

22/84

2 ed

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Hydraulique

### PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en eau potable et assainis-  
sement de la ville de SAOULA (BLIDA).

Proposé par :  
DHWB

Etudié par :  
S. EL-BESSEGHI  
H. HADJ-RABAH

Dirigé par :  
Dr. B. UTRYSKO



PROMOTION : 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

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

—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»O«—

دائرة الري  
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

**THEME**

Alimentation et Eau Potable et  
Assainissement de la Ville de SAOULA

Proposé par :  
D.H.W. Blida

Etudié par :  
S. EL - BESSEGI  
H. HADJ - RABAH

Dirigé par :  
Dr. B. UTRYSKO

Promotion Janvier 1984



--- ( E M E R C I E M E N T S ---  
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

- /- ) MONSIEUR B.UTRYSKO : Maître de Conférence à l'E.N.P.

- Au terme de cette étude nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Monsieur B.UTRYSKO, notre professeur et guide, promoteur de ce projet, pour les connaissances multiformes qu'il n'a cessé de nous communiquer durant toute cette étude, pour son exemple de modestie et de compréhension.

- /- ) MONSIEUR G.LAPRAY : Maître de Conférence à l'E.N.P.

- Nous avons l'honneur d'être ses élèves, de profiter de son savoir, de son expérience, et d'admirer sa largeur d'esprit et de compréhension qu'il veuille recevoir, ici l'expression de notre profond respect.

- /- ) MONSIEUR A.KHETTAB : Docteur-Ingénieur Chef de Département :

- Nous tenons à le remercier pour son accueil chaleureux, sa disponibilité permanente, et son aide, qui nous a facilité ce travail.

- NOS REMERCIEMENTS VONT EGALEMENT :

- A tous nos professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation.

- A tout le personnel de la D.H.W. de Blida, et en particulier M. ALLOUCHE Abdelhak sous-directeur des études, pour sa gentillesse, son empressement et sa disponibilité à communiquer tout ce qui est en sa possession.

- A Monsieur NESSAH Mahieddine pour la frappe.

- A Messieurs Sid-Ali KADA et Ahmed HAMZA pour le tirage.

- Nous prions toutes ces personnes de bien vouloir trouver, dans ces modestes remerciements, l'expression de toute notre gratitude.

Sid-Ali EL-BESSEGH

HOCINE HADJ-RABAH

II) E D I C A C E  
-----

Au terme de toutes ces années de travail, je tiens à remercier mes parents qui m'ont aidé par leur affection et présence à accomplir ma mission, et qui ont été de loin les plus exigeants sur ma formation et une source d'énergie inépuisable, lors de mauvais moments à qui je dédie plus particulièrement ces lignes.

- A mon frère et soeurs.
- A mes proches parents et amis.

Sid-Ali-EL-BESSEGHI.

A MON PERE

A MA MERE

A MES FRERES ET SOEUR

ET A CELLE QUI N'EST PLUS DE CE MONDE  
MA SOEUR K E N Z A.

Hocine HADJ-RABAH.



2- Automatisation - . . . . .	23
2.1. But de l'automatisation -	
2.2. Principe de fonctionnement -	

CHAPITRE IV -

ETUDE DES CONDUITES DE BIFURCATION - . . . . . .26

1- Situation du problème et but de l'Etude -	
1.1. Consommation dans chaque zone	
a) Zone basse -	
b) Zone haute -	
2- Calcul des débit en 1ère Approximation - . . . . .	.28
3- Dimensionnement des conduites -	
4- Calcul des Resistances des conduites 1 et 2 -	
5- Calcul des débits transites par la conduite 2, selon les débits véhicules par la conduite 3 à chaque tranche horaire -	
- Récapitulatif de la 2ème Approximation -	
6- Calcul de la perte de charge de la conduite 3 Desservant la zone basse à partir du brisse-charge -	
- Méthode de la longueur fluïdo-dynamique -	
- Méthode classique -	
7- Vérification des vitesses maximales dans les conduites 1 et 2 - . . . . .	.36
8- Vérification du débit total entrant dans le reservoir R2 - . . . . .	.37

CHAPITRE V -

RESERVOIRS - . . . . . .38

1- Utilité des reservoirs -	
2- Emplacement des reservoirs -	
3- Capacité des reservoirs -	
4- Capacité du reservoir R1	
4.1. Dimensionnement du reservoir R1	
5- Etude sur les volumes d'apport et de consommation du reservoir R2	
5.1. Dimensionnement du reservoir R2	
5.2. Considérations sur les volumes des deux (02) reservoirs -	
6- Equipements des reservoirs	
6.1. Arrivée de la conduite d'adduction	
6.2. Distribution	
6.3. Evacuation du trop-plein	
6.4. Vidange	
6.5. Reservoir d'incendie	

.../...



CHAPITRE VI -

DISTRIBUTION - . . . . . 49

1. Dimensionnement du reseau -

1.1. Généralité

1.2. Determination

1.3. Calcul des débits aux noeuds  
- Densité de la population dans chaque maille (Tableau I)

1.4. Repartition des débits à l'interieur des mailles (Tableau II)

2. Calcul du reseau des distribution . . . . . 54

1.1. Méthode de calcul

1.1.1. Loi des noeuds

1.1.2. Loi des mailles

1.2. Calcul des mailles

1.2.2. Calcul du coefficient de frottement

1.2.3. Calcul du débit carrectif

3. Canalisation et Accessoires du reseau . . . . . 64

3.1. Decharges

3.2. Ventouses

3.3. Robinets-vannes

3.4. Bouches d'incendie

3.5. Tés

4. Calcul du reseau ramifie . . . . . 66

4.1. Calcul des débits par tronçons

4.2. Répartition des débits : calcul des conduites à partir du débit d'amont.

4.3. Calcul des diamètres des conduites.

CHAPITRE VII -

BRISSE CHARGE - . . . . . 69

1. Utilisation

2. Description

3. Fonctionnement

4. Caracteristiques et dimensions

5. Choix de l'Appareil

6. Dimension du bassin

7. Calculs

CHAPITRE VIII -

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER - . . . . . 74

1. Etude du coup de Belier

2. Etude du reservoir d'air (Arrêt brusque de la pompe)

3. Calcul du reservoir d'air

3.1. Calcul du reservoir d'air (Arrêt de pompe)

3.2. Pression dans le reservoir d'air

3.3. Pertes de charges au niveau de la tuyere

.../...

- 3.4. Augmentation du volume d'air dans le reservoir
- 3.5. Volume d'air dans le reservoir
- 3.6. Pertes charges à la descente de l'eau
- 3.7. Pression dans la conduites
- 3.8. Construction de l'épure
- 3.9. Pente de la droite a/gA
- 3.10. Protection des conduites au demarrage.

CHAPITRE IX -

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION . . . . . 84

- 1.1. Généralités
- 1.2. Facteurs de corrosion
  - 1.2.1. l'eau
  - 1.2.2. PH
  - 1.2.3. Température
  - 1.2.4. Pression
  - 1.2.5. Le métal
- 1.3. Corrosion Electro-Chimique
  - 1.3.1. Mécanique de la corrosion
  - 1.3.2. Fonctionnement d'une pile de corrosion
- 1.4. Corrosion chimique
- 1.5. Remedés contre la corrosion
  - 1.5.1. Qualité du terrain
  - 1.5.2. Protection cathodique
- 1.6. Corrosion interne
  - 1. Pose des conduites
    - 1.1. Poste en terre

2ème Partie

- II - PARTIE - ASSAINISSEMENT - . . . . . 94

CHAPITRE I -

- 1. Introduction
- 2. Présentation du Site
- 3. Principe de disposition et construction du reseau

CHAPITRE II -

- 1. Eaux de Ruissellement . . . . . 97
  - Coefficient de ruissellement
- 2. Fréquence des precipitations
- 3. Calcul des débits d'eaux de pluie

CHAPITRE III -

- 1. Dimensionnement des conduites . . . . . 99
- 2. Etapes de calcul
  - Débits et vitesses à pleine section
  - Hauteur de remplissage
  - Vitesse réelle
  - Vitesse d'autocurage

.../...

CHAPITRE IV -

1. Débit des eaux usées . . . . . 101  
- Calculs

CHAPITRE V -

1. Choix du type de tuyaux . . . . . 102  
2. Ouvrages  
- Etanchéité  
- Dégrilleurs  
- Bouche d'Egoût  
- Exploitation  
- Calcul Hydraulique

## CHAPITRE I INTRODUCTION

### I. SITUATION DU PROBLEME ET OBJET DE L'ETUDE

Confrontée, comme la quasi-totalité des villes d'ALGERIE au problème de l'eau, la ville de SAOULA, dont les ressources actuelles sont devenues insuffisantes, de meme les réseaux d'adduction et de distribution, existants, ne répondront plus aux exigences futures, (vu le phénomène d'accroissement naturel); nécessite l'apport d'autres ressources.

Sur la base des informations recueillies auprès de l'A.P.C de SAOULA et la D.H.W de Blida, une étude de mobilisation de nouvelles ressources, de l'extension, et de refection des réseaux d'adduction et de distribution s'impose.

Les ressources d'exploitation actuelles, de la ville par leur ancienneté, et leur débit faible, ne peuvent pas être prises en considération C'est pourquoi, il avait été décidé, de se baser sur les forages existants (I seul opérationnel) dans les environs de BABA-ALI).

Ainsi, c'est dans ce sens, que va se faire notre étude.

### 2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CLIMATOLOGIE

#### 2.1-SITUATION

La ville de SAOULA est située au Nord-Ouest par rapport à la superficie de la commune, au Sud-Ouest par rapport à ALGER, d'une distance de 13 Kms.

A l'Est, elle est délimitée par la route départementale n°13 reliant BIRKHADEM à SAOULA. Elle est aussi située à 45 Kms de BLIDA, son chef lieu de Wilaya.

#### 2.2-CLIMAT

De par sa situation non loin de la mer, la ville de SAOULA présente un climat tempéré, et humide; l'hiver rigoureux avec des pluies fréquentes.

L'été est chaud.

#### 2.3-RELIEF

Située dans une cuvette, en plein milieu du Sahel, la commune de SAOULA présente un relief accidenté.

Si l'on se réfère à la carte topographique du plan d'ensemble on constate que le point **le plus** haut dominant l'ensemble de la ville a pour attitude 152 m, le point le plus bas, lui, est situé à 90 m d'altitude.

### 3. SITUATION ACTUELLE DE L'A.E.P

L'alimentation en eau potable de la ville de SAOULA est assurée par quelques puits (06) situés dans l'agglomération.

#### 3.1-ADDUCTION

Le système d'adduction actuel se présente comme suit:

Les quelques puits existants refoulent par une conduite dans un château-d'eau d'une capacité de stockage de 500M<sup>3</sup>, de là prend le départ une conduite gravitaire alimentant ainsi, directement la ville.

### 3.2-DISTRIBUTION

La ville de SAOULA, depuis longtemps est alimentée par un réseau de distribution, lequel de nos jours est devenu insuffisant, vétuste, et entièrement entartré.

Bien entendu, par l'horizon futur cet état de réseau est encore plus graves, cela signifie que le remplacement de ce réseau par un réseau adéquat est indispensable.

### 4. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

#### 4.1-DEMOGRAPHIE

La population à différents horizons se calcule par la relation des intérêts composés:

$$P = P_0 (1 + x)^n$$

où P = population à l'horizon considéré

P<sub>0</sub> = population au dernier recensement

x = Taux d'accroissement

n = nombre d'années séparant deux horizons

la population de l'année 1983 est estimée à 5000 habitants, pour un taux d'accroissement de 5%.

(J) est à signaler que l'accroissement démographique dans la ville de SAOULA est très important, relativement aux taux d'accroissement démographique moyen algérien qui est de 3,5%)

La population à différents horizons sera:

$$P_{1995} = 8979 \text{ habitants}$$

$$P_{2010} = 18.667 \text{ habitants}$$

#### 4.2-CHOIX DE LA DOTATION

Tenant compte de l'évolution des modes et du niveau de vie, nous pensons retenir le principe d'une dotation croissante appropriée à ces exigences.

Pour l'horizon 1995, elle sera de l'ordre de 150 l/J/ habitant et passera à 180, pour l'horizon 2010.

#### 4.3-EVALUATION DES BESOINS EN EAU

L'évaluation est faite à base des informations recueillies sur la consommation actuelle et future en eau de la ville de SAOULA à partir des enquêtes menées auprès des services intéressés.

100 l/élève  
poste d'incendie

-Usage industriel

Il n'existe actuellement aucune activité industrielle dans la ville.

-Enseignement

Un nombre total de 3108 élèves répartis sur deux écoles primaires et un CEM.

-Services municipaux, administrations, gendarmerie

Parmi les grands consommateurs figurent la Mairie (arrosage, nettoyage des rues, entretien de la ville), la gendarmerie, la mosquée, et enfin l'abattoir (qui n'est qu'une simple tuerie).

-Secteur sanitaire

Le secteur sanitaire n'est pas important, seul un centre de soins existe.

-Autres secteurs

A part un bain maure, il n'y a ni restaurants, ni non plus d'hôtels à SAOULA.

(200 l/poste de douche)

5. BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 1995

-Besoins domestiques

Horizon	1995
Population	8979
Dotation (l/J/Hab)	150
Besoins (M <sup>3</sup> /J)	1347

-Besoins scolaires

NATURE DE L'ETABLISSEMENT	Nombre d'élèves	Dotation (l/J/hab)	Consommation (M <sup>3</sup> /J)
Ecole de garçons	940	80	75
Ecole de filles	888	80	71
C.E.M	1280	80	102
		M =	248

-Mosquée

Il existe une mosquée à SAOULA, ainsi qu'un bain maure datés à 10 M3/J

-Centre de soins

Pour le dispensaire existant, on estime les besoins à 3000 l/J soit 3M3/J.

-Abattoir

À raison d'une moyenne de 10 ovins par jour et pour 300 l. d'eau en moyenne par tête, le besoin global sera de:  $10 \times 300 = 3000 \text{ l/J}$  soit 3 M3/J.

-Marché

Le marché a une superficie de 400 M2, en considérant pour le besoin de nettoyage, une quantité d'eau de 5 l/M2/Jour, on aura:  $400 \times 5 \text{ l/M2/J} = 2000 \text{ l/J}$  soit 2 M3/J.

-Gendarmerie, et APC

Pour la gendarmerie et l'APC, on a adopté un chiffre approximatif de 15 M3/J, et cela en raison des besoins, pour l'entretien de la ville, le nettoyage des rues, l'arrosage, qui sont du ressort de l'APC.

5.I-Consommation totale pour l'horizon 1995

<u>Types de besoins</u>		<u>Consommation (M3/J)</u>	
PRIVES	domestiques	1347	
PUBLICS	Scolaires	248	
	Sanitaires	3	
	MUNICIPAUX	Mosquée	10
		Gendarmerie-APC	15
		Marché	2
		Abattoir	3
M		1628	

5000 l/tête  
lavage de voitures  
40 = 100 l/voiture

6. BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010

Aucune étude d'urbanisme n'a été faite jusqu'à présent pour la ville de SAOULA, (la phase I du P.U.D n'existe pas jusqu'à ce jour), donc, faute d'informations, pour nous éclairer sur les possibilités d'extension de la ville, nous nous sommes trouvés dans l'obligation de prévoir nous memes les zones d'extension possible et ceci, conjointement avec les services concernés de l'A.P.C.

l'extension possible s'étendra principalement au Sud et à l'Ouest de la ville.

-Eléments proportionnels aux habitants

$$\frac{N \text{ ext}}{N \text{ act}} = \frac{18667}{5000} = 3,73$$

-Les éléments proportionnels aux habitants sont:

- Ecoles
- Centre de soins
- Abattoir
- Marché
- Administrations
- Mosquée

-Besoins domestiques

Horizon	2010
Population	18667
Dotation l/J/hab	180
Besoins (M3/J)	3360

6.I-Consommation totale pour l'horizon 2010

Types de besoins		Consommation (M3/J)	
Privés	Domestiques	3360	
Publics	Scolaires	927	
	MUNICIPAUX	Sanitaires	II
		Mosquée	37
		Gendarmerie-APC	56
		Marché	7
		Abattoir	II
M		4409	



4409 M3/J est la quantité d'eau correspondant à la consommation moyenne journalière, or, les pertes dans le réseau dues aux fuites sont estimées à 30% pour un entretien supposé moyen. Il apparaît donc qu'il faudrait majorer le débit moyen.

Horizon	Consommation moyenne journ.	Majoration de 30%(M3/J)	Consommation journ.T(M3/J)
1995	1628	488	2116
2010	4409	1323	5732

7. Etude comparative

Le débit de notre forage étant 30 l/s, soit 2592 M3/J., les besoins en eau potable pour l'horizon 1995 s'élèvent à 1628 M3/J. Donc pour cet horizon, les ressources existantes suffiront largement, pour couvrir les besoins.

Pour l'horizon 2010, les besoins en eau potable seront de l'ordre de 4409 M3/J. L'évolution des besoins pour cet horizon va se traduire par un déficit par rapport aux ressources existantes.

Ce déficit sera de:

$$4409 - 2592 = 1817 \text{ M3/J}$$

Il apparaît donc que les ressources actuelles n'arriveront pas à satisfaire les besoins futurs, pour l'horizon 2010, et qu'il est impératif d'engager les forages non encore exploités.

CARACTERISTIQUES DU FORAGE

Débit : 30 l/s

Diamètre: 250 mm

Cote du terrain normal: CTN : 83m

Cote du niveau statique: CNS: 43,98m

Cote du niveau dynamique: CND: 39,28m

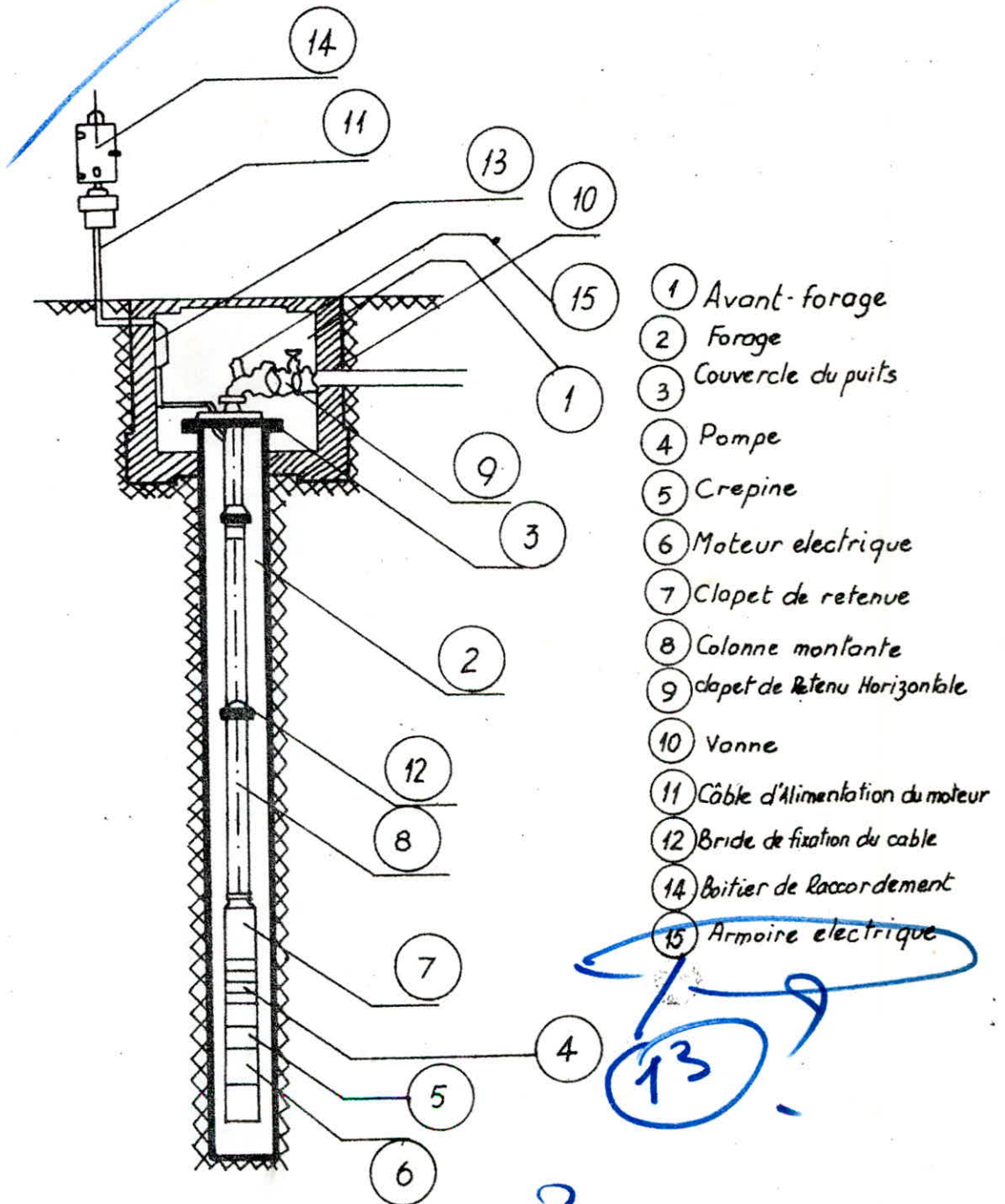
Profondeur totale: 60,32m

Mobilisation des ressources

3 autres forages existent cependant, mais qui ne sont pas encore exploités. Seuls les résultats des essais de pompage indiqueront le nombre de forages, sur lequel on devra se baser pour combler à l'an 2010, le déficit de 21 l/s.

*normal*

# Installation de Pompage avec pompe immergée dans un forage.



Crepine et Armoire électrique ?

8. ETUDES DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DU DEBIT

Les problèmes posés par les variations du débit, ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

-Les variations annuelles dépendant au niveau de vie de la population.

-Les variations mensuelles, selon l'importance de la ville,

-Les variations journalières, selon le jour de la semaine.

-Les variations horaires représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

Le débit appelé par les consommateurs varie considérablement, et présente des maximums appelés pointes. Le réseau doit donc répondre à la demande exceptionnelle. En raison de toutes ces variations, il y a lieu d'affecter le débit moyen, d'un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année. Ce coefficient de pointe, appelé  $K_3$  est déterminé par le produit des coefficients  $K_1$  et  $K_2$ .

$K_1$  = facteur de pointe saisonnier, qui tient compte aussi des pertes d'eau dans le réseau de distribution.

$$K_1 = \frac{\text{Consomm.max.journalière}}{\text{Consomm.moy.journalière}}$$

$K_1$  pour notre cas est pris égal à 1,3

$K_2$  = coefficient qui prend en considération les variations horaires du débit

$$K_2 = \frac{\text{Consomma.max.horaire}}{\text{Consomma.moy.horaire}}$$

$K_2$  est pris égal à 2

$K_3$  = coefficient de pointe

$$K_3 = K_1 \cdot K_2 = 1,3 \cdot 2 = 2,6$$

-Débit de pointe global pour les 2 zones à alimenter:  
La zone basse et la zone haute

<u>Horizon</u>	<u>Consomm.Moy</u> <u>Journ.(M3/J)</u>	<u>Consomm.Max</u> <u>Journ.(M3/J)</u>	<u>Débit de pointe</u> <u>(l/s)</u>
1995	2116	2750,8	64
2010	5732	7451,6	172

N.B/Ce calcul permettra de vérifier les résultats  
suyvants, issus du calcul: du débit de pointe pour  
chaque zone.

## CHAPITRE II

### ADDITION

#### I. CHOIX DU TRACE

Le choix au tracé de la conduite de refoulement doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible, de respecter. Il importe en premier lieu, de rechercher le profil en long le plus régulier et dont la rampe va toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation. Cette précaution élimine les contres-pentes, qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner naissance, en exploitation à des cantonnements d'air, plus ou moins difficiles à évacuer. De plus, en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de bélier ne sont pas suffisantes, le phénomène de cavitation peut occasionner des éclatements de canalisation au cours de la phase de surpression.

Dans un but d'économie du projet, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long, le tracé en plan le plus court. Il est évident que les impératifs énumérés ci-dessus ne pourront pas toujours être observés, en raison de la topographie des lieux. Aussi doit-on s'efforcer de s'en rapprocher le mieux possible.

#### 2. CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liés.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit, pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie sera importante.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre:

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

Si l'on ne considère que ces deux postes de dépenses, qui constituent, en fait les éléments principaux du problème, il est possible d'établir un calcul donnant le diamètre  $\varnothing$  économique en introduisant certains paramètres susceptibles de varier:

- d'une part: le prix de revient du mètre linéaire de la conduite et le prix du Kwh d'énergie électrique, reflétant respectivement la part: frais d'établissement de la conduite.

-d'autre part: le facteur d'utilisation (n) de la station de pompage et annuité constante A, qui amortit un capital investit sur un taux t, pour une période, en principe égale à la durée de vie du matériel.

CALCUL

La relation de BONNIN donne une approche du diamètre économique. A partir de la valeur ainsi déterminée, on choisit les diamètres normalisés immédiatement supérieurs et sur lesquels portera l'étude technico-économique.

Relation de BONNIN:

$$D = (\sqrt[4]{Q}) \quad \text{où } D \text{ en (m)} \\ Q \text{ en (M}^3/\text{s)}$$

Données de base

$$Q = 30 \text{ l/s} \\ L = 3445 \text{ m} \\ E = 0,1 \text{ mm} \\ V = 10^{-6}$$

$$D = (\sqrt[4]{Q}) = (\sqrt[4]{0,03}) = 0,173 \text{ soit le diamètre normalisé} \\ D = 200 \text{ mm}$$

-Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite

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

-Nombre de reynolds

$$R = \frac{V D}{\nu}$$

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

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

La résolution de cette équation se fait approximations successives; la première est donnée par la formule de NIKURADZE (valable uniquement en régime turbulent rugueux):

$$f_r = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D} \right)^{-2}$$

- le gradient de la perte de charge Jr: en régime turbulent-rugueux:

$$J_r = \frac{f_r}{D} \frac{V^2}{2g} \text{ (équation de Darcy-Wessbach)}$$

-La perte de charge linéaire hr en régime turbulent rugueux  $\Delta hr = J_r \cdot L \text{ (m)}$

- Le facteur de correction pour le gradient de la perte de charge.

$$J = \frac{5,3}{\lambda J_r Jr}$$

- La perte de charge lineaire  $\Delta h_l$  en regime de transition

$$\Delta h_l = J.L (m)$$

Les pertes de charge singulieres  $h_s$  sont estimees à 15 % des pertes de charge lineaires.

$$\Delta h_s = 0,15, \Delta h_l (m)$$

- D'où la perte de charge totale  $H$ :

$$\Delta H = \Delta h_l + \Delta h_s (m)$$

- La hauteur manometrique totale HMT :

$$HMT = \Delta H + H_g (m)$$

où  $H_g$  - Hauteur géométrique d'élévation

pour le cas du refoulement d'un forage vers un reservoir :

$$H_g = (\text{Côte TP} + 0,5) - \text{Côte MD}$$

- La puissance absorbée

$$P = \frac{HMT \cdot g \cdot Q}{\eta} \quad (KW)$$

Cù  $\eta$  est le rendement de la pompe

- L'énergie consommée  $E$

$$E = P \times 24 \times 365 \quad (KWh/an)$$

- Frais d'exploitation  $F_e$  de la station de pompage :

$$F_e = E \cdot e \quad (DA)$$

Où  $e$  est le prix de l'énergie

d'après les renseignements recueillis auprès de la Sonelgaz :

$$e = a + c.P_c + d.P_a + \sum e_h \cdot n_h$$

Où

$a$  - redevance fixe

$c.P_c$  - Puissance mise à disposition

$d.P_a$  - Puissance absorbée.

.../...

avec :

$$c = 2,10 \text{ DA/KW/mois}$$

$$d = 9,80 \text{ DA/KW/mois}$$

$cP_c + d.P_a$  - Terme de puissance

$\sum eh.nh$  - consommation effective d'énergie (DA/KWh)

Le terme "eh" est déterminé, en tenant compte de trois tarifs au cours de la journée.

Heures de pointe

$$17 \text{ h} - 21 \text{ h} ; eh_1 = 0,4735 \text{ DA/KWh} ; nh_1 = \frac{4}{24} = 0,167$$

Heures pleines

$$6 \text{ h} - 17 \text{ h} \quad \text{-----} \quad eh_2 = 0,0981 \text{ DA/KWh} ; nh_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521$$
$$21 \text{ h} - 22 \text{ h} 30$$

Heures creuses

$$22 \text{ h} 30 - 6 \text{ h} ; eh_3 = 0,0248 \text{ DA/KWh} ; nh_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312$$

$$\text{d'où} : \sum eh.nh = eh_1.nh_1 + eh_2.nh_2 + eh_3.nh_3$$

$$\sum eh.nh = 0,1379 \text{ DA/KWh}$$

$$c = a + c.P_c + d.P_a + \sum eh.nh = 28 + 9,8 + 2,10 + 0,1379 \times 24 \times 30$$

$$\text{d'où } c = 0,19 \text{ DA/KWh}$$

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux de 8%, ce qui correspond pour une somme de 1 DA à une annuité

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

- Les frais d'amortissement

$$F_a = L \times Pr \times A \text{ (DA)}$$

où

- L - longueur de la conduite

- Pr - Prix de revient du mètre linéaire de conduite

- A - Annuité

- le prix total :

$$P_t = F_e + P_a \text{ (DA)}$$



# CALCUL TECNICO - ECONOMIQUE

$\varnothing$ (mm)	V (m/s)	R. $10^4$	f <sub>r</sub>	J <sub>r</sub>	$\Delta h_r$	f	$\lambda_j^{5,3}$	J	$\Delta h_l$ (m)	$\Delta h_s$ (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
150	1,69	25,35	0,018117	0,017582	60,569	0,019725	1,11	0,019516	67,232	10,084
200	0,95	19,00	0,016968	0,003902	13,442	0,019395	1,14	0,004448	15,323	2,298
250	0,61	15,25	0,016150	0,001225	4,220	0,019416	1,22	0,001494	5,146	0,771
300	0,42	12,6	0,015525	0,000465	1,601	0,019654	1,23	0,000571	1,967	0,295

$\Delta H$ (m)	h <sub>mt</sub> (m)	P (kW)	$E = P \cdot 24 \cdot 365$ (KWh/aa)	$F_e = E \cdot e$ (DA)	$P_r$ (DA)	$P_e = P_r \cdot L$ (DA)	A	$F_0 = P_e \cdot A$ (DA)	$P_t = F_e + F_0$	$\varnothing_{econom}$ (mm)
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
77,316	244,316	402,612	898881	170787	184,93	637083,85	0,088827	56590	227877	—
17,621	184,621	77,540	679250	129057	229,65	791144,25	—	70275	199332	200
5,917	172,917	72,62	636151	120868	267,22	920572,9	—	81772	202640	—
2,262	169,262	71,090	622748	118322	333,07	1147426	—	101922	220244	—

### CHAPITRE III

#### STATION DE POMPAGE :

##### 1 - Choix des pompes :

- \* - Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler " Q " et de la hauteur d'évacuation H.M.T.

##### 1.1.- Au Niveau du forage :

- On a équipé le forage d'un groupe électropompe "immergé", ce genre est assez répandu ces derniers temps en raison de sa commodité d'installation et de fonctionnement, d'autant plus que son rendement est élevé.

La vitesse de rotation du moteur est de 2900 tr/mn, il faut doter par ailleurs, la pompe des accessoires suivants :

- A l'Amont : - Robinet-vanne  
- Convergent pour le raccordement
- A l'Avat - Divergent  
- Clapet anti-retour  
- Robinet-vanne.

##### 1.2. - Canalisation de refoulement :

- A la sortie de la bride d'aspiration sont disposés, un clapet et un robinet-vanne, lors d'un arrêt du groupe, le tronçon compris entre le clapet et le niveau statique est occupé par l'air qui laisse passer la presse- etoupe, au démarrage cet air peut être refoulé dans le réseau.

- Pour éviter ceci, un réservoir destiné à recueillir cet air doit être placé à l'amont du clapet, celui-ci ne se levant que pour faire passer l'eau.

##### 1.3. - Point de fonctionnement :

- Le point de fonctionnement s'obtient en construisant la courbe caractéristique du refoulement pour différents débits Q. le point de fonctionnement est donné par l'intersection, de la courbe caractéristique de la conduite avec celle de la pompe.

- Pour un diamètre économique  $\varnothing$  200, nous avons adopté une pompe du type BPP N = 2900 tr/min, choisie dans le catalogue (en fonction de  $Q = 30 \text{ l/s} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$ . et HNT = 184,62, rendement 76,25 %.

- Caractéristique de la conduite de refoulement (voir Fig.1.)

$$\begin{aligned}\varnothing &= 200 \text{ mm} \\ L &= 3445 \text{ m} \\ E &= 0,1 \text{ mm} \\ V &= 10^{\text{m}6}\end{aligned}$$

- Sur le schéma, nous avons tracé la caractéristique de la conduite de refoulement de diamètre 200 mm et de longueur 3345 m, et la caractéristique de la pompe choisie du catalogue.

- La courbe  $Q_H$  coupe la courbe caractéristique de la conduite au point  $P_1'$  qui représente le point de fonctionnement de la pompe avec un débit  $Q = 126 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 191 \text{ m}$ .
- Le point  $p$ , du débit  $Q = 108 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H = 185 \text{ m}$  représente le point de fonctionnement désiré.
- Vu la différence qui existe entre les deux débits et les deux hauteurs, on étudiera les différentes possibilités pour les rapprocher le plus possible.

1er VARIANTES :  
=====

- Si on accepte le point de fonctionnement du point  $P_1'$  on doit diminuer le temps de pompage, et on gardera un rendement satisfaisant.

\* Pour le point  $P_1'$  :  
 $Q = 126 \text{ m}^3/\text{h} = 35 \text{ l/s}$ .  
 $H = 191 \text{ m}$

\* Pour le point  $p_1$  désiré :  
 $Q = 108 \text{ m}^3/\text{h} = 30 \text{ l/s}$ .  
 $H = 185 \text{ m}$ .

\* Le volume rentrant dans le réservoir est de :  
 $0,003 \times 24 \times 3600 = 2592 \text{ m}^3$

d'où le temps de pompage se réduira  
 $T = \frac{2592}{0,035 \cdot 3600} = 20,57 \approx 21 \text{ h}$

la puissance absorbée est donc de :  
 $N_p = \frac{9,8 \cdot 0,035 \cdot 191}{0,77} = 85,08 \text{ Kw}$

et avec une majoration de **10 %**, on aura =  $N_p = 93,59 \text{ Kw}$

2ème Variante :  
=====

- Cette 2ème solutions consiste à vanner sur le refoulement, pour créer une P.D.C. égale à  $P_1$ .  $P_2$  égale à  $23 \text{ m}$  avec le même temps de pompage, = cette perte de charge créée au niveau du refoulement entrainera un gaspillage d'énergie.

3ème Variante :  
=====

- La 3ème solutions consiste au rognage de l'impulseur de façon à abaisser la courbe  $PH$  au point désiré  $P_1$ .

$$\frac{H}{h} = \frac{Q}{q} = \frac{1}{m^2}$$

- $m$  = coefficient ( $m < 1$ ) affectant le diamètre  $D$  de l'impulseur.  
En joignant le point  $P_1$  à l'origine du graphe, (l'origine ne figure pas sur le graphe, étant donné que l'échelle des hauteurs commence à  $70 \text{ m}$ ).

- l'intersection de la droite  $OP_1$  avec la courbe  $QH$  nous donne le point " $P$ ", dont les coordonnées sont  $Q = 113,75 \text{ m}^3/\text{h} = 31,6 \text{ l/s}$ .  
et  $H = 203,5 \text{ m}$ .

Pour le point  $P_1$ ,  $Q = 108 \text{ m}^3/\text{h} = 30 \text{ l/s}$ .  
 $H = 185 \text{ m}$ .

.../...

-  $\frac{203,5}{185} = \frac{31,6}{30} = 1,05$

-  $\frac{1}{m^2} = 1,05 \rightarrow m = 0,98$

- par conséquent on a le pourcentage de rognage :

$1 - 0,98 = 0,2$  égale 2 %.

- avec un temps de pompage de 24/24 et  $n = 76$  %

- la puissance absorbée est de :  $N_p = \frac{9,8 \cdot QH}{2} = \frac{9,8 \cdot 0,03 \cdot 185}{0,76}$

-  $N_p = 71,56$  K.W.H. avec une majoration de 10 % nous avons  $N_p = 78,72$  KWH.

- C O N C L U S I O N :

- Nous constatons que la puissance absorbée par la pompe, obtenue par rognage des roues, est inférieure à celle obtenue par le point de fonctionnement, vu cette différence notable pour le gain d'énergie, nous optons pour la 3<sup>ème</sup> variante, qui consiste au rognage des roues de la pompe avec un pourcentage de 2 %.

- Malgré notre proposition d'origine ci-dessus, pour le choix de variante, la première ne doit pas être laissée hors considération, étant donné que pour cette troisième variante (Rognage de roue) nécessite un temps et que la pompe rognée revient plus chère que la pompe à l'état primitif.

- Donc cette troisième variante ne sera vraiment prise en considération que si les conditions administratives le permettent.

-----

2 - AUTOMATISATION :  
=====

- Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau, soit :

- à l'aspiration, le niveau dans le forage.
- Au refoulement, le niveau dans le réservoir d'accumulation

2.1.- BUT DE L'AUTOMATISATION :  
=====

- Arrêt de pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- Arrêt de pompage quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau du trop plein.
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou, sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un certain niveau. L'automatisation servira donc pour l'exécution de ces opérations, avec un minimum de temps et un minimum de surveillance.

LIAISON ABPIRATEUR-MOTEUR :  
=====

- Cette liaison peut-être réalisée par l'installation, dans la chambre d'aspiration d'un flotteur avec un interrupteur, lui même raccordé au contacteur de protection.

LIAISON MOTEUR-RESERVOIR :  
=====

- Cette liaison, nous l'effectuons avec une ligne électrique de commande, appelée " Ligne Pilote".

2.2.- PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :  
=====

- Le système est basé sur la conductibilité de l'eau, ce système comporte une électrode sur chacun des niveaux limités haut et bas du réservoir.

- Ces électrodes sont reliées à un relais qui n'enclenche que si les électrodes sont immergées, et qui ne déclenche que si ces électrodes sont hors d'eau.

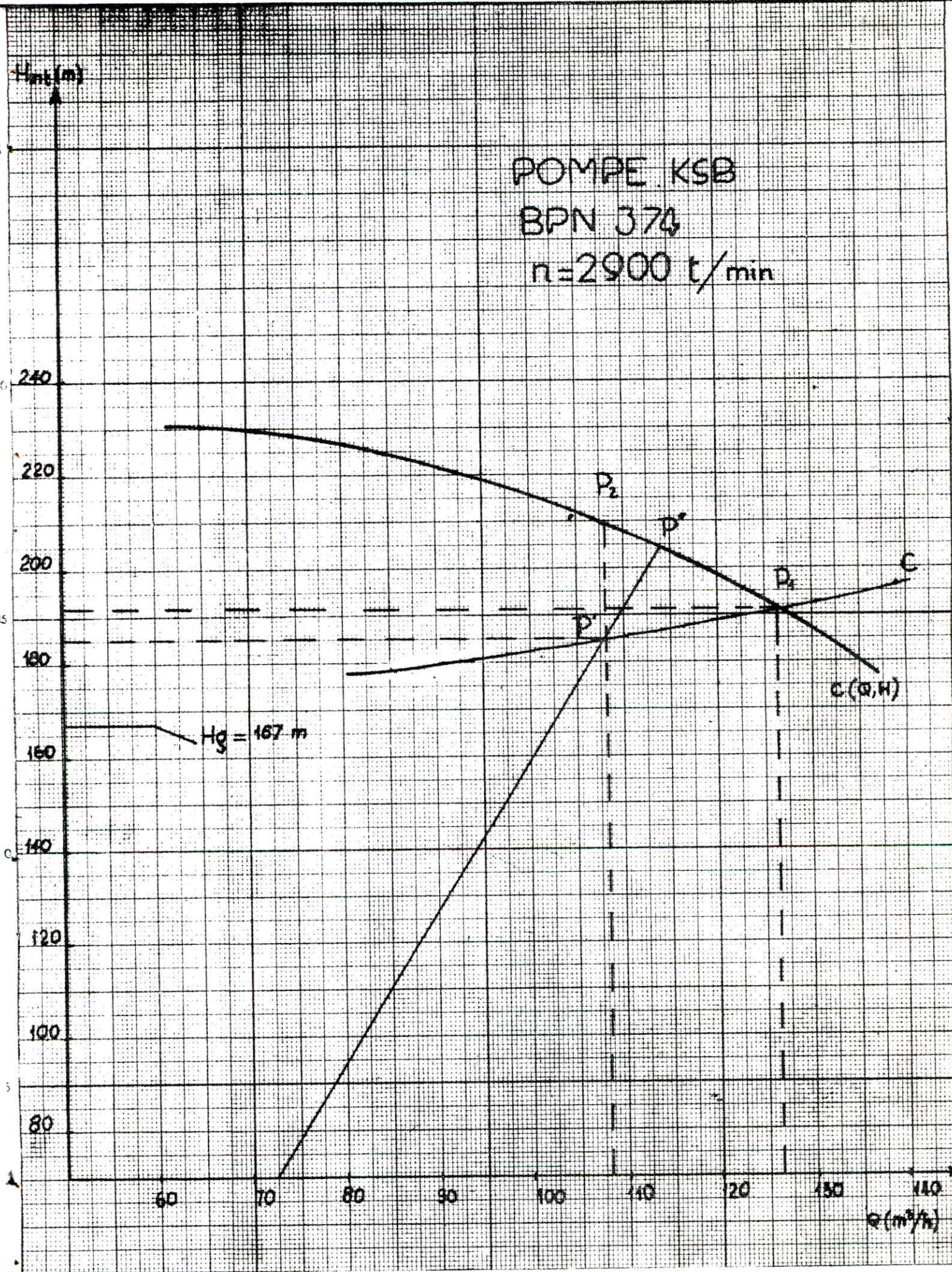
- Lorsque l'eau montant dans le réservoir vient recouvrir l'électrode supérieure (trop-plein), à ce moment, le circuit est fermé entre phase et terre.

- Lorsque l'eau redescend ensuite et découvre l'électrode inférieure, à ce moment le circuit s'ouvre et le réservoir se remplit de nouveau (Liaison-aspiration-Moteur).

- Un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau supérieur et le déclenche pour un niveau inférieur. (liaison moteur-réservoir).

CALCUL DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DE  
LA CONDUITE  $H=fQ_i$

$Q$ ( $m^3/h$ )	$V$ ( $m/s$ )	$R \cdot 10^5$	$Fr$	$F_t$	$J$	$\Delta HT$ ( $m$ )
80	0,7	1,4	0,010968	0,020074	0,002565	10,16
90	0,79	1,58	0,016968	0,019788	0,0032000	12,68
100	0,88	1,76	0,10968	0,019552	0,003903	15,46
110	0,97	1,94	—	0,0193541	0,00465	18,42
120	1,06	2,12	—	0,01918856	0,005517	21,85
130	1,15	2,3	—	0,0190403	0,0064224	25,45
140	1,23	2,46	—	0,0189269	0,007406	29,34



- CHAPITRE IV

- ETUDE DES CONDUITES DE BIFURCATION :

- 1 - Situation du problème et but de l'Etude :

- La conduite de distribution principale à partir d'une distance de 2550 m à compter du réservoir R1, fait place à deux conduites secondaires; la première alimentant directement la zone basse d'une longueur de 1300 m, à partir d'un brise-charge, ce dernier a été conçu pour briser la charge trop importante.
- La seconde conduite, prend départ de la bifurcation avant le brise-charge, alimentant ainsi le réservoir R2; qui à son tour alimenté par gravité la zone haute. (la distance de la conduite du point de bifurcation au réservoir R2 est de 2850 m.
- La population totale de la ville est répartie donc, sur 2 zones. La zone basse compte une population de 10812 habitants pour une superficie de 61,52 ha (Il est à noter que toutes les installations, municipales, scolaires, sanitaires, administratives etc...) se trouvent dans la zone basse.
- La zone haute, elle, compte 7855 habitants dispersés sur une superficie globale de 41,1 ha.
- Le but de cette étude, est donc, de déterminer les débits véhiculés dans les 3 conduites (1,2,3 voir schéma) ainsi que leur dimensionnement.

- 1.1.- Consommation dans chaque zone :

a)- Zône basse :

besoins domestiques :

$$Q_{b1} = 10812 \times 180 = 1946,16 \text{ m}^3/\text{J} = 1946 \text{ m}^3/\text{J}.$$

besoins municipaux :

$$Q_{b2} = 927 + 11 + 37 + 56 + 7 + 11 = 1049 \text{ m}^3/\text{J}.$$

besoins totaux pour la zone basse :

$$1946 + 1049 = 2995 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{donc : } Q_b = Q_{b1} + Q_{b2} = 2995 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Consommation majorée en raison des pertes saisonnières :

$$Q_b = 2995 \cdot 1,3 = 3893,5 \text{ m}^3/\text{J} - \text{Soit } 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

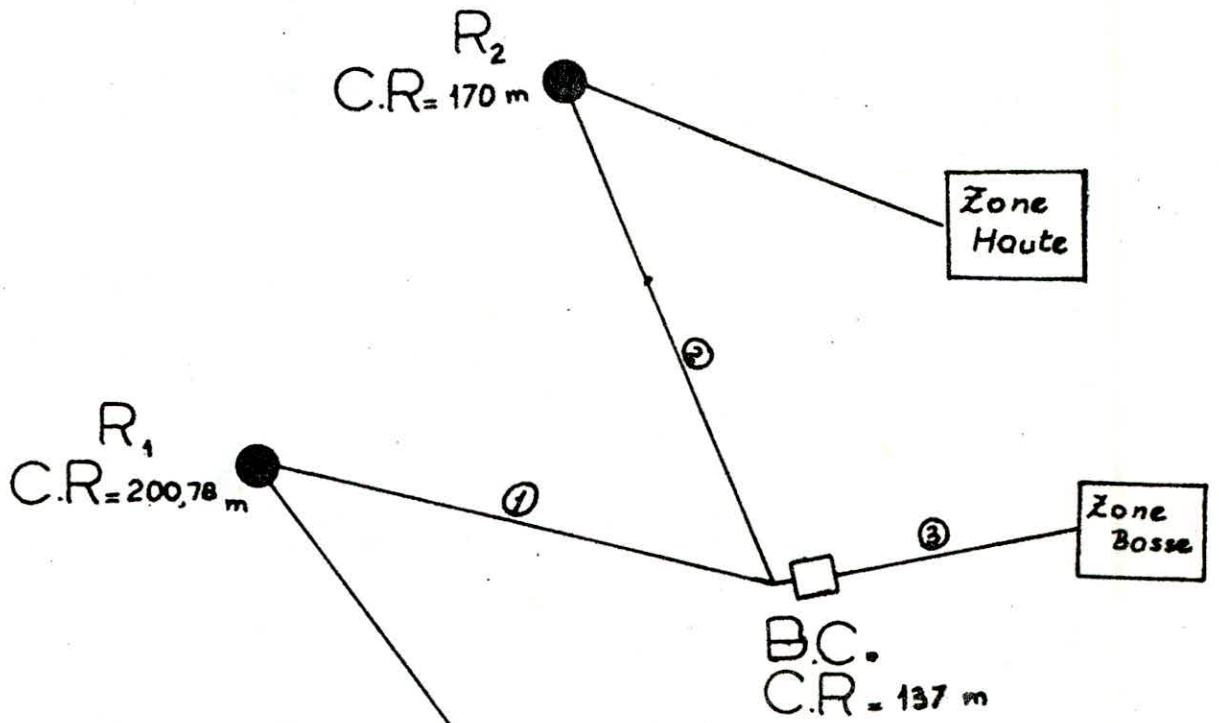
$$Q_b = 3893,5 \times 1,3 = 5061,55 \text{ m}^3/\text{J}$$

Consommation de pointe :

$$= 3893,5 \cdot 2,6 = 10123 \text{ m}^3/\text{J} \quad \text{soit } 117,16 \text{ l/s.} = 1171/\text{s}.$$



# Plan Schematique



## Legende

- Reservoir.
- ⊙ Forage.
- Brise-charge.
- ▣ Station de pompage.
- ② N° de la conduite.

b)- Zône haute :

- besoins domestiques :

$$7855 + 180 = 1414 \text{ m}^3/\text{j.}$$

- Consommation majorée en raison des pertes saisonnières :

$$Q_h = 1414 \cdot 1,3 = 1838 \text{ m}^3/\text{J} ; Q_h = 1838 \cdot 1,3 = 2389,4 \text{ m}^3/\text{j.}$$

- Consommation de pointe :

$$1838 \cdot 2,6 = 4779 \text{ m}^3/\text{J} \text{ soit : } 55,31 \text{ l/s} = 55 \text{ l/s.}$$

- Consommation totale des 2 zônes à la pointe :

$$10123 + 4779 = 14902 \text{ m}^3/\text{J} - \text{ soit } 172,47 \text{ l/s.}$$

2 - CALCUL DES DEBITS EN 1ERE APPROXIMATION :

- Débit véhiculé par la conduite R1 - bifurcation (n°1)

$$(Q_b + Q_h) K_1 = (3893,5 + 1838) \cdot 1,3 = 7451 \text{ m}^3/\text{j.} \text{ soit } = 0,086 \text{ m}^3/\text{s.}$$

- Débit véhiculé par la conduite- bifurcation - R2 (n°2)

$$Q_h \cdot K_1 = 1838 \cdot 1,3 = 2389,4 \text{ m}^3/\text{J.} \text{ soit } = 0,028 \text{ m}^3/\text{s.}$$

- Débit véhiculé par la conduite - Brise Charge- Zône basse :

$$Q_b \cdot K_1 \cdot K_2 = 3893,5 \cdot 1,3 \cdot 2 = 10123 \text{ m}^3/\text{j.} \text{ soit } 0,117 \text{ m}^3/\text{s.}$$

3 - Dimensionnement des conduites d'après la 1ère approximation :

l'équation de continuité donne :

$$Q = V \cdot A = \frac{A}{V} = \frac{\frac{\pi}{4} D^2}{V} = \frac{Q}{V} \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}}$$

Vérification des vitesses :

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

D = Diamètre normalisé supérieur

- Conduite n°1 :

$$D_1 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,086}{3,14 \cdot 1}} = 0,33 \text{ m} = D_1 = 350 \text{ mm}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,086}{3,14 (0,35)^2} = 0,89 \text{ m/s.}$$

- Conduite n°2 :

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028}{3,14 \cdot 1}} = 0,188 \text{ m} \quad D_2 = 200 \text{ mm}$$

$$V_2 = \frac{4 \cdot 0,028}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 0,89 \text{ m/s.}$$

- Conduite n°3 :

$$D_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,117}{3,14 \cdot 1}} = 0,386 \text{ m} \quad D_3 = 400 \text{ mm}$$

$$V_3 = \frac{4 \cdot 0,117}{3,14 \cdot (0,4)^2} = 0,93 \text{ m/s.}$$

4 - CALCUL DES RESISTANCES DES CONDUITES 1 & 2

$$DH = r \cdot Q \text{ et } Q = V \cdot A.$$

$$DH = \frac{f}{D} \cdot \frac{L \cdot V^2}{2g} = \frac{f \cdot L \cdot Q^2}{II2 \cdot DH \cdot 2g} \cdot 16 = \frac{16 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{II2 \cdot D^5 \cdot 2g}$$

or  $r = \frac{c}{D^5}$  soit  $c = \frac{16 \cdot f \cdot L}{II2 \cdot 2g}$  d'où  $r = \frac{c}{D^5} = \frac{16 \cdot f \cdot L}{D^5 \cdot II2 \cdot 2g \cdot D^5}$

- Calcul de la résistance R1 de la conduite n°1

$$r_1 = \frac{C_1}{D^5} ; C_1 = \frac{16 \cdot f \cdot L_1}{II2 \cdot 2g} \quad C_1 = \frac{16 \cdot f \cdot 2550}{(3,14)2 \cdot 2 \cdot 9,8}$$

- Calcul du nombre de reynolds :

$$\left( R = \frac{V \cdot D_1}{\nu} = \frac{0,89 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 3,11 \cdot 10^5 \right. \text{ ---- Régime de transition (voir diagramme de Moody)}$$

$$\left. \left( \frac{\xi}{D} = \frac{0,001}{0,35} = 0,00286 \right) \right.$$

- Calcul du coefficient de frottement d'après NIKURADSE:

$$fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_1})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{0,35})^{-2} = 0,026202$$

- Calcul du coefficient de frottement d'après COLEBROOK-WHITE :

$$fc = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{1/D}{3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{fr}} \right) \right]^{-2} = 0,026925 \text{ après approximations}$$

donc :

$$C_1 = \frac{16 \cdot 0,026925 \cdot 2550}{19,6 \cdot (3,14)^2} = 5,68$$

$$r_1 = \frac{C_1}{D^5} = \frac{5,68}{(0,35)^5} = 1081,45 \quad \text{donc } r_1 = 1081,45$$

- Calcul de la résistance R2 de la conduite n°2

Nombre de Reynolds

$$R = \frac{V_2 \cdot D_2}{\nu} = \frac{0,89 \cdot 0,2}{10^{-6}} = 1,78 \cdot 10^5$$

----- Régime de transition

$$\frac{\xi}{D_2} = \frac{0,001}{0,2} = 0,005$$

- Calcul du coefficient de frottement d'après NIKURADSE :

$$fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_2})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{0,2})^{-2} = 0,030816$$

- CALCUL DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT D'APRES COLEBROOK-WHITE :

-  $f_c \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{\text{IR} \cdot \text{fr}} \right) \right]^{-2} = 0,03152$  après approximations.

-  $C_2 = \frac{16 \cdot f_2 \cdot L_2}{\text{II}^2 \cdot 2g} \quad R_2 = \frac{C_2}{D_2^5}$

-  $C_2 = \frac{16 \cdot 0,03152 \cdot 2850}{19,6 \cdot (3,14)^2} = 7,43 \quad r_2 = \frac{7,43}{(0,2)^5} = 23218,75$

- 5 - Calcul des débits transités par la conduite n°2, selon les débits véhiculés par la conduite n°3 - à chaque tranche horaire.

- Débit véhiculé par la conduite n°3 à chaque tranche horaire.

0h - 5h	-- 0,125 a	-----	1,3.	0,125	.	0,045	= 0,0073	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>31</sub>
5h - 7h	-- 4,5 a	-----	1,3.	1,5		0,045	= 0,088	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>32</sub>
7h - 11h	-- 2 a	-----	1,3.	2		0,045	= 0,117	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>33</sub>
11h - 16h	-- 1,1a	-----	1,3.	1,1		0,045	= 0,064	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>34</sub>
16h - 18h	-- 1,75a	-----	1,3.	1,75		0,045	= 0,102	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>35</sub>
18h - 22h	-- 0,781 a	-----	1,3.	0,781		0,045	= 0,046	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>36</sub>
22h - 24h	-- 0,125	-----	1,3.	0,125		0,045	= 0,0073	m <sup>3</sup> /s.	= Qd <sub>37</sub>

- A chaque débit transitant dans la conduite n°3 correspond un débit transité par la conduite n°2. nous calculerons les différents débits nommés Q<sub>x</sub> selon:

$$H_{R1} - H_{R2} = r_1 (Q_x + Q_d)^2 + r_2 (Q_x)^2$$

$H_{R1}$  = Côte du réservoir R1 = 200,78 m

$H_{R2}$  = Côte du réservoir R2 = 170 m.

Q<sub>d</sub> = Débit de la conduite 3 correspondant à chaque tranche horaire.

-  $Q_{d31} = 0,0073 \text{ m}^3/\text{s.}$

$$H_{R1} - H_{R2} = R_1 (Q_x + Q_{d31})^2 + R_2 (Q_x)^2$$

$$200,78 - 170 = 1081,45 (Q_x + 0,0073)^2 + 23218,75 (Q_x)^2$$

$$30,78 = 24300,2 Q_x^2 + 15,79 Q_x + 5,33 \cdot 10^{-5}$$

$$24300,2 Q_x^2 + 15,79 Q_x - 30,78 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (15,79)^2 + 4(24300,2 \cdot 30,78) = 2992089,9$$

$$\sqrt{\Delta} = 1729,76$$

$$Q_x = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Q_x = \frac{-15,79 + 1729,76}{2 \cdot 24300,2}$$

$Q_{x1} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s.}$

$Q'_{x1} = 0$ , à rejeter.

donc :  $Q_{x1} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s.}$

\*  $Q_{d32} = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$24300,2 Q^2 \times 2 + 190,33 Q \times 2 - 22,45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1489,42$$

$$Q_x = \frac{-190,33 + 1489,42}{2 \cdot 24300,2}$$

$$Q_{x2} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q'_{x2} = \text{à rejeter}$

\*  $Q_{d33} = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$24300,2 Q^2 \times 3 + 253,06 Q \times 3 - 15,97 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1271,35$$

$$Q_x = \frac{-253,06 + 1271,35}{2 \cdot 24300,2}$$

$$Q_{x3} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q'_{x3} = \text{à rejeter}$

\*  $Q_{d34} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$24300,2 Q^2 \times 4 + 138,42 Q \times 4 - 26,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1606,36$$

$$Q_x = \frac{-138,42 + 1606,36}{2 \cdot 24300,2}$$

$$Q_{x4} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q'_{x4} = \text{à rejeter}$

\*  $Q_{d35} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$24300,2 Q^2 \times 5 + 220,61 Q \times 5 - 19,53 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1395,35$$

$$Q_x = \frac{-220,61 + 1395,35}{2 \cdot 24300,2}$$

$$Q_{x5} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q'_{x5} = \text{à rejeter}$

\*  $Q_{d36} = 0,046 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$24300,2 Q^2 \times 6 + 99,49 Q \times 6 - 28,51 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{D} = 1667,6$$

$$Q_x = \frac{-99,49 + 1667,6}{2}$$

$$Q_{x6} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q'_{x6} = \text{à rejeter}$

RECAPITULATIF DE LA 2<sup>ème</sup> APPROXIMATION :

$$Q_{x1} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x2} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x3} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x4} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x5} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x6} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{x1} = Q_{x7} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}.$$

6 - Calcul de la perte de charge de la conduite 3 desservant la zone basse à partir du brise charge.

- La méthode appliquée au calcul, de la conduite de distribution est celle de la longueur fluïdo-dynamique de Mr. GEZA-LAPRAY.

- Pour un débit véhiculé de 117 l/s la conduite a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm.

- Calcul du nombre de Reynolds :

$$\left\{ \begin{array}{l} R = \frac{V.D.}{\nu} = \frac{0,93 \cdot 0,4}{10^{-6}} = 3,72 \cdot 10^5 \end{array} \right. \text{----- Régime de transition.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D} = \frac{0,001}{0,4} = 0,0025 \end{array} \right.$$

- Calcul de la perte de charge :

$D_0 = 1,539$  ----- circulaire plein

- Calculons le gradient de perte de charge hypothétique " Jr "

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26 \end{array} \right. \text{----- abaque " 8a " en tire}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} = 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,2 \text{ ----- } J_r = \frac{Q}{2,2} \text{ ----- } J_r = \frac{Q^2}{(2,2)^2} = \frac{(0,117)^2}{(2,2)^2} = 0,002828$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R = \frac{4}{P_0} \frac{Q}{\lambda} \frac{1}{\nu} = 0,82746 \cdot \frac{0,117}{0,26} \cdot 10^6 = 0,372 \cdot 10^6 \end{array} \right.$$

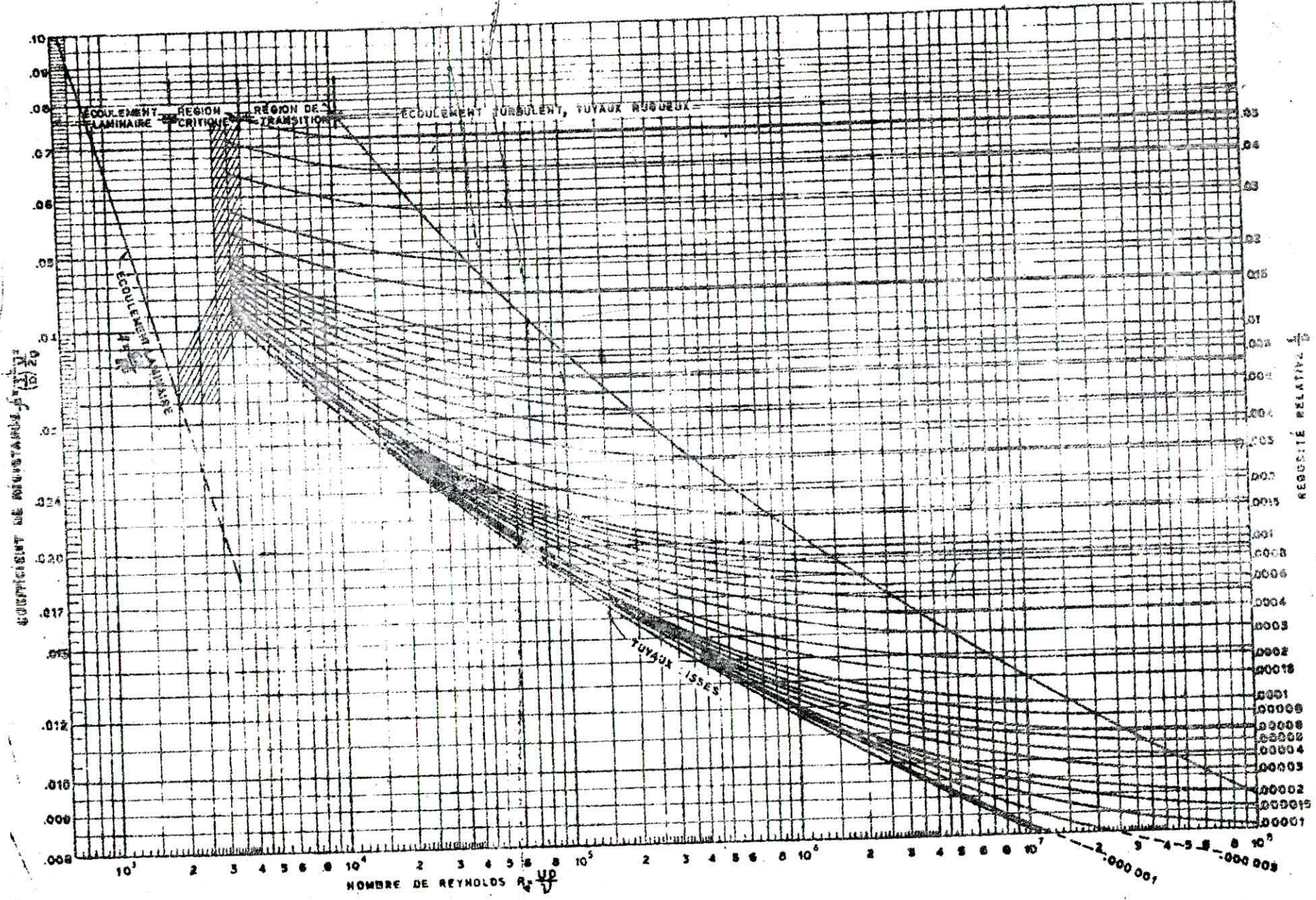
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D} = 0,0025 \end{array} \right.$$

de l'abaque 17c on tire  $5,3 J = 1,02$  donc :

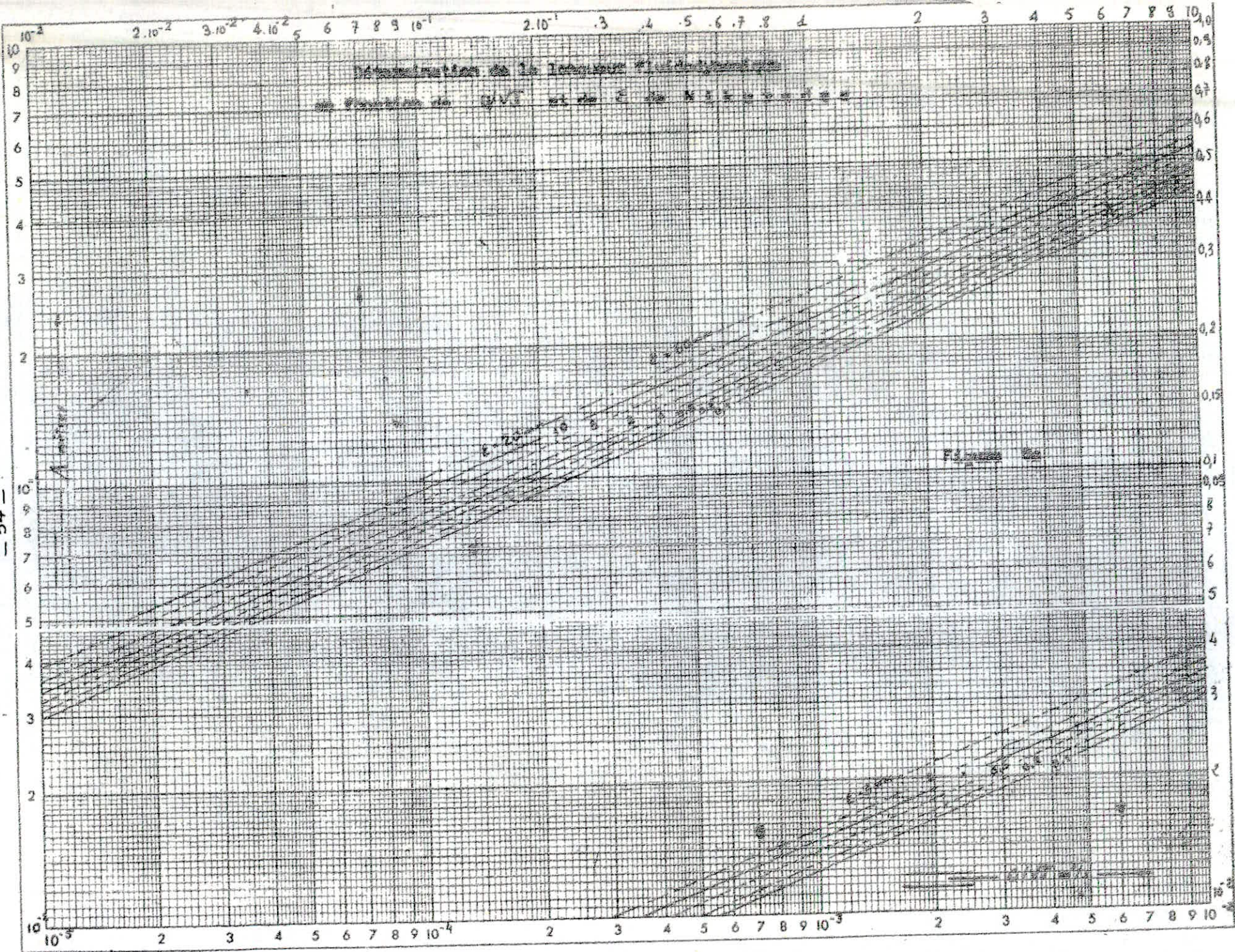
$$\frac{J}{J_r} = \lambda \frac{5,3}{J} \quad J = J_r \cdot \lambda \frac{5,3}{J} = 0,002828 \cdot 1,02 = 0,002884$$

donc la perte de charge sera égale à :

$$D_{Ht} = 1,15 J.L. = 1,15 \cdot 0,002884 \cdot 1300 = 4,31 \text{ m.}$$



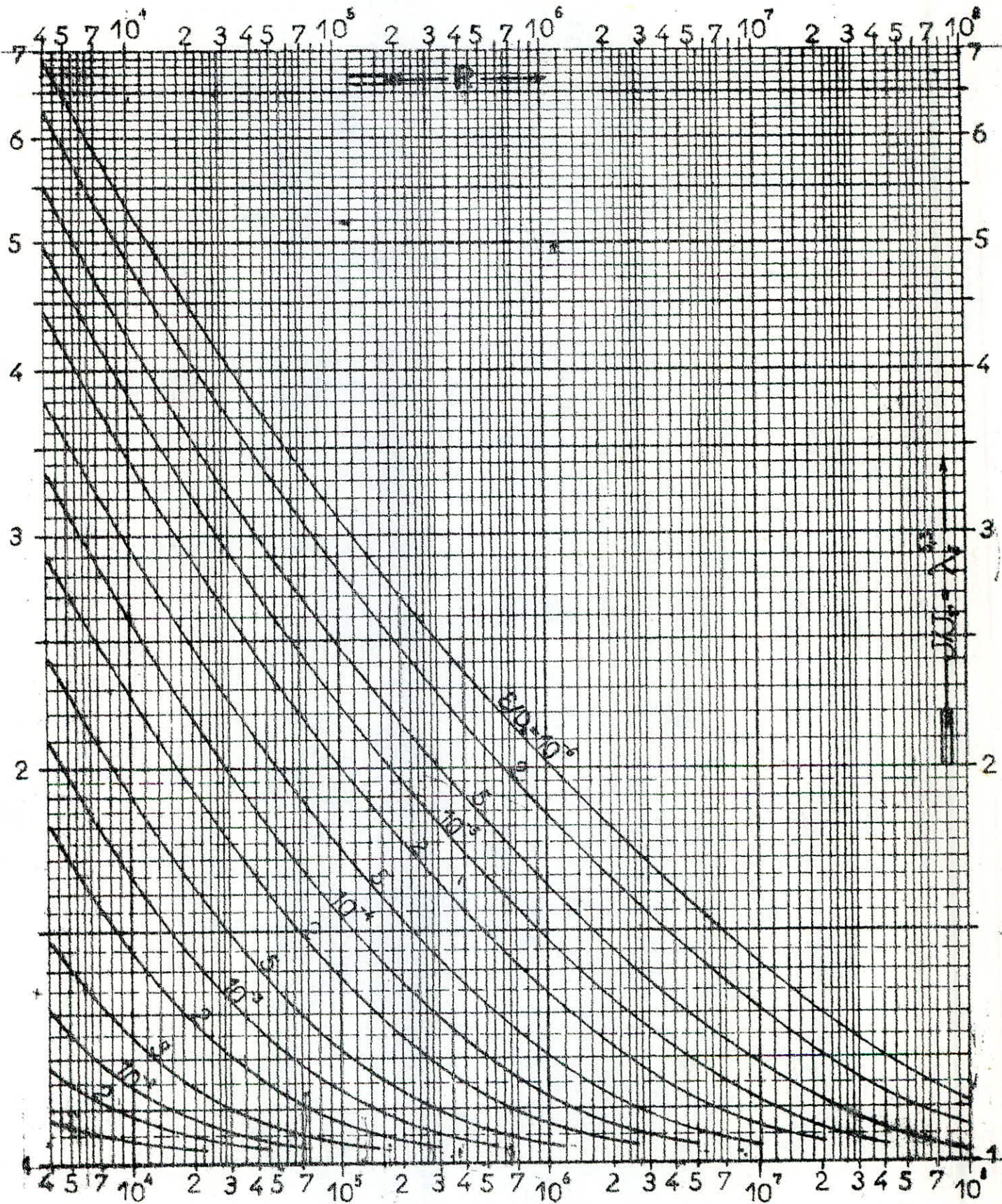
Exemple :  $Re = 3 \times 10^5$ ;  $\frac{\epsilon}{D} = 0,0002$ ;  $\lambda = 0,0164$





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

17c



- Vérification par la méthode classique :

- En utilisant en 1er lieu, le coefficient de frottement de NIKURADSE

$$f_r = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{10^{-3}}{0,4} \right)^{-2} = 0,025125$$

- Colebrook-White en régime de transition donne :

$$f = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_r}} \right) \right]^{-2} = 0,86 \ln \left( \frac{0,001}{0,4} + \frac{2,51}{3,7 + \frac{0,372 \cdot 10^6}{\sqrt{0,02525}}} \right)^{-2}$$

$$f = 0,025798$$

$$- Dh_t = \frac{f}{D} \cdot Le \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 \cdot L \cdot \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 \cdot L \cdot \frac{f}{II^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} \cdot \frac{16}{2g}$$

$$- Dh_t = 1,15 \cdot 1300 \cdot \frac{0,025798}{9,8696} \cdot \frac{0,01369}{(0,4)^5} \cdot \frac{16}{2 \cdot 9,8} = 4,26 \text{ m}$$

7 - Vérification des vitesses maximales dans la conduite 1 et 2 :

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

$$Q = V \cdot A \quad \text{---} \quad V = \frac{Q}{A} \quad \text{---} \quad V = \frac{Q}{\frac{II D^2}{4}} \quad \text{---} \quad V = \frac{4Q}{II \cdot D^2}$$

- Vitesse maximale dans la conduite 1 :

- Débit maximal véhiculé par la conduite 1

$$Q_{max} = Q_{d33} + Q_{x3} = 0,117 + 0,021 = 0,138 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_1 = 350 \text{ mm}$$

$$V_1 = \frac{Q_{Max}}{A_1} = \frac{4 \cdot Q_{Max}}{II \cdot D_1^2} = \frac{4 \cdot 0,138}{II(0,35)^2} = 1,43 \text{ m/s}$$

- Débit maximal véhiculé par la conduite 2 :

$$Q_{2 \text{ max}} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_2 = 200 \text{ mm}$$

$$V_2 = \frac{Q_{2 \text{ max}}}{A_2} = \frac{4 \cdot Q_{2 \text{ max}}}{II \cdot D_2^2} = \frac{4 \cdot 0,035}{II(0,2)^2} = 1,11 \text{ m/s}$$

- Les vitesses de l'eau, correspondant aux débits maximum sont acceptables.

8)-VERIFICATION DE DEBIT TOTAL ENTRANT DANS LE RESERVOIR R2 :

$Q_{x1} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{x2} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{x3} = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{x4} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{x5} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{x6} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s};$

$Q_{x1} = Q_{x7} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}.$

TRANCHES HORAIRE	DEBIT ENTRANT DANS LE RESERVOIR PENDANT LA TRANCHE HORAIRE(m <sup>3</sup> /s)	DEBIT D'APPORT CORRESPONDANT EN (m <sup>3</sup> /h)	VOLUME D'APPORT CORRESPONDANT(m <sup>3</sup> )
0-5h	0,035	126	5.126 = 630
5h-7h	0,027	97,2	2.97,2 = 194,4
7h-11h	0,021	76,6	4.75,6 = 302,4
11h-16h	0,030	108	5.108 = 540
16h-18h	0,024	86,4	2.86,4 = 172,8
18h-22h	0,032	115,2	4.115,2 = 460,8
22h-24h	0,035	126	2.126 = 252

$\Sigma = 2552,4 \text{ m}^3$

- Volume d'apport journalier

$(Q_{x} \cdot Dt) = 2552,4 \text{ m}^3$

- Volume journalier consommé

Vol. Journ. = 2389,4 m<sup>3</sup>

- Surplus entrant dans le réservoir 2

$V_d = Q \cdot \Delta t - \text{Vol. journ.}$

$V_d = 2552,4 - 2389,4 = 163 \text{ m}^3$

- CHAPITRE V :  
=====

• RESERVOIRS :  
=====

1. - Utilité des réservoirs :

Dans le cas des adductions gravitaires, qui transitent quotidiennement un débit sensiblement constant, le réservoir est absolument indispensable pour stocker l'eau pour le moment des heures de pointes. Par contre en cas d'adduction par refoulement, l'utilité des réservoirs est constatée par certains techniciens.

Ceux-ci estiment qu'en raison de la régularité de la fourniture du courant électrique et le développement de la technologie (matériel électromécanique), du maillage des réseaux de distribution, les réservoirs ne sont pas indispensables et que l'eau peut être directement injectée dans le réseau avec des débits variables, selon les besoins.

En ce qui concerne notre projet, nous estimons que l'adoption de ces ouvrages s'impose, ceci au vu des inconvénients engendrés par un réseau de distribution, refoulement; (accident sur la conduite de refoulement; accident sur un forage ou un puits nécessitant une dépose de pompe et une repose de la pompe de secours etc.....

2. - Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir; doit être choisi de telle façon pour pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. En conséquence, l'altitude du radier doit être située à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée dans le réseau de distribution.

L'adduction gravitaire comme nous l'avons vu se calculait avec un débit d'apport égal au débit journalier nécessaire réparti sur 24 heures, donc avec le débit horaire moyen de distribution " a ".

En partant de l'adduction par refoulement nous avons vu également qu'il était recommandable d'étaler le débit sur 24 heures.

En conséquence il arrive au réservoir un débit horaire "a" et un débit horaire de 2 "a" peut en ressortir au moment de la pointe.

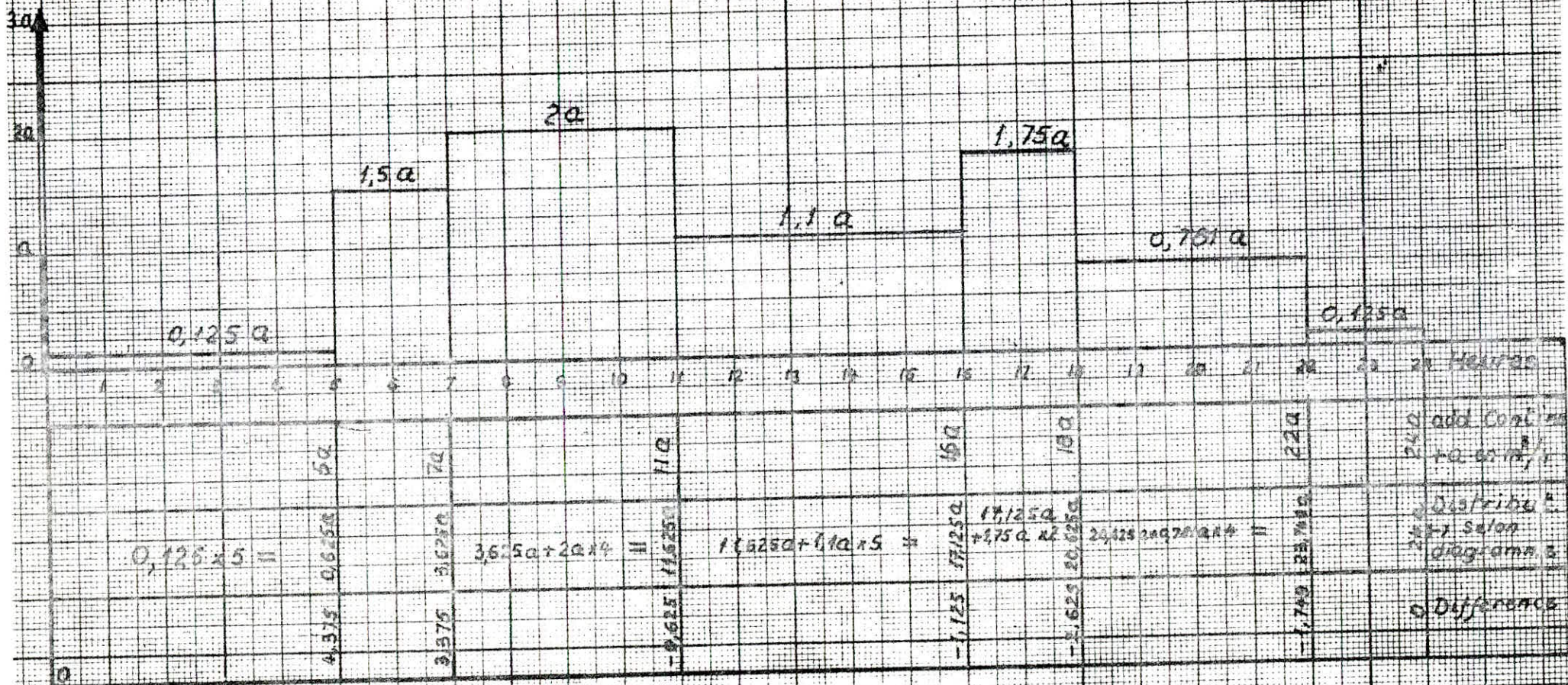
Ces considérations sont déterminantes, pour le choix de l'emplacement du réservoir.

3. - Capacité des réservoirs :

On sait que les débits sortants du réservoir sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc.... sachant que le débit de pointe horaire (détermination du coefficients de pointe horaire), dépend de l'importance de l'agglomération, de la localité à alimenter du point de vue population, du mode de vie, des moeurs et des différents consommateurs potentiels (industrie, élevage, arrosage...)

et vu que des enquêtes n'ont pas été faites dans ce sens, nous avons adopté, pour notre projet une répartition, se rapprochant des indications données par " A.DUPONT" Tôme II.

# CALCUL DU VOLUME DES RESERVOIRS



$$V = \text{Max}(V_e - V_d) + |\text{Min}(V_e - V_d)| = 4,375 + |-2,625| = 7Q$$

- de 0 à 5 h.....	: 0,125 a
5 à 7 h.....	: 1,5 a
7 à 11h.....	: 2 a
11 à 16h.....	: 1,1 a
16 à 18h.....	: 1,75a
18 à 22h.....	: 0,781 a
22 à 24h.....	: 0,125 a

4°) - CAPACITE DU RESERVOIR R.1.

- Le calcul du volume du réservoir R1 (voir Fig.2) a été obtenu suivant le tracé des courbes de consommation, et d'apport entre uniforme  $\frac{(5061,55 + 2389,4)}{24} = 310,45 \text{ m}^3/\text{h} = a$

a étant le débit moyen horaire de distribution (m<sup>3</sup>/h) la courbe de consommation a été tracée suivant les débits (Q<sub>x</sub> + Q<sub>d</sub>), 3600 en (m<sup>3</sup>/h) correspondant à chaque tranche horaire.

$$V = 805 + 575 = 1380 \text{ m}^3 \text{ (voir graphe fig.2).}$$

Réglementairement, on prévoit pour l'exécution des incendies (en supposant une durée moyenne, d'extinction de 2 heures). Pour cela, une réserve de 120 m<sup>3</sup> sera suffisante.

Le volume du réservoir R1 sera donc :

$$V = 1380 + 120 = 1500 \text{ m}^3$$

4.1. - Dimensionnement du réservoir R1 :

Pour la hauteur du réservoir nous proposons une hauteur de 5 m.

$$V = \frac{\pi D^2}{4} h \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} V = \text{Volume du réservoir.} \\ D = \text{Diamètre} \\ H = \text{Hauteur} \end{array}$$

$$D^2 = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

$$\text{Soit : } D = \frac{4 \cdot 1500}{\pi \cdot 5} = 19,5 \text{ m}$$

5 - ETUDE SUR LES VOLUMES D'APPORT ET DE CONSOMMATION DU RESERVOIR R2

- Volume consommé :

Tranches Horaires (Heures)	Coefficient Horaire de Consommation (Ci)	Débit en m <sup>3</sup> /s. Q moy.Ci	Débits (m <sup>3</sup> /h)	Volume consommé pendant la tranche horaire (m <sup>3</sup> )
0 - 5 h	0,125	0,02765,0,125	12,44	62,2
5h- 7 h	1,5	0,02765,1,5	149,31	298,62
7h-11 h	2	0,02765,2	799,08	796,32
11h-16 h	1,1	0,02765,1,1	109,5	547,5
16h-18 h	1,75	0,02765,1,75	174,2	348,4
18h-22h	0,781	0,02765,0,781	77,74	310,96
22h-24h	0,125	0,02765,0,125	12,44	24,88

N.B./: - 0,02765 étant le débit moyen arrondi précédemment à 0,028 m<sup>3</sup>/s.

$$\Sigma = 2.389,4 \text{ m}^3$$

- VOLUME D'APPORT :

TRANCHES HORAIRES	DEBITS ARRIVANT AU RESER- -VOIR CORRESPONDANT (m <sup>3</sup> /s.)		DEBIT D'APPORT CORRESPONDANT (m <sup>3</sup> /h)	VOLUME D'APPORT (m <sup>3</sup> )
0 - 5 h	Qx1	0,035	126	5.126 = 630
5h- 7 h	Qx2	0,027	97,2	2.97,2 = 194,4
7h-11 h	Qx3	0,021	75,6	4.75,6 = 302,4
11h-16 h	Qx4	0,030	108	5.108 = 540
16h-18 h	Qx5	0,024	86,4	2.86,4 = 172,8
18h-22 h	Qx6	0,032	115,2	4.115,2 = 460,8
22h-24 h	Qx7	0,035	126	2.126 = 252

$$\Sigma = 2552,4$$

- Le graphe, de calcul du volume du réservoir R2 a été obtenu suivant les volumes cumulés, d'apport et de consommation, sur 24 heures entrée : suivant  $Qx. 3.600 = (m^3/h)$ .

- Sortie : suivant la répartition standard avec  $a = \frac{V.\text{Journalier}}{24}$

-  $V = 792 \text{ m}^3$

le volume tenant compte de la réserve d'incendie, sera :

$V = 792 + 120 = 912 \text{ m}^3$  (Voir fig.3.)

5.1. - Dimensionnement du réservoir R2 =

$$D = \sqrt{\frac{4.V.}{\pi.h}} = \sqrt{\frac{4.912}{3,14.5}} = 15,24 \text{ m}$$

Soit : les dimensions définitifs  $D = 15,5 \text{ m}$   
 $H = 5 \text{ m.}$

5.2. - Considérations sur les volumes des 2 réservoirs :

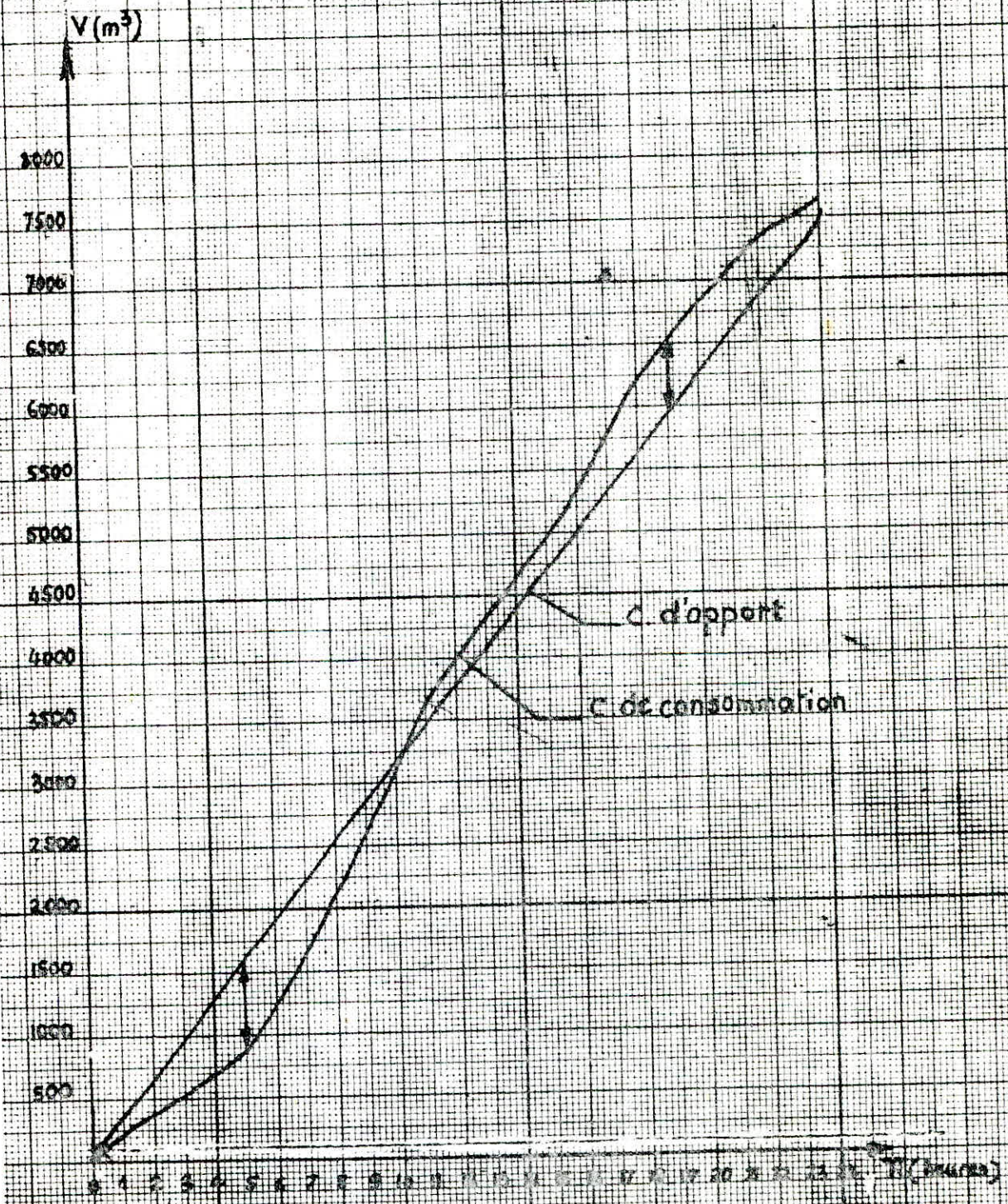
- Pour le réservoir R2, il apparait sur le graphe que le volume d'apport est supérieur au volume de consommation, (Voir. Fig.3), donc l'alimentation du réservoir R2 devra être arrêtée durant 1h.30 mn environ.

- Pour le réservoir R1, le volume de consommation est supérieur au volume d'apport : ce déficit sur le volume d'apport est comblé lors de l'arrêt de l'alimentation du réservoir R2. Donc la consommation, est en réalité moindre que celle vue sur le graphe, donc en retranchant le volume de  $152,69 \text{ m}^3$  (vue sur le graphe de la fig.2), l'apport et la consommation du réservoir R1 seraient en équilibre.



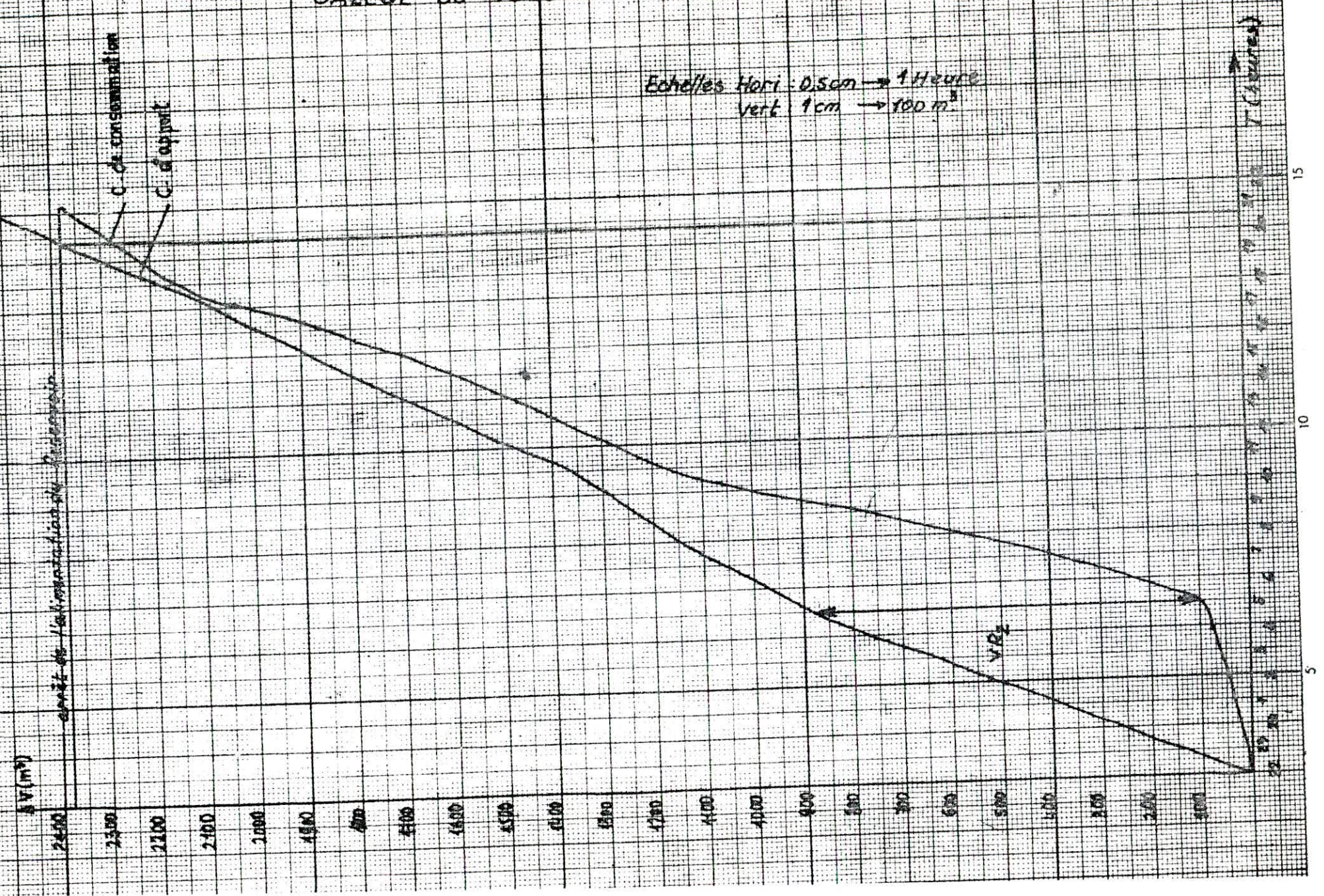
# CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R1

Echelles Horiz: 0,5cm → 1H  
vert: 1cm → 500m<sup>3</sup>



# CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R<sub>2</sub>

Echelles Hori : 0,5cm → 1 Heure  
 Vert 1cm → 100 m<sup>3</sup>



## 6 - EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS :

### 6.1. - Arrivée de la Conduite d'adduction :

Nous préconisons une arrivée par subverse, ceci permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

Cette arrivée sera réglée par un robinet à flotteur, dispositif permettant l'arrêt du moteur parcequ'on a une adduction par refoulement.

#### Robinet Flotteur :

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur pour éviter le déversement d'eau (trop plein). Il s'ouvre lorsque le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referme progressivement et à mesure de la remontée du plan d'eau jusqu'au niveau maximal.

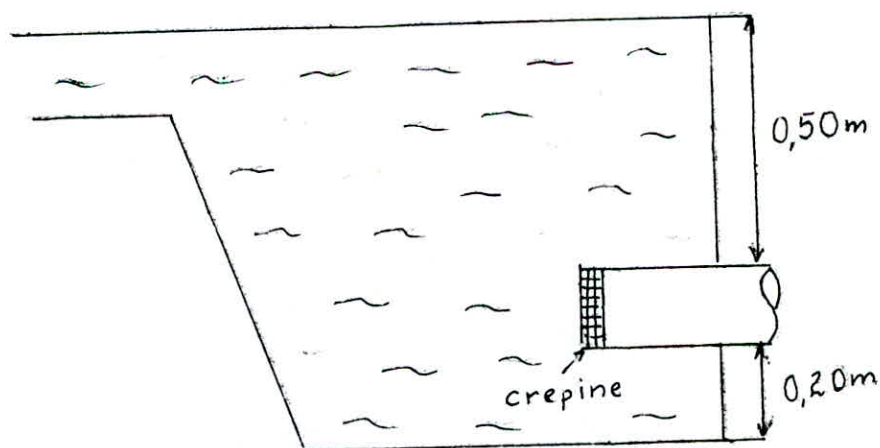
Par sa fermeture progressive et lente, ce robinet permet d'éviter le coup de bélier. Le robinet flotteur sera posé sur le bout de la conduite d'arrivée dans le réservoir.

### 6.2. - Distribution :

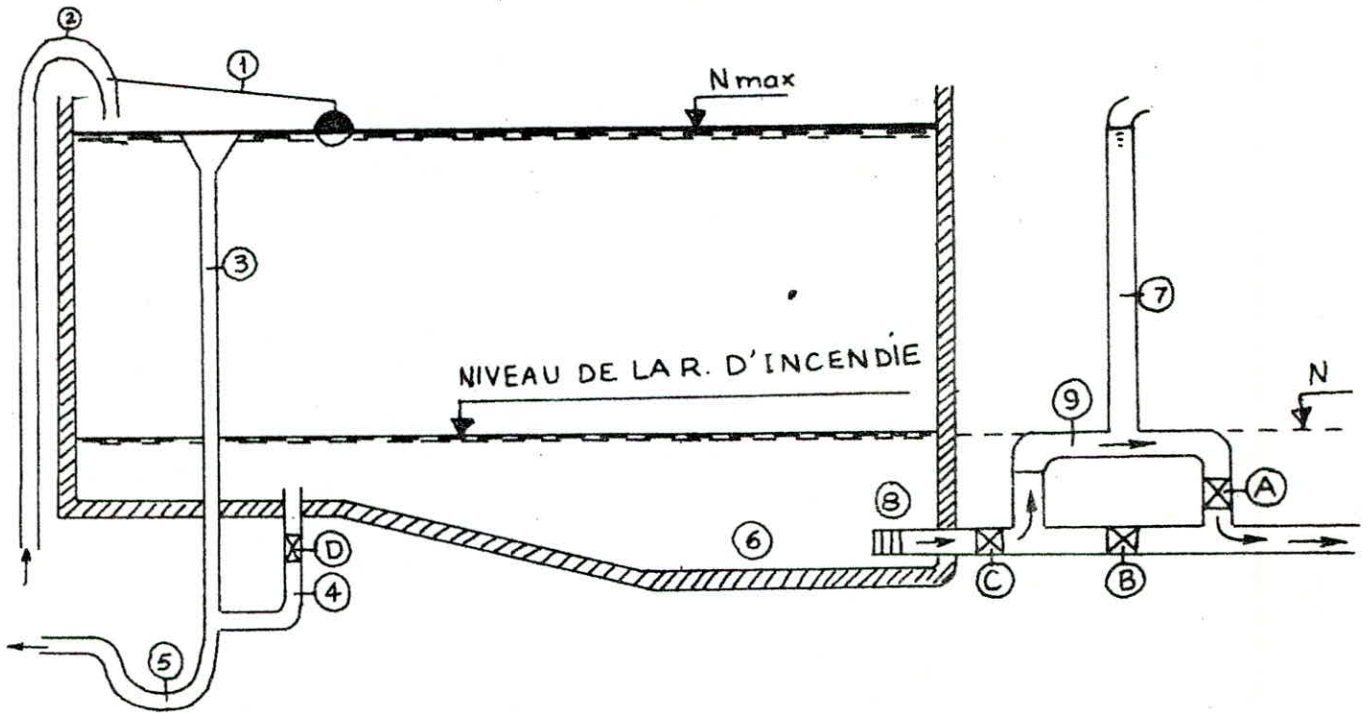
Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues ou du sable qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Nous prévoyons également un minimum de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal au plan d'eau et de ce fait nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution.

Un robinet vanne sera prévu sur le départ de la conduite pour avoir la possibilité d'isoler le réservoir en cas d'accident.



# Equipement du Reservoir



Un siphon ⑨, qui grace à l'évent ⑦ ouvert à l'air libre, se desamorce une fois que le niveau d'eau descend en N.

En cas de service normal le robinet A est ouvert, B est fermé. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir B. Il est toujours bon de prévoir un autre robinet vanne C qui permet la réparation de B et A en cas de besoin.

- 1. FLOTTEUR
- 2. ARRIVEE D'ADDITION
- 3. TROP. PLEIN
- 4. VIDANGE
- 5. SIPHON TROP-PLEIN
- 6. PUISARD
- 7. EVENT
- 8. CREPINE
- 9. SIPHON
- A, B, C, D ROBINETS-VANNE
- SENS D'ÉCOULEMENT

6.3. - Evacuation du trop plein :

- La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du débit qui arrive quand la cuve a atteint son niveau maximal. Elle débouchera à un exutoire.

- Or, l'exposition de l'eau à la pollution et à l'introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir est à craindre. Pour cela et pour plus de sécurité on aménagera un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau, le tronçon du trop plein. La section transversale de la conduite sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au dessus du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve et comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône dans la plus grande circonstance du rayon R, formera un deversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une lame d'eau H.

- Le débit évacué sera donné par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot 2\pi \cdot R \cdot \sqrt{2g \cdot h d}^{3/2} = 27,828 \mu R \cdot h d^{3/2} \text{ (formule de LENCASTRE)}$$

- Pratiquement les valeurs de  $\mu$  sont peu différentes

$$0,393 < \mu < 0,415 \text{ lorsque } 0,50 < \frac{hd}{R} < 0,20$$

d'où on peut prendre

$$Q = 11,16 R \cdot h \cdot d^{3/2} \quad h d = 3 \sqrt{\left(\frac{Q}{11,15 R}\right)^2} \quad h d \approx 0,045 \text{ m.}$$

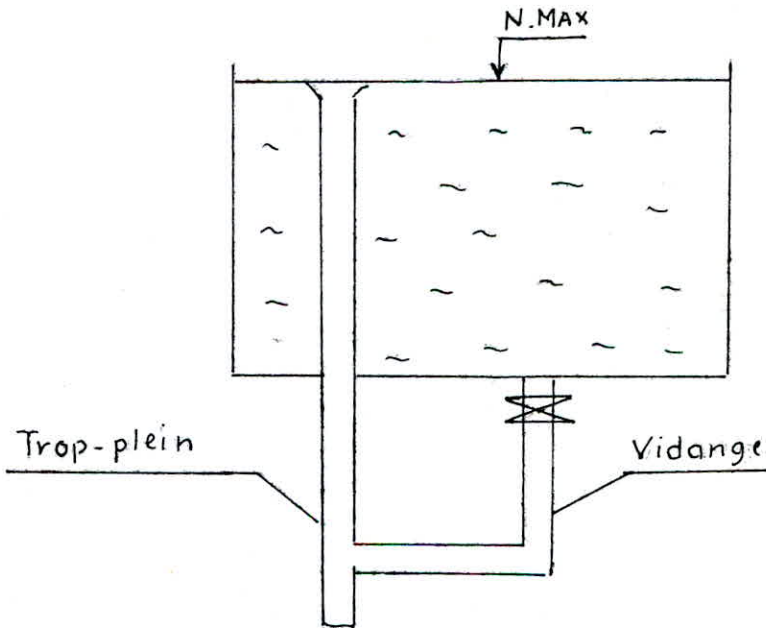
le calcul de hd est fait avec le débit d'adduction.

$$Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s.} \quad \text{et } R = 0,3 \text{ m.}$$

6.4. - Vidange :

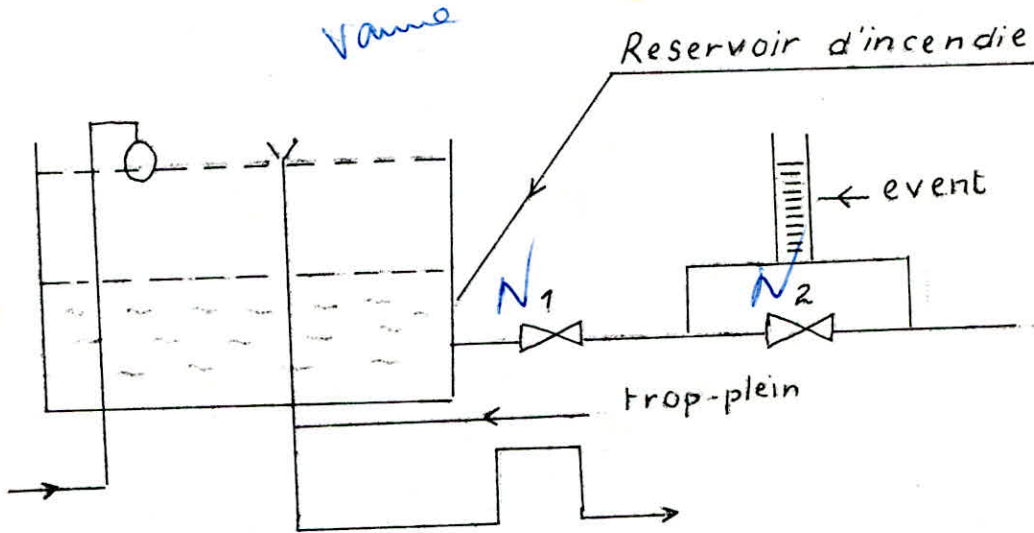
La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein.

Elle emporte un robinet-vanne (voir figure suivante ).



6.5. - RESERVOIR D'INCENDIE :

- La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre. Afin d'éviter d'une part, la stagnation de cette réserve dans la cuve, et d'autres parts à ce qu'elle ne passe pas dans la distribution nous préconisons le dispositif suivant :



- Pendant l'exploitation normal, la vanne "N<sub>1</sub>" est ouverte (cette vanne est en réalité constamment ouverte sauf en cas de réparation). Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve est atteint grâce à l'évent ouvert à l'air libre.

Ainsi la tranche d'incendie se trouve constamment renouvelée. La vanne "N<sub>2</sub>" est toujours fermée sauf en cas d'incendie.

CHAPITRE VI :

- DISTRIBUTION :

1 - Dimensionnement du Réseau de distribution :

1.1. - Généralité :

- Le réseau de distribution de la ville de SAOULA est du type; maillé pour la zone basse, et ramifié pour la zone haute.

1.2. - Détermination des débits soutirés pour le réseau maillé :

- Pour le calcul des débits soutirés, en procède comme suit :

En premier lieu, on commence à calculer la superficie desservie pour chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices.

Cette méthode consiste à tracer la médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Ainsi en obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Ce contour représente la superficie desservie par le noeud.

Connaissant la superficie de chaque noeud et la dotation spécifique, en détermine le débit soutiré pour chaque noeud.

- En deuxième lieu : connaissant la surface limitée par le périmètre d'urbanisme (y compris l'extension) et la population totale, on calcule la densité.

- A partir de cela, on peut répartir les débits au niveau du réseau et donner la première approximation.

1.3. - CALCUL DEBITS SOUTIRES AUX NOEUD :

- Consommation spécifique :

$$q = \frac{Q_m}{N_m} \quad \text{où } q = \text{Consommation Spécifique en l/J/hab}$$

$Q_m = \text{Consommation moyenne par maille}$   
 $N_m = \text{Nombre d'habitants par maille.}$

- Densité :

$$d = \frac{N_m}{S_m}$$

$N_m = \text{Nombre d'habitants par maille}$   
 $S_m = \text{Surface de la maille correspondante.}$

- Population possible :

$$P = S, d$$

$P = \text{Population possible}$   
 $S = \text{Surface desservie par le noeud en (ha)}$   
 $d = \text{Densité de la population en hab/ha.}$

## Calcul de Surfaces

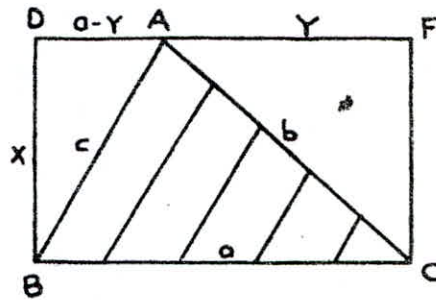
### 1.3 Calcul des Surfaces

On determine la surface totale en surfaces triangulaires

Formules de calcul:

$$S_{ABC} = \frac{1}{2} ax$$

$$\begin{cases} x^2 = b^2 - Y^2 \\ x^2 = c^2 - (a - Y)^2 \end{cases} \implies b^2 - Y^2 = c^2 - (a - Y)^2 \dots (1)$$



l'équation<sup>(1)</sup> devient:

$$Y = \frac{a^2 + b^2 - c^2}{2a} \implies x = \sqrt{b^2 - \left(\frac{a^2 + b^2 - c^2}{2a}\right)^2}$$

on aura:

$$S_{ABC} = \frac{1}{2} a \sqrt{\left[4a^2 b^2 - (a^2 + b^2 - c^2)^2\right] \frac{1}{4a^2}} = \sqrt{\frac{1}{16} [4a^2 b^2 - (a^2 + b^2 - c^2)^2]}$$

posons :  $\frac{a+b+c}{2} = R$

$S_{ABC}$  s'écrira :  $S_{ABC} = \sqrt{R(R-a)(R-b)(R-c)}$

Perimetre d'urbanisme:

Surface de la zone basse = 61,52 ha

Surface de la zone haute = 41,1 ha

Surface totale : 102,62 ha



- Débit au noeud :

$$Q_i = P_i \cdot q_i$$

$Q_i$  = Débit journalier au noeud (2/J)

$P_i$  = Population de la surface desservie par le noeud

$q_i$  = Consommation spécifique 2/J/Hab.

- Tableau I

- Densité de la Population dans chaque maille :

MAILLE	POPULATION (hab.)	SURFACE(HA)	DENSITE ( ) (hab/ha)
I	1500	8,31	180
II	1309	18,006	73
III	1800	7,03	256
IV	1500	9,56	157
V	2000	5,8	345
VI	2703	12,86	210

- Tableau II

1.4. - Répartition des débits à l'intérieur des mailles :

MAILLES	POPULATION	DOTATION	CONSOMM. DOMEST. (m <sup>3</sup> /J)	CONSOMM. DIVERSE (m <sup>3</sup> /J)	CONSOMM. TOTALE m <sup>3</sup> /J.	(m <sup>3</sup> /J) DEBIT MAJORE DE 30%	CONSOM SPECIF (2/J/hab.)
I	1500	180	2700	-	2700	351	234
II	1309	180	235,62	-	235,62	306,3	234
III	1800	180	324	7+11=18	342	444,6	247
IV	1500	180	270	56+37=93	363	471,9	315
V	2000	180	360	927+11=938	1298	1687,4	843
VI	2703	180	486,54		486,54	632,5	234

= 3893,7 m<sup>3</sup>/J.

## DEBITS SOUTIRES (l/s)

Design. du noeud	Maille	Surface (ha)	Densite (hab/ha)	Popul. possible (hab)	Consom. specif. l/j	Consom. journ. (m <sup>3</sup> /j)	Consom. totale (l/s)	Coeff. de pointe	Debit Soutire au noeud (l/s)	Debit soutiré arrondi
K	I	2.12	210	445	234	104,13	1,2	2.6	3.13	3
A	II	4.163	180	749	234	175.27	226.28	2.6	6.81	7
	I	1.040	210	218	234	51.01				
B	II	2.696	180	485	234	113.49	152.8	2.6	4.59	5
	III	2.30	73	168	234	39.31				
C	III	7.025	73	513	234	120	1.38	2.6	3.61	4
D	III	4.0	73	292	234	68.32	217.5	2.51	6.54	7
	IV	2.36	256	604	247	149.18				
E	IV	1.03	256	264	247	65.20	217.03	2.51	6.53	7
	V	3.07	157	482	315	151.83				
F	V	3.52	157	553	315	173.88	2.01	2.6	5.23	5
G	V	1.85	157	290	315	91.35	466.48	5.39	14.03	14
	VI	1.29	345	445	843	375.13				
H	VI	1.70	345	586	843	494	5.71	2.6	14.86	15

## DEBITS SOUTIRES (l/s) (Suite)

I	VI	1.51	345	521	843	439.16	519.65	6.01	2.6	15.50	15
	I	1.64	210	344	234	80.49					
J	I	3.82	210	802	234	187.67	234	2.17	2.6	5.50	5
L	II	1.48	180	266	234	62.24					
	III	2.0	73	146	234	34.16					
M	I	2.8	210	588	234	137.6	210.8	2.43	2.6	6.34	6
	III	2.6	73	190	234	44.46					
	IV	2.1	256	538	247	132.88					
N	I	0.68	210	143	234	33.46	186.08	2.15	2.6	5.59	6
	IV	0.34	256	87	247	21.49					
	VI	0.435	345	150	843	126.45					
O	I	0.775	210	163	234	38.14	381.64	4.42	2.6	11.48	11
	IV	1.20	256	307	247	75.83					
	V	1.12	157	176	315	55.44					
	VI	0.86	345	297	843	250.37					

$\Sigma = 10812$

$\Sigma = 117$

2.2. - CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

- Le calcul du réseau à été fait à l'aide d'une T.I.59 programmable.

1.1. - Méthode de Calcul :

- Le bouchage du réseau sous forme de mailles à l'avantage d'améliorer la disponibilité d'exploitation de l'installation pour le calcul des débits passants par les tronçons qui forment les mailles du réseau de distribution; nous appliquons la méthode d'Hardy-Cross, qui repose sur (2) lois fondamentales.

- Ces deux lois sont rapprochées aux lois de KIRCHOFF en électricité.

1.1.1.- LOI DES NOEUDS :

- En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent vers ce noeud est égale à la somme des débits qui en sortent.

1.1.2.- LOI DES MAILLES :

- Le long des branches formant un circuit orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charges doit être nulle.

REMARQUE /:

- En partant d'une répartition supposée des débits dans le réseau, tout en respectant la première loi, on procède par approximation afin de définir le sens et le débit réel passant dans chaque tronçon.

- Le choix du diamètre se fait à l'aide du tableau des pertes de charge (DUPONT - TOME II - Page 450 à 459) suivant la vitesse véhiculée par la conduite.

1.2.- CALCUL DES MAILLES :

- On applique la formule de DARCY-WEISSBACH, pour les pertes de charges singulières.

$$H = f \cdot \frac{L}{D_h} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } L = \text{Longueur géométriques de la conduite en (m).}$$

f = coefficient de frottement.

D<sub>h</sub> = D = Diamètre de la conduite en (m)

V = Vitesse d'écoulement en (m/s).

- D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot A \quad \text{----} \quad V = \frac{Q}{A} \quad \text{où } Q = \text{Débit en (m}^3\text{/s)}$$
$$A = \text{Section de la conduite en (m}^2\text{).}$$

par conséquent :

$$DH = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \quad \text{----} \quad \frac{DH}{Q^2} = \frac{f \cdot L}{2g \cdot D \cdot A^2}$$

En profitant des facilités offertes par la théorie de la longueur fluidodynamique, introduisant le concept de la perte de charge débitaire DHQ, qui est la perte de charge provoquée par la passage d'un débit égal à l'unité.

$$D \cdot H \cdot Q = f \cdot \frac{L}{2g \cdot D \cdot A^2} = \frac{DH}{Q^2}$$

..../....

- ayant la dimension  $L^{-5} T^2$ , en S.I.  $m^{-5} s^2$  avec le gradient de la perte de charge débitaire, on a :

$$\left. \begin{aligned} JQ &= \frac{DHQ}{L} \\ DHQ &= \frac{DH}{Q^2} \end{aligned} \right\} \text{--- } JQ = \frac{DH}{LQ^2} = \frac{J}{Q^2}$$

$$JQ = \frac{DHQ}{L} = \frac{f}{2g \cdot A^2 \cdot D}$$

- La dimension de  $JQ$  est  $L^{-6} T^2$ , en S.I. on a  $m^{-6} s^2$  pour les profils circulaires = 3,14 et  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$JQ = 8,27 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5} \quad m \cdot s^{-6}$$

- En zone de pleine turbulence,  $f = f_r$  ne dépend que de la rugosité relative de la conduite. Donc  $JQ$  sera considéré comme constante caractéristique de la conduite, mais la valeur de  $JQ$  n'est plus valable pour un régime de transition.

ayant  $Fr = 2g \cdot DH \cdot A^2 \cdot JQ^2$   
 $= 3,14$  et  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$   
 $Fr = 12,9 D^5 \cdot JQ$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite sera exprimée par :

$$DH = J \cdot L = J_Q \cdot Q^2 \cdot DHQ$$

et  $J = \frac{DHQ}{A^2} = \kappa$   
 d'où on obtient la formule suivante :

$$\kappa = \frac{DH \cdot A^2}{Q^2} = \frac{Q^2}{J \cdot L}$$

Cette formule sera utilisée par la suite dans nos calculs.

### 1.2.1. Calcul de $\kappa$

$$DH = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2g} \cdot A^2 = F \cdot \frac{8Q^2}{g D^5}$$

on prend  $Q$  en  $l/s$  et  $D$  en  $mm$

$$\kappa = \frac{16 \cdot 10^{-9} \cdot F \cdot L}{2g \cdot D^5}$$

$$\text{on aura } \kappa = 827,11170 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{F \cdot L}{D^5} \cdot Q^2$$

### 1.2.2 CALCUL DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK.

On prend comme première approximation la valeur de  $F$  calculé par NIKURAOZE qui est :

$$F = (1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{\epsilon}{Dn})^{-2}$$

on procède ensuite par itération jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de  $F$  avec laquelle on calcule les pertes de charges.

### 1.2.3. CALCUL DU DEBIT CORRECTIF

On a  $DH = r \cdot Q^2$

Les premiers débits  $Q_d$  supposés de façon à satisfaire la première loi des débits.

Après une première approximation les débits  $Q_d$  sont corrigés par un débit  $DQ_d$

Le nouveau débit sera  $Q_1 = Q_d + DQ_0$  et nous aurons une perte de charge égale à :

$$\sum DH = r \cdot Q^2 \cdot l$$

d'où  $\sum DH = r (Q_0 + DQ_0)^2$

$$\sum DH = \sum r (Q_0 + DQ_0)^2 = 0 \text{ pour que la deuxième loi soit satisfaite}$$

$$\sum DH = \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 DQ_0 + DQ_0^2) = 0$$

$DQ_0$  étant très petit par rapport à  $Q_0$ , élève au carré, l'expression  $DQ_0^2$  sera plus petite encore d'où on la néglige.

Ce qui implique :

$$\sum DH = \sum r (Q_0^2 + 2 DQ_0 \cdot Q_0) = 0$$

$$2 \sum r Q_0 = - \sum r Q_0^2$$

$$\text{Donc : } DQ_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0}$$

Aussi donc, à l'aide de cette formule nous effectuons les corrections des débits.

Les pertes de charges auront le signe affecté aux débits correspondants, car elles croissent dans le sens de l'écoulement, tandis que les  $DQ$  prennent le signe opposé à la somme des pertes de charges.

REMARQUE :

- Tant que la deuxième ici n'est pas vérifiée on recalcule à chaque fois les pertes de charges (DH) et les débits correctif (DQ).
- Pratiquement on n'arrive jamais à une perte de charge nulle dans une maille. Pour cela on se limitera à une perte de charge intérieur à l'Unité pour nos calculs.
- Le calcul est valable que pour une seule maille par contre notre réseau n'est que de 6 mailles, par conséquent nous avons des mailles adjacentes, ce qui implique que les débits se corrigent deux fois pour les tronçons communs.
- Les corrections relatives aux tronçons communs seront prises avec le signe contraire à celui trouvé réellement, afin de trouver le même débit dans le tronçon commun avec deux mailles adjacentes.
- Les résultats du calcul du réseau sont portés sur la n°1 ainsi que sur le schéma du réseau.

H.B. - Les calculs du réseau à été fait informatiquement à l'aide d'une calculatrice programmable TISA. (Ti. 59)

## Programme pour le calcul du Reseau Maille sur TI 59

$\ast$  LbL A RCL 03  $\div$  RCL 00 =  $\ast$  LOG 2 +/- + 1,14 =  $x^2 \frac{1}{x}$  STO 05  
 $\ast$  LbL = 2,51 x RCL 00 x  $\ast$   $\pi$  x RCL 04  $\div$  4  $\div$  RCL 01  $\ast$  |x/  
 $\div$  RCL 05 x + RCL 03  $\div$  3,7  $\div$  RCL 00 =  $\ast$  LOG 2 +/-  
 $= x^2 \frac{1}{x}$  STO 06 - RCL 05 =  $\ast$  |x/ INV x  $\geq$  t  
 $x^2$  RCL  $x^2$   $\div$   $\ast$   $\pi$   $x^2$   $\div$  9,8  $\div$  RCL 00  
 $y^x$  5 = STO 07 R/s x RCL 03 = STO 08 SUM 09  
R/s  $\div$  RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/s  $\ast$  LbL B RCL 09  
R/s  $\div$  RCL 11 R/s = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09  
RCL 11 +/- SUM 11 13 R/s

### INTRODUCTION

$\emptyset_i$  \_\_\_\_\_ STO 000  
 $Q_i$  \_\_\_\_\_ STO 001  
 $L_i$  \_\_\_\_\_ STO 002  
 $\epsilon$  \_\_\_\_\_ STO 003  
 $v$  \_\_\_\_\_ STO 004  
Precision  $x \geq t$

### EXECUTION

Resultats

Appuyer sur: A = J

R/s =  $\Delta H_i$

R/s =  $\frac{\Delta H_i}{Q_i}$

CARACTERISTIQUES DES MAILLES					1 <sup>ere</sup> APPROXIMATION			1 <sup>ere</sup> CORRECTION			N <sup>o</sup> DEBIT
N <sup>o</sup> Maille	N <sup>o</sup> M. adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH <sub>r</sub> Q <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2 r Q	CPM	CPA	Total	Q (l/s)
I	II III IV V VI	I. J	690	300	-80	-2,56	63,93	3,05	—	3,05	-76,95
		J. K	172	300	-85	-0,72	16,85	3,05	—	3,05	-81,95
		K. A	115	200	29	0,47	32,69	3,05	—	3,05	32,05
		A. L	287	150	14	1,26	180,18	3,05	-2,50	0,55	14,55
		L. M	172	100	4	0,55	272,70	3,05	1,35	4,40	8,40
		M. N	115	100	-4	-0,36	182,33	3,05	-1,88	1,97	-2,03
		N. I	201	200	-34	-1,12	66,02	3,05	1,89	4,94	-29,06
						-2,48	814,70				
							3,05				
II	II I	A. B	747	100	8	8,75	2188,29	2,50	—	2,50	10,50
		B. L	316	100	-3	-0,59	391,71	2,50	1,35	3,85	0,85
		L. A	287	150	-14	-1,26	180,18	2,50	-3,86	-0,55	-14,55
							-6,9	2760,18			
							2,50				
III	II V I	L. B	316	100	3	0,59	391,71	-1,35	-2,50	-3,86	-0,85
		B. C	489	100	6	3,32	1106,36	-1,35	—	-1,35	4,65
		C. D	402	100	2	0,36	355,37	-1,35	—	-1,35	0,65
		D. M	402	100	-2	-0,36	355,37	-1,35	-1,08	-2,43	-4,43
		M. L	172	100	-4	-0,55	272,70	-1,35	-3,85	-4,40	-8,40
							3,36	2481,51			
							-1,35				
IV	III V VI I	M. D	402	100	2	0,36	355,37	1,08	1,35	2,43	4,43
		D. E	374	100	-3	-0,70	463,61	1,08	—	1,08	-1,92
		E. O	345	100	-4	-1,09	546,98	1,08	-2,54	-1,46	-5,46
		O. N	230	200	-24	-0,66	55,16	1,08	1,89	2,97	-21,03
		N. M	115	100	4	0,36	182,33	1,08	-3,05	-1,97	2,03
							-1,73	1603,45			
							1,08				
V	IV VI	O. E	345	100	4	1,09	546,98	2,54	-1,08	1,46	5,46
		E. F	489	100	-6	-3,32	1106,36	2,54	—	2,54	-3,46
		F. G	345	150	-11	-0,96	174,89	2,54	—	2,54	-8,48
		G. O	230	100	-9	-3,87	749,88	2,54	1,89	4,43	-4,57
							-6,56	2578,21			
							2,54				
VI	IV V I	N. O	230	200	24	0,66	55,16	-1,89	-1,08	-2,97	21,03
		O. G	230	100	9	3,37	749,98	-1,89	-2,54	-4,43	4,57
		G. H	287	150	-16	-1,62	203,12	-1,89	—	-1,89	-17,89
		H. I	287	200	-31	1,34	86,66	-1,89	—	-1,89	-32,89
		I. N	201	200	34	1,12	66,02	-1,89	-3,05	-4,94	29,06
							2,19	1160,94			
							-1,89				



CARACTERISTIQUES DES MAILLES				2 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			2 <sup>ème</sup> CORRECTION			N <sup>o</sup> DEBIT	
N <sup>o</sup> Maille	N <sup>o</sup> M. adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	$\Delta H_{r-Q}$	2 r Q	CPM	CPA	Total	Q (l/s)
I	II III IV V VI	I-J	690	300	-76,95	-2,37	61,70	-0,17	—	-0,17	-77,12
		J-K	172	300	-81,95	-0,67	16,29	-0,17	—	-0,17	-82,12
		K-A	115	200	82,05	0,57	35,79	-0,17	—	-0,17	31,88
		A-L	287	150	14,55	1,36	186,50	-0,17	4,29	4,12	18,67
		L-M	172	100	8,40	2,21	526,68	-0,17	-0,53	-0,7	7,70
		M-N	115	100	-2,03	-0,10	102,91	-0,17	0,72	-0,89	-2,92
		N-I	201	200	-29,06	-0,83	57,24	-0,17	-1,47	-1,64	-30,7
					0,17	987,11					
							-0,17				
II	III I	A-B	747	100	10,50	14,78	2805,70	-4,29	—	-4,29	6,21
		B-L	316	100	0,85	0,06	141,29	-4,29	-0,53	-4,82	-3,97
		L-A	287	150	-14,55	-1,36	186,50	-4,29	+0,17	-4,12	-18,67
						13,43	3183,49				
							-4,29				
III	II IV I	L-B	316	100	-0,85	-0,06	141,29	0,53	4,29	4,82	3,97
		B-C	489	100	4,65	2,05	883,68	0,53	—	0,53	5,18
		C-D	402	100	0,65	0,48	146,38	0,53	—	0,53	1,18
		D-M	402	100	-4,43	-1,54	696,39	0,53	-0,72	-0,19	-4,62
		M-L	172	100	-8,40	-2,21	526,68	0,53	0,17	0,70	-7,7
						-1,28	2394,42				
							0,53				
IV	III V VI I	M-D	402	100	4,43	1,54	696,39	0,72	-0,53	0,19	4,62
		D-E	374	100	-1,92	-0,31	319,73	0,72	—	0,72	-1,20
		E-O	345	100	-5,46	-1,96	717,95	0,72	0,38	0,34	-5,12
		O-N	230	200	-21,03	-0,52	49,04	0,72	-1,47	-0,75	-21,78
		N-M	115	100	2,03	-0,10	102,91	0,72	+0,17	0,89	2,92
						-1,35	1886,02				
							0,72				
V	IV VI	O-E	345	100	5,46	1,96	717,95	0,38	-0,72	-0,34	5,12
		E-F	489	100	-3,46	1,18	604,39	0,38	—	0,38	-3,08
		F-G	345	150	-8,48	-0,59	139,10	0,38	—	0,38	-8,08
		G-O	230	100	-4,57	-0,94	409,39	0,38	-1,47	-1,09	-5,66
						-0,75	1950,03				
							0,38				
VI	IV V	N-O	230	200	21,03	0,52	49,04	1,47	-0,72	0,75	21,78
		O-G	230	100	4,57	0,94	409,39	1,47	-0,38	1,09	5,66
		G-H	287	150	-17,89	-2,81	224,71	1,47	—	1,47	-16,42
		H-I	287	200	-32,89	-1,50	91,45	1,47	—	1,47	-31,42
		I-N	201	200	29,06	0,83	57,24	1,47	0,17	1,64	30,70
						-1,22	831,83				
							1,47				

CARACTERISTIQUES DES MAILLES				3 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			3 <sup>ème</sup> CORRECTION			N. DEBIT	
N Maille	N.M. adj	Conduites	Le (m)	D(mm)	Q(l/s)	$\Delta H = rQ^2$	2 r Q	CPM	CPA	total	Q (l/s)
I	II III IV V VI	I - J	690	300	-77,12	-2,38	61,82	-0,69	—	-0,69	-77,81
		J - K	172	300	-82,12	-0,67	16,32	-0,69	—	-0,69	-82,81
		K - A	115	200	31,88	0,85	53,27	-0,69	—	-0,69	31,19
		A - L	287	150	18,67	2,18	233,60	-0,69	0,91	0,22	18,89
		L - M	172	100	7,70	1,67	486,73	-0,69	0,04	-0,65	7,05
		M - N	115	150	-2,92	-0,20	139,33	-0,69	-0,30	-0,99	-3,91
		N - I	201	200	-30,70	-0,92	60,16	-0,69	-0,24	-0,93	-31,63
					0,73	1051,23					
						-0,69					
II	III I	A - B	747	100	6,21	5,44	1742,66	-0,91	—	-0,91	5,30
		B - L	316	100	-3,97	-0,99	497,15	-0,91	0,04	-0,87	-4,84
		L - A	287	150	-18,67	-2,18	233,60	0,91	0,69	-0,22	-18,89
							2,24	2474,01			
						-0,91					
III	II NI I	L - B	316	100	3,97	0,99	497,15	-0,04	0,91	0,87	4,84
		B - C	489	100	5,18	2,52	971,44	-0,04	—	-0,04	5,14
		C - D	402	100	1,18	0,14	232,28	-0,04	—	-0,04	1,14
		D - M	402	100	-4,62	-1,67	722,37	-0,04	-0,30	-0,34	-4,96
		M - L	172	100	-7,7	-1,67	486,73	-0,04	0,69	0,65	-7,05
							0,11	2010,57			
						-0,04					
IV	III VI VI I	M - D	402	100	4,62	1,67	722,37	0,30	0,04	0,34	4,96
		D - E	374	100	-1,20	-0,13	218,99	0,30	—	0,30	-0,90
		E - O	345	100	-5,12	-1,74	678,38	0,30	-0,60	0,30	-5,42
		O - N	230	200	-21,78	-0,55	50,59	0,30	-0,24	0,06	-21,72
		N - M	115	100	2,92	0,20	139,33	0,30	0,69	0,99	3,91
							-0,55	1809,66			
								0,30			
V	IV VI	O - E	345	100	5,12	1,74	678,38	0,60	-0,30	0,30	5,42
		E - F	489	100	-3,08	-0,95	619,83	0,60	—	0,60	-2,48
		F - G	345	150	-8,08	-0,54	133,69	0,60	—	0,60	-7,48
		G - O	230	100	-5,66	-1,40	494,11	0,60	-0,24	0,36	-5,30
							-1,15	7926,01			
						0,60					
VI	IV V I	N - O	230	200	21,78	0,55	50,59	0,24	-0,30	-0,06	21,73
		O - G	230	100	5,66	1,40	494,11	0,24	-0,60	-0,36	5,30
		G - H	287	150	-16,42	-1,71	207,93	0,24	—	0,24	-16,18
		H - I	287	200	-31,42	-1,38	87,73	0,24	—	0,24	-31,18
		I - N	201	200	30,70	0,92	60,16	0,24	0,69	0,93	31,63
							-0,22	900,52			
						0,24					

CARACTERISTIQUES DES MAILLES					4 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			4 <sup>ème</sup> CORRECTION			N. DEBIT
N. Maille	N. M. adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	$\Delta H = rQ^2$	2 rQ	CPM	CPA	total	Q (l/s)
I	II III IV V VI	I. J	690	300	-77,81	-2,42	62,33	0,09	—	0,09	-77,72
		J. K	172	300	-82,81	-0,68	16,45	0,09	—	0,09	-82,72
		K. A	115	200	31,19	0,54	34,92	0,09	—	0,09	31,28
		A. L	287	150	18,89	2,22	236,10	0,09	0,15	0,24	19,13
		L. M	172	100	7,05	1,58	449,52	0,09	0,18	0,27	7,32
		M. N	115	150	-3,91	-0,35	178,78	0,09	-0,16	-0,07	-3,98
		N. I	201	200	-31,63	-0,98	61,81	0,09	-0,29	-0,20	-31,83
					-0,09	1039,91					
							0,09				
II	III I	A. B	747	100	5,30	4,84	1514,23	-0,15	—	-0,15	5,15
		B. L	316	100	-4,84	-1,43	591,42	-0,15	0,18	0,03	-4,81
		L. A	287	150	-18,89	-2,23	236,10	-0,15	-0,09	-0,24	-19,13
							0,35	2341,75			
							-0,15				
III	II III I	L. B	316	100	4,84	1,43	591,42	0,18	0,15	-0,03	4,81
		B. C	489	100	5,14	2,48	964,83	-0,18	—	-0,18	4,96
		C. D	402	100	1,14	0,13	226,04	-0,18	—	-0,18	0,96
		D. M	402	100	-4,96	-1,91	768,71	-0,18	-0,16	-0,34	-5,30
		M. L	172	100	-7,05	-1,58	449,52	-0,18	-0,09	-0,27	-7,32
					0,55	3000,52					
							-0,18				
IV	III V VI I	M. D	402	100	4,96	1,91	768,71	0,16	0,18	0,34	5,30
		D. E	374	100	-0,90	-0,08	174,79	0,16	—	0,16	-0,74
		E. O	345	100	-5,42	-1,93	713,30	0,16	-0,23	-0,07	-5,49
		O. N	230	200	-21,72	-0,55	50,46	0,16	-0,29	-0,13	-21,85
		N. M	115	100	3,91	0,35	178,78	0,16	-0,09	0,07	3,98
							-0,8	1886,04			
							0,16				
V	IV VI	O. E	345	100	5,42	1,93	713,30	0,23	-0,16	0,07	5,49
		E. F	489	100	-2,48	-0,64	516,55	0,23	—	0,23	-2,25
		F. G	345	150	-7,48	-0,47	125,12	0,23	—	0,23	-7,25
		G. O	230	100	-5,30	-1,24	466,23	0,23	-0,29	-0,06	-5,36
							-0,42	1021,20			
							0,23				
VI	IV V I	N. O	230	200	21,73	0,55	50,46	0,29	-0,16	0,13	21,85
		O. G	230	100	5,30	1,24	466,23	0,29	-0,23	0,06	5,36
		G. H	287	150	-16,18	-1,66	205,18	0,29	—	0,29	15,89
		H. I	287	200	-31,18	-1,36	87,12	0,29	—	0,29	-30,89
		I. N	201	200	31,63	0,98	61,81	0,29	0,09	0,20	31,83
							-0,25	870,80			
							0,29				

CARACTERISTIQUES DES MAILLES				5 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			5 <sup>ème</sup> CORRECTION			N° DE BIT	
N. Maille	N.M adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q (els)	$\Delta H = r Q^2$	Z r Q	CPM	CPA	btal	Q (lb)
I	I II III IV V VI	I-J	690	300	-77,72	-2,42	62,26	-0,08	—	-0,08	-77,80
		J-K	172	300	-82,72	-0,68	16,43	-0,08	—	-0,08	-82,80
		K-A	115	200	31,28	0,56	35,01	-0,08	—	-0,08	31,20
		A-L	287	150	19,13	2,28	238,83	-0,08	0,04	-0,04	19,09
		L-M	172	100	7,32	1,70	464,99	-0,08	-0,02	-0,10	7,22
		M-N	115	100	-3,98	-0,36	181,54	-0,08	0,23	-0,05	-4,03
		N-I	201	200	-31,83	-0,99	62,17	-0,08	-0,15	-0,23	-32,06
					0,09	1077,23					
						-0,08					
II	III I	A-B	747	100	5,15	3,80	1476,41	-0,04	—	-0,04	5,11
		B-L	316	100	-4,81	-1,42	588,20	-0,04	-0,02	-0,06	-4,87
		L-A	287	150	-19,13	-2,28	238,83	-0,04	0,08	0,04	-19,09
							0,1	2303,44			
						-0,04					
III	II IV I	L-B	316	100	4,81	1,41	588,20	0,02	0,04	0,06	4,87
		B-C	489	100	4,96	2,31	935,07	0,02	—	0,02	4,98
		C-D	402	100	0,96	0,09	197,55	0,02	—	0,02	0,98
		D-M	402	100	-5,30	-2,16	814,89	0,02	0,03	0,03	-5,25
		M-L	172	100	-7,32	-1,70	464,99	0,02	0,08	0,08	-7,22
							-0,03	30007			
						0,02					
IV	III V VI I	M-D	402	100	-5,30	2,16	814,89	-0,03	-0,02	-0,05	5,25
		D-E	374	100	-0,74	-0,06	150,32	-0,03	—	-0,03	-0,77
		E-O	345	100	-5,49	-1,98	721,43	-0,03	-0,15	-0,18	-5,67
		O-N	230	200	-21,85	-0,85	50,73	-0,03	-0,15	-0,18	-22,03
		N-M	115	100	3,98	0,36	181,54	-0,03	0,08	-0,05	4,03
							-0,07	1918,91			
						-0,03					
V	IV VI	O-E	345	100	5,49	1,98	721,43	0,15	0,03	0,18	5,67
		E-F	489	100	-2,25	-0,54	476,39	0,15	—	0,15	-2,10
		F-G	345	150	-7,25	-0,44	421,82	0,15	—	0,15	-7,10
		G-O	230	100	-5,36	-1,26	470,88	0,15	-0,15	0,00	-5,36
							-0,26	1790,52			
						0,15					
VI	IV V I	N-O	230	200	21,85	0,55	50,73	0,15	0,03	0,18	22,03
		O-G	230	100	5,36	1,26	470,88	0,15	-0,15	0,00	5,36
		G-H	287	150	15,89	-1,60	201,86	0,15	—	0,15	15,74
		H-I	287	200	-30,89	-1,33	86,38	0,15	—	0,15	-30,74
		I-N	201	200	31,83	0,99	62,17	0,15	0,08	0,23	32,06
							-0,13	872,02			
						0,15					

CARACTERISTIQUES DES MAILLES					5 <sup>ème</sup> APPROXIMATION			5 <sup>ème</sup> CORRECTION			N <sup>x</sup> DEBIT	
N <sup>o</sup> Maille	N <sup>o</sup> M adj	Conduites	Le (m)	D (mm)	Q (els)	$\Delta H = r Q^2$	Z r Q	CPM	CPA	total	Q (els)	
I		I-J	690	300	-77,72	-2,42	62,26	-0,08	—	-0,08	-77,80	
		J-K	172	300	-82,72	-0,68	16,43	-0,08	—	-0,08	-82,80	
		K-A	115	200	31,28	0,56	35,01	-0,08	—	-0,08	31,20	
		II	A-L	287	150	19,13	2,28	238,83	-0,08	0,04	-0,04	19,09
		III	L-M	172	100	7,32	1,70	464,99	-0,08	-0,02	-0,10	7,22
		IV	M-N	115	100	-3,98	-0,36	181,54	-0,08	0,23	-0,05	-4,03
		V	N-I	201	200	-31,83	-0,99	62,17	-0,08	-0,15	-0,23	-32,06
						0,09	1077,23					
							-0,08					
II	III	A-B	747	100	5,15	3,80	1476,47	-0,04	—	-0,04	5,11	
		B-L	316	100	-4,81	-1,42	588,20	-0,04	-0,02	-0,06	-4,87	
		I	L-A	287	150	-19,13	-2,28	238,83	-0,04	0,08	0,04	-19,09
							0,1	2303,44				
							-0,04					
III	II	L-B	316	100	4,81	1,41	588,20	0,02	0,04	0,06	4,87	
		B-C	489	100	4,96	2,31	935,07	0,02	—	0,02	4,98	
		C-D	402	100	0,96	0,09	197,55	0,02	—	0,02	0,98	
	IV	D-M	402	100	-5,30	-2,16	814,89	0,02	0,03	0,03	-5,25	
		I	M-L	172	100	-7,32	-1,70	464,99	0,02	0,08	0,08	-7,22
							-0,05	30007				
						0,02						
IV	III	M-D	402	100	-5,30	2,16	814,89	-0,03	-0,02	-0,05	5,25	
		D-E	374	100	-0,74	-0,06	150,32	-0,03	—	-0,03	-0,77	
	V	E-O	345	100	-5,49	-1,98	721,43	-0,03	-0,15	-0,18	-5,67	
		VI	O-N	230	200	-21,85	-0,85	50,73	-0,03	-0,15	-0,18	-22,03
		I	N-M	115	100	3,98	0,36	181,54	-0,03	0,08	-0,05	4,03
							-0,07	1918,91				
						-0,03						
V	IV	O-E	345	100	5,49	1,98	721,43	0,15	0,03	0,18	5,67	
		E-F	489	100	-2,25	-0,54	476,39	0,15	—	0,15	-2,10	
		F-G	345	150	-7,25	-0,44	121,82	0,15	—	0,15	-7,10	
	VI	G-O	230	100	-5,36	-1,26	470,88	0,15	-0,15	0,00	-5,36	
							-0,26	1790,52				
						0,15						
VI	IV	N-O	230	200	21,85	0,55	50,73	0,15	0,03	0,18	22,03	
		V	O-G	230	100	5,36	1,26	470,88	0,15	-0,15	0,00	5,36
	I	G-H	287	150	15,89	-1,60	201,86	0,15	—	0,15	-15,74	
		H-I	287	200	-30,89	-1,33	86,38	0,15	—	0,15	-30,74	
		I	I-N	201	200	31,83	0,99	62,17	0,15	0,08	0,23	32,06
							-0,13	872,02				
						0,15						

# CALCUL DES PRESSIONS

Trançons	P.D.C (m)	Côtes du terrain		Côtes Piezometriques		Pressions ou sol (m)
		Amont	Aval	Amont	Aval	
BC-K	4,26	137	105	-	132,74	27,74
K-A	0,54	106	100	132,74	132,20	32,2
A-L	2,28	100	100	132,00	129,92	29,92
L-M	1,66	100	100	129,92	128,26	28,96
M-N	-0,37	100	95	128,26	128,63	33,66
N-I	-1,00	95	104	128,63	129,63	25,63
I-J	-2,43	104	100	129,63	132,06	32,06
J-K	-0,68	100	105	132,06	132,74	27,74
A-B	3,75	100	90	132,20	128,45	38,45
B-L	-1,45	90	100	128,45	129,9	29,9
L-A	-2,28	100	100	129,9	132,18	32,18
L-B	1,45	100	90	129,9	128,45	38,45
B-C	2,34	90	100	128,45	126,11	26,11
C-D	0,08	100	105	126,11	126,03	21,03
D-M	-2,12	105	100	126,03	128,15	28,15
M-L	-1,66	100	100	128,15	129,81	29,81
N-M	0,37	95	100	128,63	128,26	28,26
M-D	2,12	100	105	128,26	126,14	21,14
D-E	-0,06	105	104	126,14	126,20	22,40
E-O	-2,10	104	95	126,20	128,30	33,30
O-N	-0,56	95	95	128,30	128,86	33,86
O-E	2,10	95	104	128,30	126,20	22,20
E-F	-0,47	104	106	126,20	126,67	20,67
F-G	-0,42	106	112	126,67	127,09	15,09
G-O	-1,26	112	95	127,09	128,35	33,35
N-O	0,56	95	95	128,86	128,03	33,03
O-G	1,26	95	112	128,03	126,77	14,77
G-H	-1,60	112	110	126,77	128,37	18,37
H-I	-1,32	110	104	128,37	129,69	25,69
I-N	1,00	104	95	129,69	128,69	33,69

- B)- CANALISATIONS ET ACCESSOIRES DU RESEAU /

3. I. Décharge :

- C'est un appareil que l'on place dans les points bas de la conduite en vue de vidanger celle-ci dans le but d'éliminer les dépôts qui se sont formés.

- L'évacuation de l'eau doit être dirigée vers des égouts ou des fossés selon le lieu où la décharge est implantée.

3.2.2 - Ventouse :

- Elle est placée dans les points hauts de vue d'éliminer l'air qui se trouve dans la conduite lors de son service. La présence de l'air dans de tels points pourrait détruire la canalisation et perturberait l'écoulement de l'eau.

- Il est donc nécessaire de prévoir de tels appareils afin de préserver la canalisation contre les contonnements d'air éventuels. Une ventouse peut être remplacée par une bouche d'arrosage qui assurerait l'entretien des espaces verts.

- Ainsi l'air contenu dans la canalisation sera évacué.

3.3. - LES ROBINETS VANNES :

- Leur rôle est de permettre l'isolement de divers tronçons du réseau de distribution lors d'une réparation. Ils permettent également de régler le débit.

3.4. - BOUCHES D'INCENDIE :

- Les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17 l/s. sous une pression suffisante, (10m).

- Si la bouche d'incendie est équipée d'accessoires elles pourraient servir également à l'arrosage et au lavage dans le cas de non-sinitre.

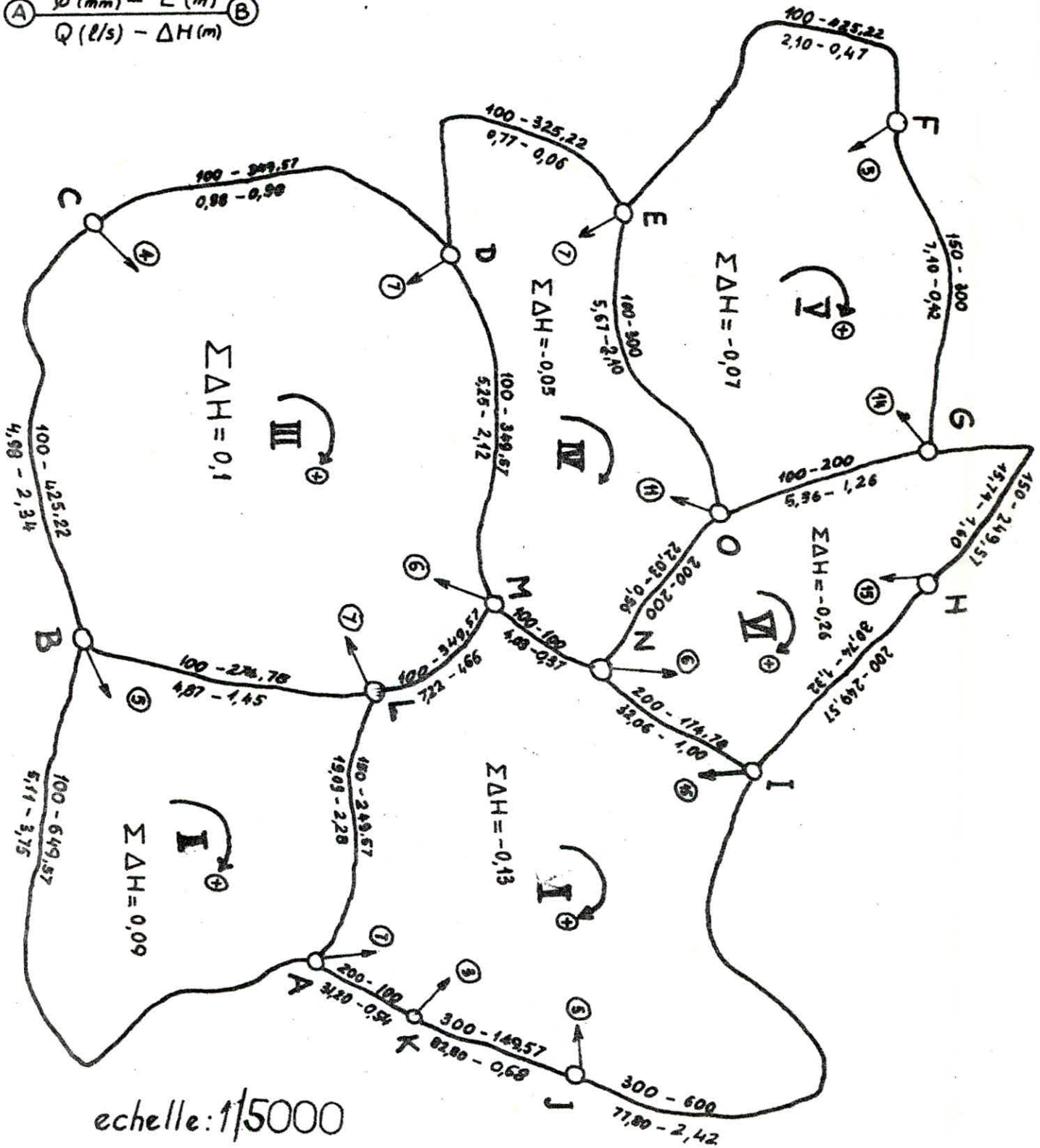
3.5. - LES TES :

- Ils sont utilisés lors d'une ramification.

# PLAN DU RESEAU MAILLE

## LEGENDE

Ⓐ  $\frac{\varnothing (mm) - L (m)}{Q (l/s) - \Delta H (m)}$  Ⓑ



echelle: 1/5000



4 - CALCUL DU RESEAU RAMIFIE :

- La population de la zone haute s'élève à 7.855 habitants dispersés sur plusieurs zones.

- Pour des raisons économiques, et vu la dispersion des habitations nous avons adopté pour cette zone haute, un réseau ramifié dont la conduite maîtresse prend départ du réservoir R.2.

- Les habitants sont divisés suivant les zones suivantes :

- Zone I = 1.300 habitants
- Zone II = 1.000 habitants
- Zone III = 900 habitants
- Zone IV = 1.300 habitants ( voir schéma fig.1)
- Zone V = 3.000 habitants
- Zone VI = 355 habitants.

- Il est à signaler que seules des habitants existent dans cette zone.

- Besoins à l'horizon 2010

$$7855 \cdot 180 = 1.414 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Consommation majorée en raison des pertes :

$$1414 \cdot 1,3 = 1838 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{soit : } 21,27 \text{ l/s}.$$

- Consommation spécifique :

$$qsp = \frac{21,27}{7855} = 0,0027 \text{ l/s}.$$

4.1. Calcul des débits par tronçons :

TRONÇONS	NOMBRE D'HABITANTS	CONSOMMATION MOYENNE (l/s)	CONSOMMATION DE POINTE (l/s)
R.1.	1.000	$0,0027 \cdot 1000 = 2,7$	7,02
1.2.	1.300	$0,0027 \cdot 1300 = 3,51$	9,13
1.3.	0	-	-
3.4.	900	$0,0027 \cdot 900 = 2,43$	6,32
3.5.	1.300	$0,0027 \cdot 1300 = 3,51$	9,13
4.6.	3.000	$0,0027 \cdot 3000 = 8,1$	21,06
5.7.	355	$0,0027 \cdot 355 = 0,96$	2,50

$$\Sigma = 55,16 \text{ l/s}.$$

4.2. - Répartition des débits :

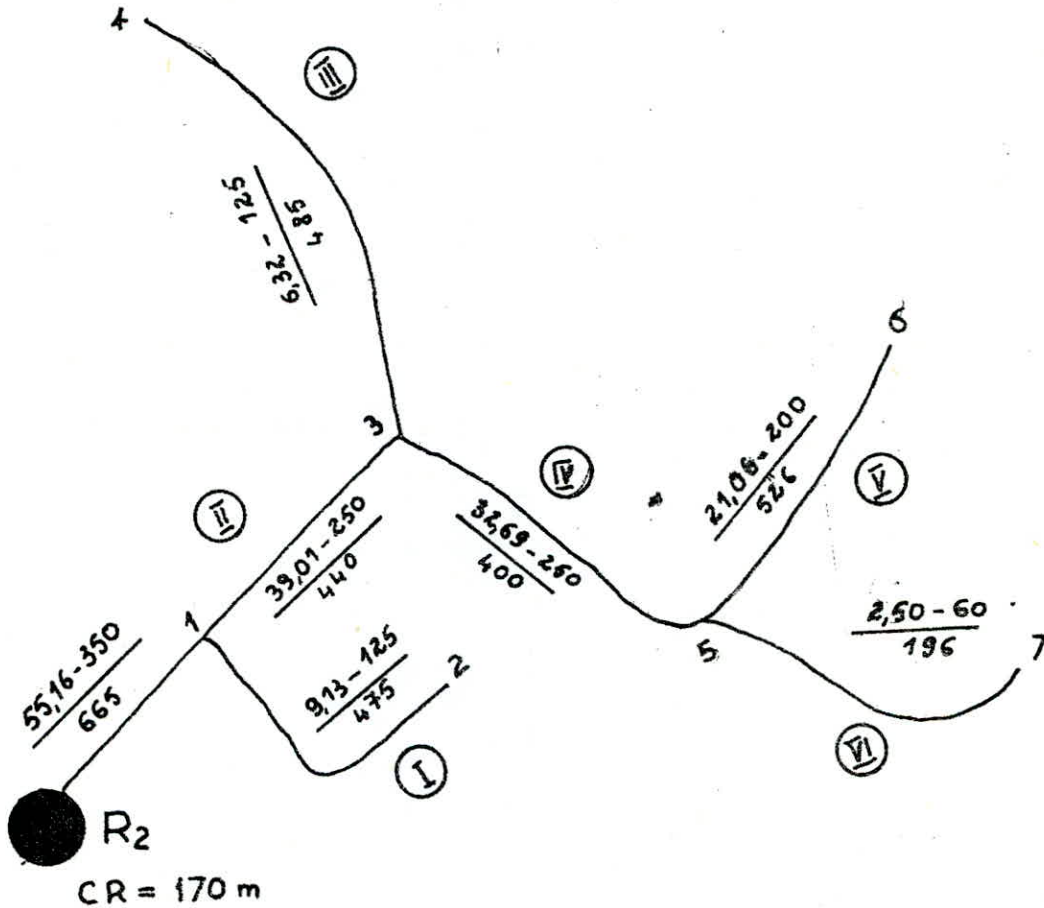
- Calcul des conduites à partir du débit d'amont

DESIGNATION DES TRONCONS	DEBIT EN ROUTE (l/s)	DEBIT AVAL (l/s)	DEBIT DU TRONCONS (l/s)
5-7	2,50	-	2,50
5-6	21,06	-	21,06
3-5	9,13	23,56	32,69
3-4	6,32	-	6,32
1-3		39,01	39,01
1-2	9,13	-	9,13
1-R	7,02	48,14	55,16

4.3. - Calcul des diamètres des conduites (Tableau de COLEBROOK)

Tronçons	Longueur (m)	Diamét.	Débit (l/s)	j	J	V (m/s)	H. piezoamont	H Piezo aval(m)	Côte du Sol (m)	Précision au so (m)
1-1	665	0,350	55,16	0,001657	1,10	0,6	170	168,9	150	18,9
1-2	475	0,125	9,13	0,010356	4,9	0,75	168,9	164	130	34
1-3	440	0,250	39,01	0,004573	2,01	0,80	164	161,99	139	22,99
3-4	485	0,125	6,32	0,006668	3,23	0,60	161,99	158,76	147	11,76
3-5	400	0,250	32,69	0,003511	1,4	0,70	158,76	157,36	123,4	33,96
5-6	526	0,200	21,06	0,004734	2,49	0,70	157,36	154,87	112	42,87
5-7	196	0,060	2,50	0,041084	8,05	0,9	154,87	146,82	124,6	22,22

### PLAN SCHEMATIQUE DU RESEAU RAMIFIE ( ZONE-HAUTE)



#### Legende

$Q$  (Debit) -  $\varnothing$  (Diametre)  
 $L$  (longueur)

$Q$  (l/s)

$\varnothing$  (mm)

$L$  (m)

● Reservoir

⓪ Zones

BRISE CHARGE

Il existe deux types d'obturateurs

- Obturateur à disque sous capot
- Obturateur à disque noyé.

Obturateur à disque sous capot.

1 Utilisation: Il résout tous les problèmes de réglage du niveau au débouché des conduites d'adduction.

2 Description: Orifice et disque sont placés au dessus du niveau d'eau contrôle (voir plan).

Un disque plan forme l'obturateur mobile dont l'axe vertical est matérialisé par une tige courte articulée à son extrémité supérieure sur un palonnier actionné par un flotteur.

L'orifice est précédé d'un corps convergent ayant pour effet d'améliorer l'écoulement issu du coude qui précède presque nécessairement l'appareil d'axe vertical. Un capot bombé et nervuré solidaire du corps de flecto, le jet radial vers le plan d'eau facilite la dissipation de l'énergie.

La fermeture est assurée par le contact du disque sur l'arête de la buse terminale. Une plaque de caoutchouc fixée sur le disque permet une étanchéité excellente.

3 Fonctionnement:

Par l'intermédiaire du palonnier, le flotteur agit sur le disque autocentreur qui règle la section de passage de l'eau lorsque le niveau monte dans le bassin, le flotteur se soulève et tend à provoquer la fermeture de l'obturateur.

L'appareil étant soumis à la pression de la conduite, il faut fournir un certain effort pour vaincre la poussée de l'eau sur le disque, il est donc possible de dimensionner le flotteur de façon à éviter les surpressions susceptibles d'apparaître dans la conduite lors des manœuvres de fermeture, l'obturateur est ainsi autolimitateur de surpression.

#### 4 Caracteristiques et dimensions:

D'après le catalogue de NEYRPEC, on tire les caracteristiques et les dimensions d'un obturateur.

#### 5 Choix de l'Appareil:

La détermination d'un obturateur à disque nécessite la connaissance des données suivantes:

- La charge statique maximale susceptible d'être appliquée sur l'appareil soit  $H_5$ .
- Le debit maximal de l'adduction à équiper soit  $Q$ .
- La charge residuelle minimale sous laquelle l'appareil doit laisser passer le debit  $Q$  soit  $H_r$ , qui est égale à la charge statique minimale diminuée de la perte de charge de la conduite.

Le diamètre de l'obturateur doit être suffisant pour permettre l'écoulement du débit  $Q$  sous la charge residuelle  $H_r$  sa perte de charge propre  $J$  doit être inférieure ou égale à  $H_r$ . ( $J \leq H_r$ ).

$$\text{Obturateur sous capot } \phi \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{H_r}}$$

$Q$  en l/s,  $H_r$  en m,  $\phi$  en mm.

L'application est facilitée par l'abaque ci-contre qui donne en fonction du débit  $Q$  la perte de charge  $J$  d'un appareil de diamètre à son ouverture maximale,  $i$ .

Il faut que  $J \leq H_r$ .

On admet normalement les valeurs suivantes pour la puissance dissipée au M d'eau contenue dans les chambres de rupture:

- \* 10 ch/m<sup>3</sup> dans une chambre équipée d'un obturateur sous capot.
- \* 3 ch/m<sup>3</sup> dans une chambre équipée d'un obturateur noyé.

La puissance maximale  $P$  à dissiper dans une chambre de rupture située à l'extrémité d'une conduite en commande par l'aval est donné par les formules suivantes, selon les valeurs relatives de la charge statique maximale  $H_5$  et de la perte de charge de la conduite pour le debit  $Q$ .

1er cas :  $HT \leq \frac{Hs}{3}$

$P = \frac{Q(Hs - HT)}{75}$

2e cas :  $HT > \frac{Hs}{3}$

$P = \frac{Q \cdot Hs}{195 \sqrt{\frac{HT}{Hs}}}$

avec P en ch, Hs et 1H en m, Q en l/s

Le volume nécessaire à la dissipation d'énergie est de

$V_{diss} = \frac{P}{10}$  Obturateur sous capot

$V_{diss} = \frac{P}{3}$  obturateur noyé

6 Dimensions du bassin:

Les dimensions minimales des maçonneries sont déterminées en fonction.

- de l'encombrement de l'appareil utilisé.
- du volume nécessaire à la dissipation d'énergie
- de la compensation que doit assurer l'ouvrage alimenté par une conduite plus ou moins inerte, pour faire face à des variations du débit appelé rapide.
- l'encombrement des vannes se déduit facilement des tableaux de côtes.

7 CALCUL DU BRISE-CHARGE

- Détermination du diamètre pour Q max = 1171/s

= 0,026925

$J = \frac{f \cdot v^2}{D \cdot 2g}$  -----  $J = \frac{0,026925 \cdot (0,117)^2 \cdot 16}{2 \cdot (0,35)^2 \cdot 19,6} = 0,0058102$

$\Delta H_1 = J \cdot L = 0,0058102 \cdot 2550 = 14,81$  m

$\Delta H_T = 1,15 \cdot H_1 = 1,15 \cdot 14,81 = 17,03$  m

Côte piezométrique au point N° 1 du réseau maillé.

$$205,78 - 17,03 = 188,75 \text{ m}$$

Le brise est placé à la côte 137 m

Charge statique maximale.

$$H_{\text{stat}} = 205,78 - 137 = 68,78 \text{ m}$$

$$H_r = 68,78 - 17,03 = 51,75 \text{ m}$$

$$\phi = 22 \cdot \sqrt{\frac{117}{51,75}} = 88,72 \text{ mm}$$

On prendra un  $\phi$  normalisé  $\phi = 125 \text{ mm}$

selon l'abaque NEYRPIC la perte de charge

minimale de l'appareil  $\phi = 125 \text{ mm}$  à pleine ouverture

$$H = 42 \text{ m}$$

$$H_r = 51,75 \text{ m}$$

Caracteristiques du brise charge.

$$\frac{H_{s.\text{max}}}{3} = \frac{51,75}{3} = 17,25 \text{ m} \quad \Delta H_T < \frac{H_{s.\text{max}}}{3}$$

$$P = Q \frac{(H_s - H_T)}{75} = \frac{117 (51,75 - 17,03)}{75} = 54,16 \text{ ch}$$

Volume de dissipation

$$V_{\text{diss}} = \frac{P}{10} = \frac{54,16}{10} = 5,4 \text{ m}^3$$

obturateur à disque sous capot

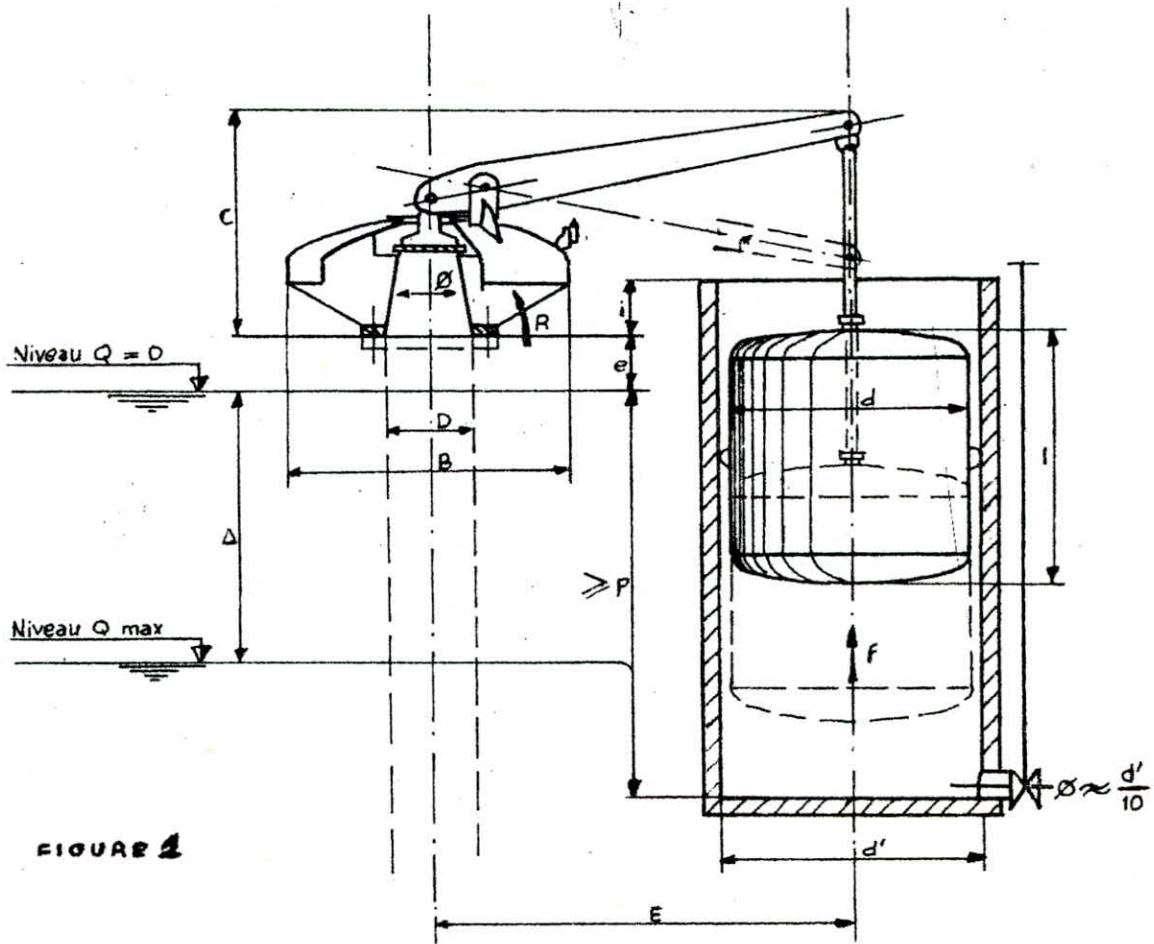


FIGURE 1



- CHAPITRE VIII

- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

- 1 - Etude du coup de belier :

- 1.1. - Introduction :

- Le coup de belier est un phénomène oscillatoire causé par :
  - l'arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
  - le démarrage d'une pompe.
  - la fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.
- Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées afin de les protéger contre les coups de bélier.
- Le coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées, et qui sont parfois égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau à basse pression.
- Notre but, est d'étudier des moyens propres afin de limiter ce phénomène, Pour cela, nous proposons des réservoirs d'air.

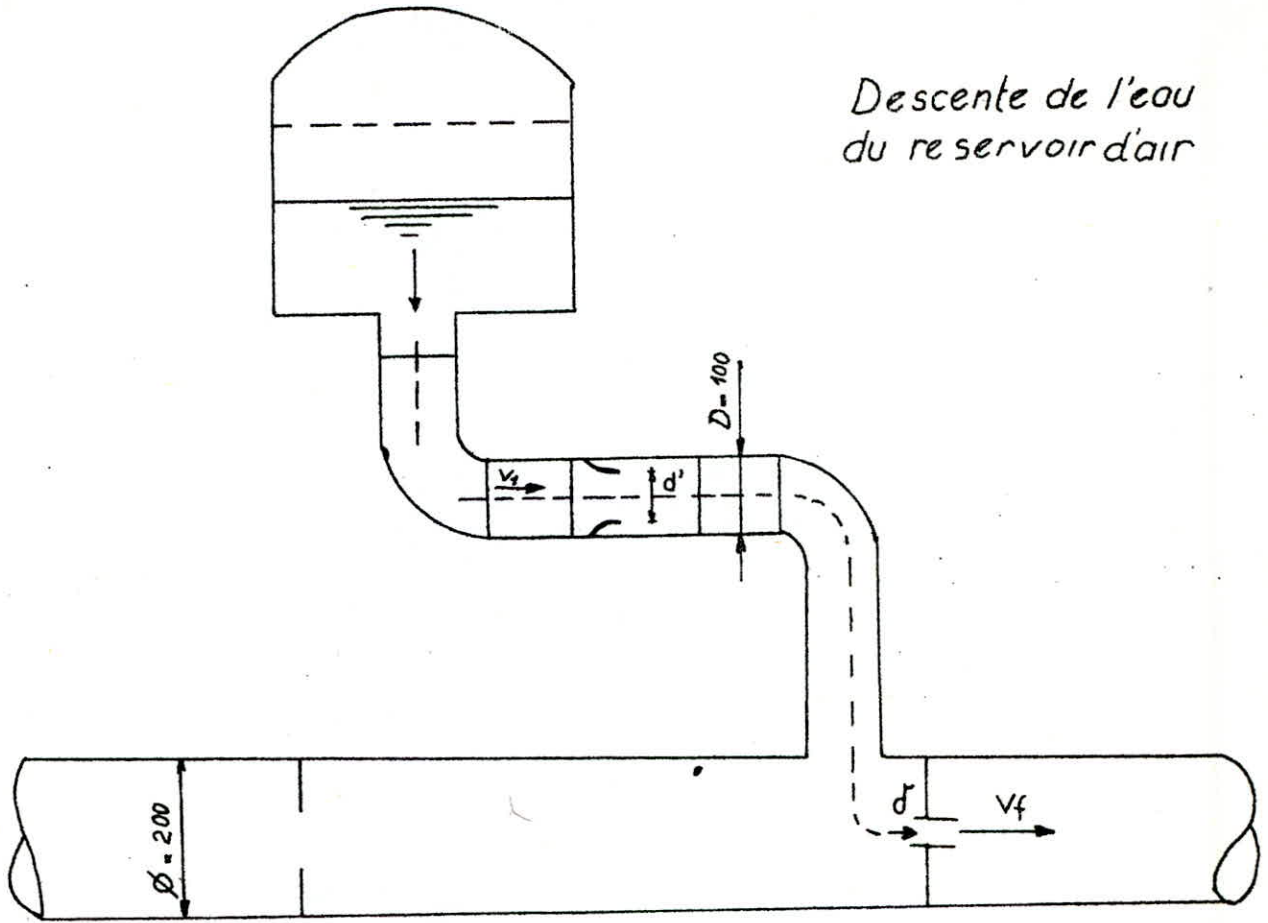
- 2 - Etude du réservoir d'air (arrêt brusque de la pompe)

- L'utilité du réservoir d'air, est de protéger l'installation contre la dépression et la surpression maximale dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé, au préalable les caractéristiques du réservoir d'air, c'est à dire, le volume d'air  $U_0$  en régime normal, ainsi qu'un dispositif d'étranglement.
- Pour ce qui est du dispositif d'étranglement, l'expérience montre qu'il y a intérêt à avoir une grande perte de charge au retour de l'eau qu'à l'aller.
- Pour cela, nous proposons une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un, ajutage de BORDA, qui permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller, Ceci, entraîne un rapide amortissement des oscillations ainsi qu'une réduction du volume d'air dans la cloche.
- Pour notre projet, nous avons décidé de calculer les caractéristiques du réservoir d'air pour amortir la masse d'eau débitée par le forage et qui reviendra sur la pompe en cas d'arrêt brusque de cette dernière.

- 3 - Calcul du réservoir d'air :

- Pour le calcul de ce dernier, nous utiliserons la méthode de BERGERON qui se fait par tâtonnements et qui consiste à tracer l'épure de BERGERON afin de déterminer les surpressions et les dépressions maximales.
- En se fixant un volume d'air  $U_0$  et en choisissant une vitesse ( $V_f$ ) qu'on devra repérer sur le graphique après, les calculs, sinon nous supposons une autre vitesse jusqu'à ce qu'elle coïncide avec celle, existant sur le graphique.

Descente de l'eau  
du reservoir d'air



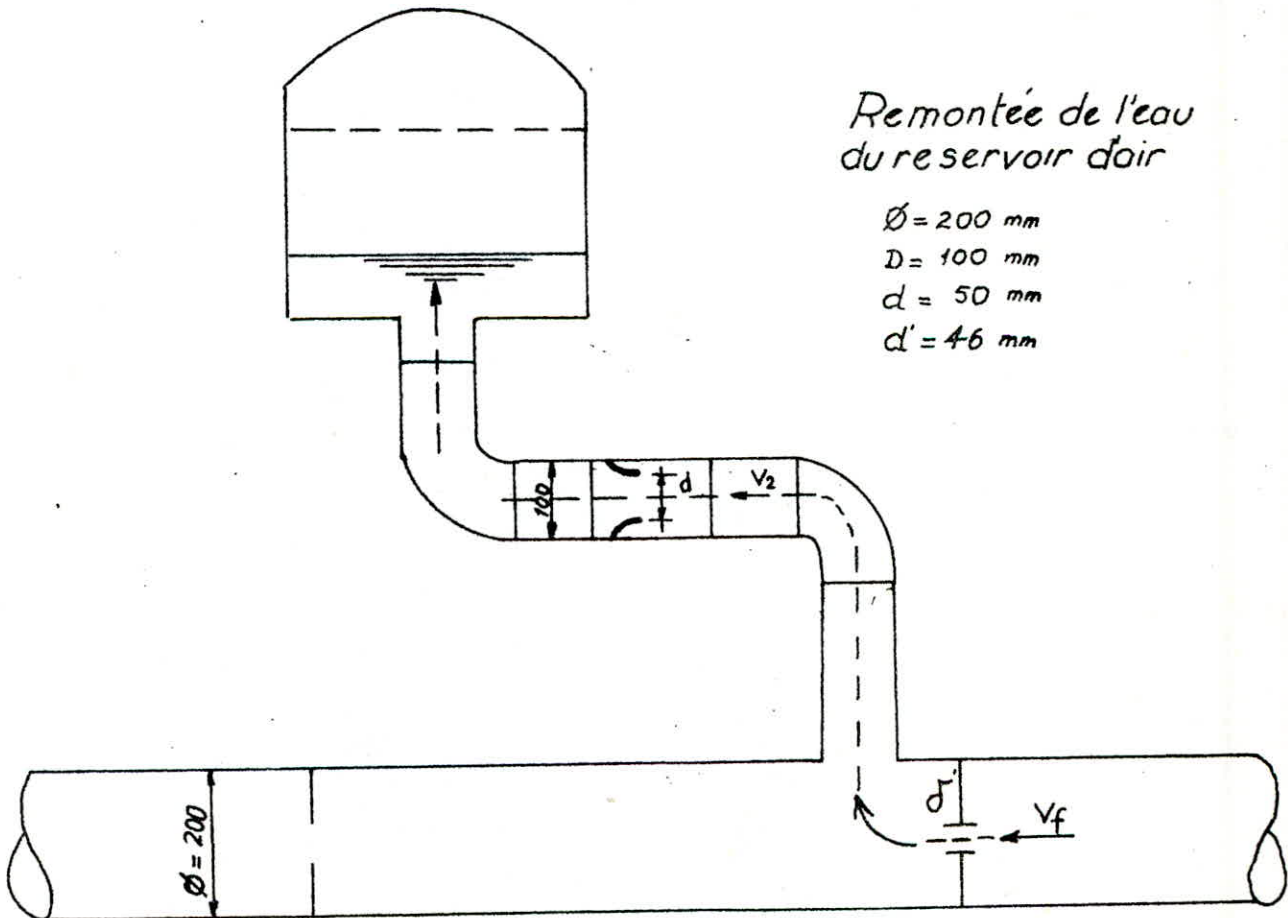
Remontée de l'eau  
du reservoir d'air

$$\phi = 200 \text{ mm}$$

$$D = 100 \text{ mm}$$

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

$$d' = 46 \text{ mm}$$



3.1. - Calcul du réservoir d'air - arrêt de la pompe :

- C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que va être, déterminé, le réservoir d'air.

- Le réservoir d'air est un anti-bélier qui intervient dans la protection de la conduite de refoulement.

- Caractéristiques de la conduite et de la tuyère :

- $\phi = 200$  mm
- $L = 3445$  m
- $\xi = 0,1$  mm
- $V = 10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s.
- $H_0 = 131,5$  m.
- $D = \frac{\phi}{2} = 100$  mm

- Choix de d :

$$- \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{\phi^2} = K \quad d' = 0,92. \quad d = 0,92.50 = 46 \text{ mm}$$

$$- K = \frac{(200)^2}{(46)^2} = 18,9$$

- on néglige la hauteur h entre le plan d'eau du réservoir d'air et la conduite de refoulement.

- la célérité de l'onde élastique

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{KD}{e}}}$$

$$K = 0,5 \text{ pour l'acier}$$

$$D = 200 \text{ mm}$$

$$e \approx 5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 200}{5}}} = 1197,91 = 1198 \text{ m/s.}$$

- le temps d'un aller retour de l'onde est :

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 3445}{1198} = 5,75 \text{ s}$$

- le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1198 \cdot 0,95}{9,8} = 116,13 \text{ md'eau}$$

- La valeur maximale de la pression dans la conduite exprimée en mètres d'eau et si  $H_0$  est la pression avant l'apparition du coup de bélier.

En cas de surpression :

$$H_0 + a \frac{V_0}{g} = 141,5 + 116,13 = 257,63 \text{ m}$$

En cas de dépression :

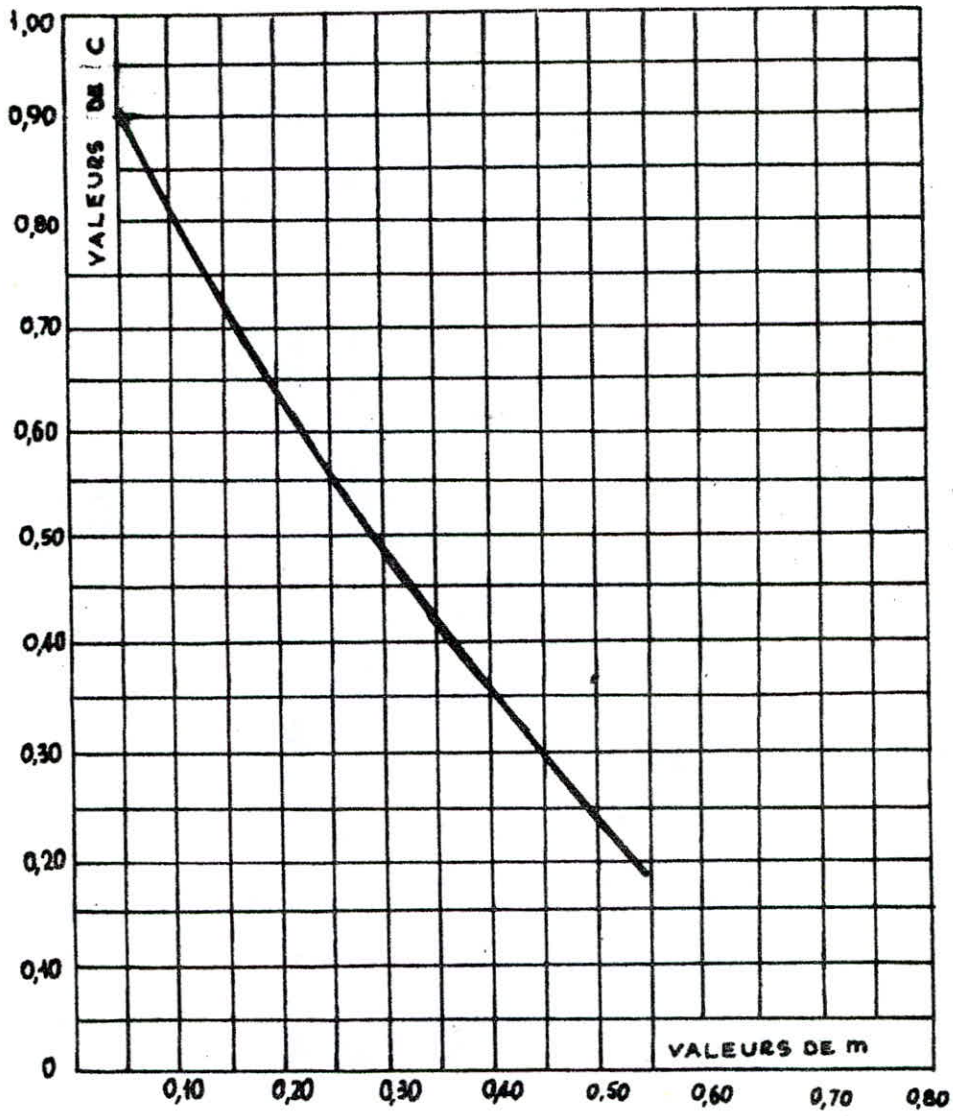
$$H_0 - a \frac{V_0}{g} = 141,5 - 116,13 = 25,37 \text{ m}$$

La pression absolue dans le réservoir d'air est :

$$Z_0 = H_0 + 10.$$

où  $H_0$  est la hauteur géométrique d'élévation au droit du réservoir.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que les variations du volume d'air du réservoir sont rapides. L'évolution obéit à la loi adiabatique.



COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE  
(C) DANS UNE TUYERE.

3.2. - Pression dans le réservoir d'air :

La nouvelle pression, sera exprimée suivant la loi de Poisson

$$(Z_0 + S_0) U_0^{1,4} = Z \cdot U^{1,4} \text{ ----- } Z = \frac{(Z_0 + S_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Z.1 pression dans le réservoir d'air

S<sub>0</sub> = Perte de charge dans la conduite

Z<sub>0</sub> = Pression initiale dans le réservoir d'air

U = Volume d'air à l'instant considéré.

3.3. - Pertes de charges au niveau de la tuyère :

La perte de charge est différente suivant que l'eau monte dans le réservoir ou qu'elle redescende.

Perte de charge à la montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(Md)^2} = K$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{(200)^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = 18,9 \quad V_1 = 18,9 V_f$$

M = Coefficient de débit : M = 0,92 pour une tuyère

$$Dh_1 = C_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} \quad ; \quad V_1 = \text{Vitesse dans la tuyère.}$$

$$m_1 = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 50)^2}{(100)^2} = 0,21$$

$$m_1 = 0,21 \text{ abaque. DUPONT I.II} \quad C_1 = 0,62$$

$$Dh_1 = 0,62 \frac{V_1^2}{2g} = 0,03163 V_1^2$$

On suppose que le volume d'air en régime normal soit de U<sub>0</sub> = 4m<sup>3</sup>, est que l'on dispose d'une tuyère de diamètre d = 50 mm incorporée dans une tubulure de diamètre D = 100 mm.

3.4. Augmentation du volume d'air dans le réservoir :

Le volume d'air dans le réservoir augmente quand l'eau monte dans la conduite . Le volume d'air diminue quand l'eau redescend.

$$\Delta V = A \cdot V_m \cdot \theta \quad ; \quad \text{Où } \theta = \frac{2L}{a}$$

$$V_{m1} = \frac{V_{fi} - 1 + V_{fi}}{2}$$

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

V<sub>0</sub> = Vitesse de l'écoulement avant la disjonction

V<sub>f</sub> = Vitesse finale choisie.

3.5. Volume d'air dans le réservoir :

U = U<sub>0</sub> + Δ U - quand l'eau monte vers le réservoir d'air (vidange du réservoir).

U = U<sub>0</sub> - Δ U - quand l'eau descend (remplissage du réservoir d'air)

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

...../.....

- 3.6. - Pertes de charges à la descente de l'eau :

- La tuyère agit comme un ajutage de BORDA

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D_2}{(0,5d) \cdot \frac{d''}{d}} = K_2 \quad d'' = 0,5$$

$$K_2 = \frac{(200)^2}{0,5(50)^2} = 2 \cdot \frac{(200)^2}{(50)^2} = 32 \text{ d'où } V_2 = 32 V_f$$

$$m_2 = \frac{0,5 d_2}{D_2} = \frac{0,5 (50)^2}{(100)^2} = 0,125$$

$$m_2 = \frac{0,125}{\text{abaque}} = C_2 = 0,77$$

$$Dh_2 = C_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0,77 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$Dh_2 = 0,77 \frac{V_2^2}{2g} = 0,03928 V_2^2$$

- 3.7. - Pression dans la conduite :

- La pression dans la conduite se déduit en négligeant la hauteur d'eau dans le réservoir d'air.

Z - H1 quand l'eau monte  
 Z + H2 " l'eau descend

- On calcule les pertes de chaque S correspondant à la vitesse Vf choisie la pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif s'obtient :

Z - ΔH1 - S (montée de l'eau)  
 Z + ΔH2 + S (descente de l'eau)

c'est par cette valeur de la pression  $\frac{p_A}{\rho g}$  que sera menée une horizontale qui coupera la droite  $\frac{a}{2gA}$  et qui devra correspondre à la vitesse Vf fixée arbitrairement, sinon les calculs seront recommencés avec une nouvelle valeur de Vf.

- 3.8. - Construction de l'épure :

Il s'agit du diagramme de Bergeron où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite  $\frac{a}{2gA}$  part du point de coordonnées (Vo, Ho + 10), vitesse et pression absolue de l'écoulement normal (pertes de charges non comprises). l'intersection de la droite  $\frac{a}{2gA}$  se refléchi sur  $\frac{p_A}{\rho g}$ .

l'horizontale passant par la valeur de la pression regnant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite  $\frac{a}{2gA}$  se refléchi sur l'horizontale passant par la valeur  $\frac{p_A}{\rho g} = Ho + 10$ .

La construction de l'équerre se poursuit de la même façon et ce durant un aller-retour de l'eau (période où l'intensité du coup de bélier est maximale).

3.9 - Pente de la droite :  $\frac{a}{gA}$

$$\frac{a}{gA} : D = 0,2 \text{ m} \text{ ----- } A = 0,0314 \text{ m}^2$$
$$g = 2,8 \text{ m}^2/\text{s} \quad a = 1198 \text{ m/s.}$$

$$\frac{a}{gA} = \frac{1198}{9,8 \cdot 0,0314} = 3893,15 \text{ m}$$

Si l'échelle des pressions est graduée à raison de 1 cm pour 5 m 3893,15 seront représentés par 778,63 cm.

L'échelle des débits : est graduée à raison de 0,0028 m<sup>3</sup>/s. pour 1 cm 1 m<sup>3</sup>/s. sera représenté par 357 cm.

$$\text{d'où } \text{tg} \alpha = \frac{h}{q} = \frac{778,63}{357} = 2,1 \text{ ----- } \alpha = 65^\circ,37$$

- PROTECTION DES CONDUITES AU DEMARRAGE :

Tout comme l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit être protégée au démarrage du groupe.

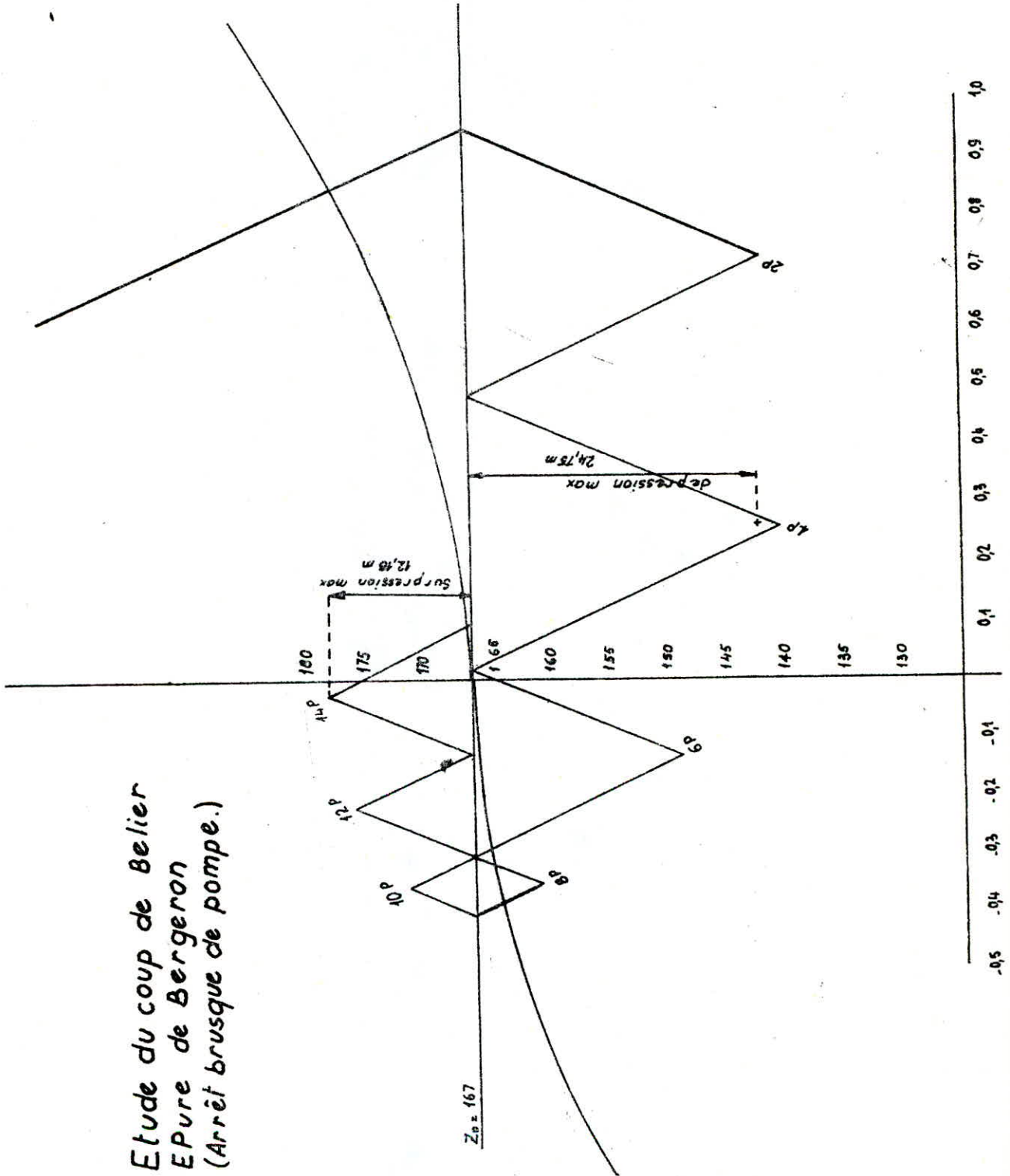
Le coup de bélier à l'arrêt brusque, étant plus dangereux qu'au démarrage, nous nous sommes limité à l'étude, du coup de bélier, à l'arrêt, quand au démarrage il sera impératif d'opérer, à un démarrage à vanne fermée qu'on ouvrira lentement.

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-



Intervalle de temps $\theta$	Variation du volume $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,0314 \cdot V_m$	Volume d'air U	Pression dans le reservoir d'air. $Z = \frac{(Z_0 + S) \cdot U^{1/4}}{U^{1/4}}$	Vitesse dans la tubulure de branchement. Montée: $V_1 = 10,9$ Vf Descente: $V_2 = 82$ Vf	Perte de charge dans la tuyère. Montée: $\Delta h_1 = C_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = 0,03163 V_1^2$ Descente: $\Delta h_2 = C_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0,03929 V_2^2$	Pression dans la conduite avec P.de C. Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge au Refoulement.	Pression dans la conduite sans P.de C. Montée: $Z - \Delta h_1 - S$ Descente: $Z - \Delta h_2 - S$	Vitesse lue sur le graphique Vf.	Designation du point	Vitesse Moyenne $V_m$	Vitesse finale choisie Vf.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0,0	0	$U_0 = 1,2$	$Z_{0h} = 180,62$	—	—	184,421	17,62	167	$V_0 = 0,95$	1R	—	—
$\theta$	1,151	1,351	156,392	13,740	5,971	150,421	8,5	141,921	0,727	2P	0,8385	0,727
2 $\theta$	0,090	1,441	142,891	5,008	0,793	142,098	1,5	140,598	0,265	4P	0,496	0,265
3 $\theta$	0,036	1,405	148,042	4,16	0,680	148,722	0,45	149,172	-0,130	6P	0,1975	-0,130
4 $\theta$	-0,043	1,362	154,627	11,2	4,927	159,554	2,0	161,554	-0,350	8P	-0,24	-0,350
5 $\theta$	-0,064	1,298	165,405	11,392	5,098	170,503	2,1	172,603	-0,356	10P	-0,353	0,356
6 $\theta$	-0,051	1,247	174,952	-6,88	1,859	176,811	0,6	177,411	-0,215	12P	-0,2855	-0,215
7 $\theta$	-0,021	1,226	179,162	-0,672	0,018	179,18	0,17	179,35	-0,021	14P	-0,118	-0,021

Etude du coup de Belier  
EPure de Bergeron  
(Arrêt brusque de pompe.)



## CHAPITRE IX

### 1. PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION.

#### 1.1 - Généralités.

La destruction progressive des métaux sous l'action du milieu environnant est appelée corrosion.

La nature du sol et les installations électriques à courant continu situées aux voisinages des réseaux d'alimentation en eau sont les causes principales de la corrosion.

On remarque que ce phénomène touche plus particulièrement les conduites en acier qui sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

#### 1.2- LES FACTEURS DE LA CORROSION.

##### 1.2.1 - L'eau.

L'eau : elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

##### 1.2.2 - Le P.H.

Le P.H de l'eau dépend de la teneur en gaz dissous tels que le CO<sub>2</sub> et le H<sub>2</sub>S.

On remarque dans la pratique que si le P.H de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le P.H de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.

##### 1.2.3 - La Température.

Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet que pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3. Nous tenons à signaler que pour notre étude, ce facteur n'a pratiquement pas d'influence.

#### 1.2.4 - La Pression.

Elle n'intervient pas directement sur la corrosion, mais elle joue un rôle important sur les gaz dissous.

#### 1.2.5 - Le Metal.

L'acier dans notre cas qui étant couple dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera pas envisagée.

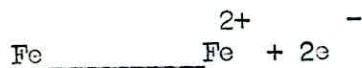
#### 1.3 - La Corrosion Electro-CHimique.

La corrosion électro-chimique est caractérisée par la circulation d'un courant électrique (corrosion par électrolytes).

##### 1.3.1 - Mécanisme de la corrosion.

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est à dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif, entre en solution et va se combiner avec un autre, ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du Fer peut être schématisée de la manière suivante :



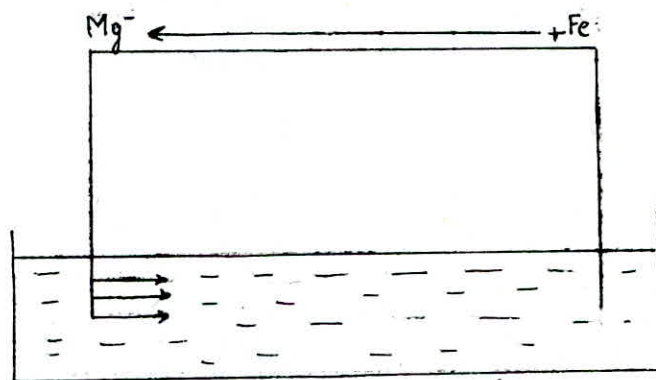
et elle peut se poursuivre sous la forme :



##### 1.3.2 - Fonctionnement d'une pile de corrosion.

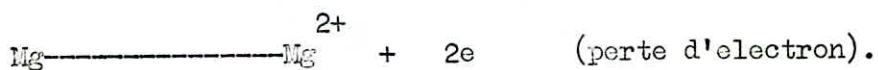
Le corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électrotype lorsqu'on plonge deux métaux différents.

Si nous considérons par exemple le Fer et le magnésium :

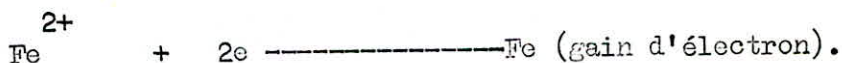


le Fer est protégé

Dans ce cas, le magnésium qui présente le potentiel (-1,49 volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du metal.).

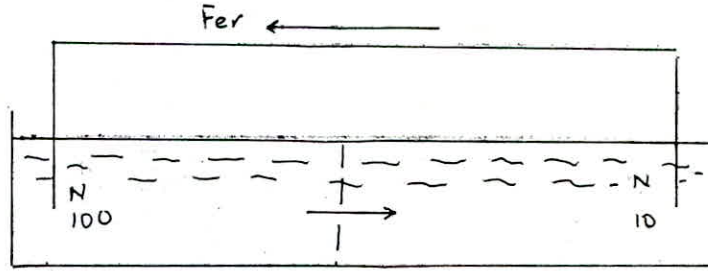


Le fer dont le potentiel (-0,34 volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protéger (c'est une réduction du metal).



Ainsi, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés celui qui présente le plus haut potentiel par-rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé. Le metal présentant le plus bas potentiel se dissout.

Ce phénomène se produit quand 2 Barres d'un même metal sont plongées dans un électrolyte de concentration différentes. On obtient alors une pile dite "Pile de concentration."

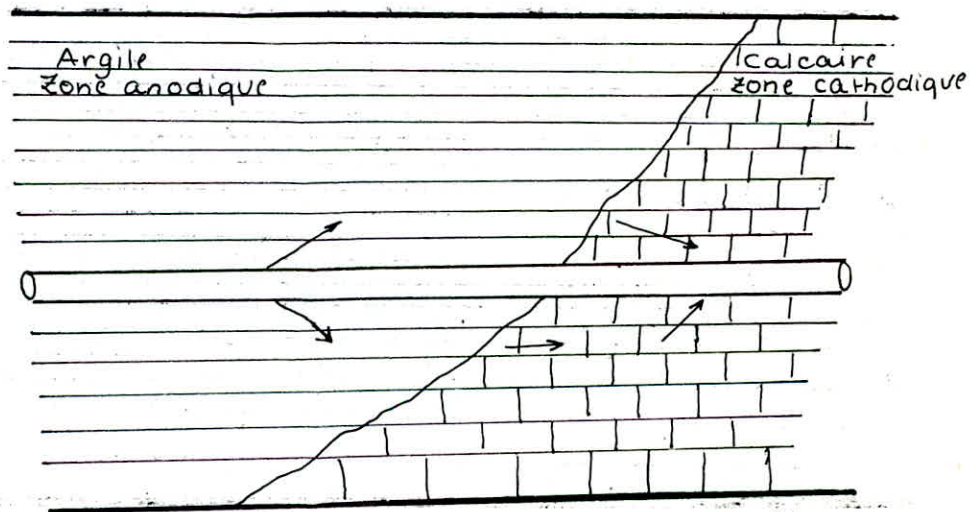


*Pile de concentration*

Le sol, en raison de son humidite constitue un electrolite de grande conductibilité.

Les différences de concentration en sels et en gaz dissous dans le sol aboutissent, par la suite de l'heterogeneite de l'electrolite, à la formation piles de concentrations différentes en plusieurs points.

La pratique à montré que les sols argileux, marecageux, humides et peu aérés sont anodiques tandis que les sols calcaires, sableux, secs et aérés sont cathodiques.



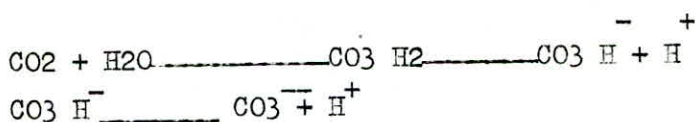
*Corrosion par formation de pile*

1.3.3 - La corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure.

Dans ce cas, la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu. Ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

1.4 - LA CORROSION CHIMIQUE

La présence dans l'eau des gaz dissous tels que le CO<sub>2</sub> et l'oxygène sont à l'origine de cette attaque chimique la réaction chimique aboutira à une ionisation qui sera de la forme :



1.5 - REMEDES CONTRE LA CORROSION

1.5.1 - Qualité du terrain.

L'agressivité du terrain est déterminée en fonction de la résistivité du sol le long de la canalisation le terrain est considéré comme agressif en grand quand sa résistivité moyenne descend au dessous de 50 .m.

Entre 50 et 100 le terrain est faiblement agressif. Au delà de 100 .m, le terrain est considéré comme non agressif.

1.5.2 - Protection Cathodique.

a) Principe de la Protection Cathodique.

Le revêtement d'une conduite en acier peut vieillir ou se détériorer accidentellement c'est pour cette raison qu'une protection cathodique d'un réseau en acier est vivement recommandée dans tous les cas.

En vue de protéger la conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée du courant puisque la corrosion s'effectue en zone de sortie.

L'expérience montre que le fer est rendu cathodique quand le potentiel minimal a pour valeur (-0,850 Volts) par-rapport à une électrode de référence au sulfate de cuivre.

En conséquence, la protection cathodique consistera :

- Soit à former avec un métal plus électro-négatif que l'acier, une pile où l'acier jouera le rôle de cathode (Protection par anode réactive).
- Soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et, d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder (Protection par soutirage du courant).

b) Protection cathodique par anode réactive.

Comme elle a été signalée plus haut, elle consiste à placer tout le long de la conduite à protéger un métal (généralement le zinc ou le magnésium) où la conduite jouera le rôle d'une cathode.

Ces anodes sont cylindriques de poids variables. Elles sont enfouies dans le sol agressif à 3m environ de la conduite à protéger et lui sont reliées par un câble isolé.

Pour vérifier les potentiels, on dispose des bornes de contrôle.

La masse du métal dissoute lors du passage d'un courant  $I(A)$  pendant une durée  $T(s)$  est donnée par la formule suivante :

$$m = \frac{I \cdot T \cdot M}{F \cdot V}$$

où :  $m$  : est la masse dissoute de l'anode (g)

$M$  : est la masse atomique du métal dissout (g)

$V$  : Valence du métal dissout.

$F$  : le nombre de FARADY = 96500 C.

Le nombre d'anode à prévoir pour une conduite est donné par :

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



Où ;  $n$  : est le nombre d'anode

$s$  : est la surface de la conduite à protéger ( $m^2$ )

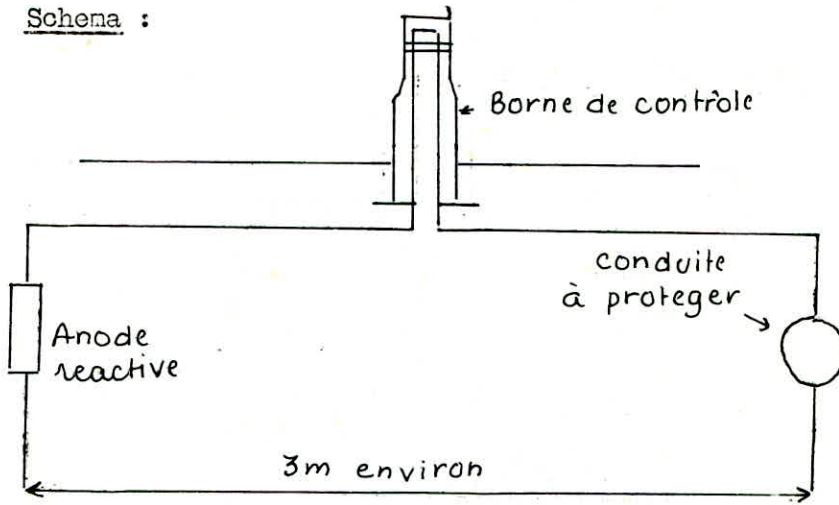
$i$  : densité du courant  $m.A/m^2$

$I$  : Courant estimé de l'anode ( $mA$ )

( $i$  et  $I$  dependent de la resistivité du sol).

Nous tenons à signaler que ce dispositif convient pour des conduites de faibles longueurs et de petits diamètres.

Schema :

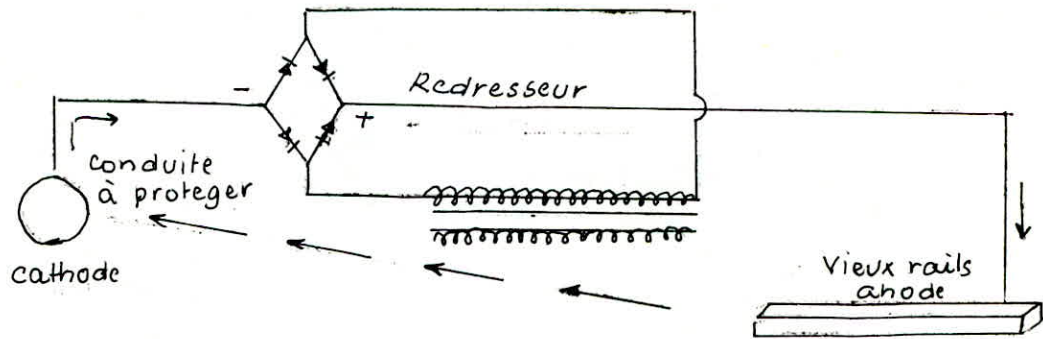


Borne de controle

c) Protection par soutirage de courant

Elle permet de protéger les réseaux de toute nature menacés par un courant continu (courants vagabonds).

Il suffit donc de relier la conduite à la borne négative d'une source de courant continu. La borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une centaine de mètres de la conduite.



### Protection par soutirage de courant

Le courant en quittant la prise de terre, gagnera le pôle négatif de la source en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique des vieux rails.

Les anodes sont généralement en graphite, en Ferro-silicium ou en titane platiné dont les consommations respectives par Ampère/An sont : 0, 2 Kg ; 0, 1 à 0, 15 Kg.

En outre, on lutte efficacement contre la corrosion en couvrant la conduite d'un revêtement protecteur isolant imprégné d'un produit bitumineux ou synthétique.

### 1 - 6 - CORROSION INTERNE.

Les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations, des dépôts résultant des vitesses faibles. Ces dépôts constituent des piles qui détruisent rapidement la canalisation.

La présence du Fer dans l'eau, même à faible dose est très dangereuse et entraîne la diminution rapide de l'épaisseur.

En conséquence, une eau présentant une résistivité faible (c'est à dire à 2 000  $\Omega\text{cm}$ ) et une teneur en Fer, est capable de détériorer un réseau.

Protection contre la corrosion interne.

En vue de remédier à cette corrosion, il faut tout d'abord exiger un revêtement intérieur de la conduite.

- Eviter les entrées d'air (ventouses points hauts).
- Eviter les faibles vitesses.
- Le maillage doit être confié à un personnel hautement qualifié.

1 - POSE DES CONDUITES.

1.1 - La pose en terre.

La pose en terre des conduites doit s'effectuer comme suit :

1- Creuser une tranchée de largeur suffisante (0,60m minimum).

Au droit des joints, on établit des niches pour faciliter la pose.

La profondeur de la tranchée varie suivant le diamètre de la conduite ; elle sera égale au diamètre plus 1 m à partir de la génératrice, comme épaisseur du lit de pose. Ce lit de pose est constitué généralement par du gravier bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

La descente en fouille des conduites se fait lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue après avoir été au préalable examinée, toute conduite ayant subi des dommages du point de vue protection doit être éliminée.

Après, il sera procédé à l'assemblage par soudure et au montage de tous les accessoires.

2- Une fois les travaux de pose effectués, on procède à un essai général du réseau, c'est à dire la mise en pression générale par le réservoir.

Pendant 48 Heures, les robinets vannes du branchement seront fermés et on constate les pertes par rapport à la capacité du réseau.

3- Puis la tranchée est remplayée soigneusement par couches arrosées et bien tassées tout autour de la conduite en acier et en vue d'éviter la corrosion, on constitue un remblai de gravier naturelle.

Au delà de 0,30m au dessus de la conduite, le remblaiement est achevé du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

#### 4- Desinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau à la consommation, il sera préférable de procéder à la desinfection des conduites, suivant les instructions du laboratoire.

On utilise généralement, soit du chlorure gazeux ou de l'hypochlorite (eau - javel).

- CHAPITRE I  
=====

- Introduction :  
=====

- L'assainissement des agglomérations est par définition une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique, le plus rapidement possible est sans stagnation, les eaux usées d'origine domestique et pluviale, provenant d'une agglomération humaine, de telle façon que ces eaux évacuées, ne puissent souiller l'environnement. Ainsi, c'est sur la base de ces recommandations, que notre étude d'assainissement de la ville de Saoula, se fera.

- Présentation du site :  
=====

- Le périmètre d'urbanisme renferme deux grands bassins, limités par une ligne de crête (voir plans d'ensemble) le premier bassin situé à l'Ouest de la ligne de crête renferme une partie des habitations de la zone haute, et tout le centre ville de Saoula, situé dans la zone basse. Le deuxième bassin situé à l'Est de la ligne de crête; contient l'autre partie de la zone haute. L'existence de 2 bassins, nécessite l'emplacement de 2 collecteurs.

- Principe de construction et disposition du réseau :  
=====

- Parmi les différents systèmes de réseaux, on a opté pour un réseau unitaire.

- Le réseau unitaire prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite, les eaux pluviales et domestiques. Les évacuations s'effectuant toujours par gravité,

- La topographie bien qu'irrégulière, nous a permis de choisir pour chacun des 2 collecteurs, un cheminement longeant les routes.

- Le 1er collecteur prend son départ du point 1 à l'altitude de 139,8 m, le point bas (13) est situé à l'altitude de (90m).

- Le 2ème collecteur : point (1') à l'altitude 100, le point bas à 89 m., l'emplacement des collecteurs a été basé sur les critères suivants :

1°)- Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisme.

2°)- Les contre-inclinaisons sont à éviter.

3°)- Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges, avec aussi peu de virages que possible. Les rues à circulation peu intensifiée et situées dans le fond des vallées ont été choisies pour l'emplacement de nos collecteurs ! principaux et secondaires.

Le périmètre d'urbanisme, est divisé en bassins d'apport partiels de canalisations selon la situation topographique. Ces bassins se rencontrent au point de partage des eaux, chacun de ces bassins est drainé, par un égout collecteur principal. Ceux ci suivent toujours le point le plus bas du bassin d'apport, et ils conduisent les eaux usées par la voie la plus courte jusqu'à l'exutoir (OUED-KERMA).

.../...

# CALCUL DE SURFACES

TRONCONS	DESIGNATION DU BASSIN	SURFACES (ha)			SURFACES RESTANTES	COLLECTEURS
		BASSINS	TOITS	ROUTES		
1 - 2	A	3.56	0.084	—	3,476	1
2 - 3	B	3.08	—	—	3,080	
3 - 4	C	2.44	—	—	2,440	
4 - 5	D	6.64	0.419	—	6,221	
5 - 6	E	1.92	0.450	—	1,470	
6 - 7	F	21.64	0.940	0.068	20,632	
7 - 8	G	1.44	0.250	0.030	1,160	
8 - 9	H	3.08	0.620	—	2,460	
9 - 10	I	4.76	2.058	0.653	2,049	
10 - 11	J	12.92	0.701	1.000	11,219	
11 - 12	K	7.56	1.660	1.365	4,535	
12 - 13	L	12.68	1.146	0.651	10,883	
13 - 14	M	7.48	0.500	0.771	6,209	
1' - 2'		10.28	0.380	0.147	9,753	2
2' - 3'		17.72	0.740	—	16,98	
3' - 4'		14.08	0.300	0.950	13,25	

C'est dans les égouts collecteurs principaux que se jettent les égouts secondaires, ces derniers collectent les eaux usées des branchements domestiques qui sont reliés aux maisons.

N.B. /:

Toutefois il n'a pas été aisé de choisir l'emplacement des collecteurs secondaire, ~~vue~~ l'irrégularité de la topographie. Nous avons fait appel, à l'emplacement de collecteurs étagés (ceux-ci servant uniquement pour véhiculer les débits des eaux usées domestiques).

- CHAPITRE II

1 - EAUX DE RUISSELLEMENT :

- Ce sont surtout les eaux de pluies.

L'eau de pluie des toits, des rues, des terrains, recouverts ou non est conduite vers l'égout collecteur.

Ce n'est pas la quantité totale de pluie qui s'écoule. Des quantités considérables s'évaporent ou s'infiltrent. Ce qui fait apparaître la notion de coefficient de ruissellement.

- 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.

- Notre périmètre d'urbanisme comprend, des toitures, des routes, des terrains cultivés, auxquels les coefficients suivants ont été affectés.

Toits  $C = 0,9$   
route goudronnée  $C = 0,4$  ( cours d'assainissement O.P.U.)  
terre cultivée  $C = 0,2$

- C'est donc la fraction de la précipitation qui arrive à s'écouler.

2 - FREQUENCE DES PRECIPITATIONS :

- Données pluviométriques de la ville de SAOULA fournies par la station météorologique de BOUZAREAH.

- Durée de la précipitation  $t = 15$  mn
- Période de retour = 2 ans
- Fréquence de dépassement =  $1/2 = 0,5$
- Intensité de la pluie  $c = 63$  mm/h.

- Les égouts collecteurs sont construits en fonction des conditions hydrologiques, c'est à dire sur les précipitations.

- Les canalisations d'évacuation ne pourront être construites pour évacuer les débits pluviaux maximums, car elle rendrait très coûteux les frais de construction du réseau.

- Notre réseau sera alors dimensionné, pour évacuer les débits de pluies se répétant trop souvent, ainsi on permet volontairement une surcharge des canalisations qui se produit à certains intervalles, les dommages qui en résultent sont moins graves à comparer avec les frais de dimensionnement.

.../....



3 - Calcul des débits d'eau de pluie :

- Le système pour évaluer les précipitations fortes équivalentes peut être résumé comme suit :

- 1 - Des pluviomètres automatiques, dessinent les hydrogrammes.
- 2 - Donnent les informations sur la hauteur de pluie N pour la durée T.
- 3 - Les valeurs N et T, donnent l'intensité de la pluie i

$$i = \frac{\text{hauteur}}{\text{Durée}} = \frac{N}{T} \text{ (mm/min)}$$

4 - A partir de l'intensité i on calcule la précipitation.

$$r = \frac{10.000 \text{ (l/ha/mm)}}{60 \text{ (s/min)}} i \text{ (mm/min)} = 166,7 i \text{ (l/s/ha)}$$

Calcul :

=====  
i = 63 mm/h      soit  $\frac{63}{60} = 1,05$  mm/min

$$r = \frac{10.000 \cdot 1,05}{60} = 175 \text{ l/s/ha.}$$

- CHAPITRE III

=====

1 - Dimensionnement des conduites :

=====

- Le diamètre des canalisations est calculé en fonction du débit des eaux de ruissellement.
- Le choix du diamètre  $\phi$  pour chaque tronçon est fonction de la pente (J) et du débit pluvial ( $Q_p$ ) devant être véhiculé par la canalisation.
- Ainsi en fonction de  $Q_p$  et de J (tirée des conditions topographique). On détermine alors le diamètre de l'égout, la vitesse à pleine section ( $V_{ps}$ ) et la vitesse réelle ( $V_r$ ).
- Si cette condition n'est pas satisfaite, on refait les calculs, en opérant à des changements de la pente, jouant ainsi sur la profondeur de la tranchée, cela en demeurant dans les limites des vitesses. ( $V_r \leq 4$  m/s).
- Ainsi en majorant lorsque le cas l'exige le diamètre de la canalisation pour tomber sur un diamètre d'une conduite commercialisable.

2 - Etapes de Calculs :

=====

- Détermination des débits pluviaux :

- Les débits véhiculés par chaque tronçon sont calculés suivant la superficie du bassin d'apport.

$$Q_p = C, i, A \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} C = \text{Coefficient de ruissellement} \\ i = \text{Intensité de la pluie} \\ A = \text{Superficie du bassin d'apport (ha)} \end{array}$$

- Declivité :

$$J = \text{Declivité } 0/00 = \frac{\text{Côte Amont} - \text{Côte Aval}}{\text{longueur du tronçon.}}$$

- Diamètre de la canalisation :

$$\phi = f(J, Q_p) \text{ ----- } \left( \begin{array}{l} \text{Abaque IX canalisation circulaire} \\ \text{MANNING - STRICKLER} \end{array} \right)$$

- Débit et vitesse à pleine section :

Les  $Q_{ps}$  et  $V_{ps}$  sont déterminés à l'aide de l'abaque des canalisations circulaires construit à l'aide de la formule de BAZIN (Abaque VII)

- Rapport des des débits :  $\frac{Q_p}{Q_{ps}}$

- Le rapport des débits pluviaux, aux débits à pleine section doit toujours être  $\leq 1$ , étant donné que les débits pluviaux sont inférieurs ou égaux aux débits à pleine section.

- A partir du rapport des débits ( $rQ$ ) et cela à l'aide de l'abaque X de BAZIN on détermine les hauteurs de remplissage ( $rH$ ) ainsi que le rapport des vitesses ( $rV$ ).

.../....

- hauteur de remplissage :

$$H = \phi \cdot rH$$

où  $H$  (mm)  
 $Q$  (mm)  
 $rH$  : rapport des hauteurs.

- Vitesse réelle :

$$Vr = Vps \cdot rV$$

$Vps$  = Vitesse à pleine section (m/s)  
 $rV$  = Rapport des vitesses  
 $Vr$  = (M/s)

- Vitesse d'autocurage :

- La vitesse d'autocurage, exprime la vitesse de l'eau pour le 1/10 du débit à pleine section. Les vitesses d'autocurage se déduisent donc en multipliant la vitesse  $Vps$  par 0,6

$$(1/10 Qps) = 0,6 \cdot V.p.s. \quad \text{où} \quad (m/s)$$

La vitesse fixée pour l'autocurage est de 0,60 m/s, elle est conditionnée par  $Vps$ .

-----

- CHAPITRE IV :

- 1 - Débits des eaux usées :

- Les débits des eaux usées domestiques sont évalués sur la base des consommations totales, recensées au jour de la plus forte consommation de l'année.

- Toutefois, tenant compte des pertes d'eau (réservoirs, canalisations), et au fait que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée, il sera admis que l'eau évacuée n'est que les 80/100 de l'eau consommée. Le débit moyen des eaux usées est donné par l'expression :

$$- Q_{EU} = 0,8 \cdot q_{sp} \cdot L \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} q_{sp} = \text{Consommation spécifique} \\ L = \text{Longueur du tronçon du bassin d'apport} \\ \text{considéré.} \end{array}$$

- Le débit de pointe est égal au débit moyen multiplié par le coefficient de pointe  $K_3$  qui est égal à 2,6 (voir précédente étude d'A.E.P.).

- C A L C U L S /:

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon

$$Q = q_{sp} \cdot L$$

- Débit total des eaux usées

$$Q.E.U. = Q_T \cdot 0,8 \quad Q_T = \text{Consommation totale}$$

- Débit de pointe

$$Q_p = Q_t \cdot 0,8 \cdot 2,6$$

- Consommation spécifique

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} q_{sp} = \text{Consommation spécifique} \\ Q_p = \text{Débit de pointe} \\ \sum L = \text{Longueur totale des tronçons.} \end{array}$$

- Débit des eaux usées dans chaque tronçon

$$Q_{1.2} = q_{sp} \cdot L_{1.2}.$$

$$Q_{2.3} = q_{sp} \cdot L_{2.3}.$$

"

"

"

"

"

"

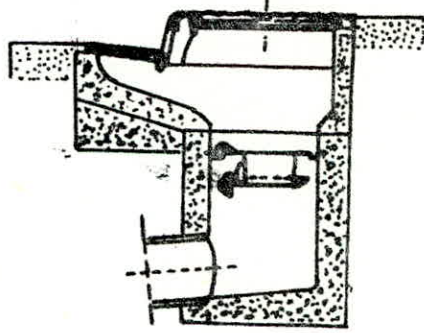
$$Q_{i-i+1} = q_{sp} \cdot L_{i-i+1}$$

1. CHOIX DU TYPE DE TUYAUX :

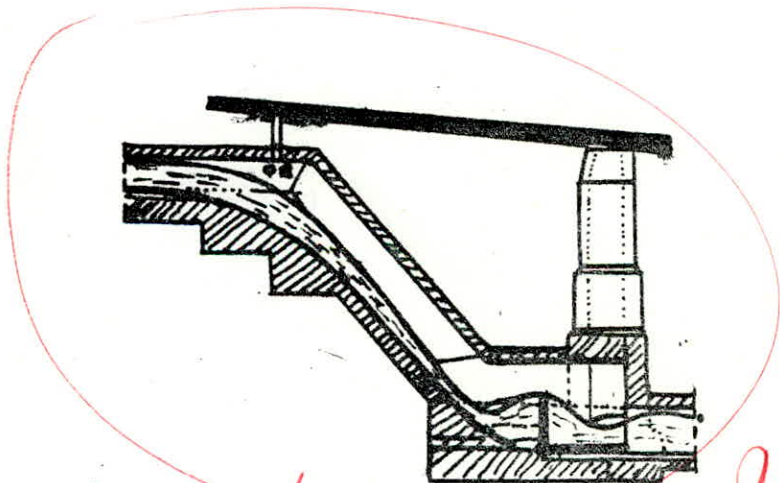
- Les matériaux avec lesquels sont fabriqués les tuyaux devant véhiculer les eaux usées doivent être de telle manière qu'ils peuvent résister aux attaques.
  - Statique
  - Mécanique
  - Chimique
- Attaques statiques : - les charges statiques comprenant la pression des terres et de l'eau, les charges dues à la circulation.
- Attaques mécaniques :- les agents de corrosion les plus dangereux sont l'acide sulfurique et sulfureux,  $H_2$ ,  $SO_4$  et  $H_2.SO_3$ . les eaux domestiques ne dégagent de l'hydrogène sulfuré que dans le cas de fermentations anaérobies consécutives à des stagnations. De par lui même ce gaz serait sans action sur le matériau (ciment) mais sous l'influence de diverses bactéries et en fonction de la température, l'hydrogène sulfuré est oxydé en acide sulfurique.
  - Ainsi se basant sur ces effets néfastes, pouvant engendrer la détérioration des tuyaux; nous avons préconisé des tuyaux en béton armé, cela bien entendu en évitant les stagnations pouvant donner naissance à l'hydrogène sulfuré, ainsi qu'une bonne ventilation, par l'installation de regards.

2. OUVRAGES :

- Les tronçons seront pourvus de regards tous les 50m, ils sont construits en vue de la surveillance, et du nettoyage du réseau de canalisation, ainsi que pour la ventilation.
- Les regards seront placés à tous les points de fonction de chargement de direction, aux points de chutes (points 6,7,11,12,) ou des regards ~~avec abais~~ sont prévus.
- ÉTANCHEITE :
  - L'étanchéité d'un tuyaux dépend de la compacité du matériaux constitutif, toutefois cette condition est supposée satisfaite, l'étanchéité dépend essentiellement des joints, une mauvaise étanchéité se manifeste par des fuites provenant surtout des joints. Les assemblages sont faits à l'aide de bagues d'étanchéité nous préconisons des joints en caoutchouc :
    - ces joints sont étanches aux eaux extérieures et intérieures, la mise à joint s'effectue par emboîtement de l'about mâle dans le collet ce qui entraîne la compression de l'anneau de caoutchouc.
- DEGRILLEURS :
  - Les dégrilleurs sont destinés à retenir les déchets les plus lourds l'emplacement de dégrilleurs trouve son interprétation dans le fait que les eaux drainées vers les collecteurs proviennent aussi des surfaces cultivées, donc ces eaux pouvant transporter, des branches, des feuilles etc.... seraient d'une nuisance importantes, les dégrilleurs sont placés dans ce sens.
- BOUCHES D'EGOUTS :
  - Servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir, garantissent une meilleure aération du réseau.



Schema de bouche d'égout  
inodore P.Ag sous plaque  
de recouvrement et grille



où il est dans le plan ?  
trappeur chute  
Regard avec chute.

- Pose des canalisations :

- Les conduites sont placées à une profondeur de 1,5 m sauf exception : le cas ou la pente doit satisfaire les conditions, ou doit varier la profondeur de la tranchée pour demeurer dans les limites des vitesses, cela sans dépasser la profondeur de 3m; au delà de cette profondeur, les parrois de la tranchée de s'effondrer (cas terre meuble) les conduites d'eaux usées devant toujours être placées à 10 ÷ 25 cm sous les conduites d'eau potable.

- Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement étant dirigé vers l'amont, le calage doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre tassées, l'usage de pierre étant proscrit.

- Le remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Ce remblai doit être effectué avec la terre des déblais expurgée de tous éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux; le sable peut se substituer à la terre. Ce remblai doit être soigneusement damé. La pose des conduites, en conclusion, devra s'effectuer avec le plus grand soin.

- Exploitation /:

- Le réseau d'égout en exploitation, nécessite des opérations d'entretien courant : curage journalier, nettoyages périodiques. Un nettoyage à des périodes très proches, devra être effectué sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'abstruer. Un nettoyage journalier, est recommandé, au niveau des regards de chutes. {6,7,11,12}

pas de conclusion ?

II) I B L I O G R A P H I E  
-----

- Hydraulique Urbaine -A- DUPONT (Tome II et III)
- Manuel d'Hydraulique Générale (A. LENCASTRE)
- Distribution des Eaux - (GOMELLA - GUEREE)
- Hydraulique Générale - (CARLIER)
- Eléments d'Hydraulique - (A - CAUVIN - M - GUERRE)
- Théorie de la Longueur - Fluidodynamique (G. LAPRAY)
- Cours d'Hydraulique - (B. NEKRASSOX)
- Hydraulique Urbaine - (A. BONNIN)
- Cours d'Assainissement "LA COLLECTE" - (GOMELLA - GUEREE)
- Cours d'Assainissement Urbain - (UNIVERSITAT STUTTGART - OPU)
- Catalogue des Pompes (K S B).

-----



PH 22/84

# CALCUL HYDRAULIQUE

## Dimensionnement des collecteurs 1 et 2

TRONÇONS	POINT D'APPORT	AIRES (ha)				AIRES CUMULEES (ha)				COEFFICIENT DE RUSSELEMENT C		SURFACES REDUITES (ha)			SURFACES REDUITES TOTALES (ha)		LONGUEURS DES TRONÇONS (m)		INTENSITE DE RUSSELEMENT L/s/ha	DEBITS DES EAUX PLUVIALES L/s	CÔTES				PENTES EN %	Ø(FUQPI) (mm)	PLEINE SECTION		Q <sub>10</sub> L/s	E	L	H (mm)	V (m/s)	S de Qps (E)	DEBITS DES EAUX USEES		OBSERVATIONS	COLLECTEUR
		TOITS	ROUTES	SURFACES RESTANTES	TOITS	ROUTES	SURFACES RESTANTES	TOITS	ROUTES	SURFACES RESTANTES	TOITS	ROUTES	SURFACES RESTANTES	TOITS	ROUTES	SURFACES RESTANTES	PARTIELLES	CUMULEES			PARTIELLES	CUMULEES																
1-2	1	0,084	—	3,176	0,084	—	3,476	0,084	—	0,076	—	0,695	0,771	0,771	51	0	175	135	1398	1380	1383	1365	35	400	245	1,82	0,55	0,53	1020	272	1,85	1,1	2,1	2,1				
2-3	2	—	—	3,080	—	—	6,556	—	—	—	—	1,311	1,311	1,311	336	587	—	229	1380	1236	1365	1221	43	400	265	2,16	0,86	0,73	1112	292	2,4	1,30	13,78	15,88				
3-4	3	—	—	2,440	—	—	8,996	—	—	—	—	1,799	1,799	1,799	24	411	—	315	1236	122,25	122,1	1207,5	56	500	560	2,9	0,56	0,54	1020	270	296	174	0,98	1686				
4-5	4	0,419	—	6,221	0,503	—	15,217	—	—	0,453	—	3,043	3,496	3,496	290	701	—	612	122,25	113	1207,5	111,5	32	600	715	2,6	0,85	0,72	1113	432	289	156	11,89	2875				
5-6	5	0,450	—	1,470	0,953	—	16,687	—	—	0,858	—	3,337	4,195	4,195	66	767	—	734	113	110	111,5	108,5	45	600	850	3,05	0,86	0,73	1112	438	339	1,83	2,71	31,46				
6-7	6	0,940	—	20,632	1,893	—	37,319	—	—	1,704	—	7,464	9,195	9,195	82	849	—	1609	110	106,5	108,05	105	37	800	1700	3,45	0,95	0,78	1128	624	389	207	3,36	34,82				
7-8	7	0,250	—	1,100	2,143	—	38,479	—	—	1,929	—	7,696	9,664	9,664	40	889	—	1691	106,5	104	104	102,5	37	800	1700	3,45	0,99	0,79	1130	632	390	207	1,64	36,46				
8-9	8	0,620	—	2,460	2,763	—	40,939	—	—	2,487	—	8,188	10,714	10,714	100	989	—	1875	104	101	102,5	99,5	30	900	2010	3,57	0,93	0,76	1120	684	377	202	4,1	40,56				
9-10	9	2,058	—	4,821	4,821	—	42,998	—	—	4,339	—	8,600	13,239	13,239	110	1099	—	2317	101	99,8	99,5	98,3	11	1100	2350	2,4	0,98	0,78	1130	858	267	144	4,51	45,07				
10-11	10	0,701	—	3,522	1,751	—	54,207	—	—	4,970	—	10,841	16,511	16,511	143	1242	—	2889	99,8	99,0	98,3	96,6	12	1200	3000	2,74	0,96	0,78	1130	936	310	164	5,86	50,39				
11-12	11	1,660	—	7,182	3,116	—	58,742	—	—	6,464	—	11,748	19,458	19,458	40	1282	—	3405	99,0	96,5	96,2	95,3	22	1200	4000	3,6	0,85	0,73	1112	876	406	216	1,64	52,57				
12-13	12	1,146	—	8,326	3,767	—	69,625	—	—	7,495	—	13,925	22,927	22,927	162	1444	—	4012	96,5	91,5	93,6	90,5	19	1300	4665	3,6	0,86	0,73	1112	949	410	216	6,64	59,21				
13-14	13	0,500	—	6,209	4,538	—	75,834	—	—	7,945	—	15,167	24,927	24,927	998	2442	—	4362	91,5	75	90	73,5	16	1400	5025	3,45	0,86	0,73	1112	1022	3,84	2,07	40,92	100,13				
1-2	2'	0,380	0,147	9,753	0,380	0,147	9,753	—	—	0,342	0,059	1,951	2,352	438	438	175	412	100	96	98,85	94,85	9	700	560	1,51	0,73	0,63	108	441	363	0,91	2,05	2,05					
2-3	3'	0,740	—	16,980	1,120	0,147	26,733	—	—	1,008	0,059	5,347	6,414	308	746	—	1122	96	91,6	94,85	90,45	14	900	1225	2,33	0,91	0,75	112	675	261	14	1,44	3,49					
3-4	4'	0,300	0,53	13,250	1,420	0,677	39,983	—	—	1,278	0,271	7,996	9,545	282	1028	—	1670	91,6	89	90,45	87,85	9	1100	1900	2,12	0,88	0,73	111	803	235	1,27	1,32	4,81					

1

2

