

17/85
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Commune de Wad-lili
(W. TIARET)**

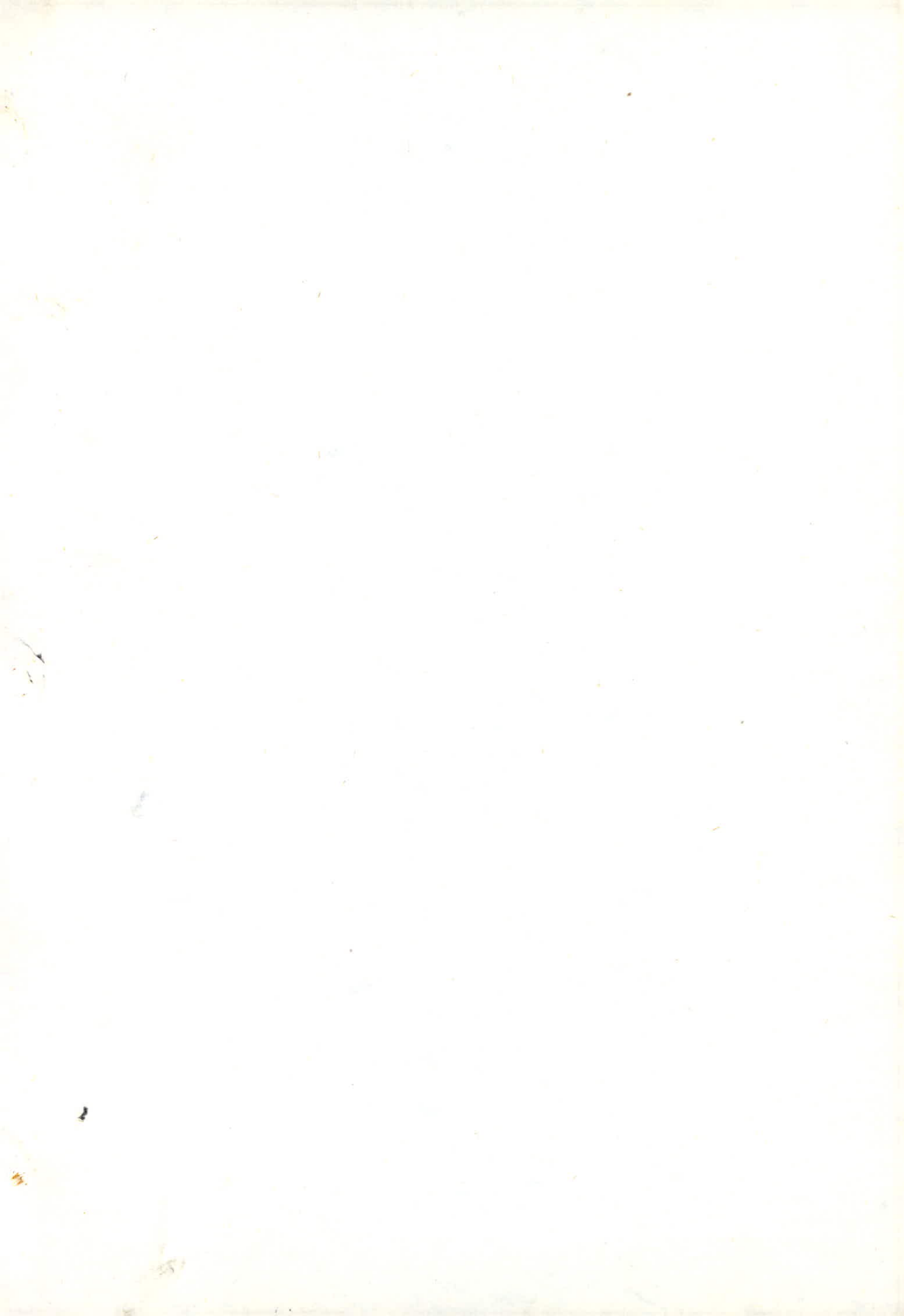
6 PLANS

Proposé par :
D.H.W. TIARET

Etudié par :
BOUDAUD O.
BENCHAA M.

Dirigé par :
BOUACHE

Promotion : Juin 85



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

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

—»O«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»O«—

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement de la
Commune de Wad-lili
(W. TIARET)**

Proposé par :
D.H.W. TIARET

Etudié par :
BOUDAUD O.
BENCHAA M.

Dirigé par :
BOUACHE

Promotion : Juin 85

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الْقُرْآنِ الْمَجِيدِ، الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ، الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ، الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

صدق الله العظيم

وَجَعَلْنَا مِنْ الْإِنْسَانِ نُكْرًا شَكُورًا

صدق الله العظيم

DEDICACES

- Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :
- A la mémoire de mon cher regretté père.
 - A ma mère pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse.
 - A ma sœur Salika et mon frère Noureddine.
 - A mon oncle Abderrahman pour son soutien moral.
 - A toute ma famille.
 - A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Oukacha Boudaoud

Ce modeste travail est le fruit de six années d'étude, est dédié en signe de reconnaissance et de respect :

- A mon père, ma mère pour tout leur sacrifice et soutien moral consacré à mon égard pour que je réussisse.
- A ma sœur Fatima-Zohra et son mari Mokhtar.
- A mon frère Abdelkader.
- A Gahluje directeur du C.E.M de Bouneâma.
- A tous mes amis et camarades, en particulier Mokhtar Benayad.

Mohammed Benchaâ

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement :

- Monsieur BOUACHE, notre promoteur cher qui nous avons toujours trouvé un accueil chaleureux et des conseils pour l'élaboration de ce projet.
- Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'aux membres de jury qui sauront apprécier notre travail.

Diagrammes

- 1) Diagramme universel de Moody.
- 2) Abaque de détermination des dimensions linéaires en régime de transition (17a).
- 3) Abaque de détermination du gradient de p.d.c en régime de transition (17c).
- 4) Abaque de la longueur fluïdo dynamique Λ (8a)
- 5) Abaque pour les réseaux pluvieux en système séparatif ou unitaire (canalisation circulaire).
- 6) Courbe d'intensité de la pluie.
- 7) Abaque des variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

Nomenclature des planches

A.E.P

- Planche I : Plan et équipement du réseau maillé
 - Zone haute
 - Zone basse
- Planche II : Profil en long d'adduction

Assainissement

- Planche III : Plan du réseau d'assainissement
- Planche IV : Profil en long du collecteur principal A.
- Planche V : Profil en long du collecteur principal B.
- Planche VI : Tableau de calcul des collecteurs d'assainissement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

1^{ère} partie A.E.P

Chap I. Aperçu général sur les caractéristiques de la commune

I.1. Situation dans le cadre régional.

I.2. Situation géographique

I.3. Description topographique

I.4. Situation climatologique

I.5. Situation actuelle de l'A.E.P

I.6. Position du problème et objet de l'étude.

Chap II. Population.

II.1. Démographie

II.2. Evolution de la population

Chap III Etude des besoins en eau

III.1. Estimation des besoins en eau

III.1.1. Besoins en eau pour la zone haute

III.1.2. Besoins en eau pour la zone basse

Chap IV. Etude des variations des débits

IV.1. Etude des problèmes posés par les variations de débit

Chap V. Réservoirs

V.1. Généralités

V.2. Rôle

V.3. Capacité

V.4. Détermination des diamètres des réservoirs

V.5. Emplacement des réservoirs

V.6. Equipement des réservoirs

Chap VI Adduction

VI.1. Choix du tracé

VI.2. Choix du type de tuyau

VI.3. Etude technico économique

VI.3.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

VI.3.2. Détermination du diamètre de l'adduction gravitaire

Chap VII Choix des pompes

VII.1. Etude des variantes

VII.2. Etude de la cavitation

Chap VIII Distribution

VIII.1 Réseau de distribution

VIII.2 Calcul du réseau maillé

VIII.3. Détermination des débits aux nœuds.

VIII.4. Equipement du réseau de distribution

Chap IX Protection des conduites contre le coup de belier

IX.1. Etude du coup de belier dans la conduite de refoulement

IX.1.1. Généralités

IX.1.2. Moyen de protection

IX.1.3. Principe de fonctionnement du réservoir d'air.

IX.2. Etude du coup de belier dans l'adduction gravitaire

IX.2.1. Principe de calcul

Chap X Protection des conduites contre la corrosion

X.1. Généralités

X.2 Corrosion par formation de pile

X.3. Corrosion sous l'influence d'une installation électrique
extérieure

X.4. Protection contre la corrosion

Chap XI Pose des canalizations

2^e partie assainissement

Chap I. Présentation et étude du problème

I.1. Généralités

I.2. Situation actuelle du réseau d'assainissement

I.3. Position du problème et objet de l'étude

Chap II Calcul du réseau

II.1. Les eaux usées

II.2. Les eaux pluviales

Chap III Station d'épuration

Chap IV Eléments constitutifs du réseau

IV.1. Ouvrages principaux

IV.2. Ouvrages annexes

Chap V Directives et recommandations pour l'exécution des travaux et l'exploitation du réseau.

V.1. Emplacement des canalizations

V.2. Exécution de la tranchée

V.3. Pose des canalizations

V.4. Essai du réseau

V.5. Remblaiement des tranchées

V.6. Nettoyage du réseau d'égout.

Introduction

Cette étude coincide avec une étape très importante dans le développement du pays, celle du plan quinquenal qui, accorde un intérêt particulier à la valorisation du potentiel hydraulique. En effet, les exigences accrues en eau d'un pays méditerranéen en pleine phase de construction disposant d'un climat instable, ont aidé à faire prendre conscience plus que jamais du rôle capital de l'eau dans le processus global de développement.

Dans le cadre de cette nouvelle orientation, nous espérons apporter une contribution utile.

Dans cette optique, notre travail a pour finalité plus qu'une présentation, une approche à la fois analytique et synthétique des modalités de l'écoulement.

Cependant, l'insuffisance dans le temps et dans l'espace des mesures fournies par les réseaux météorologiques et surtout hydrométrique constitue une contrainte importante quand à l'approfondissement de l'analyse de certains paramètres hydrologiques. Elles permettent malgré tout d'ébaucher une estimation quantitative des eaux pluviales drainées. Pour venir aux questions de forme, en plus des graphiques et des tableaux traduisant les différents résultats de l'étude, nous avons cherché grâce à des car-

à synthétiser les éléments essentiels de notre présente thèse.

Enfin notre étude s'articule autour de deux parties principales:

- Alimentation en eau potable

+ Assainissement

1^{ère} PARTIE

A.E.P

Chapitre I

Aperçu général sur les caractéristiques de la commune :

I.1. Situation dans le cadre régional :

La commune de Wad Lili fait partie de la daïra de Tiaret.

La commune s'étend en direction Nord-Sud, elle est limitée au Nord par la wilaya de Tiaret.

I.2. Situation géographique :

La commune de Wad Lili s'étend au pied Sud du massif de l'Ouarsenis au côté Nord des plateaux de Sersou. Le massif de l'Ouarsenis est un énorme pôle montagneux s'étendant entre la plaine du Chelif au Nord, la vallée de la Mina à l'Ouest, la vallée de oued Deurdeur à l'Est et les plateaux du Sersou et la région de Tiaret au Sud. La commune est située dans une cuvette entourée de montagnes du Sud et de l'Est formée par les lits érodés d'oueds.

I.3. Description topographique :

- Morphologie :

Le territoire de la commune a un caractère montagneux. Le territoire est découpé par les lits érodés des cours d'eau saisonniers, les lits sont fortement creusés. En conséquence du caractère et de l'érosion, le transport des déblais est important. Ce sont les vallées qui constituent les parties de grande valeur agricole du territoire.

L'agglomération de Wad lili est située dans une zone d'argile instable. Les terrains urbanisables sont délimités par des oueds et cours d'eau érodant fortement leur environnement.

- Altitude maximale :

En se référant à la carte topographique nous remarquons que les points les plus hauts qui dominent le périmètre d'urbanisation sont situés au Sud.

$$\text{Altitude maximale} = 597,50 \text{ m}$$

- Altitude minimale :

Les points les plus bas sont situés au Nord.

$$\text{Altitude minimale} = 519,00 \text{ m}$$

I.4. Situation climatologique :

- Pluviométrie :

Le climat continental est déterminant.

- Température :

Pendant la saison hivernale (Novembre - Décembre) le minimum thermique peut atteindre -6°C .

Pendant la période d'été (Juillet - Aout) le minimum de la température moyenne atteint $5 \div 10^{\circ}\text{C}$.

Durant cette période, l'évaporation est très intense.

La température moyenne retenue est de 15°C .

- Vents :

La commune est délimitée du Nord par le p^âté de l'Atlas Tellien, par conséquent l'air marin du Nord-Ouest ne l'atteint directement telle est la cause de la faible pluviométrie.

I.5. Situation actuelle de l'A.E.P :

Le premier réseau a été construit en 1940. Ce réseau a été construit des tuyaux en fonte de 60 mm de diamètre.

Le vieillissement des tuyaux et les dépôts du calcaire ont diminué sa capacité et ne supporte plus la pression d'eau.

I.6. Position du problème et objet de l'étude :

- le réseau existant ne s'étend pas sur l'emprise totale de la ville, surtout si nous tenons compte des zones en cours d'extension.
- le réseau de conduites forcées existant ne se prête même pas, par suite de ces dimensions étroites et son état vétuste à répondre aux besoins actuels.
- la situation altimétrique du site étudié nécessite la création de deux zones de pressions, ce qui signifie la réalisation de deux réseaux indépendants.

Chapitre II

Population

II.1. Démographie :

La croissance démographique, le sort économique et l'élevation du niveau de vie, sont les causes principales de l'accroissement des besoins en eau.

D'après les renseignements recueillis auprès de la D.H.WI de Tiaret, la population a été estimée en 1983 à 14833 hab.

II.2. Evolution de la population :

L'évolution de la population est évaluée selon la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

P_n : population future pour un horizon considéré

P_0 : population actuelle

n : nombre d'année séparant l'année de base et l'horizon considéré

α : taux d'accroissement ($\alpha = 3,2\%$)

$$P_{2000} = 14833 (1 + 0,032)^{17}$$

$$P_{2000} = 25339 \text{ hab}$$

Ayant la densité et la superficie on peut déterminer le nombre d'habitants pour chaque zone.

$$\text{Densité} = 330 \text{ hab/ha}$$

Zone haute :

$$P = 330 \times 41,36 = 13650 \text{ hab}$$

Zone basse :

$$P = 330 \times 35,42 = 11689 \text{ hab}$$

Chapitre III

Etude des besoins en eau

III.1. Estimation des besoins en eau :

Les besoins en eau sont évalués suivant l'horizon 2000. Les consommations moyennes journalières sont adoptés selon l'importance de la population et en fonction des ressources disponibles.

III.1.1. Besoins en eau pour la zone haute :

a) Besoins domestiques :

Secteur	Population	consommation moyenne journalière $\frac{l}{j/hab}$	consommation totale m^3/j
Zone haute	13650	150	2047,50

b) Besoins scolaires :

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation $\frac{l}{j/hab}$	consommation totale m^3/j
école fondamentale	400	80	32
C.E.M	800	"	64
Lycée	800	"	64
2 écoles primaires	320	"	25,6
crèche	60	"	4,8
jardin d'enfants	80	"	6,4
			$\Sigma = 196,8$

c) Besoins sanitaires :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/j
Salle de consultation	360	5	1,8
Pharmacie	150	"	0,75
Polyclinique	3600	"	18,00
Hopital	20000	"	100,00
Centre de santé'	600	"	3,00
			$\Sigma = 123,55$

d) Besoins commerciaux :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/j
commerce de 1 ^{er} nécessité	75	5	0,38
café - restaurant	100	"	0,50
Hammam	300	"	1,50
centre commercial	18000	"	90,00
marché'	3600	"	18,00
hotel	3000	"	15,00
			$\Sigma = 125,38$

e) Besoins socio culturel :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/d
mosquée	1500	4	6
centre culturel	3000	4	12
2 bibliothèques	600	2	1,2
2 cinémas	1000	4	4
			$\Sigma = 23,2$

f) Besoins municipaux :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/d
gendarmerie	-	10	10
S.A.A	180	"	1,8
organisation de masse	60	"	0,6
A.P.C	-	"	10
poste de police	60	"	0,6
			$\Sigma = 23,0$

Tableau récapitulatif des différents types de besoins plus une majoration de 25%

Secteur	Types de besoins	consommation journalière m^3/j	majoration de 25%	consommation journalière totale m^3/j	Total m^3/j
Zone haute	- Domestiques	2047,50	511,87	2559,37	3174,26
	- Scolaires	196,80	49,2	246,00	
	- Sanitaires	123,55	30,89	154,44	
	- Commerciaux	125,38	31,34	156,72	
	- Socio culturel	23,2	5,78	28,98	
	- Municipaux	23	5,75	28,75	

III.1.2. Besoins en eau pour la zone basse :

a) Besoins domestiques :

Secteur	Population	Dotation l/j/hab	Consommation totale m ³ /j
Zone basse	11689	150	1753,35

b) Besoins scolaires :

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/hab	consommation totale m ³ /j
école fondamentale	377	80	30,16
crèche	60	"	4,80
jardin d'enfants	80	"	6,40
C.F.P.A	500	"	40,00
			$\Sigma = 81,36$

c) Besoins sanitaires :

Nature d'établissement	Superficie m ²	Dotation l/j/m ²	consommation journalière m ³ /j
Polyclinique	3600	5	18
Pharmacie	150	"	0,75
Salle de consultation	360	"	1,8
			$\Sigma = 20,55$

d) Besoins commerciaux :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/d
station de service et pompage	1200	5	6
hamam	300	"	1,5
commerces	80	"	0,4
			$\Sigma = 7,9$

e) Besoins socio culturel :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/j/m^2$	consommation journalière m^3/d
centre culturel	3000	4	12
bibliothèque	600	2	1,2
cinéma	1000	4	4
mosquée	1500	4	6
salle polyvalente	300	2	0,6
			$\Sigma = 23,8$

f) Besoins municipaux :

Nature d'établissement	Superficie m^2	Dotation $l/d/m^2$	consommation journalière m^3/d
bureau agricole	—	10	10
antenne P.T.T	90	10	0,9
			$\Sigma = 10,9$

Tableau récapitulatif des différents types de besoins plus une majoration de 25%

Secteur	Types de besoins	consommation journalière m^3/d	majoration de 25%	consommation journalière totale m^3/d	Total m^3/d
Zone basse	Domestiques	1753,35	438,34	2191,69	2372,32
	Scolaires	81,36	20,34	101,70	
	Sanitaires	20,55	5,14	25,69	
	Commerciaux	7,9	1,97	9,87	
	Socio culturels	23,8	5,95	29,75	
	Municipaux	10,9	2,72	13,62	

Tableau récapitulatif des différents types de besoins
en eau potable pour l'horizon 2000

Secteurs	Total m ³ /j
Zone haute	3174,26
Zone basse	2372,32

Chapitre IV Etude des variations des débits

IV.1. Etude des problèmes posés par les variations des débits.

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

- Les variations annuelles, dépendent du niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- Les variations journalières, selon le jour de la semaine.
- Les variations horaires, qui représentent la variation la plus importantes aux heures de pointe.

En raison de toutes ces variations, il y a lieu d'affecter au débit moyen, un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30

(D'après les statistiques faites par A. Dupont)

a) Coefficient journalier K_j :

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

K_j : depend de la population de la ville.

$$K_j = 1,2$$

b) Coefficient horaire :

$$K_0 = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Ce coefficient K_0 tient compte des variations horaires du débit.

$$K_0 = 2$$

c) Coefficient de pointe :

$$K_p = K_j \cdot K_0$$

$$Q_p = Q_{\text{moy. jour}} \cdot K_p$$

Secteur	consommation moyenne journalière m^3/j	K_j	consommation maximale journalière m^3/j	K_0	K_p	consommation de pointe l/s
Zone haute	3174,26	1,2	3809,11	2	2,4	88,17
Zone basse	2372,32	1,2	2846,78	2	2,4	65,89

Chapitre V

Réservoirs

V.1. Généralités :

Afin d'éviter des pressions excessives et vu la différence de niveau importante (80 m), une distribution étagée s'avère nécessaire. Ainsi le réseau à alimenter sera divisé en deux parties (zone haute et zone basse) desservies respectivement par deux réservoirs à projeter.

V.2. Rôle :

Les réservoirs permettent une marche uniforme des pompes, de lutter efficacement contre l'incendie, d'emmagasiner l'eau pour la distribuer par la suite. Ils assurent aussi l'alimentation du réseau de distribution en cas de détérioration des ouvrages à l'amont :

- panne électrique
- éclatement de la conduite de refoulement

V.3. Capacité :

Le volume du réservoir sera égal à la somme des différences maximales en valeur absolue ajoutée à la réserve d'incendie. Nous prévoyons une réserve de 120 m^3 pour l'extinction d'un incendie de deux heures.

Pour calculer le volume du réservoir nous utiliserons la méthode graphique qui consiste à représenter :

- La courbe d'apport
- la courbe de consommation

Le volume est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extrémums par rapport à la courbe d'apport (voir graphes)

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

a) Zone haute :

$$\Delta V_{\max}^+ = 495,15 \text{ m}^3$$

$$\Delta V_{\max}^- = 234,90 \text{ m}^3$$

$$V_{R1} = 495,15 + 234,9 + 120 = 850,05 \text{ m}^3$$

$$\text{soit } V_{R1} = 850 \text{ m}^3$$

b) Zone basse :

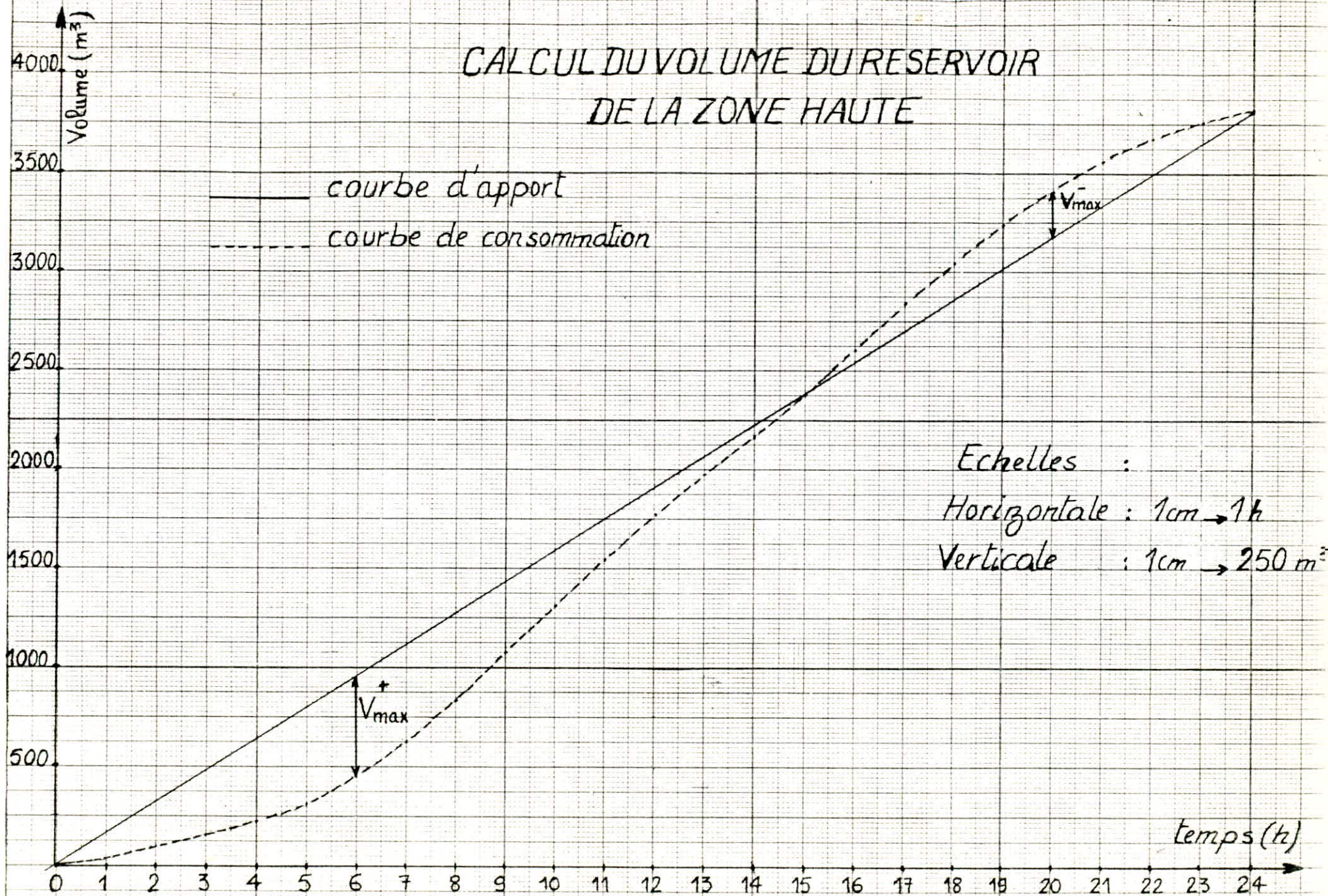
$$\Delta V_{\max}^+ = 370,06 \text{ m}^3$$

$$\Delta V_{\max}^- = 175,55 \text{ m}^3$$

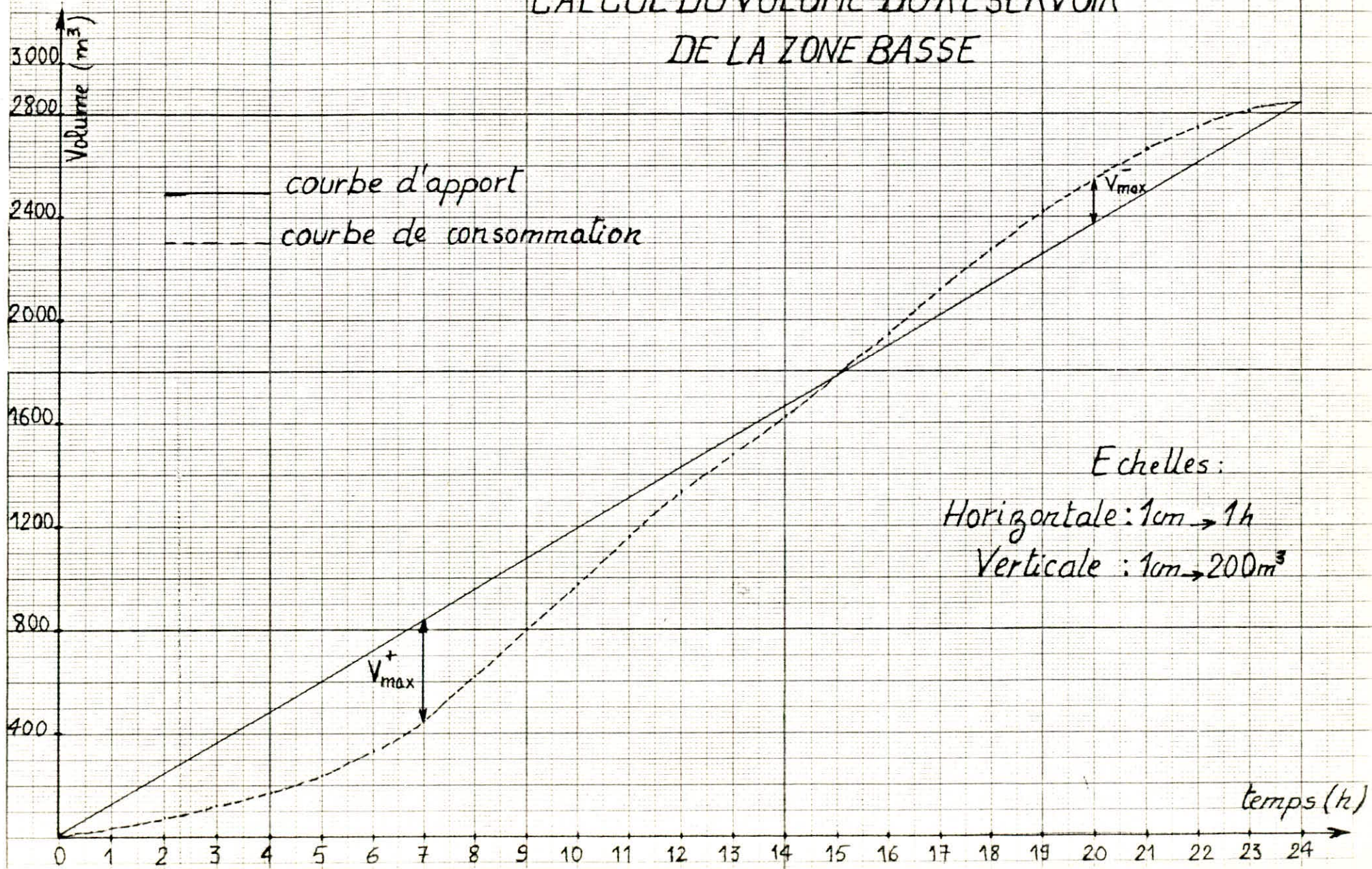
$$V_{R2} = 370,06 + 175,55 + 120 = 665,61 \text{ m}^3$$

Par mesure de sécurité nous prendrons un volume de 750 m^3

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR DE LA ZONE HAUTE



CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR DE LA ZONE BASSE



V. 4. Détermination des diamètres des réservoirs :

a) Zone haute :

Nous prendrons pour le réservoir projeté une hauteur utile

$$h = 5 \text{ m}$$

$$V_{R1} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot h}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{R1}}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 850}{\pi \cdot 5}} = 14,71 \text{ m}$$

Nous prendrons un diamètre de 15 m.

b) Zone basse :

$$h = 5 \text{ m} , V_{R2} = 750 \text{ m}^3$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 750}{\pi \cdot 5}} = 13,82 \text{ m}$$

Nous prendrons un diamètre de 14 m.

V.5. Emplacement des réservoirs :

- Calcul de la cote du radier :

L'emplacement choisi pour l'édification doit être compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est à dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

a) Zone haute :

la cote du radier est déterminée d'après la formule suivante :

$$C_R = C_T + H + P_s + H_{we} + H_{wi}$$

C_T : cote du terrain du point le plus haut $C_T = 593\text{ m}$

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

Dans notre projet sont prévus des immeubles de trois étages.

$H = R + 3$ où R : est le rez de chaussée

$$H = 12\text{ m}$$

P_s : pression de service prise égale à 3 m de colonne d'eau tenant compte des chauffe eau et douches.

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

H_{we} : pertes de charges linéaires dans la conduite de distribution.

H_{wi} : pertes de charges intérieures prise égale à 3 m pour $R + 3$

Détermination des pertes de charges le long de la conduite :

$$Q = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous prendrons une vitesse $v = 1 \text{ m/s}$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,088}{\pi \cdot 1}} = 0,335 \text{ m soit } D_N = 350 \text{ mm}$$

Calcul de la vitesse :

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,088}{\pi \cdot (0,35)^2} = 0,914 \text{ m/s}$$

En utilisant la théorie de la longueur fluïdodynamique de G. LAPRAY

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

$D_0 = 1,539$ pour un profil circulaire plein

$$\Lambda = \frac{0,35}{1,539} = 0,227$$

En application de la formule suivante on détermine J_r :

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = \Lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\Lambda})$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,227^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{10^{-3}}{0,227}) = 1,548 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J_r = \frac{(0,088)^2}{(1,548)^2} = 0,003231643$$

Vérification du régime :

$$\left. \begin{aligned} R &= \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{0,914 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 3,2 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D &= 2,86 \cdot 10^{-3} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{diagramme de Moody} \\ \longrightarrow \text{Régime en} \\ \text{transition} \end{array}$$

$J = \lambda_J^{5,3} \cdot J_r$, où $\lambda_J^{5,3}$ est le facteur de correction pour J_r

$$\lambda_J^{5,3} = 1,022 \text{ d'après l'abaque 17 d}$$

$$\text{donc : } J = 0,0033$$

Vérification par la formule de DARCY WEISBACH

$$J = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

où f_c : coefficient de frottement calculé par approximations successives à l'aide de la formule de COLEBROOK

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

$$J = \frac{0,02678092}{0,35} \cdot \frac{(0,914)^2}{2 \cdot 9,8} = 0,00326$$

$$H_{we} = J \cdot L_e \text{ avec } L_e = 1,15 L_0$$

$$H_{we} = 0,0033 \cdot 1,15 \cdot 170 = 0,65 \text{ m}$$

$$\text{la cote du radier } CR_1 = 611,65 \text{ m}$$

$$\text{soit } CR_1 = 611,50 \text{ m}$$

$$\text{la cote du trop plein } CTP = CR_1 + h$$

$$CTP = 611,50 + 5 = 616,50 \text{ m}$$

b) Zone basse :

- Détermination des pertes de charge de la conduite :

$$Q = 0,066 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,066}{\pi \cdot 1}} = 0,290 \text{ m soit } D_N = 300 \text{ mm}$$

Calcul de la vitesse :

$$v = \frac{4 \cdot 0,066}{\pi \cdot (0,3)^2} = 0,934 \text{ m/s}$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195$$

Calcul du gradient de perte de charge J_r :

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = (0,195)^{2,5} \left(15,96 - 8,681 \ln \frac{10^{-3}}{0,195} \right) = 1,0366 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J_r = \frac{(0,066)^2}{(1,0366)^2} = 0,00405$$

Vérification du régime :

$$R = \frac{0,934 \cdot 0,3}{10^{-6}} = 2,8 \cdot 10^5$$

$$\varepsilon/D = 0,0033$$

} diagramme de Moody → Régime en transition

$$J = \lambda_J^{5,3} \cdot J_r$$

$$\lambda_J^{5,3} = 1,022 \quad (\text{déterminé sur abaque 17d})$$

$$J = 0,00405 \cdot 1,022 = 0,00419$$

Vérification par la formule de DARCY WEISBACH :

$$J = \frac{0,027957296}{0,3} \cdot \frac{(0,934)^2}{2 \cdot 9,8} = 0,00416$$

$$H_{we} = J \cdot L_e = J \cdot 1,15 \cdot L_6$$

$$H_{we} = 0,0041 \cdot 1,15 \cdot 510 = 2,44 \text{ m}$$

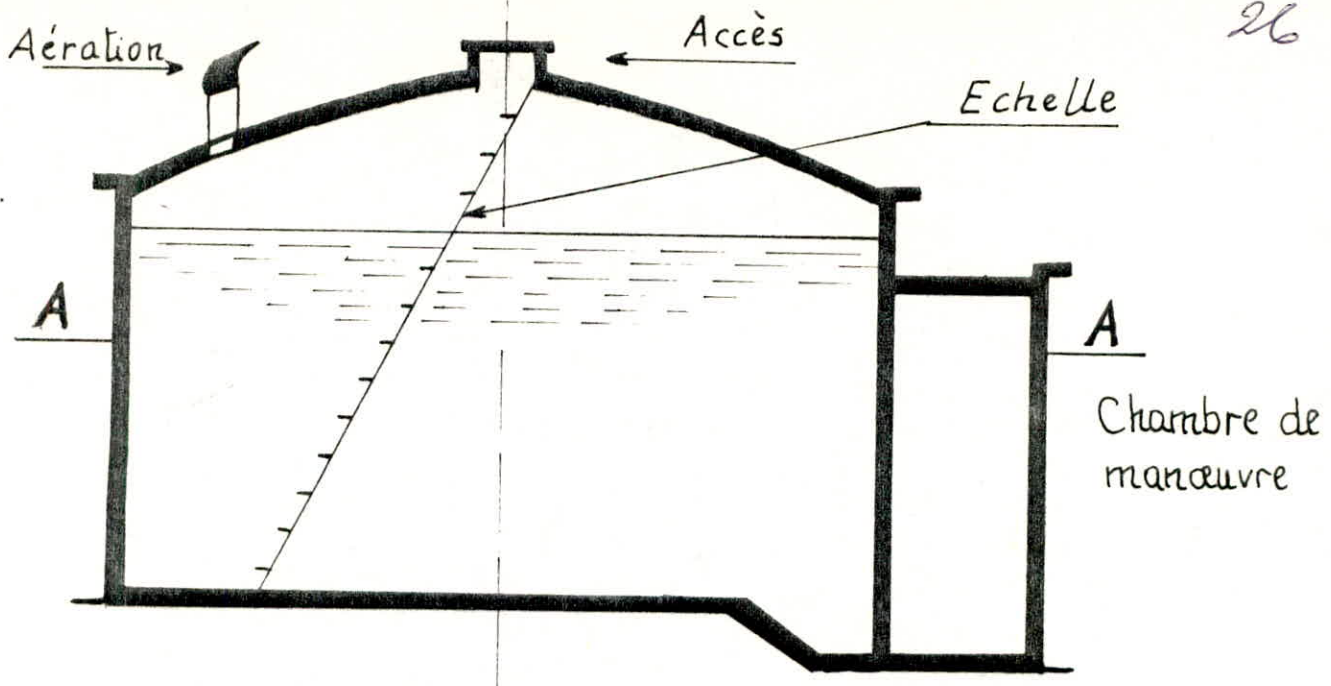
$$C_{R_2} = 575,44 \text{ m soit } C_{R_2} = 575,50 \text{ m}$$

la cote du trop plein sera :

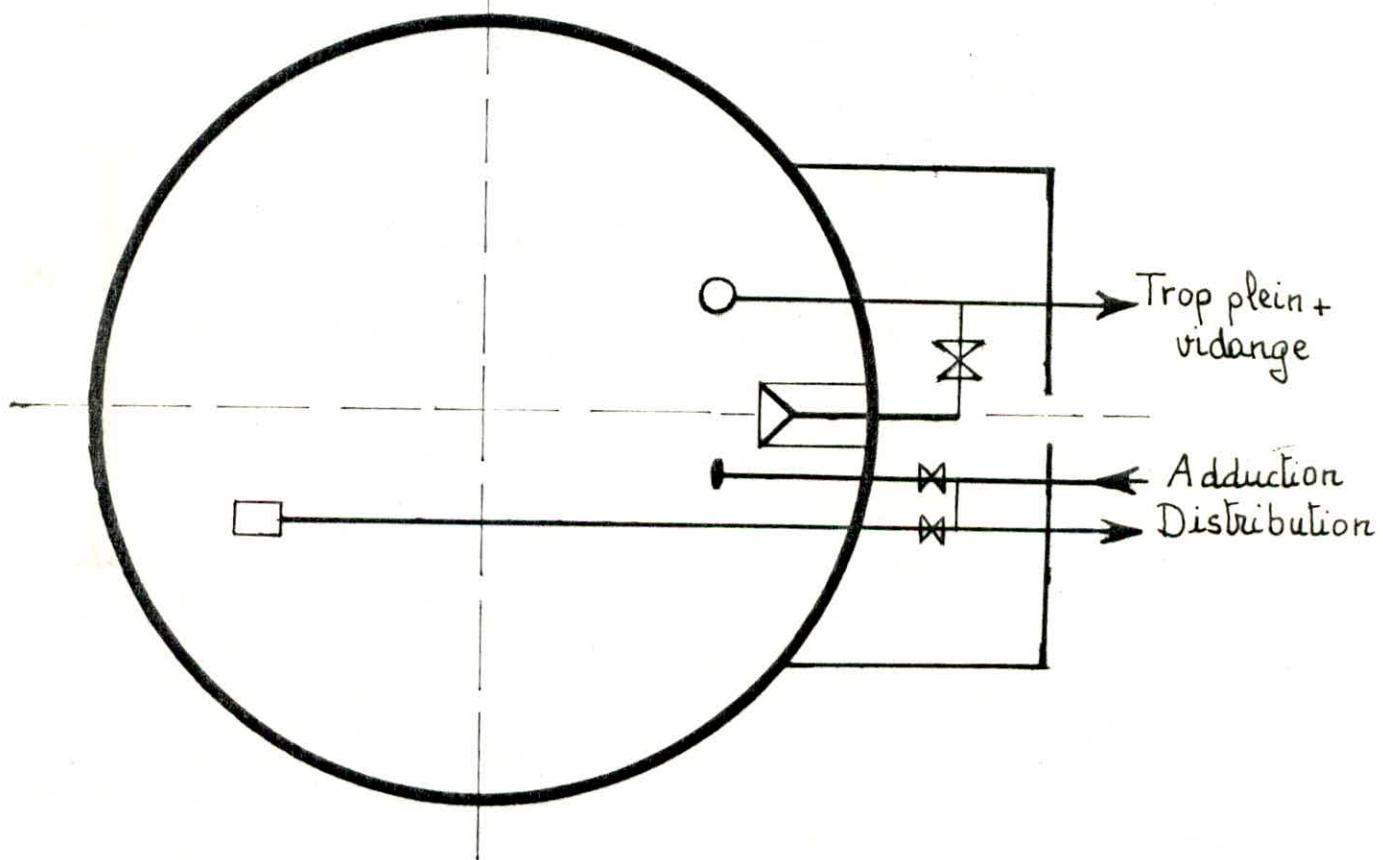
$$CTP = 575,50 + 5,0 = 580,50 \text{ m}$$

Tableau récapitulatif :

Secteur	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)	Réservoir (m ³)	Diamètre (mm)	Côte du départ (m)	Remarque
Zone haute	611,50	616,50	850	350	611,70	semi-enterré
Zone basse	575,50	580,50	750	300	575,70	semi-enterré



COUPE A-A



SCHEMA EN PLAN DU
RESERVOIR SEMI-ENTERRE

V.6. Equipement des réservoirs :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, en chute libre pour favoriser l'oxygénation de l'eau.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues qui pourraient se décanter dans la cuve. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée (voir fig 1)

- Conduite de trop plein :

Elle est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. L'extrémité de cette conduite doit être en forme d'un siphon, afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

- Vidange :

la conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein, elle comportera un robinet vanne.

- Robinet flotteur :

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée, une fois que l'eau atteint son niveau maximal et s'ouvre quand le niveau d'eau sera minimal.

- Réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistré et renouvelée de temps à autre.

Afin d'éviter que cette dernière ne passe pas dans le réseau de distribution d'une part, et d'éviter toute sorte de stagnation dans la cuve d'autre part.

Nous préconisons le dispositif (fig 2)

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

En cas d'incendie les vannes (2) et (3) seront ouvertes et la vanne (1) fermée.

Équipement et matérialisation de la réserve d'incendie

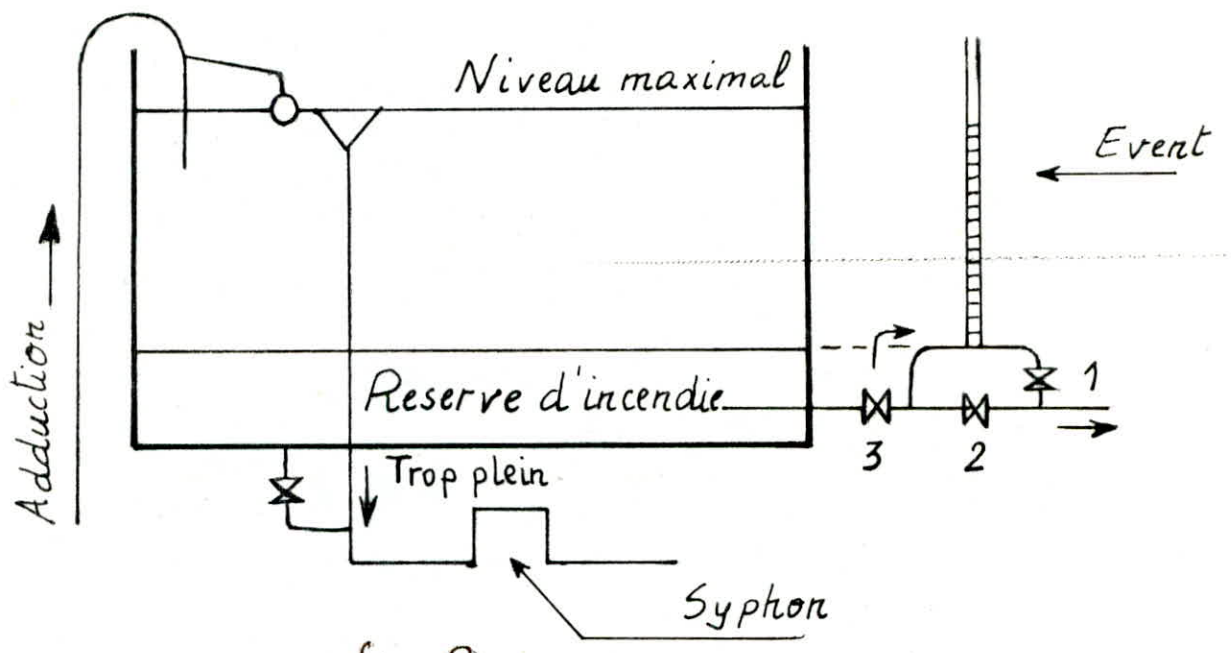


fig 2

Départ de la distribution

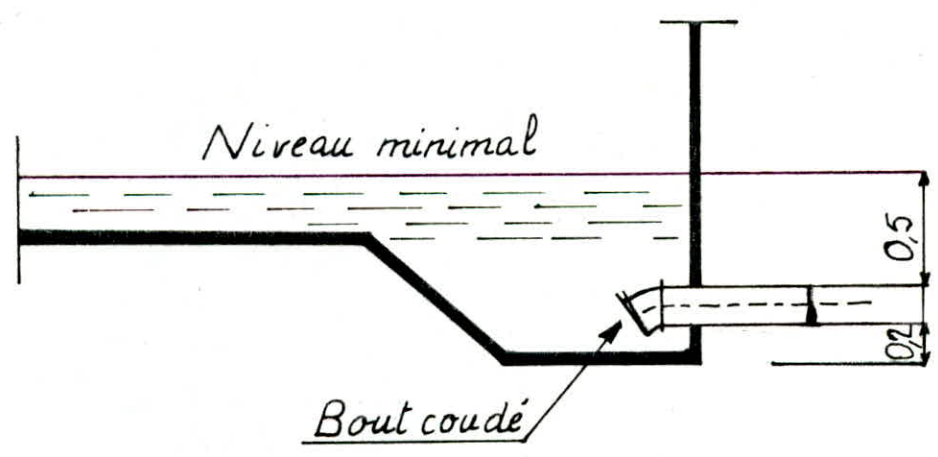


fig 1

Adduction

VI.1. Choix du tracé :

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction il y a lieu de tenir compte de certains impératifs que nous essayerons de respecter dans la mesure du possible suivant le caractère du relief.

- Le tracé du profil en long doit être aussi régulier que possible.
- Le chemin le plus court possible entre le lieu de captage et le réservoir de stockage.
- Eviter les fortes pentes qui peuvent donner aux points hauts des contournements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- Le tracé sera donc conçu compte tenu de la possibilité de réaliser un profil en long idéal avec des courbes largement ouvertes afin d'éviter les butées importantes.

VI.2. Choix du type de tuyau :

Le choix entre les différents types de tuyaux a été établi sur les critères techniques à savoir pression de service et conditions de pose.

Critères économiques :

Le prix de fourniture et frais de transport.

Nous avons choisi des conduites en acier, en raison des avantages qu'elles présentent.

- Résistance à des pressions supérieures à 20 bars.
- Élasticité.
- Économie, disponibilité sur le marché national.

VI.3. Etude technico-économique :

Notre étude consiste à déterminer un diamètre optimum de la conduite de refoulement.

L'optimisation s'établit entre :

- les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre.
- les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de diminution des pertes de charges.

VI.3.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :

La relation de BONNIN nous donne en 1^{er} approximation

$$D = \sqrt{Q}$$

où Q : débit à transiter en m³/s

D : diamètre approximatif en m

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,07704} = 0,277 \text{ m soit } D_N = 300 \text{ mm}$$

$$H_g = (CTP - CTF - ND) + 0,5$$

où CTP : côte du trop plein = 616,50 m

CTF : côte du forage = 585

ND : niveau dynamique = 24,14 m

$$H_g = (616,50 - 585 + 24,14) + 0,5 = 56,14 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_s$$

$$\Delta H_T = \Delta H_e + 0,15 \Delta H_e = 1,15 \Delta H_e$$

D'après la formule de Darcy-Weissbach on a :

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

D : diamètre en m

g : accélération de pesanteur en m/s^2

V : vitesse en m/s

f : coefficient de frottement calculé comme suit :

En premier lieu on le calcul avec la formule de Nikuradse :

$$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \varepsilon/D)^{-2}$$

la valeur exacte du coefficient f sera déterminée par la formule de Colebrook en prenant comme première valeur celle calculée par Nikuradse

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

ε : rugosité absolue prise égale à 0,4 mm

R : nombre de Reynolds $R = \frac{V \cdot D}{\nu}$

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

D (mm)	P (kw)	E (kwh/an)	P _E (D.A)
250	141,21	1236999,60	235029,92
300	91,79	804080,40	152775,28
350	74,58	653320,80	124130,95

Frais d'amortissement

L'annuité est calculée par la formule :

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

où I : taux d'annuité = 8%

n : nombre d'année d'amortissement = 30 ans

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088274$$

D (mm)	Prix au ml (D.A)	L (m)	Prix de la conduite (D.A)	Amortissements (D.A)
250	267,22	5600	1496432	132924,16
300	333,07	"	1865192	165680,16
350	437,06	"	2450560	217676,87

$H_g = 56,14 \text{ m}$, $Q = 0,07704 \text{ m}^3/\text{s}$ et $L = 5600 \text{ m}$

D (mm)	V (m/s)	R	f_c	J	ΔH_T (m)	H_{mT} (m)
250	1,57	$3,92 \cdot 10^5$	0,023084974	0,011612684	74,78	130,92
300	1,09	$3,27 \cdot 10^5$	0,022252476	0,004496286	28,96	85,10
350	0,80	$2,80 \cdot 10^5$	0,02165059	0,00201988	13,01	69,15

Frais d'exploitation :

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

- P : puissance de la pompe en kW
- Q : débit à refouler en m^3/s
- H_{mT} : hauteur manométrique totale en m
- η : rendement de la pompe = 70%

Energie consommée :

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ en kWh/an}$$

Prix de l'énergie :

$$P_E = E \cdot e$$

e : tarif de l'énergie

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

Bilan :

D (mm)	250	300	350
Frais d'exploitation	235029,92	152775,28	124130,95
Frais d'amortissement	132924,16	165680,16	217676,87
Totaux	367954,08	318455,44	341807,82

Conclusion :

Ainsi d'après un calcul technico-économique nous constatons qu'on obtient un diamètre économique

$$D_{ec} = 300 \text{ mm}$$

VI.3.2. Détermination du diamètre de l'adduction gravitaire :

a) Zone haute : ($R_1 - R_2$)

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Q_1 : débit nécessaire pour l'alimentation de la zone haute.

Q_2 : débit nécessaire pour l'alimentation de la zone basse.

$$Q = Q_1 + Q_2 = 88,17 + 65,89 = 154,06 \text{ l/s}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = \Lambda^{2,5} \left(15,96 - 8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda} \right)$$

$$J_r = \frac{\Delta H}{L_e}$$

avec $L_e = 340 \text{ m}$

$$\Delta H = Z_1 - Z_2 = 616,50 - 580,50 = 36 \text{ m}$$

$$J_r = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{36}{340} = 0,105882352$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = \frac{0,15406}{\sqrt{0,105882352}} = 0,47345 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,4 \text{ mm} \\ \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 0,47345 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right\} \text{abaque 8a} \rightarrow \Lambda = 0,1359$$

$$D = \Lambda D_0 = 0,1359 \cdot 1,539 = 0,209 \text{ m soit } D_N = 250 \text{ mm}$$

Verification du régime :

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

$$\frac{4}{R_0} = 0,827 \text{ pour conduite circulaire pleine}$$

$$R = 0,827 \cdot \frac{0,15406}{0,1359} \cdot 10^6 = 9,37 \cdot 10^5$$

$R = 9,37 \cdot 10^5$
 $\epsilon/D = 0,0016$ } **diagramme de Moody** → Régime turbulent rugueux

donc $\lambda = 1$
 $D = 250 \text{ mm}$

b) Zone basse : $(R_2 - O_2)$
 $Q_2 = 65,89 \text{ l/s}$
 $L = 510 \text{ m}$

on fixe $v = 1 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06589}{\pi \cdot 1}} = 0,289 \text{ m soit } D_N = 300 \text{ mm}$$

$$v = \frac{4Q}{\pi D_N^2} = \frac{4 \cdot 0,06589}{\pi \cdot (0,3)^2} = 0,93 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \frac{f}{D_N} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot 1,15 L_e$$

où f : coefficient de frottement de Nikuradse

$$f = 0,021416265$$

$$\Delta H = \frac{0,021416265}{0,3} \cdot \frac{(0,93)^2}{2 \cdot 9,8} \cdot 1,15 \cdot 510 = 1,85 \text{ m}$$

$$J_r = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{1,85}{1,15 \cdot 510} = 0,003154305$$

$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 1,173$
 $\epsilon = 0,4 \text{ mm}$ } **abaque 8a** → $\Lambda = 0,195$

$$D = \lambda D_0 = 0,195 \cdot 1,539 = 0,300 \text{ m}$$

$$R = \frac{4}{\rho_0} \cdot \frac{Q}{\lambda} \cdot \frac{1}{D} = 0,827 \cdot \frac{0,06589}{0,195} \cdot 10^6 = 2,79 \cdot 10^5$$

$$\left. \begin{array}{l} R = 2,79 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,0013 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{diagramme de Moody} \\ \longrightarrow \text{Regime en transition} \end{array}$$

Déterminons le facteur de transition λ

$$\left. \begin{array}{l} R = 2,79 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,0013 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 17a} \\ \longrightarrow \lambda = 1,009 \end{array}$$

d'où $D = \lambda \lambda D_0$

$$D = 1,009 \cdot 0,195 \cdot 1,539 = 0,303 \text{ m}$$

soit $D_N = 350 \text{ mm}$

Chapitre VII

Choix des pompes

Le choix de la pompe s'appuie essentiellement sur deux paramètres H et Q .

Toutefois avant d'opter pour une telle pompe, une présentation et étude de variantes s'impose :

A priori, pour notre projet, le choix du genre de pompe s'oriente vers les groupes electropompes immergés à axe horizontale (Deux pompes pour le forage, une opérationnelle la seconde servira de secours en cas de défaillance de la première).

Notre choix se justifie bien par les avantages suivants :

- Fiabilité
- Entretien facile
- Facilité d'installation
- Rendement élevé
- abri simple (plongée directement dans le forage)

VII.1. Etude des variantes :

- 1^{er} variante :

Si on accepte le point de fonctionnement (P') tel qu'il figure sur le graphe, on doit cependant agir sur le temps de pompage, qui sera réduit à :

Coordonnées du point désiré (P) :

$$Q = 252 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H = 85,10 \text{ m}$$

Coordonnées du point (P') :

$$Q' = 267,36 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H = 85,75 \text{ m}$$

La première remarque à relever, est que le débit obtenu est supérieur au débit d'exploitation du forage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir supérieur R₁ est :

Durée de pompage prise au départ 24^h/24^h

$$V_1 = 252 \cdot 24 = 6048 \text{ m}^3$$

- Temps de pompage

$$T = \frac{V_1}{Q'} = \frac{6048}{267,36} = 22,62 \text{ heures}$$

- Puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{g \cdot Q' \cdot H'}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 0,0743 \cdot 85,75}{0,77} = 81,09 \text{ kW}$$

VIII.2. Etude de la cavitation :

Pour éviter la cavitation il faut que :

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

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

$N.P.S.H_r$: Charge nette d'aspiration requise, donnée par le constructeur.

$$N.P.S.H_d = 10 - (H_a + J_a)$$

$$H_a = \text{hauteur d'aspiration} = 1,0 \text{ m}$$

$$J_a = \text{P.D.C à l'aspiration} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Par suite } N.P.S.H_d = 7,5 \text{ m}$$

$$N.P.S.H_r = 4,5 \text{ m}$$

Nous remarquons que $N.P.S.H_d > N.P.S.H_r$

Par conséquent la condition à la non cavitation est vérifiée.

- Caractéristiques initiales :

$$Q = 252 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 85,10 \text{ m}$$

Caractéristiques de la pompe relevée du catalogue de

JEUMONT SCHNEIDER

MEN 100-250

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 77\%$$

- 2^e variante :

Cette solution consiste à vanner sur le refoulement, en vue de créer une p.d.c (PP'') égale à 5,42 m, ce qui augmentera la hauteur manométrique tout en maintenant le débit d'exploitation désiré, dans ce cas la pompe consommera une grande quantité d'énergie qui ne sera point économique.

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 0,07 \cdot 90,52}{0,77} = 80,64 \text{ kW}$$

- 3^e variante :

Si l'on désire passer la courbe $H = f(Q)$ par le point P, il nous suffit de rogner l'impulseur de la pompe (diminution du diamètre de la roue) en conservant la même vitesse de rotation N.

Les relations de similitude nous donnent :

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{D^2}{d^2}$$

d : diamètre de la roue après rognage.

En posant $d = m \cdot D$

où m : coefficient de rognage

$$m = \left(\frac{Q}{Q'} \right)^{1/2} = \left(\frac{252}{259,68} \right)^{1/2} = 0,9851$$

$$\frac{H'}{H} = \frac{1}{m^2} \text{ d'où } H' = \frac{H}{m^2}$$

$$H' = \frac{85,10}{(0,9851)^2} = 87,69 \text{ m}$$

Pourcentage de rognage :

$$1-m = 1 - 0,9851 = 0,0149 = 1,49\% < 20\%$$

Ce qui signifie, que le rendement de la pompe est acceptable

Puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q' \cdot H'}{\eta}$$

$$P = \frac{9,8 \cdot 0,072 \cdot 87,69}{0,77} = 80,35 \text{ kW}$$

- 4^e variante :

Le problème traite la conception d'une pompe homologuée susceptible de fournir les paramètres demandés (débit, hauteur manométrique) tout en conservant le point de fonctionnement désiré.

En partant des caractéristiques de la pompe initiale et en application des lois de similitude des machines hydrauliques, nous déterminerons la nouvelle vitesse de rotation.

L'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque s'écrit :

$$H = H_{\max} - a Q^n$$

où :

H = hauteur d'élevation correspondante à un débit quelconque

H_{max} = hauteur maximale qui peut être fournie par la pompe

Q = débit correspondant à la hauteur

Nos calculs seront effectués, en admettant que la puissance absorbée reste constante et indépendante des variations de la hauteur d'élevation et du débit, tout en tenant compte du rendement maximal.

En partant de trois couples de valeurs conjuguées, nous déduisons par approximation successives les valeurs de Q , n et H_{max} .

Q (m^3/h)	305	275	240
H (m)	74,86	79,99	84,90

Les résultats de calcul sont obtenus sur le calculateur de poche du type "TI 59" selon le programme établi en page suivante.

$$n = 2,687600543$$

$$a = 16078,92034$$

$$H_{max} = 96 \text{ m}$$

$$Q_{opt} = 329,56363 \text{ m}^3/h$$

$$H_{opt} = 69,96740374 \text{ m}$$

$$Q_{max} = 535,565676 \text{ m}^3/h$$

Equations des caracteristiques d'une serie homologue de pompes. 13. PROG I

- f(x)=0. Hmax = H + aQ^n
- LBLA (RCL19 E ÷ ((RCL19 x .999999) E - (RCL19 x 1.000001) E) x RCL19 x .000002) SUM19 *1x1 - .000001 = * x > E A RCL19 R/S GTO 066 LRN.
- *LBL E ST004 ((RCL01 y^x RCL04 - RCL02 y^x RCL04) ÷ (RCL02 y^x RCL04 - RCL03 y^x RCL04) - (RCL12 - RCL11) - (RCL13 - RCL12)) INVSBR.
- *LBLB (RCL12 - RCL11) ÷ (RCL01 y^x RCL04 - RCL02 y^x RCL04) = ST005 R/S.
- *LBL C RCL05 x RCL01 y^x RCL04 + RCL11 = ST006 R/S.
- *LBL D (RCL06 ÷ RCL05) INV y^x RCL04 = ST007 R/S
- *LBL E RCL06 ÷ (RCL04 + 1) ÷ RCL05 = INV y^x RCL04 = ST014 y^x RCL04 x RCL05 + RCL06 = ST015 x RCL14 = ST016 R/S.
- *LBL A' RCL06 - RCL05 x RCL00 y^x RCL04 = ST010 INVSBR
- *LBL B' RCL06 - RCL10 = ÷ RCL05 = INV y^x RCL04 = ST000 INVSBR.
- *LBL C' * B' x RCL10 ÷ RCL16 x RCL17 = ST018 R/S.
- *LBL D' RCL08 x RCL14 Vx ÷ RCL15 y^x .75 = ST020 R/S RCL09 x RCL15 Vx Vx ÷ RCL14 Vx = ST029 R/S.
- *LBL x > E RCL09 x RCL09 y^x 3 = ST021 RCL08 x^2 x RCL09 x^2 = ST022 RCL00 + RCL21 = ST030 RCL10 ÷ RCL22 = ST040 RCL05 x RCL21 y^x RCL19 ÷ RCL22 = ST025 RCL14 ÷ RCL21 = ST034 RCL10 ÷ RCL22 = ST035 RCL30 x RCL40 ÷ RCL34 ÷ RCL35 x RCL17 = ST018 RCL06 ÷ RCL22 = ST036 RCL07 ÷ RCL21 = ST037 R/S
- *LBL x^2 RCL36 - RCL25 x RCL30 y^x RCL19 = ST041 R/S
- *LBL Vx RCL36 - RCL40 = ÷ RCL25 = INV y^x RCL19 = ST031 R/S
- *LBL +5.7 ST001 10 ST002 13 ST003 18 ST011 13.5 ST012 7.5 ST013 .. /.
- 2 ST019 R/S . LEN 225 ST008 1.8 ST009 .88 ST017 9 ST000.

Exécution.



SBR + introduire les éléments donnés $A = 0.17 = 2$,

$B \rightarrow a \leftrightarrow 05$ $C \Rightarrow H_{max} \leftrightarrow 06$ $D \Rightarrow Q_{max} \leftrightarrow 07$

"E" \Rightarrow Hopt Qopt $\leftrightarrow 16$ RCU 14 \leftrightarrow Qopt RCU 15 \leftrightarrow Hopt.

"A'" \Rightarrow H $\leftrightarrow 10$ "B'" \Rightarrow Q $\leftrightarrow 10$ "C'" \Rightarrow e $\leftrightarrow 18$

"D'" \Rightarrow Hap $\leftrightarrow 20$ R/s \Rightarrow Dap $\leftrightarrow 29$ SBR x \Rightarrow t \Rightarrow Q_{max}

RCU 30 \leftrightarrow Q₊ RCU 40 \leftrightarrow H₊ RCU 25 \leftrightarrow a₊

RCU 36 \leftrightarrow H₊max RCU 37 \leftrightarrow Q₊max SBR x² \Rightarrow H₊ SBR Vx \Rightarrow Q₊ \leftrightarrow 31.

Calcul du tableau des paramètres Q₊, H₊, e

Q₊ \rightarrow 30 SBR x² \Rightarrow H₊ \leftrightarrow RCU 41 x RCU 22 = STO 10 "C'" \Rightarrow e

H₊ \rightarrow 40 SBR Vx \Rightarrow Q₊ \leftrightarrow RCU 37 x RCU 21 = STO 00 "C'" \Rightarrow e

Tableau:

Q₊ H₊ e.

Exécution:

Q₁ \rightarrow STO 01

n \rightarrow STO 19

Q₂ \rightarrow STO 02

N \rightarrow STO 08

Q₃ \rightarrow STO 03

D \rightarrow STO 09

H₁ \rightarrow STO 11

e_{max} \rightarrow STO 17

H₂ \rightarrow STO 12

Q \rightarrow STO 00

H₃ \rightarrow STO 13

Caractéristiques de la pompe initiale:

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	250	300
H (m)	96	95,84	94,94	92,86	89,20	83,61	75,78

vitesse de rotation $N = 2900$ tr/min

diamètre de la roue $D = 0,270$ m

Caractéristiques adimensionnelles:

$$C_1 = \frac{Q_i}{N \cdot D^3} \quad , \quad C_2 = \frac{H_i}{N^2 D^2}$$

C_1	0	$2,43 \cdot 10^{-4}$	$4,87 \cdot 10^{-4}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$	$9,73 \cdot 10^{-4}$	$1,22 \cdot 10^{-3}$	$1,46 \cdot 10^{-3}$
C_2	$1,56 \cdot 10^{-4}$	$1,55 \cdot 10^{-4}$	$1,55 \cdot 10^{-4}$	$1,51 \cdot 10^{-4}$	$1,45 \cdot 10^{-4}$	$1,36 \cdot 10^{-4}$	$1,24 \cdot 10^{-4}$

Détermination de la nouvelle vitesse de rotation:

$$N = f(C_1, C_2)$$

$$C_1 = \frac{Q_i}{N \cdot D^3} \Rightarrow N = \frac{Q_i}{C_1 \cdot D^3} \rightarrow N = f(C_1)$$

$$C_2 = \frac{H_i}{N^2 D^2} \Rightarrow N = \frac{H_i^{1/2}}{C_2^{1/2} \cdot D} \rightarrow N = f(C_2)$$

Débit refoulé désiré : 252 m³/h

hauteur d'élevation désirée : 85,10 m

- Tableau de calcul de la nouvelle vitesse de rotation :

Q (m ³ /h)	H (m)	C ₁	C ₂	N=f(C ₁) (tr/min)	N=f(C ₂) (tr/min)
50	95,84	2,43.10 ⁻⁴	1,56.10 ⁻⁴	2903,82	2903,00
99,43	94,9605	4,84.10 ⁻⁴	1,55.10 ⁻⁴	2899,20	2898,96
99,42	94,9606	4,84.10 ⁻⁴	1,55.10 ⁻⁴	2898,90	2898,96
99,419	94,9607	4,838.10 ⁻⁴	1,548.10 ⁻⁴	2899	2899

D'où la nouvelle vitesse de rotation $N = 2899$ tr/min

En application des lois de similitude nous aurons :

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{N}{N_1} \quad \text{et} \quad \frac{H}{H_1} = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2$$

Tout en supposant que le rendement et la puissance restent constants. Nous obtenons la nouvelle caractéristique de la pompe du forage en question.

la puissance absorbée par la pompe sera donc :

$$P = \frac{Q \cdot H_{mt} \cdot \rho}{3600 \cdot \eta}$$

$$P = \frac{252,95,10 \cdot 9,8}{3600 \cdot 0,77} = 75,816 \text{ kW}$$

L'énergie consommée sera donc :

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

$$E = 75,816 \cdot 24 \cdot 365 = 664,1832 \cdot 10^3 \text{ kWh/an}$$

N. P. S. H :

- Le N. P. S. H n'est qu'une hauteur qui peut être déterminée, conformément aux lois de similitude régissant les pompes semblables.

$$\left(\frac{N. P. S. H_r}{N. P. S. H_s} \right) = \left(\frac{N}{N_1} \right)^2 = \left(\frac{2899}{2900} \right)^2 = 0,9931$$

Calcul du rendement maximal :

$$\eta_{max} = \frac{Q_{opt} \cdot H_{opt}}{Q \cdot H} \cdot \eta$$

$$\eta_{max} = \frac{23058,71155}{252 \cdot 85,10} \cdot 0,77 = 0,8279$$

$$\eta_{max} = 82,79\% \quad \text{soit} \quad \eta_{max} = 83\%$$

$$P = \frac{Q \cdot H_{mt} \cdot \rho}{\eta_{max} \cdot 3600}$$

$$P = \frac{252 \cdot 85,10 \cdot 9,8}{0,8279 \cdot 3600} = 70,51 \text{ kW}$$

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

$$E = 70,51 \cdot 24 \cdot 365 = 617,6676 \cdot 10^3 \text{ kWh/an}$$

Conclusion :

L'analyse des résultats obtenus des 4 variantes étudiées en terme d'énergie nous conduit à opter pour la 4^e variante présentant le minimum d'énergie.

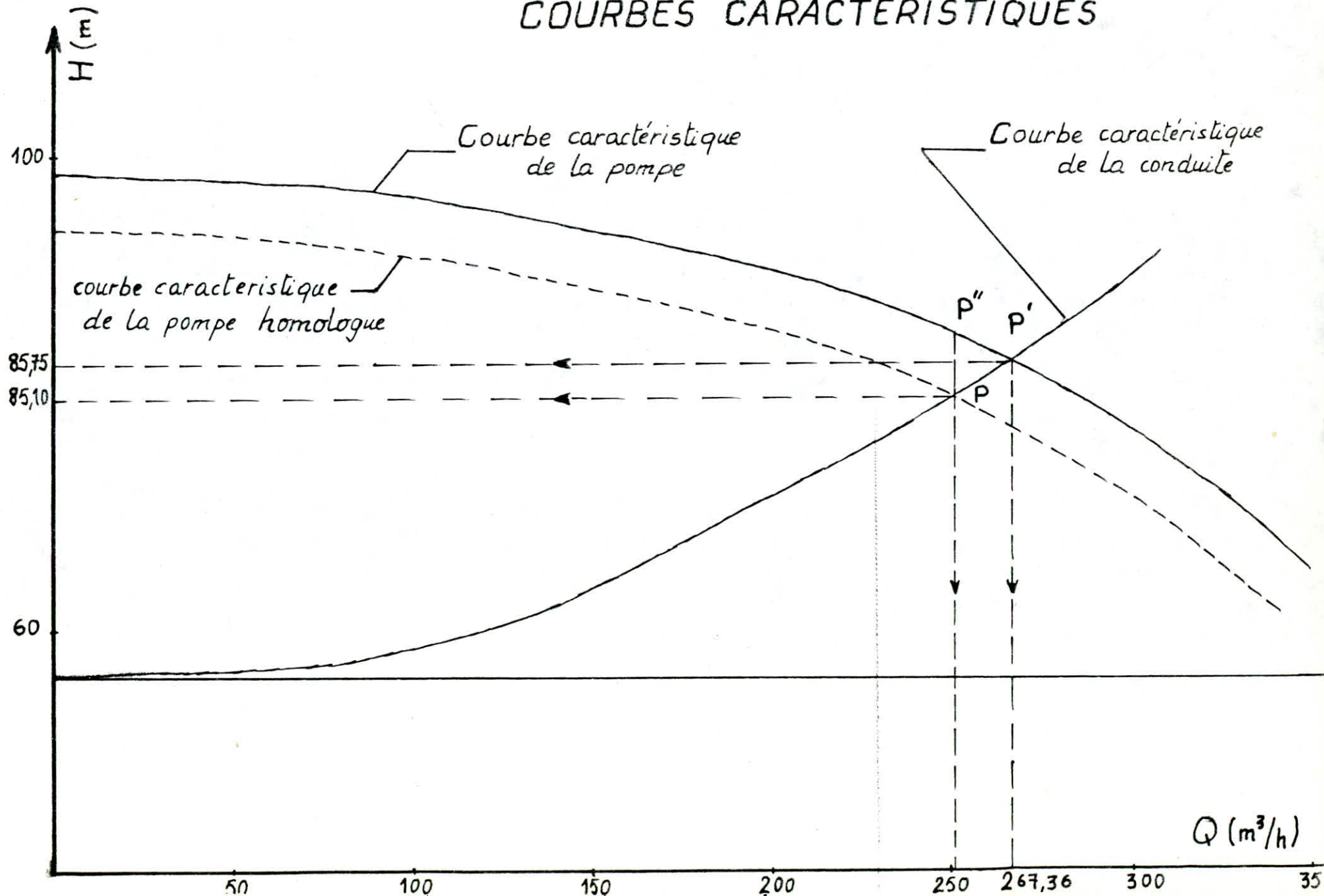
Par conséquent la pompe homologue sera retenue dont les caractéristiques finales sont :

$$N = 2899 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 0,83 \text{ soit } \eta = 83\%$$

$$D = 269 \text{ mm}$$

COURBES CARACTERISTIQUES



Chapitre VIII

Distribution

VIII.1. Réseau de distribution :

Le réseau de distribution de la commune de Wad Lili est du type maillé suivant les entre-croisements des routes.

Le réseau de la commune de Wad Lili est divisé en deux :

- celui de la zone haute (6 mailles) alimenté par le réservoir semi-enterré de 850 m³.
- celui de la zone basse (3 mailles) alimenté par le réservoir semi-enterré de 750 m³.

VIII.2. Calcul du réseau maillé :

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximations successives selon la méthode de HARDY CROSS qui repose sur deux lois :

1^{er} loi : En chaque nœud, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2^e loi : Le long d'un contour fermé et orienté la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

- Principe de calcul :

En partant d'une première approximation satisfaisant la première loi, l'ordinateur du type "ORICATMOS" exécute les approximations

suivant l'organigramme avec :

$$\sum \Delta Q_i < 0,1 \text{ l/s}$$

$$\sum \Delta H_i < 0,02 \text{ m}$$

$$\sum \Delta H = \sum r Q^2$$

où : r est la résistance de la conduite calculée comme suit :

$$r = \frac{8 \cdot L_e \cdot f_c}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Le débit correctif est donné par :

$$\Delta Q = \frac{\sum r Q^2}{2 \sum |r Q|}$$

- Diamètres des conduites :

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre $0,3 \div 1,3 \text{ m/s}$

VIII.3. Détermination des débits aux nœuds :

La détermination du débit soutiré en chaque nœud consiste à délimiter la zone desservie par ce nœud.

La superficie de chaque nœud sera déterminée par la méthode des médiatrices.

Le débit de pointe nécessaire à chaque nœud se déduira de la manière suivante :

$$Q_i = q_{sp} \cdot N_i \cdot K_p$$

où : q_{sp} = consommation spécifique

$$q_{sp} = \frac{Q_{\text{moy. jour}}}{N}$$

N_i = la population dans la zone desservie par ce nœud.

K_p = coefficient de pointe

a) Zone haute :

Données :

$$Q_{\text{moy. jour}} = 3174,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$N = 13650 \text{ hab}$$

$$q_{sp} = \frac{3174,26}{13650} = 0,233 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab}$$

$$q_{sp} = 233 \text{ l/j}/\text{hab}$$

b) Zone basse :

Données :

$$Q_{\text{moy. jour}} = 2372,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$N = 11689 \text{ hab}$$

$$q_{sp} = \frac{2372,32}{11689} = 0,203 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab}$$

$$q_{sp} = 203 \text{ l/j}/\text{hab}$$

55

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

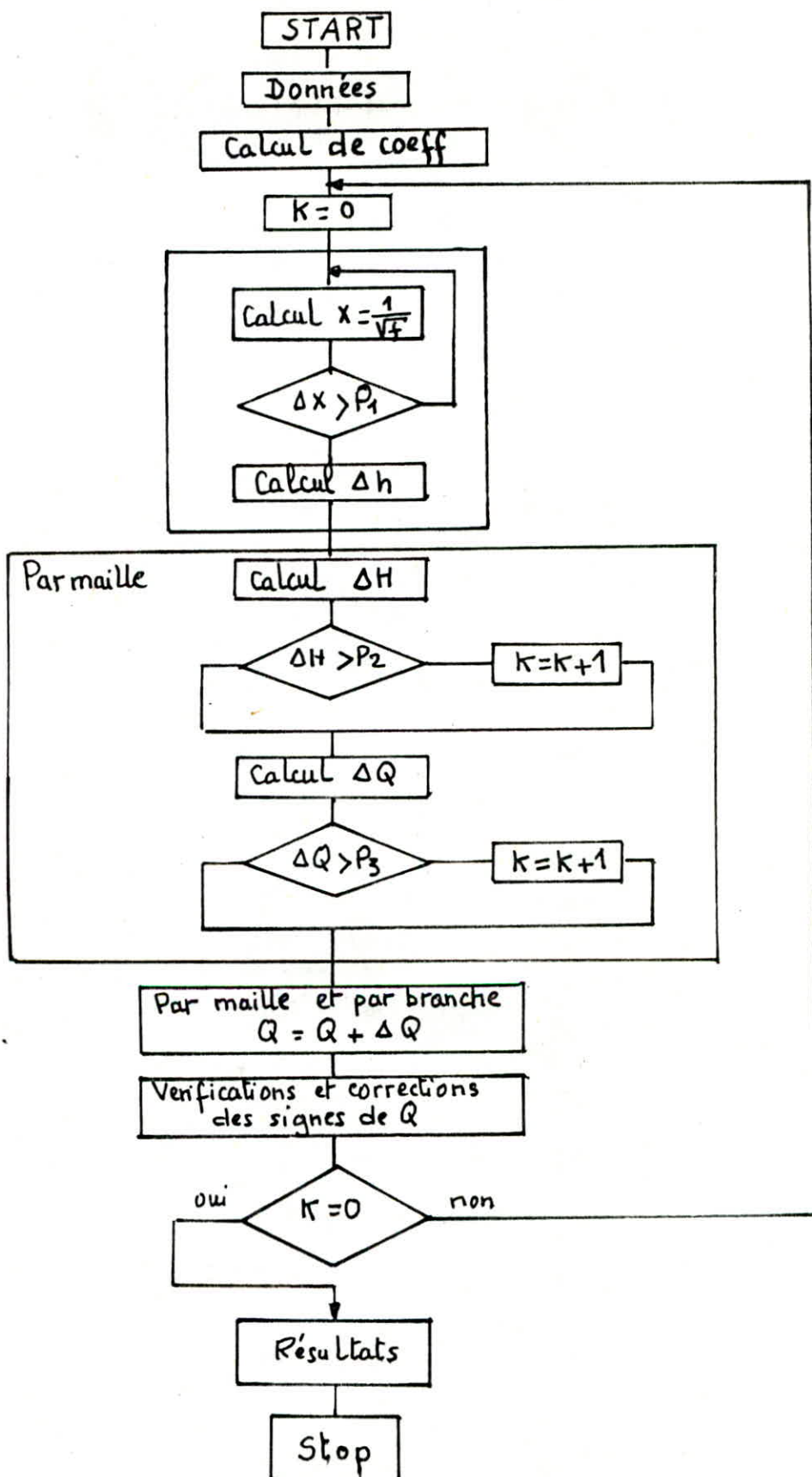
(Zone haute)

Nœuds	N° des mailles	Surfaces en ha	Densité hab/ha	Population hab	consommation spécifique l/j/hab	consommation par nœud l/s	coefficient de pointe	Débits soutires l/s
1	I	3,16	330	1043	233	2,81	2,4	6,74
2	I II	2,75	"	908	"	2,44	"	5,85
3	II	1,65	"	545	"	1,46	"	3,50
4	I II III IV	5,47	"	1805	"	4,86	"	11,66
5	I III	4,17	"	1376	"	3,71	"	8,91
6	III V	3,74	"	1234	"	3,32	"	7,96
7	III V VI	4,13	"	1363	"	3,68	"	8,83
8	V VI	3,97	"	1310	"	3,53	"	8,47
9	VI	2,87	"	947	"	2,55	"	6,12
10	III IV VI	4,35	"	1435	"	3,86	"	9,26
11	IV	2,81	"	928	"	2,50	"	6,00
12	II IV	2,29	"	756	"	2,03	"	4,87

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES (Zone basse)

Nœuds	N° des mailles	Surfaces en ha	Densité hab/ha	Population hab	consommation spécifique l/j/hab	consommation par nœud l/s	coefficient de pointe	débts soutires l/s
1	I	3,68	330	1215	203	2,85	2,4	6,84
2	I II	4,76	"	1571	"	3,69	"	8,85
3	I II III	6,94	"	2290	"	5,83	"	13,99
4	II III	5,84	"	1927	"	4,52	"	10,84
5	III	4,96	"	1637	"	3,84	"	9,21
6	III	3,27	"	1079	"	2,53	"	6,07
7	I III	5,97	"	1970	"	4,62	"	11,09

ORGANIGRAMME POUR RESEAU MAILLÉ



PROGRAMME " REDCROSS"
 POUR LE CALCUL DU RESEAU MAILLE
 (execute' sur ordinateur ORIC)

```

10 DIM M (20,10), L(50), D(50), Q(50), A(50), B(50), C(50),
E(50), H(50), X(50)
20 READ P1, P2, P3, R, V
30 READ M0, B0
40 FOR I = 1 TO M0
50 READ M(I,0)
60 FOR J = 1 TO M(I,0)
70 READ M(I,J)
80 NEXT J
90 NEXT I
100 FOR I = 1 TO B0
110 READ L(I), D(I), Q(I)
120 NEXT I
200 FOR I = 1 TO B0
220 A(I) = 1.971 * V * D(I)
230 B(I) = .2688 * R / D(I)
240 C(I) = 8.266E7 * L(I) / D(I)5
250 X(I) = 6.325
260 NEXT I
290 Δφ = φ
300 FOR I = 1 TO B0

```

.....suite


```

32φ IF Q(I)/A(I) > 924.3 THEN 35φ
33φ Xφ = .198 * SQRT(Q(I)/A(I))
34φ GOTO 4φφ
35φ Xφ = -2 * LOG(A(I) * X(I) / Q(I) + B(I))
36φ IF ABS(Xφ - X(I)) < P1 THEN 39φ
37φ X(I) = Xφ
38φ GOTO 35φ
39φ X(I) = Xφ
40φ H(I) = C(I) * (Q(I) / Xφ)↑2
41φ E(I) = H(I) / Q(I)
42φ NEXT I
43φ K = φ : PRINT Aφ + 1
44φ FOR I = 1 TO Mφ
45φ S1 = φ
46φ S2 = φ
47φ FOR J = 1 TO M(I, φ)
48φ T = ABS(M(I, J))
50φ S1 = S1 + SGN(M(I, J)) * H(T)
51φ S2 = S2 + E(T)
52φ NEXT J
53φ IF ABS(S1) < P2 THEN 56φ
54φ K = 1
56φ D1 = -.5 * S1/S2 : PRINT I, S1, D1

```

..... suite

```

570 IF ABS (D1) < P3 THEN 600
580 K=1
600 FOR J=1 TO M(I,0)
610 T=ABS (M(I,J))
620 Q(T)=Q(T)+SGN (M(I,J))*D1
630 NEXT J
640 NEXT I
660 FOR T=1 TO B0
670 IF Q(T)>0 THEN 750
680 FOR I=1 TO M0
690 FOR J=1 TO M(I,0)
700 IF ABS (M(I,J)) <> T THEN 720
710 M(I,J)=-M(I,J)
720 NEXT J
730 NEXT I
740 Q(T)=-Q(T)
750 NEXT T
760 A0=A0+1
770 IF K=0 THEN 800
780 IF A0=25 THEN 800
790 GOTO 300
800 PRINT " APPROX" , A0
830 PRINT " STRUCTURE"

```

..... suite

```

84φ FOR I=1 TO Mφ
85φ PRINT " MAILLE "; I; " BRANCHES";
86φ FOR J= 1 TO M(I,φ)
87φ PRINT M(I,J);
88φ NEXT J
89φ PRINT
90φ NEXT I
91φ GET A$
92φ PRINT " RESULTATS : NO, Q, V, HP"
93φ FOR I=1 TO Bφ
94φ V=.01 * ( INT( 1273φφ * Q(I) / D(I)↑2))
95φ Qφ=.01 * INT ( 1φφ * Q(I) )
96φ Hφ=.01 * INT ( 1φφ * H(I) )
97φ PRINT I, Qφ, V, Hφ
98φ GET A$
99φ NEXT I
100φ DATA .φφ3, .φ2, .1, .4, 1E-6
101φ DATA .....
1011 DATA .....
1012 DATA L, D, Q, .....
106φ END

```

Résultats de Calcul après la 13^e approximation
(Zone Haute)

N ^o des branches	D mm	L _e m	Q l/s	V m/s	Δh m
1	100	506,00	6,31	0,80	4,94
2	150	102,35	13,05	0,73	0,50
3	100	358,80	4,13	0,52	1,53
4	175	276,00	33,64	1,39	3,91
5	100	233,45	6,88	0,87	2,70
6	100	218,50	1,09	0,13	0,07
7	100	207,00	4,59	0,58	1,08
8	200	448,50	32,56	1,03	2,98
9	100	092,00	11,95	1,52	3,16
10	100	276,00	4,03	0,51	1,13
11	125	370,30	10,96	0,89	3,34
12	100	257,60	2,88	0,36	0,55
13	100	476,10	3,11	0,39	1,17
14	150	650,90	12,65	0,71	3,02
15	100	621,00	0,90	0,11	0,15
16	100	745,20	3,27	0,41	2,03
17	100	357,65	2,84	0,36	0,74

Résultats de Calcul après la 9^e approximation
(Zone Basse)

N° des branches	D mm	Le m	Q l/s	V m/s	Δh m
1	125	155,25	8,41	0,68	0,83
2	100	442,75	2,64	0,33	0,80
3	150	310,50	23,23	1,31	4,74
4	150	706,10	15,25	0,86	4,72
5	100	161,00	6,60	0,84	1,71
6	100	716,45	2,21	0,28	0,92
7	100	793,50	2,02	0,25	0,85
8	125	261,05	11,23	0,91	2,47
9	150	365,50	17,30	0,97	3,12

Tableau des pressions au sol
(zone haute)

Mailles	Trançons	côtes du terrain (m)		ΔH m	côtes piez. (m)		Nœuds	Pression au sol m
		amont	aval		amont	aval		
I	5-4	585,40	563,35	3,91	610,85	606,94	5	25,45
	4-2	563,35	569,00	1,53	606,94	605,41	4	43,59
	2-1	569,00	581,26	-4,94	605,41	610,35	2	36,41
	1-5	581,26	585,40	-0,5	610,35	610,85	1	29,09
II	4-12	563,35	556,00	2,70	606,94	604,24	4	43,59
	12-3	556,00	558,70	-0,07	604,24	604,31	12	48,24
	3-2	558,70	569,00	-1,08	604,31	605,39	3	45,61
	2-4	569,00	563,35	-1,53	605,39	606,92	2	36,39
III	5-6	585,40	578,80	2,98	610,85	607,87	5	25,45
	6-7	578,80	585,00	3,16	607,87	604,71	6	29,07
	7-10	585,00	564,00	1,13	604,71	603,58	7	19,71
	10-4	564,00	563,35	-3,34	603,58	606,92	10	39,58
	4-5	563,35	585,40	-3,91	606,92	610,83	4	43,57
IV	10-11	564,00	544,75	0,55	603,58	603,03	10	39,58
	11-12	544,75	556,00	-1,17	603,03	604,20	11	58,28
	12-4	556,00	563,35	-2,70	604,20	606,90	12	48,20
	4-10	563,35	564,00	3,34	606,90	603,56	4	43,55
V	6-8	578,80	532,50	3,02	607,87	604,85	6	29,07
	8-7	552,75	585,00	0,15	604,85	604,70	8	52,10
	7-6	585,00	578,80	-3,16	604,70	607,86	7	19,70
VI	8-9	552,75	555,00	2,03	604,85	602,82	8	52,10
	9-10	555,00	564,00	-0,74	602,82	603,56	9	47,82
	10-7	564,00	585,00	-1,13	603,56	604,69	10	39,56
	7-8	585,00	552,75	-0,15	604,69	604,84	7	19,69

Tableau des pressions au sol
(zone basse)

Mailles	Trançons	côtes du terrain (m)		ΔH m	côtes piez. (m)		Nœuds	Pression au sol m
		amont	aval		amont	aval		
I	7-1	555,00	527,00	4,72	573,06	568,34	7	18,06
	1-2	527,00	521,83	0,83	568,34	567,51	1	41,34
	2-3	521,83	532,90	- 0,80	567,51	568,31	2	45,68
	3-7	532,90	555,00	- 4,74	568,31	573,05	3	35,41
II	2-4	521,83	529,50	0,92	567,51	566,59	2	45,68
	4-3	529,50	532,90	- 1,71	566,59	568,30	4	37,09
	3-2	532,90	521,83	0,80	568,30	567,50	3	35,40
III	4-5	529,50	544,75	- 0,85	566,59	567,44	4	37,09
	5-6	544,75	548,00	- 2,47	567,44	569,91	5	22,69
	6-7	548,00	555,00	- 3,12	569,91	573,03	6	21,91
	7-3	555,00	532,90	4,74	573,03	568,29	7	18,03
	3-4	532,90	529,50	1,71	568,29	566,58	3	35,39

Équipement du réseau de distribution :

a) Type de canalisation :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en amiante ciment de diamètre compris entre 100 et 200 mm, pouvant supporter une pression de 60 m.

b) Appareils et accessoires :

L'examen du tableau regroupant les résultats de calcul des pressions de service et de vitesses d'écoulement, nous amène à installer les accessoires suivants :

- des reducteurs de pressions seront installés sur les tronçons à forte pression pour la ramener aux alentours de 40 m de colonne d'eau.
- des robinets de décharge seront installés sur les tronçons de faible vitesse, pour un éventuel vidange de la conduite.

Notons que d'autres accessoires seront installés pour l'équipement du réseau de distribution tel que :

- Tés et coudes : pour permettre la prise des conduites secondaires, à partir des canalisations principales.
- Cônes de raccordement : pour raccorder les tuyaux de différents diamètres

Chapitre IX

Protection des conduites contre le coup de belier

IX.1. Etude du coup de belier dans la conduite de refoulement :

IX.1.1. Généralités :

Quand le régime d'écoulement dans une conduite se trouve perturbé brusquement, il se produit une série d'ondes qui se propagent le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison des pertes de charge dues aux forces de frottement.

Ce phénomène est connu sous le nom de coup de belier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux. Il peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service dans la conduite, d'où la nécessité d'étudier ce problème et de mettre en œuvre les moyens appropriés en vue d'atténuer ses effets.

IX.1.2. Moyens de protection :

les moyens destinés à amortir le coup de belier sont nombreux, notre choix s'est orienté vers le réservoir d'air qui est le mieux adapté en raison de son intervention de protéger la conduite contre les dépressions et surpressions.

IX.1.3. Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

Au moment de l'arrêt de la pompe, l'eau qui continue son ascension durant un certain temps sous l'effet de son inertie, occasionnant derrière elle une dépression, retourne vers la pompe. Le clapet anti-retour disposé à l'aval de la pompe se ferme brusquement engendrant ainsi une surpression.

La succession de ces deux phénomènes (surpression et dépression) peut provoquer la rupture de la canalisation. Au moment de la dépression, l'air contenu dans le réservoir se détend suivant la loi adiabotique (sa pression étant plus grande que celle régnant dans la conduite) chassant l'eau vers la conduite.

Au moment de la surpression, l'eau ayant une pression très forte pénètre dans le réservoir, comprimant ainsi l'air qui s'y trouve.

Données du problème :

Longueur de la conduite : $L = 5600 \text{ m}$

Diamètre de la conduite : $\varnothing = 300 \text{ mm}$

Hauteur géométrique de refoulement : $H_g = 56,14 \text{ m}$

Débit refoulé : $Q_0 = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$

Rugosité : $\varepsilon = 0,4 \text{ mm}$

Nature de la conduite : acier

- Principe de Calcul :

- En marche normal, les caractéristiques de la conduite sont :

$$\text{Section droite de la conduite : } S_0 = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$S_0 = \frac{\pi \cdot (0,3)^2}{4} = 0,070686 \text{ m}^2$$

$$\text{Vitesse de l'eau dans la conduite : } V_0 = \frac{Q_0}{S_0}$$

$$V_0 = \frac{0,07}{0,070686} = 0,995 \text{ m/s}$$

$$\text{Célérité de l'onde de propagation : } a = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\pi \cdot D}{E \cdot e}}} \quad (\text{m/s})$$

où :

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

$$\rho = \text{masse volumique de l'eau} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$D = \text{diamètre intérieur de la conduite} = 0,3 \text{ m}$$

$$e = \text{épaisseur de la conduite} = 0,006 \text{ m}$$

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

$$a = \frac{\sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,3}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,006}}} = 1182,53 \text{ m/s}$$

la dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite, si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante.

- Temps aller-retour de l'onde de propagation :

$$T = \frac{2L}{a}$$

$$T = \frac{2.5600}{1182,53} = 9,47 \text{ s}$$

Le maximum du coup de belier : $b = \frac{aV_0}{g}$

$$b = \frac{1182,53 \cdot 0,995}{9,8} = 120,06 \text{ m de colonne d'eau}$$

Surpression : $H = H_g + b$

$$H = 56,14 + 120,06 = 176,20 \text{ m}$$

Depression : $H = H_g - b$

$$H = 56,14 - 120,06 = -63,92 \text{ m}$$

L'experience montre que les pertes de charge diminuent l'effet du coup de belier. Par consequent, il est necessaire de disposer a la base de la cloche un etranglement qui provoquera une perte de charge, laquelle amortira progressivement les oscillations et permettra aussi de reduire le volume de la cloche.

Cet etranglement sera constitue par une tuyere qui presente l'avantage de produire une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'a l'aller.

- Augmentation du volume d'air dans le reservoir quand l'eau monte dans la conduite ou sa diminution quand l'eau descend.

$$U = S \cdot d$$

d : distance parcourue par l'onde au bout de θ (s)

$$d = V_m \cdot \theta$$

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

Au premier temps de l'écoulement $V_m = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$

V_f : vitesse finale choisie à la fin de θ .

- Volume d'air dans le reservoir :

$U = U_0 + \Delta U$ quand l'eau monte vers le reservoir d'eau
(vidange du reservoir d'air)

$U = U_0 - \Delta U$ quand l'eau redescend (remplissage du
reservoir d'air)

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

U_0 : volume initial du reservoir d'air pris arbitrairement.

- Pression dans le reservoir d'air :

On admet que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi
de Poisson.

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z \cdot U^{1,4}$$

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Z : pression dans le reservoir d'air en (m.c.e)

δ_0 : perte de charge dans la conduite en fonctionnement normal en (m)

Z_0 : Pression absolue en (m.c.e)

V : volume d'air \bar{a} l'instant considéré en (m^3)

- Construction de l'épure de Bergeron:

Le diagramme de Bergeron est tracé avec l'axe des abscisses gradué selon les vitesses de l'eau et l'axe des ordonnées selon les pressions.

La droite a/g.s part du point de coordonnées ($V_0, H_0 + 10$) vitesse et pression absolue de l'écoulement en marche normale (perte de charges nom comprises).

L'intersection de la droite a/g.s avec l'horizontale passant par la valeur de la pression régnant dans la conduite donne un point \bar{a} partir duquel la droite (- a/g.s) se réfléchit sur l'horizontale passant par $Z_0 = H_0 + 10$.

La construction de Bergeron se poursuit de la même manière et ce, durant un aller-retour de l'eau.

Principe de calcul :

- Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m$$

$$\Delta U = \frac{\pi \cdot (0,3)^2}{4} \cdot 9,47 \cdot V_m = 0,6694 V_m$$

V_m : vitesse moyenne qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle θ .

En marche normale, les caractéristiques d'air dans le réservoir sont : U_0 et z_0 .

$$z_0 = H_g + 10 \quad (\text{Pression absolue})$$

$$z_0 = 56,14 + 10 = 66,14 \text{ m}$$

la nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide (air) suit la loi de Poisson :

$$(z_0 + s_0) U_0^{1,4} = z \cdot U^{1,4}$$

ou s_0 : perte de charge dans la conduite en fonctionnement normal.

U_0 : volume fixé arbitrairement = 1 m^3 en marche normale.

U : nouveau volume d'air

1,4 : constante adiabatique de l'air

z : nouvelle pression dans le réservoir d'air

Calcul de δ_0 :

$$\delta_0 = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L_e$$

avec $f_c = 0,02231918$

$$V = 0,995 \text{ m/s}$$

$$L_e = 1,15 \cdot L_6 = 1,15 \cdot 5600 = 6440 \text{ m}$$

$$D = 0,3 \text{ m}$$

$$\delta_0 = \frac{0,02231918}{0,3} \cdot \frac{(0,995)^2}{2 \cdot 9,8} \cdot 6440 = 24,20 \text{ m}$$

$$\text{d'où } z = \frac{(56,14 + 10 + 24,20)}{U^{1,4}} \cdot 1^{1,4} = \frac{90,34}{U^{1,4}}$$

$$z = \frac{90,34}{U^{1,4}}$$

- A la montée de l'eau le coefficient de débit de la tuyère est 0,92. On aura alors :

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

On choisit d de telle sorte que : $15 < K < 20$ soit $d = 0,08 \text{ m}$

la perte de charge à la montée de l'eau est évaluée par Δh_1

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

où : c est le coefficient de perte de charge déterminé d'après l'abaque

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{(0,300)^2}{(0,92 \cdot 0,08)^2} = 16,61 \Rightarrow V_1 = 16,61 V_f$$

$$m = \frac{0,92 \cdot d}{D_t}$$

$D_t = 100 \text{ mm}$ (diamètre de la tubulure)

$$m = \frac{0,92 \cdot 0,08}{(0,1)^2} = 0,54$$

ayant $m = 0,54$ on trouve $c = 0,20$ d'après l'abaque

Ainsi :

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot c = \frac{(16,61 V_f)^2}{2 \cdot 9,8} \cdot 0,2 = 2,82 V_f^2$$

- A la descente de l'eau :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 D^2}{d^2} = \frac{2(0,3)^2}{(0,08)^2} = 28,125$$

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = 28,125 \Rightarrow V_2 = 28,125 V_f$$

$$m' = \frac{0,5 d^2}{D_t^2} = \frac{0,5 \cdot (0,08)^2}{(0,1)^2} = 0,32$$

$$m' = 0,32 \longrightarrow c' = 0,47$$

La perte de charge à la descente de l'eau est évaluée par Δh_2

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot c'$$

$$\Delta h_2 = \frac{(28,125 V_f)^2}{2 \cdot 9,8} \cdot 0,47 = 7,77 V_f^2$$

- Pression dans la conduite sans perte de charge :

$$* \text{ Montée de l'eau : } z - \Delta h_1 = z - 2,82 V_f^2$$

$$* \text{ Descente de l'eau : } z + \Delta h_2 = z + 7,77 V_f^2$$

- Pression dans la conduite avec perte de charge :

$$* \text{ Montée de l'eau} = z - \Delta h_1 - f$$

Calcul de f :

$$f = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{V_f^2}{2g} \cdot L_e$$

avec $f_c = 0,02231918$

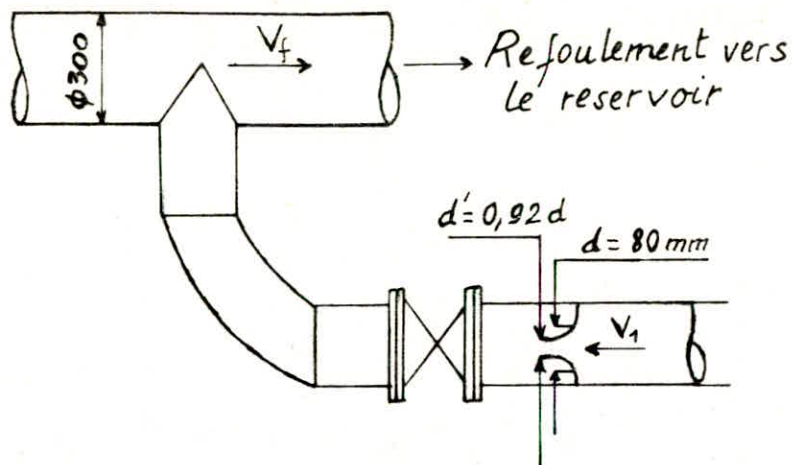
$$f = \frac{0,02231918}{0,3} \cdot \frac{6440}{2 \cdot 9,8} \cdot V_f^2 = 24,44 V_f^2$$

$$z - \Delta h_1 - f = z - 2,82 V_f^2 - 24,44 V_f^2 = z - 27,26 V_f^2$$

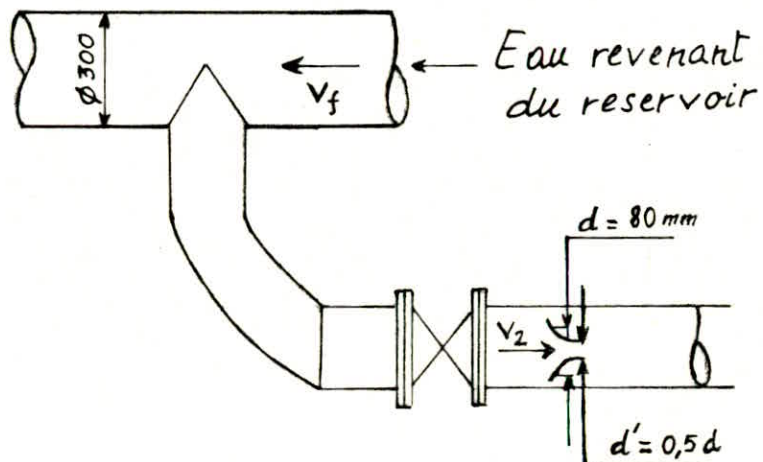
$$* \text{ Descente de l'eau} = z + \Delta h_2 + f$$

$$z + \Delta h_2 + f = z + 7,77 V_f^2 + 24,44 V_f^2 = z + 32,21 V_f^2$$

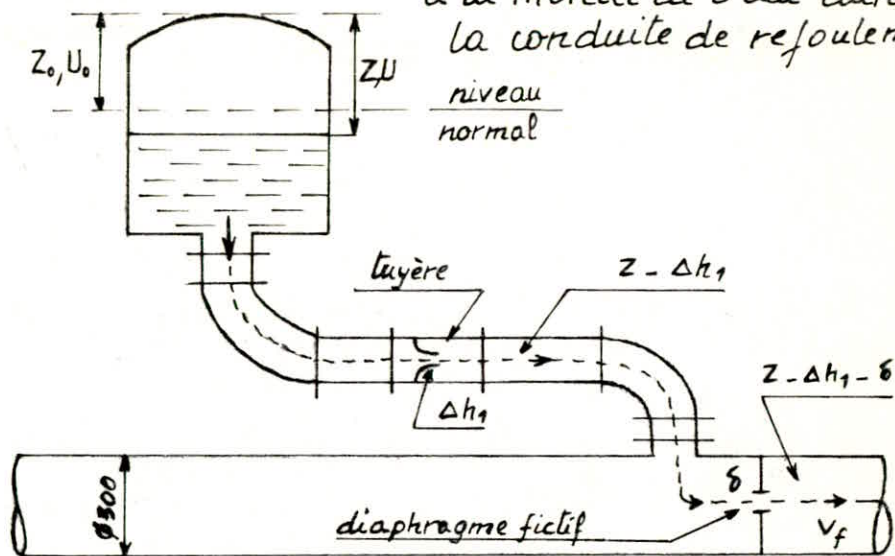
Montée de l'eau vers le reservoir



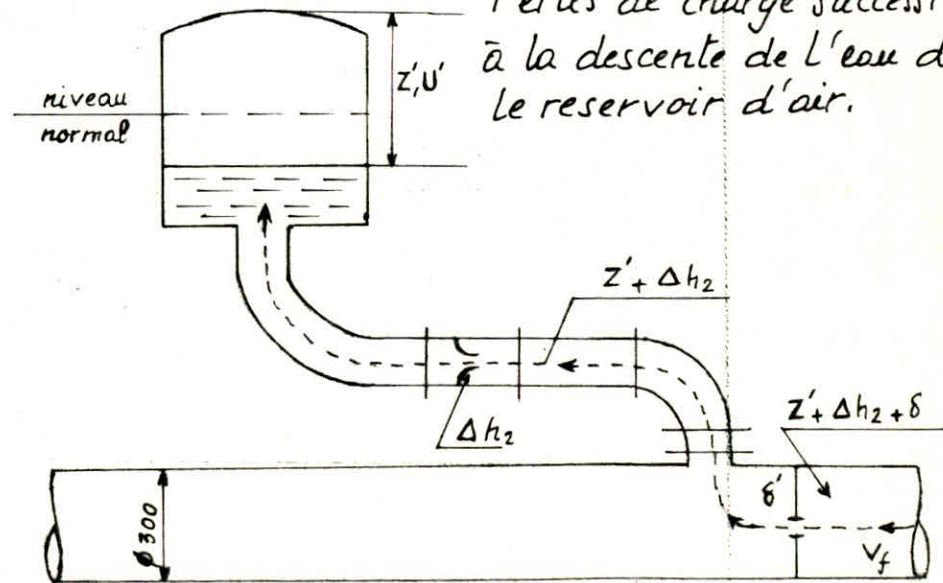
Descente de l'eau vers la pompe



Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite de reforlement



Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le reservoir d'air.



- L'échelle de la pression est graduée à raison de 1 cm pour 10 m.

- 1707,07 seront représentés par 170,707

L'échelle des vitesses est graduée à raison de 1 cm pour 0,1 m/s

soit pour $0,1 \cdot 0,070686 = 0,0070686 \text{ m}^3/\text{s}$

donc $1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera représenté par 141,471 cm

$$\text{ainsi } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{q}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{170,707}{141,471} = 1,21$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} 1,21 \Rightarrow \alpha = 50^\circ 25' 41''$$

PROGRAMME D'ANTI BELIER EXECUTE

79

SUR ORDINATEUR (ORIC)

(Arrêt brusque de la pompe)

```

10 READ L,D,C,R,R1,R2,Z0,Q: INPUT U
20 T1=L/C: PRINT "T="; .02 * INT(100 * T1)
30 PRINT "_N_"; "VOLUME", "CHARGE"; "DEBIT"
40 A=7.702 * D * D/C: P=.01 * Q
50 H=Z0 + R * Q * Q: Z=H + 10
60 D2=.2 * Q: GOTO 200
70 Q1=Q - D1 - D2: U1=U (Q + Q1) * T1
80 Z1=Z * (U/U1)1.4: IF Q1 < 0 THEN 110
90 H=Z1 - R1 * Q1 * Q1 - 10
100 H1=H - R * Q1 * Q1: GOTO 130
110 H=Z1 + R2 * Q1 * Q1 - 10
120 H1=H + R * Q1 * Q1
130 D3=A * (Z0 - H1)
140 IF ABS(D3 - D2) < P THEN 160
150 D2=(D2 + D3)/2: GOTO 70
160 IF Q * Q1 > 0 THEN 180
170 N=N+1
180 U=U1: Z=Z1: Q=Q1: D1=D2
190 J2=.8 * D2: J=J+1
200 PRINT J, .001 * INT(1000 * U), .01 * INT(100 * H),
.001 * (1000 * Q)

```

..... suite

21Ø IF $N > 1$ THEN 25Ø

22Ø IF $M = 3Ø$ THEN 25Ø

23Ø GOTO 7Ø

24Ø DATA (valeurs : L, D, C, R, R₁, R₂, ZØ, Q)

25Ø END

Exécution :

? valeur de U₀
return

Exécution du programme anti-belier

Introduction des données :

$$L = 5600 \text{ m}$$

longueur de la conduite

$$D = 0,3 \text{ m}$$

diamètre de la conduite

$$a = 1182,53 \text{ m/s}$$

célérité de l'onde

$$R = 4898 \text{ m}^{-5} \cdot \text{s}^2$$

résistance de la conduite

$$R_1 = 565 \text{ m}^{-5} \cdot \text{s}^2$$

résistance de la tuyère à la sortie du réservoir.

$$z = 56,14 \text{ m}$$

côte du réservoir aval

$$Q = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

débit initial

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

volume initial d'eau

$$R_2 = 1557 \text{ m}^{-5} \cdot \text{s}^2$$

résistance de la tuyère à l'entrée du réservoir

Résultats obtenus sur ordinateur

N° d'intervalle	Volume d'air U m^3	charge H m	Débit Q m^3/s
0	1,00	80,14	0,07
1	1,574	36,25	0,0513
2	1,89	26,48	0,0154
3	1,88	27,70	- 0,0174
4	1,613	38,50	- 0,0390
5	1,242	58,92	- 0,0393
6	0,976	83,62	- 0,0168
7	0,969	84,01	- 0,0153

TABLEAU DE CALCUL DU COUP DE BELIER (Arrêt brusque)

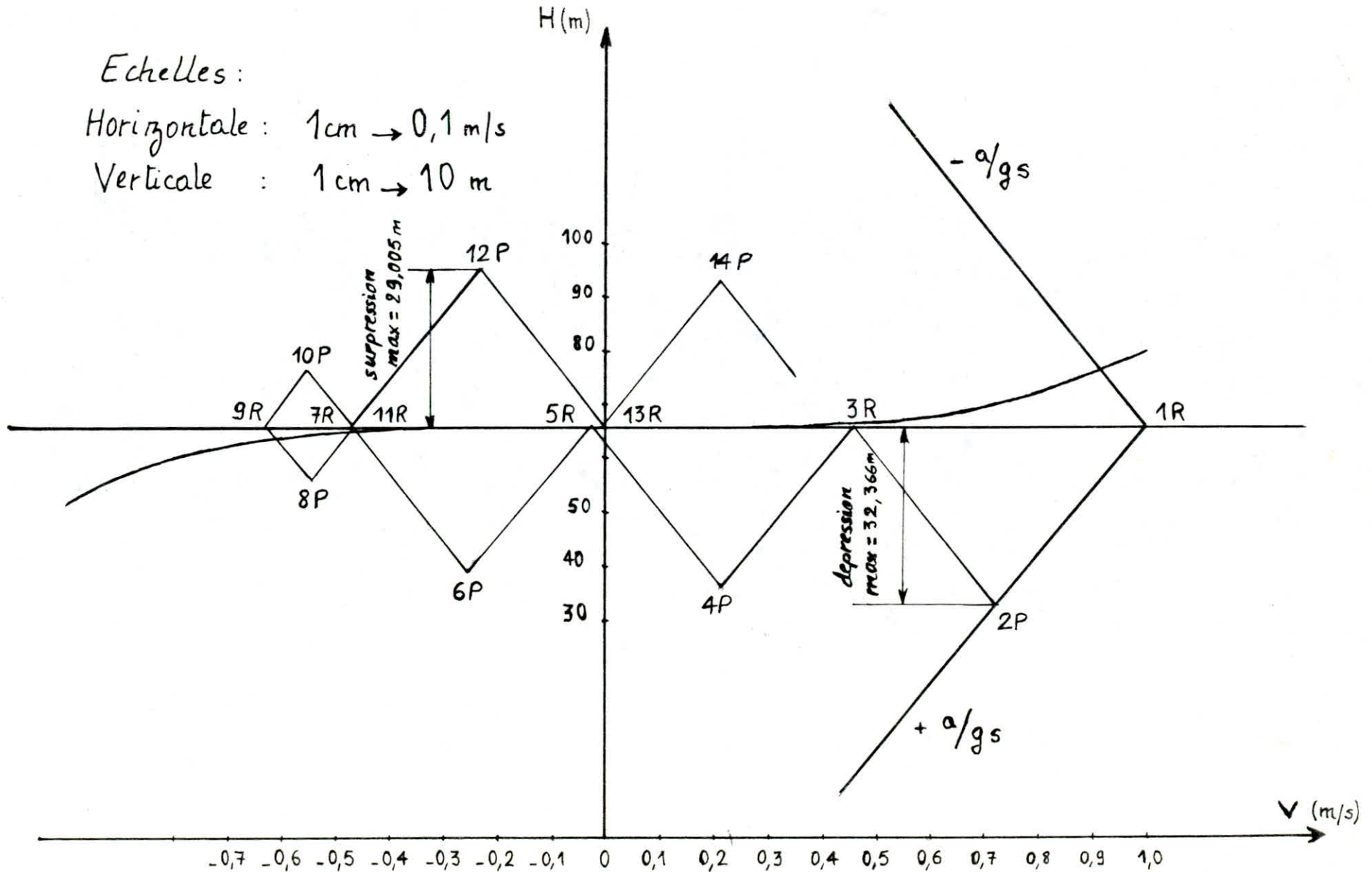
Intervalle de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta V = 50 V_m$	Volume d'air V (m ³)	Pression ds le reservoir d'air: $Z = \frac{90,34}{4,74}$	P. d. c ds la tuyère * Montée: $\Delta h_1 = 2,82 V_f^2$ * Descente: $\Delta h_2 = 7,71 V_f^2$	Pression ds la conduite avec p.d.c * Montée: $Z - \Delta h_1$ * Descente: $Z + \Delta h_2$	P. d. c au refoulement $\delta = 24,44 V_f^2$	Pression ds la conduite sans p.d.c * Montée: $Z - 27,26 V_f^2$ * Descente: $Z + 32,21 V_f^2$	Vitesse ds la tubulure de branchement * Montée: $V_1 = 16,61 V_f$ * Descente: $V_2 = 28,125 V_f$	Vitesse lue au le gage: V_f	Désignation du point	Vitesse moyenne: V_m	Vitesse finale choisie: V_f	Observations
0	0,0	1,0	90,34			24,196			$V_0 = 0,995$	1R	-		Marche normale
1 θ	0,574	1,574	47,87	1,548	46,412	12,634	33,778	11,942	0,719	2P	0,857	0,719	Montée à l'eau vers l.
2 θ	0,316	1,890	37,05	0,143	36,907	1,237	35,669	3,737	0,225	4P	0,472	0,225	"
3 θ	-0,01	1,880	37,33	0,505	37,835	1,589	39,424	7,172	-0,255	6P	-0,015	-0,255	Descente à l'eau vers
4 θ	-0,267	1,613	46,26	2,291	48,551	7,206	55,757	15,272	-0,543	8P	-0,399	-0,543	"
5 θ	-0,371	1,242	66,70	2,480	69,180	7,802	76,982	15,891	-0,565	10P	-0,554	-0,565	"
6 θ	-0,266	0,976	93,46	0,407	93,867	1,282	95,149	6,441	-0,229	12P	-0,397	-0,229	"
7 θ	-0,007	0,969	94,41	0,339	94,071	1,068	95,817	5,878	0,209	14P	-0,010	0,209	"

EPURE DE BERGERON

Echelles :

Horizontale : 1cm \rightarrow 0,1 m/s

Verticale : 1cm \rightarrow 10 m



- Dimensionnement du réservoir d'air :

- On choisira une cuve cylindrique de diamètre intérieur égal à 1 m

On aura donc :

1/ Hauteur du réservoir : $H_T = \frac{V_T}{\pi \cdot r^2}$

$$U_{\max} = 1,89 \text{ m}^3$$

$$U_{\min} = 0,969 \text{ m}^3 \quad \text{d'où } V_T = 2 \text{ m}^3 \quad (\text{capacité totale de la cloche})$$

$$H_T = \frac{2}{\pi \cdot (0,5)^2} = 2,546 \text{ m}$$

2/ Hauteur du niveau minimum d'eau :

$$V_{\min} = V_T - V_{\max}$$

$$V_{\min} = 2 - 1,89 = 0,11 \text{ m}^3$$

$$H_{\min} = \frac{0,11}{\pi \cdot (0,5)^2} = 0,14 \text{ m}$$

3/ Niveau d'eau en marche normale :

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

$$H_0 = \frac{U_0}{\pi \cdot r^2} = \frac{1}{\pi \cdot (0,5)^2} = 1,27 \text{ m}$$

4/ Niveau d'eau maximum :

$$V_{\text{eau}} = U_{\max} - U_{\min} = 2 - 0,969 = 1,031 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{eau}} = V_T - U_{\min}$$

$$H = \frac{1,031}{\pi \cdot (0,5)^2} = 1,31 \text{ m}$$

$$H_{\max} = H_T - H = 1,24 \text{ m}$$

Caractéristiques finales du réservoir d'air :

la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal de $1,89 \text{ m}^3$. A ce moment il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera donc prévu à cet effet une cloche d'une capacité totale de 2 m^3 dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que 1 m^3 .

Etant donné que l'air emmagasiné dans le réservoir a tendance à se dissoudre dans l'eau, une compression d'air s'impose en vue d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée correspondant au volume occupé par l'air en exploitation normale.

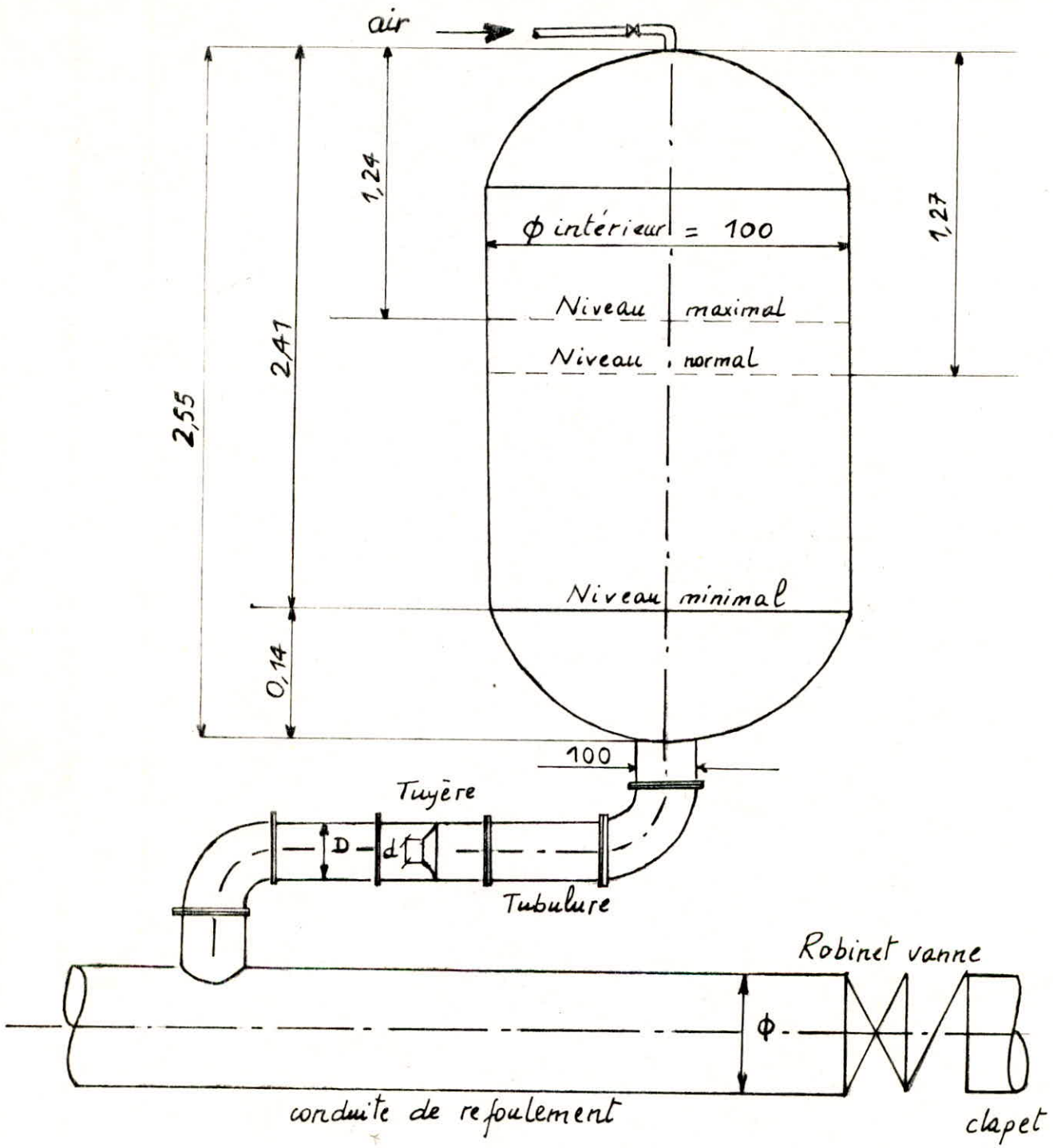
Le compresseur fonctionnera automatiquement dès que le niveau de l'eau remonte par suite de la dissolution de l'air.

Notons que notre étude s'est limitée au calcul du coup de bélier à l'arrêt brusque de la pompe, vu que cet impératif est inopiné et imprévisible.

Pour le démarrage de la pompe, il suffit de disposer d'un robinet vanne manœuvré progressivement en vue de ne pas perturber le régime d'écoulement dans la conduite, par suite limiter les surpressions et dépressions.

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

87



IX.2. Étude du coup de belier dans l'adduction gravitaire :

- Les adductions gravitaires n'échappent pas au phénomène du coup de belier qui se manifeste au moment de l'ouverture ou de la fermeture (brusque ou lente) de la vanne de régularisation qui se trouve à l'aval de l'adduction. Pour éviter que la canalisation soit sollicitée par des dépressions et des surpressions importantes, nous soumettons la vanne de régularisation à une allure de fermeture. On se fixe un temps de fermeture, si les surpressions et les dépressions sont admissibles, on optera pour cette allure de fermeture.

Si au contraire, les dépressions et les surpressions sont grandes, on augmentera le temps de fermeture afin d'avoir une allure convenable.

IX.2.1. Principe de calcul :

Données de départ :

- diamètre de la conduite : $D = 350 \text{ mm}$
- épaisseur de la conduite : $t' = 6 \text{ mm}$
- nature de la conduite : acier
- longueur de la conduite : $L = 510 \text{ m}$
- pression statique : $h_0 = 25,5 \text{ m}$
- débit véhiculé : $Q = 0,06589 \text{ m}^3/\text{s}$
- coefficient de compressibilité de l'eau : $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$

On considère la vanne comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit "m" constant et une aie "Av" variable.

$$Q = V.A = m . A_v \sqrt{2gh} \tag{1}$$

où :

V : vitesse débitaire de la conduite

A : section de la conduite

h : hauteur piézométrique au niveau de la vanne

h₀ et V₀ sont respectivement les valeurs de la pression et de la vitesse dans les conditions normales.

$$V_0 . A = m . A_{v0} \sqrt{2gh_0} \tag{2}$$

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

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h}{h_0}} \tag{3}$$

La surpression engendrée par la fermeture est donnée par :

$$\Delta h = \frac{c . \Delta U}{g} \tag{4}$$

$$\frac{V - \Delta U}{V} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h_0 + \Delta h}{h_0}} \tag{3'}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c . V_0}{g . h_0} \cdot \frac{\Delta U}{V_0} \tag{4'}$$

En posant $\frac{V}{V_0} = \alpha$; $\frac{\Delta U}{V_0} = x$; $\frac{A_v}{A_{v0}} = \beta$; $\frac{h}{h_0} = \gamma$ et $\frac{c . V_0}{g . h_0} = \lambda$

L'équation (3') devient : $\alpha - x = \beta \sqrt{\gamma + \lambda x}$

soit : $x^2 - (2\alpha + \beta^2 \lambda)x + (\alpha^2 - \beta^2 \gamma) = 0$

$$x = \frac{(2\alpha + \beta^2 \lambda) - \sqrt{\beta^4 \lambda^2 + 4\beta^2(\alpha \lambda + \gamma)}}{2} = \frac{\Delta U}{V_0}$$

- Determination de φ :

vitesse uniforme de fermeture de la vanne : U

$$x = v \cdot t$$

$$k = r - x$$

avec t : temps de fermeture

$$r^2 = k^2 + a^2 \Rightarrow a^2 = r^2 - k^2 \Rightarrow a = \sqrt{r^2 - k^2}$$

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{a}{r} \Rightarrow \varphi = 2 \arcsin \frac{a}{r}$$

$$\text{d'où } \varphi = 2 \arcsin \sqrt{\frac{r^2 - k^2}{r^2}}$$

- Determination de $\frac{A_v}{A_{v_0}}$

$$\Delta A_v = \frac{r^2}{2} \left[\frac{\varphi}{180^\circ} \cdot \pi - \sin \varphi \right]$$

$$A_{v_0} = \pi \cdot r^2$$

$$A_v = A_{v_0} - \Delta A_v$$

$$\frac{A_v}{A_{v_0}} = 1 - \frac{\Delta A_v}{A_{v_0}}$$

$$\text{d'où } \frac{A_v}{A_{v_0}} = 1 - \frac{\varphi}{360^\circ} + \frac{\sin \varphi}{2\pi}$$

Le temps d'aller et retour de l'onde : $t_r = \frac{2L}{a}$

la fermeture est lente si $t > t_r$

la fermeture est brusque si $t \leq t_r$

la pression engendrée par l'onde au bout de t (s)

correspondant à la première fermeture partielle est alors égale

$$\bar{a} \quad (h_0 + h)_t$$

PROGRAMME SUR TI 59

91

(Allure de fermeture de la vanne)

2nd LBL A RCL 20 x 4 ÷ 2nd π ÷ RCL 02 x² = STO 06 R/S RCL 01 ÷

1000 ÷ (1 + RCL 01 x RCL 02 ÷ RCL 03 ÷ RCL 04) = \sqrt{x} STO 05 R/S

2nd LBL B RCL 00 ÷ RCL 05 x 2 = STO 19 R/S RCL 05 x RCL 06 ÷

9.8 ÷ RCL 07 = STO 08 R/S

2nd LBL C RCL 12 ÷ RCL 08 = STO 14 R/S RCL 12 R/S 1 - RCL 14 =

STO 10 R/S (1 + RCL 12) \sqrt{x} STO 13 1/x x RCL 10 = STO 09 R/S

1 + RCL 12 = STO 15 R/S

2nd LBL D (2 x RCL 14 - RCL 10) 2nd x \Rightarrow E 2 x RCL 14 = STO

11 R/S 2 x RCL 12 = R/S RCL 10 - RCL 11 = STO 10 R/S RCL

10 ÷ RCL 13 = STO 09 R/S RCL 15 R/S

2nd LBL E RCL 10 R/S RCL 10 x RCL 08 = STO 16 R/S 0 R/S 0

R/S 2 - RCL 15 + RCL 16 = STO 17 R/S

2nd LBL 2nd A' 0 R/S 0 R/S 0 R/S 0 R/S 2 - RCL 17 = STO 17 R/S

Introduction des données :

L → 00 Q → 20 K → 01 D → 02 E → 03

E' → 04 h₀ → 07 $\Delta h/h_0$ → 12

A = v₀ 06 R/S = C 05 B = t_r 19 R/S = $\frac{\Delta h/h_0}{\Delta v/v_0}$ 08

C = $\Delta v/v_0$ R/S = $\Delta h/h_0$ R/S = v/v₀ R/S = A_v/A_{v0} R/S = h/h₀

D = -"- R/S = -"- R/S = -"- R/S = -"- R/S = -"-

D → $\Delta v/v_0$ R/S → $\Delta h/h_0$ R/S → 0 R/S → 0 R/S → h/h₀

2nd A' → 0 R/S → 0 R/S → 0 R/S → 0 R/S → 2 - h/h₀

TABLEAU DE CALCUL DU COUP
DE BELIER (Allure de fermeture)

N°	$t(s)$	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\frac{\Delta h}{h_0}$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{A_v}{A_{v_0}}$	$\frac{h}{h_0}$	$h(m)$
1	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	25,50
2	0,887331379	0,187615169	0,6	0,812384831	0,6422466	1,60	40,80
3	1,774662758	0,375230338	1,2	0,437154493	0,3456009718	1,60	"
4	2,661994137	"	"	0,061924155	0,048955343	1,60	"
5	3,549325516	0,061924155	0,1980356555	0,00	0,00	0,598	15,249
6	4,436656895	0,00	0,00	0,00	0,00	1,402	35,751
7	5,323988274	0,00	0,00	0,00	0,00	0,598	15,249

L'onde continue à osciller entre 15,249 et 35,751

Le calcul se poursuit ainsi de suite jusqu'au temps t_c , lorsque celui-ci est atteint la vanne est complètement fermée.

Pour un temps $(t_c + t)$ l'onde engendrée à l'instant t réfléchi par l'extrémité amont de la conduite, atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique de $2 \left(\frac{\Delta h}{h_0} \right) t$

Les résultats de calcul ont été obtenus par le calculateur de poche du type "TI 59"

Conclusion:

À la lumière des résultats obtenus, il ressort que le temps de fermeture de la vanne doit être au moins égale à 3,549 secondes, temps auquel la pression due à l'onde s'élève à 15,25 en mètre de colonne d'eau. L'onde continue à osciller entre 15,25 et 35,75 mètres de colonne d'eau.

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

Chapitre X

Protection des conduites contre la corrosion

La pose des conduites dans le sol nécessite certaines données du terrain pour pouvoir mettre en évidence le phénomène de corrosion et l'éviter par un des moyens de protection s'adaptant à ce cas.

X.1. Généralités :

La corrosion des canalisations en acier se traduit par la destruction progressive de ces dernières sous l'action du milieu ambiant.

- Corrosion chimique :

C'est une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

- Corrosion électrochimique :

Elle est due à l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

X.2. Corrosion par formation de pile :

Ce cas se présente sous deux aspects :

- couple galvanique : piles constituées de métaux différents.
- deux métaux à potentiels d'équilibre différents reliés électriquement et plongés dans un électrolyte formant une pile.
- pile de concentration ou pile géologique : quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes, on obtient une pile de concentration.

X.3. Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure:

La corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

X.4. Protection contre la corrosion:

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante et d'assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.

- En plus des dispositions qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, on doit procéder nécessairement à une protection cathodique.

- Protection cathodique par anode réactive:

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de la cathode.

Cette protection n'est valable que pour des réseaux de petits diamètres et de faibles longueurs.

- Protection cathodique par soutirage de courant:

Le procédé consiste, à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive est une anode métallique.

Chapitre XI

Pose des canalisations

Dans notre projet on a choisi la pose en tranchée, parmi les précautions qu'il conviendra de prendre en exécution, selon les circonstances, on mentionnera en particulier les suivantes:

- * la largeur de la tranchée est de 0,70 m pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm cette largeur doit être augmentée. Elle pourra être calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté.

$$B = D + 2 \cdot 0,30 = D + 0,60$$

où B : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite

- * Le lit de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite ont une bonne importance pour la bonne tenue des réseaux.

lorsque le terrain est bon, pas risque d'affaissement dus aux variations de charges et ne présentent pas d'arrêtes rocheuses susceptible d'endommager les conduites, ceux ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins de 0,20 m d'épaisseur. Dans les terrains les plus mauvais, on peut soit disposer d'un important lit de sable, soit de confectionner une dalle en béton armé.

Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15 ÷ 0,20 m d'épaisseur par :

- du gravier dans les terrains ordinaires
- des pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables.
- par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses.

* la profondeur doit être sensiblement constante et doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de température et d'autre part contre le risque d'écrasement ou de désorganisation sous l'effet des charges et des surcharges. Quant à la protection contre les pressions extérieures et les chocs dus aux surcharges, on imposera en principe une couverture épaisse de 1,20 m de sable. Mais si les charges sont élevées il est nécessaire de reprendre les efforts correspondants en moyen d'une dalle en béton armé.

Epreuve sur canalisation en place :

Après la pose des conduites et avant le remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par tronçon les essais de pression d'épreuve.

Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve et la durée d'épreuve est d'au moins 30 minutes. Une fois la pression d'épreuve est atteinte on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et des joints.

97

Remblai de la tranchée :

On procède au remblaiement définitif pour un remblai de gravier naturel pour éviter la corrosion par couches successives bien pillonnées jusqu'à 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite puis le remblayage sera achevé à l'aide du tout venant.

2^{ème} PARTIE
ASSAINISSEMENT

Chapitre I

Présentation et étude du problème

I.1. Généralités :

La commune de Wad lili ne dispose d'aucune unités industrielles, par conséquent les seules eaux à évacuer sont donc :

- les eaux pluviales ou de ruissellement.
- les eaux usées d'origine domestiques

les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, de lavage et les eaux de drainage.

les eaux usées d'origine domestique comprennent les eaux ménagères et les eaux de vanne.

I.2. Situation actuelle du réseau d'assainissement :

Wad lili a un réseau de canalisation construit en même temps que le réseau d'alimentation en eau. le réseau a vieilli et laissé à l'abandon à cause du manque d'entretien systématique, les tuyaux du réseau sont en fonte. L'environnement est menacé par les eaux usées fortement polluées et dangereuses du point de vue hygiénique et technique.

I.3. Position du problème et objet de l'étude :

A la lumière de la situation décrite ci-dessus, il ressort que le redimensionnement et la rénovation du réseau d'assainissement s'impose.

L'agglomération urbaine est divisée en bassins d'apports partiels. Chacun des bassins est drainé par un égout en système unitaire (faisant la collecte des eaux domestiques et pluviales) qui devra se jeter dans le collecteur principal.

Pour notre projet nous projetons la réalisation de deux collecteurs principaux (A et B)

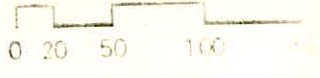
- Condition de fonctionnement du réseau d'assainissement :

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

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

Notons que la condition d'auto-curage ne serait satisfaite que pour des vitesses se situant entre 0,6 m/s et 4 m/s.





II



Chapitre II

Calcul du réseau

II.1. Les eaux usées :

Les débits des eaux usées sont faiblement calculés d'après les eaux consommées. Selon les normes 20% des eaux asservies seront perdues au cours de l'utilisation, ainsi 80% des eaux consommées seront rejetées.

II.2. Les eaux pluviales

le calcul des eaux pluviales, pour l'horizon 2000 est effectué selon la méthode qui fait intervenir les paramètres suivants:

C : coefficient de ruissellement qui varie selon l'inclinaison, le genre et la densité de la surface à drainer.

i : intensité des précipitations (l/s/ha)

S : surface du bassin d'apport (ha)

Tous ces paramètres sont regroupés selon la formule suivante :

$$Q = CIA \quad (l/s)$$

- Intensité de la pluie :

Nos calculs ont été menés avec une durée de pluie $t = 15 \text{ mn}$, le dimensionnement du réseau unitaire a été effectué pour une période de retour de 2 ans.

Une précipitation pluviale est caractérisé par son intensité, sa durée et sa fréquence.

$$T = \frac{1}{F}$$

$$T = 2 \text{ ans}$$

F: fréquence de de passage

$$i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$$

b: exposent climatique

En se référant à la courbe intensité de pluie (annexe)
on trouve :

$$t = 15 \text{ mn}$$

$$T = 2 \text{ ans}$$

$$n = 1/2$$

abaque

$$i = 0,59 \text{ mm/mn}$$

$$\text{soit } i = 35,4 \text{ mm/h}$$

comme 1 mm représente 2,78 l/s/ha, nous déduisons l'intensité
de pluie i :

$$1 \text{ mm} \longrightarrow 2,78 \text{ l/s/ha}$$

$$35,4 \longrightarrow i$$

$$i = 2,78 \cdot 35,4 = 98,41 \text{ l/s/ha}$$

$$i = 98,41 \text{ l/s/ha}$$

- En se basant sur les résultats relatifs aux consommations totales
journalières d'eau potable (voir partie A.E.P) et en respectant
les delimitations des bassins, on calcule les quantités d'eaux
potables consommées par chacun des bassins I et II.

Les calculs sont consignés dans le tableau suivant :

N° des bassins	Surface A (ha)	Densité (hab/ha)	Nombre d'habitants	Débit de consommation (l/s)	Débit de pointe (l/s)	Débit de rejet (l/s)
I	45,15	330	14900	31,04	74,50	59,60
II	31,63	330	10439	21,75	52,20	41,76

- Calcul du débit spécifique :

Il se calcule d'après la formule suivante :

$$q_{sp} = Q_u / A \quad (\text{l/s/ha})$$

où Q_u : débit de rejet en l/s

A : surface totale à assainir en ha.

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont dressés sur un tableau de 26 colonnes.

Conclusion :

L'analyse des résultats regroupés dans le tableau nous montre que la condition d'auto-curage est satisfaite.

Chapitre III

Station d'épuration

Les eaux usées s'acheminent vers la station d'épuration qui subiront un traitement avant d'être déversées dans l'oued.

Chapitre IV.

Eléments constitutifs du réseau

les éléments constituant le réseau d'égout se subdivise en :

- ouvrages principaux.
- ouvrages annexes.

IV.1. Ouvrages principaux :

Pour notre étude nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme des diamètres de ϕ 250 jusqu'à ϕ 3000

Ceci correspond bien à notre cas où les diamètres se situent entre 400 mm et 1000 mm.

Ils sont assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en élastomère, livrées avec les tuyaux.

IV.2. Ouvrages annexes :

Notre présente étude préconise la réalisation des regards de visite (voir fig ①) installés à chaque jonction de canalisation, à chaque changement de direction ; dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m ou maximum.

Regard de visite

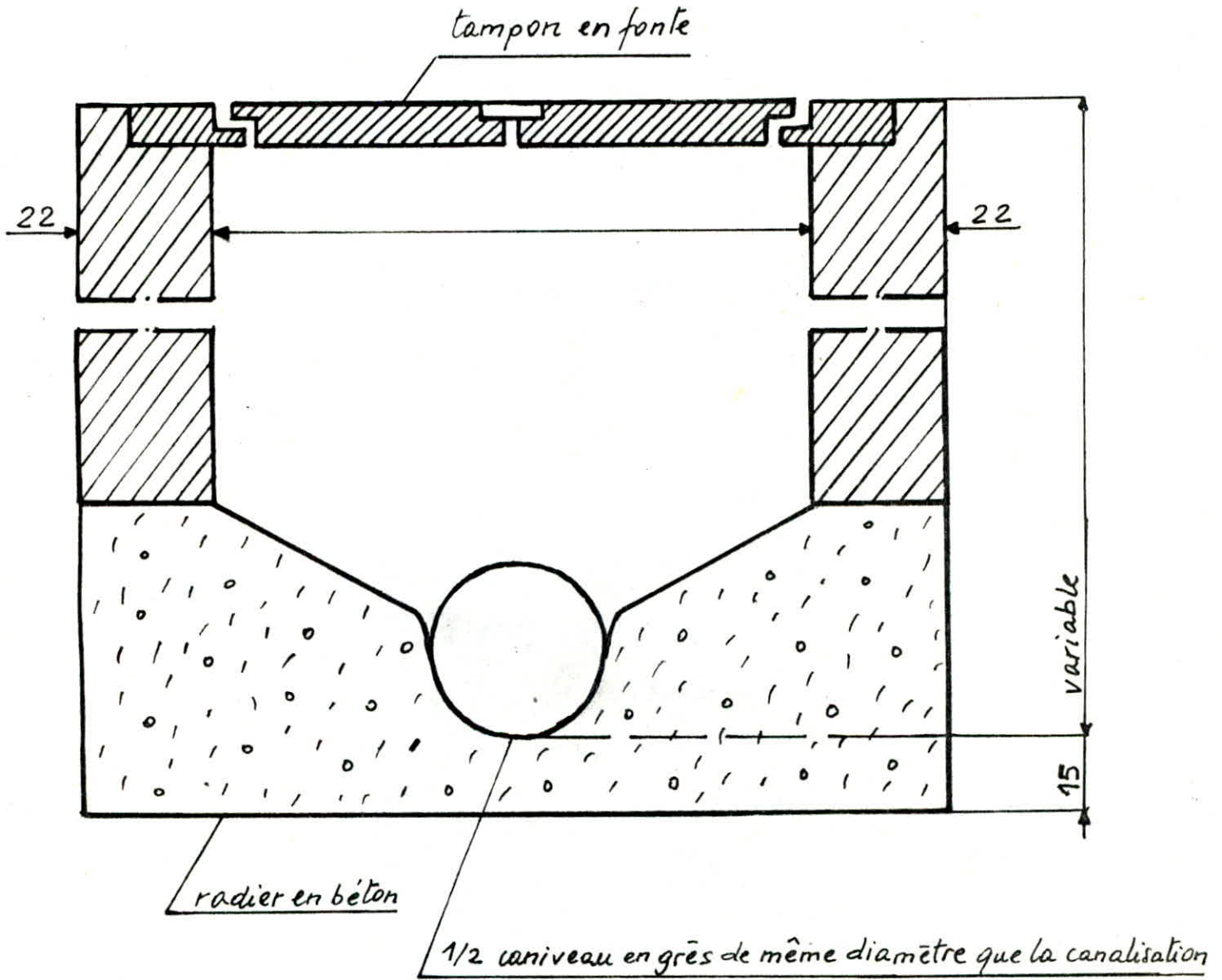


fig ①

Chapitre V

Directives et recommandations pour l'exécution des travaux et l'exploitation du réseau.

V.1. Emplacement des canalisations :

les égouts seront placés dans les rues de moins de 15 m de largeur, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'avère indispensable.

V.2. Exécution de la tranchée :

la largeur de la tranchée doit être au moins égale à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m pour les mauvais terrains.

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

V.3. Pose des canalisations :

la pose doit s'effectuer à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont. le calage provisoire des canalisations sera réalisé de mottes de terre tassées ou de coins en bois.

V.4. Essai du réseau :

Cet essai portera sur des conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à intervalles successifs de 10 à 20 l d'eau selon le diamètre de la canalisation. Ce qui permettra de vérifier

le passage des ondes pour chaque déversement dans le regard aval.

V.5. Remblaiement des tranchées :

Le premier remblaiement doit s'effectuer à la main avec la terre, des déblais expurgés de tout élément susceptible de porter préjudice aux tuyaux, ce remblaiement s'effectuera jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

La seconde étape s'effectuera en couches n'excédant pas 0,30 m à l'aide d'engins mécaniques.

V.6. Nettoyage du réseau d'égout :

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons de canalisation. Ce nettoyage peut s'effectuer au moyen de l'eau sous une pression de 40 à 100 m.c.a. selon le cas. On utilisera, donc des engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par un moteur électrique et à l'extrémité du tuyau de refoulement une tête disposée comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

CONCLUSION

Le long de cette étude, nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant vu les considérations économiques du projet.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux, nous permettant l'estimation ou l'obtention de résultats précis.

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent eu recours, faute de mieux, à des ouvrages ou des publications étrangères.

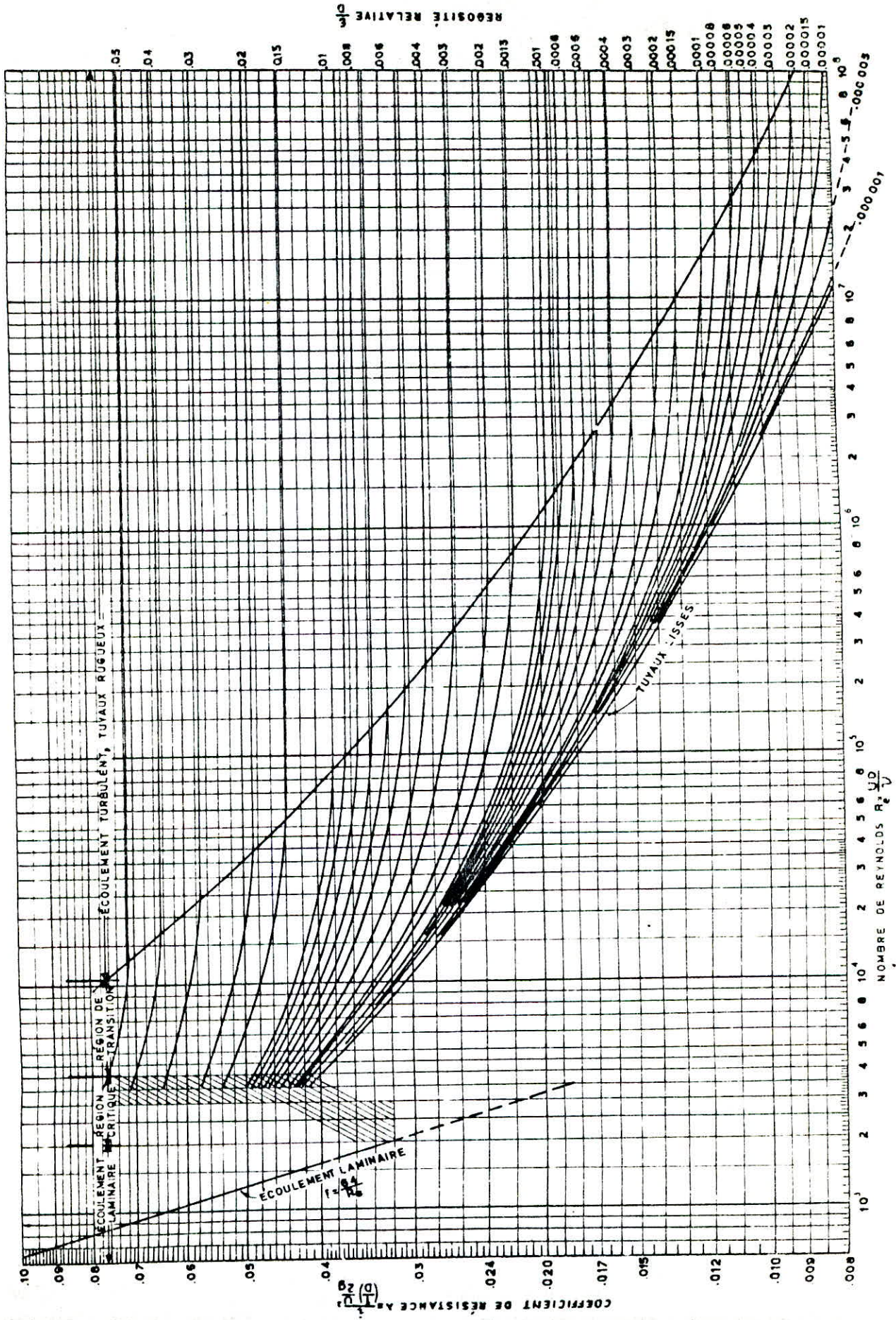
Nous pensons que les services de la statistique et les différents laboratoires concernés doivent élargir leurs informations et se doivent aussi d'établir des données propres à notre pays.

Aussi, par manque d'informations sur la production nationale en matière d'équipement hydraulique, nos choix se sont portés sur les équipements produits par les entreprises étrangères (Le choix des pompes aurait pu être effectué sur les pompes "SONACOME BEROUAGHIA" à la place des pompes "JEUMONT SCHNEIDER".

Enfin, nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la commune de Wad Lili.

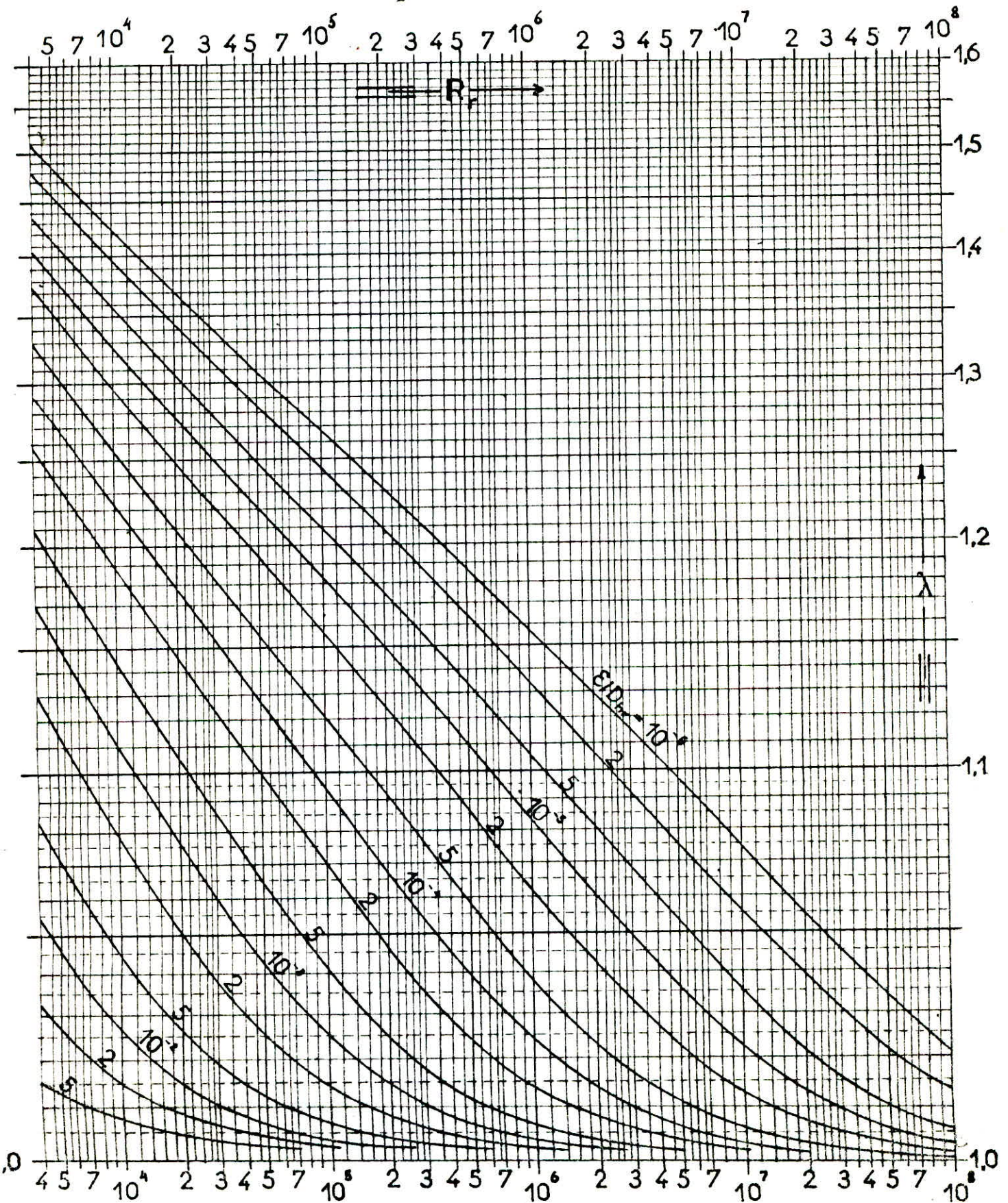
46 - Diagramme de Moody

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

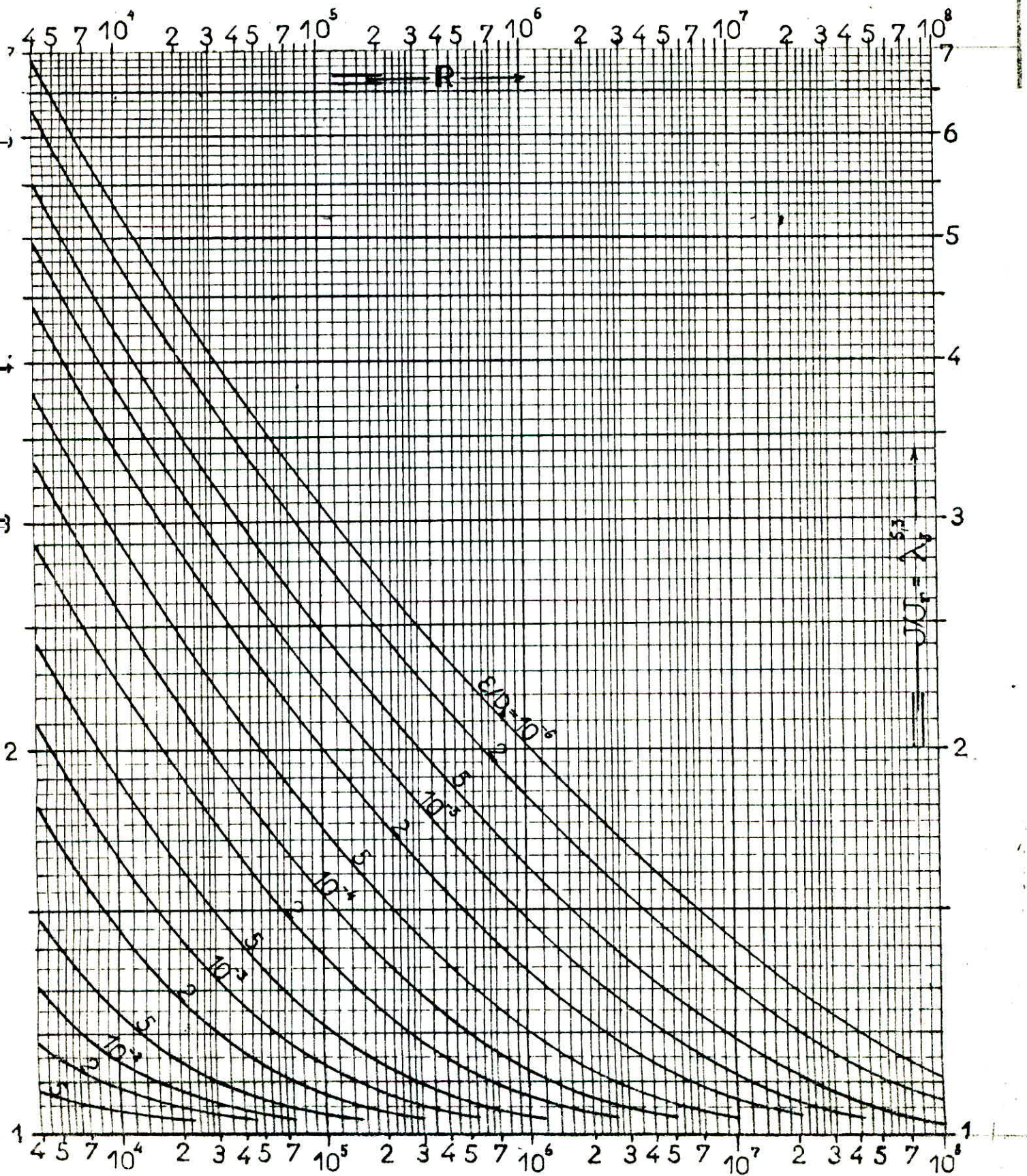


Exemple: $R_e = 3 \times 10^5$; $\frac{\epsilon}{D} = 0.0002$; $\lambda = 0.0164$

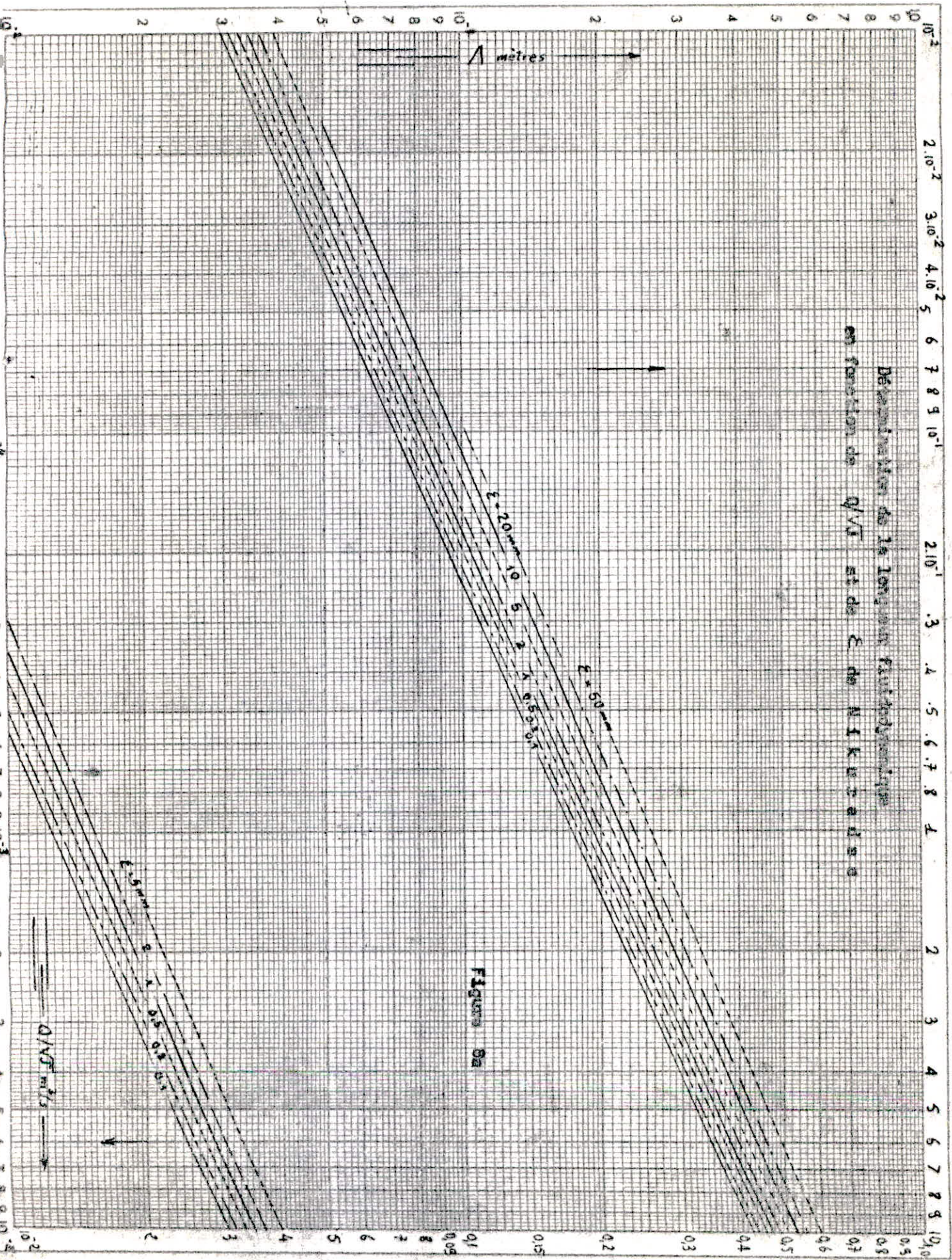
Détermination des dimensions linéaires d'une conduite,
véhiculant un fluide en régime de transition.



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



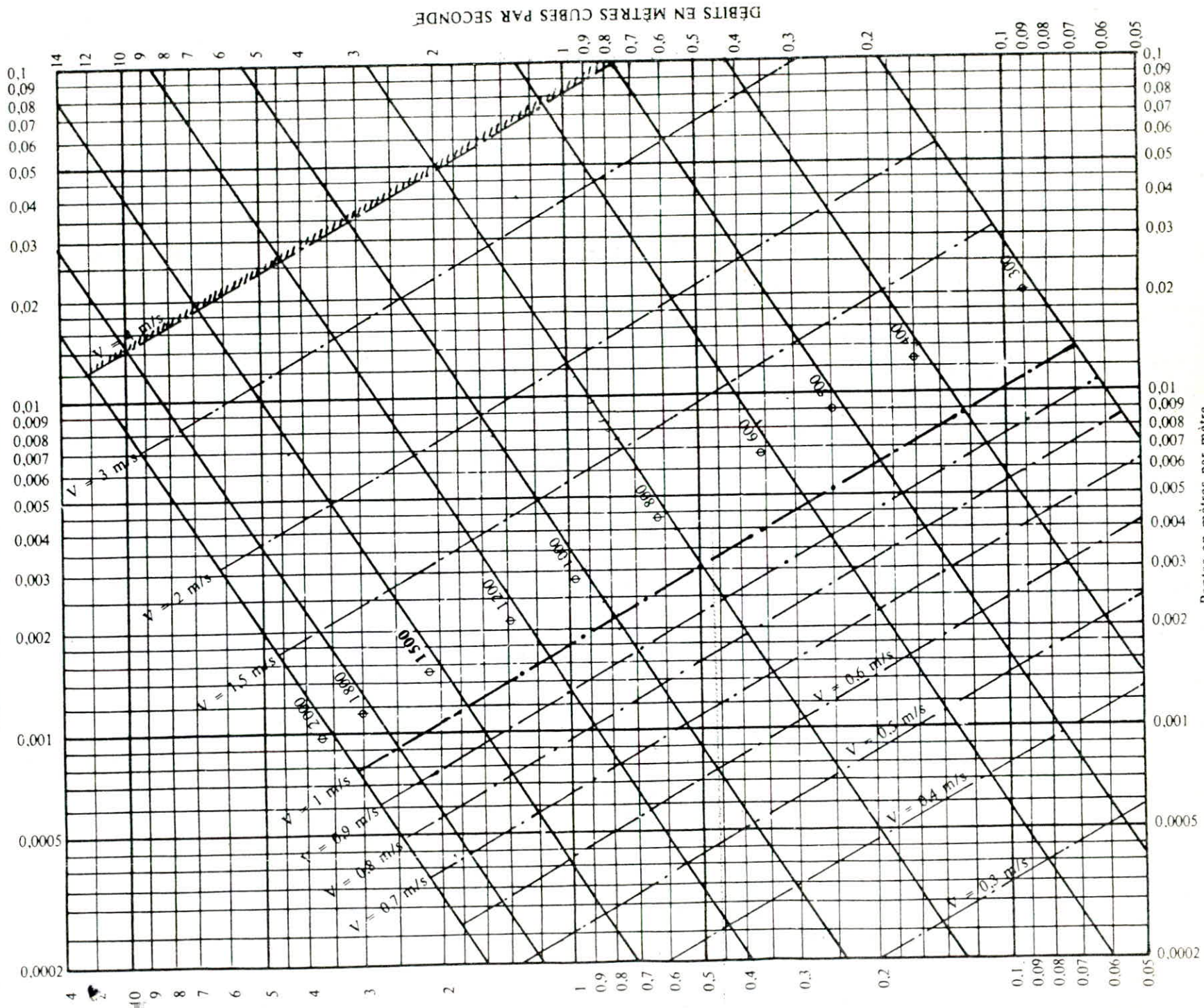
Détermination de la longueur filtrante l
 en fonction de Q/\sqrt{l} et de ϵ de NIKURADSE



Figures 0a

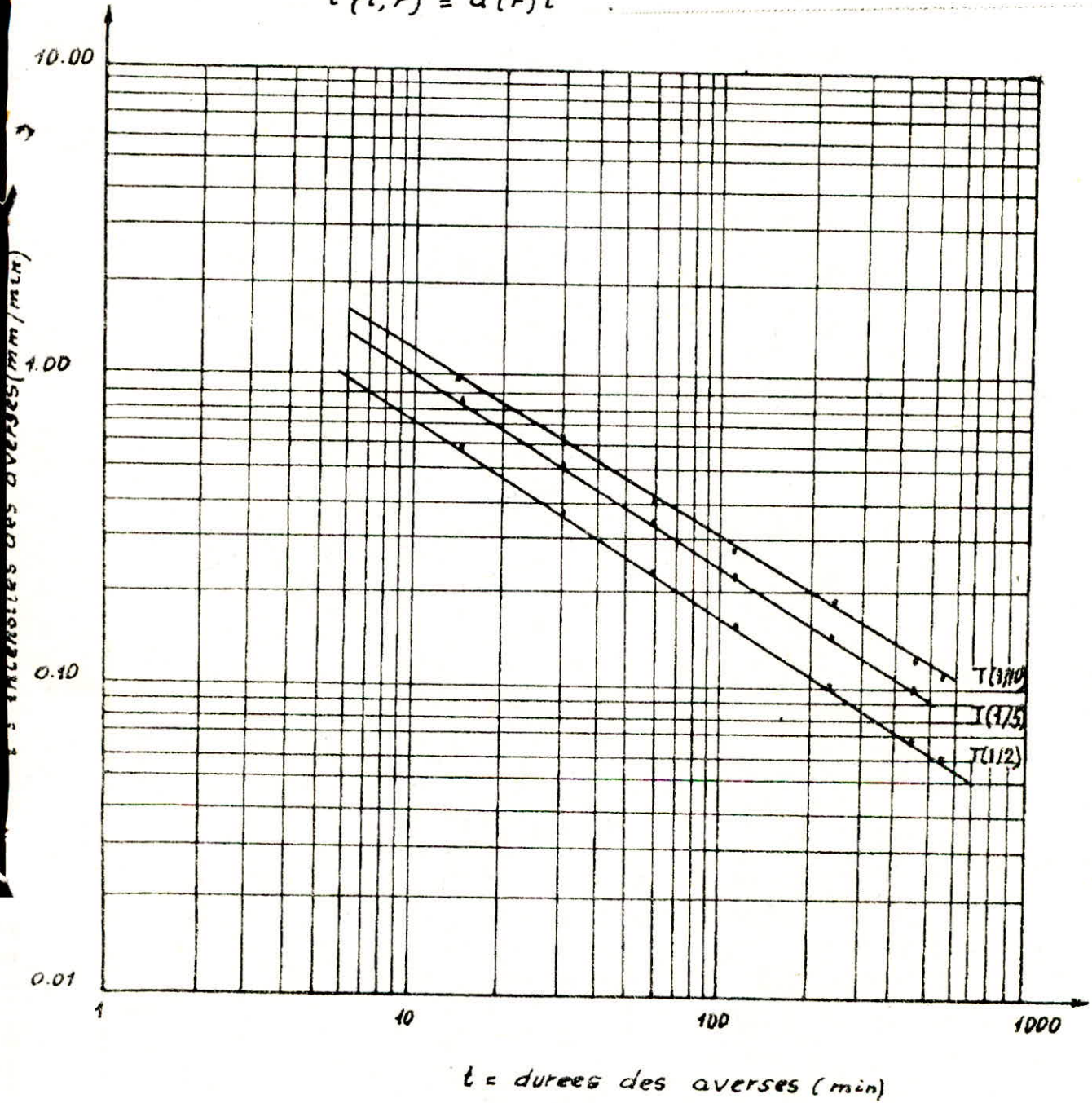
ANNEXE VII

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



COURBE INTENSITE DE PLUIE

$$i(t, F) = a(F)t^{b(F)}$$

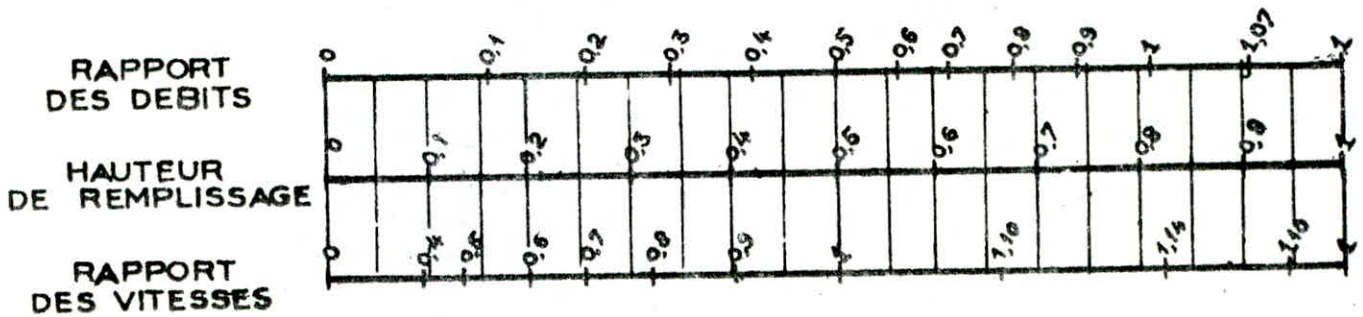


$t = \text{durees des averses (min)}$

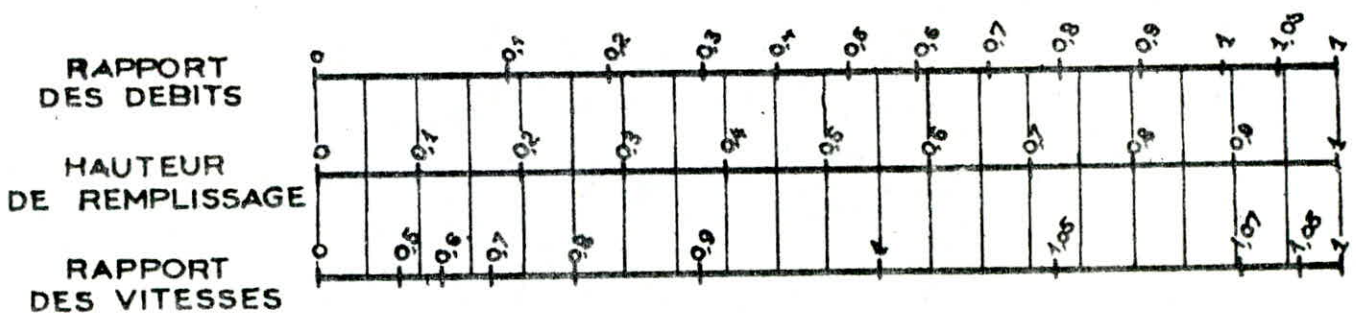
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

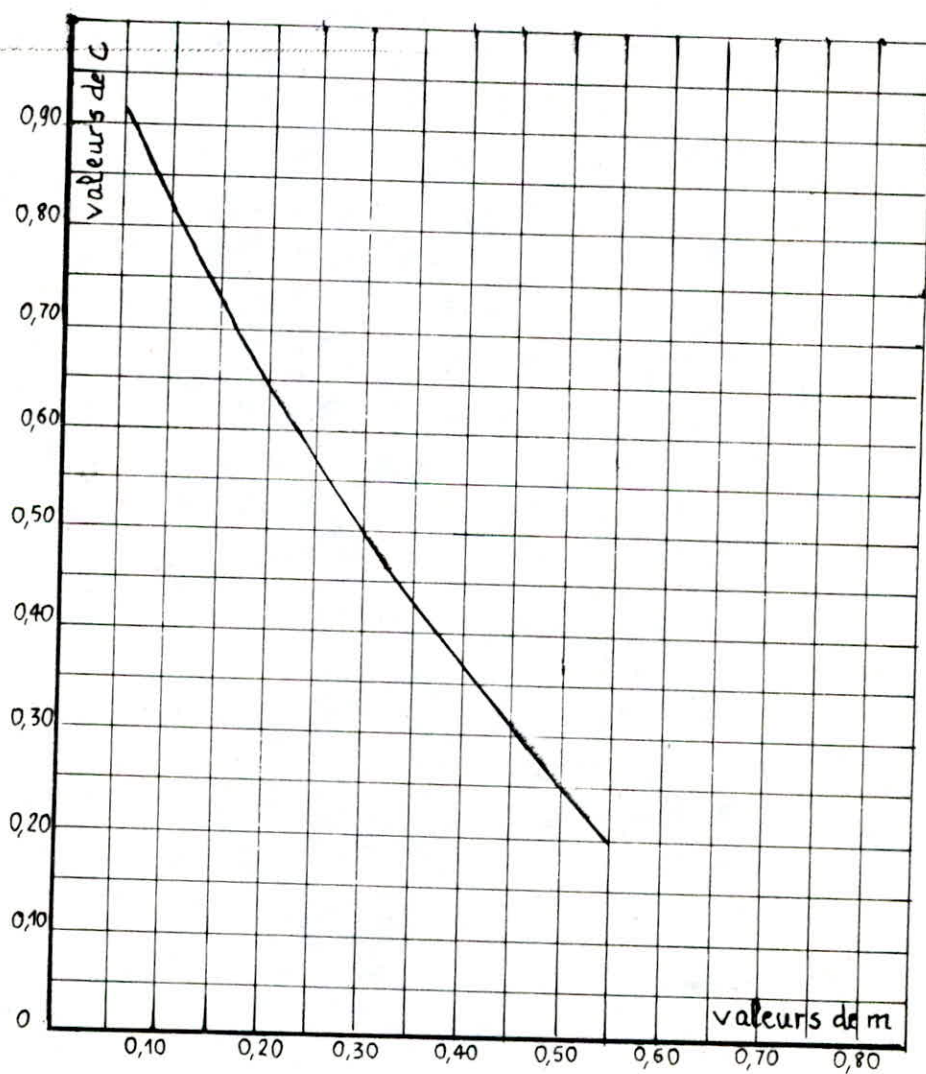


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Coefficient de perte de charge dans une tuyère.



BIBLIOGRAPHIE

1) DUPONT. A :

- hydraulique urbaine Tome II (édition Eyrolles 1977)

2) LAPRAY. G :

- Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (polycopié 1974)

- Cours d'hydraulique générale III (polycopié ENPA 1975)

3) CARLIER. M :

- hydraulique générale et appliquée (édition Eyrolles 1980)

4) LENCASTRE. A :

- manuel d'hydraulique général (édition Eyrolles 1982)

5) GOMELLA. C et GUERREE. H :

- Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales

Tome I (Edition Eyrolles 1980)

7) UNIVERSITE STUTTGART

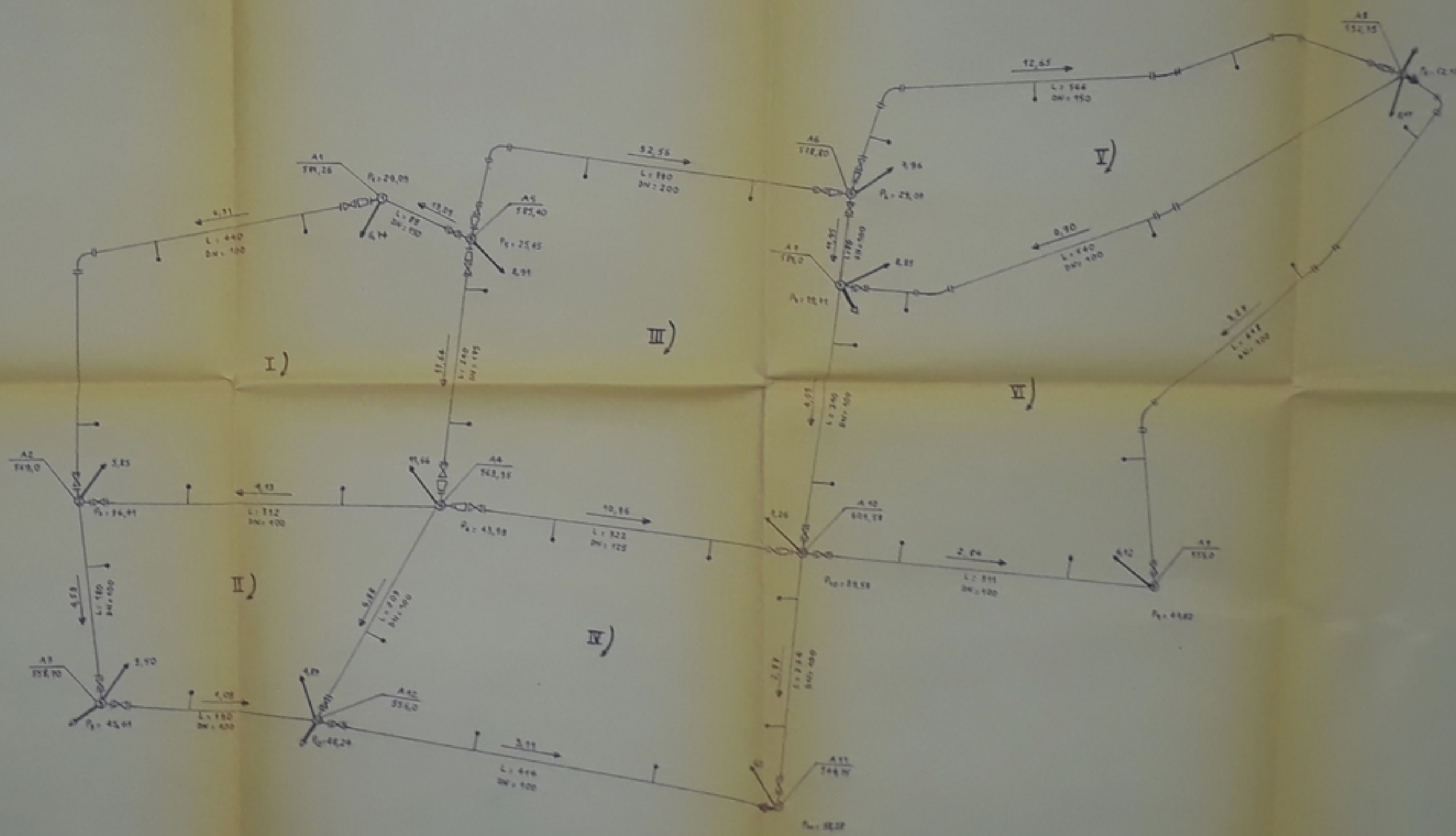
- cours d'assainissement urbain (O.P.U. Alger 1974)

8) JEUMONT-SCHNEIDER :

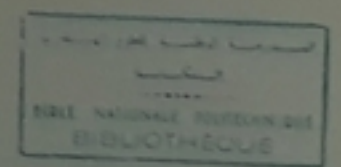
- catalogue des pompes.

ZONE HAUTE

LEGENDE	
	JOINT GIBOULT
	ROBINET - VANNE
	CÔNE DE REDUCTION
	TE
	BOUCHE D'INCENDIE
	COUDE
	DÉBIT SOUTIRE (L/S)
	DÉBIT DE POINTE VEHICULE (L/S)
	ROBINET DE DECHARGE
L	LONGUEUR DU TRANÇON (m)
①	POINT DE CALCUL
DN	DIAMETRE NOMINAL (mm)
A.	ALTITUDE (m)
P	PRESSION DE SERVICE (m)
	REDUCTEUR DE PRESSION



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



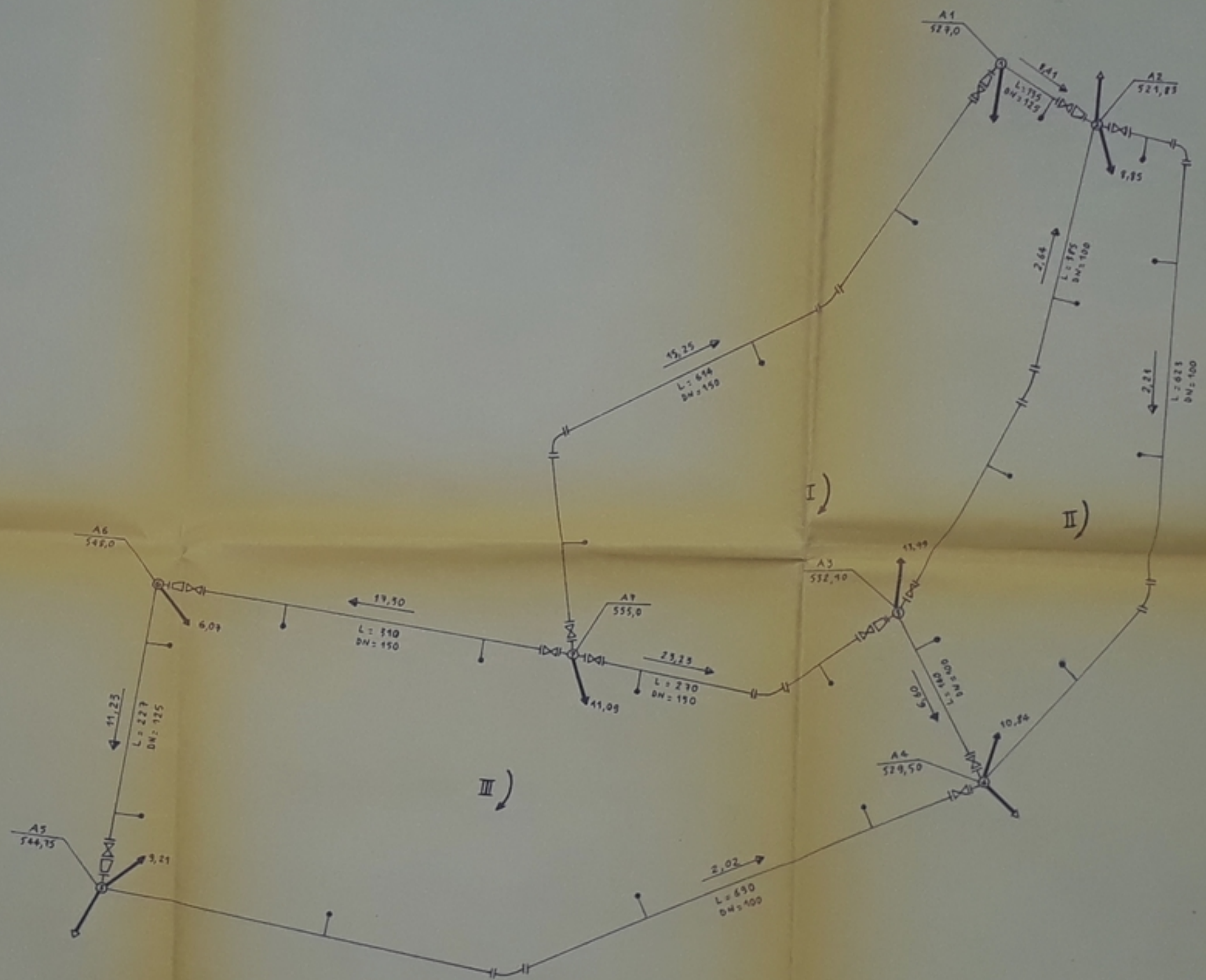
ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE WAD LILU	
TITRE DU DESSIN	PLAN ET EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE	
PROPOSE PAR	DH.W DE TIARET	DATE JUIN 85
DESSEINE PAR	BOUDADOU O BENCHAAM	ECHELLE 1/2000
VERIFIE PAR	M BOUACHE	DESSIN N° 1

ZONE BASSE

LEGENDE	
	JOINT GIBOULT
	ROBINET - VANNE
	CÔNE DE REDUCTION
	TE
	BOUCHE D'INCENDIE
	COUDE
	DEBIT SOUTIRE (L/S)
	DEBIT DE POINTE VEHICULE (L/S)
	ROBINET DE DECHARGE
L	LONGUEUR DU TRANÇON (m)
①	POINT DE CALCUL
DN	DIAMETRE NOMINAL (mm)
A _i	ALTITUDE (m)
P	PRESSION DE SERVICE (m)



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

مكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

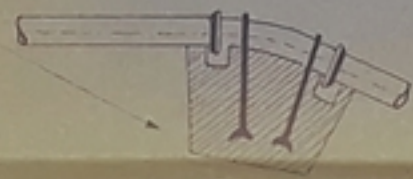
PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE WAD LILI	
TITRE OU DE SSIN	PLAN ET EQUIPEMENT DU RESEAU MAILLE	
PROPOSE PAR	D.K.W DE TIARET	DATE JUIN 85
DESSINE PAR	BOUDAOUO BENCHAAM	ECHELLE 1/2000
VERIFIE PAR	M. BOUACHE	DESSIN N° 1

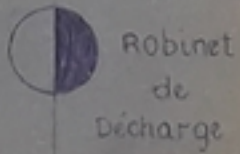
Piézométrique

Ligne

ΔH



Ventouse

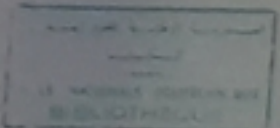


Robinet de Décharge

DISTANCES PARTIELLES (m)	410,01	315	425	430	450	315	445,25	255,35	475,25	276,45	475,15	598,77	998,77
DISTANCES CUMULEES (m)	410,01	725,01	1220,01	1650,01	2100,01	2415,01	2920,26	3175,61	3650,86	3927,31	4402,46	5001,23	5999,99
PROFONDEUR DE TRANCHE (m)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
COÛTS DU TERRAIN (m)	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40
COÛTS PIÉZOMÉTRIQUES (m)	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40	62,40

04/04/81
03

REPUBLICA ALGERIENS DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ALIMENTATION EN EAU PONDIC DE WADIAH	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE RAVITAILLEMENT	
PROPOSE PAR	D. H. M. DE TALET	DATE: Juin 81
VERIFIE PAR	BENOUAL BOUABOU	DATE: Juin 81
VERIFIE PAR		DATE: Juin 81

COTES (m)

REGARD DE VISIE

RADIER

GENERAIKKE SUP

S29

TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9
DIAMETRES (mm)		800	800	1000	1000	1000	1000	1000	1000
LONGUEURS PARTIELLES (m)		170	130	165	80	160	80	160	200
LONGUEURS TUMULEES (m)		170	300	465	545	705	785	945	1145
COTES DU SOL (m)	566.25670	565.09835	565.09865	562.85645	563.1071	559.39628	557.39608	555.57960	555.19865
COTES DU RADIER (m)									
PENTES DU RADIER		0.0247	0.0251	0.0187	0.0200	0.025	0.0185	0.0263	0.0266

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERAINE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENPA

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	AMENAGEMENT DE LA CORRUVE DE MAD LIZ	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL A	
PROPPOSEE PAR	D.H.W. DE TIAJET	DATE: Juin 2000
DESINE PAR	BENCHAÏM BOUDOUKES	ECHELLE: 1/100
VERIFIE PAR	H. BOUACHE	DESSIN N° 4

COTES (m)

RADIER

RÉGARD DE VISITE

525

TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9
DIAMETRES (mm)		400	600	600	600	800	800	800	800
LONGUEURS PARTICULIÈRES (m)		190	75	260	145	265	170	215	210
LONGUEURS CUMULÉES (m)									
COTES DU SOL (m)	525	546,0	548,25	546,25	544,25	542,5	541,25	539,5	538,25
COTES DU RADIER (m)	525	544,5	545,75	544,25	542,5	540,75	539,25	537,5	536,25
PENTES DU RADIER		0,0125	0,016	0,0725	0,0145	0,047	0,055	0,082	0,06

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENPA
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	AMENAGEMENT DE LA CANNONNE DE MADJIDJ	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR MUNICIPAL B	
PROFESSEUR MR	DR.H.W. DE TAVET	DATE: 1988
DESSEINEUR MR	BOUJALIM BOUJALIM	ECHELLE
VERIFIEUR MR	M. BOUJACHE	DESSIN N° 2

CALCUL DES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT

PH01785
06

Designation du collecteur	Trançon		Longueur (m)		Surface d'apport A (ha)	Intensité pluviale moyenne i (l/s/ha)	Coefficient de ruissellement C	Débit d'eau pluviale Qp = C.i.A (l/s)	Débit d'eau usée (l/s)		Débit total à évacuer Qt = Qp + Qu (l/s)		Côtes du terrain (m)		Pente du radier J	Diamètre de canalisation D (mm)	Côtes du radier (m)		Débit à pleine section Qps (l/s)	Vitesse à pleine section Vps (m/s)	Rapport des débits α = Qr / Qps	Rapport des vitesses β = Vr / Vps	Rapport des hauteurs a	Hauteur de remplissage H = a.D (mm)	Vitesse réelle Vr = β.Vps (m/s)	Vitesse d'auto curage Vcc = 0.6.Vps (m/s)
	à partir de	jusqu'à	partielle	cumulée					Débit spec. Qp	Eau usée Qu = Qp.A	Partiel	Cumulé	Amont	Aval			Amont	Aval								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Collecteur A	a1	a2	170	170	6,83	98,41	0,50	336,07	1,32	9,01	345,08	345,08	567	563,5	0,002058	800	566,20	562,0	400	0,82	0,8627	1,115	0,72	536	0,91	0,49
	a2	a3	130	300	7,10	"	0,50	349,35	"	9,37	358,72	703,80	563,5	566,5	0,023076	800	562,0	565,0	1280	2,60	0,5498	1,023	0,54	432	2,66	1,56
	a3	a4	165	465	7,56	"	0,40	297,59	"	9,98	307,57	1011,37	566,5	564,9	0,009696	1000	565,0	562,9	1700	2,15	0,5949	1,027	0,56	560	2,21	1,29
	a4	a5	80	545	4,44	"	0,35	152,93	"	5,86	158,79	1170,16	564,9	563,8	0,013750	1000	562,9	561,3	1980	2,51	0,5909	1,026	0,56	560	2,57	1,51
	a5	a6	160	705	4,80	"	0,35	165,33	"	6,34	171,67	1341,83	563,8	562,8	0,006250	1000	561,3	559,3	1370	1,19	0,9794	1,128	0,80	800	1,34	0,71
	a6	a7	80	785	2,00	"	0,40	78,73	"	2,64	81,37	1423,2	562,8	560,8	0,025000	1000	559,3	557,8	2730	5,55	0,5275	1,082	0,52	520	3,42	2,01
	a7	a8	160	945	2,82	"	0,25	69,38	"	3,72	73,10	1496,30	560,8	556,0	0,030000	1000	557,8	553,5	1580	3,10	0,9470	1,117	0,77	616	3,46	1,86
	a8	a9	200	1145	2,45	"	0,25	60,28	"	3,23	63,51	1559,81	556,0	548,3	0,038500	1000	553,5	546,8	1590	1,99	0,9810	1,129	0,80	800	2,25	1,19
Collecteur B	b1	b2	190	190	6,17	98,41	0,35	212,52	1,32	8,14	220,66	220,66	575,3	566,0	0,048947	400	512,30	564,50	290	2,45	0,7608	1,011	0,53	212	5,38	2,01
	b2	b3	75	265	5,86	"	0,35	201,84	"	7,73	209,57	430,23	566,0	568,25	0,030000	600	564,50	565,75	700	2,50	0,6146	1,038	0,57	342	2,59	1,50
	b3	b4	260	525	4,64	"	0,40	182,65	"	6,12	188,77	619,00	568,25	547,38	0,080269	600	566,75	546,88	685	3,64	0,9036	1,100	0,74	370	4,00	2,18
	b4	b5	145	670	3,23	"	0,50	158,93	"	4,26	163,19	782,19	556,0	548,3	0,053103	600	546,88	544,80	950	3,30	0,8234	1,119	0,80	480	3,69	1,98
	b5	b6	265	935	4,40	"	0,50	216,50	"	5,81	222,31	1004,50	548,30	536,65	0,043862	800	544,80	532,15	1800	3,75	0,5580	1,024	0,59	432	3,84	2,25
	b6	b7	170	1105	3,55	"	0,25	82,42	"	4,42	86,84	1091,34	534,65	528,7	0,035000	800	532,15	534,80	1620	3,45	0,6737	1,064	0,60	480	3,66	2,07
	b7	b8	215	1320	5,20	"	0,30	153,52	"	6,86	160,38	1251,72	532,3	529,4	0,041335	800	534,80	527,90	1760	3,60	0,7112	1,071	0,62	436	3,85	2,16
	b8	b9	210	1530	5,93	"	0,35	204,25	"	7,83	212,08	1463,80	529,4	522,5	0,032857	800	527,90	525,20	1580	3,15	0,9264	1,117	0,75	600	3,52	1,89

