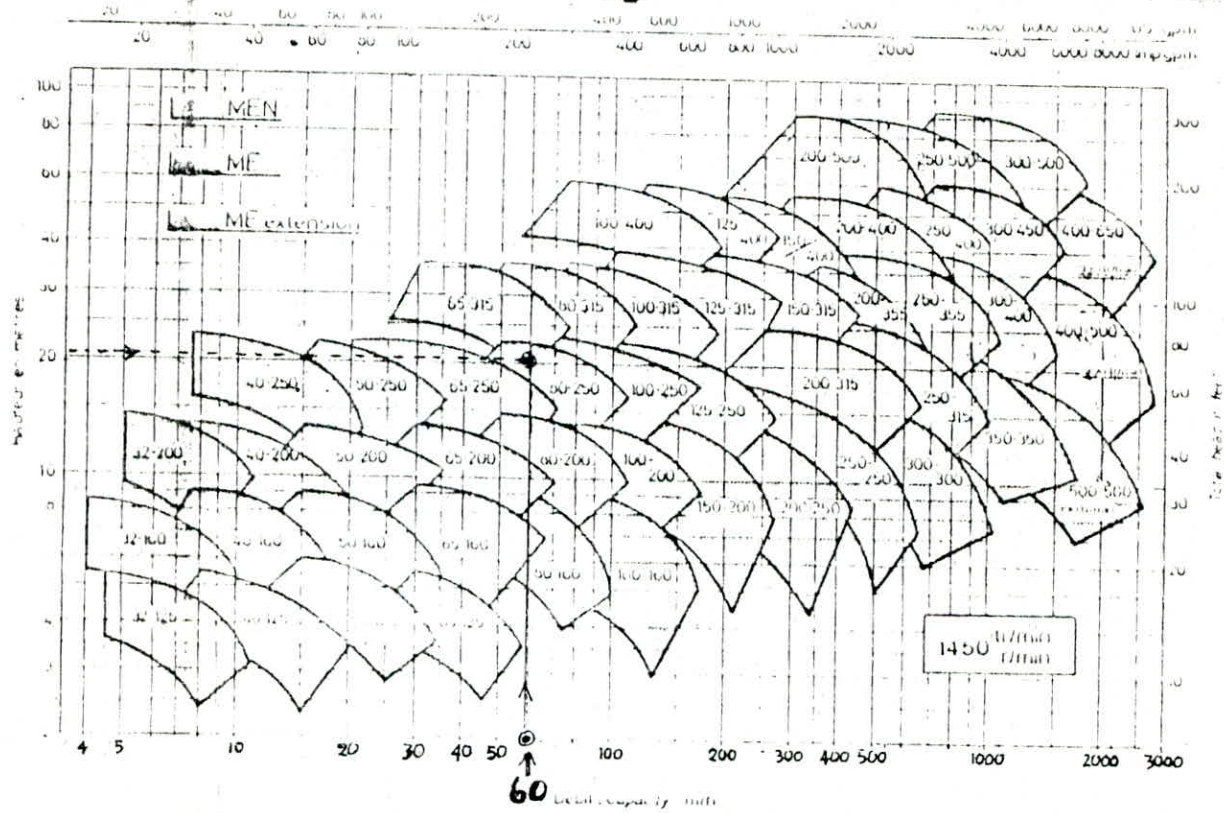
- C : coefficient relatif à la conduite, appelé résistance de la conduite.

De la formule (V.1) on peut calculer la valeur de C .

$$C = \frac{H - H_g.t}{Q^2} = \frac{0,50}{(0,017)^2} = 1730$$

On aura :

$$H = H_g.t + CQ^2 \Leftrightarrow H = 20,10 + 1730Q^2 \quad (\text{IV.1}')$$



- Pour le choix définitif se reporter aux courbes caractéristiques de lances
- Pour des vitesses de rotation différentes, voir le catalogue
- For final choice, refer to the lance characteristic curves
- For different rotation speeds, please consult the catalogue

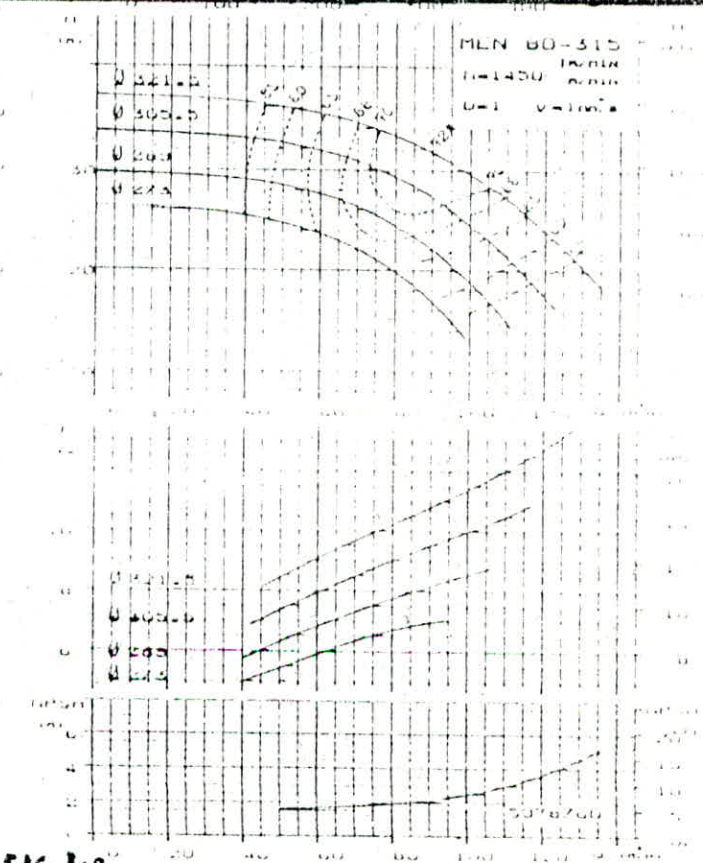
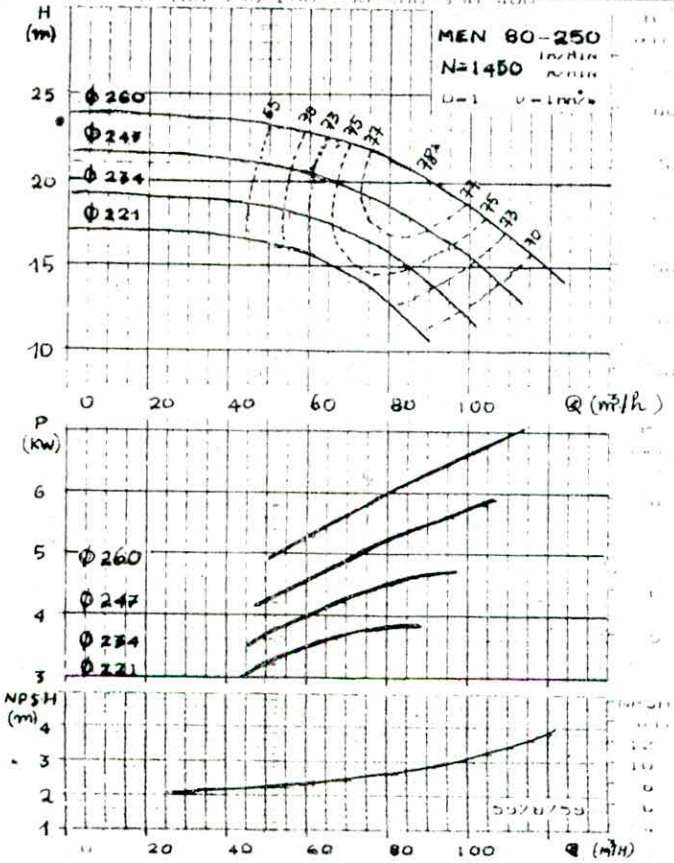


FIG. 43

Le point de fonctionnement obtenu P correspond aux paramètres Q, H dont les valeurs sont inférieures à celles souhaitées :

$$Q(P) = 57,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H(P) = 20,53 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale HMT étant égale à 20,60 m, le point de fonctionnement devrait donc se situer en P' (fig 4.4) dont les coordonnées sont :

$$H = 20,60 \text{ m}$$

$$Q = 62 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 17,22 \text{ l/s} \Rightarrow \Delta Q = 17,22 - 17 = 0,22 \text{ l/s}$$

est négligeable.

Cela nous ramène à garder le diamètre de la pompe initiale $\Phi 260$. La caractéristique de cette pompe est assimilée à Q'H' (fig 4.4).

Sur l'abaque (fig 4.3) de la page 39, le constructeur a établi les courbes en colline d'égal rendement pour cette pompe et dont le sommet porte la valeur $\eta = 78\%$ (valeur qu'on considère d'une manière générale comme rendement optimal !). Par contre, les considérations théoriques prouvent que la courbe du rendement pour différents débits est une parabole passant par l'origine, puisque pour un débit égal à zéro le rendement est aussi nul.

On peut retrouver ce rendement optimal ($\eta = 78\%$) par calcul ;

$$\eta = \frac{P_F}{P_A} \text{ où } \eta - \text{rendement}$$

P_F - puissance fournie par la pompe

P_A - puissance absorbée - - - - -

- $P_F = \rho g Q H$ où P_F [kW] ; Q [m³/s] ; H [m]
et g - accélération de la pesanteur
- La courbe de la puissance absorbée figure sur l'abaque page 39 !
- En prenant alors une valeur de P_A , on relève les valeurs de Q et H correspondants sur la caractéristique débitante de $\Phi 260$.
- On fait ce petit tableau de calcul

P_A [kW]	Q [m ³ /s]	H [m]	$P_F = \rho g Q H$ [kW]	$\eta = \frac{P_F}{P_A} \cdot 100\%$
5,0	53/3600 = 0,015	23,0	3,38	67,60
5,4	65/3600 = 0,018	22,4	3,96	73,30
5,8	75/3600 = 0,021	22,0	4,53	78
6,0	80/3600 = 0,022	21,20	4,57	76
6,5	90/3600 = 0,025	20,0	4,90	75

**

Remarque : Si ce rendement ne correspond au point de fonctionnement P' , c'est parce qu'il s'est avéré nécessaire de prendre $Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$ au lieu de $75 \text{ m}^3/\text{h}$. Toutefois, on constate que le rendement correspondant au point de fonctionnement P' est égal 73% ; ce qui est également bon.

IV.3. Etude de la cavitation

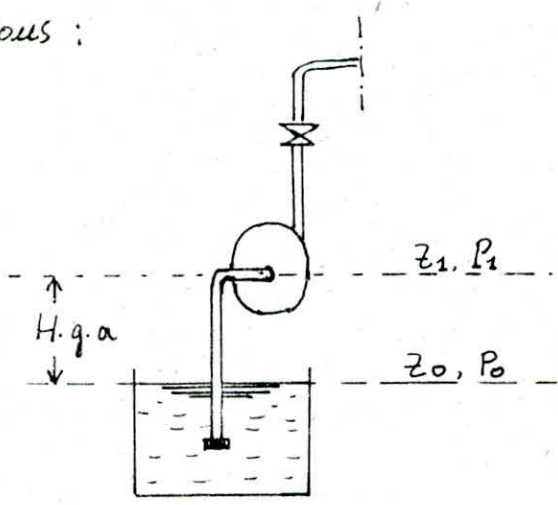
IV.3.1. Définition : La cavitation est un phénomène qui apparaît suite à une chute de pression. L'action se manifeste par l'érosion des matériaux dont sont constitués les machines hydrauliques.

IV.3.2. N.P.S.H : C'est la pression ou charge nette absolue à l'aspiration ; elle varie avec le débit pompé et est désignée

par les initiales anglaises N.P.S.H (Net Positive Suction Head).

Le N.P.S.H est la valeur de la pression absolue diminuée de la tension de vapeur pour la température de l'eau, pression mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe. C'est donc le N.P.S.H disponible (N.P.S.H_d).

- Soit une aspiration en dépression représentée par le schéma ci-dessous :



H.g.a - hauteur géométrique d'aspiration

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (z₀, P₀) et d'entrée de la pompe (z₁, P₁) donne en négligeant les termes en $\frac{v^2}{2g}$:

$$z_0 + \frac{P_0}{\gamma} = z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \Delta H_a \quad \text{où } \gamma = \text{poisds spécifique}$$

$$\Delta H_a = \text{perte de charge à l'aspiration}$$

$$\frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_0}{\gamma} + (z_0 - z_1) - \Delta H_a$$

Par définition ci-dessus on a :

$$N.P.S.H_d = \frac{P_1}{\gamma} - h_v = \frac{P_0}{\gamma} + (z_0 - z_1) - \Delta H_a - h_v$$

où h_v = est la hauteur représentative de la tension de vapeur.

Cette aspiration étant en dépression sous la hauteur H.g.a, le terme (z₀ - z₁) est négatif et on a :

$$N.P.S.H.d = \frac{P_0}{\gamma} - (H_g.a + \Delta H_a + h_v)$$

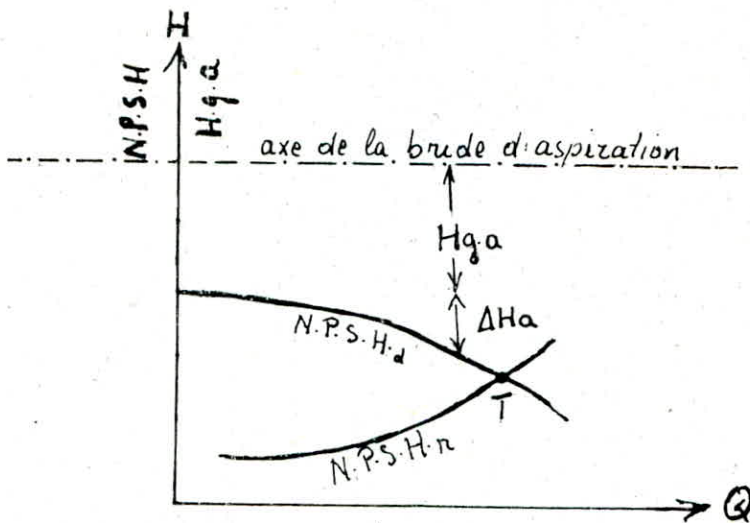
En pratique on prend $\frac{P_0}{\gamma} - h_v = 10 \text{ m}$ parce que h_v est négligeable pour une eau ne dépassant pas 20°C , on tire $N.P.S.H.d = 10 - (H_g.a + \Delta H_a)$ (IV.4)

Par analogie à la définition du $N.P.S.H.d$, le $N.P.S.H$ connu du constructeur pour la pompe qu'il offre à son client s'appelle le $N.P.S.H$ requis ($N.P.S.H.r$) et se mesure aussi à la bride d'aspiration.

$N.P.S.H.r = k.Q^2$ où k est un coefficient tenant compte des différences de vitesses et des pertes de charge entre la bride d'aspiration et le point de pression absolue minimale à l'intérieur de la roue pour le passage d'un débit Q . Pour que cette cavitation n'apparaisse pas, il faut que:

$$N.P.S.H.d > N.P.S.H.r \quad (\text{IV.5})$$

Ce qu'on vient de dire concernant le $N.P.S.H$ peut être interprété par les courbes dites de cavitation



T - est un point d'intersection des deux courbes à partir duquel apparaît la cavitation.

Vérification des conditions de cavitation

Etant donné que les pertes de charges dans la conduite d'aspiration sont faibles, la courbe représentant le N.P.S.H. α est pratiquement assimilée à une droite ∇ . La caractéristique du N.P.S.H. α donnée par le constructeur et prise ^{horizontale} directement de l'abaque (fig. 4.3 page 39!) pour être tracée à l'échelle sur le même graphique que pour le N.P.S.H. α : Retour à la page 41a fig. 4.5.

IV.4. Automatisation

Pour un fonctionnement économique et rationnel de la pompe, il importe d'automatiser la marche d'exploitation ; d'où la nécessité de réaliser :

- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration dans la bêche s'abaisse anormalement ou que l'eau atteint son niveau maximum dans la cuve (réservoir de refoulement).
- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou sitôt que le plan d'eau dans le réservoir _{s'abaisse} au dessous du niveau minimum préalablement défini.

• Nous examinerons les modes de réalisation de ces liaisons : aspiration - moteur d'une part, et réservoir - moteur d'autre part.

IV.4.1. Liaison aspiration - moteur

Afin d'éviter le désamorçage de la pompe, on a déjà défini un niveau minimum de hauteur $h_{B \min} = 0,40 \text{ m}$ (page 28) en dessous duquel la pompe devra être arrêtée. Cette dernière ne sera en marche que si la hauteur d'eau dans la bêche est supérieure à $h_{B \min}$. Pour tenir compte de ces considérations, et avant de parler de tout le circuit électrique en général, on propose un système qui est composé d'éléments suivants:

- un câble avec flotteur,
- un contre-poids,
- les galets de renvoi du câble,
- interrupteur unipolaire à flotteur

Il faut noter que les mêmes éléments doivent exister du côté du réservoir, parce que la pompe est en route selon que les conditions tant au niveau du réservoir que de la bêche l'exigent.

Un mouvement de translation de l'ensemble de ces éléments s'effectue de telle sorte que si le flotteur descend jusqu'au niveau minimum de la bêche (sachant que le flotteur suit le mouvement de l'eau), l'interrupteur unipolaire coupe instantanément le circuit. Le même phénomène se passe du côté du réservoir.

Dans le cas où le niveau de l'eau monte, et par conséquent le flotteur, l'interrupteur se ferme. Il suffira que l'interrupteur du côté de la cuve soit aussi fermé pour qu'il y ait passage du courant jusqu'au démarreur ou contacteur. Ce dernier reçoit alors des informations pour mettre la pompe en marche.

IV.4.2. Liaison moteur - réservoir

Le système d'arrêt de la pompe au niveau de l'aspiration est surtout mis en place pour la sécurité de la pompe qui risquerait de tourner à vide; tandis qu'au niveau du réservoir c'est pour empêcher le débordement. Le fonctionnement de l'installation est pratiquement le même; comme le montre le schéma de la figure 4-6 ci-après, la liaison réservoir-moteur ne diffère en

rien de celle d'aspiration - moteur parce que toutes les deux se complètent pour conditionner le fonctionnement de la pompe.

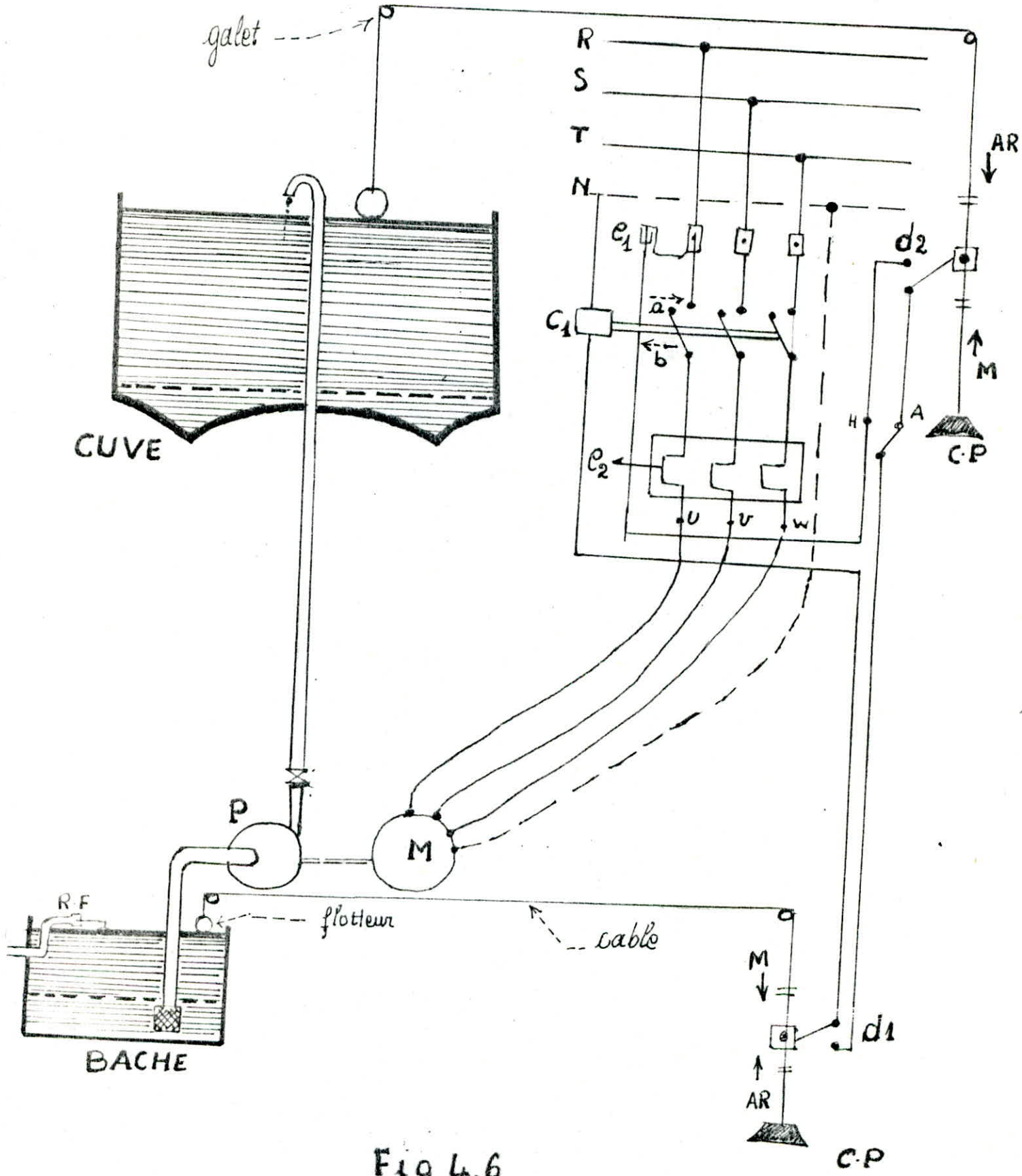


Fig 4.6

Quelques notations de la figure 4.6

R
S
T } phases du courant

N : fil neutre

AR : sens du déplacement du système pour l'arrêt du
↓
moteur.

M : Sens du déplacement du système vers le démarrage
↓
du moteur.

C.P : Contre-poids

d₂ : interrupteur unipolaire à flotteur sur réservoir.

d₁ : —, —, —, —, —, —, —, —, — sur la bache.

e₁ : fusibles de sécurité

e₂ : Relais thermique à réarmement manuel

M : moteur

P : pompe

C₁ : démarreur

\overrightarrow{a} : sens de fermeture du circuit

\overleftarrow{b} : sens d'ouverture du circuit

R.F. : robinet - flotteur

Pour une exploitation judicieuse du réseau de distribution, les canalisations devront faire preuve d'une pose convenable pouvant leur assurer une stabilité suffisamment grande. Le cas qui nous concerne est celui de la pose des conduites en tranchée.

V . 1. Pose en tranchée

V . 1.1. Calcul de la profondeur et largeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon qu'il soit ménagé au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, une distance suffisante (h_0) variant de $0,60 \div 1,20$ m. Nous choisissons $h_0 = 0,80$ m.

Le fond de fouille est ensuite recouvert d'un lit de pose de $0,15$ m à $0,20$ m d'épaisseur (h_1) constitué de sable fin dont le rôle est la protection de la conduite contre les éléments rocheux (voir fig. 5-1).

De chaque côté de la conduite, il faudrait laisser $0,30$ m d'espace afin de faciliter l'opération de pose.

Toutes ces considérations précitées nous donnent l'ordre de grandeur de la profondeur (h), et de la largeur (b) de la tranchée :

$$h = h_0 + D + h_1$$

$$b = D + 0,30 \cdot 2 \text{ [m]} \quad \text{où } D \text{ - diamètre de la conduite}$$

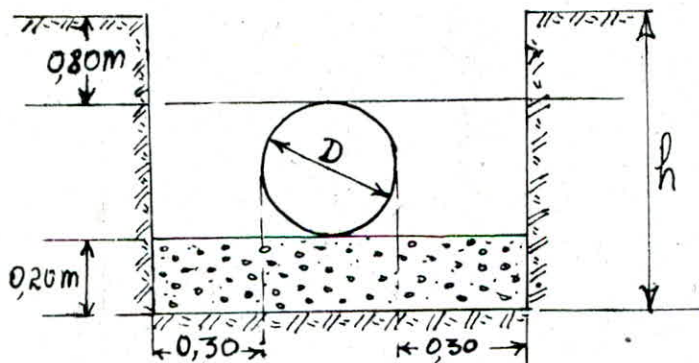


Fig. 5-1

V. 2. Opérations à prévoir avant le remblaiement

• Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs et sont débarrassés de tous corps étrangers. Les conduites en question sont en acier; pour le faire, les joints soudés sont exécutés au-dessus de la fouille où les tuyaux se trouvent maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

• Il est procédé ensuite à l'essai des joints en vue de s'assurer de l'étanchéité. Lorsqu'une certaine longueur de canalisation a été mise en place, cette dernière est remplie d'eau afin de l'éprouver à la pression. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve; et la pression d'essai est, en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50%.

V. 3. Le remblai de la tranchée

• Le sol étant dominé par le sable argileux, et après les résultats obtenus au niveau du laboratoire de la mécanique des sols, le remblai pourra être constitué du déblai de la tranchée, après lui avoir purgé de matériaux et objets divers. Ce remblai sera fait par couches successives arrosées et bien tassées à l'aide d'engins mécaniques éventuellement.

VI. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

La corrosion des métaux est la destruction de ces derniers sous l'action du milieu ambiant. D'après leurs caractères physico-chimiques, les processus de corrosion peuvent être divisés en deux grands groupes :

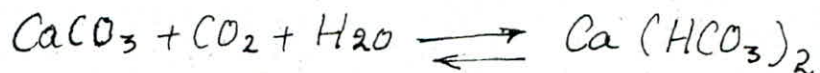
- 1) La corrosion chimique où intervient l'oxydation du fer (Fe) par l'oxygène (O_2) de l'air.
- 2) La corrosion électrochimique.

Le premier groupe concerne la corrosion interne de la canalisation alors que le second concerne principalement la corrosion externe.

VI.1. Corrosion interne :

La corrosion interne est le résultat d'un processus chimique où entrent en jeu certains facteurs dont notamment :

- la teneur en oxygène dissous.
- le pH de l'eau ainsi que son agressivité définie comme étant son aptitude à attaquer le calcaire grâce au gaz carbonique (CO_2) libre qu'elle contient, par formation du carbonate acide de calcium selon la réaction d'équilibre :



- la vitesse d'écoulement de l'eau en contact avec les parois.

Contact. Cela empêche ou gêne, l'apparition des phénomènes de corrosion électro-chimique due aux hétérogénéités locales, corrosion sous dépôts ----. Cette forme de corrosion est la conséquence d'une formation d'une pile chimique chaque fois qu'il y a hétérogénéité à la surface du métal au contact de l'eau.

Ainsi, pour prémunir les canalisations contre ce danger, on propose l'interposition d'un film protecteur entre l'eau et la conduite; cette couche interposée pourra être un enduit bitumeux.

VI.2. Corrosion externe

D'une manière générale, la corrosion externe relève de l'attaque par les sols. Ces derniers se présentent comme des ensembles capillaires remplis d'air et d'humidité de structure hétérogène. Cette corrosion par le sol proviendra de processus électro-chimiques créés par les différences de potentiel engendrées par la juxtaposition de masses humides et salines de composition différentes et dans lesquelles le potentiel de parties métalliques (conduite) en contact sera différent; les attaques pouvant jouer un rôle néfaste. La destruction de la canalisation s'explique par le fait qu'une partie se comportera comme anode (zone humide) alors qu'une autre se comporte comme la cathode (zone relativement sèche et assez aérée); ce qui donne naissance à un courant alternatif de basse tension (courant galvanique). C'est la zone anodique qui sera visée par la destruction suite à la perte des électrons [2]; et par la zones de sorties de

de courant.

Au vu des considérations ci-dessus exposées et compte tenu du fait que le sol de l'E.N.P serait du sable argileux selon les résultats au laboratoire de mécanique des sols, une bonne protection des canalisations, surtout en acier consistera d'abord à mettre en terre que des tuyaux revêtus d'un film protecteur isolant. Une autre solution serait la recherche d'une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai bien drainé au contact de la conduite (sable). Sachons au fil des années, cette enveloppe isolante, généralement le bitume de pétrole, peut se détruire par vieillissement. Pour remédier à ce problème, une protection cathodique apportera un renfort pour la longévité de la conduite. Cette dernière méthode peut se faire soit par anode réactive, soit par soutirage de courant; et c'est ce dernier mode qu'on retiendra parce qu'il est recommandé dans les cas [1].

VI.3. Principe de la protection cathodique

Le principe est basé sur la transformation de la conduite en zone d'entrée de courant parce que la corrosion n'apparaît qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite. De ce fait, la technique par soutirage de courant consiste à partir d'une source électrique de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source, la

borne positive étant raccordée à prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide (environ 100m) et destinés à se corroder.

Comme l'indique la figure 6.1 ci-après, le courant en quittant la prise de terre, regagne le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraîne la dissolution anodique des vieux rails.

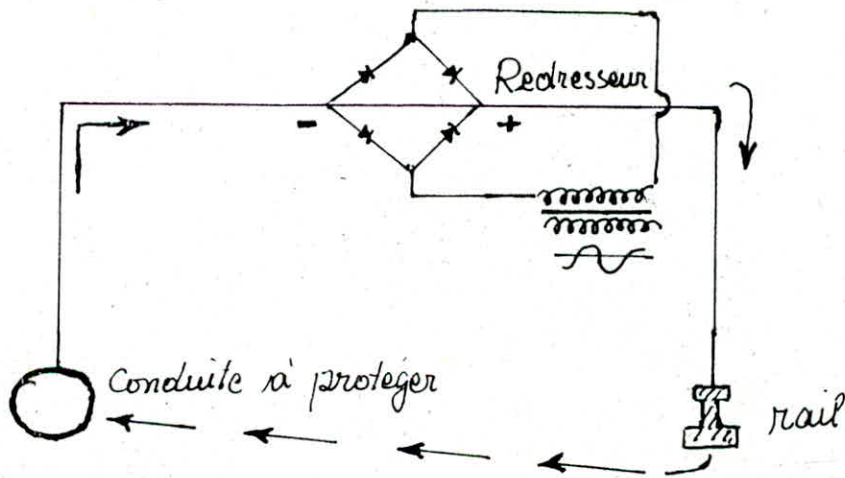


Fig. 6.1 : Protection par soutirage de courant

VII. DISTRIBUTION

Étant donné que la superficie de l'école est réduite, et que les blocs à alimenter sont dispersés comme l'indique le plan de masse, on est dans l'obligation de projeter un réseau ramifié. Afin de pouvoir déterminer les débits de divers tronçons du réseau, on est ramené à calculer d'abord le débit estimatif propre à chaque bloc. Ce débit sera alors en fonction du nombre de robinets existants, ces derniers ayant un débit nominal $q = 0,15 \text{ l/s}$. Rappelons que le débit installé est le produit du nombre de robinets multiplié par le débit nominatif d'un robinet.

$$Q_{ins} = A \cdot q \quad \text{où } Q_{ins} = \text{débit installé}$$

$$A = \text{nombre de robinets}$$

$$q = \text{débit nominatif d'un robinet.}$$

Le débit à adopter (Q_{ad}) sera calculé en prenant en considération les hypothèses de simultanéité. On aura alors :

$$Q_{ad} = Q_{ins} \cdot K_s \quad \text{où } K_s = \text{Coefficient de simultanéité.}$$

d'où :

$$Q_{ad} = A \cdot q \cdot K_s$$

Pour ce qui est de ces débits adoptés, il s'agit là des débits maxima probables et non d'un écoulement réel.

VII. 1. Calcul des débits estimatifs pour différents
branchements.

TABLEAU N° 5

Nomination	Nombre de robinets	Débit installé Q _{ins} (l/s)	Coefficient de sim.	Débit adopté Q _{ad} (l/s)
Génie - Chimique	295	44, 25	0,06	2,66
Sciences Fond. Génie - Sanitaire	} 20	3, 00	0,23	0,69
G-M, G-C et atelier de bois	} 18	2, 70	0,24	0,65
Hydraulique Énergétique	} 22	3,30	0,22	0,73
Administration Gnle ETQ - ETE	} 32	4,80	0,18	0,86
Mines et Métallurgie	} 48	7,20	0,15	1,08
D.H et D.G.C	15	2,25	0,27	0,61
Bibliothèque	14	2,10	0,277	0,57

Nous devons également tenir compte des branchements au niveau des logements. Pour ces derniers, nous avons déjà attribué à chacun 4 appareils, s'il est convenablement équipé; avec un débit installé de l'ordre de 0,75 l/s par logement si ces appareils fonctionnent en même temps.

TABLEAU N°6 :

Calcul des débits estimatifs concernant les branchements des logements.

Logements	Nombre de robinets	Débit installé Q_{ins} [l/s]	Coeff. de sim.	Débit adopté Q_{ad} (l/s)
B ₉	36	6,75	0,17	1,15
L ₂	4	0,75	0,60	0,45
L ₃	4	0,75	0,60	0,45
L ₄	4	0,75	0,60	0,45

Remarque:

Selon les normes, le débit à adopter pour un branchement doit être au moins égal à 0,50 l/s. C'est pourquoi on décide de prendre pour L₂, L₃ et L₄ un $Q_{ad} = 0,50$ l/s.

On obtient un tableau définitif suivant:

TABLEAU N°6'

Logements	Nombre de robinets	Débit installé Q_{ins} (l/s)	Coeff. de sim.	Débit adopté Q_{ad} (l/s)
B ₉	36	6,75	0,17	1,15
L ₂	4	0,75	0,60	0,50
L ₃	4	0,75	0,60	0,50
L ₄	4	0,75	0,60	0,50

VII.2 - Calcul des débits de dimensionnement du réseau de distribution

En dehors des conditions d'incendie, chacune des conduites du réseau de distribution doit fournir la totalité des débits restitués dans les voies d'aval. Il s'agit par là des débits estimatifs (à adopter) déjà calculés et qui répondent à la demande de différents blocs et logements. Néanmoins, ces conditions d'incendie ne sont pas à négliger au sein de l'école. Pour ce faire, le débit de calcul du réseau de distribution devra aussi tenir compte de l'installation de quelques bouches d'incendie à considérer sur certains tronçons.

Souvent dans les localités où les besoins du service d'incendie sont très supérieurs à ceux de la consommation domestique ou industrielle, ce sont alors les besoins du service d'incendie qui sont pris en compte pour le calcul du réseau. Le cas de l'E.M.P est en quelque sorte similaire. Pour cela, les conduites sur lesquelles seront installées les bouches d'incendie ainsi que celles se trouvant en amont seront calculées comme devant véhiculer un débit de 17 l/s. Cela laisse à remarquer que les débits d'incendie ne se cumulent pas avec les débits normaux de distribution.

Soient : - $Q_{a.t.s.n.i}$ = débit à l'aval du tronçon sans les conditions d'incendie

- $Q_{t.s.n.i}$ = débit propre au tronçon sans les conditions d'incendie.

- $Q_{n.i}$ = débit d'incendie

- Q_d = débit de dimensionnement du tronçon.

Pour tous les tronçons du réseau de distribution, les débits sont présentés dans le tableau ci-après (tableau n°7)

TABLEAU N°7 :

Calcul des débits de dimensionnement du réseau de distribution.

Designations des tronçons	Q.a.t.s.ri [l/s]	Q.t.s.ri [l/s]	Q.ri [l/s]	Q.d [l/s]
19 - L ₄	—	0,50	—	0,50
19 - L ₃	—	0,50	—	0,50
18 - 19	1,0	1,00	—	1,00
18 - L ₂	—	0,50	—	0,50
16 - 18	1,50	1,50	17	17
16 - 17	—	0,57	—	0,57
12 - 16	2,07	2,07	17	17
12 - 13	1,47	1,47	—	1,47
13 - 14	—	0,86	—	0,86
13 - 15	—	0,61	—	0,61
10 - 11	—	1,08	—	1,08
10 - 12	3,54	3,54	17	17
8 - 10	4,62	4,62	17	17
8 - 9	—	0,73	—	0,73
6 - 8	5,35	5,35	17	17
6 - 7	—	0,65	—	0,65
1 - 6	6,00	6,00	17	17
1 - 2	4,50	4,50	17	17
2 - 3	—	2,66	17	17
2 - 4	1,84	1,84	17	17

TABLEAU N°7 (suite)

Désignation des tronçons	Q _{a.t.s.r.i} [l/s]	Q _{t.s.r.i} [l/s]	Q _{ni} [l/s]	Q _d [l/s]
L- 5	—	0,69	—	0,69
L- B ₉	—	1,15	17	17
R- 1	10,50	10,50	17	17

VII.3. Présentation de la méthode de calcul des grandeurs
du tableau ci-dessous (TABLEAU n° 3).

• En ce qui concerne le choix du diamètre, on se gardera si ne pas descendre au dessous de $\phi 60$; et sur les canalisations maîtresses et d'un débit en rapport avec les conditions d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,10 m ($\phi 100$).

• Quant à la vitesse moyenne de l'eau dans les conduites, elle sera de l'ordre de 0,50 ÷ 1,0 m/s; mais quand il s'agit des voies secondaires, cette condition n'est pas impérative du moment où les vitesses restent souvent inférieures à 0,50 m/s.

• Connaissant le débit Q , on se fixe la vitesse v afin de calculer le diamètre D .

$$\text{Soit } A - \text{section mouillée} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{v} ; \Rightarrow D^2 = \frac{4Q}{\pi v} ; \text{ d'où } D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \quad (1)$$

Ici $Q = Q_d$

• D'autre part $D = \lambda D_{ho}$ (2) où D_{ho} - est un paramètre de dimension qui varie généralement en fonction de la forme du profil entre 1,4 ÷ 2,0; mais on peut admettre que $D_{ho} = 1,67$ (valeur moyenne).

Il a été démontré par M. LAPRAY (l'auteur) que la valeur de Λ (L.F.D) exprimée en fonction de $\frac{Q}{\sqrt{J}}$ (où J est le gradient de perte de charge) et de la rugosité absolue ε en admettant que $D_{ho} = 1,67 = \text{constante}$ est affectée d'une erreur relative maxima de :

$$|\delta(\Lambda)| = 0,6\% ; \text{ ce qui nous donne des résultats fiables.}$$

• On aura D calculé avec (1) ; en l'égalisant à (2) on a :

$$D = 1,67\Lambda ; \text{ et on tire la valeur de } \Lambda = \frac{D}{1,67}$$

Ayant : Λ
 $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ } \Rightarrow on calcule la valeur de J tirée de la formule suivante :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = (15,96 - 8,68 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}) \cdot \Lambda^{2,5} \quad (3)$$

$$\text{De la formule (3), } J = \left(\frac{Q}{(15,96 - 8,68 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}) \cdot \Lambda^{2,5}} \right)^2$$

• Connaissant la longueur de la conduite L et J , on calcule la perte de charge totale au niveau de ladite conduite :

$$\Delta H = J \cdot L$$

TABLEAU N°8 : Calcul des caractéristiques des conduites du réseau de distribution

Conduites	Longueur L (m)	Débits Q_d (l/s)	Vitesse V (m/s)	Diamètre D (m)	L. F. D Λ (m)	Rugosité absolue ϵ (m)	Gradient de p. d. c. J	Pertes de Charge ΔH (m)
R - 1	10	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,1
1 - 6	67,50	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,675
6 - 7	7,50	0,65	0,23	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,001	0,0075
6 - 8	27,50	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,275
8 - 9	7	0,73	0,26	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0013	0,0091
8 - 10	61,50	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,615
10 - 11	15	1,08	0,21	0,080	0,05	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0009	0,0135
10 - 12	10	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,1
12 - 16	35	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,35
12 - 13	22,50	1,47	0,30	0,080	0,05	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0017	0,038
16 - 17	18	0,57	0,20	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0008	0,014
16 - 18	43,50	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,435
13 - 14	10	0,86	0,30	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,002	0,02
12 - 15	42	0,81	0,21	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0009	0,038

TABLEAU N° 8 (Suite)

Conduites	Longueur L (m)	Débits Q_d (l/s)	Vitesse v (m/s)	Diamètre D (m)	L.F.D Λ (m)	ϵ (m)	J	ΔH (m)
18- L ₂	50	0,50	0,20	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0006	0,030
18- 19	22	1,00	0,20	0,080	0,05	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0008	0,0176
19- L ₃	9,50	0,50	0,20	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0006	0,0057
19- L ₄	34	0,50	0,20	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0006	0,0204
1- 2	10	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,10
2- 3	25	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,25
2- 4	56	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,56
4- 5	10	0,69	0,24	0,060	0,04	$2 \cdot 10^{-3}$	0,0012	0,012
4- B ₉	120	17	0,96	0,150	0,09	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01	1,20

Remarques

Vous constatez qu'on n'a pas calculé la pression au sol bien que c'est un paramètre fondamental dans tout projet d'A.E.P pour dimensionner le réseau. Cela a été due à l'inexistence du plan de relevé topographique. Néanmoins, au vu des valeurs des pertes qui sont faibles, on peut admettre que les diamètres calculés sont acceptables et que la pression sur différents nœuds est suffisante.

VIII. ASSAINISSEMENT

L'assainissement de P. E. N. P vise à assurer l'évacuation rapide des eaux usées domestiques susceptibles de donner des nuisances, et des eaux pluviales pouvant submerger à la cour. Actuellement l'école est dotée d'un réseau unitaire avec des canalisations en béton; et les bâtiments sont munis de tuyaux de descente qui évacuent les eaux pluviales vers les bouches d'égouts les plus proches.

VIII. 1. Principe de construction du réseau.

Afin de pouvoir calculer le débit des eaux pluviales, on doit disposer d'un plan topographique à partir duquel on pourrait délimiter différentes zones de ruissellement (sens d'écoulement pour chaque aire partielle drainée). En ce qui concerne l'école en question, ce plan fait défaut et on se contentera à donner des limites fictives, ayant en vue seulement que les eaux de ruissellement seront recueillies au niveau des bouches d'égouts. Cette hypothèse se justifie de surcroît étant donné que le système de réseau restera unitaire. En général on ne s'intéressera qu'à un seul branchement par bloc qui ira joindre le collecteur principal.

VIII. 2. Evaluation du débit à évacuer

VIII. 2. 1. Débit des eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie,

les eaux de lavage.

On a choisi l'évaluation des eaux pluviales par la méthode dite rationnelle qui est particulièrement applicable pour des installations dont la surface est relativement limitée (Cas de l'école).

Le débit Q (l/s) est donné par la formule :

$$Q_p = C \cdot i \cdot A \quad \text{où } C = \text{Coefficient de ruissellement}$$

$i =$ intensité moyenne des pluies
en l/ha/s.

$A =$ l'aire à drainer (d'apport)
en ha.

- Pour la valeur i , on a pris la valeur donnée par la D.H.W et Alger employée dans tous les projets d'assainissement à Alger :
 $i = 174 \text{ l/ha/s}$

- En ce qui concerne le coefficient de ruissellement, s'agissant d'une zone de ruissellement donnée (un bassin), on prendra en considération deux valeurs de C :

* le coefficient de ruissellement pour
toitures $\rightarrow C = 0,9$.

* pour le reste de la surface de la zone
en question (cour) $\rightarrow C = 0,6$.

VIII.2.2. Débit des eaux usées

En ce qui concerne le calcul du débit des eaux usées (Q_u) il y a lieu de déterminer pour chaque bloc un débit maximal correspondant à 80% du débit adopté (Q_{ad}) dans le précédent chapitre concernant la distribution [TABLEAU N° 5 et TABLEAU N° 6]

On aura en définitive le débit total à évacuer qui est la somme des deux débits qu'on vient de mentionner. C'est à dire :

$$Q = Q_p + Q_u$$

VIII.3 Conditions de transport des eaux à évacuer

Le système étant unitaire, les eaux usées des canalisations contiendront des matières en suspension décantables, et des matières organiques provenant des logements.

Il y aura donc lieu :

- d'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'auto-curage. On prendra la vitesse d'auto-curage supérieure ou égale à $0,6 \text{ m/s}$ ($v \geq 0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$)
- d'éviter l'érosion par les matières solides transportées ; pour cela, les vitesses dans les canalisations d'égoûts resteront inférieures à 4 m/s ($0,6 \text{ m/s} \geq v < 4 \text{ m}$).

- Pour éviter que cette évacuation ne risque d'apporter elle-même une pollution, en cas de fuites depuis les conduites utilisées, il est indispensable que ces eaux ne soient mises en pression.

Pour ce faire, on devra réaliser dans les égouts un écoulement à surface libre; un tel écoulement nécessitant en tout point des égouts une pente positive dans le sens de l'écoulement.

VIII.4. Types de canalisations

La nature de ces tuyaux pourra être en béton, avec un profil circulaire. Cette forme du profil est la plus utilisée pour des conduites dont le diamètre est inférieur à 600 mm. Ces conduites ne seront pas posées dans la même tranchée que les conduites d'A.E.P.

VIII.5. Equipements

VIII.5.1. Les bouches d'égouts

Ces bouches d'égouts sont des ouvrages qui servent à récupérer dans un égout des eaux de pluie et de lavage. C'est donc un ouvrage de tête des canalisations; et on devra considérer une bouche d'égout au début du branchement de chaque bloc, abstraction faite de d'autres qui recueillent éventuellement les eaux pluviales par le biais de petits caniveaux existant autour d'un bâtiment.

VIII.5.2. Les regards de visite

- Rôle: Pour notre cas, ces ouvrages ne sont pas visitables par le personnel, mais devront permettre l'accès aux canalisations des outils de curage ainsi que la ventilation des égouts. Ils ont aussi un rôle de jonction des canalisations secondaires à une canalisation principale.

• Espacement et emplacement

DB seront placés dans l'axe de la canalisation à :

- chaque changement de direction
- chaque jonction de canalisations
- chaque changement de pente de la canalisation.

• Forme et Constitution

Puisqu'il s'agit de petites conduites non visitables, ces regards auront la forme rectangulaire avec des dimensions réduites.

Le radier sera en béton et devra comporter une cuvette dont la hauteur est au moins égale au diamètre de la canalisation. Deux plages de ce radier inclinées à 10% se raccordent aux parois du regard qui seront faites en briques avec un enduit. Les dispositifs de fermeture de ces regards seront des tempons aussi de forme rectangulaire. Ces tempons doivent comporter un orifice ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

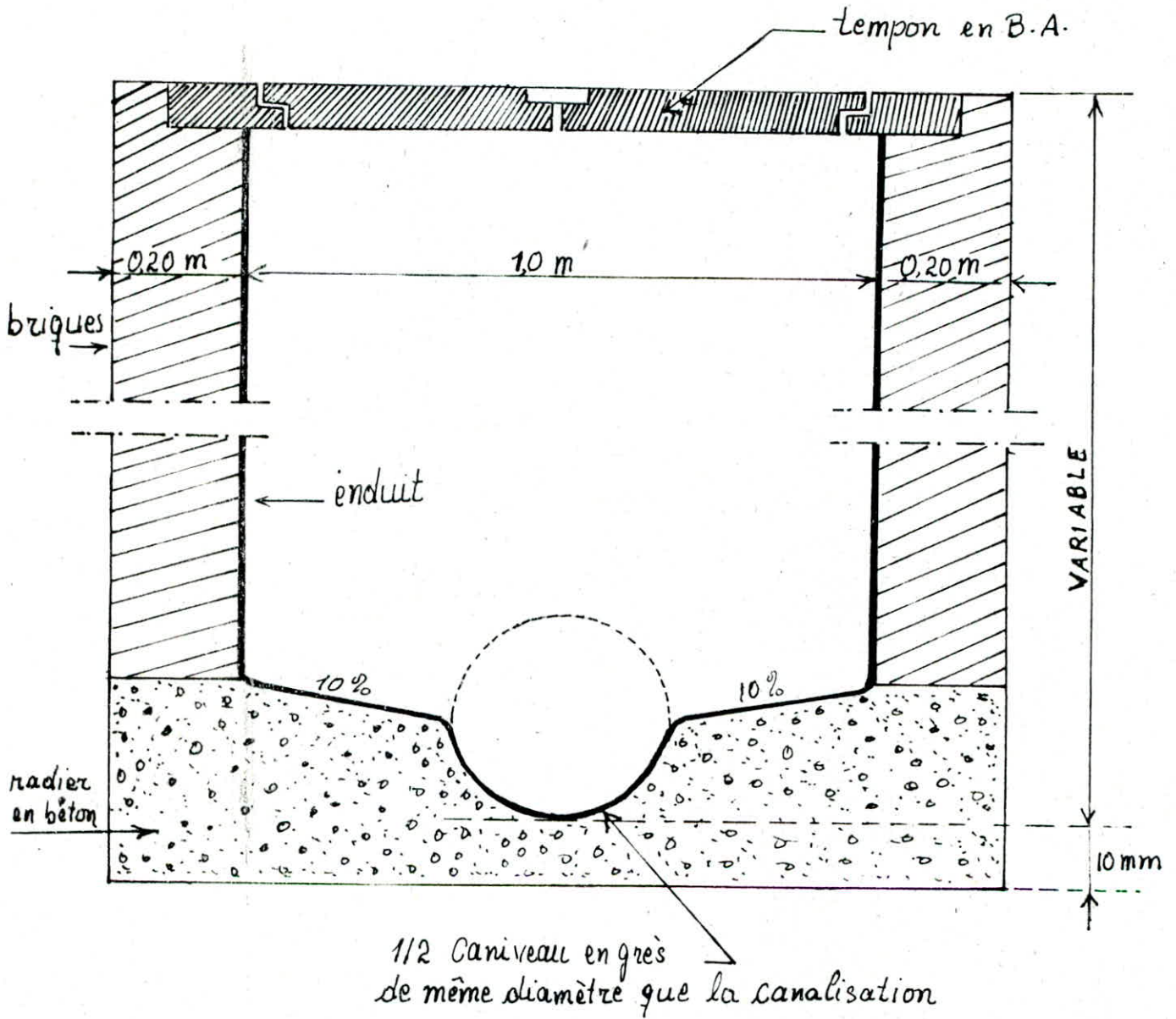


Fig. 8.1. REGARD DE VISITE SIMPLE

VIII.6. Exploitation du réseau d'égout

a) Ventilation des égouts

La présence de l'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation anaérobie des matières dont les eaux sont chargées.

La ventilation s'opère :

- par tempons des regards, munis d'orifices appropriés ;
- par les tuyaux de descente des immeubles, qui doivent être prolongés en ventilation primaire à l'air libre.

b) Curage des égouts

Etant donné que le réseau n'est pas très important et que les canalisations d'assainissement ne sont pas visitables, on se contentera surtout à une solution idéale qui consiste en l'auto-curage des canalisations d'égout en respectant les vitesses recommandées qui évitent les dépôts des boues et les fermentations.

Néanmoins, cette solution n'étant pas toujours assurée de façon suffisante, force est de recourir à des palliatifs. Vu que les collecteurs ne sont pas assez longs, on propose des procédés anciens de curage qui sont les suivants :

- Un des procédés consiste en l'utilisation d'un hérisson qui est une sorte de balai circulaire auquel est imprimé un mouvement alternatif. A cet effet, deux regards consécutifs sont reliés au préalable,

au moyen d'une cordelette huilée transportée par le flotteur.

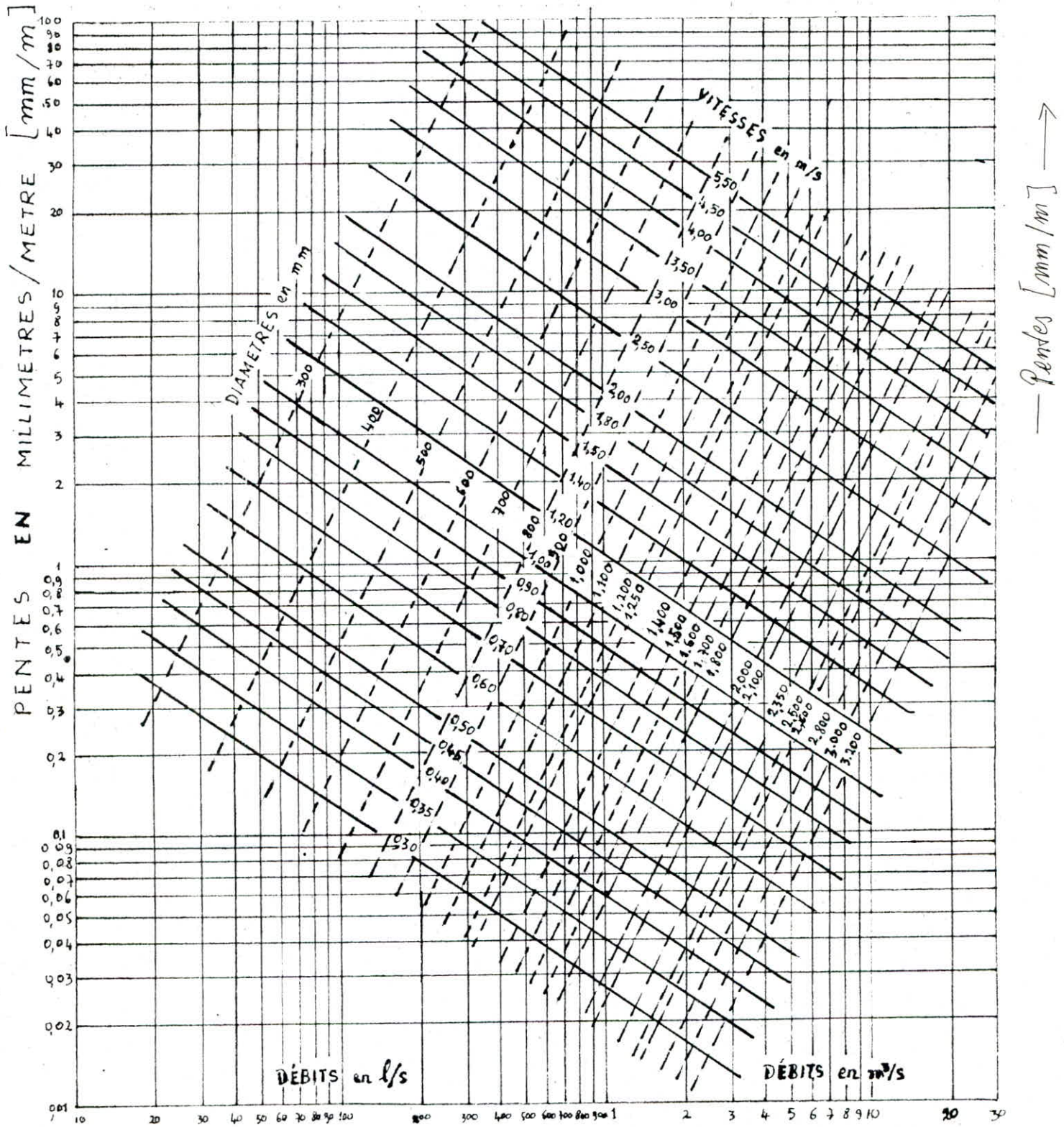
- On peut également utiliser une boule en bois dur d'un diamètre très légèrement inférieur à celui de la canalisation et en amont de laquelle il était provoquée une charge d'eau. Cette boule flottant sur la génératrice supérieure crée une grande vitesse à la génératrice inférieure ; et les dépôts sont à cette occasion remués. Afin de ramener la boule en cas d'obstacle important, celle-ci est fixée à une cordelette.

VIII. 7. Commentaires sur le tableau de calcul des Collecteurs. - Différentes méthodes utilisées

• Colonne 1 : Comme il a été dit au paragraphe concernant le principe de construction du réseau, et ce en dépit de la non disponibilité d'un relevé topographique en courbes de niveau qui permettrait de définir les limites du bassin d'apport intéressant les collecteurs à étudier, on a procédé d'abord à faire des limites de bassins d'une manière arbitraire ; mais de telle sorte que chacun en particulier puisse contenir un bloc sinon un logement (le nombre de ces bassins est 12).

• Colonnes 2 et 3 : les tronçons mentionnés à la colonne 2 sont les collecteurs secondaires (branchements au blocs) devant desservir le bassin correspondant ; tandis que les points d'apport de la colonne 3 sont les têtes des collecteurs respectivement, et plus précisément les bouches d'égouts recueillant à la fois les eaux pluviales et les eaux usées.

RESEAUX PLUVIAUX ET RESEAUX D'EAUX USEES
(Canalisations circulaires - Formule de Manning - Strickler)



- Colonnes 4 et 5 : les apports correspondent respectivement à la toiture du bloc et le reste du bassin.

- Colonnes 6 et 7 : Elles permettent d'évaluer $A \times C$ pour les deux valeurs de C intervenant en la circonstance.

- Colonne 8 est la somme de 6 et 7. Chacune des valeurs de cette colonne représente l'aire du bassin.

- Colonnes 10 et 11 : Le produit des valeurs contenues dans les deux colonnes 8, 9 forme la colonne 10 qui est celle des débits des eaux pluviales ; alors que la colonne 11 concerne le débit des eaux usées dont les valeurs correspondent à 80% de celles des débits estimatifs de différents blocs figurant dans le TABLEAU N°5 du précédent chapitre sur la distribution.

- La colonne 12 est composée de la somme des valeurs de la colonne 10 et 11 pour avoir un débit total à évacuer.

- Colonne 13 contient les valeurs de la pente géométrique de la canalisation qu'on a imposée et devant conditionner le transit de l'eau dans la canalisation.

- Colonne 14 : Le diamètre de la canalisation a été choisi de l'abaque de Manning - Strickler à partir du débit à transiter et de la pente du radier (voir ANNEXE IX).

Il faut rappeler que cet abaque a été établi sur base de la formule du même auteur (suite à la page 75 !)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)

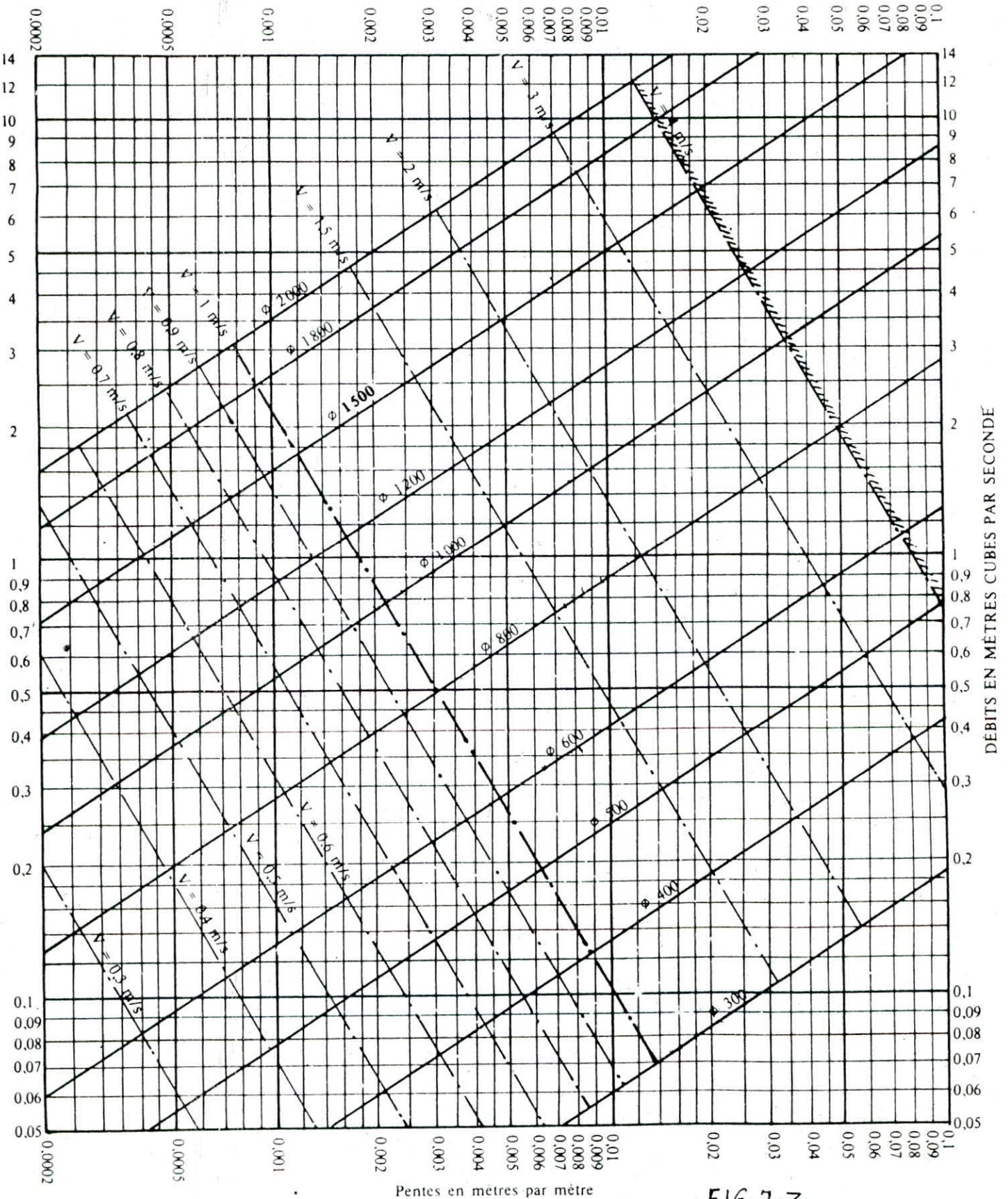


FIG. 7.3

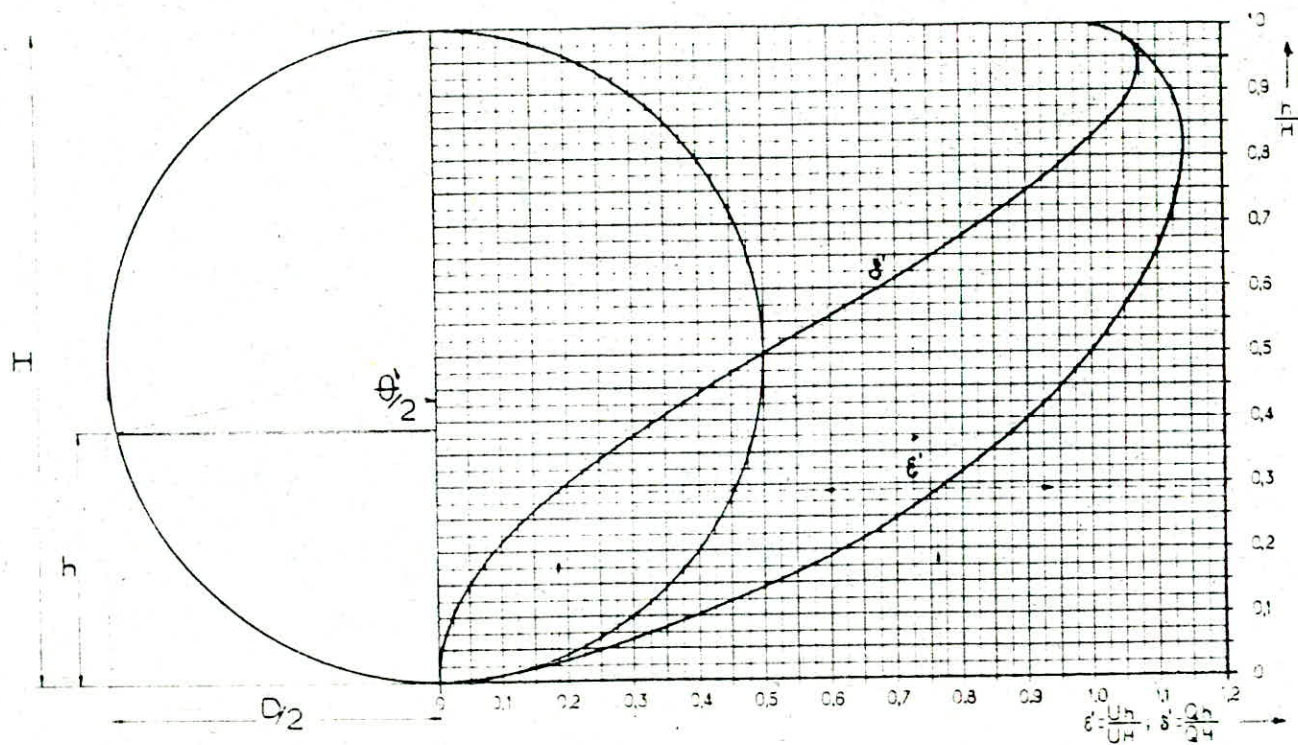
-78

ABAQUE XII

38 - Section circulaire. Vitesse et débit pour différentes profondeurs d'eau

U_1 et Q_1 - Vitesse moyenne et débit pour une hauteur d'eau h

U_H et Q_H - Vitesse moyenne et débit correspondant à la section pleine



309

FIG. 7.4

$V = K R_H^{2/3} i^{1/2}$ où K - coefficient qui est fonction de la rugosité de la conduite ; $K = 70$ pour les réseaux d'eaux usées, et on a $V = 70 R_H^{2/3} i^{1/2}$ avec R_H - rayon hydraulique et i - pente de la canalisation.

- Les Colonnes 15 et 16 sont établies à l'aide de l'annexe VII et à partir des données des colonnes 15 et 14, tandis que la Colonne 17 correspond au rapport des colonnes 12 et 15.
- Les Colonnes 18 et 19 résultent de l'examen de l'abaque X11, et ce compte tenu des résultats de la colonne 17. Cet abaque montre comment varient la vitesse moyenne et le débit dans un tuyau de section circulaire, rapportés à leurs valeurs pour le tuyau plein, en fonction de la hauteur d'eau "h" dans le tuyau.
- Les valeurs contenues dans les colonnes 20 et 21 sont respectivement, égales aux produits des valeurs contenues dans les colonnes 14 et 19 d'une part et 16 et 18 d'autre part.
- On a enfin la colonne 22 qui exprime la vitesse de l'eau pour le dixième du débit à pleine section ; selon l'abaque X11, pour un rapport des débits égal à 0,1, le rapport des vitesses est 0,6. La colonne 22 se déduit donc de la colonne 16 en multipliant les valeurs mentionnées par 0,6. C'est donc les valeurs de cette colonne 22 qui servent à vérifier si les conditions d'autocourage sont respectées ; c'est à dire si $V \geq 0,6 \text{ m/s}$.

◦ Conclusion :

L'examen de ce tableau montre en définitive que les résultats acquis sont acceptables parce que :

- les valeurs de la colonne 20 nous montrent que la profondeur d'eau dans les canalisations est inférieure au diamètre ; et que par conséquent l'écoulement est à surface libre en tout point.

Remarques :

• Les tronçons mentionnés en lettres majuscules (en bas du tableau) concernent ceux du collecteur principal. Au long de son parcours, ce dernier réunit toutes les eaux (débits) des collecteurs secondaires (branchements). Il faut noter que pour ces tronçons, les points d'appartenance coïncident avec les regards de jonction.

• L'absence de valeurs pour les colonnes 4 → 11 est le fait que ce collecteur principal passe en quelque sorte à la frontière des bassins précités. Mise à part la colonne 12 dont les valeurs sont obtenues en cumulant les débits des collecteurs secondaires (mentionnés en chiffres arabes), d'autres colonnes ont été calculées conformément à la même méthode que pour les collecteurs secondaires.

• Soit un tronçon secondaire m-m'. Il faut noter que m' n'a pas été mentionné sur le plan ^{n°4} parce qu'il est confondu avec une lettre majuscule indiquant le regard de jonction (où aboutissent au moins deux canalisations)

CONCLUSION GENERALE

En dépit de la modestie de ce travail, on pense que cet ouvrage pourra servir d'un bon document pour l'A.E.P et l'Assainissement de l'E.N.P.

Malgré les difficultés rencontrées pour calculer le réseau d'assainissement avec plus de précision à cause du manque de relevé topographique, la méthode rationnelle utilisée après avoir arbitrairement limité les sous-bassins nous a donné des résultats fiables.

Enfin, l'installation du pompage telle que schématisée sur la fig. 4.1 devait exiger la mise en place d'un système d'automatisation. Ce dernier a été effectivement choisi (p. 45) mais d'autres solutions pourraient avoir lieu.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] A. DUPONT TOME II - *Hydraulique urbaine* : Eyrolles, 1977
- [2] AKIMOV G.V. - *Théories et méthodes d'essai de la corrosion des métaux* : Dunod 1957
- [3] C. GOMELLA et H. GUERRE - *distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales* : Eyrolles, 1980
- [4] G. LAPRAY - *Théorie de la longueur fluidodynamique*
L. F. D, en 1939.
- [5] H. GUERRE et C. GOMELLA - *Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales, tome I* : Eyrolles, 1982
- [6] J. BONNIN - *Aide-mémoire d'hydraulique générale* :
Eyrolles, 1982
- [7] J. BONNIN - *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance* : Eyrolles, 1977
- [8] MICHEL HUG - *Mécanique des fluides appliquée aux problèmes énergétiques* : Eyrolles, 1975
- [9] PONT. A. MOUSSON. S. A - *Canalisations*, 1977
- [10] P. MALAVAL - *Réseaux d. A. E. P.* ;
1^{ère} partie : *Conception des programmes de travaux* :
Edition 1970

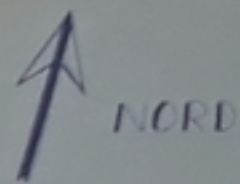


photo 34
1.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE [E.N.P.]

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT

DE

L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PLANCHE N° 1

PLAN DE

ECHELLE 1/500

MASSE

ETUDIE PAR

NIYONKURU F

DIRIGE PAR

B. SALAH

LEGENDE

- | | |
|---------------------------------|-------------------------------|
| L - Logement | At B - Ateliers de Bois |
| DH - Direction de Hydraulique | G M - Gene Mécanique |
| DGC - Direction Gene Civil | G CH - Gene Chimique |
| MM - Mines et Metallurgie | G S - Gene Sanitaire |
| BA - Bloc Administratif | Sc F - Sciences Fondamentales |
| ETE - Electricite | R - Reservoir |
| ED - Electronique | Bg - Bloc de logement |
| CC - Gene de Calcul | |
| HE - Hydraulique et Energétique | |

E.N.N.E.T

ROUTE NATIONALE N°5

Rue de la ... CHIRI

R

At B

G C

G M

M.M

ETE

B.A

CC

GCH

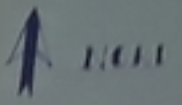
Sc F

G S

Bg

AVENUE PASTEUR





plan n° 2
- 2 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE (E.N.P.)
PROJET DE FIN D'ETUDES

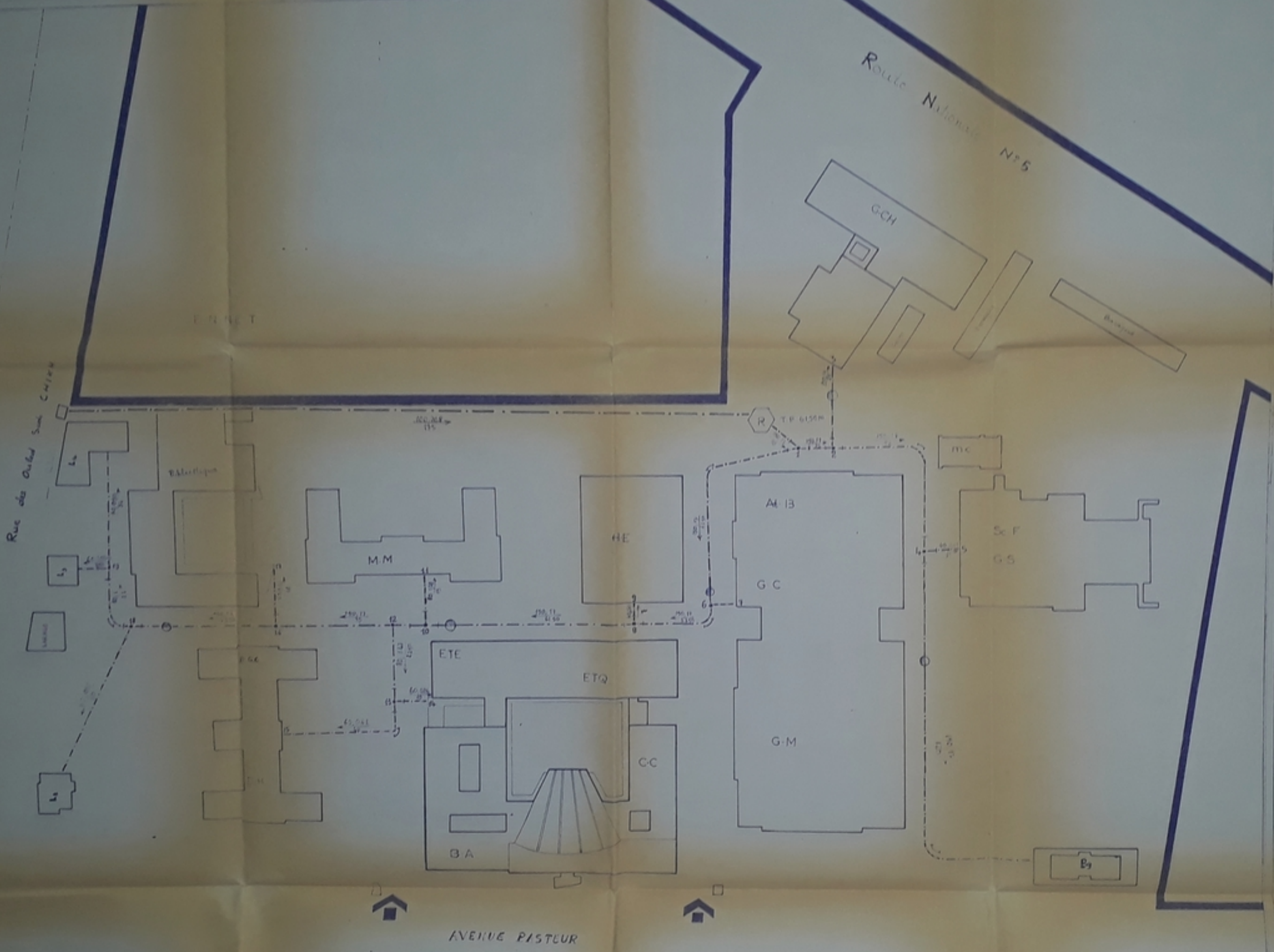
THEME
ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT
DE
L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

RESEAU DE DISTRIBUTION D'AEP	PLAN N° 2
	ECHELLE 1/500
	ETUDIE PAR HIYONKURU F.
	DIRIGE PAR B. SALAH



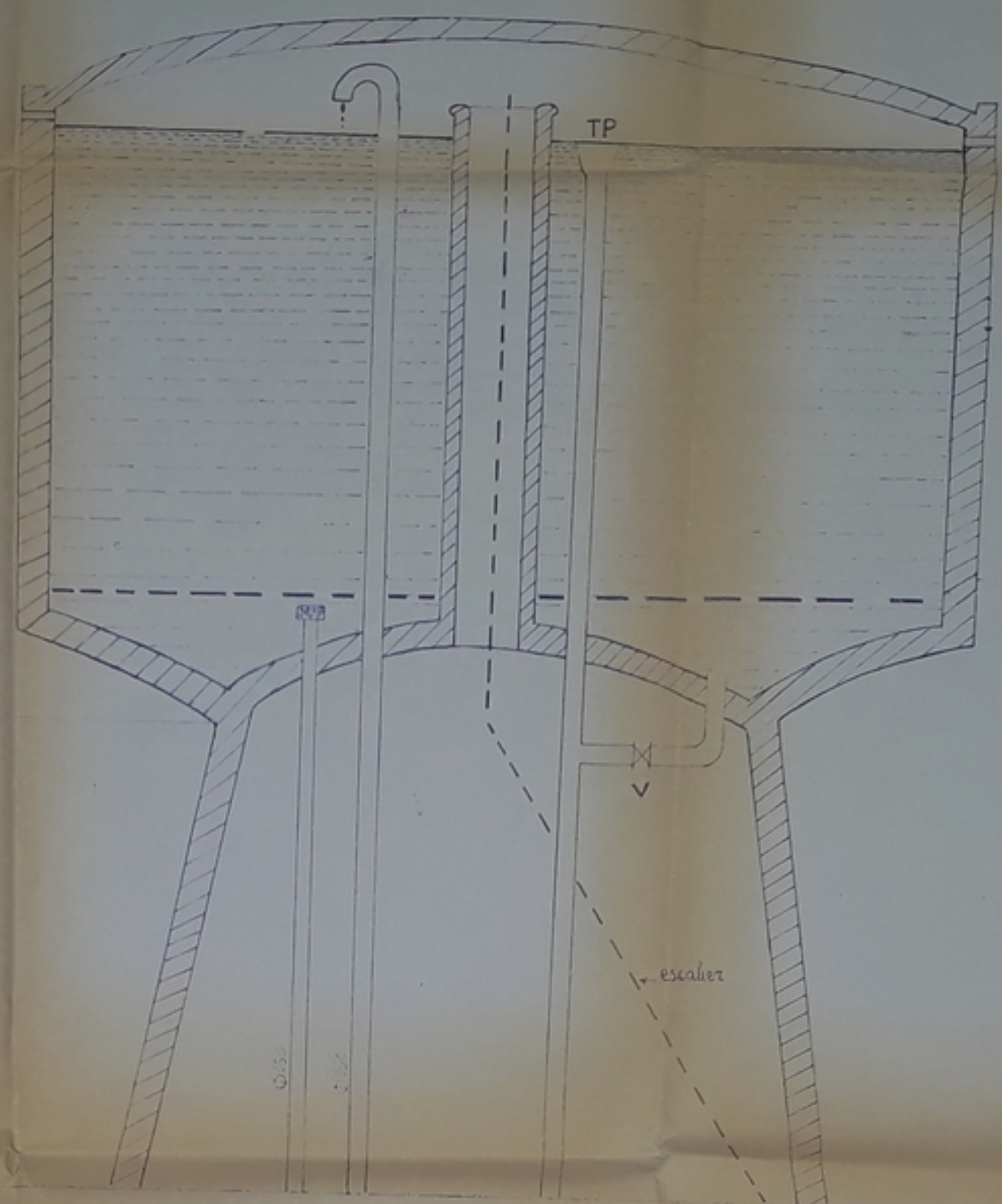
LEGENDE

- - - - - Réseau de distribution
- o - - - - - Point de raccordement
- 1 - - - - - Diamètre
- C - - - - - Cote
- 2 - - - - - Hauteur



AVENUE PASTEUR

6150 m
 5850 m
 58 m



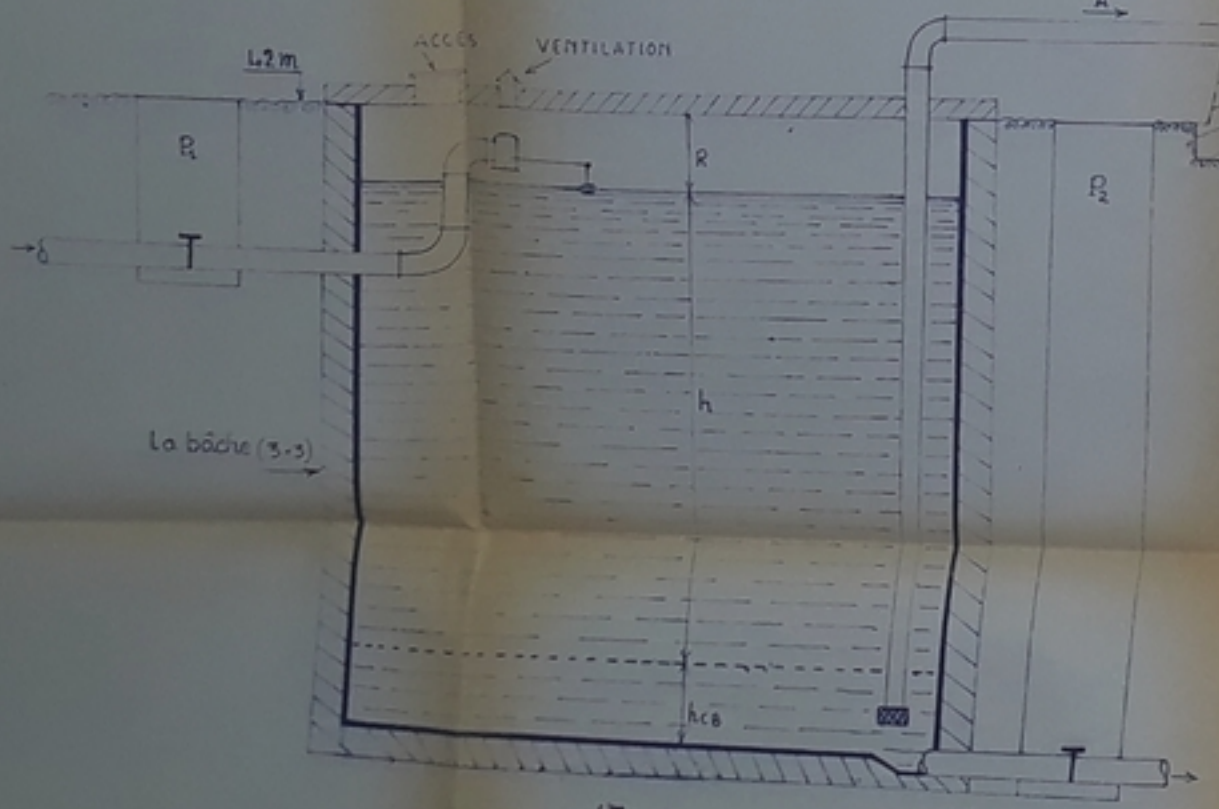
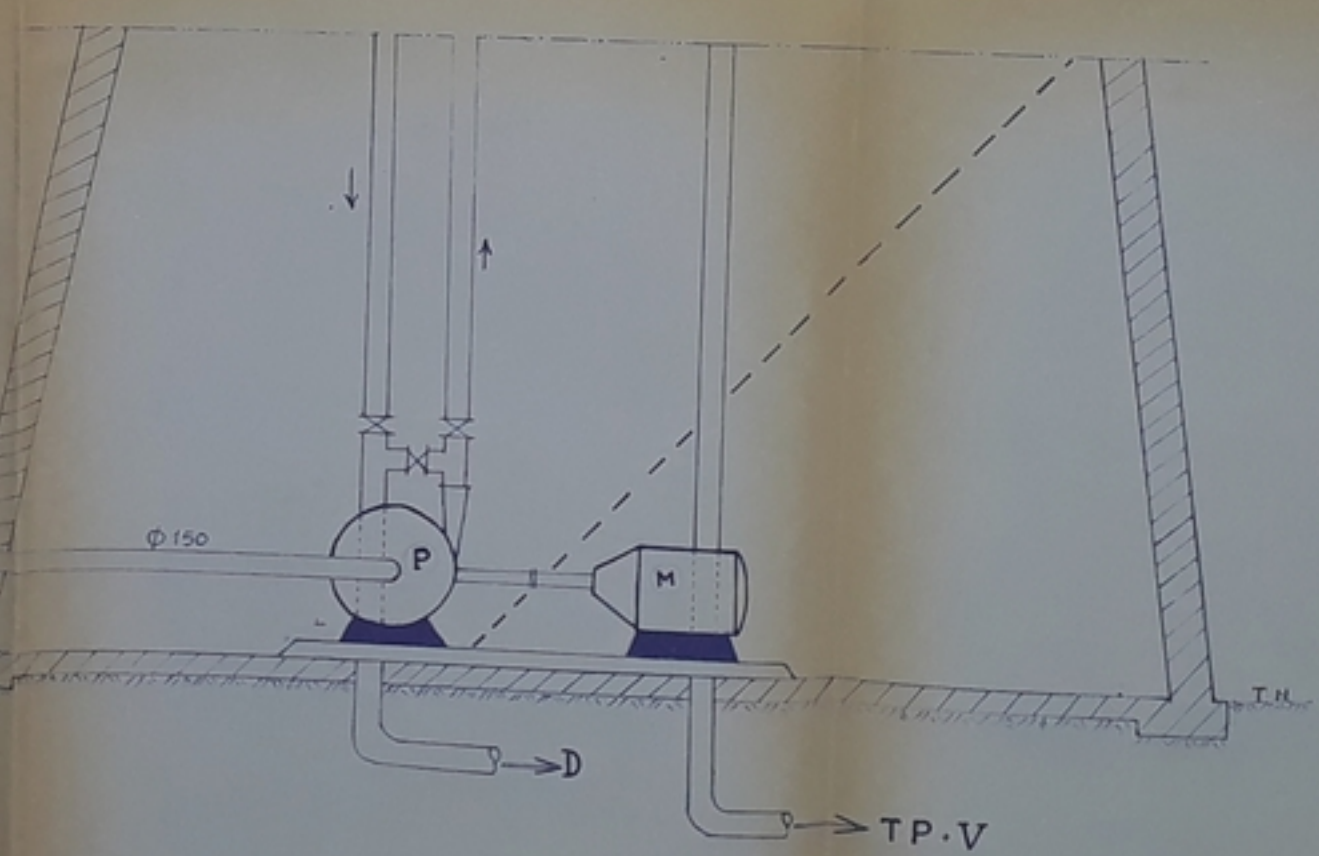
PH02487
 -3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE (E.N.P.)
 PROJET DE FIN DETAIL
 THEME
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT
 DE
 L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PLANCHE N° 3
 ECHELLE 1/20
 ETUDIE PAR
 NIYONKURU F
 DIRIGE PAR
 B. SALAH

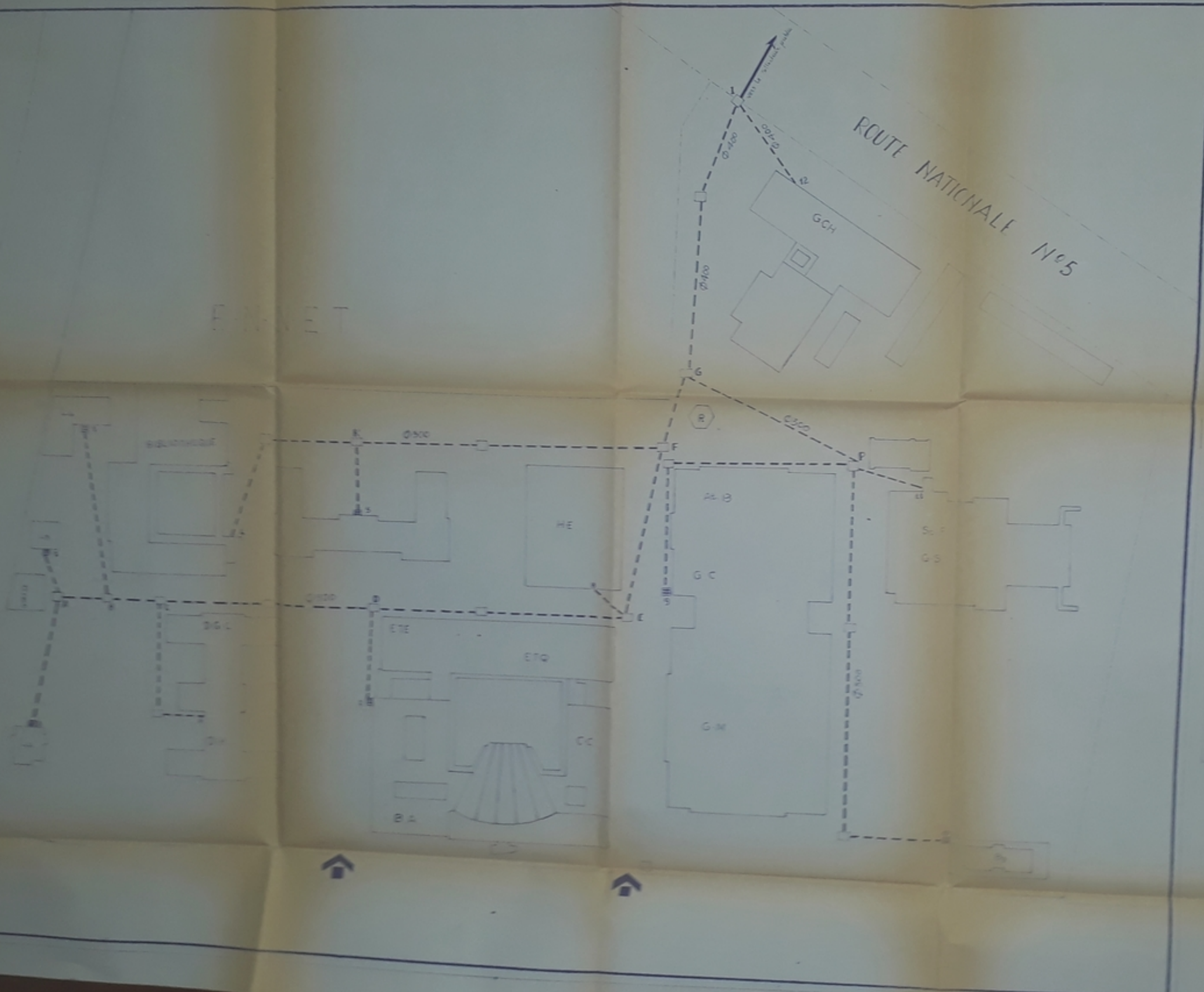


SCHEMA
 DE
 POMPAGE



- LEGENDE
- P pompe centrifuge
 - M moteur électrique
 - A admission de la cuve
 - D distribution
 - V vanne de vidange de la cuve
 - R la rampe (diam)
 - h hauteur de volée d'air (2 m)
 - hca hauteur de la cage d'escalier (0.80 m)
 - Pi puits d'acier à la base de sécurité
 - Pa puits d'acier à la base de vidange

NORD



LEGENDE

- Regard
- ▣ Bouche d'épand
- - - Canalisation

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE (E.N.P.)

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT

DE

L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

RESEAU D'ASSAINISSEMENT

PLANCHE N° 4

ECHELLE 1/500

ETUDE PAR NIYONKURU F

DIRIGE PAR B-SALAH


DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT DE L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH

N° du bassin d'apport	Point d'apport	AIRE [ha]		IMPERMEABILISÉE [ha]		Aire imp. totale [ha]	Intensité [l/ha/s]	Débit Qp [l/s]	Débit des eaux usées Qu [l/s]	Débit total Qp + Qu [l/s]	Pente du radier %	Diamètre φ [mm]	Forme section		rc = d'	rc = E'	rc = h/H	h [mm]	V [m/s]	U (1/10 Qp) [m/s]
		Toitures	La cour	La cour	La cour								Qp	Qp						
1	1-2	00362	00174	00136	174	2,3616	0,40	2,7616	22	300	80	1,30	0,032	0,39	0,10	30	0,507	0,78		
2	2-3	00119	00117	00068	174	2,515	0,40	2,915	22	300	60	1,30	0,034	0,335	0,105	315	0,507	0,78		
3	3-4	00125	00140	00078	174	8,517	0,40	8,917	22	300	80	1,30	0,101	0,95	0,19	57	0,715	0,88		
4	4-5	00500	00170	00270	174	12,632	0,456	13,088	22,50	300	80	1,31	0,15	0,69	0,24	72	0,90	0,86		
5	5-6	00132	00270	00128	174	5,83	0,864	6,694	24	300	72	1,37	0,086	0,52	0,18	54	0,71	0,82		
6	6-7	00250	00370	00225	174	12,267	0,688	12,955	24	300	72	1,37	0,138	0,64	0,23	69	0,88	0,82		
7	7-8	00170	00140	00090	174	20,3058	0,688	20,993	23	300	90	1,35	0,23	0,80	0,31	93	1,06	0,80		
8	8-9	00225	00170	002025	174	7,482	0,584	8,066	22,50	300	80	1,31	0,104	0,57	0,19	57	0,75	0,78		
9	9-10	01025	00575	00525	174	22,272	0,52	22,792	20	300	74	1,20	0,270	0,83	0,34	102	0,99	0,72		
10	10-11	00060	00230	00170	174	3,3672	0,92	4,287	28	300	100	1,45	0,043	0,42	0,11	33	0,61	0,87		
11	11-12	003025	01230	002725	174	17,974	0,552	18,526	23,50	300	80	1,35	0,20	0,75	0,28	84	1,01	0,84		
12	12-13	01400	01025	00975	174	16,965	2,128	19,093	17	300	75	1,10	0,26	0,83	0,33	99	0,915	0,80		
-	A	-	-	-	-	-	-	11,69	16	300	75	1,08	0,16	0,70	0,25	75	0,76	0,65		
-	B	-	-	-	-	-	-	14,45	16	300	75	1,08	0,19	0,74	0,27	81	0,80	0,65		
-	C	-	-	-	-	-	-	27,21	17	300	75	1,10	0,36	0,91	0,40	120	1,0	0,66		
-	D	-	-	-	-	-	-	48,20	17	300	75	1,10	0,63	1,06	0,57	171	1,17	0,66		
-	E	-	-	-	-	-	-	57,27	19	300	75	1,20	0,69	1,095	0,60	180	1,30	0,72		
-	F	-	-	-	-	-	-	21	20	300	84	1,22	0,25	0,82	0,32	96	1,0	0,73		
-	G	-	-	-	-	-	-	78,27	18	300	80	1,25	0,98	1,13	0,78	234	1,27	0,675		
-	H	-	-	-	-	-	-	46,20	21	300	85	1,25	0,54	1,02	0,52	156	1,29	0,75		
-	I	-	-	-	-	-	-	121,47	25	300	110	1,65	0,59	1,03	0,55	165	1,30	0,99		

PH 02487
-5-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE [E.N.P.]
PROJET DE FIN D'ETUDES

-THEME-
ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT DE L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

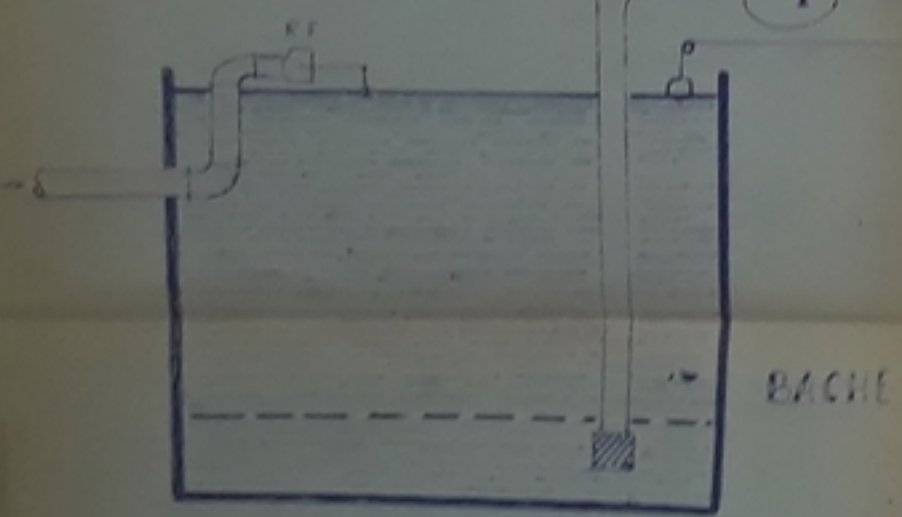
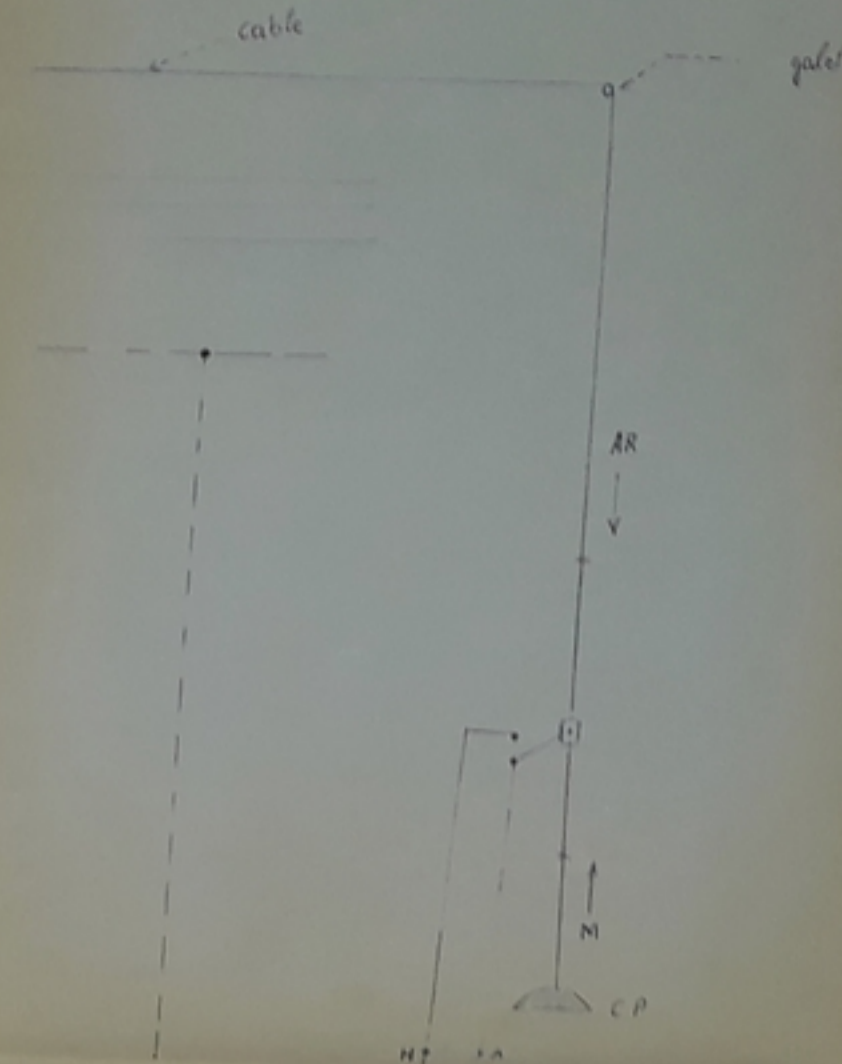
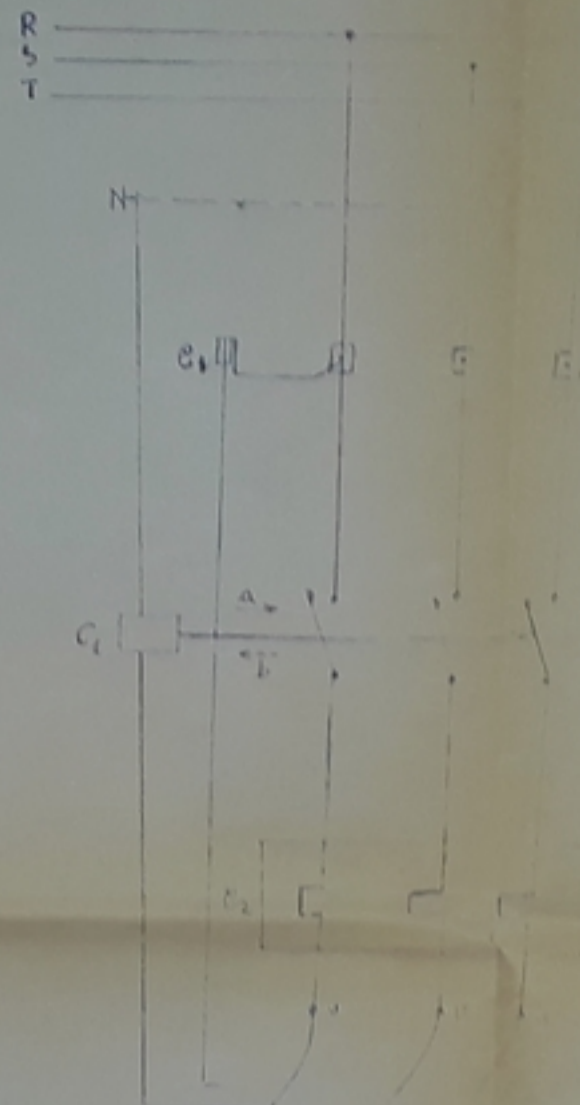
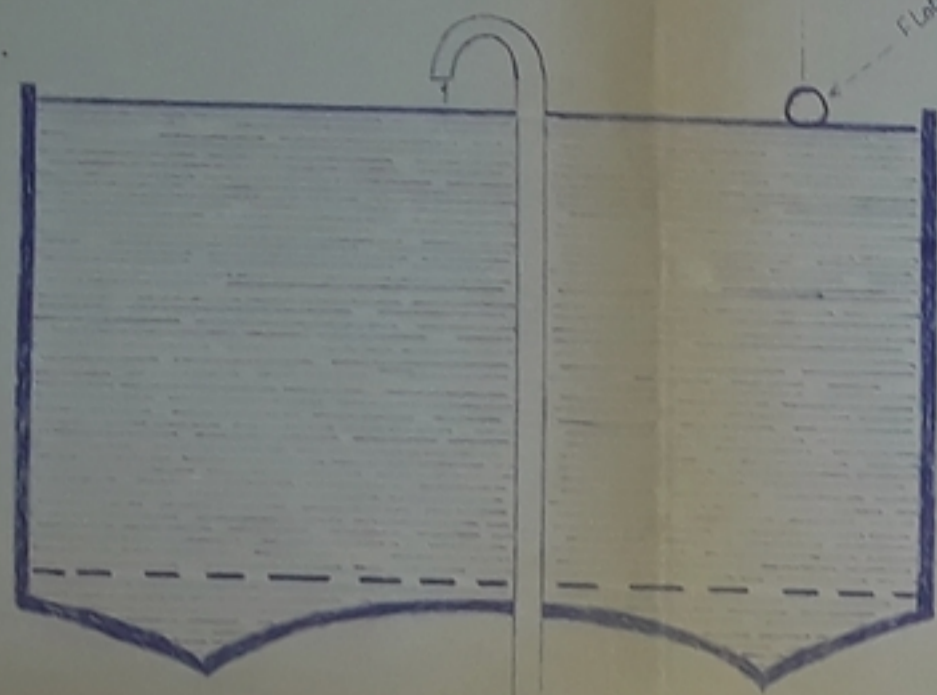


DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT DE L'E.N.P.

[EL HARRACH]

PLANCHE N°5
ETUDIE PAR NIYONKURU F.
DIRIGE PAR B.SALAH

CUVE



BACHE

LEGENDE

- R, S, T - les phases du courant
- N - fil neutre
- AR - axe de déplacement du système mécanique vers le haut d'arrêt du moteur
- M - axe de déplacement du système mécanique vers le bas de démarrage de la pompe
- C.P. contact point
- d1 - solénoïde enroulé à l'axe sur la bache
- d2 - solénoïde enroulé à l'axe sur la cuve
- C1 - fusible de courant
- C2 - relais électrique à contact mou
- M - moteur
- Y - pompe
- C1 - contacteur
- d1 - axe de fermeture du courant
- d2 - axe d'ouverture du courant
- RT - relais thermique

PH 02439
06

COLLE NATIONALI POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME
ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET ASSAINISSEMENT DE L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



PLANCHE N°6

SCHEMA EXPLICATIF DE L'AUTOMATISATION

ETUDIE PAR
NIYONKURU F.
DIRIGE PAR
B. SALAH

