

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

22/85

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
المكنة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement
de la ville de
BIRTOUTA (W. BLIDA)**

Proposé par :
**C.N.E.R.U.
BLIDA**

Etudié par :
**EI H. DJEBLI
M. ABBAD**

Dirigé par :
MR Y. MOULOUDI

PROMOTION :
Juin 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement
de la ville de
BIRTOUTA (W. BLIDA)**

Proposé par :
C.N.E.R.U.
BLIDA

Etudié par :
EI H. DJEBLI
M. ABBAD

Dirigé par :
M^R Y. MOULOUDI

PROMOTION :
Juin 1985

REMERCIEMENT

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tout les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions Mr. MOULOUDI, notre Promoteur. Monsieur UTRYSKO pour l'aide qu'ils nous ont apporté au cours de l'élaboration de cette étude.

Nous remercions également Mr. M. SEBAI et Mr. DJEBLI et tous leurs collègues pour leur aide.

D E D I C A C E S

Le présent couronnement de mes études sera dédié en signe de reconnaissance et de respect :

- à mes parents
- à mon frère Ali et sa Petite Famille qui a tout fait pour que je réussisse.
- à mon frère Bachir qui m'a beaucoup aidé
- à ma famille toute entière
- à mes amis
- à tout ceux qui m'ont aidé

EL - H. DJEBLI.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- Mes Parents pour leur soutien moral et matériel pendant toute la durée de ma formation.
- Mes frères et soeurs qui pensaient toujours à ma réussite.
- Mes beaux frères et mes nièces.
- Tout ceux qui m'ont aidé
- Toute notre famille
- Tout mes amis

M. ARBAD

TABLE DES MATIERES

1ere Partie

CHAPITRE I.

- 1 - Introduction
- 2 - Situation géographique et climatologique
 - 2.1 Situation
 - 2.2 Relief
 - 2.3 Climat
 - 2.4 Situation démographique
- Etat actuel du reseau d'AEP
- Ressources en eau
- Démographie

CHAPITRE II.

Estimation des besoins en eau

- 1 - Besoins domestiques
- 2 - Besoins Publics
 - a) Besoins des infrastructure scolaires
 - b) Besoins des infrastructures sanitaires
 - c) Besoins des infrastructures municipales
 - d) Besoins des infrastructures artisanales et Commerciales
 - e) Besoins des infrastructures socio-culturels.

Tableau Récapitulatif.

CHAPITRE III.

Variation des Débits.

CHAPITRE IV.

Réservoir :

- Introduction
- Capacité
- Détermination de la côte du radier
- Tableau de calcul de la capacité du réservoir
- Dimensionnement du réservoir
- Equipement du réservoir.

CHAPITRE V.

Reseau de distribution:

- détermination des débits soutirés
- calcul du reseau maillé
 - a) Cas de consommation Max
 - b) Cas de Consommation Max + débit d'incendie
- Calcul des Pressions
 - a) Cas de Consommation Max
 - b) Cas de Consommation Max + débit d'incendie
- Equipements du reseau de distribution.

CHAPITRE VI.

Adduction:

- introduction
- choix du tracé
- calcul du diametre économique
- choix du type des conduites
- calcul de la hauteur géométrique d'élévation.
 - Tableau de calcul des hauteurs manométrique
 - Tableau de calcul du diametre économique.
- Caractéristique de la conduite de refoulement.
- Choix des Pompes.

CHAPITRE VII.

Protection des conduite d'adduction.

- Protection contre le coup de belier
- Interprétation des résultats obtenus.
- Protection contre la corrosion.

CHAPITRE VIII.

Pose des conduites

2ème PARTIE : ASSAINISSEMENT :

CHAPITRE I :

- 1.1. Introduction
- 1.2. Situation actuelle
- 1.3. Choix du système d'évacuation
- 1.4. Conception du Réseau

CHAPITRE II.

- 2.1. Etude des débits à évacuer
 - 2.1.1. Débits des eaux pluviales
 - 2.1.2. Débits des eaux usées
 - 2.1.3. Coefficient de ruissellement.
 - 2.1.4. Intensité de la pluie
- . Calcul du deversoir d'orage.

CHAPITRE III. Notions sur la station d'épuration

- Epuration biologique
- Procédés intensifs.
 - 1 - Lits bactériens
 - 2 - Boue activée
- Procédé extensifs
 - 1) Lagunage
 - a) Lagunes anaérobies
 - b) -" naturelles
 - c) -" aérées
 - 2) Epannage
 - 3) Différents types du traitement par lit bactérien
 - 1) prétraitement
 - a- dégrillage, b- dessablage, c- deshuilage.
 - 2) décanteur primaire, 3) décanteur secondaire.

CHAPITRE IV : Ouvrages du réseau.

- 4.1. Regard de visite
- 4.2. Regard de chute
- 4.3. Déservoir d'orage

Exécution des travaux.

- Choix du matériau
- Exécution de la tranchée
- Epreuve de canalisation et essai du réseau.
- Nettoyage du réseau d'égout.

Legende des Symboles et des Abréviations

Re = Nombre de Reynolds

ν = Viscosité Cinématique du fluide véhiculé (ici l'eau)

E = Rugosité absolue de la conduite

$\frac{E}{D}$ = Rugosité relative

f = Paramètre de forme

L = Longueur fluidodynamique

J = Gradient de Perte de charge

P.d.c = Perte de charge

π = 3,14

L_e = Longueur équivalente aux P.d.c.

Δ = Variation

λ = Coefficient de transition des dimensions linéaires

λ_j = Coefficient de transition du gradient J de la P.d.c.

D_0 = Paramètre dimensionnel de D .

μ = Coefficient de débit

f = Coefficient de frottement.

ABAQUES, ANNEXES, PLANCHES

- . Abaque 8 a : (détermination de la longueur fluidodynamique)
- . Abaque 9 : Paramètres de dimension pour le profil circulaire.
- . Abaque de Moody : détermination du régime d'écoulement.
- . Abaque 17c : Détermination du gradient J de la P.d.c en régime de transition.
- . Abaque 17d : facteur de transition

- . Annexe VII. Réseau Pluviaux en système unitaire
ou séparatif (Canalisation Circulaire formule de BAZIN)

- . Annexe X Variation des débits et des vitesses en fonction de la
hauteur de remplissage.
(d'après la formule de BAZIN.).

- * . Relies à la fin de l'étude AEP et assainissement

PLANCHES.

- 1 - Plan du réseau de distribution
- 2 - Plan des équipements du réseau de distribution.
- 3 - Profil en long de distribution (R.1).
- 4 - Profil en long d'adduction
- 5 - Profil en long des collecteurs A et B.

* Reliés à Part.

Premiere Partie

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

CHAPITRE I

INTRODUCTION :

1 : Objet de l'étude et situation du problème.

L'objet de notre présente étude consiste à l'alimentation de la ville de BIRTOUTA, avec la perspective de pourvoir en eau potable la localité de CHAIBIA et l'usine des PTT voisine a partir d'un réservoir commun a construire en amont de BIRTOUTA.

Confrontée comme la quasi-totalité des villes d'Algérie au problème de l'eau, la ville de BIRTOUTA dont les ressources actuelles sont devenues insuffisantes de même les réseaux d'adduction et de distribution existants, ne répondant plus aux exigences futurs (vu le phénomène d'accroissement naturel) : nécessite l'apport d'autres ressources. Ces ressources sont le forage situé au Sud-Est de BIRTOUTA a 3000 m de celle-ci et qui débite les 53 l/s.

Sur la base des informations recueillis auprès de la C.N.E.R.U (BLIDA), SETYAL (ALGER) et l'A.P.C de BIRTOUTA une étude du réseaux d'adduction et de distribution s'impose.

: Situation géographique et climatologique :

1. Situation :

La ville de BIRTOUTA est située au Nord de l'Algérie dans la Wilaya de BLIDA au Nord-Est de la route BLIDA - ALGER sur la RN 1 et à 15^k de cette dernière.

Elle est délimitée :

- au Nord par la Commune de DOUERA et SEHAOULA
- au Sud par la Commune de CHEBLI
- à l'Est par la Commune de BIRKHADEM et SIDI MOUSSA
- à l'Ouest par la Daira de BOUFARIK

2.2. Relief :

La ville de BIRTOUTA est caractérisée par un terrain uniforme d'altitude 30m sur la plaine et le point le plus haut dominant l'ensemble de la ville a pour altitude 75 m.

2.3. Climat :

La ville de BIRTOUTA par sa situation non loin de la mer présente un climat tempéré et humide, les vents chargés d'humidité proviennent surtout du Nord, l'influence modératrice de la mer fait que le climat soit doux et favorable à l'agriculture.

Situation démographique :

l'an 1984, la population a été estimée à 3135 habitants avec un taux d'accroissement de 4,48 %

Situation actuelle

Etat actuel du réseau d'A.E.P

La ville de BIRTOUTA est actuellement alimentée par un réseau ancien semi-maillé de diamètre 80 mm. Les tuyaux sont en acier et sont anciens. Il existe également quelques bouches d'incendie, mais leur nombre est insuffisant. Tout le réseau d'A.E.P est sous dimensionné.

À nord de la ville, il ya deux réservoirs existants, ils ont une capacité globale de 350 m^3 ($300 + 50 \text{ m}^3$) sont anciens et insuffisant. La ville de BIRTOUTA est donc depuis longtemps alimentée par un réseau de distribution, lequel de nos jours est devenu insuffisant, vétuste et entièrement entartré.

En outre, à l'horizon futur cet état de réseau sera encore plus grave, son remplacement s'avère donc indispensable.

Ressources en eau : Une ressource en eau disponible à BIRTOUTA est constituée par un puit se situant au Sud-Est de la ville a environ 3000 m. débitant 53 l/s qui est largement suffisant jusqu'a l'an 2010.

. Démographie : le nombre d'habitants (fin 1984) était de 3135 habitants avec un taux d'accroissement de 4,48 %.

L'évolution démographique est estimée selon la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_o (1 + t)^n$$

avec P_n = population future

P_o = population de l'année de base

t = taux d'accroissement en %

n = nombre d'année séparant l'année de base à l'année future

En prenant comme horizon futur l'an 2010 et comme année de base fin 84 donc $n = 25$ ans et la population future sera égale à :

$$P_{25} = 3135 (1 + 0,0448)^{25} = 10123 \text{ habitants}$$

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

1) Besoins domestiques : 10123 habitants 150 l/j/hab.
 $= 1518450 \text{ l/j} = 1518,45 \text{ m}^3/\text{j}$

2) Besoins publics

a) Besoins des infrastructures scolaires

DESIGNATION	NOMBRE ET TYPE D'OCCUPANT	DOTATION	CONSOMMATION m^3/j
02 Ecoles primaires	503 eleves	100 l/j/Ele	50,3
02 Ecoles fondam.	435 eleves	100 l/j/Ele	43,5
01 Creche	65 enfants	120 "	7,8
01 C.E.M.	450 eleves	100 "	45
01 C.F.P.A.	125 eleves	50 "	6,25
$\Sigma =$			152,85

b) Besoins des infrastructures sanitaire

DESIGNATION	NOMBRE ET TYPES D'OCCUPANTS	DOTATION	CONS. JOUR m^3 / j
01 Polyclinique	120 malades	50 l/j/mala.	6
01 Bain Maure	150 personnes	200 l/j/p	30
$\Sigma =$			36 m^3/j

OIES DES INFRASTRUCTURES MUNICIPALES :

DESIGNATION	Nbre ET TYPE D'OCCUPANTS.	STATION.	CONS. JOURNALIERE M3/J.
01 A.P.C.	30. EMPLOYES.	100 L EMPL/J.	3,00
01 D.E.W.	35. PERSONNES.	150 L/J/ HABIT.	5,25
01 HOTEL DE POLICE	20. PERSONNES.	100 L/J/P	2,0
01 HOTEL P.T.T.	20. PERSONNES.	100 L/J/P	2,0
TOTAL.			12,25

OIES DES INFRASTRUCTURES ARTISANALES ET COMMERCIALES :

DESIGNATION	Nbre ET TYPE D'OCCUPANTS.	STATION.	CONS. JOURN. M3/J.
01 STATION SERVICE	"	"	1,0
02 RESTAURANT	2 X 35	12 L/P	0,84
02 CAFE	2 X 100	5 L/P	1,0
01 BOULANGERIE	"	2000 L/B	2,0
01 COMMERCE	20	20 L/C	0,4
01 ABATTOIR	30 T/J	500 L/TETE	1,5
TOTAL.			6,74

.../...

-SUITE-

E/ BESOINS SOCIO- CULTURELS :

DESIGNATION	Nbre ET TYPE D'OCCUPANTS	STATION	CONS. JOURNA. M ³ /J.
01 MOSQUEE	300 PRATIQUANTS	45 L/J/P	13,5
01 STADE	10 DOUCHES	"	12
TOTAL.			25,5 M ³ /J.

Tableau Récapitulatif

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif afin de déterminer le débit total nécessaire à l'alimentation de cette ville.

DESIGNATION	CONSOMMATION JOURNALIERE (m^3/j)
Domestiques	1518,45
Scolaires	152,88
Sanitaires	36
Municipale	12,25
Artisanales et Commerciales	6,74
Socio-culturels	25,5
	$\Sigma = 1745,39 m^3/j$

Vu le manque donnés et pour plus de sécurité on majore les besoins publics de 10 %

et on aura $Q_j \text{ moy} = 1767,74 m^3/j$

Besoins en eau pour CHAIBIA sont de 11 l/s = $950,4 m^3/j$

Besoins en eau pour l'usine des PTT = 10,4 l/s = $898,56 m^3/j$

Besoins en eau Totaux : $1767,74 + 950,4 + 898,56 = 3616,7 m^3/j$.

CHAPITRE III. Variations des débits.

Etude des problèmes posés par les variations

Débit de Pointe $Q_p = K_p Q_{\text{moy. jour}}$

$K_p = K_o K_j$ $K_j =$ coefficient qui tient compte des pertes dans le réseau. estime a 20 %

$$K_j = 1,1 + 1,3.$$

$K_o =$ coefficient d'irrégularité horraire

$$K_o = \alpha \beta ; 1,2 < \alpha < 1,4$$

$B :$ coefficient en fonction du nombre de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10.000	20.000	50.000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

BIRTOUTA-ville a une population de 10123 habitants

$$\text{On a donc } K_j = 1,2 \quad \alpha = 1,25 \quad \beta = 1,2$$

$$K_o = \alpha \beta = 1,5 \quad K_p = K_o K_j = 1,8$$

$$Q_{\text{moy. jour}} = 3616,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = K_p Q_{\text{moy. jour}} = 6510,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{app}} = K_j Q_{\text{moy. j}} = 4340,453 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{app horraire}} = \frac{Q_{\text{app}}}{24} = 180,85 \text{ m}^3/\text{h}$$

CHAPITRE IV : Reservoirs

1. INTRODUCTION

La présence d'un réservoir entre les ouvrages de captage d'adduction et le réseau de distribution a pour rôle de :

- Regulariser le fonctionnement de pompage
- Assurer l'alimentation du réseau en cas de l'indisponibilité des ouvrages à l'omont
- assurer les pressions dans le réseau de distribution
- assurer aux heures de pointe les débits maximums
- maintenir l'eau a l'abri des risques de contamination et lutter contre les fortes variations de températures.
- ~~Combattre~~ efficacement les incendies

2. Capacité : le calcul du volume du réservoir se fera à partir du débit rentrant et du débit sortant du réservoir pendant les différentes heures de la journée le réservoir doit pouvoir stocker la différence de volume max et la différence de volume min entre l'apport et la consommation. La somme de ces deux différences en valeur absolue à laquelle on ajoute la réserve d'incendie (120 m^3) nous donne le volume total du réservoir.

/ DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER :

L'emplacement sera choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

— La cote du Radier est calculée par la Formule suivante :

$$CR = CT + H + HVI + PS + HWC.$$

CR : Cote du Radier.

CT : Cote du Terrain du Pt le plus élevé du Réseau.

H : Hauteur prise en fonction du Nbre d'Etage.

$$H = 15 ; (R + 4).$$

HVI : Pertes de charges intérieures du Batiment.

$$HVI = 3 \text{ M.}$$

PS : Colonne d'Eau supplémentaire tenant compte des Appareils.

(Chauffe- Eau).

HWC : Pertes de charges Lineaires sur le Tronçon reliant le Réservoir au Pt le plus élevé.

$$CT = 75 \text{ M} ; \quad HVI = 3 \text{ M.}$$

$$H = 15 ; (R + 4).$$

$$PS = 5 \text{ M.}$$

$$CR = 75 + 15 + 3 + 5 + HWC = 98 + HWC.$$

La Longueur de la Conduite Reliant le Réservoir au Pt le plus élevé est
= 520 M.

DETERMINATION DU GRADIENT DE PDC DANS LA CONDUITE DE DISTRIBUTION AVEC UNE VITESSE DE 1M/p.

Soit le Débit de Pte : $Q_P = 65/10.6 \text{ M}^3/\text{J} = 0,0753 \text{ M}^3/\text{p}$

$$\left. \begin{array}{l} Q = VA \\ A = \pi D^2/4 \end{array} \right\} \implies Q = \frac{v \pi D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

$$\text{AN : } D = \sqrt{\frac{4 \times 0,0753}{\pi \times 1}} = 0,309 \text{ M}$$

- On prend un Diamètre Normalisé de 350 mm

D'où la Vitesse Réelle :

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,0753}{(0,35)^2} = 0,783 \text{ M/p}$$

En utilisant la Théorie de la Longueur Fluido-Dynamique de M R

G - LAPRAY. nous conduit à : $\lambda = \lambda_0 \wedge \lambda$

- Supposons en premier le Régime Turbulent rugueux : d'où

$$\lambda = \lambda_0 \wedge \implies \lambda = D/D_0$$

- Ayant une Conduite Pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = h/D = 1 \text{ ab.9} \\ 4/\rho_0 = 0,827 \\ D_0 = 1,539 \end{array} \right.$$

$$\lambda = D/D_0 = \frac{0,35}{1,539} = 0,16424431/\text{M}$$

$$\lambda = 0,16424431 \text{ M} \quad \frac{\text{ab 8 a}}{\underline{\quad}} \quad \underline{Q} = 0,84$$

$$\epsilon = 0,1 \text{ mm (Conduite)}$$

Neuve.

$$\frac{Q}{\sqrt{\epsilon}} = 0,84 \iff J_r = \frac{Q^2}{(0,84)^2} = \frac{(0,0753)^2}{(0,84)^2} = 8,1429 \cdot 10^{-3}$$

Vérification du Régime :

$$Re = 4/P_0 \cdot Q/\Delta \cdot 1/\eta$$

$$\epsilon/D = \epsilon/D \cdot \Delta$$

Soit η : Viscosité cinématique
 $\eta = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{p.}$
 $4/P_0 = 0,827.$
 $Re = \text{Nombre de Reynolds.}$

$$Re = 0,827 \times \frac{0,0753}{0,16424431} \cdot 1/10^{-6} = 3.79149 \cdot 10^5$$

$$\epsilon/D = \frac{0,1}{350} = 2.8571 \cdot 10^{-4}$$

$Re = 3.79149 \cdot 10^5$
 $\epsilon/D = 2.8571 \cdot 10^{-4}$ } Diag. de Moody.
===== Régime de Transition.
===== $\lambda \neq 1$

- Détermination du Gradient J de la p d c un régime de Transition à l'aide de l'abaque 17 C.

$Re = 3.79149 \cdot 10^5$ ab 17c
 $\epsilon/D = 2.8571 \cdot 10^{-4}$ ===== $J/J_r = \lambda_J^{5,3}$

Pour cela, on procède par interpolation Graphique sur l'abaque 17 d.

$\epsilon/D = 2 \cdot 10^{-4}$ ===== $J/J_r = 1.16.$
 $\epsilon/D = 5 \cdot 10^{-4}$ ===== $J/J_r = 1.08.$
===== $\epsilon/D = 2.8571 \cdot 10^{-4}$ ===== $J/J_r = 1.13.$

D'où le Gradient de p.d.c Linéaire Sera :

$$J = 1,13 \quad J = 1,13 \times 8,1429 \cdot 10^{-3} = 9.201477 \cdot 10^{-3}$$

Calcul de la p d o H W e.

$$H W e = J L e = J. 1.15 L g.$$

A N :

$$H W e = 9.201477.10 \times 1.15 \times 520 = 5,5.$$

D'où La Côte du Radier Réelle est égale à :

$$C R = 98 + H W e.$$

$$C R = 98 + 5,5 = 103,5 \text{ m.}$$

TABLEAU DE CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR :

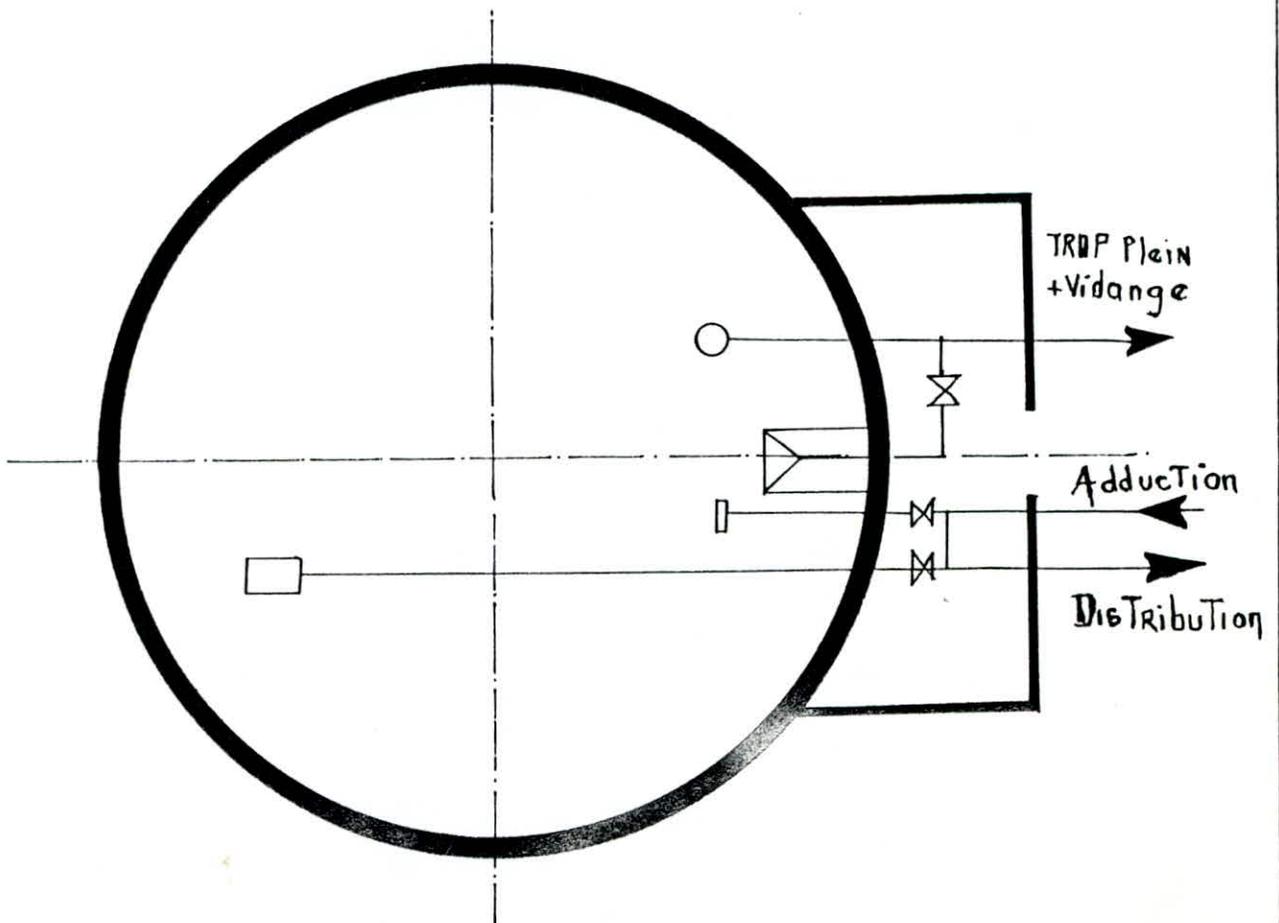
Δ T - 1H.	COEFFICIENT HORAIRE h.	VOLUME M3.		VOLUME-CUMULE M3.		DIFF. DE VOLUME.	
		APPORTE Q Δ T.	CONSOMMEE Q Δ T. AHZ/100	V APP	V CONS	Δ V +	Δ V -
0-1.	5.	180,85.	65,106.	180,85.	65,106.	115,744.	
1-2.				361,7.	130,212.	231,488.	
2-3.				542,55.	195,318.	347,232.	
3-4.				723,4.	260,424.	462,976.	
4-5.	2,5.		108,51.	904,25.	368,934.	535,316.	
5-6.	3,5.		151,914.	1085,1.	520,848.	564,262	
6-7.	4,5.		195,318.	1265,95	176,166.	549,784.	
7-8.	5,5.		238,722.	1446,8.	954,888.	4919,12.	
8-9.	6,25.		271,275.	1627,65	1226,163	401,487.	
9-10.				1808,5.	1497,438	311,062.	
10-11.				1989,35	1768,713	220,637.	
11-12.				2170,2.	2039,988	130,212.	
12-13.	5,00.		217,02.	2351,05	2257,008	94,042.	
13-14.				2531,9.	2474,028	57,812.	
14-15.	5,5.		238,722.	2712,75	2712,75.	0,000.	
15-16.	6,00.		260,424.	2893,6.	2973,174		79,574.
16-17.				3074,45	3233,598		159,148.
17-18.	5,5.		238,722.	3255,30	3472,32.		217,02.
18-19.	6,00.		217,02.	3436,15	3689,94.		253,19.
19-20.	4,5.		195,318.	3617,00	3884,658		267,658.
20-21.	4,00.		173,616.	3797,85	4058,274		260,424.
21-22.	5,00.		130,212.	3978,7.	4188,486		209,786.
22-23.	2,00.		86,808.	4159,55	4275,294		115,744.
23-24.	1,50.		65,106.	4340,4.	4340,4.		0,000.

AERATION

ACCES

CHAMBRE DE MANOEUVRE

SCHEMA du RESERVOIR Projete



D'après le tableau de calcul de la capacité du réservoir, on détermine le volume total du réservoir à l'aide de la formule suivante :

$$V_T = \left| \Delta V^+_{\max} \right| + \left| \Delta V^-_{\max} \right| + V_{Ri}$$

ΔV^+_{\max} : Exces pendant les différents heures de la journée

ΔV^-_{\max} : Déficit pendant les différents heures de la journée

ΔV = volume d'apport - volume consommé

V_{Ri} : volume d'incendie estimé a 120 m^3

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

d'où :

$$V_T = 564.252 + 267.658 + 120 = 951.91 \text{ m}^3$$

On le normalise et $V_T = 1000 \text{ m}^3$

* Dimensionnement du réservoir

La hauteur d'eau dans le réservoir est comprise entre 5 et 6 m en moyenne. pour notre cas, elle est de 5 m. ($h = 5\text{m}$)

. Calcul du diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 V}{\pi h}} = \frac{4 \times 10^3}{3.14 \times 5} = 15.96 \text{ m}$$

$$D_N = 16 \text{ m}$$

Deuxième Partie.

* Equipement du réservoir :

Le réservoir est muni de :

- a) Une conduite d'alimentation
- b) Une conduite de distribution
- c) Une conduite de trop plein
- d) Une conduite de vidange

* Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal. Pour éviter une surveillance constante pendant le remplissage, il convient donc de rendre automatique l'arrêt de la pompe lorsque le réservoir est plein. L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse ce qui permet d'avoir, pour l'arrivée de l'eau, une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

* Conduite de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution sera disposée à l'opposé de la conduite d'adduction. Pour éviter toute introduction de sable et des boues pouvant se décanter dans la cuve, la conduite de distribution doit être munie d'une crépine placée à 0,2m au dessus du radier du réservoir. La conduite qui part du réservoir sera muni d'une vanne papillon à fermeture automatique pour isoler le réservoir afin d'éviter les inondations.

CONDUITE DE TROP PLEIN :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la Totalité du Débit Q arrivant au réservoir, elle ne comptera pas de Robinet sur son parcours.

Sa Section transversale sera disposée selon un plan Horizontal situé à une distance (H) au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

Au départ, elle est muni d'un evasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon (R) formera un diversoir à seuil circulaire pour le passage du Débit (Q), sous une hauteur (H).

Dans ces conditions, le Débit évacué est donnée par la Formule de LENCASTRE :

$$Q = 27,828 \mu R h^{3/2}$$

μ : Coefficient de Débit (= 0,415 0,393).

R : Rayon à l'entrée du Cône.

h : Hauteur de la lame déversante.

Tandis que le Rapport h/R Varie de 0,2 ÷ 0,5.

$h/R.$	0,20.	0,25.	0,30.	0,40.	0,5.
μ	0,415.	0,414.	0,410.	0,404.	0,393.

Pratiquement les Valeurs de μ differant peu, on peut prendre :

$$Q = 11,15 Rh^{3/2}$$

La Canalisation de Trop Plein débouche à un exutoire voisin. Mais on peut craindre, par cet exutoire, une pollution ou une Introduction d'Animaux ou de Moustique qui pourraient ainsi Penetrer dans le Réservoir. Aussi, ménage t-on un joint Hydraulique contitué par un Siphon qui maintient en eau une partie de cette canalisation du trop-plein.

Conduite de Vidange :

Cette conduite part du Pt bas du Réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un Robinet-vane. Sa présence est primordiale pour l'inspection et au nettoyage du Réservoir.

— Les conduites d'adduction, de distribution, de trop plein et de Vidanges doivent être prévus dans tous les Réservoirs.

Matérialisation de la Réserve d'Incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le Réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations moyens, automatiques, il importe que des dispositions soient prises afin d'éviter, dans le cas d'un soutirage intensif, que la Réserve d'Incendie ne puisse passer dans la distribution. Dans ce cas, on utilise, le Dispositif le plus Fréquemment adopté est constitué par un siphon qui se désarmorce quand le niveau de la Réserve est atteint et ceci grce à l'event ouvert à l'air libre et la Réserve ne serait pas entamée.

DISTRIBUTION

Généralités :

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

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

Le Réseau de distribution. :

Le réseau de distribution de notre ville est du type maillé suivant le plan de la voirie, il est décomposée en mailles dans lesquelles la densité est prise uniforme et par lesquelles transite un débit vers la localité de CHAIBIA et l'usine des P.T.T.

1. Détermination des débits aux noeuds.

Pour commencer, on doit calculer la superficie desservie par chaque noeud et cela on applique la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Une fois avoir déterminé, la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique correspondante à chaque maille, ainsi on peut déduire le débit soutiré dans chaque noeud et on multiplie ce dernier par le coeff. de Pte Kp.

- * Détermination de la densité : on prend une densité uniforme

$$d = N/St \quad [\text{hab/ha}]$$

N : Population totale de la ville

St: Surface totale des mailles.

- * Détermination du débit spécifique :

$$q = \frac{Q_{\text{moy. journ}}}{N} \quad [\text{m}^3/\text{j/hab}]$$

N : Population totale de la ville

- * Population dans chaque zone du noeud

$$N_i = S_i \cdot d$$

S_i : surface de la zone du noeud (ha)

- * Le débit soutiré par le noeud

$$Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p \quad \text{m}^3/\text{j}$$

K_p : coeff de pointe

- Rq : Tous les résultats sont portés dans le tableau de calcul des débits soutirés.

Tableau Pour le Calcul des debits soutirés

N° DU NOEUD.	N° DE LA MAILLE.	SURFACE DESSERVIE (HA).	D'ENSITE (d) HABI/HA.	POP HABI.	CONSOM SPECIF L/J/HA.	CONSOM PAR (M3/J) NOEUD.	COEF DE POINTE.	Q SOUTIRE MAX L/S.	DEBIT-SOUTIRE TOTAL PAR NOEUD.
1.	I	2,66	196	521	174,66	91	1,8	1,89	1,89
2.	I	2,70	"	529	"	92,39	"	1,92	3,37
	II	2,04	"	400	"	69,86	"	1,45	
3.	II	1,97	"	386	"	67,42	"	1,40	1,4
4.	III	2,74	"	537	"	93,79	"	1,95	1,95
5.	III	2,36	"	462	"	80,69	"	1,68	1,68
6.	III	2,68	"	525	"	91,69	"	1,91	+ 38,52
	IV	3,19	"	625	"	109,16	"	2,27	= 42,7
7.	IV	3,38	"	662	"	115,62	"	2,41	2,41
8.	IV	3,23	"	633	"	110,56	"	2,30	2,30
9.	V	1,24	"	243	"	42,44	"	0,88	0,88
10.	V	1,11	"	217	"	37,90	"	0,79	1,74
	VI	1,33	"	261	"	45,58	"	0,95	

.../...

11.	VI	1,26	"	247	"	43,14	"	0,90	0,90
12.	VI	1,31	"	257	"	44,89	"	0,93	2,68
	I	2,46	"	482	"	84,19		1,75	
13.	I	2,50	"	490	"	85,58	"	1,78	5,01
	II	2,02	"	396	"	69,16		1,44	
	V	1,12	"	219	"	38,25		0,80	
	VI	1,39	"	272	"	47,51		0,99	
14.	II	1,95	"	382	"	66,72	"	1,39	2,28
	V	1,25	"	245	"	42,79		0,89	
15.	III	2,72	"	533	"	93,09	"	1,94	4,11
	IV	3,04	"	596	"	104,1		2,17	

Calcul du Réseau Maille par la Méthode Hardy - Cross :

En présence d'un plan de ville, où les rues s'entrecroisent et dans le sous sol desquelles les conduites seront posées.

Les conduites se raccordent entre elles, il en résulte un vaste quadrillage dont un contour élémentaire fermé constitue une Maille.

Le calcul d'un Réseau Maille est conduit par approximations successives selon la Méthode de HARDY - CROSS. Qui repose sur les deux lois suivantes :

1er Loi :

a/ Loi de KIRSHOFF :

En un Noeud quelconque du Réseau, la somme des Débits entrant est égale à celle des Débits sortants.

2es Loi :

b/ Loi des MAILLES :

LE long d'un Parcours orienté et Fermé la Somme Algébrique des p.d.c et nulle

Principe de Calcul :

La Méthode d'HARDY - CROSS, en premier lieu consiste à se fixer dans chaque Maille une répartition supposée des Débits ainsi qu'un sens d'écoulement qui sera celui des aiguilles d'une Montre. De manière à satisfaire la Première Loi c.a.d. $\sum Q_r = \sum Q_s$

A partir de cette répartition de Débit, les Conduites sont Dimensionnées pour une Vitesse acceptable de 1 m/s.

* Calcul des diamètres :

Les diamètres du réseau sont déterminés à partir de l'équation de continuité de la manière suivante.

$$Q = VA \quad ; \quad A = \pi D^2/4 \quad ; \quad Q = (m^3/p)$$

$$D'où \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad A = (m^2)$$

* Calcul des pdc : V : m/s (vitesse d'écoulement)

Les pdc sont calculées pour chaque tronçon de la maille affectées d'un signe suivant le sens d'écoulement du débit dans la maille.

On calcul les pdc à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach

$$(1) \quad \Delta H_t = \Delta H_i + \Delta H_G$$

$$(2) \quad \Delta H_i = J L G = f/2g \frac{v^2}{L} L G$$

Les pdc singulières ΔH_S sont estimées à 15 % des pdc linéaires

$$(3) \quad \Delta H_S = 0,15 \Delta H_i = 0,15 \cdot f/2g \frac{v^2}{D_h} \cdot L G$$

$$(4) \quad \Delta H_t = \Delta H_i + 0,15 \Delta H_i = 1,15 \Delta H_i$$

$$\Delta H_t = 1,15 f/2g \frac{v^2}{D_h} L.G.$$

A partir de l'eq^m de continuité, on exprime la vitesse d'écoulement en fonction du débit.

Soit :

$$\left. \begin{array}{l} Q = VA \\ A = \pi D^2/4 \end{array} \right\} \implies V = Q/A = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

* p.d.c totales :

$$(*) \quad \Delta H_t = 1,15 \frac{f}{2g} \frac{v^2}{Dh} \quad LG.$$

$$\text{Soit : } v^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4}$$

En remplaçons la vitesse d'écoulement par sa valeur dans l'expression

(*) on obtient le résultat suivant.

$$\Delta H_t = 1,15 f \frac{8 Q^2}{g \pi^2 D^5} \quad LG$$

$$\text{Soit : } L_e = 1,15 \quad LG$$

L_e : longueur équivalente est généralement estimée à 15 % de LG .

LG : longueur géométrique

D'où

$$\Delta H_t = L_e f \frac{8 Q^2}{2 D^5} = r Q^2$$

r : résistance de la conduite.

* calcul du coeff de frottement :

Le coeff de frottement est déterminé à partir de la formule de Colbrook.

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

IR : Nombre de Reynolds caractérisant l'écoulement.

f : coeff de frottement.

Soit, la première approximation :

$$f = (1,14 - 0,86 \frac{hE}{Dh})^{-2} \quad \text{de NIKVRADZE}$$

ε : rugosité absolue prise égale à 1 mm, ceci pour une conduite neuve.

* Détermination du débit correctif

Soit la 2^e loi qui se traduit par l'égalité suivante.

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^2 = 0$$

Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier la répartition initiale supposée des débits afin de rectifier en conséquence la valeur des p.d.c.

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

ΔQ = débit correctif

Q_0 = débit supposé

Q_1 = débit corrigé

$$\sum \Delta H = \sum r Q_1^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q)^2 = 0$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \cdot \Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Comme Q_1 est petit donc $\Delta Q^2 = 0$.

D'où

$$r (Q_0^2 + 2 Q_0 \cdot \Delta Q) = 0 \Rightarrow \sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \Delta Q,$$

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

On doit calculer, chaque Maille séparément, les corrections apportées aux Débits sont de deux Types :

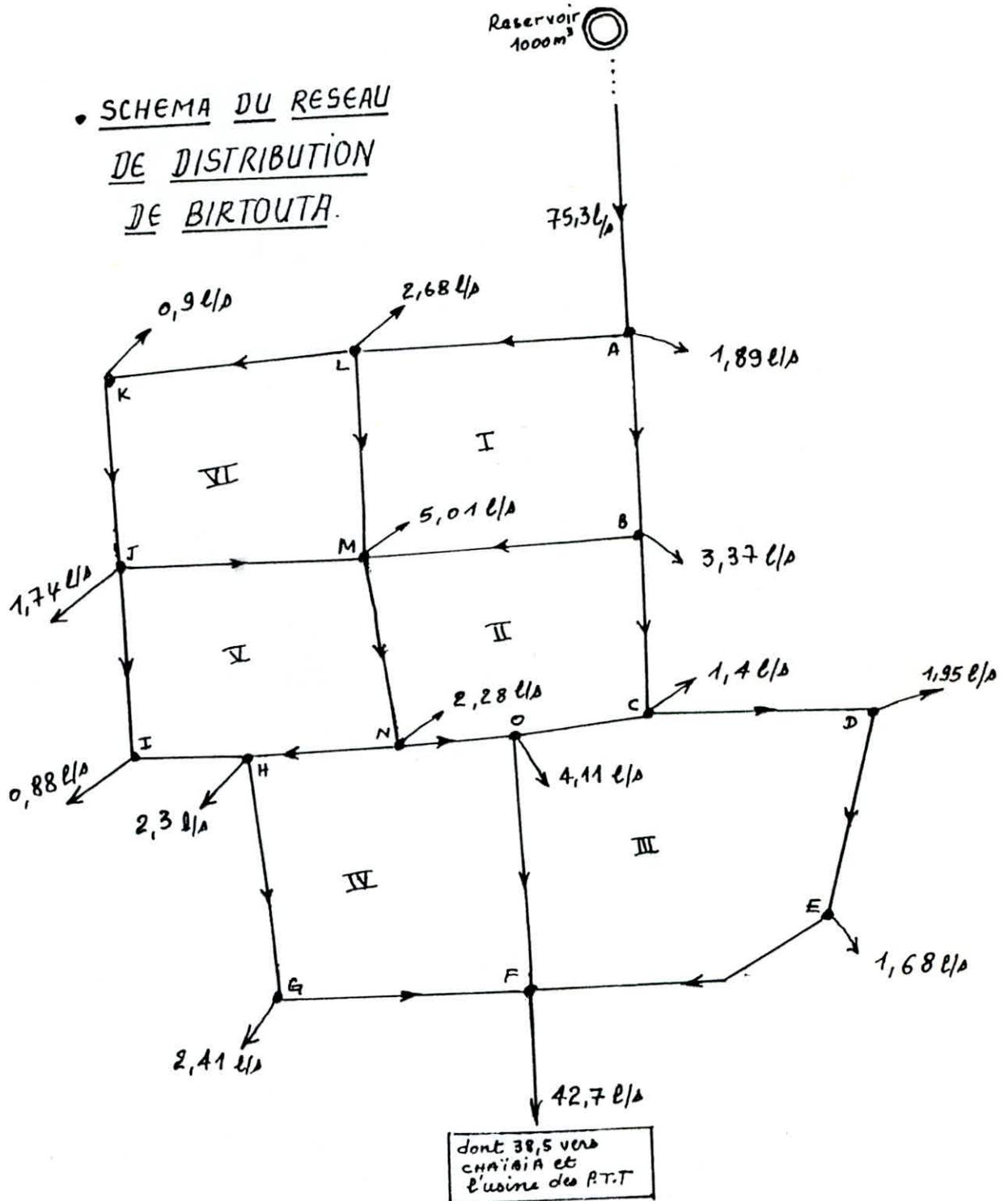
- Correction propre à la Maille considérée avec le Signe de ΔQ .
- Correction propre aux Mailles Adjacentes avec le Signe contraire de ΔQ .

Pour avoir le Débit Q_{i+1} , on peut faire la Somme Algébrique des corrections pour chaque Tronçon et l'ajouter au Débit Q_i .

Remarque, ces approximations sont poursuivies jusqu'à l'obtention des conditions suivantes.

- 1) $\Delta Q < 0,4 \frac{1}{5}$ Le Débit Correctif.
- 2) La Somme Algébrique des $p d c$ sur un contour fermé quelconque soient inférieure à 0,5 m.

• SCHEMA DU RESEAU
DE DISTRIBUTION
DE BIRTOUTA.



RESULTATS DES CALCULS DU RESEAU D'A.E.P.
CAS DE CONSOMMATION MAX.

TRONCONS	DIAMETRES (MM)	DEBITS (l/s)	VITESSES (m/s)	PERTES DE CHARGES(m)	TRONCONS
A - B	250	44,523	0,907	1,197	A - B
B - C	200	35,803	1,139	1,877	B - C
C - D	150	15,305	0,866	1,470	C - D
D - E	150	13,355	0,756	1,351	D - E
E - F	150	11,675	0,661	1,686	E - F
F - G	100	1,710	0,218	0,324	F - G
G - H	100	4,120	0,525	1,862	G - H
I - J	100	4,307	0,548	1,282	I - J
J - K	150	9,287	0,525	0,701	J - K
K - L	150	10,187	0,576	0,734	K - L
L - A	200	28,887	0,919	2,355	L - A
M - L	150	16,021	0,906	2,115	M - L
M - J	100	3,240	0,412	0,685	M - J
B - M	100	5,350	0,681	3,267	B - M
M - N	200	19,600	0,624	0,572	M - N
N - H	100	2,994	0,381	0,381	N - H
O - N	200	14,327	0,456	0,302	O - N
O - C	150	19,098	1,081	2,245	O - C
F - O	200	29,574	0,941	2,263	F - O
H - I	100	3,427	0,436	0,357	H - I

**RESULTATS DES CALCULS DU RESEAU D'AEP
CAS DE CONSOMMATION MAX + DEBIT D'INCENDIE**

TRONCONS	DIAMETRES (MM)	DEBITS (l/s)	VITESSES (m/s)	PERTES DE CHARGES (m)	TRONCONS
A - B	250	50,916	1,037	1,558	A - B
B - C	200	40,806	1,299	2,428	B - C
C - D	150	16,524	0,935	1,708	C - D
D - E	150	14,574	0,825	1,602	D - E
E - F	150	12,894	0,730	2,046	E - F
F - G	100	1,217	0,155	0,171	F - G
G - H	100	3,627	0,462	1,456	G - H
I - J	100	2,770	0,353	0,547	I - J
J - K	150	2,018	0,114	0,039	J - K
K - L	150	19,918	1,127	2,729	K - L
L - A	200	39,494	1,257	4,358	L - A
M - L	150	16,896	0,956	2,349	M - L
M - J	100	2,492	0,317	0,411	M - J
B - M	100	6,74	0,858	5,129	B - M
M - N	200	16,134	0,513	0,392	M - N
N - H	100	4,037	0,514	0,678	N - H
O - N	200	9,817	0,312	0,146	.
O - C	150	22,882	1,295	3,204	O - C
F - O	200	28,849	0,918	2,156	F - O
H - I	100	1,890	0,241	0,114	H - I

* Calcul des pressions au sol :

En vue de la bonne tenue des canalisations et, notamment de leurs joints, il ya lieu d'éviter en ville seulement des pressions supérieures à 40 m qui risque d'apporter des désordres (fuites notamment) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures ~~des abonnés~~. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y'aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la côte piézométrique du noeud précédent diminuée des pdc. (en valeur absolu) occasionnées le long d'un tronçon et la côte du noeud considéré tout en respectant le sens d'écoulement.

$$P_s = C_p - C_t$$

P_s : Pression au sol

C_p : Côte piézométrique

C_t : Côte du terrain

* Equipements du réseau de distribution :

. Appareils et accessoires

1) - Robinets - Vannes :

Ils permettent l'isolement des divers tronçons du réseau afin de pouvoir effectuer d'éventuelles réparations. Ils seront disposés à chaque noeud. Ils permettent également de régler les débits, la manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

CALCUL DES PRESSIONS AU SOL
CAS DE CONSOMMATION MAXIMALE
(SUITE)

Kilomètres	TRONCONS	ALTITUDES		P. d. c. (m)	Cotes Piezometr.		Press. au sol	Vitesses (m/s)
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES		
IV	O - F	53,2	46,4	2,263	93,90	91,638	45,238	0,941
	F - G	46,4	45,1	0,324	91,638	91,962	46,862	0,218
	G - H	45,1	52,8	1,862	91,962	93,824	41,02	0,525
	H - N	52,8	53,2	0,381	93,824	94,204	41,00	0,381
	N - O	53,2	53,2	0,302	94,204	93,90	40,70	0,456
V	M - N	60,2	53,2	0,572	94,756	94,184	40,98	0,624
	N - H	53,2	52,8	0,381	94,184	93,803	41,00	0,381
	H - I	52,8	53,0	0,357	93,803	94,16	41,16	0,436
	I - J	53,0	57,0	1,282	94,16	95,442	38,44	0,548
	J - M	57,4	60,2	0,685	95,442	94,757	34,557	0,412
VI	L - M	70,8	60,2	2,12	96,871	94,751	34,55	0,906
	M - J	60,2	57,4	0,685	94,751	94,436	37,03	0,412
	J - K	57,4	60,8	0,701	94,436	96,137	35,34	0,525
	K - L	60,8	70,8	0,734	96,137	96,871	26,07	0,576

**CALCUL DES PRESSIONS AU SOL
CAS DE CONSOMMATION MAX.**

Village	TRONCONS	ALTITUDES		P.d.c (m)	Cotes Piezometr.		Press. au sol (m)	Vitesses (m/s)
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES		
I	R - A	103,5	75,5	4,28	103,5	99,22	23,72	1,06
	A - B	75,5	61,0	1,197	99,22	98,023	37,020	0,907
	B - H	61,0	60,2	3,267	98,023	94,756	34,55	0,681
	H - L	60,2	70,8	2,115	94,756	96,871	26,071	0,906
	L - A	70,8	75,5	2,355	96,871	99,22	23,72	0,919
II	B - C	61	54,2	1,877	98,023	96,146	41,94	1,139
	C - O	54,2	53,2	2,245	96,146	93,901	40,70	1,081
	O - N	53,2	53,2	0,302	93,901	94,203	41,0	0,456
	N - H	53,2	60,2	0,572	94,203	94,775	34,575	0,624
	H - B	60,2	61,0	3,267	98,04	98,04	37,04	0,681
II	C - D	54,2	54,8	1,470	96,146	94,676	39,876	0,866
	D - E	54,8	50,2	1,351	94,676	93,325	43,125	0,756
	E - F	50,2	46,4	1,686	93,325	91,639	45,239	0,661
	F - O	46,2	53,2	2,263	91,639	93,902	40,70	0,941
	O - C	53,2	54,2	2,245	93,902	96,146	41,94	1,081

**CALCUL DES PRESSIONS AU SOL
CAS DE CONSOMMATION MAX + DEBIT D'INCENDIE**

S illes	TRONCONS	ALTITUDES		P.d.c H (m)	Cotes Piezometriq.		Press. au Sol(m)	Vitesse (m/s)
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES		
I	R - A	103,5	75,5	5,848	103,5	97,652	22,15	1,306
	A - B	75,5	61,0	1,558	97,652	96,094	35,09	1,037
	B - M	61,0	60,2	5,129	96,094	90,965	30,765	0,858
	M - L	60,2	70,8	2,349	90,965	93,314	22,50	0,956
	L - A	70,8	75,5	4,358	93,314	97,652	22,15	1,257
I	B - C	61,0	54,2	2,428	96,10	93,666	39,466	1,299
	C - O	54,2	53,2	3,208	93,666	90,458	37,258	1,295
	O - N	53,2	53,2	0,146	90,458	90,604	37,404	0,312
	N - M	53,2	60,2	0,392	90,604	90,996	30,796	0,513
	M - B	60,2	61,0	5,129	90,996	96,10	35,10	0,858
I	C - D	54,2	54,8	1,708	93,666	91,958	37,158	0,935
	D - E	54,8	50,2	1,602	91,958	90,356	40,156	0,825
	E - F	50,2	46,4	2,046	90,356	88,31	41,91	0,730
	F - O	46,4	53,2	2,156	88,31	90,466	37,266	0,918
	O - C	53,2	54,2	3,204	90,466	93,67	39,47	1,295

CALCUL DES PRESSIONS AU SOL
CAS DE CONSOMMATION MAX + DEBIT D'INCENDIE
(SUITE)

lles	TRONCONS	ALTITUDES		P. d. c (m)	Cotes Piezometriq.		Press. au sol(m)	Vitesse (m/s)
		AMONTS	AVALES		AMONTS	AVALES		
	O - F	53,2	46,4	2,156	90,46	88,304	41,904	0,918
	F - G	46,4	45,1	0,171	88,304	88,475	43,375	0,155
	G - H	45,1	52,8	1,456	88,475	89,931	37,131	0,462
	H - N	52,8	53,2	0,678	89,931	90,609	37,409	0,514
	N - O	53,2	53,2	0,146	90,609	90,46	37,26	0,312
	M - N	60,2	53,2	0,392	90,99	90,598	37,398	0,513
	N - H	53,2	52,8	0,678	90,598	89,92	37,12	0,514
	H - I	52,8	53,0	0,114	89,92	90,034	37,034	0,241
	I - J	53,0	57,4	0,547	90,034	90,581	33,18	0,353
	J - M	57,4	60,2	0,411	90,581	90,99	30,79	0,317
	L - M	70,8	60,2	2,349	93,314	90,965	30,765	0,956
	M - J	60,2	57,4	0,411	90,965	90,554	33,154	0,317
	J - K	57,4	60,8	0,039	90,554	90,593	29,793	0,114
	K - L	60,8	70,8	2,729	90,593	93,32	22,52	1,127

2) VENTOUSES :

Pour faire face aux problèmes, de perturbation de l'écoulement et parfois celui, des détériorations des canalisations, due à la présence d'air dans les conduites, mais prévoyons des ventouses aux points hauts du réseau en vue d'évacuer l'air contenu dans les conduites, comme elles permettent l'admission de l'air dans la conduite lors du vidange.

3) BOUCHE-D'INCENDIE :

Les bouches d'incendie doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au pt correspondant un débit minimal de 17 l/s sous une pression minimal de 0,6 bar (6m)

Remarquons que certaines bouches d'incendie sont équipées pour servir également à l'arrosage et au lavage.

4) ROBINETS DE DECHARGE :

Ils sont placés au niveau des pts les plus bas du réseau et sur les tronçons de faibles vitesses afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts de sable .

5) Tés, les cônes et les coudes :

Pour les divers raccordements, ou utilisé, les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des tuyaux secondaire à partie de la conduite principale. Ainsi que les cônes de réduction pour le raccordement des conduites présentant des \varnothing différents et enfin les coudes pour permettre le changement de direction.

Principe de l'Alimentation :

L'importante différence de Niveau entre l'emplacement du Réservoir
1000 M3 et l'ensemble des Pts de la Ville,

Située en relief bas, permet d'approvisionner gravitairement

l'ensemble du Tissu Urbain, d'une Population actuelle de 3135 âmes
et une Population cible de 10123 hab, En l'An 2010 par un Réseau
entièrement renouvelé, dimensionné pour distribuer un Débit Max
calculé :

Les besoins de la ville seront couverts par un Réseau Maille, enfin
signalons que ce dernier est conçu pour assurer un Débit d'alimentation
et d'incendie suffisant sur l'ensemble de la Ville et que au terme de
nos calculs, la Pression au Sol est également assurées partout
Notamment et en Particulier dans le Quartier Sud- Ouest ou l'on observe
des Constructions de 4 et 5 Etages.

CHAPITRE VI. ADDUCTION.

. Introduction : le captage des eaux se trouve à un niveau bas que celui du réservoir de stockage, on prévoit une adduction par refoulement dans ce cas.

. Choix du tracé :

On choisit le tracé de tel façon a avoir un profil en long régulier, éviter les contres pentes pour raison d'économie : un tracé en plan le plus court possible et les coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

. Calcul du diamètre économique :

On essaye d'établir un calcul donnant le diamètre économique en introduisant certains paramètres susceptibles de varier dont :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation
- et les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la déminution des pertes de charges.

Ainsi que le prix de revient du mètre linéaire de la conduite et le prix du Kwh d'énergie électrique, reflètent les frais d'établissement de la conduite.

Calcul :

La relation de BONNIN donne une approche du diamètre économique.

A partir de la valeur ainsi déterminée et normalisée on peut choisir des diamètres sur lesquels portera notre étude technico-économique.

Relation de BONNIN $D = \sqrt{Q}$

D en (m) et Q en m³/s.

$$D = \sqrt{0,050267} = 0,224$$

Soit le diamètre normalisé $D = 250$ mm.

Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{m/s})$$

nombre de reynolds $R = \frac{VD}{\nu}$ ν = viscosité cinématique de l'eau = 10^{-6} m²/s à 20° C.

Coefficient de frottement f , calculé moyennant la formule de Colebrook-White.

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

La résolution de cette équation se fait par approximation successives; la première est donnée par la formule de NIKURADZE (valable uniquement en régime turbulent rugueux). $f = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D)^{-2}$

- Puissance absorbée $P = \frac{H_m T \cdot g \cdot Q}{\eta}$ (Kw)

ou η = rendement de la pompe.

- l'énergie consommée par le pompage

$$E = p.t.365 \text{ [Kwh]}$$

t = nombre d'heure de pompage.

- frais d'exploitation $F_E = E.e$

e = tarif d'énergie = 0,19 DA / Kw.h

* Amortissement annuel

l'annuité d'amortissement est déterminée

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

A = taux d'annuité (en Algérie pris égale a 8 %)

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,01 = 0,0888$$

Les études technico-économique des différents diamètres sont portées dans les tableaux suivants.

Le facteur d'utilisation (n) de la station de pompage et l'annuité constante (A), qui amortit un capital investi sur un taux (t), pour une période, en principe égale à la durée de vie du matériel.

* Choix du type de conduites :

Le choix entre les différents types de conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture, et le transport à pied d'oeuvre. Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier vu les avantages qu'elles présentent.

- Les conduites en acier résistent à des pressions importante supérieure à 20 bars.
- par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté
- très économiques et disponible sur le marché national.

* Calcul de la hauteur géométrique d'élévation :

$$H_g = CTP - C_{ASP}$$

H_g = hauteur géométrique

CTP = côté du trop-plein

CASP = côté d'aspiration

$$CTP = C_R + H + 0,5$$

C_R = cote du réservoir

H = hauteur d'eau dans le réservoir

$$C_{ASP} = CTF - 2$$

CTF = Côte du terrain du forage

donc on aura : (A.N)

$$C_{ASP} = 34 - 2 = 32 \text{ m}$$

$$CTP = 103,5 + 5 + 0,5 = 109 \text{ m}$$

$$\text{et } H_g = 109 - 32 = 77 \text{ m}$$

La hauteur manométrique sera égale à :

$$H_{mT} = H_g + \Delta H$$

Pertes de charges : sont calculées par la formule de DARCY-WEISBACH.

$$\Delta H = J \cdot L_T \quad L_T = 1,15 L_g$$

$$J = \frac{f_c}{D} \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{4Q}{3,14 D^2}$$

$\Delta H = J L$ perte de charge linéaire

$\Delta H_T = 1,15 \Delta H$ perte de charge totale en tenant compte des pertes de charges singulières (dues à la présence sur la conduite de refoulement des coudes, robinets, joints etc...)

elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires.

TABLEAU DE CALCUL DES HAUTEURS MANOMETRIQUES

$$\phi = 0,250 \text{ m}$$

$$L = 3500 \text{ m}$$

$$\lambda = 10^{-6}$$

$$Q = 0,050236 \text{ m}^3/\text{s} \quad \epsilon = 10^{-3} \text{ m}$$

D (m)	V (m/s)	R 10^4	F_N	F_c	J	ΔH_1	H_t	Hg	Hmt
0,250	1.02	25.5	0.0288401	0.0294301	0.0062488	21.87	25.13	77	102.15
0,300	0.71	21.3	0.0273635	0.0280972	0.0047784	16.72	19.23	//	96.23
0,350	0.52	18.2	0.0262017	0.0271014	0.0010683	3.74	4.30	//	81.03

. FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D (mm)	Lg (m)	Prix au ml : Pu (DA/m)	Prix de la conduite. Pc = Pu.LG	Annuité Pc.A...(DA)
250	3500	267.22	935.270	83077.23
300	//	333.07	1.165.745	1.03549.63
350	//	437.60	1.531.600	1.36047.43

. FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	Hmt (m)	Puissance (Kw)	Puissance annuelle E=8760 P (Kw/h)	Prix d'énergie 0.3E=2628 P
250	102.15	67.42	590599.2	177179.76
300	96.23	63.51	556347.6	166904.28
350	81.03	53.48	468484.8	140545.44

. BILAN

D (mm)	250	300	350
Frais d'amortissement	83077.23	103549.63	136047.43
Frais d'exploitation	177179.76	166904.28	270453.91
TOTAUX : (DA)	<u>260256.99</u>	270453.91	276592.87

on choisit donc ϕ 250

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

$L = 3500 \text{ m}$

$E = 10^{-3} \text{ m}$

$H_g = 77 \text{ m}$

$\phi = 250 \text{ mm}$

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

$Q = 0,050236 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau de calcul des Hmt

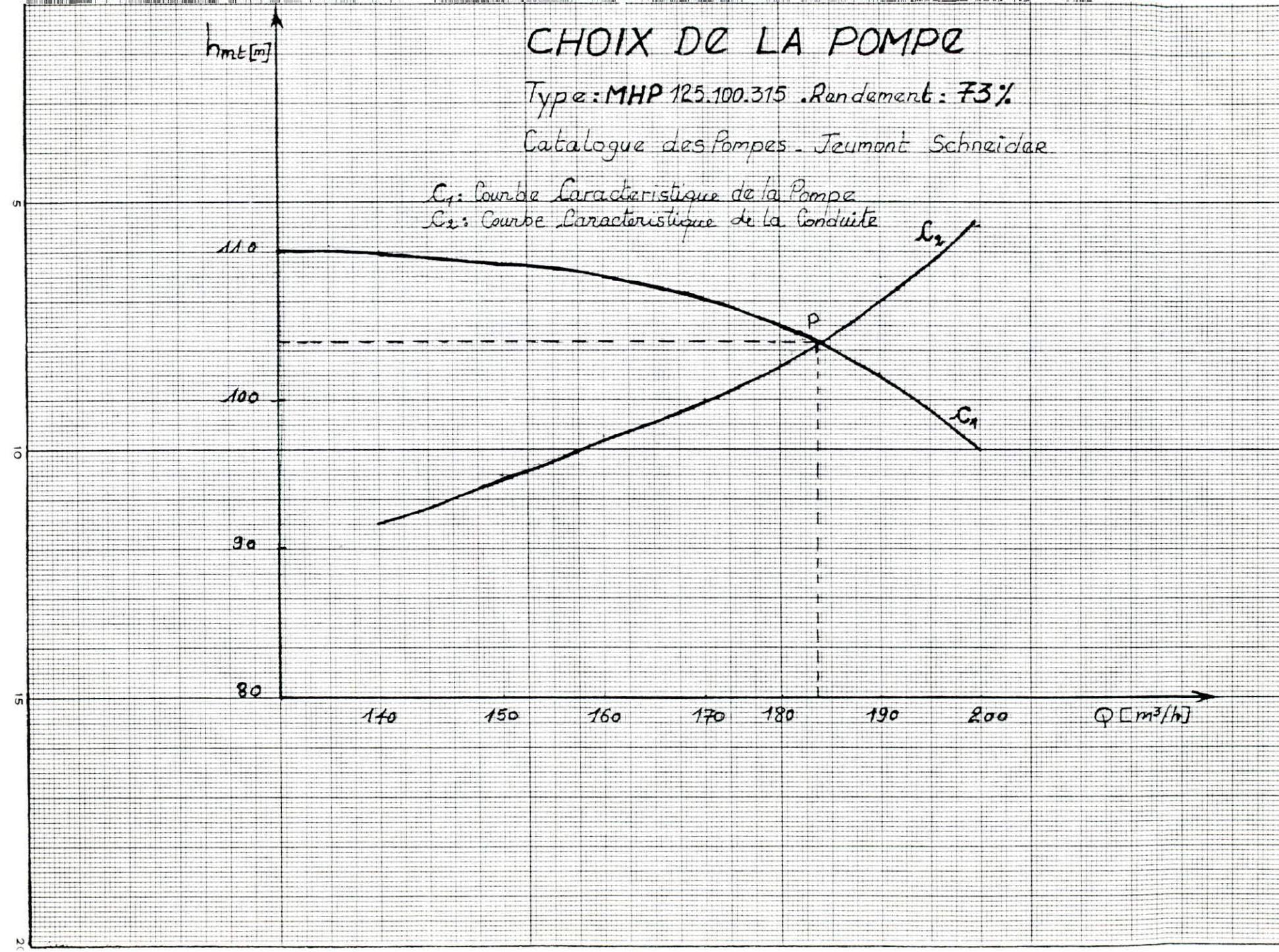
D E B I T S		VITESSE (m/s)	IRe (10 ⁵)	f_c	J 10 ⁻³	$\Delta H_T =$ 1.15XJ.L	Hmt = Hg + ΔH_T
m ³ /h	m ³ /s						
130	0.03611	0.73	1.825	0.028985178	3.2045071	12.898	89.898
140	0.03888	0.79	1.975	0.028985238	3.7150073	14.953	91.953
150	0.04166	0.85	2.125	0.02898529	4.2652694	17.167	94.167
160	0.04444	0.90	2.25	0.028985328	4.8535176	19.535	96.535
170	0.04722	0.96	2.40	0.028985369	5.4797543	22.056	99.056
180.85	0.050236	1.02	2.55	0.028985404	6.2021141	24.963	101.963
190	0.05277	1.07	2.675	0.028985431	6.8435941	27.545	104.545
200	0.05555	1.13	2.825	0.028985460	7.5836626	30.524	107.524
210	0.05833	1.19	2.975	0.028985486	8.3617048	33.656	110.656
220	0.06111	1.24	3.10	0.028985506	9.1777399	36.940	113.940
240	0.06666	1.36	3.4	0.028985547	10.920497	43.955	120.955
260	0.07222	1.47	3.675	0.028985579	12.818205	51.593	128.593
280	0.07777	1.58	3.95	0.028985607	14.86404	59.823	136.823

CHOIX DE LA POMPE

Type: MHP 125.100.315 . Rendement: 73%

Catalogue des Pompes - Jeumont Schneider

C_1 : Courbe Caractéristique de la Pompe
 C_2 : Courbe Caractéristique de la Conduite



Cette Pompe est choisit du catalogue jeumont-Schneider
avec les caractéristique suivante :

Type : M.H.P. 125.100.3 15

Roue initiale 3 17mm.

Rendement 73%

Vitesse de rotation 2600 Tr/min

Puissance absorbée : 67 Kw

On accepte donc cette pompe sans aucune modification.

Capacité pratique d'aspiration

Condition de non apparence de la cavitation est :

$$10 - (H_a + J_a \cdot L_a) \quad 1,21 \eta_s^{4/3} 10^{-3} H$$

avec H_a = hauteur géométrique d'aspiration

J_a = Perte de charge unitaire

L_a = Longueur de la conduite d'aspiration de diamètre D

η_s = vitesse spécifique de rotation de la pompe.

H = hauteur d'élévation

On vérifie cette condition avec les données suivantes :

$$Q = 0,05023611 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{mt} = 102,15$$

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

$$H_a = 2 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$J_a = 0,0062488$$

$$\eta_s = \frac{N \sqrt{q}}{H^{3/4}} = \frac{2600 \sqrt{0,05023611}}{(102,15)^{0,75}} = 18,136$$

D'où l'inégalité précédente devient

$$10 - (2 + 0,0062488 \cdot 4) > 1,21 \cdot (18,136)^{4/3} \cdot 10 \cdot 102,15^{-3}$$

$$7,97 > 5,889$$

On voit donc qu'avec les considérations ci-dessus
 (Diamètre d'aspiration, hauteur Géométrique d'aspiration)
 sont en accord avec la condition de non apparence de
 la Cavitation .

CHAPITRE VII

Protection des conduites contre le coup de belier

Phénomène du coup de belier :

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par une onde de pression positive ou négative causée par : un arrêt brusque, par disjonction inopinée de la pompe alimentant la conduite de refoulement. La colonne liquide ne s'arrête pas aussitôt et poursuit son élan vers le réservoir grâce à son inertie mais n'étant plus alimentée il en résulte derrière elle une dépression; l'eau se déprime et chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage vers le réservoir avec une vitesse appelée célérité et désignée par a .

Grâce à son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche.

. Réservoir d'air

a) Arrêt brusque du groupe électropompe :

Principe : après disjonction des groupes, l'alimentation continue de la veine liquide, s'effectue à l'aide du réservoir d'air accumulé sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

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

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

Les trains d'ondes se réfléchissent aux extrémités des conduites et le phénomène se propage indéfiniment dans un sens puis dans l'autre s'il ne s'amortissait à la longue, les trains d'ondes successifs créent des pressions et des dépressions suivant leur sens de propagation et suivant les différents points de la conduite.

Les variations de pressions s'ajoutent algébriquement à la pression régnant dans le point considéré et il peut en résulter soit des surpressions qui peuvent devenir dangereuse pour la conduite et ses accessoires, soit des dépressions qui se traduisent si elles sont suffisamment importantes par des cavitations conduisant à la formation d'occlusions gazeuses dont la résorption peut amplifier dangereusement l'onde de surpression au moment de son retour.

Moyens de Protection.

Pour limiter les effets du coup de belier à une valeur compatible avec la résistance des installations, il est utilisé les appareils anti - belier suivants :

- Réservoirs d'air et cheminée d'équilibre
- Soupapes de décharges (contre les surpressions)
- Volants d'inertie (contre les dépressions)

On choisit le réservoir d'air qui est un dispositif simple peu onéreux, facilement contrôlable de même il protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

- Calcul du Réservoir d'Air

Arrêt brusque de la pompe :

Les Caractéristiques de refoulement sont :

Diamètre de la Conduite $D = 250 \text{ mm}$

Longueur de la Conduite $L = 3500 \text{ m}$

Section " " " $S = 0,0491$

Epaisseur " " " $e = 5 \text{ mm}$

Matériaux " " " Acier

Module d'élasticité $E = 2,0 \cdot 10^{11} \text{ pa}$

Rugosité absolue $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$

Module d'élasticité de l'eau $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

Débit de refoulement Initial $Q = 0,050236 \text{ m}^3/\text{s}$

Vitesse Initiale $V_0 = 1,02 \text{ m/s}$

Hauteur Géométrique $H_g = 77 \text{ m}$

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

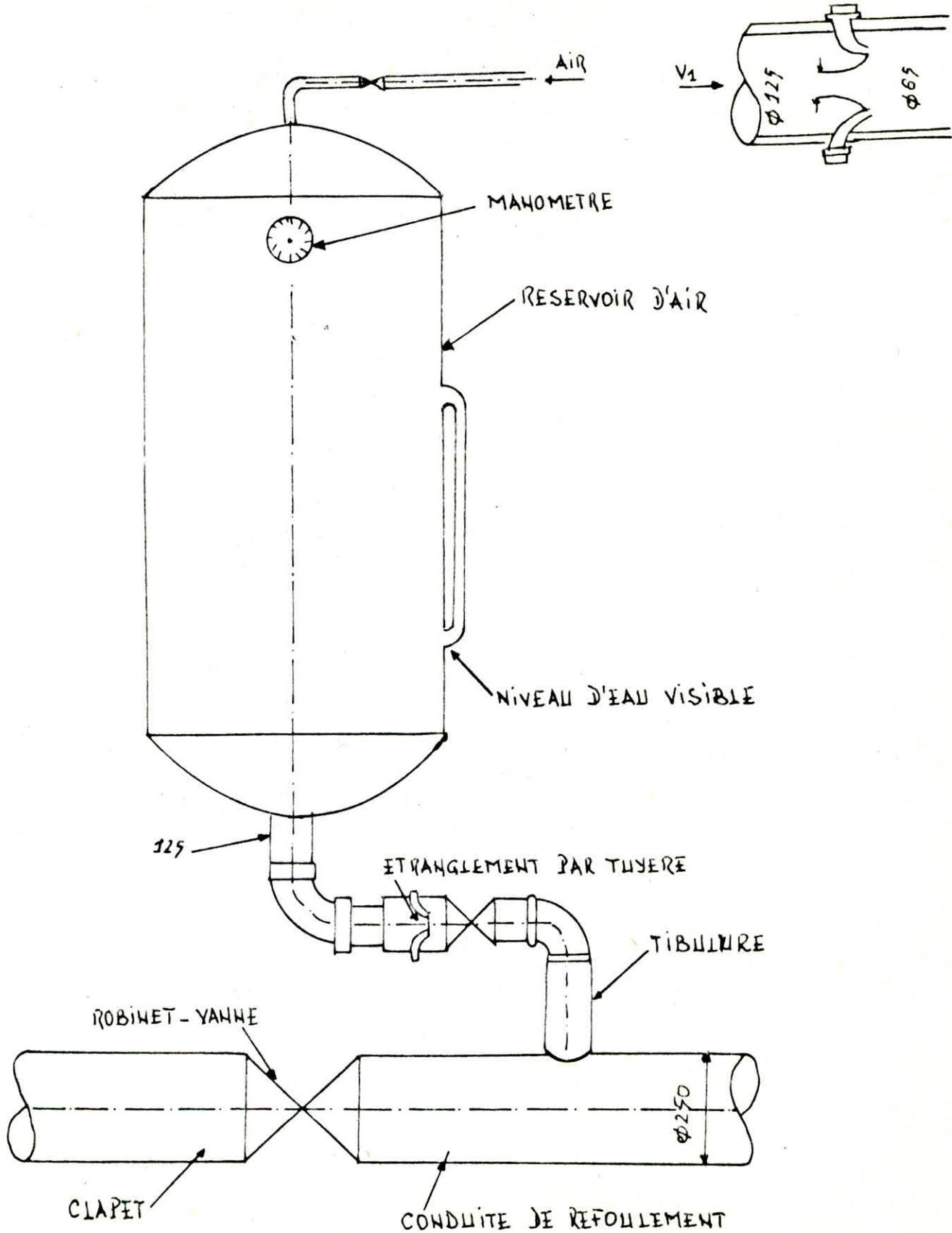
- Celerité de l'onde dans la Conduite

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

$$= \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9}{2,0 \cdot 10^{11}} \frac{250}{5}}}$$

D'où $a = 1182,528 \text{ m/s}$.

SCHEMA DU RESERVOIR D'AIR



- L'Intervalle de Temps Aller et Retour de l'onde

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2.3500}{1182,528} = 5,92 \text{ Secondes}$$

- Maximum du Coup de belier

$$b = \frac{a v_0}{g} = \frac{1182,528 \cdot 1,02}{9,8} = 123,08 \text{ m}$$

- La Supression Maximale dans la Conduite

$$b + H g = 123,08 + 77 = 200,08 \text{ m}$$

Environ 20 Bars

- La Depression est :

$$H g - b = 77 - 123,08 = - 46,08$$

Pour diminuer les effets du coup de belier comme c'est mentionné
precedement un Réservoir est raccordé sur la Conduite de
refoulement par une tubulure de Diametre $D = \frac{\phi}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$

On prend $D = 125 \text{ mm}$

On prend $d = 65 \text{ mm}$. diametre

de la tuyère ; Cette Tuyère est incorporée dans la Tubulure

$D = 125 \text{ mm}$. Pour amortir les Oscillations rapidement.

Les caractéristiques de la Tuyère seront alors: montée de l'eau dans le Réservoir d'air ;

Z_0 = Niveau d'eau dans le Réservoir d'air

En cas de fonctionnement normal.

V_f = Vitesse Finale de l'eau dans les conduite de refoulement.

V_1 = Vitesse de l'eau dans la tuyère.

La Vitesse de l'eau dans la Tuyère est évaluée en fonction de la Vitesse Finale de l'eau

Dans la Conduite pour l'intervalle de temps considéré

à la montée de l'eau, la tuyère ayant un Coefficient de Débit = 0,92

Le Rapport des Vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport

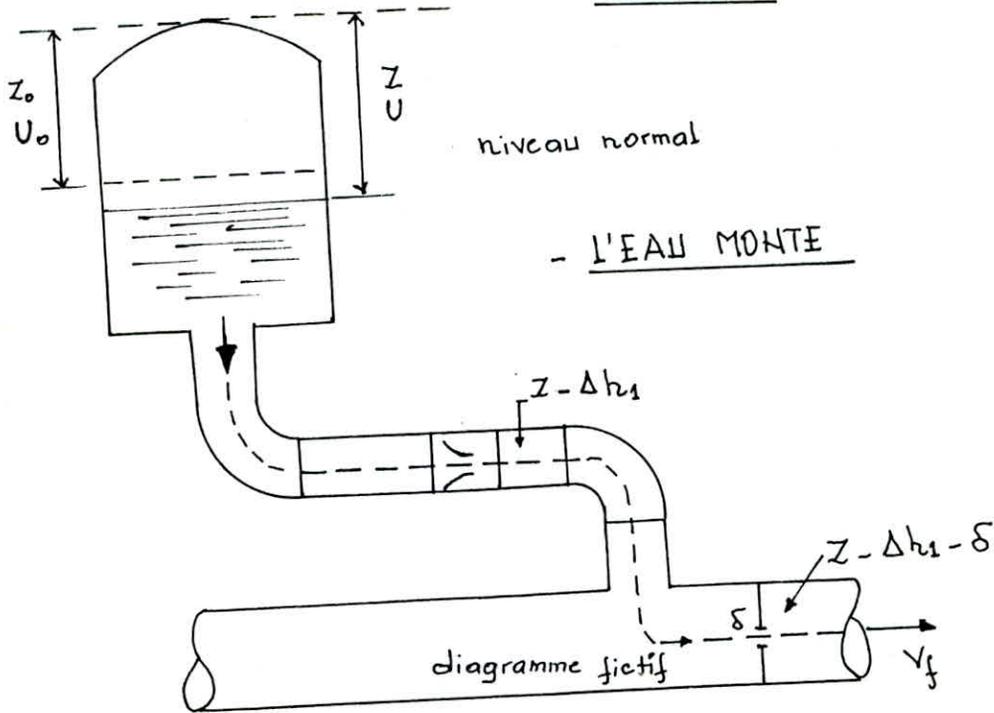
Inverse des Carrés des diamètres.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92.65)^2} = \frac{(250)^2}{(0,92.65)^2} = 17,48$$

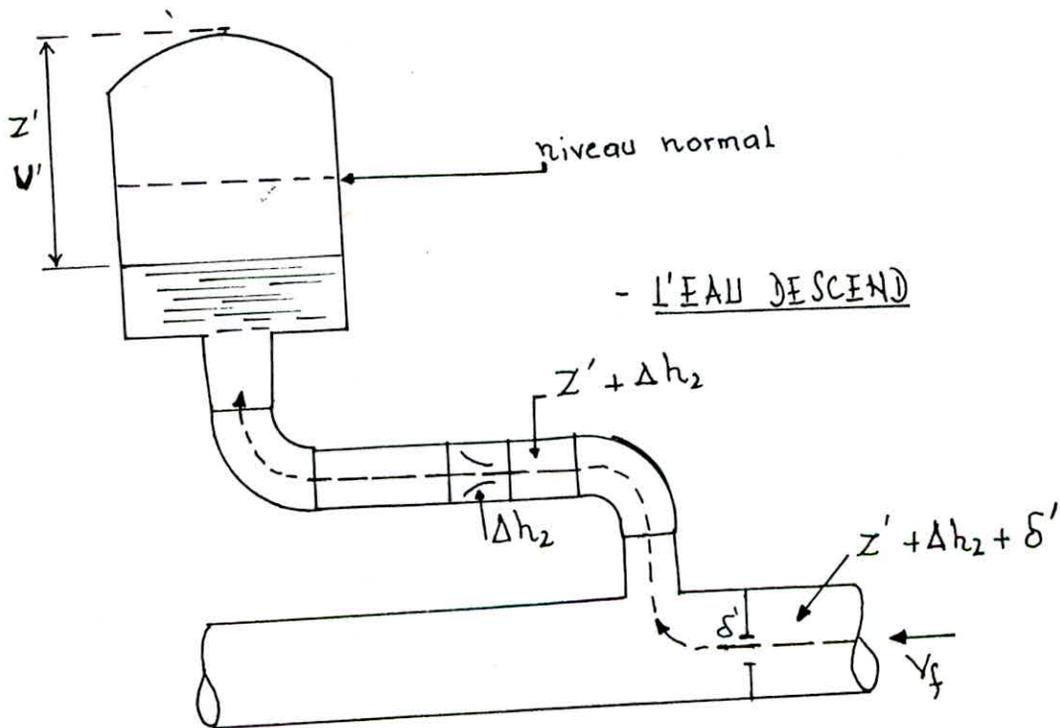
Est Comprise entre 15 et 20.

D'où $V_1 = 17,48 V_f$

PERTES DE CHARGES SUCCESSIVES A LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



PERTES DE CHARGES SUCCESSIVES A LA DESCENTE DE L'EAU DANS LE RESERVOIR



La perte de Charge correspondante est donnée par

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

C = Coefficient de Pertes de Charges Singulières qui dépend du rapport m des Sections de la Veine contractée (Diamètre $0,92 d$) et de la Tubulure (Diamètre D) $m = \frac{(0,92 d)^2}{D^2}$

$$= \frac{(0,92 \cdot 65)^2}{125} = 0,23.$$

Graphiquement de Dupont T II.

$$m = 0,23 \longrightarrow C = 0,6$$

$$\text{D'où } \Delta h_1 = 0,6 \frac{V_1^2}{19,6} = 0,0306 V_1^2$$

Descente de l'eau du Réservoir de Stockage à la Descente de l'eau. La Tuyère agit comme un ajustage de bords avec un Coefficient de contraction égal à 0,5.

Dans ce cas le rapport des Vitesses de l'eau dans la tuyère

$$V_2 \text{ et dans la conduite } V_f \text{ est } \frac{V_2}{V_f} = \frac{S}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$

$$V_2 = 2 D^2 = 2 \cdot 250^2 = 29,58$$

$$\frac{V_f}{d^2} = \frac{65^2}{V_f}$$

d'où $V_2 = 29,58$

$$\text{Et } m' = 0,5 \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \frac{65^2}{125^2} = 0,135.$$

Du même Graphique Duport T II

$$m' = 0,135 \longrightarrow C' = 0,75$$

$$\text{Donc } \Delta h_2 = 0,75 \frac{V_2^2}{2g} = 0,0383 V_2^2$$

$$\Delta h_2 = 0,0383 V_2^2$$

Variation du Volume d'air dans l'anti-belier.

$$\Delta U = S \theta V_m = 0,0491 \cdot 5,92 \cdot V_m = 0,291 V_m$$

Où V_m est la Vitesse moyenne supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle du temps considéré :

$$V_m = \frac{V + V_{f1}}{2}$$

V_m = Vitesse moyenne Pour le 1^{er} Intervalle θ

V = Vitesse de régime normal avant disjonction

V_{f1} = Vitesse Finale choisie à la fin de θ en tenant

compte des signes des vitesses elles devront être positives

si l'eau part du Réservoir d'air, et négatives dans le cas

contraire.

Le volume d'air du Réservoir d'air sera égal à la fin du premier intervalle θ au volume d'air choisi arbitrairement U_0 , augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente (au tableau suivant).

Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent ou se retranchent selon que l'eau monte ou descend.

La nouvelle pression dans le Réservoir est exprimée par la loi de détente des gaz (ici l'air) $Z = \frac{(Z_0 + \delta_0)}{U^{1,4}} U_0^{1,4}$

Où δ_0 p.d.c dans la conduite en régime normal $\delta_0 = 25,15$ m

Pour les autres intervalles de temps δ est donnée en fonction de V_p par la courbe caractéristique de la conduite.

Z_0 : Pression absolue en marche normale dans le Réservoir d'air.

$$Z_0 = H_g + 10 = 77 + 10 = 87 \text{ m.}$$

$U_0 =$ Volume d'air initial dans le Réservoir pris égal à $0,7 \text{ m}^3$.

$$\text{Donc } Z = \frac{(87 + 25,15)}{U^{1,4}} \cdot (0,7)^{0,4} = \frac{68,07}{U^{1,4}}$$

• Pression dans la conduite avec pertes de charges :

Cas de montée de l'eau $Z - \Delta h 1$

Cas de descente de l'eau $Z + \Delta h 2$

• Pression dans la conduite sans pertes de charges.

Montée de l'eau $Z - \Delta h 1 - \delta$

Descente de l'eau $Z + \Delta h 2 + \delta$

$$\text{• Pente de la Droite } a / g_s = \frac{1182,528}{9,8 \cdot 0,0491} = 2457,56$$

$$\frac{a}{g.S} = 2457,56 = \frac{b}{q}$$

• Echelle des pressions du Graphique du coup de belier.

Echelle des pressions.

1 cm ————— 10 m

2457,56 Représente donc 245,76 cm

b = 245,76 cm

• Echelle des Vitesses :

1 cm ————— 0,5 m /

$$q = V.S = 0,1 \cdot 0,0491 = 0,00491 \text{ m}^3 /$$

1 m³ / Représente 203,66 cm. $q = 203,66 \text{ cm.}$

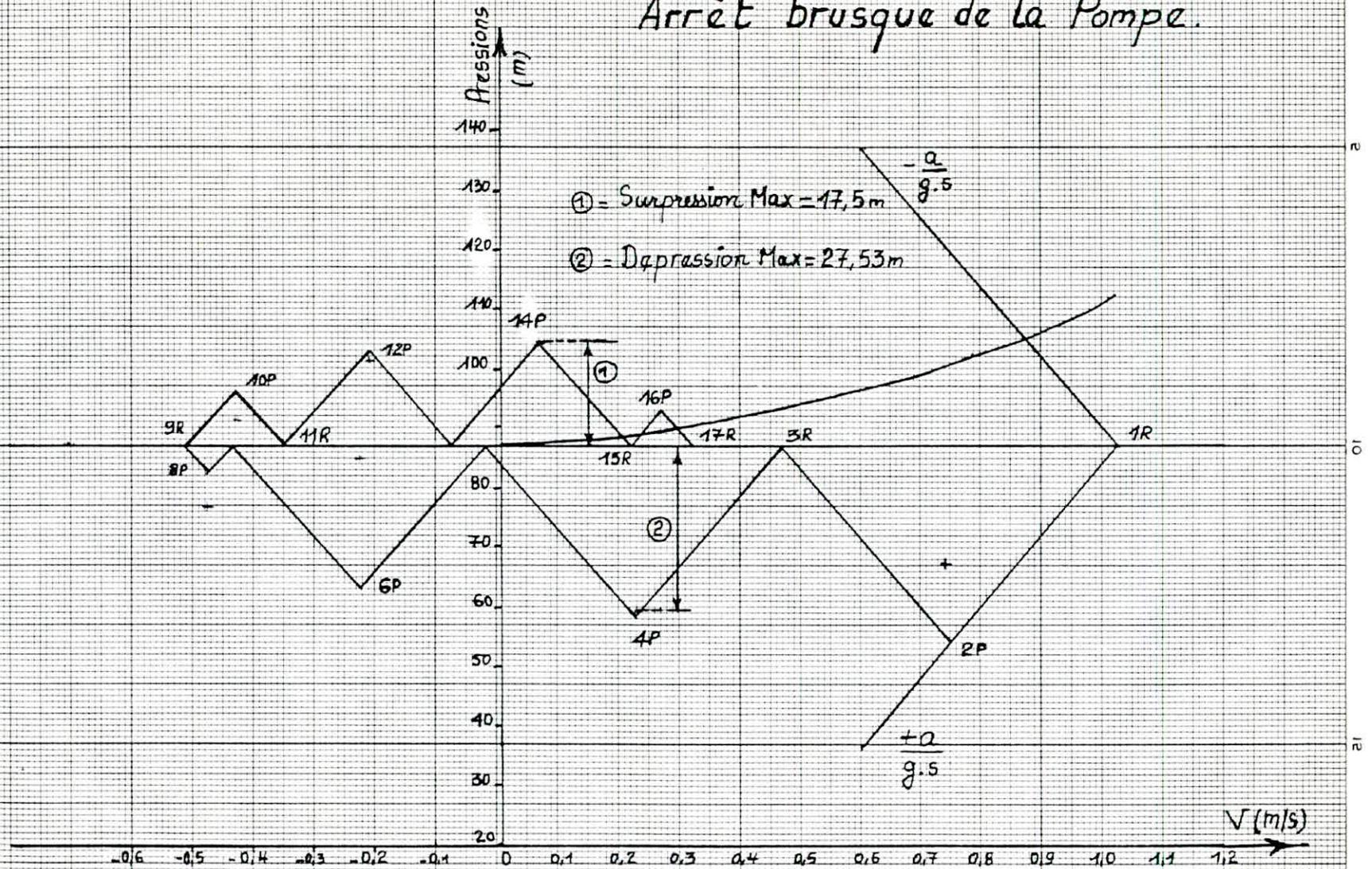
$$\frac{a}{g.S} = \frac{b}{q} = \frac{245,76}{203,66} = 1,206717 = \text{tg} \alpha \implies \alpha = 50^\circ 21'$$

- Resultat de Calcul - du Coup de belier.

- Arrêt brusque de la Pompe.

Intervalle de Temps	Variation du Volume d'air: $\Delta U = 0,294 V_m$ (m ³)	volume d'air $U = U_i \pm \Delta U$ (M ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = 68,07/U^{1,4}$	vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) montée: $V_1 = 17,48 V_f$ descente: $V_2 = 29,58 V_f$	Perte de charge dans la tuyère (m) montée: $\Delta h_1 = 0,0306 V_1^2$ descente: $\Delta h_2 = 0,0383 V_2^2$	Pression dans la Conduite avec P. d. c (m) montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge au refoulement S_c (m)	Pression dans la Conduite sans P. d. c montée: $Z - \Delta h_1 - S_c$ descente: $Z + \Delta h_2 + S_c$	vitesse lue sur le graphe V_f (m/s)	Désignation du Point	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_{i-1} + V_i}{2}$ (m/s)	vitesse finale V_f choisie (m/s)	Observation
00	0	0,70	112,15	—	—	112,15	25,15	87	1,02	1R	—	—	montée.
10	0,256	0,956	72,48	12,93	5,12	67,36	13,23	54,13	0,74	2P	0,88	0,74	montée.
20	0,137	1,093	59,90	3,84	0,45	59,45	1,17	58,28	0,22	4P	0,48	0,22	montée.
30	-0,001	1,091	60,21	6,80	1,77	61,98	1,28	63,26	-0,23	6P	-0,005	-0,23	descente.
40	-0,103	0,988	69,26	14,20	7,72	76,98	5,57	82,55	-0,48	8P	-0,355	-0,48	descente.
50	-0,134	0,853	84,98	13,16	6,64	91,62	4,79	96,41	-0,445	10P	-0,462	-0,445	descente.
60	-0,096	0,757	100,52	6,36	1,55	102,07	1,12	103,19	-0,215	12P	-0,33	-0,215	descente.
70	-0,021	0,736	104,55	1,22	0,046	104,50	0,12	104,38	0,07	14P	-0,07	0,07	montée.
80	0,049	0,785	95,57	4,63	0,66	94,91	1,70	93,21	0,265	16P	0,167	0,265	montée.

• Epure du Coup de belier
Arrêt brusque de la Pompe.



Programme sur TI 59 Coup de balier "Arret brusque"

Nombre de pas utilisés : 329.

Nombre de mémoires utilisées : 42

00	76	2nd Lbl	053	43	RCL	106	01	1	159	75	-
01	11	A	054	08	08	107	93	.	160	43	RCL
02	43	RCL	055	95	=	108	01	1	161	07	07
03	09	09	056	42	STO	109	04	4	162	35	1/x
04	75	-	057	32	32	110	95	=	163	33	x ²
05	43	RCL	058	42	STO	111	35	1/x	164	95	=
06	10	10	059	34	34	112	33	x ²	165	33	x ²
07	75	-	060	65	X	113	65	X	166	55	+
08	43	RCL	061	53	(114	43	RCL	167	01	1
09	11	11	062	89	2nd T	115	08	08	168	09	9
10	95	=	063	65	X	116	55	+	169	93	.
11	42	STO	064	43	RCL	117	01	1	170	06	6
12	14	14	065	04	04	118	09	9	171	65	X
13	65	X	066	33	x ²	119	93	.	172	43	RCL
14	43	RCL	067	55	+	120	06	6	173	04	04
15	12	12	068	04	4	121	55	+	174	45	y ^x
16	45	y ^x	069	54)	122	43	RCL	175	04	4
17	01	1	070	42	STO	123	04	04	176	95	=
18	93	.	071	39	39	124	95	=	177	42	STO
19	04	4	072	95	=	125	42	STO	178	38	38
20	95	=	073	42	STO	126	37	37	179	00	0
21	42	STO	074	40	40	127	65	X	180	42	STO
22	35	35	075	43	RCL	128	43	RCL	181	31	31
23	43	RCL	076	13	13	129	17	17	182	91	R/S
24	00	00	077	55	+	130	33	x ²	183	76	2nd Lbl
25	55	+	078	43	RCL	131	85	+	184	12	B
26	01	1	079	39	39	132	43	RCL	185	42	STO
27	00	0	080	95	=	133	14	14	186	22	22
28	00	0	081	42	STO	134	95	=	187	77	2nd x≠t
29	00	0	082	17	17	135	42	STO	188	68	2nd NOP
30	55	+	083	42	STO	136	15	15	189	33	x ²
31	53	(084	18	18	137	35	1/x	190	65	X
32	01	1	085	09	9	138	65	X	191	43	RCL
33	65	+	086	93	.	139	43	RCL	192	38	38
34	43	RCL	087	08	8	140	35	35	193	95	=
35	00	00	088	55	+	141	95	=	194	42	STO
36	65	X	089	43	RCL	142	22	INV	195	20	20
37	43	RCL	090	33	33	143	45	y ^x	196	61	GTO
38	04	04	091	95	=	144	01	1	197	95	=
39	55	+	092	42	STO	145	93	.	198	76	2nd Lbl
40	43	RCL	093	36	36	146	04	4	199	68	2nd NOP
41	01	01	094	43	RCL	147	95	=	200	00	0
42	55	+	095	03	03	148	42	STO	201	42	STO
43	43	RCL	096	55	+	149	19	19	202	20	20
44	02	02	097	43	RCL	150	42	STO	203	76	2nd Lbl
45	95	=	098	04	04	151	16	16	204	95	=
46	34	√x	099	95	=	152	43	RCL	205	43	RCL
47	42	STO	100	33	lnx	153	05	05	206	22	22
48	33	33	101	65	X [*]	154	35	1/x	207	65	X
49	35	1/y	102	93	.	155	55	+	208	50	2nd x
50	65	X	103	08	8	156	43	RCL	209	65	X
51	02	2	104	06	6	157	06	06	210	43	RCL
52	65	X	105	75	-	158	33	x ²	211	37	37

COUF DE L'ALTER : JOUR DE POMPE

PROGRAMME (suite).

212	95	=	242	94	+/-	272	23	23	302	42	STO
213	42	STO	243	65	X	273	75	-	303	18	18
214	21	21	244	43	RCL	274	43	RCL	304	43	RCL
215	43	RCL	245	35	35	275	22	22	305	26	26
216	22	22	246	95	=	276	95	=	306	42	STO
217	85	+	247	42	STO	277	50	2nd x	307	19	19
218	43	RCL	248	27	27	278	22	INV	308	43	RCL
219	17	17	249	75	-	279	77	2nd x ≥ t	309	27	27
220	95	=	250	43	RCL	280	69	2nd OP	310	85	+
221	55	+	251	21	21	281	43	RCL	311	43	RCL
222	02	2	252	85	+	282	23	23	312	20	20
223	95	=	253	43	RCL	283	12	B	313	85	+
224	42	STO	254	20	20	284	76	2nd Lbl	314	43	RCL
225	24	24	255	75	-	285	69	2nd OP	315	10	10
226	65	X	256	43	RCL	286	43	RCL	316	95	=
227	43	RCL	257	14	14	287	23	23	317	42	STO
228	40	40	258	95	=	288	42	STO	318	28	28
229	95	=	259	42	STO	289	17	17	319	01	1
230	42	STO	260	30	30	290	65	X	320	44	SUM
231	25	25	261	65	X	291	43	RCL	321	31	31
232	85	+	262	43	RCL	292	39	39	322	43	RCL
233	43	RCL	263	36	36	293	95	=	323	34	34
234	19	19	264	95	=	294	42	STO	324	44	SUM
235	95	=	265	42	STO	295	41	41	325	32	32
236	42	STO	266	29	29	296	43	RCL	326	43	RCL
237	26	26	267	35	+	297	23	23	327	31	31
238	45	y ^x	268	43	RCL	298	85	+	328	91	R/S
239	01	1	269	18	18	299	43	RCL			
240	93	.	270	95	=	300	29	29			
241	04	4	271	42	STO	301	95	=			

COUP DE BELIER : ARRÊT DE POMPE.

NOTICE D'EMPLOI

Stocker :

- précision absolue dans le registre T.
- en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).
 - en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).
 - en 02 : épaisseur de la conduite (m).
 - en 03 : rugosité de la conduite (m).
 - en 04 : diamètre de la conduite (m).
 - en 05 : coefficient de contraction de l'orifice.
 - en 06 : diamètre de l'orifice (m).
 - en 07 : diamètre de la tubulure (m).
 - en 08 : longueur de la conduite (m).
 - en 09 - h_{atm} en 10 - \mathcal{K} en 11 - h_{asp} en 12 - U_0^1 en 12 (volume d'air au repos)
 - en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

Appuyer sur A : \emptyset à l'affichage .

- 14 : Z_0^1 = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt.
- 15 : Z_0 = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.
- 16 : U_0 = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.
- 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).
- 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.
- 35 : constante de calcul = $Z_0^1 U_0^{1.4}$
- 36 : g/c
- 37 : α - RCL 38 : β
- 39 : A_0 = section de la conduite - RCL 40 : $A_0 t_r$

ficher une valeur hypothétique de V_{2iP} . Appuyer sur B. : affichage de N_i .

- 1) R 18 - U_i 19 - δ_r 20 - δ_c 21 - V_{2iP} 23
- 24 - $\frac{1}{U_i}$ 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28
- 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2iP} 41

commencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant

recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

-Tableau de Calcul du Coup de belier
- Arrêt Brusque

	V_{2i+1}	U_{i+1}	S_r	S_c	V_{2ip}	V_m	ΔU_i	U_i	Z_i	H_i	ΔV_i	Δy_i	t_i	Q_{2ip}	N_i
					1,02				87						1R
10	0,607	1,113	0	13,685	0,815	0,919	0,267	1,113	70,547	73,547	-0,208	-25,138	11,839	0,04	2P
20	0,153	1,287	0	2,972	0,380	0,597	0,174	1,287	57,595	60,595	-0,227	-27,377	17,758	0,019	4P
30	-0,293	1,333	0,099	-0,101	-0,07	0,155	0,045	1,333	54,888	57,987	-0,223	-26,911	23,678	-0,0034	6P
40	-0,550	1,261	3,573	-3,658	-0,421	-0,246	-0,071	1,261	59,289	65,862	-0,128	-15,48	29,597	-0,021	8P
50	-0,546	1,12	6,041	-6,184	-0,548	-0,485	-0,141	1,12	69,984	79,025	0,002	0,209	35,517	-0,027	10P
60	-0,358	0,974	4,114	-4,212	-0,452	-0,5	-0,145	0,974	85,015	92,13	0,094	11,342	41,437	-0,022	12P
70	-0,059	0,878	0,874	-0,895	-0,208	-0,330	-0,096	0,878	98,297	102,172	0,150	18,067	47,356	-0,01	14P
80	0,251	0,862	0	0,191	0,096	-0,056	-0,016	0,862	100,907	103,907	0,155	18,715	53,276	0,0047	16P

• Tableau de Calcul du Coup de belier
Arrêt brusque de la Pompe.

	V_{2i+1}	U_{i-1}	S_r	S_c	V_{2ip}	V_m	ΔU_i	U_i	Z_i	H_i	ΔV_i	ΔY_i	t_i	Q_{2ip}
0					1,02					87				
10	0,5	0,852	0	11,94	0,761	0,892	0,26	0,852	62,30	65,31	-0,260	-31,63	11,84	0,0374
20	-0,047	0,995	0	1,05	0,226	0,494	0,143	0,995	50,11	53,10	-0,273	-32,95	17,76	0,0111
30	-0,513	0,987	1,58	-1,62	-0,28	-0,027	-0,0078	0,987	50,66	55,24	-0,233	-28,14	23,68	-0,0137
40	-0,634	0,863	6,64	-6,80	-0,574	-0,427	-0,124	0,863	61,16	70,80	-0,061	-7,40	29,60	-0,0282
50	-0,443	0,701	5,85	-5,99	-0,539	-0,557	-0,162	0,701	81,79	90,64	0,096	11,64	35,52	-0,0265
60	-0,31	0,588	1,13	-1,16	-0,237	-0,388	-0,113	0,588	104,55	108,68	0,206	24,84	41,44	-0,0116
70	+0,373	0,579	0	0,602	0,171	-0,033	-0,0096	0,579	107	110	0,202	24,39	47,36	0,0084
80	0,429	0,662	0	3,31	0,40	0,286	0,083	0,662	88,68	91,68	0,028	3,37	53,27	0,0197

. Interprétation des calculs du coup de belier :

On peut estimer la surpression et la dépression avec l'installation de l'Anti-belier comme suit :

Pour la Méthode graphique : Pendant sa phase de dépression le volume d'Air passe de $0,7\text{m}^3$ à $1,093\text{m}^3$ avec une dépression Max de $27,53\text{m}$ et pendant la phase de surpression de volume d'air va de $1,093\text{m}^3$ à $0,736\text{m}^3$ qui correspond à une surpression Maximale de $17,50\text{m}$.

Alors que dans la Méthode analytique et avec le même volume d'air initial on aura une surpression Maximale de $22,4\text{m}$ et une dépression Max = $32,85$ avec les volumes d'air Max = $0,995\text{m}^3$ et min = $0,579\text{m}^3$.

Cette différence résulte du fait que dans la 2ème Méthode on travaille avec la vitesse instantanée, alors que dans la méthode graphique On travaille avec la vitesse moyenne, ce qui nous conduit généralement à une majoration.

Et en comparaison des 2 Cas $V_{\text{max}_1} = 1,093\text{m}^3$ et $V_{\text{max}_2} = 0,995\text{m}^3$. On choisira un volume d'air initial = 1m^3 qui nous donne avec la méthode analytique une dépression Max = $28,9\text{m}$ et une surpression Max = $16,3\text{m}$.

Ainsi avec l'installation de l'Anti-belier. On passe de $200,08\text{m}$ à $16,3\text{m}$ pour la surpression et de moins $46,08\text{m}$ à 29m . pour la dépression.

- Protection contre le démarrage : tout comme l'arrêt brusque la conduite de refoulement doit être protégé au démarrage du groupe, le coup de belier à l'arrêt brusque étant plus dangereux qu'aux démarrages nous sommes limités à l'étude du coup de belier à l'arrêt.

Il sera donc impératif d'opérer a un démarrage a vanne fermée q'on ouvrira lentement.

* Protection des conduites contre la corrosion

L'utilisation des canalisations en acier représente un nombre considérable d'avantages, cependant la sensibilité de l'acier à la corrosion nécessite un examen judicieux des causes chimiques et électrochimiques de ce phénomène et de l'entartrage qui trouve son origine dans l'eau chargée.

L'attaque d'une conduite métallique posée sur le sol est comparée à ce qui se passe lorsqu'on fait plonger deux métaux dans un bac d'électrolyte tel que le fer et le magnésium, il s'établit un couple galvanique et l'on peut mesurer entre les électrodes une différence de potentiel le fer devient cathode et se trouve protégé, le magnésium quant à lui devient anode et se trouve attaqué.

Ainsi pour deux métaux donnés celui qui possède le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé et l'autre se dissout anodiquement.

Il a été constaté que les terrains argileux, marécageux humides et peu aérés sont anodiques et les terrains calcaires sableux secs et bien aérés sont cathodiques.

* Protection externe.

Enrobage : Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. Cet enrobage doit être continu de façon à englober les joints et les cones de raccordement.

Protection Cathodique : on procède a une protection cathodique qui consiste à :

soit a constituer avec un métal électro-négatif plus que le fer comme le magnesium, l'aluminium le Zinc ou leur alliage un couple artificiel dans lequel le fer joue le rôle de la cathode.

Soit a relier la conduite d'une part a une source d'energie électrique extérieure (borne négative) et d'autre part a une anode enfoncée dans le sol et destinée à se corroder.

Nous optons pour la protection cathodique par anode réactive il suffit de relier place en place la conduite a une pièce de métal plus électro négatif que le fer de façon a former des piles ou la conduite jouera le rôle de cathode. Ces anodes de nature agressive. Ce sont des cylindre de 15 à 30 Kgs enfouits dans le sol a une distance de 3m environ de la conduite.

Le nombre des anodes est donné par :

$$n = \frac{S \cdot i}{I}$$

Ou S = SURface de la canalisation de protéger (m²)

i = Densité du courant de la protection nécessaire (mA / m²)

I = Débit probable de l'anode.

Pour les Réseaux neufs avec accessoires mal isolées du sol sont pris i = 1 ÷ 5 mA / m² et I = 250 mA

$$\text{Ainsi } n = \frac{S \cdot 3}{250} = 0,012 \text{ S}$$

Avec L = 3500 m équivalent à 875 Tronçons de 4 m

$$Q = 0,250 \text{ m}$$

$$\text{D'où } n = 0,012 \cdot 3500 \cdot 0,25 \cdot 3,14 = 32,97$$

Soit 33 anodes :

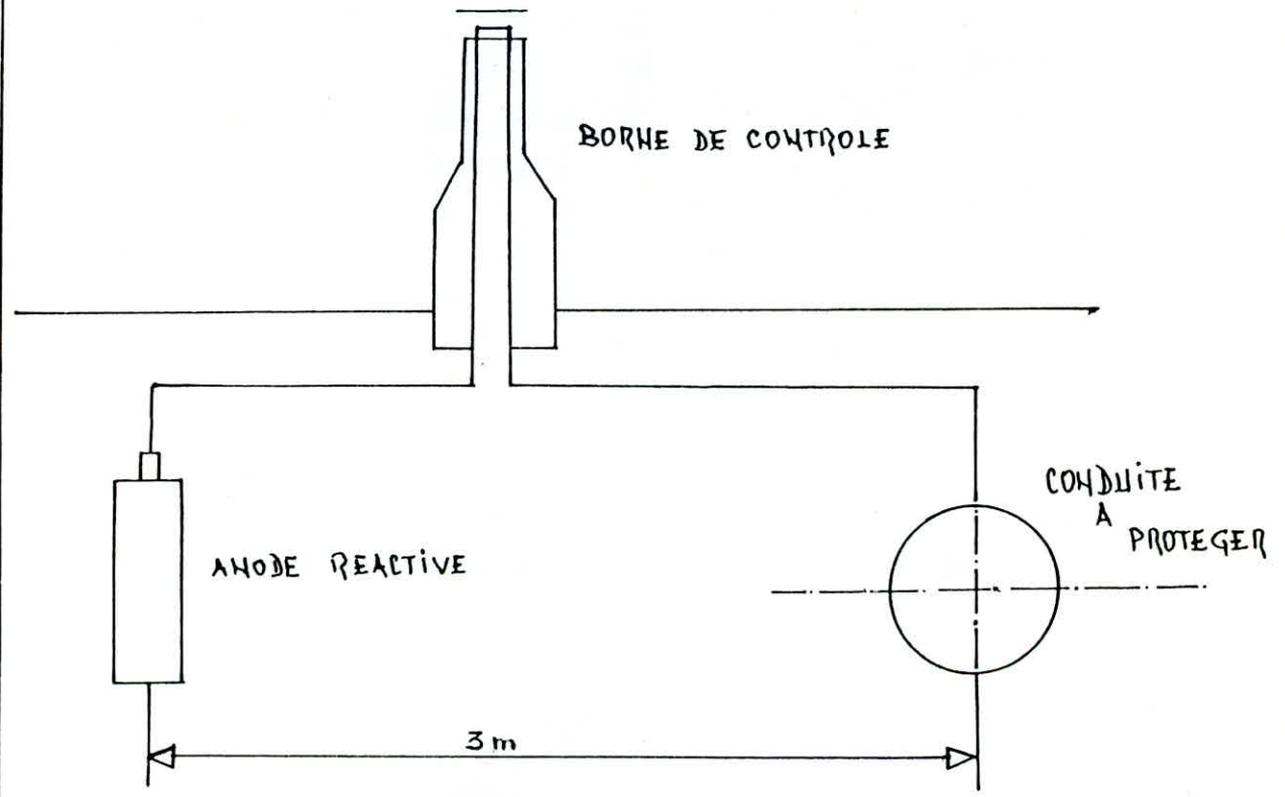
PROTECTION INTERNE.

La présence du Fer dans l'eau même à très faible dose peut être la cause des perforations du Métal en Flocculant sous forme d'Oxyde. Il constitue des dépôts, donc des piles très Actives, et il apparait une Diminution d'épaisseur du Métal.

Pour le bon entretien du Réseau il est recommandé d'éviter les entrées d'air (en aspiration défectueuse).

Pour remédier aux inconvénients, il est exigé un revêtement intérieur très soigné par enduit Bitumeux ou autre enduit spécial car ces enduits sont appliqués généralement en Usine.

PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE



a) Pose en tranchée et remblaiement

La pose s'effectuera par tronçons successifs, en commençant par les points hauts pour assurer s'il ya lieu d'écoulement des eaux d'infiltration.

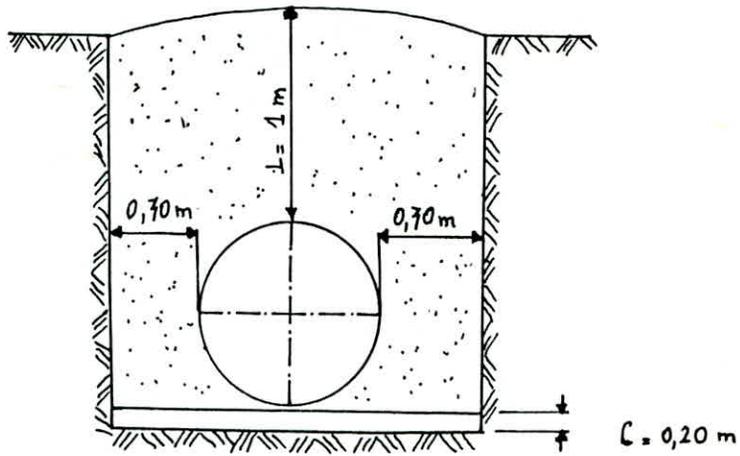
La tranchée est de largeur $B = D_c + 0,5m$ elle est telle qu'un homme peut y travailler cette largeur augmente au droit des joints la profondeur est prise de 1m a compter de l'axe de la conduite. Ce qui est suffisant pour que la canalisation conserve la fraîcheur de l'eau et la met a l'abri des dégradations extérieures.

Dans les terrains rocheux : les conduites doivent reposer sur une couche de 10 cm de sable les tuyaux sont soudés à l'extérieur de la tranchée et enterrés ensuite.

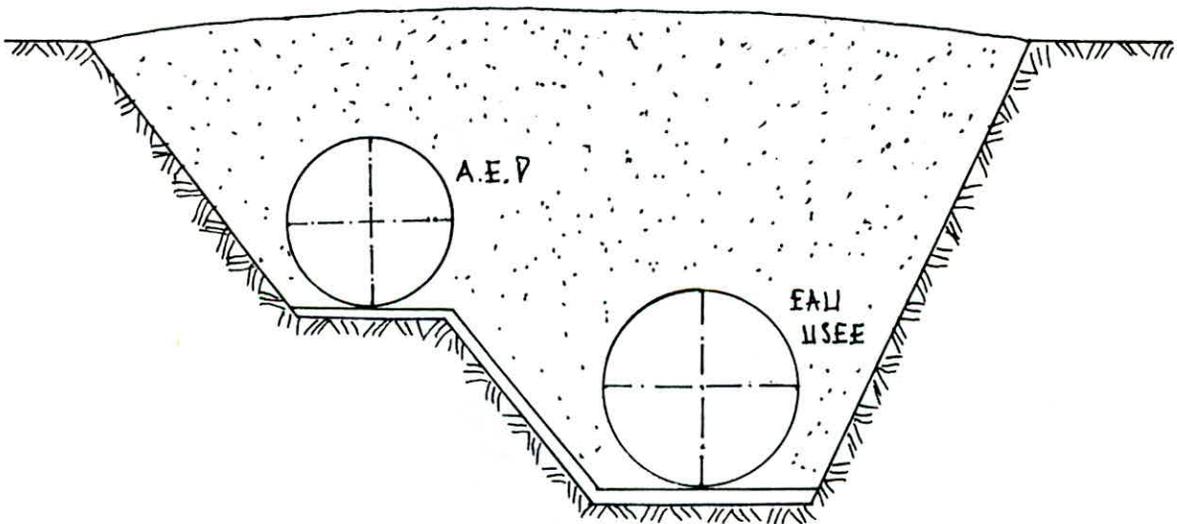
La mise en place du remblai depuis le fond jusqu'a une hauteur de 0,15m au dessus de la génératrice supérieure s'effectuera manuellement avec de la terre des déblais éliminée des éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieures.

b) Traversée des routes.

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures les conduites sont placées dans des gaines en acier de préférence de plus grand diamètre dans le double but de protéger la canalisation des chocs de vibrations et d'évacuer les fuites hors de la chaussée et cela surtout au passage de la canalisation de refoulement de la RN.1.



POSE EN TRANCHEE



POSE A PROXIMITE D'UNE CONDUITE D'EAU USEE.

2^{ème} Partie: ASSAINISSEMENT

CHAPITRE I

1. 1/ INTRODUCTION.

- La seconde partie de notre étude, consiste à assainir la ville de Birtouta après l'avoir alimenté en eau potable.
- L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, le plus rapidement possible et sans stagnation, les déchets provenant d'une agglomération humaine ou plus généralement d'un Centre d'activité économique.

1.2/ SITUATION -ACTUELLE.

- Actuellement une partie de la ville est assainie par un réseau d'assainissement du type unitaire. La majeure partie du réseau a été réalisé avant l'indépendance. Les regards de visite presque en totalité sont recouverts de goudron, d'après les renseignements donnés par l'URBAB (ex: CNERU): La reconnaissance détaillée du réseau n'a pas été possible, vu le manque d'accessibilité de la majorité des regards de visite. Le collecteur principale est d'une section carrée de 1,2 x 1,2 réceptionnant les eaux de pluie évacuées en amont par une dépression naturelle. Le collecteur principale, se jette dans un fossé à ciel ouvert traversant le tissu urbain, constituant ainsi une source de pollution dans l'environnement urbain. Donc, le problème de collecte et d'évacuation des eaux (usées et de pluie) est devenu très urgent.

1.3 / Choix du Système d'évacuation :

Dans notre étude, on opte un système de type unitaire. Donc, toutes les eaux sont recueillies dans un système unique de collecte. Afin d'évacuer les débits de pointe de ruissellement, notre système doit être doté des ouvrages relativement importants suivant : Regards de chute, regards de visite...ect...

1.4 : Conception du réseau :

Notre réseau d'évacuation devra tirer partie au maximum de la topographie locale, afin de remplir ses fonctions d'une façon économique et efficace à la fois.

En particulier, il conviendra d'éviter :

- Les longueurs des canalisations inutiles
- Les profondeurs onéveuses en terrassement

Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin et conduisent les eaux par la voie la plus courte jusqu'au point de rejet.

Notre réseau, il se composera de deux collecteurs principaux A et B. Sur ces derniers se raccordera les égouts A_1 à A_7 et B_1 à B_7 . Les deux principaux collecteurs, se joindront à la sortie de la ville. Nous proposons la projection d'un déversoir d'orage sur le tronçon 7.7' qui viendra juste après l'intersection des deux derniers tronçons de ces collecteurs.

Notons que le réseau doit dans la mesure du possible être autocureur. La Vitesse d'autocurage est comprise entre 0,4 m/s et 4 m/s

CHAPITRE II.

2.1/ Etude des débits à évacuer :

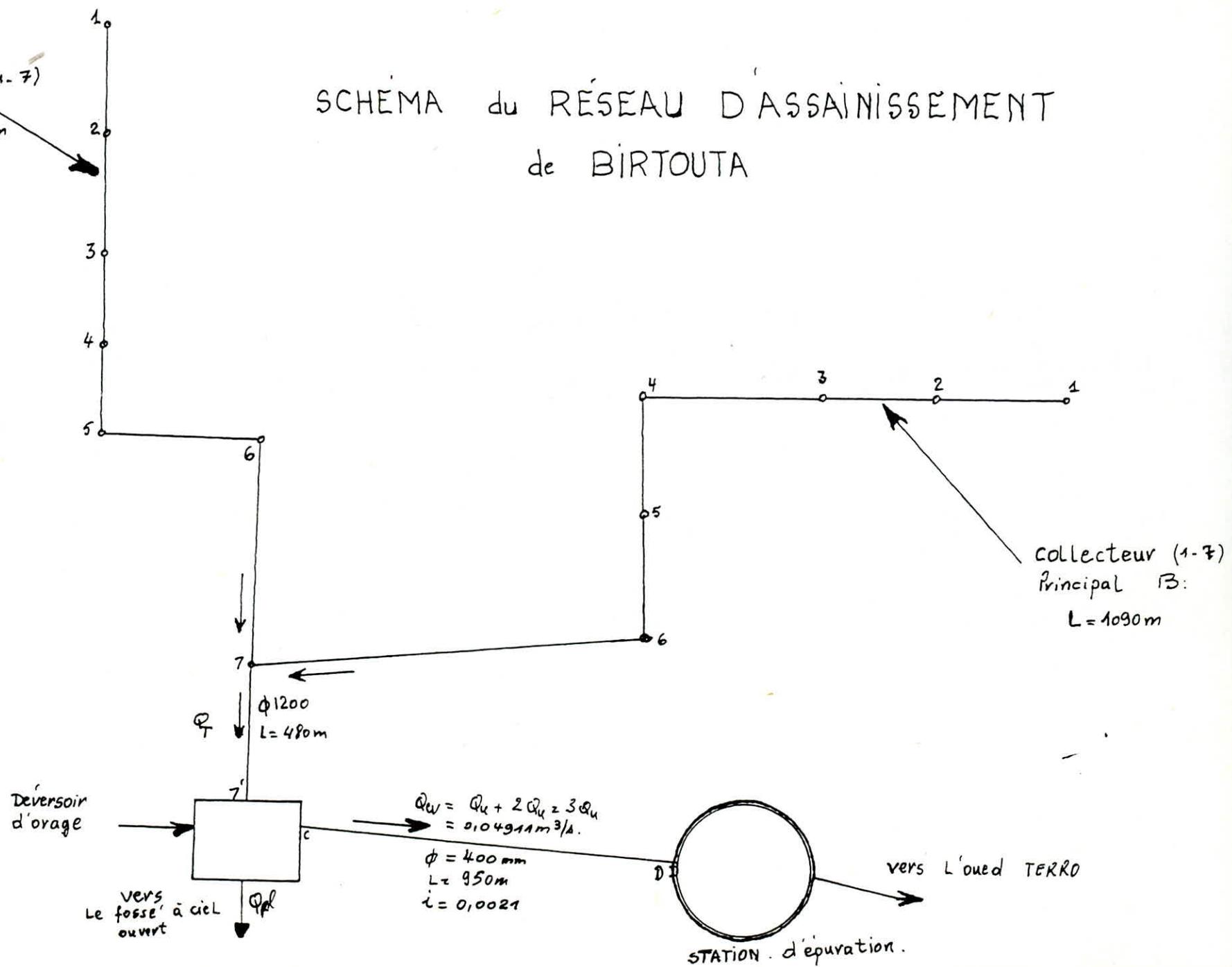
2.1.1./ Débits des eaux pluviales :

Pour la détermination des débits des eaux pluviales, on utilise la méthode dite "Rationnelle" et qui est donnée par la formule suivante.

$$Q = C I A$$

SCHEMA du RESEAU D'ASSAINISSEMENT de BIRTOUTA

collecteur principal
A: L = 926m



Avec :

C : Coefficient de ruissellement

I : Intensité moyenne de précipitation [l/s /ha]

A : Surface du bassin d'apport [ha]

Q : Débit d'apport d'un tronçon donné [l/s]

2.1.2 / Débits des eaux usées :

On considère dans notre étude que le débit moyen journalier des eaux usées rejetées représente un pourcentage de 80% des eaux consommées.

d'où :

$$Q_u = 0,8 \quad Q \text{ moy } j$$

- Calcul du débit des eaux usées moyens journalier :

$$\text{Avec } Q \text{ moy } j = 1767,74 \text{ m}^3/\text{J} = 20,462 \text{ l/s}$$

Soit : Q_{mu} : débit moyen journalier des eaux usées.

$$Q_{mu} = 0,8 \times 20,46 = 16,368 \text{ l/s}$$

Le Calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets provenant des habitations et lieux d'activités ainsi que leurs quantités.

A l'aide de la présente formule, on calcul, le coefficient de pointe correspondant.

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log \left(\frac{H}{10^3} \right)$$

H : Nombre d'habitants.

Dans notre cas : $H = 10325$ Hbts

$$C_p = 2,6 - 0,4 \log \left(\frac{10325}{10^3} \right) = 2,2$$

En temps de pointe le débit des eaux usées sera :

$$Q_{pu} = Q_{mu} \quad C_p$$

$$\text{AN : } Q_{pu} = 16,368 \times 2,2 = 36,01 \text{ l/s}$$

$$Q_{pu} = 36,01 \text{ l/s}$$

- Calcul du débit spécifique des eaux usées :

$$Q_{s_p} = Q_{P_u} / S$$

Q_{P_u} : débit de pointe des eaux usées

S : Surface totale à assainir

A.N :

$$Q_{s_p} = \frac{36.01}{65.83} = 0.547 \text{ l/s/ha}$$

2.1.3 / Coefficient de ruissellement :

Le Coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle. Les aires se décomposent en aires partielles (jardins, chaussées, toitures,...ect...) auxquelles des coefficients élémentaires sont appliqués.

On peut procéder d'une autre manière sans décomposition en aires élémentaires, en utilisant les coefficients moyens suivant :

- Habitations très denses	0,9
- Habitations denses	0,6 ÷ 0,7
- Habitations moins denses	0,4 ÷ 0,5
- Quartiers résidentiels	0,2 ÷ 0,3
- Zones Industrielles	0,2 ÷ 0,3
- Squares; Jardins et Prairies	0,05 ÷ 0,2

2.1.4 / L'intensité de la pluie :

- Les données hydrologiques, relative aux études de drainage urbain sont principalement, les petites pluies et les averses. Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité et sa durée. Remarque, il faut une hauteur d'eau supérieure à 0,5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur supérieure à 1mm pour obtenir des débits dans le réseau.
- Les pluies, les plus faibles sont celles qui ont une intensité inférieure à 0,1 mm /mn
- Les petites pluies sont celles ayant une hauteur supérieure à 1 mm et dont l'intensité est au maximum de l'ordre de 0,25 mm/mn.
- La durée d'une averse varie entre quelques minutes et plusieurs heures.
- Les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

Dans notre étude, nous supposons que l'intensité " I " de la pluie est constante dans l'intervalle de temps pour lequel est calculée.

Pour ce qui est de notre ville, l'intensité de la pluie I est de l'ordre de 94,4 l/s/ha selon l'URBAB (Ex : CNERU) et d'une durée $t = 15$ mn de fréquence $f = 2$ ans.

DIMENSIONNEMENT

Désignation du Collecteur	TRANÇON		LONGUEUR (m)		Surface-d'apport A (ha)	Intensité-pluviale I : (l/s/ha)	Coefficient de ruissellement: C	Débit des eaux pluviales: $Q_{pl} = CIA$ (l/s)	
	A partir de	Jusqu'à	Partielle	Cumulée				Partielles	Cumulés
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	1	2	100	100	6.2	94.4	0.5	292.64	292.64
	2	3	140	240	5.796	"	0.5	273.57	566.21
	3	4	80	320	3.312	"	0.4	125.06	691.27
	4	5	226	546	9.537	"	0.4	360.12	1051.39
	5	6	110	656	3.74	"	0.6	211.83	1263.22
	6	7	270	926	5.0	"	0.5	236.00	1499.22
B	1	2	188	188	8.78	94.4	0.5	414.42	414.42
	2	3	190	378	8.97	"	0.6	508.06	922.48
	3	4	114	492	4.28	"	0.5	202.02	1124.5
	4	5	92	584	3.4	"	0.6	192.58	1317.08
	5	6	150	734	2.7	"	0.6	152.93	1470.01
	6	7	356	1090	4.14	"	0.5	195.41	1665.42

DES COLLECTEURS

Designation du collecteur	Débit des eaux usées (l/s)		Débit total à évacuer $Q_T = Q_p + Q_u$ (l/s)		Cotes du Terrain (m)		Pente du radier J (m.p.m)	Diamètre de la canalisation, D: (mm)	Cotes du radier	
	Débit spécifique Q_{sp}	eaux usées $Q_u = Q_{sp} \cdot A$	Partiel	Cumulé	Amont	Aval			Amont	Aval
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
A	0.547	3.39	296.03	296.03	60.8	58.00	0.028	500	59.3	56.5
	"	3.17	276.74	572.77	58.00	57.4	0.0043	800	56.5	55.9
	"	1.81	126.87	699.64	57.4	54.00	0.00425	600	55.9	53.00
	"	5.22	365.34	1064.98	54.00	52.8	0.0053	1000	53.00	51.8
	"	2.04	213.87	1278.85	52.8	50.2	0.0024	1200	51.8	49.2
	"	2.735	238.73	1517.58	50.2	45.1	0.00188	1000	49.2	43.1
B	0.547	4.8	419.22	419.22	54.8	54.2	0.0032	800	52.7	51.7
	"	4.91	512.97	932.19	54.2	53.2	0.0053	1000	51.7	50.2
	"	2.34	204.36	1136.55	53.2	51.2	0.00175	800	50.2	49.2
	"	1.86	194.44	1330.99	51.2	50.2	0.0109	1000	49.2	48.00
	"	1.48	154.41	1485.4	50.2	46.4	0.0253	1000	48.00	44.1
	"	2.26	197.67	1683.07	46.4	45.1	0.0036	1200	44.1	42.6

PRINCIPAUX A et B

Designation du Collecteur	Débit à pleine section Q_{ps} (m ³ /s)	Vitesse à pleine section V_{ps} (m/s)	Rapport des débits $A = Q_1/Q_{ps}$	Rapport des vitesses $B = v_1/V_{ps}$	Rapport des hauteurs $a = H/D$	Hauteur de remplissage $H = a \cdot D$ (m)	Vitesse réelle $v_1 = B \cdot V_{ps}$ (m/s)	Vitesse d'auto curage $V_{ac} = a \cdot 6 V_{ps}$ (m/s)
22	23	24	25	26	27	28	29	30
A	0.42	2.15	0.7	1.07	0.62	0.31	2.3	1.29
	0.58	1.23	0.98	1.12	0.8	0.64	1.37	0.74
	0.83	2.75	0.84	1.08	0.71	0.426	2.97	1.65
	1.19	1.5	0.89	1.10	0.73	0.73	1.65	0.9
	1.35	1.25	0.95	1.12	0.78	0.936	1.4	0.75
	2.25	2.80	0.68	1.06	0.60	0.60	2.96	1.68
B	0.5	1.18	0.84	1.06	0.71	0.568	1.25	0.71
	1.27	1.6	0.73	1.08	0.64	0.64	1.73	0.96
	1.18	2.35	0.97	1.12	0.78	0.624	2.63	1.41
	1.7	2.18	0.78	1.1	0.66	0.66	2.4	1.31
	2.52	3.01	0.59	1.03	0.55	0.55	3.10	1.80
	1.8	1.49	0.93	1.12	0.76	0.912	1.64	0.89

CALCUL DU DÉVERSOIR

- Le débit des eaux pluviales :

C'est le cumule des eaux pluviales reçu par chaque tronçon du collecteur principale.

$$\text{Soit } \begin{aligned} Q_{pl_1} &= 149922 \text{ l/d} = 1,49922 \text{ m}^3/\text{d} \quad \dots \text{Collecteur A} \\ Q_{pl_2} &= 166542 \text{ l/d} = 1,66542 \text{ m}^3/\text{d} \quad \dots \text{Collecteur B.} \end{aligned}$$

d'où :

Le débit des eaux pluviales qui passera dans notre déversoir d'orage sera de l'ordre :

$$\begin{aligned} Q_{pl} &= Q_{pl_1} + Q_{pl_2} \\ Q_{pl} &= 1499,22 + 1665,42 = 3164,64 \text{ l/d} \\ Q_{pl} &= 3,16464 \text{ m}^3/\text{d} \quad \dots \Rightarrow \Phi = 1200\text{mm.} \end{aligned}$$

- Débit par temps sec :

En temps sec, nos deux collecteurs principaux évacuent uniquement des eaux usées qui représentent 80 % du débit de consommation moyenne journalière.

$$\text{d'où } Q_u = 0,80 \cdot Q_{\text{moy.j}}$$

$$\text{Avec } Q_{\text{moy.j}} = 1767,74 \text{ m}^3/\text{d} = 20,46 \text{ l/s.}$$

$$Q_u = 0,8 \cdot 20,46 = 16,37 \text{ l/s.}$$

- Débit par temps de pluie :

$$Q_T = Q_u + Q_{pl}$$

$$Q_T = 16,37 + 3164,64 = 3181,01 \text{ l/s}$$

$$Q_T = 3,181 \text{ m}^3/\text{s.}$$

- Débit à évacuer vers la station d'épuration :
Avec un coefficient de dilution choisit égale à 2,
alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera :

$$Q_{ev} = Q_u + 2 Q_u = 3 Q_u.$$

$$Q_{ev} = 3 \cdot 16,37 = 49,11 \text{ l/s} = 0,04911 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Le niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage : H

Soit le rapport des débits :

1) En temps de pluies :

$$I = 1,88 \%$$

$$\text{Avec : } Q_{ps} = 3,12 \text{ m}^3/\text{s} = 3120 \text{ l/s}$$

$$\text{On a : } \frac{Q_T}{Q_{ps}} = \frac{3181,01}{3120} = 1,02.$$

- A partir de l'annexe X on tire la valeur de la hauteur de remplissage : $H_1 = 890 \text{ mm}.$

2) En temps Sec:

$$\frac{Q_{ev}}{Q_{ps}} = \frac{49,11}{3120} = 0,015.$$

- A partir de l'annexe X on tire la valeur de la hauteur de remplissage : H_2

$$H_2 = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \Delta H = H_1 - H_2 = 890 - 50 = 840 \text{ mm} = 0,84 \text{ m}$$

d'où

$$h_0 = \frac{\Delta H}{2} = \frac{840}{2} = 420 \text{ mm}$$

$$h_0 = 0,42 \text{ m}.$$

$$\text{Soit : } Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$

$$\mu = F [(hr); (h); (v)]$$

hr = hauteur du seuil

h = charge d'eau

v = forme de la crête

On peut prendre approximativement $\mu = 0,4$

- Calcul du débit à évacuer dans le déversoir d'orage :

$$Q = Q_T - Q_{ev}$$

Q_T : débit par temps de pluie

Q_{ev} : débit à évacuer vers la station d'épuration.

$$Q = 3181,01 - 49,11 = 3131,9 \text{ l/s} = 3,1319 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 3,1319 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de la formule (1) on détermine b .

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{3,1319}{0,6 \sqrt{19,62} (0,42)^{3/2}} = 6,4242 \text{ m}$$

$$b = 6,5 \text{ m}$$

Avec une sécurité de 30 % on aura $b = 8,45 \text{ m}$

CHAPITRE III.

3. STATION D'EPURATION.

Les stations d'épuration doivent être simples et maitrisables au point de vue exploitation et entretien.

. Objectifs de l'épuration

- L'épuration des eaux a pour but de permettre le rejet des eaux sans inconvénient sérieux pour le milieu récepteur. Bien entendu, l'épuration ne visera que les eaux usées, à l'exclusion des eaux pluviales, dont la pollution naturelle est normalement acceptée par les éxutoires naturels.

"- Epuration biologique :

L'épuration biologique se fait par plusieurs procédés c'est ainsi qu'il existe plusieurs classifications, suivant la faune, l'intervention de l'homme et suivant l'occupation du terrain pour l'épuration extensif et intensif.

- Procédés intensifs :

1/ Lits bactériens :

Le procédé par lits bactériens résulte de limitation de l'autoépuration naturelle qui a été observée dans les cours d'eau par création de conditions optimales pour les bactéries.

Le nombre de ces bactéries est nettement supérieur par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Le principe de fonctionnement du lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux préalablement décontées, sur une masse de matériaux qui sert comme support aux micro-organismes.

2 / Boues activées :

Elle est basée sur le principe de l'auto-épuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.

Le principe consiste à agiter les eaux usées brutes avec les boues liquides bactériologiquement très activées.

- L'aération artificielle est indispensable car elle permet la concentration du métabolisme intense des boues activées.
- La favorisation du contact interne entre toutes les parties de l'effluent.

- L'aération artificielle peut se faire soit par aération de surface ou par insufflation d'air.

Généralement, on utilise l'aération par surface parce que le principe est qu'un moteur actionne une turbine ou brosse dans le bassin à boues activées.

- L'avantage de ce procédé est qu'il n'y a pas de risque de colmatage, ainsi que du point de vue économique rendement et entretien.

- Inconvénient dans l'utilisation de l'insufflation d'air surpressé c.a.d l'envoi d'air à travers des tubes poreux dans le bassin, c'est que les pores peuvent être couverts par les boues.

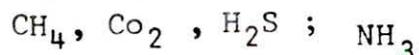
- Procédés extensifs :

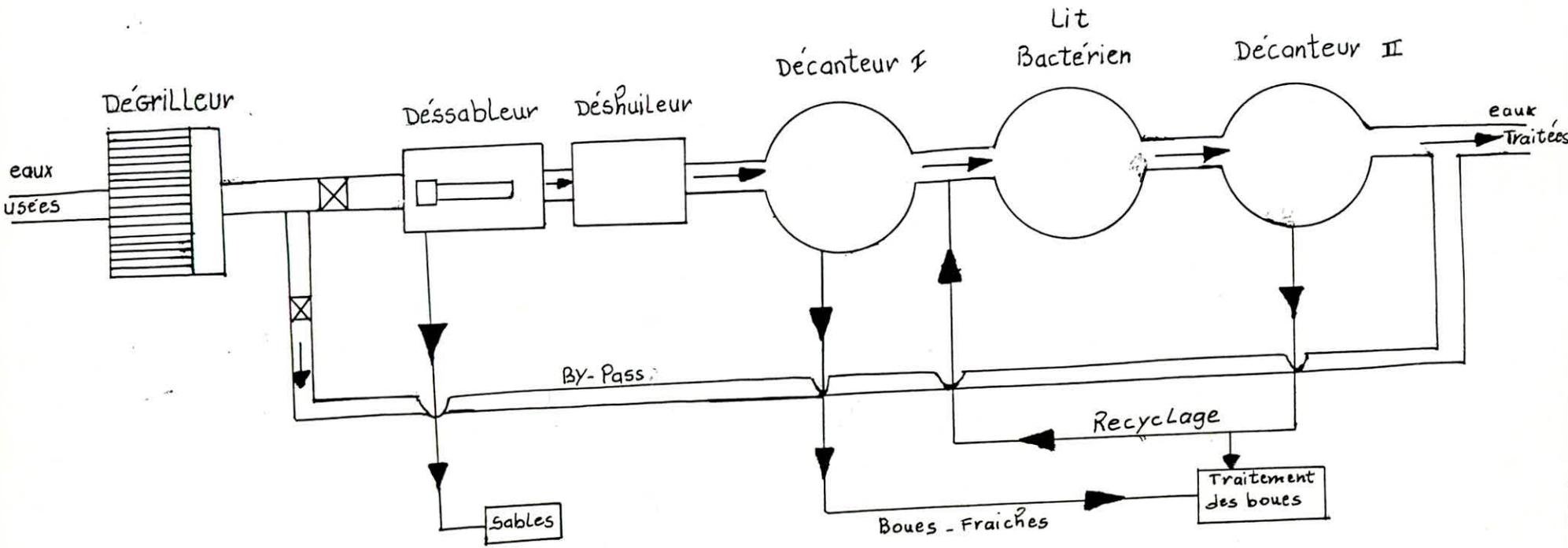
1/- Lagunage :

Il consiste à favoriser la prolifération des bactéries et les eaux usées.

a/ Lagunes anaérobies :

La profondeur du bassin est trop importante ce qui favorise l'aérobies qui en dégradant la matière organique donne du





STATION D'ÉPURATION

b/ Lagunes naturelles ou étangs de stabilisation :
On trouve un ou plusieurs bassins de profondeur 1 à 2 m

c/ Lagunes aérées :

C'est le même procédé que celui de la précédente sauf que l'oxygène au lieu d'être apporté par l'air, est apporté par des aérateurs de surface. Ce procédé est comparable à celui des boues activées sauf que la boue n'est pas recirculée.

2/ L'épandage.

L'épandage consiste à utiliser les eaux usées pour l'irrigation des terrains agricoles, dans ce cas le sol joue le rôle d'un filtre, les eaux de drainage (eaux épurées) sont recueillies et évacuées vers le milieu récepteur.

Dans le cas de l'irrigation par aspiration, prétraitement (dégrillage, déssablage, deshuilage) est nécessaire, ainsi qu'une décantation suivant les cas une désinfection peut être nécessaire.

Dans notre cas, nous projetons une station d'épuration à lit bactérien du fait que sa technique peut être facilement maîtrisable ainsi que son entretien.

3/ Différentes étapes du traitement par lit bactérien.

1/ Prétraitement:

a/ Dégrillage.

Le but du dégrillage est de débarasser l'effluent des matières, les plus volumineuses à la surface des eaux.

Le dégrillage soulage le travail de la station d'épuration des points de vue :

- Biologique
- Protection mécanique de l'ouvrage
- Par ailleurs doit toujours s'effectuer avant une opération de revêtement.

b/Déssablage.

La Technique traditionnelle, consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquilisation où elle est tentée d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit, (Une vitesse de

0,3 m/s permet le dépôt de la moyenne partie des sables).

c/ Deshuilage :

Le déshuilage s'effectue par flottation grâce à l'introduction d'air comprimée qui fait diminuer la densité des particules huileuses, les graisses sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées manuellement. La durée de séjour est de sept minutes

2/ Décanteur primaire :

La décantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation une particule solide charriée par l'eau d'égoût comme tout autre corps pesant, tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré, si sa chute n'est pas freinée par les forces de frottement créées par son déplacement au sein de l'eau; forces dont l'effet est traduit par une vitesse de chute uniforme, celle-ci dépend de la dimension, la forme extérieur et de la densité apparente de la particule.

3/ Décanteur secondaire :

Elle assure la séparation et un premier assouplissement des boues entraînées par l'effluent traité issue de l'ouvrage de traitement biologique. Ces deux fonctions sont très importantes la première assure la protection du milieu contre les pollutions résiduelles contenues dans le cas des stations à forte charge ou les congglomérats biologiques ne sont que très partiellement stabilisés.

CHAPITRE IV.

4/ Ouvrages du réseau :

4.1/ Regards de visite :

Les regards de visite sont nécessaires dans les cas suivants :

- Changement de direction
- Modification de section

Ils seront placés à chaque 50 m.

Les regards de visite comprennent :

- Un radier en béton, une cheminée verticale en béton (coulée sur place) d'une section carrée de 1,20m de côté.
- Une échelle de descente.
- Une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture.

4.2/ Regards de chute.

Sur les tronçons où la pente est trop forte il est important de prévoir des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des cheminées déversantes.

4.3/ Déversions d'Orage :

Le principe de déversoir d'orage consiste à séparer dans un réseau unitaire, les eaux de grande pluie de celle du débit normal, auxquelles peuvent même être ajoutées les eaux de petite pluie.

Une partie du débit d'orage passera en direction d'un exutoire naturel tandis que le reste qui correspond à la somme des débits d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie débitées avec les eaux usées sera évacué vers la station d'épuration.

Exécution des travaux.

- Choix du matériau :
la nature des canalisations de nos deux collecteurs principaux sera en béton armé :

 - Le Béton armé résiste bien aux attaques chimiques des eaux transportées et celles des sols.
 - Ajoutons à cela la bonne étanchéité offerte pour ce matériau

Dans notre projet, le profil à adopter est le profil circulaire, ceci pour des raisons suivantes :

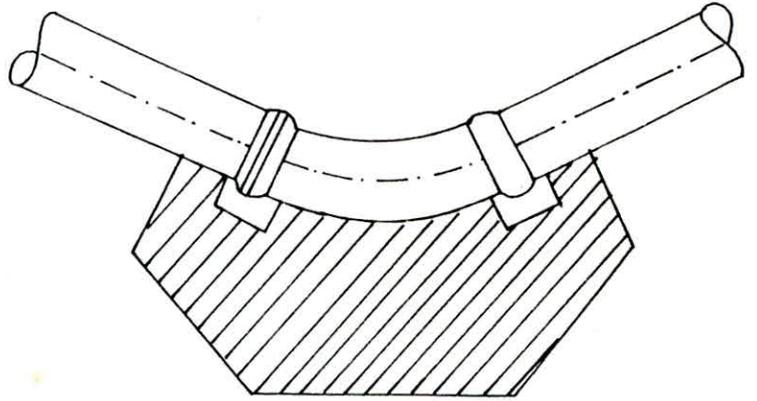
- Disponibilité sur le marché.
 - Commodité durant les travaux de pose.
 - Economique par rapport aux autres formes.
- Pose des canalisations en tranchée :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont. Le calage provisoire des canalisations sera réalisé de mottes de terres tassées ou de coins en bois, l'usage de pierres est à proscrire.

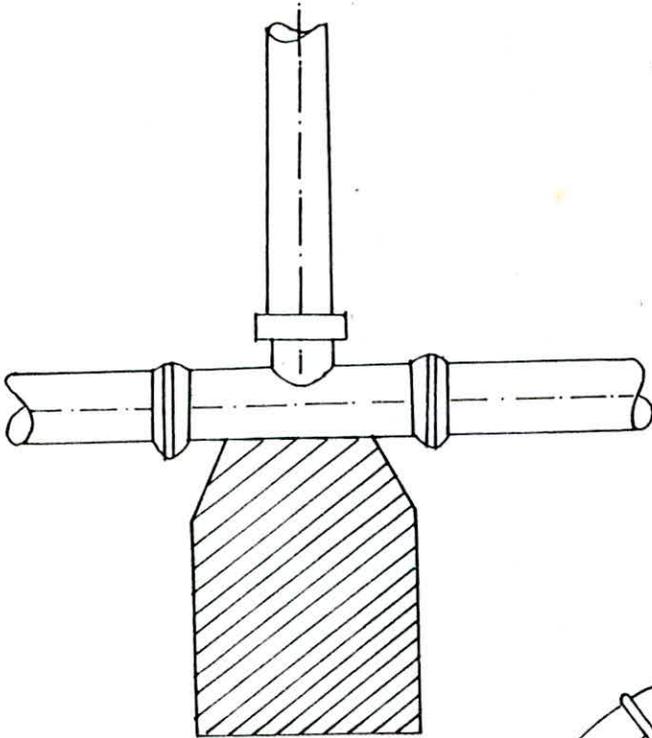
- Exécution de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de 0,50 m. Si la nature des joints le rend nécessaire, leur exécution, leur exécution doit être facilitée par la création de niches dans le fond et dans les parois des tranchées.

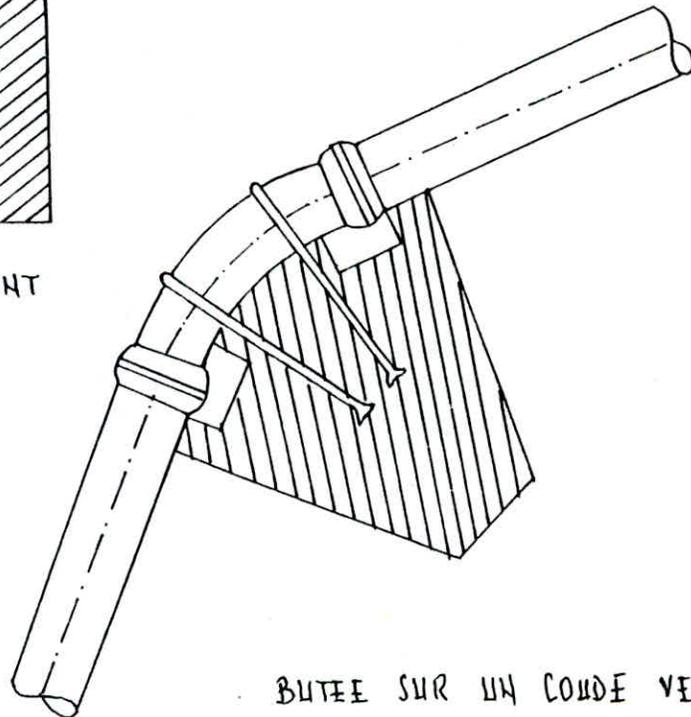
BUTEES



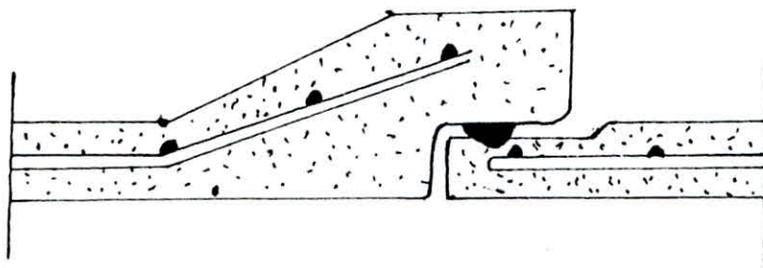
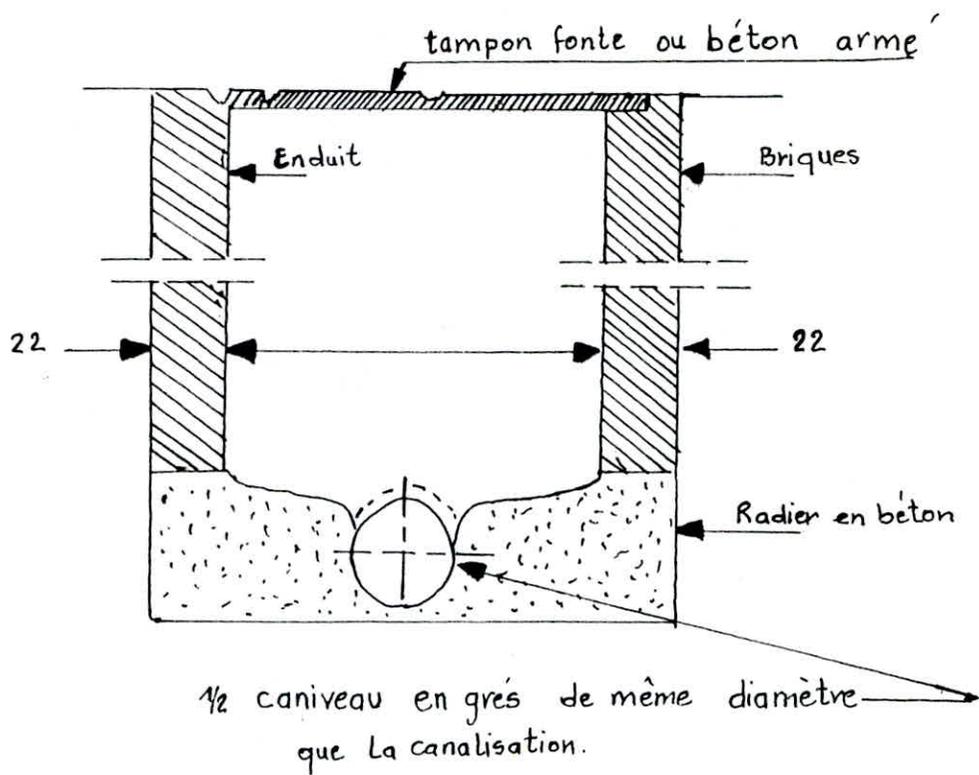
BUTEE SUR COUDE HORIZONTAL



SUR UN BRANCHEMENT



BUTEE SUR UN COUDE VERTICAL



Joint d'embout rainuré et anneau
d'élastomère plein

- Epreuve de canalisation et essais du réseau :

1/ Epreuve de canalisation :

Cette épreuve doit être réalisée avant remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs.

2/ Les essais du réseau :

Lors de l'essai à l'eau chaque tronçon essayé est fermé, à son extrémité aval, par un tronçon étanche; le regard amont étant complètement rempli d'eau il ne doit se produire aucune fuite durant 30mn.

- Remblaiement des tranchées :

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Ce remblaiement doit être effectué à la main avec la terre des déblais expurgé (nettoyée) de tous éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

l'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30m

- Nettoyages du réseau d'égout.

Des nettoyages périodiques doivent s'effectuer sur les tronçons des canalisations au moyen de l'eau sous l'effet d'une très forte pression de 40 ÷ 100 bars selon les cas.

Les engins utilisés comportent une citerne à eau et une pompe entraînée par un moteur électrique, l'extrémité du tuyau de refoulement de la pompe dispose d'une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

BIBLIOGRAPHIE

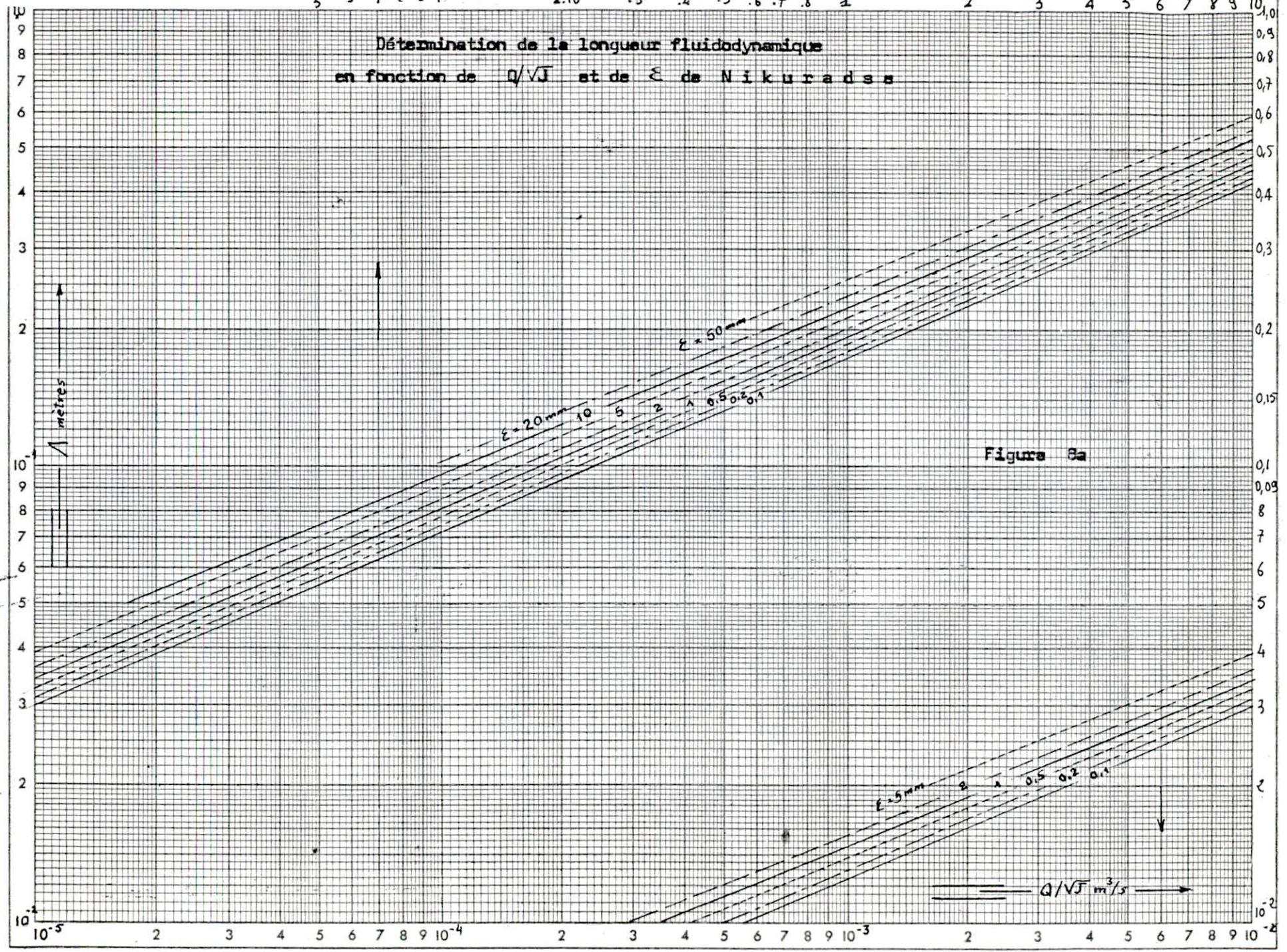
A - E - P

- Hydraulique Urbaine (Tome II).....A. DUPONT
- Hydrodynamique graphique.....G. LAPRAY
- Manuel d' hydraulique généraleA. LANCASTRE
- Catalogue des pompesJEUMONT - SCHNEIDER

A S S A I N I S S E M E N T

- Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales
T.I la collecte.....G. GOMELLA et H. CUERREE
- Cours d'assainissement urbain(O P U .Alger 1974)

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



PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOUILLE $\xi_{opt} = 0,5$

paramètres de dimension

$D_0, h_0, D_1, D_2, A_0, Q_{k0}$

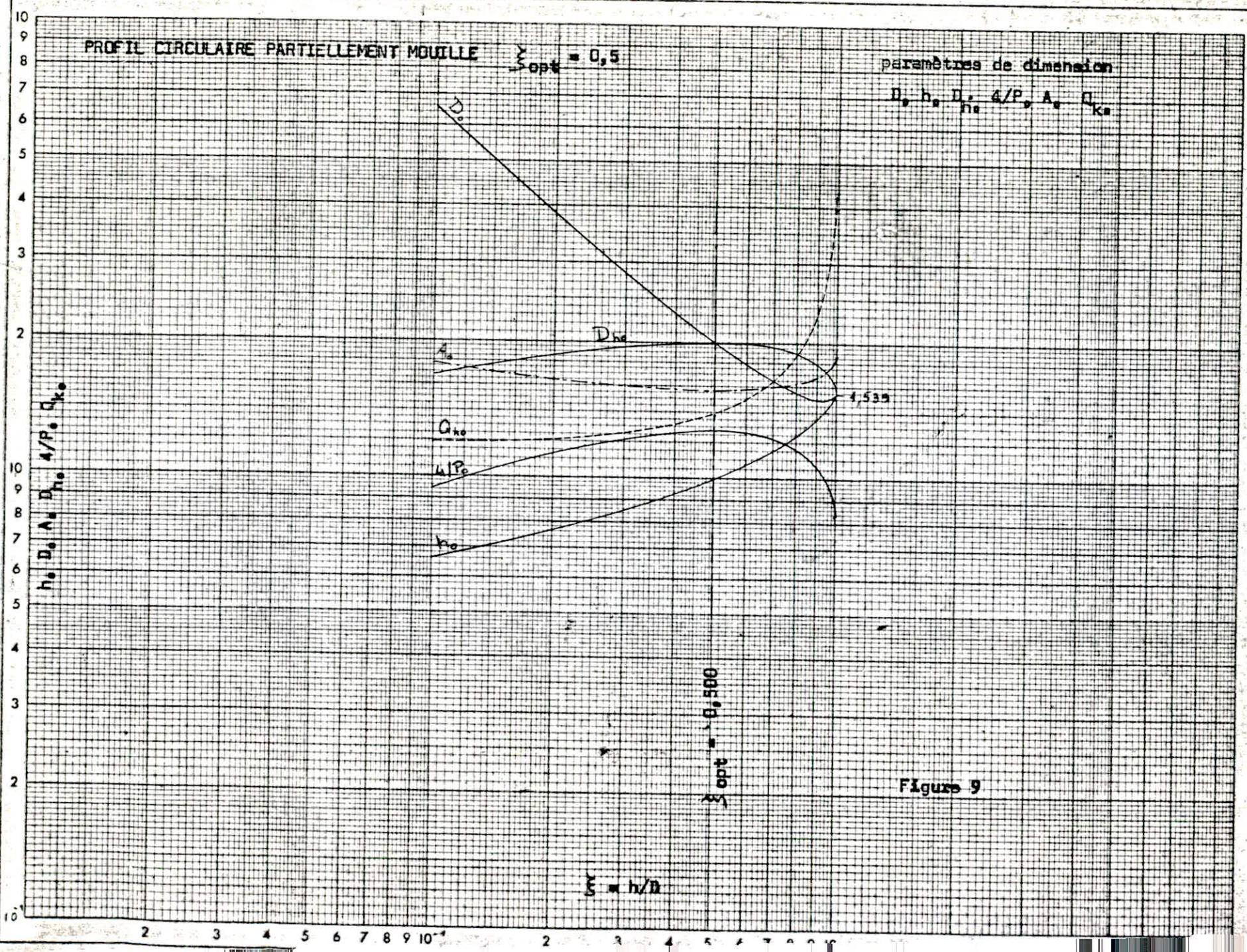
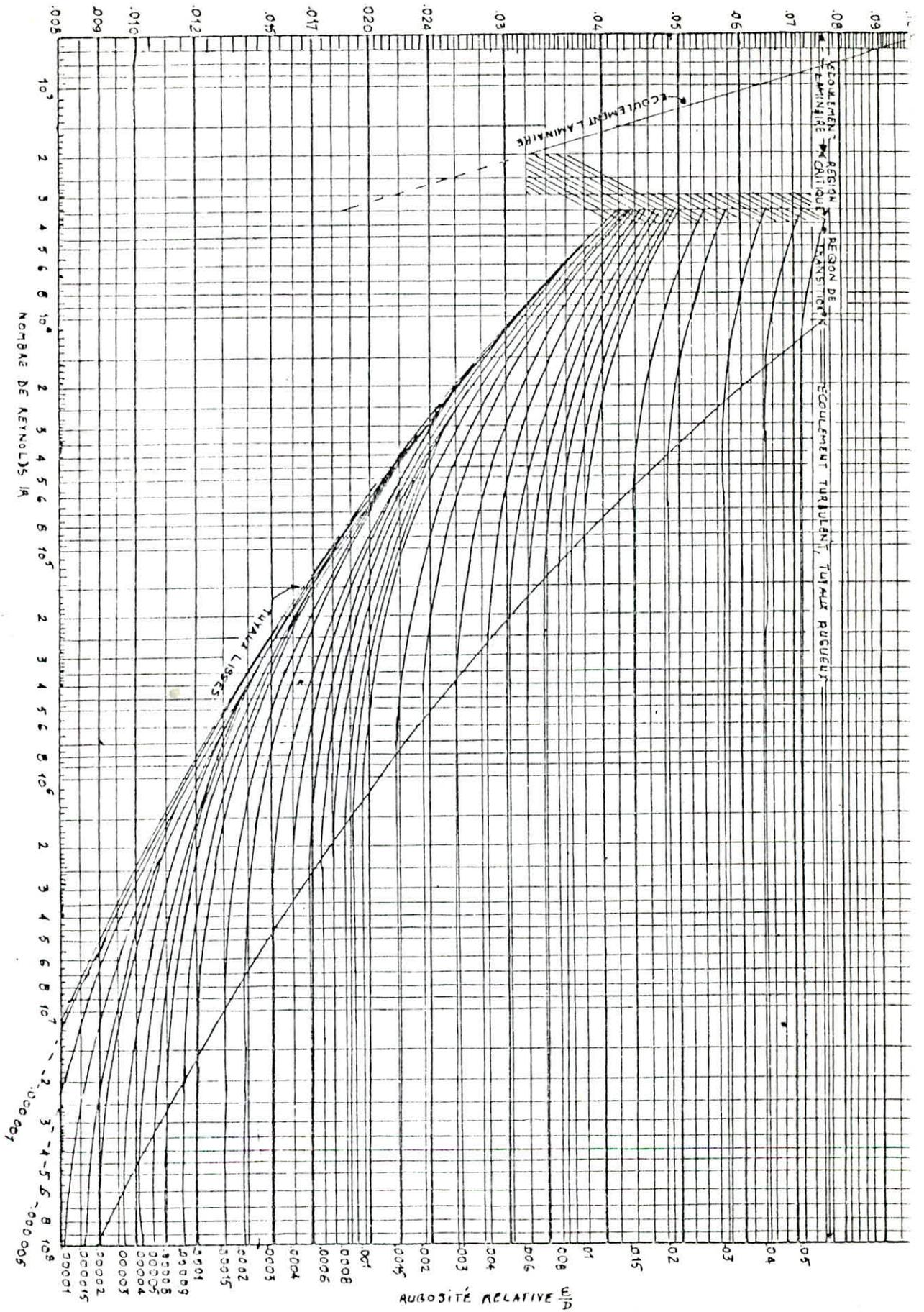


Figure 9

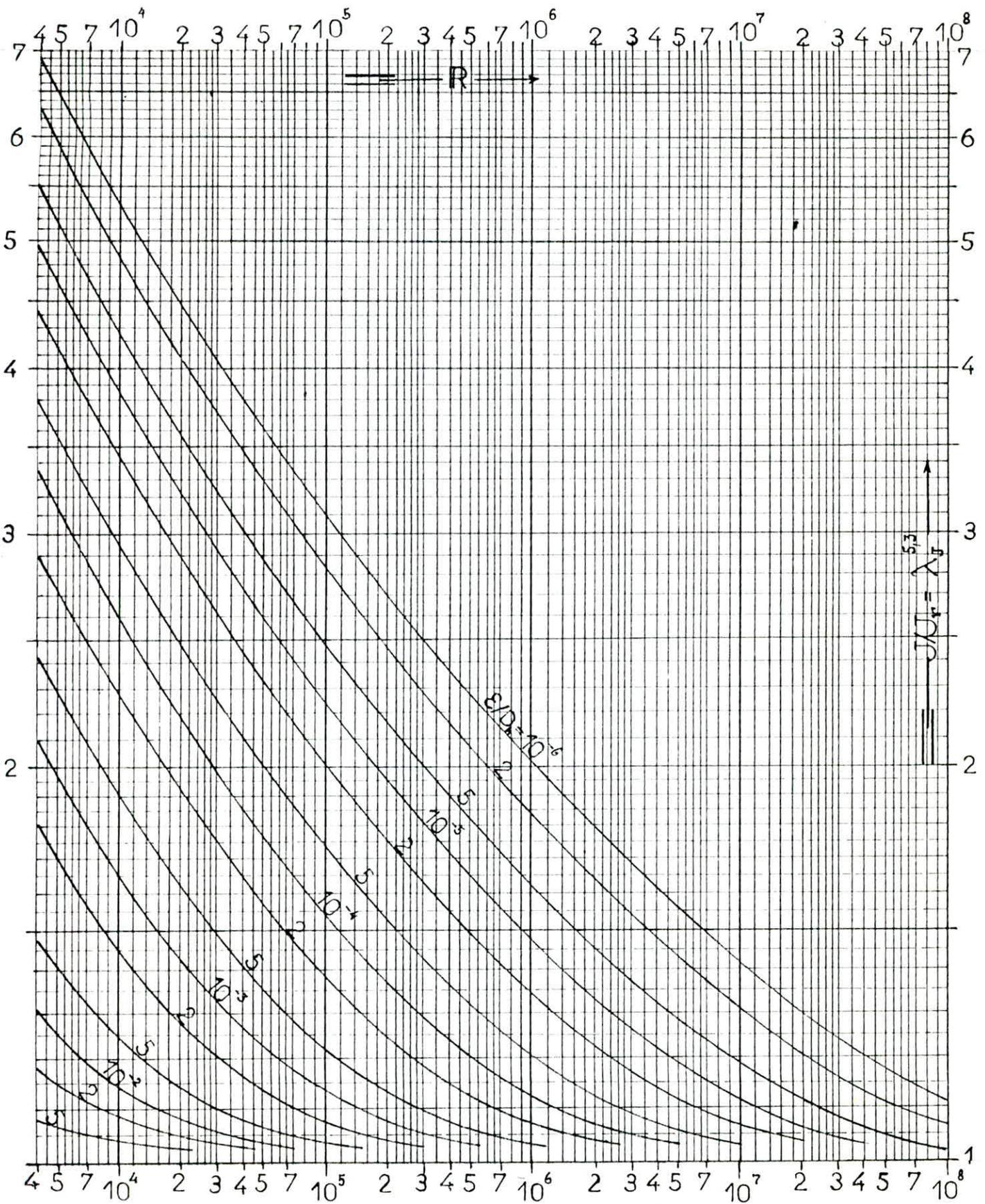
COEFFICIENT DE RÉSISTANCE λ



1

2

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

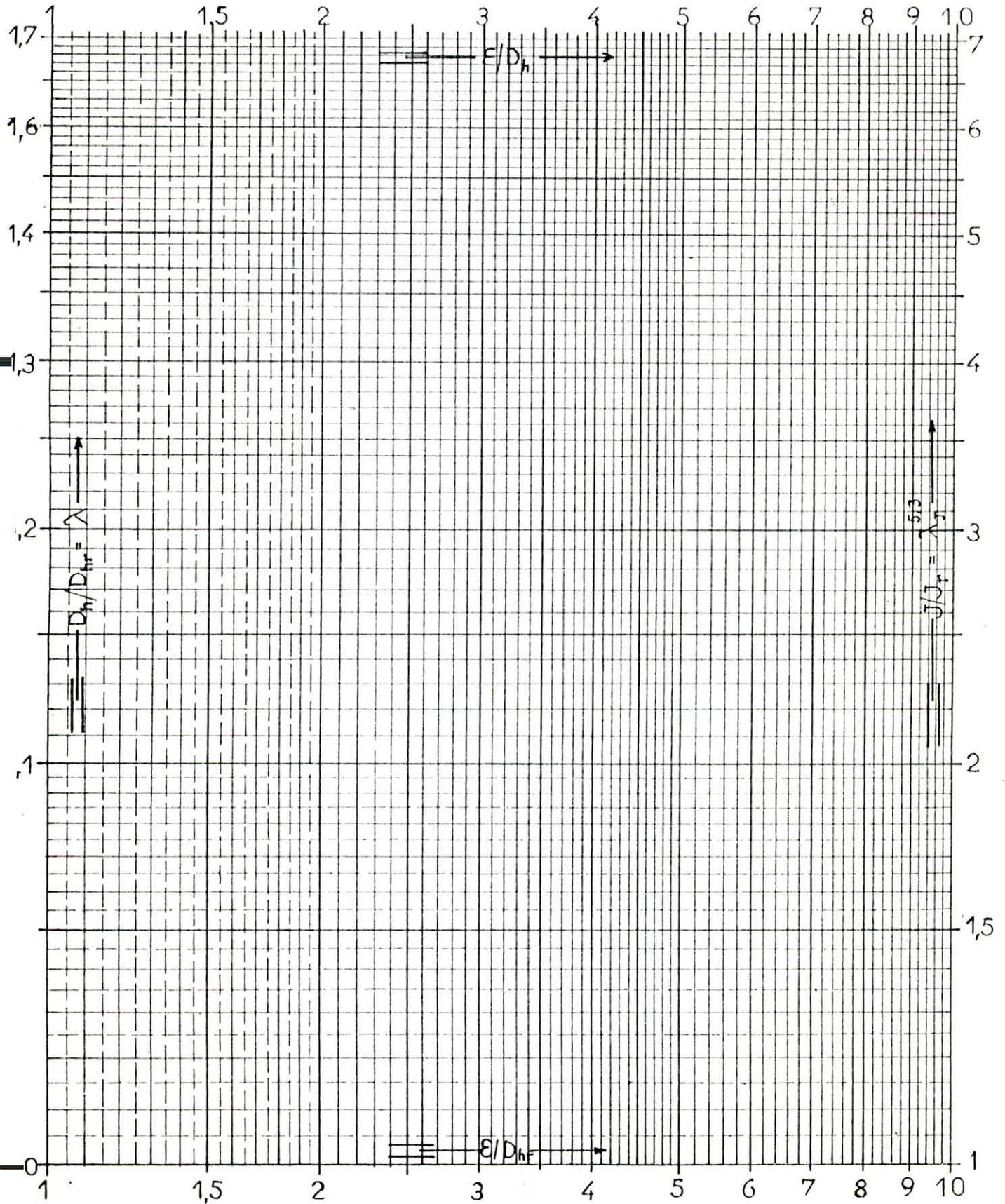


Facteurs de transition λ et $\lambda_J^{5,3}$

17d

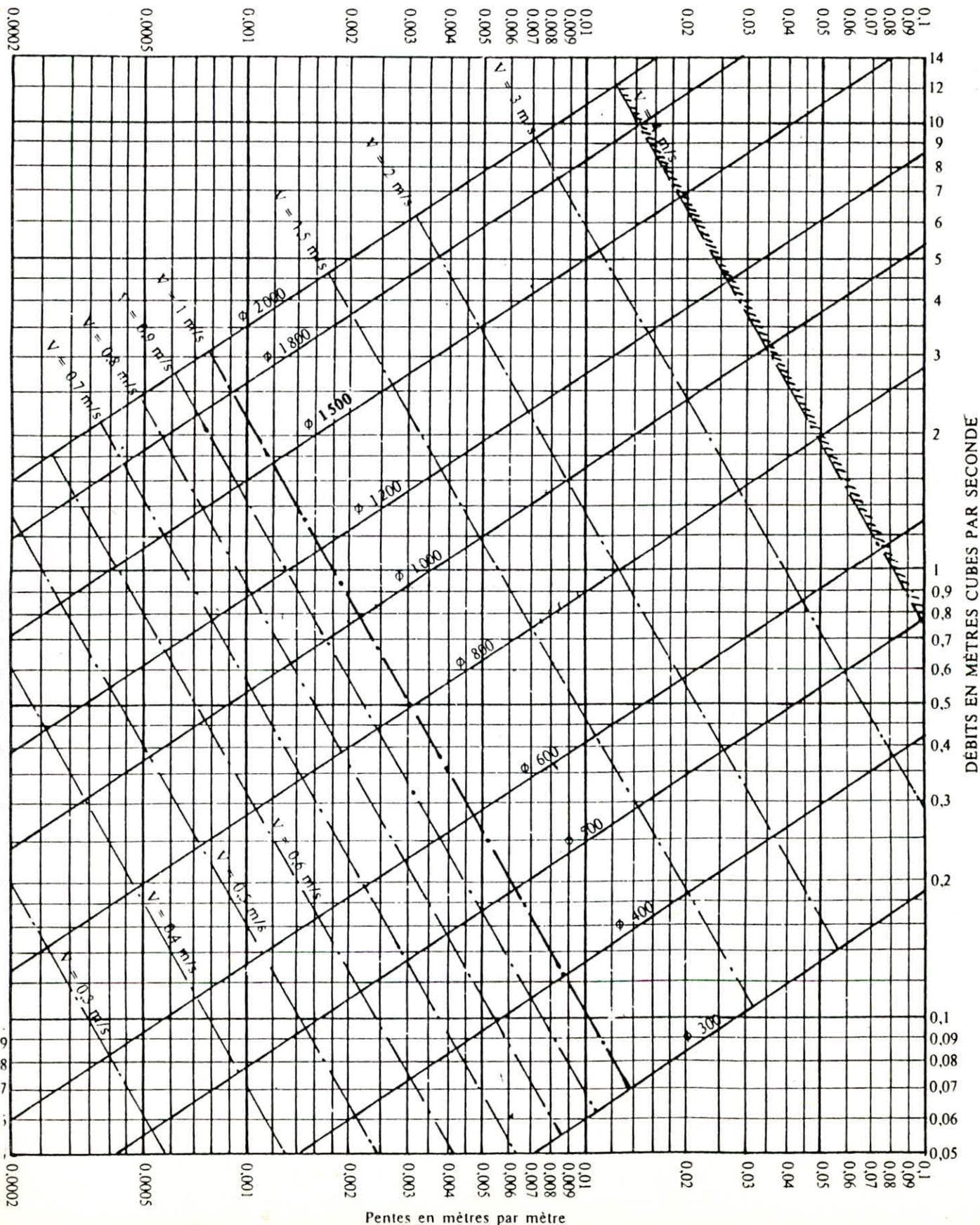
Réseau pour tracer les courbes, représentant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de \mathcal{E}/D_{hr} et $\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de \mathcal{E}/D_h



ANNEXE VII

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

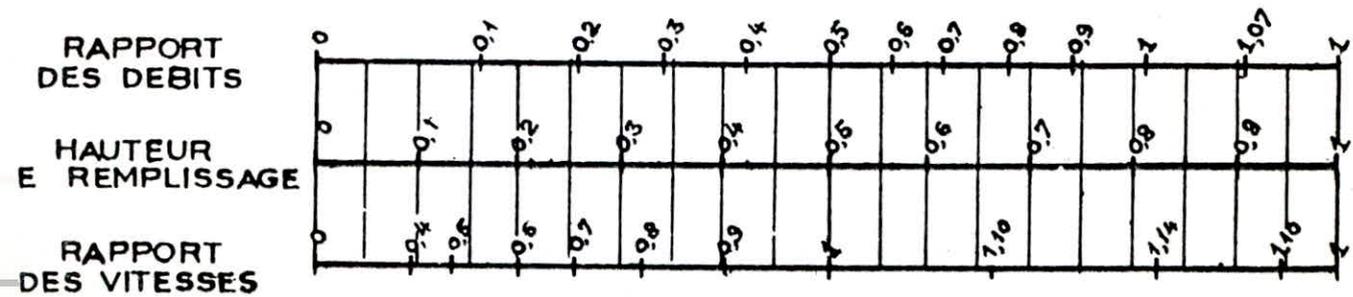


ANNEXE X

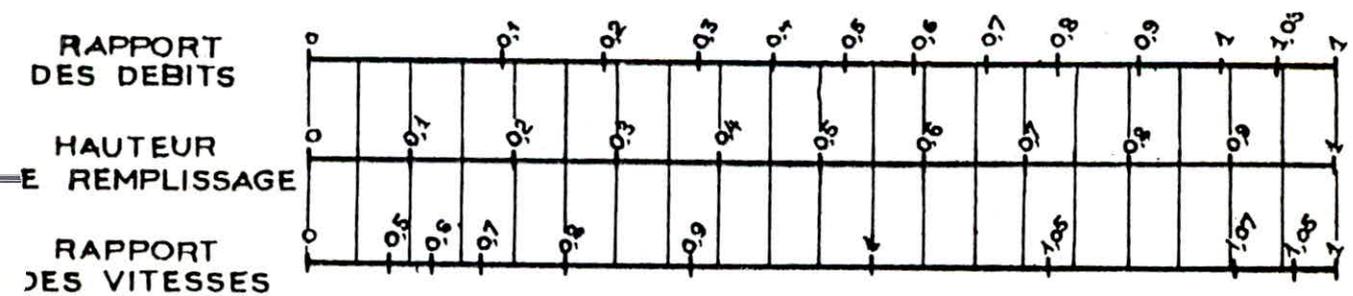
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

