

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *Hydraulique*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE SOUR-EL-GHOZLANE*

Proposé par :
SETHYAL

Etudié par :
REGUIEG.M
LAHRECH.Z

Dirigé par :
K. BOUGUERRA



PROMOTION : *J*

37/84

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ENPA

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

T H E M E

**Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de Sour - El - Ghozlane**

PROPOSE PAR : **SETHYAL**

ETUDIE PAR { **Z. LAHRECH**
..... **M. REGUIEG**

DIRIGE PAR : **K. BOUGUERRA**

PROMOTION JANVIER 1984

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ENPA

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

T H E M E

**Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de Sour - El - Ghozlane**

PROPOSE PAR : **SETHYAL**

ETUDIE PAR { **Z. LAHRECH**
..... **M. REGUIEG**

DIRIGE PAR : **K. BOUGUERRA**

Nous tenons à remercier vivement pour l'aide et la compréhension tous ceux qui soit par leurs orientations, soit par leurs conseils, soit par leurs directives : en un mot tous ceux qui n'ont ménagé aucun effort pour nous permettre l'élaboration de cette étude dans de bonnes conditions.

A Messieurs :

- K. BOUGUERRA Notre Promoteur et A. KETTAB Chef du Département d'Hydraulique nous exprimons notre profonde gratitude.

- A Monsieur CLAPRAY
- A tous les Professeurs et Assistants
- A Monsieur EHN Ingénieur à la SETHVAL
- A Monsieur KACIMI Service Documentation.

Nos remerciements les plus sincères pour leur efficace contribution

LAHRECH .Z - REGUIEG . M

1983 - 1984

موضوع الدراسة

هذه الدراسة تشمل المياه الصالحة
للشرب لمدينة صور الغزلان، وتصلح
شبكة الصرف بالقصر القديم .

THEME

Cette étude comprend l'alimentation en eau potable de la ville de Sour El-Ghozlane et la rénovation du réseau d'égouts de son vieux 'ksar'.

THEME

This study comprises the supply of drinking water to the city of Sour El-Ghozlane (Algeria) and the renewal of the drain network of its old "ksar".

CHAPITRE I

1. Introduction
2. Situation géographique

CHAPITRE II

1. Démographie
2. Evaluation de la population
3. Base de calcul
4. Evolution des besoins en eau potable
5. Besoins en eau prévus pour le M.T
6. Besoins en eau prévus pour le L.T
7. Tableau récapitulatif
8. Inventaire des ressources disponibles
9. Tableau récapitulatif des débits de consommation et de déficits.

CHAPITRE III

ADDUCTION GRAVITAIRE

1. Choix du tracé
2. Type d'adduction
3. Etude de l'adduction gravitaire

CHAPITRE IV

ADDUCTION PAR REFOULEMENT

- A. Station de pompage
- B. Station de reprise
 1. Détermination du diamètre économique
 2. Choix des groupes électro-pompes
 3. Caractéristiques et point de fonctionnement
 4. Automatisation

CHAPITRE V

RESERVOIRS

1. Position du problème
2. Emplacement des réservoirs
3. Capacité des réservoirs
4. Dimensionnement des réservoirs
5. Equipement des réservoirs

CHAPITRE VI

RESERVOIRS DE REPRISE

1. Calcul de la capacité des réservoirs
2. Dimensionnement des réservoirs

CHAPITRE VII

STATION DE TRAITEMENT

1. Introduction
2. Rôle du traitement physico-chimique
3. Traitement physico-chimique
 - 3.1. Sedimentation
 - 3.2. Coagulation - Flocculation
 - 3.3. Décantation
 - 3.4. Filtration
 - 3.5. Stérilisation
 - 3.6. Réservoirs
4. Bâtiments d'exploitation
5. Bâtiments de traitement

CHAPITRE VIII

DISTRIBUTION

1. Etude des problèmes posés par la variation des débits
2. Dimensionnement du réseau de distribution
 - 2.1 Méthode de calcul
 - 2.2 Coefficient du débit de pointe
 - 2.3 répartition des mailles
 - 2.4 Débits soutires (voir tableaux)
3. Réseau maillé : méthode Hardy Cross
 - 1°. Loi des nœuds
 - 2°. Loi des mailles
 - 3°. Calcul du coefficient de frottement
4. Calcul du débit correctif
5. Programme utilisé pour le calcul du réseau maillé
6. Tableaux du calcul du réseau maillé
7. Calcul des pressions au sol
 - 7.1. Dimensionnement des conduites d'amenées
 - 7.2. Tableaux de calcul
8. Equipements du réseau de distribution

CHAPITRE IX

Protection des conduites contre le coup de belier

1. Définition
2. Interprétation physique
3. Expression de la célérité
4. Moyens de protection

CHAPITRE X

Protection des conduites contre la corrosion

1. Corrosion
 2. Protection cathodique
- Conclusion

CHAPITRE I

1. Introduction

L'objet de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable de la ville de Sour EL Ghoglane

Le présent rapport constitue l'explication et la justification de la configuration du réseau d'adduction et de distribution futur de la ville. Cet avant-projet a été déterminé à partir de plans d'orientation d'urbanisme

2. Situation géographique

La ville de Sour El ghoglane (ex Aumale) se trouve sur les hauts plateaux, sa population est sédentaire, c'est une région essentiellement agricole, sa situation géographique fait de Sour El Ghoglane une charnière entre le Sud et le Nord.

- Au Sud de Sidi Aïssa et Bou Saâda
- A l'est la région de Bouira
- A l'ouest la plaine des Beni Slimane
- Au nord Tablat, l'Arbaâ vers Alger

Le climat de Sour El Ghoglane est froid en hiver et tempéré en été.

Chapitre II

1. Demographie

D'après les renseignements recueillis à la Sethyal, la DHW de Bouira et d'après le P.U.D, la population de Sour EL Ghoglane s'éleve à 15000 habitants en 1980.

2. Evaluation de la population

L'evolution de la population est très importante en Algerie c'est la raison pour la quelle nous prenons un taux d'accroissement de 4%

3. Base de calcul

L'evolution de la population est calculée selon la Formule des interets composés

$$P = P_0 (1 + X)^t$$

où

P : population future, dans notre cas horizon 2005

P₀ : population actuelle P₀ = 16873 (en 1983)

X : Taux d'accroissement X = 4%

t : nombre d'années separant les deux horizons

le calcul sera donc :

$$P = 16873 (1 + 0.04)^{22} = 39988 \text{ hab}$$

$$\underline{P = 39988 \text{ hab}}$$

Le calcul de la population de l'année 1983 à 2005 est porté sur le tableau suivant :

Annee	1983	1985	1990	1995	2000	2005
Population	16873	18250	22203	27014	32867	39988
Augmentation		1377	3953	4811	5853	7121

4. Evolution des besoins en eau potable.

On envisage les besoins en eau potable pour deux horizons

- L'horizon 1990 considéré comme moyen terme
- L'horizon 2005 considéré comme long terme

5. Besoins en eau prévus pour le moyen terme

On estime une consommation moyenne journalière de 150 l/j/hab

a. Besoins domestiques.

Population	Consommation moy-jour	Consommation moy-jour
hab	l/j/hab	m ³ /j
22203	150	3330.45
		$\Sigma = 3330.45$

b. Besoins scolaires

Etablissements	Nbre d'eleves	Dotation moy/J l/ele	Consommation moy- journaliere m ³ /J
EFE	7987	70	559.1
EFI	10770	70	753.9
EFS	2788	70	195.16
Lycée	631	70	44.17
C.F.P	2519	70	201.52
			$\Sigma = 1753.85 \text{ m}^3/\text{J}$

c. Besoins sanitaires

Nature de l'etablissement	Nbre de lits	Dotation moy	Consommation m ³ /J
1 Hopital	600	700	420
1 CF Paramedical		10000	10
Polyclinique		14000	14
Centre de santé		14000	14
Pharmacie		1000	1
			$\Sigma = 459 \text{ m}^3/\text{J}$

d. Besoins municipaux

Vu qu'on ne dispose pas du recensement concernant les equipements municipaux on prend une dotation globale de $5 \text{ m}^3/\text{an}/\text{hab}$

$$Q = \frac{5 \times 22.203}{365} = \underline{304.15 \text{ m}^3/\text{J}}$$

- Consommation totale

Type de besoins	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Municipaux	Σ
Consommation moyenne-journaliere	3330.45	1753.85	459	304.15	5847.45

d. Besoins municipaux

Les appareils publics, bouche de lavage services communaux, industrie locale etc...)
Pour cela on prévoit une dotation de 10 m³/an/hab ce qui nous donne

$$Q = \frac{10 \cdot 39988}{365} = 1095.56 \text{ m}^3/\text{J}$$

- Consommation totale

Type de besoins	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Municipaux	Σ
Consommation moy-jour	7997.6	4741.7	768	1095.56	14.602.86

- Quelque soit l'état d'un reseau il ya des fuites et des pertes au niveau des joints à cause des cassures dans les conduites des robinets qui ferment mal etc...

Ainsi donc, nous devons prendre en consideration ces pertes et fuites probables que nous évaluons à 15% de la consommation moyenne journalière
Le débit trouvé est mentionné sur le tableau ci-dessous

Horizons	Consommation moy-jour m ³ /J	Majoration de 15% (m ³ /J)	Consommation Journ totale m ³ /J
1990	5847.45	877.12	6724.57
2005	14602.86	2190.43	16793.29

6. Besoins en eau pour le long terme 2005

Nous avons prévu une dotation moyenne pour le long terme (2005) une dotation de 200 l/j hab pour une population de 39988 habitants.

a. Besoins domestiques

Population	Consommation moy-jour	Consommation moy-jour
hab	l/j/hab	m ³ /j
39988	200	7997.6
		$\Sigma = 7997.6$

b. Besoins scolaires

Etablissements	Nbre d'élèves	Dotation moy-jour l/j/él	Consommation moy-jour m ³ /j
EFE	18929	80	1514.32
EFI	25524	80	2041.92
EFS	6607	80	528.56
Lycee	1495	80	119.60
CFP	5970	90	537.30
			$\Sigma = 4741.7 \text{ m}^3/\text{j}$

c. Besoins sanitaires

Nature de l'établissement	Nbre de lits	Dotation	Consommation m ³ /j
2 Hôpitaux	1000	700	700
2 centres de santé		28000	28
2 Polycliniques		28000	28
2 Pharmacies		2000	2
1 CF paraméd		10000	10
			$\Sigma = 768 \text{ m}^3/\text{j}$

7. Tableau récapitulatif

Horizons	1990	2005
Consommation totale m^3/j	6724.57	16793.29
Consommation totale m^3/h	280.19	699.72
Consommation totale l/s	77.83	194.36

$$Q_p = Q_m \cdot K_p$$

K_p = coefficient de pointe.

Q_p = débit de pointe

Q_m = débit moyen.

$$Q_p = 194.36 \cdot 2.5 = 486 \text{ l/s.}$$

8. Inventaire des ressources disponibles

Actuellement la ville de Sour EL-Ghoglane est alimentée par 2 forages, 2 puits et les sources de Dirah et Hadjirah, vu le grand déficit que nous allons mentionner, un barrage collinaire est prévu pour le futur, car le débit des ressources actuelles est déjà trop insuffisant pour le futur par conséquent la meilleure solution est la réalisation de ce barrage.

* Déficit moyen terme

Besoin total 6724.57 m^3/j

Ressources disponibles 1900 m^3/j

De déficit de: 5824.57 m^3/j

* Deficit Long terme

Besoin total : 16.793.29 m³/J
 Ressources disponibles : 1900 m³/J
 Deficit de : 4893.29 m³/J

9. Tableau recapitulatif des debits de consommation et deficits

Horizons	Debits consom m ³ /J	Ressources disponibles	DeFicit m ³ /J	DeFicit m ³ /h	DeFicit l/s
1990	6724.57	1900	5824.57	242.69	67.41
2005	16793.29	1900	14893.29	620.55	172.37

CHAPITRE III

Adduction gravitaire

1. Choix du tracé

Le choix du tracé a été élaboré à base des conditions suivantes :

- Le tracé le plus direct entre la retenue d'eau, et le réservoir d'accumulation se trouvant dans la chambre de manœuvre.
- Un profil aussi régulier que possible.
- Abstinance des contrepentes capables d'engendrer des cantonnements d'air, et des cavitations, en cas d'arrêt inopiné.
- Pour l'économie du projet, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long, le tracé en plan le plus court.
- L'idéal est d'obtenir une rampe régulière; de la station de pompage vers le réservoir.

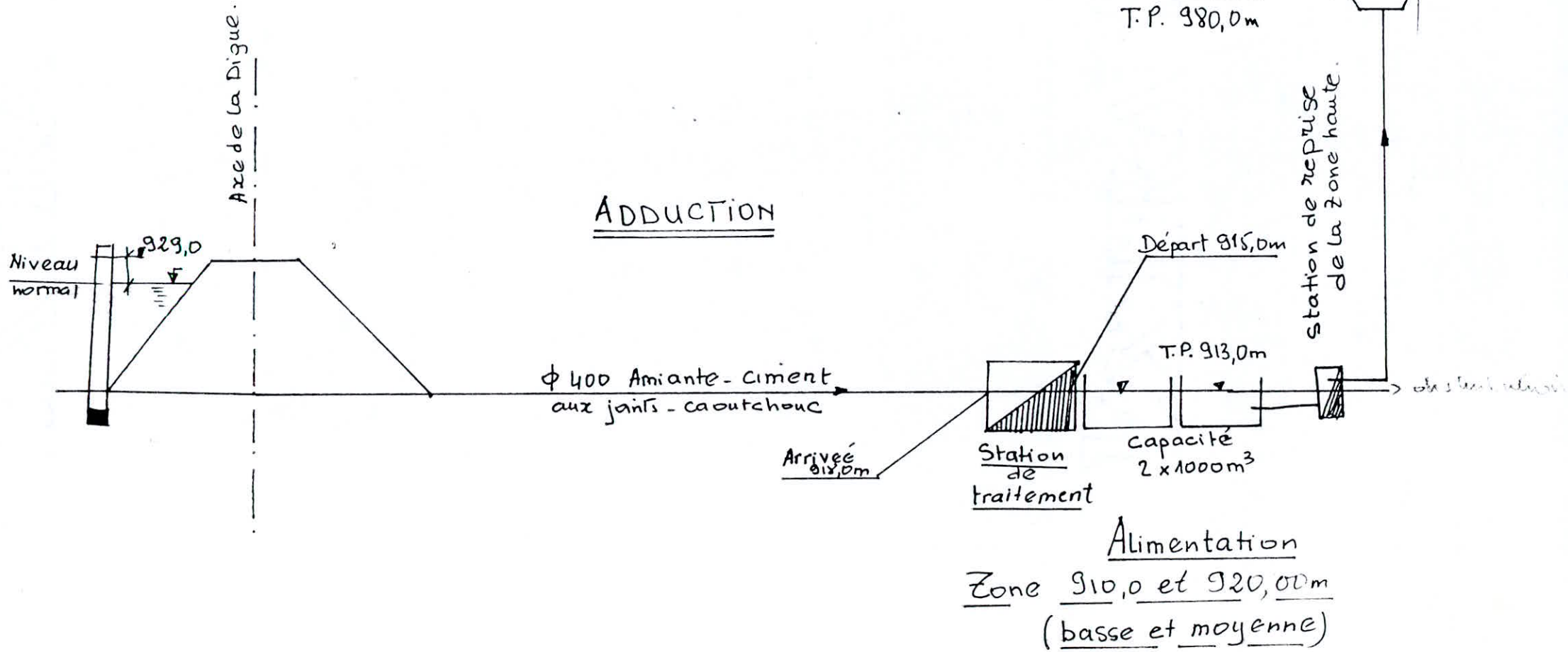
2. Type d'adduction

La distance séparant les sources d'eau prévues du barrage de Hadjira, ainsi que celles existantes, de la ville de Sour. El-Ghoglane, n'est pas très importante; mais il existe trois différentes zones, en raison de ces dernières nous avons conçu:

- Une adduction gravitaire: de la retenue d'eau, vers la station de pompage.
- Une adduction par refoulement: de la station de pompage, vers le réservoir d'équilibre ($2 \times 500 \text{ m}^3$).

Schéma de fonctionnement.

Barrage HADSIIRA Sur l'oued HADSIIRA



3. Adduction gravitaire.

A. Détermination du diamètre de la conduite

Le débit à véhiculer dans cette conduite doit alimenter la zone basse et la zone moyenne c'est à dire la 910 et la 920

$$Q = 100 \text{ l/s} \quad \text{ou} \quad Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Quatre paramètres interviennent pour le calcul de cette conduite.

- Le débit $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$
- La vitesse d'écoulement ' V ' comprise dans les limites $(0.6 \div 1.5) \text{ m/s}$
- Le Diamètre ' D ' de la conduite
- Le gradient de la perte de charge ' J ' qui dépend lui même de la rugosité absolue de la conduite et de la viscosité cinématique de l'eau.

Pour le choix du diamètre de la conduite on se fixe une vitesse d'écoulement quelconque $V = 1.0 \text{ m/s}$.

de la Formule

$$Q = V \cdot \Omega$$

on tire D

$$Q = V \cdot \Omega = V \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.1}{3.14 \cdot 1}} = 0.357 \text{ m}$$

Fixons nous un diamètre de la conduite $D = 400 \text{ m.m} \Rightarrow$ pour ce diamètre la vitesse sera

$$Q = V \cdot \Omega \Rightarrow V = \frac{Q}{\Omega} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.1}{\pi \cdot (0.4)^2} = 0.796 \text{ m/s}$$

$$V = 0.796 \text{ m/s}$$

B. Determination des pertes de charge dans la conduite

Nous déterminons le gradient de la perte de charge par la formule de Darcy-Weisbach

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

- J: gradient de la perte de charge
- V: vitesse d'écoulement dans la conduite
- D: diamètre de la conduite
- g: accélération de la pesanteur
- f: Coefficient de frottement calculé par la formule de Colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{ Log} \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$$

La résolution de cette équation est faite par approximations successives, dont la première est le "f" de Nikuradze

$$f = [1.14 - 0.86 \text{ Ln} (\frac{\epsilon}{D})]^{-2}$$

- ε: rugosité absolue de la conduite
- Re: nombre de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

ν: viscosité cinématique de l'eau = $1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
à la température $t = 10^\circ \text{ C}$.

ε: $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ compte tenu

1. Calcul par la méthode classique

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0.796 \cdot 0.4}{1.31 \cdot 10^{-6}} = 0.24305 \cdot 10^6 = 2.4305 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.1}{400} = 2.5 \cdot 10^{-4} = 0.00025$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

La résolution de cette équation nous donne

$$f = 0.025282507$$

Le gradient de la perte de charge est:

$$J = \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D} = \frac{0.025282507 \cdot (0.796)^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 0.4} = 0.0020412081$$

La perte de charge ΔH sera:

$$\Delta H = J \cdot L_e$$

L_e : longueur équivalente de la conduite

$$L_e = L_g + \delta$$

L_g : longueur géométrique de la conduite $l_g = 574m$

δ : étant la somme des pertes de charge singulières estimées à 15% des pertes de charge linéaires

$$\Rightarrow L_e = 1.15 L_g = 574 \cdot 1.15 = 660m$$

$$\Delta H = J \cdot L_e = \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D} L_e = 0.0020412081 \cdot 660 = 1.3472m$$

2. Calcul par la methode Fluido-dynamique
- G. LAPRAY

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0.1}{400} = 0.00025$$

$$Re = 2.4305 \cdot 10^5$$

D'après le diagramme universel de Moody le régime d'écoulement est en transition

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0.4}{1.539} = 0.25991$$

Nous savons que pour un profil circulaire plein nous avons $D_0 = 1.539$

Calcul de $Q/\sqrt{J_r}$ en fonction de ε et λ

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 1 \cdot 10^{-4} \\ \lambda = 0.25991 \end{array} \right\} \text{on tire de l'abaque } 8a \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2.898$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2.898 \Rightarrow J_r = \left(\frac{Q}{2.85} \right)^2 = \left(\frac{0.100}{2.85} \right)^2 = 0.001231148$$

Puisque le régime est en transition $\Rightarrow J \neq J_r$
 $J = J_r \cdot \lambda_J^{5.3}$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 2.4305 \cdot 10^5 \\ \frac{\varepsilon}{D} = 0.00025 \end{array} \right\} \text{On tire de l'abaque } 17c \lambda_J^{5.3} = 1.66$$

$$\Rightarrow J = J_r \cdot \lambda_J^{5.3} = 0.0020437058$$

La perte de charge sera:

$$\Delta H = J \cdot L_e = 0.0020437058 \cdot 660 = 1.3488 \text{ m}$$

Cette valeur est pratiquement la même que celle calculée précédemment par la méthode classique donc nous pouvons conclure que la méthode de M. LAPRAY nous a vérifié le résultat.

ADDITION PAR REFouLEMENT

1°) détermination du diamètre économique

a. détermination du diamètre de la conduite :

Le débit à véhiculer dans cette conduite est de 17 L/s.

Ce dernier doit alimenter la zone haute.

$$Q = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Quatre paramètres interviennent pour le calcul de cette conduite.

- Le débit $Q = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$
- La vitesse d'écoulement "V" est comprise entre les limites (0.6 ÷ 1.5) m/s.
- Le diamètre D de la conduite
- Le gradient de la perte de charge "J" qui dépend lui-même de la rugosité absolue et de la viscosité cinématique.

On se fixe une vitesse d'écoulement quelconque

$$V = 1.0 \text{ m/s}$$

de la formule $Q = V \cdot \Omega$ on tire D \Rightarrow

$$Q = V \cdot \Omega = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.017}{3.14 \cdot 1}}$$

$$\Rightarrow D = \underline{0.147 \text{ m}}$$

fixons nous un diamètre de la conduite $D = 200 \text{ mm}$

\Rightarrow pour ce diamètre la vitesse sera :

$$V = \frac{Q}{\Omega} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.017}{3.14 \cdot 0.2^2} = 0.541 \text{ m/s.}$$

b. Détermination des pertes de charges dans La conduite

Nous déterminons Le gradient de La perte de charge par La formule de DARCY - weissbach.

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

J = gradient de La perte de charge

V = Vitesse d'écoulement dans La conduite

D = diamètre de La conduite

g = Accélération de La pesanteur.

f = coefficient de frottement calculé par La formule de colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

La résolution de cette équation est faite par approximations successives ; dont La première est Le "f" de NIKURADZÉ.

$$f = [1.14 - 0.86 \ln \epsilon/D]^{-2} \quad \text{où}$$

ε = rugosité absolue de La conduite

Re = nombre de reynolds.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{où}$$

ν = est La viscosité cinématique de L'eau

$$\epsilon = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

1. Calcul par La méthode classique

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0.541 \cdot 0.2}{1.31 \cdot 10^{-6}} = 8.2594 \cdot 10^4$$

$$\epsilon/D = \frac{0.1}{200} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

La resolution de cette équation nous donne $F = 0.0208592$

Le gradient de La perte de charge est :

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D} = \frac{0.0208592 \cdot 0.541^2}{2 \cdot 9.8 \cdot 0.2} = 1.5558 \cdot 10^{-3}$$

La perte de charge ΔH sera : $\Delta H = J \cdot L_e$

$L_e = 1.15 L_g$; L_e = Longueur equivalente de La conduite
 L_g = Longueur geometrique de La conduite

$$L_g = 830m$$

$$L_e = 1.15 \cdot 830 = 954.5m$$

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

$$\Delta H = 0.0015558 \cdot 954.5 = 1.4850m$$

$$\underline{\Delta H = 1.4850m}$$

2. Calcul par La méthode fluide-dynamique - G. LAPRAY -

$$\epsilon/D = 0.0005$$

$$Re = 8.2595 \cdot 10^4$$

d'après Le diagramme universel de MOODY Le régime d'écoulement est en transition.

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = 0.1299545$$

- calcul de $Q/\sqrt{J_r}$ en fonction de λ et ϵ .

$$\left. \begin{matrix} \epsilon = 1 \cdot 10^{-4} \\ \lambda = 0.12995 \end{matrix} \right\} \text{ on tire de L'abaque 8a. } Q/\sqrt{J_r} = 0.48$$

$$Q/\sqrt{J_r} = 0.48 \Rightarrow J_r = \left(\frac{Q}{0.48}\right)^2 = \left(\frac{0.017}{0.48}\right)^2 = 0.0012543$$

Puisque Le régime est en transition $\Rightarrow J \neq J_r$.

$$J = J_r \cdot \lambda_J^{5.3}$$

$$\left. \begin{matrix} Re = 8.2595 \cdot 10^4 \\ \epsilon/D = 0.0005 \end{matrix} \right\} \text{ on tire de L'abaque 17c } \lambda_J^{5.3} = 1.26 \Rightarrow$$

$$J = J_r \cdot \lambda_J^{5.3} = 1.5804 \cdot 10^{-3} = 0.0015804$$

La perte de charge sera :

$$\Delta H = J \cdot L_e = 0.0015804 \cdot 954.5 = 1.508 \text{ m.}$$

Cette valeur est pratiquement la même que celle calculée précédemment par la méthode classique.

Détermination du diamètre économique

Le diamètre économique est déterminé par la première approximation donnée par la formule de Bonnin : $D = \sqrt{Q}$

D : Le diamètre de la conduite en m

Q : Le débit de transit en m³/s.

Néanmoins un calcul technico-économique sera démontré pour la résolution de ce diamètre. En tenant compte des frais d'ammortissement et d'exploitation.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.017} = 0.130 \text{ m}$$

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

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

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

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{ Log} \left(\frac{\epsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Nous faisons l'étude des diamètres immédiatement supérieur et inférieur à celui du diamètre 200 mm.

φ mm	V m/s	Re	ε/D	f	J
150	0.962	11.02089 10 ⁴	0.000666	0.0207467	0.0065239
200	0.541	8.2595 10 ⁴	0.0005	0.0208592	0.0015558
250	0.346	6.60305 10 ⁴	0.0004	0.0212099	0.00051766

frais d'ammortissement

Le prix de revient de la conduite sera amorti sur une période de 30 ans. Le taux d'intérêt est de 8% correspondant à une somme de 1 DA.

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

$$i = 0.08$$

$$n = 30 \text{ ans} \Rightarrow \underline{A = 0.09}$$

hauteur géométrique de refoulement

Le niveau du trop plein dans le réservoir est de : 972.5 m

On préconise une arrivée d'eau par surverse de 50 cm au dessus du niveau du trop-plein. donc la cote d'arrivée d'eau dans le réservoir sera :

$$972.5 + 0.5 = 973 \text{ m}$$

La cote du radier du réservoir est de : 909 m. d'où

La hauteur géométrique Hg sera :

$$H_g = 973 - 909 = 64 \text{ m}$$

$$\underline{H_g = 64 \text{ m}}$$

FRAIS D'EXPLOITATION

$$H_g = 64 \text{ m}$$

$$L_g = 830 \text{ m}$$

$$C = 0.19 \text{ DA / KWh}$$

ϕ (mm)	$L_e = 1.15 L_g$	J	$\Delta H = J \cdot L_e$	$H_{mt} = H_g + \Delta H$	$P = \frac{9.81 Q}{0.7} H_{mt}$	Energie annuelle $E = P \cdot 8760 \text{ Kwh}$	Prix de l'energie $E \times C \text{ (DA)}$
150	954.5	0.0065239	6.227	70.227	16.731	146563.56	27847.076
200	954.5	0.0015558	1.485	65.485	15.601	136664.76	25966.304
250	954.5	0.00051766	0.494	64.494	15.365	134597.4	25573.506

FRAIS D'AMMORTISSEMENTS

ϕ (mm)	prix unitaire en (DA)	Lg(m)	Prix de la conduite	Annuité	Montant d'amortissement
150	33.975	830	28199.25	0.09	2537.9325
200	53.28	830	44222.4	0.09	3980.016
250	78.75	830	65362.5	0.09	5882.625

BILAN

ϕ (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Montant d'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
150	27847.076	2537.9325	30385.008
200	25966.304	3980.016	29946.32
250	25573.506	5882.625	31456.131

Le resultat du bilan de cette etude nous montre que le diametre economique est le $\phi 200$

2°) choix des groupes électro-pompe

Le choix des pompes s'effectue en fonction du débit et de La hauteur d'elevation : Hmt.

$$H_{mt} = H_g + \Delta H = 66 \text{ m}$$

$$Q = 0.017 \text{ m}^3/\text{s} = 61.2 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Pour augmenter Le débit, nous avons réduit Le temps de pompage de $16^h/24^h$. Ainsi notre débit sera :

$$\frac{61.2 \cdot 24}{16} = 91.8 \text{ m}^3/\text{h} \approx 92 \text{ m}^3/\text{h}.$$

notre choix définitif des pompes s'effectue avec Les caractéristiques suivantes :

$$Q = 92 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 66 \text{ m}$$

d'après Le catalogue Teumot - Scheinder. on prévoit 2 pompes monocellulaire identiques dont une travaille normalement et La deuxième sera de secours.

Type de La Pompe	puissance (KW)	rendement	vitesse de rotation (tr/min)	Longueur de refoulement (m)
MEN 65-250	30	0.70	2900	830

Vérification à La cavitation de La pompe

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

N.P.S.H : Net positive Suction Head (charge nette d'aspiration)

N.P.S.H_d : charge nette d'aspiration disponible

N.P.S.H_r : charge nette d'aspiration requise, donnée par Le constructeur.

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

H_a = hauteur d'aspiration = 1.0 m

J_a = Perle de charge à l'aspiration = 1.5 m

$$\Rightarrow \text{N.P.S. } H_d = 7.5 \text{ m}$$

$$\text{N.P.S. } H_r = 3.5 \text{ m}$$

$\Rightarrow \text{N.P.S. } H_d > \text{N.P.S. } H_r$. La condition à la non cavitation est vérifiée.

3°) Caractéristiques des pompes et point de fonctionnement

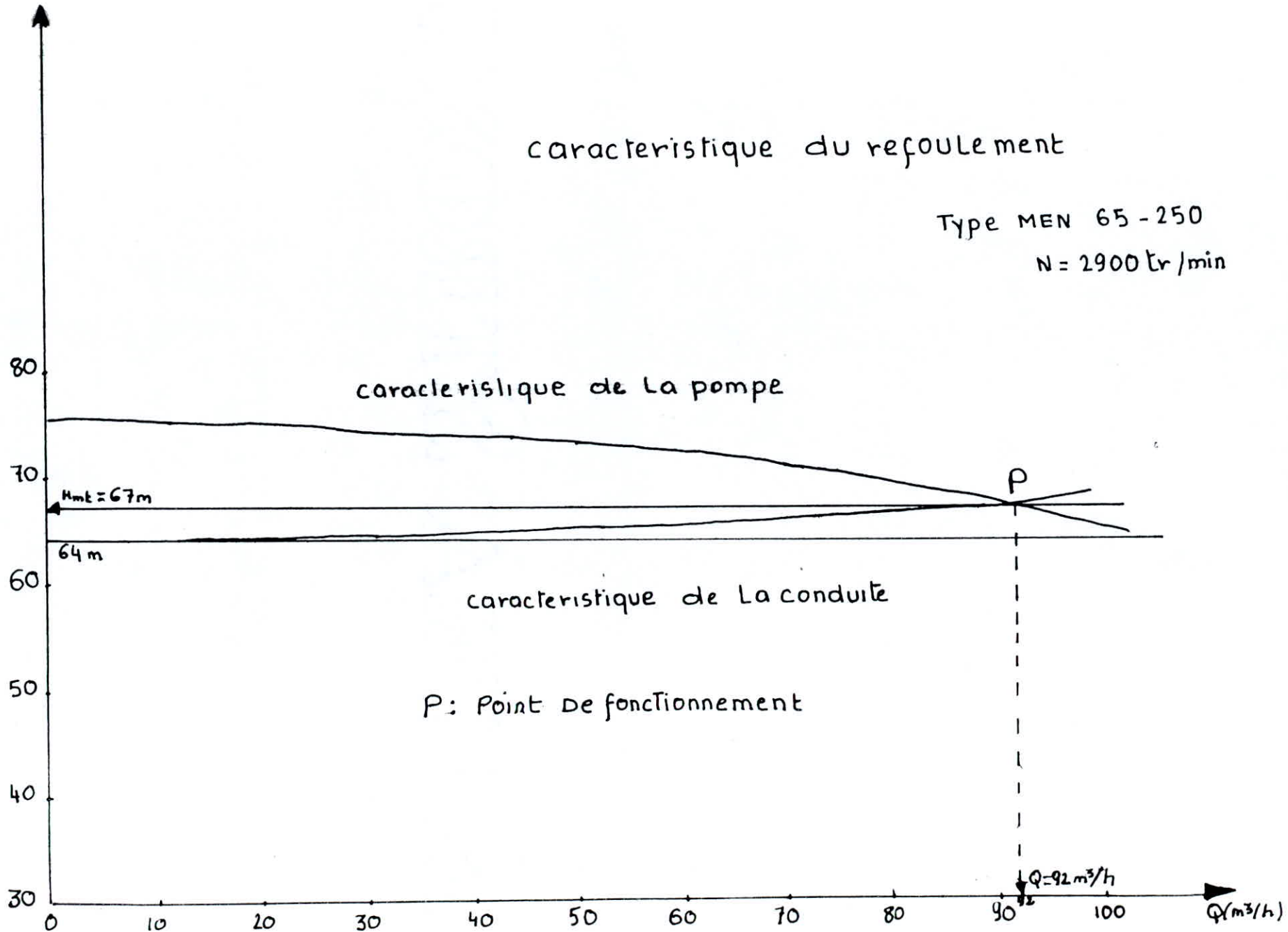
— caractéristique de la pompe $H = f(Q)$

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H \text{ m}$	75.5	75.5	74.6	74.5	73.5	72.5	69	68.5	67.5	65

— caractéristique de la conduite $\Delta H = J \cdot L_e$.

caractéristique du refoulement

Type MEN 65 - 250
N = 2900 tr/min



4° Automatisation

L'Automatisation dans Les installations est nécessaire car en plus de son rôle protecteur, elle permet une adaptation du fonctionnement de La station face à une modification de La demande en eau du réseau.

- un arrêt de pompage quand Le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- Un arrêt de pompage Lorsque Le réservoir est plein
- La reprise aussitôt que Le plan d'eau s'abaisse au dessous d'un certain niveau dans Le réservoir ou que Les conditions d'aspirations redeviennent normales.

dans Le sens de ce qui précède, en l'enant compte des données de notre projet. nous avons prévu Le système suivant

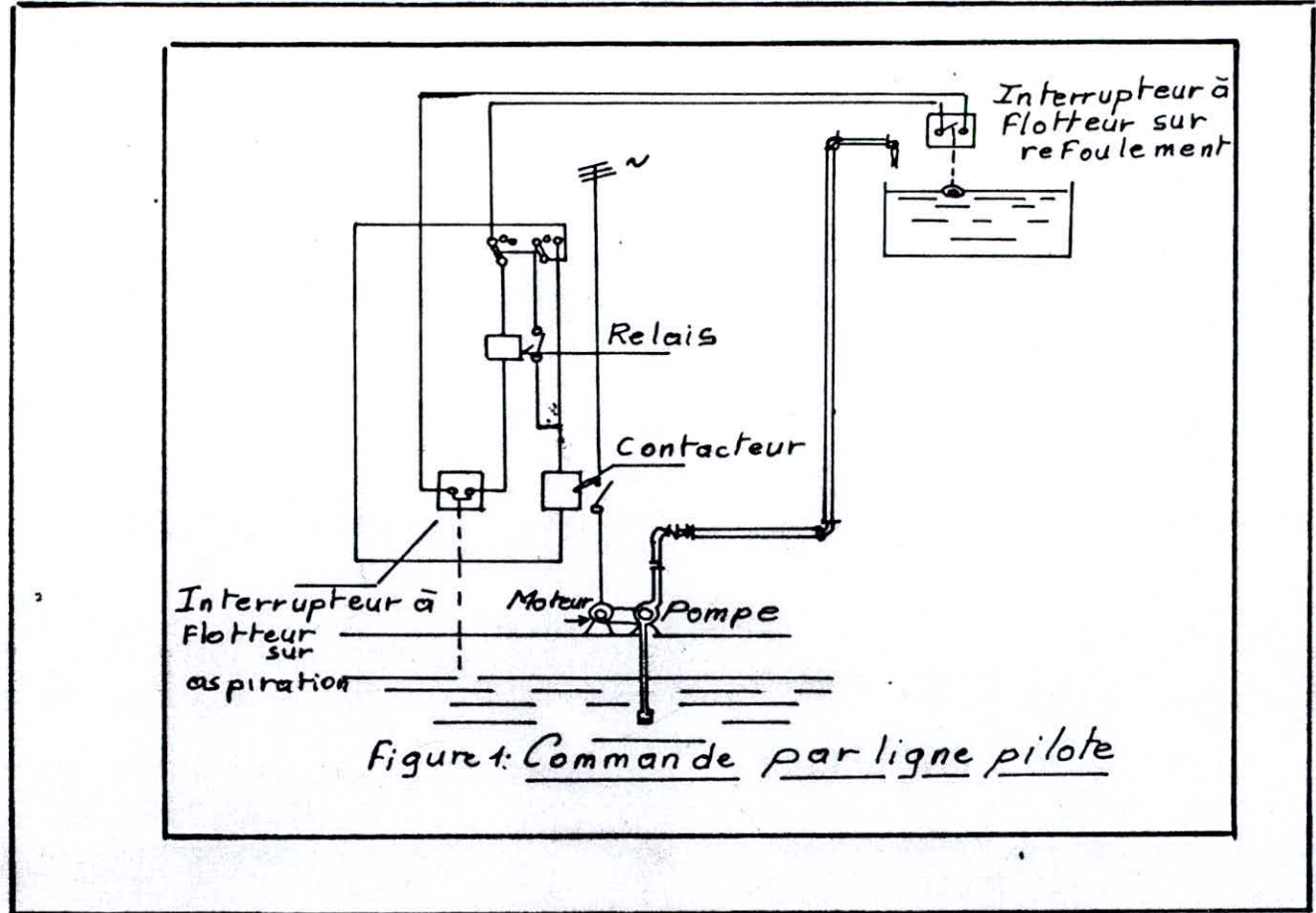
Ce système est conçu pour de petites adductions.

on propose une commande par ligne pilote

- on relie électriquement Le réservoir au moteur
- on dispose un flotteur à La partie haute du réservoir.

dans ce cas là, suivant que Le niveau monte ou descend, Le flotteur commande Le circuit ce qui permet L'arrêt ou Le démarrage de La pompe.

- Au niveau de La source; Dès que Le niveau baisse, Le flotteur sous l'effet de son propre poids descend. De par ce mouvement, Le flotteur ouvre Le circuit auquel il est lié et Le moteur s'arrête.



CHAPITRE V

Reservoirs

1. Position du probleme

Pour pouvoir régulariser les débits, il conviendrait d'installer un réservoir de stockage qui servira à stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et à les restituer aux heures de pointe.

Le réservoir permet d'assurer une distribution en cas de panne ou d'accident dans la conduite d'adduction pendant une certaine période nécessaire à la réparation de la panne.

2. Emplacement du problème

Les réservoirs seront implantés à des altitudes suffisamment hautes, compte tenu du relief et ceci afin d'assurer une pression minimale de service dans le réseau de distribution. A cet effet on cherchera à établir un refoulement court, et pour cela nous prenons en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus haut à alimenter
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable
- Les pertes de charge dans le bâtiment le plus haut.

3. Capacité des réservoir

La capacité d'un réservoir se détermine en fonction du débit d'apport et de soutirage pendant les diverses heures de la journée.

On prendra une réserve d'incendie de 120m^3

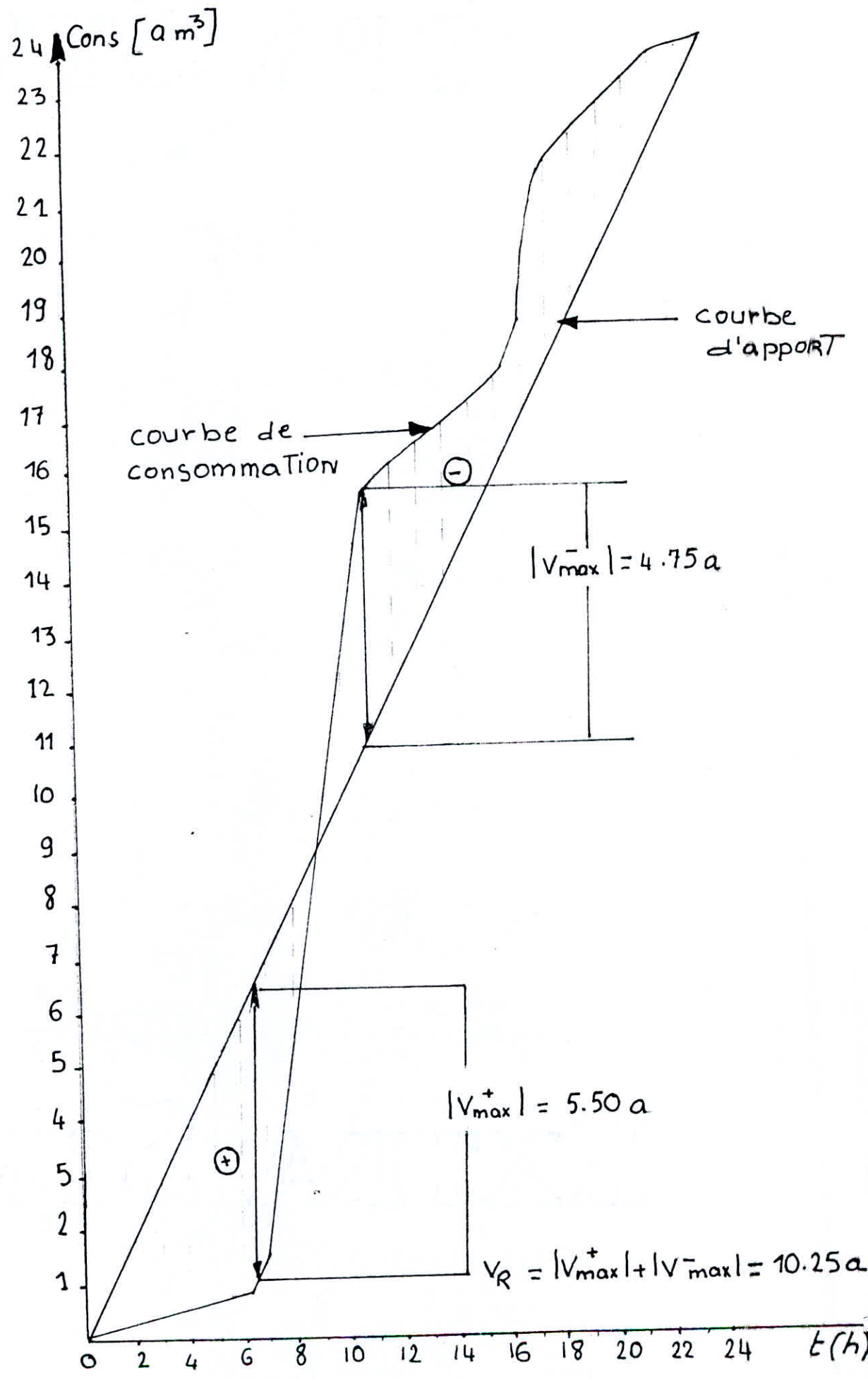
"a" La valeur du débit moyen horaire de distribution.

$$a = \frac{C}{24}$$

La répartition de La consommation sur 24 heures pour une ville de moyenne importance à été calculée d'après "dupont" Tome II.

Tableau de calcul

heures	ADDUCTION	coef de pointe	Distribution	distribution	
				Apport +	-
0 - 1	a	0.125	0.125 a	0.875 a	
1 - 2	2a	0.125	0.250 a	1.750 a	
2 - 3	3a	0.125	0.375 a	2.625 a	
3 - 4	4a	0.125	0.50 a	3.500 a	
4 - 5	5a	0.125	0.625 a	4.375 a	
5 - 6	6a	0.125	0.750 a	5.250 a	
6 - 7	7a	1	1.750 a	5.250 a	
7 - 8	8a	3.5	5.25 a	2.750 a	
8 - 9	9a	3.5	8.75 a	0.250 a	
9 - 10	10a	3.5	12.25 a		2.250 a
10 - 11	11a	3.5	15.75 a		4.750 a
11 - 12	12a	0.4	16.15 a		4.150 a
12 - 13	13a	0.4	16.55 a		3.55 a
13 - 14	14a	0.4	16.95 a		2.95 a
14 - 15	15a	0.4	17.35 a		2.35 a
15 - 16	16a	0.4	17.75 a		1.75 a
16 - 17	17a	2.0	19.75 a		2.75 a
17 - 18	18a	2.0	21.75 a		3.75 a
18 - 19	19a	0.5	22.25 a		3.25 a
19 - 20	20a	0.5	22.75 a		2.75 a
20 - 21	21a	0.5	23.25 a		2.25 a
21 - 22	22a	0.5	23.75 a		1.75 a
22 - 23	23a	0.125	23.875 a		0.875 a
23 - 24	24a	0.125	24 a		0



A Volume du reservoir A (Zone basse et moyenne)

La consommation journaliere est de 699.72 m³/h
La valeur du debit horaire moyen est de .

$$a = \frac{c}{24}$$

avec $c = 2.5 Q_j$

- 2.5 - coefficient de pointe
- Q_j - debit journalier donne par la source
- c - consommation journaliere

d'ou

$$a = \frac{2.5}{24} Q_j = 0.10 Q_j \quad [m^3/h]$$

En fonction des coefficients horaires donnes par A. Dupont (ouvrage hydraulique urbaine Tome II).

On a etabli le tableau des coefficients horaires, relativement a ce tableau on a trace le graphe ci-joint:

Resultats donnes par le graphe :

$$V_R = |V_{max}^+| + |V_{max}^-| = 10.25 a$$

d'ou $V_R = 10.25 a = 10.25 \times 0.10 Q_j = 1.025 Q_j \dots [m^3]$
 $\Rightarrow \frac{10.25 a}{24 a} = 42.7\% \text{ de la consommation journaliere}$

En tenant compte de la reserve d'incendie (120 m³) le volume total du reservoir sera:

$$V_{RT} = V_R + 120 = 1.025 Q_j + 120 \dots [m^3]$$

$$\text{comme } q = \frac{2.5 Q_j}{24} = \frac{699.72 \cdot 2.5}{24} = 72.8875$$

⇒ Le volume du reservoir est égal à
 $V_R = 10.25 q = 10.25 \cdot 72.8875 = 747.097 \text{ m}^3$

En prenant en consideration la reserve d'incendie de 120 m^3 , le volume total du reservoir sera :

$$V_{RT} = V_R + 120 = 867.096 \text{ m}^3$$

On propose d'adopter un reservoir de capacite 1000 m^3 constitue de deux cuves de 500 m^3 chacune et ceci pour des raisons de securite

4 - Dimensionnement du reservoir

On a opte pour des reservoirs circulaires jumelés, semi-enterrés

Pour les reservoirs semi-enterrés de hauteur
 $H \approx (5 \div 8) \text{ m}$

On prend $H = 5 \text{ m}$

$$V_{RT} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot H$$

d'où $\phi = \sqrt{\frac{4 \times V_{RT}}{\pi H}} \quad [\text{m}]$

$$V_{RT} = 10.25 q + 120 \quad [\text{m}^3]$$

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

On aura donc :

$$\phi = \sqrt{0.2548 (1.025 Q_j + 120)}$$

$$\phi \approx 0.5 \sqrt{V_{RT}} \Rightarrow \phi \approx \frac{\sqrt{V_{RT}}}{2}$$

$$\Rightarrow \phi = \frac{\sqrt{1000}}{2} = 15.81 \text{ m}$$

donc $\phi = 15.81 \text{ m}$

CHAPITRE VI

Reservoirs de reprise

a) Reservoir de reprise de la zone moyenne et basse

1. Capacité du reservoir

$$V = Q \times t = 0.017 \times 3600 = 61.2 \text{ m}^3$$

pour des raisons de sécurité on prendra $V = 80 \text{ m}^3$.

2. Dimensionnement du reservoir

On prendra la hauteur d'eau dans le reservoir

$$H = 5.0 \text{ m}$$

$$V = S \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 80}{3.14 \cdot 5}} = 4.514 \text{ m}$$

b) Reservoir de reprise de la zone haute

1. Capacité du reservoir

$$V = Q \times t = 0.072 \cdot 3600 = 259.2 \text{ m}^3$$

pour des raisons de sécurité on prendra $V = 400 \text{ m}^3$

2. Dimensionnement du reservoir

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 400}{3.14 \cdot 5}} = 10.09 \text{ m}$$

Chapitre VII

- STATION DE TRAITEMENT -

1/ Introduction

A La demande de La DHW de BOUIAA et en conformité de l'élaboration d'un schéma d'aménagement des ressources hydrauliques de L'oued HADJERA pour les besoins en eau comme irrigation de la région et la possibilité de réalisation d'un barrage sur L'oued HADJERA. L'Eau Brute alimentant le réseau existant de La ville de SOUR-EL-GHOZLANE et son extension doit être prise de ce dernier.

Donc cette eau issue du Barrage ne peut être utilisée telle quelle pour la consommation publique; ainsi en absence des données concernant celle-ci et compte tenu de l'utilité et la nécessité d'une station de Traitement, nous avons essayé dans notre projet de citer les différents traitement possibles, cela permettra plus tard, lorsque la composition physico-chimique sera donnée de prendre un de ces traitement.

2/ Rôle du Traitement physico-chimique

Le traitement physico-chimique à effectuer sur L'Eau Brute aura pour but :

- de La clarifier
- de La rendre bactériologiquement pure et exempte de micropolluants.

dans La clarification on s'efforce de débarasser l'Eau Brute de Ses particules colloïdales et en Suspension . En essayant de les retenir à leur passages dans une masse filtrante et ceci après un traitement éventuellement approprié . Pour rendre l'Eau bactériologiquement pure , on La stérilise par des oxydants tels que le chlore , l'ozone . Enfin pour éliminer les micropolluants parmi les corps dissous on effectue un traitement dit d'affinage .

3/ Traitement physico-chimique .

3.1 Sédimentation : La sédimentation à pour but d'éliminer les matières en suspensions de densité supérieure à celle de l'eau .

3.1.1 différents types de sédimentation : on peut diviser La sédimentation en trois (3) classes principales selon La nature de La suspension :

- La sédimentation floculante
- La sédimentation en zones
- La sédimentation en masses

. dans le premier cas La particule conserve son individualité pendant toute La sédimentation et ne varie ni en dimensions , ni en forme ni en densité . c'est le cas du sable , des cendres volantes et des particules du charbon .

dans le second cas les particules s'agglutinent au cours de La sédimentation , ce qui entraîne une variation dans La vitesse de sédimentation . c'est le cas des particules présentes

dans les Eaux usées domestiques et des L'industries papétières. dans Le Troisième cas, Les particules Sédimentent en masse ; cette masse présente une interface nette avec Le Liquide Surnageant . C'est Le cas en particuliers des floccs d'Alumines et des boues activées .

3.2 Coagulation - flocculation

3.2.1 définition théorique :

L'Agrégation des particules déchargées par transport et mise en contact les unes avec les autres constitue La flocculation . La coagulation réside dans La formation de particules discrètes aisément séparables de L'Eau au moyen de La Sédimentation et de filtration . Elle vise également Les particules colloïdales et Les suspensions fines , mais également Les substances dissoutes ou de grosses molécules hydrophiles en dispersion stable .

La flocculation intervient fréquemment dans Le traitement des Eaux destinées à La consommation . Elle permet La neutralisation des colloïdes de L'Eau et Leur absorption à La surface des précipités formés Lors de La flocculation . certaines substances dissoutes peuvent également être absorbées sur Le flocc (matières organiques , polluants divers)

3.2.2 Coagulants et flocculants

dans Le traitement des eaux résiduaires , La concentration en matières en suspension est souvent telle qu'une flocculation peut être obtenue par simple agitation . on peut introduire un coagulant , afin de favoriser L'élimination de La pollution dissoute ou un flocculant .

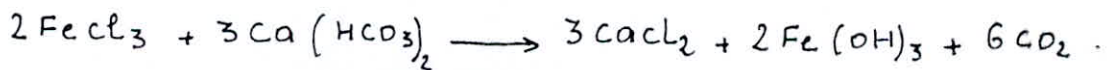
3.2.3 Conclusion

Les coagulants les plus fréquemment utilisés sont des sels de fer ou d'Aluminium et plus particulièrement utiliser pour des raisons économiques le sulfate d'Aluminium et le chlorure ferrique.

1) Sulfate d'Aluminium (sous la forme liquide ou solide)



2) chlorure ferrique (généralement sous forme liquide, parfois cristallisé)



La mise en oeuvre de la floculation est d'autant meilleure que la coagulation préalable a été efficace. Le coagulateur, où a lieu le brassage rapide est suivi d'un floculateur, objet d'une agitation lente, un temps beaucoup plus long en traitement des eaux de consommation.

3.3 Décantation

3.3.1 définition

La décantation réside dans l'utilisation des forces de gravité pour séparer une particule de densité supérieure à celle du liquide jusqu'à une surface ou une zone de captage. Ainsi la décantation a pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'eau, soit que ces particules existent dans l'eau brute, soit qu'elles résultent de l'action d'un réactif chimique ajouté artificiellement (coagulation, épuration chimique ...) soit encore qu'elles résultent d'une floculation physique liée à une action biologique (eaux résiduaires urbaines)

3.3.2 différents types de décanteurs

- Structures des décanteurs

En pratique il n'y a pas de décanteur idéal : des tourbillons se produisent au sein du liquide. Le vent peut créer des vagues à la surface de celui-ci ; des courants de convection liés aux différences locales de températures (en particulier à l'ensoleillement) et de densité, affectent le rendement de la décantation. Il faut s'efforcer d'obtenir autant que possible une circulation laminaire et stable, caractérisée par des domaines appropriés des valeurs des nombres de Reynolds et de Froude.

Le nombre de Reynolds calculé d'après la formule :

$$Re = \frac{Vr}{\nu} \text{ doit être faible. où}$$

V est la vitesse de circulation de l'eau.

r est le rayon hydraulique de la section.

ν est la viscosité cinématique de l'eau : $1,02 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C .

Le nombre de Froude sert à apprécier la stabilité d'un processus circulaire lorsque l'écoulement est influencé principalement par la pesanteur et les forces d'inertie :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{r \cdot g}} \text{ où } V \text{ et } r \text{ ont même signification que dans le nombre de Reynolds.}$$

g = Accélération de la pesanteur : $9,81 \text{ m/s}^2$.

Plus la circulation est stable, plus la distribution des vitesses est uniforme sur toute la section du bassin et plus le rendement hydraulique s'améliore. Des circulations stables se caractérisent par les nombres de Froude élevés.

- différents types de décanteur :

1. décanteur statique : Ces décanteurs sont appelés statique car ils sont ni à circulation de boues ni à lit de boues. bien que dans ces appareils la décantation s'effectue selon un processus dynamique.

1.2 Décanteurs statiques sans réglage

A. Décanteur orbinaire cylindro-conique.

B. Décanteur statique à flux horizontal

C. Décanteur statique lamellaires

2.3 Décanteurs Long statiques à réglages mécanique des boues

A. Décanteurs circulaires

B. Décanteurs Longitudinaux reclangulaires

3.4 Décanteurs A Recirculation de Boues

A. Décanteur circulator

B. Décanteur Turbocirculator.

B. Décanteur Accélator

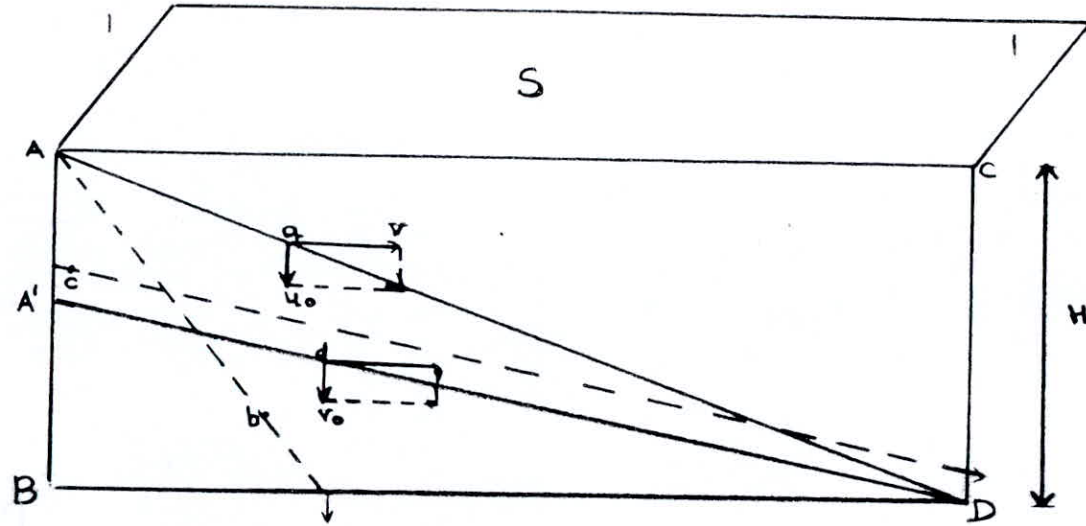
4.5 Décanteurs A Lit de Boues

A. Décanteur Pulsator

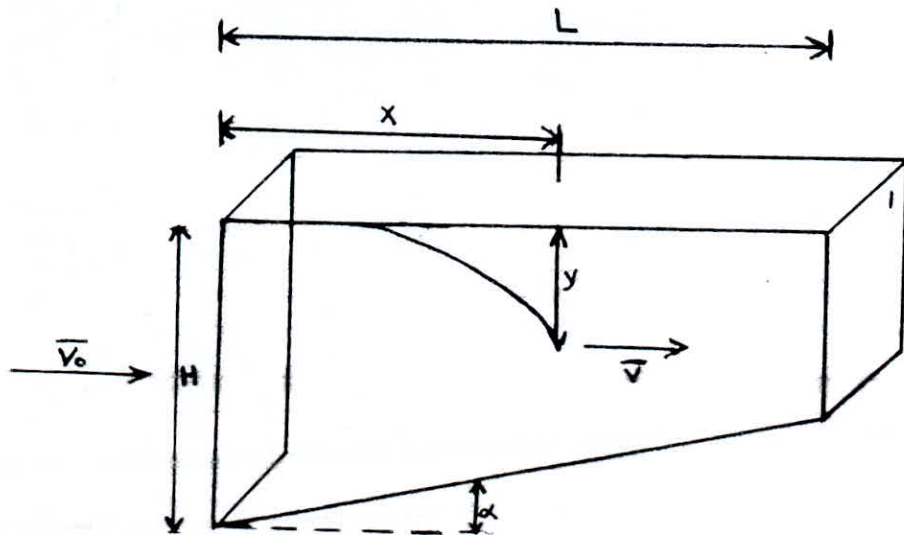
B. Décanteur Pulsator Lamellaire

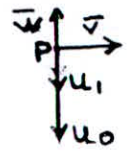
B. Le Superpulsator

Schemas Des differents decanteurs

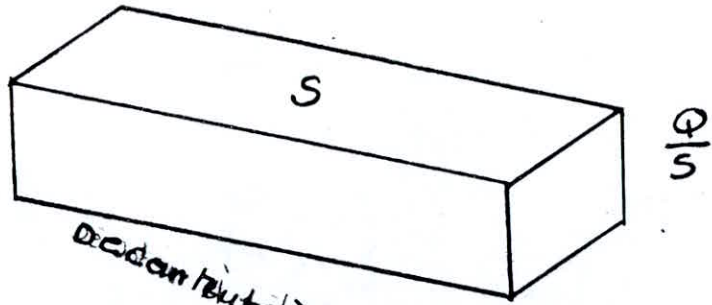


Decanteur Horizontal Ideal.

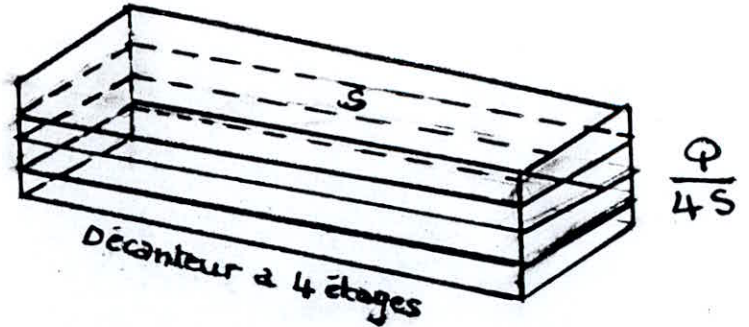




Décanteur Horizontal Reel

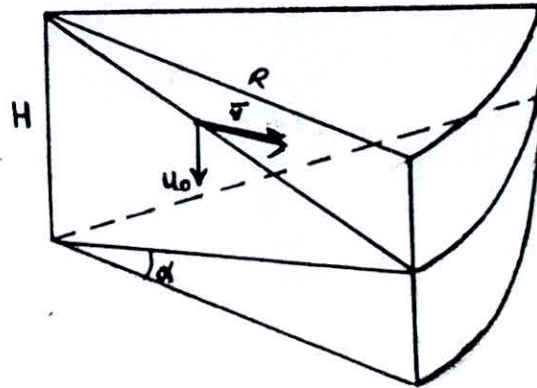


Décanteur à 1 étage



Décanteur à 4 étages

Décanteur à étages



Décanteur Circulaire

3.4 Filtration

3.4.1 définition

La filtration est un procédé de séparation solide-liquide de finition.

3.4.2 différents types de filtration

— filtration lente : elle est utilisée dans d'importants services d'eau, soit sous la forme de systèmes de filtres alimentant le réseau d'eau potable, soit sous la forme de bassins d'infiltration destinés à réalimenter des nappes souterraines.

— Avantage et inconvénient de l'infiltration lente.

Si la qualité de l'eau brute n'est pas trop variable, si l'eau n'est pas trop polluée, il se produit une adaptation naturelle de la composition de la couche biologique aux divers impuretés biodégradables. Aussi les résultats sont remarquables lorsque la vitesse de filtration est lente ($2 \text{ à } 5 \text{ m}^3/\text{j}/\text{m}^2$) c'est à dire les colloïdes sont arrêtés, les particules non colloïdales les plus fines bloquées. La population bactérienne est diminuée jusqu'à 2% de sa valeur initiale. Les saveurs et odeurs disparaissent. On peut obtenir ainsi une eau potable de très bonne qualité en appliquant un léger traitement de stérilisation à l'eau filtré. L'inconvénient de cette filtration est que la couche biologique se trouve sous la menace permanente du développement de colonies biologiques parasites ou malfaisantes.

La porosité très faible de La membrane biologique rend Le filtre très sensible à tout apport notable de matières en suspension qui colmatent en quelques heures l'installation.

— Infiltration rapide

L'emploi de filtres rapides dans Le cas des eaux potables implique La mise en oeuvre des prétraitements cités précédemment et, très fréquemment, d'ouvrages de décantation ou de clarification partielle préalables.

— Avantage et inconvénient de L'infiltration rapide.

L'infiltration rapide est un phénomène varié. C'est à dire entre deux (2) instants, l'état d'un filtre est différents. Par conséquent dans ce phénomène le pouvoir d'arrêt est liée à La qualité du préconditionnement de L'eau destinée à être filtrée ; ainsi ce pouvoir obéit approximativement à une Loi de premier ordre du type :

$$\frac{dc}{c} = -K dh \quad \text{où}$$

c : est à un instant donné La concentration des matières à éliminer.

K : caractérise La qualité du préconditionnement. plus K augmente plus on obtient rapidement un résultat de clarification recherché au cours du cheminement de L'eau à travers La couche filtrante.

v : est La vitesse de filtration.

h : est La hauteur de lit filtrant.

d = Le diamètre du grain.

L'inconvénient de L'infiltration rapide est lorsqu'un filtre fonctionne pendant un temps fini. Il se produit une accumulation de matières dans chaque couche élémentaire.

ainsi si les particules arrêtées adhèrent fortement les unes aux autres, le fluide en écoulement n'arrive pas à les dissocier malgré l'augmentation progressive de la vitesse et l'accroissement de la perte de charge devient tel que le filtre n'est plus capable de fournir le débit désiré.

Un autre cas se présente aussi est que si l'adhésion des particules est faible, on constate alors un phénomène d'autocurage et les particules arrachées dans les couches colmatées se trouvent rejetées vers les couches situées plus en aval. Ainsi au bout d'un certain temps les particules arrachées se trouvant dans le filtre dont la qualité se détériore et ceci est dû à la saturation des couches.

3.4.4 Conclusion

La filtration lente est bien adaptée au traitement d'eaux très peu chargées, non polluées. Si l'eau brute est impropre, polluée, l'emploi des filtres lents est à déconseiller. Vu l'élévation des prix des terrains, et par conséquent ceci devient et conduit à de telles agglomérations des investissements très lourds en raisons de la surface importante exigée par les filtres lents et les prétraitements.

dans la filtration rapide il existe plusieurs types de filtres rapides. Aussi dans la détermination des caractéristiques de ces filtres, on se trouve en présence d'une certaine altitude qui se trouve limitée par des impératifs de rentabilité liée à la durée de vie.

3.5 Stérilisation

3.5.1 définition

La stérilisation est une action de stériliser ; c'est à dire de débarrasser entièrement une substance des ferments qu'elle contient .

nous pouvons dire que La stérilisation des eaux représente en quelque sorte, l'ultime effort à consentir pour obtenir une eau bactériologiquement pure ; c'est à dire que c'est le dernier barrage devant le microbe pathogène pour l'empêcher d'accéder à l'organisme humain par voie hydrique .

3.5.2 différentes méthodes de stérilisation

— Stérilisation par le chlore et ses dérivés

Le chlore est très efficace à l'état de traces dans l'eau . Il agit sur les diastases indispensables à la vie des germes microbiens qu'il détruit . Le chlore a un pouvoir très oxydant vis à vis des matières organiques . Il est utilisé soit sous forme de chlore gazeux, soit sous forme d'hypochlorite (eau de javel) . La dose de chlore à employer est fonction de la composition de l'eau brute à traiter . Elle est donc déterminée par les chimistes .

— Stérilisation par l'ozone

La stérilisation par l'ozone (O₃) consiste à faire circuler, simultanément, dans un bassin de contact, l'eau à stériliser et l'air ozoné . En raison de l'instabilité de ce dernier, l'ozone ne peut être stocké . Il doit être fabriqué au fur et à mesure des besoins .

3.5.3 Conclusion

L'emploi du peroxyde de chlore ClO₂ en tant que réactif de stérilisation gagne du terrain .

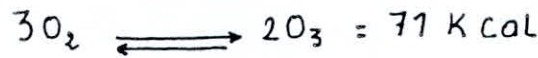
Il permet d'éliminer les goûts et odeurs. Il est très actif vis à vis des corps possédant une fonction phénol.

Le peroxyde étant un gaz instable, irritant, toxique et corrosif.

Sa préparation se fait de préférence sur les lieux d'utilisation.



L'ozone O₃ est obtenu à partir de l'O₂ de l'air.



- L'ozone améliore le goût et la couleur.
- Le temps de contact est de 4 à 6 minutes.
- Le taux d'ozone résiduel est de 0.4 g/m³.

Nous venons de citer les deux procédés de stérilisation les plus couramment utilisés. Il existe d'autres procédés tel que :

- La stérilisation aux rayons ultra-violet
- La stérilisation avec le permanganate de potassium KMnO₄ qui n'est plus utilisé dans les stations de traitement etc.....

Donc la stérilisation par le chlore est la plus conseillée, de point de vue économique. Car une station au chlore gazeux peut être transformée facilement en station au bioxyde de chlore.

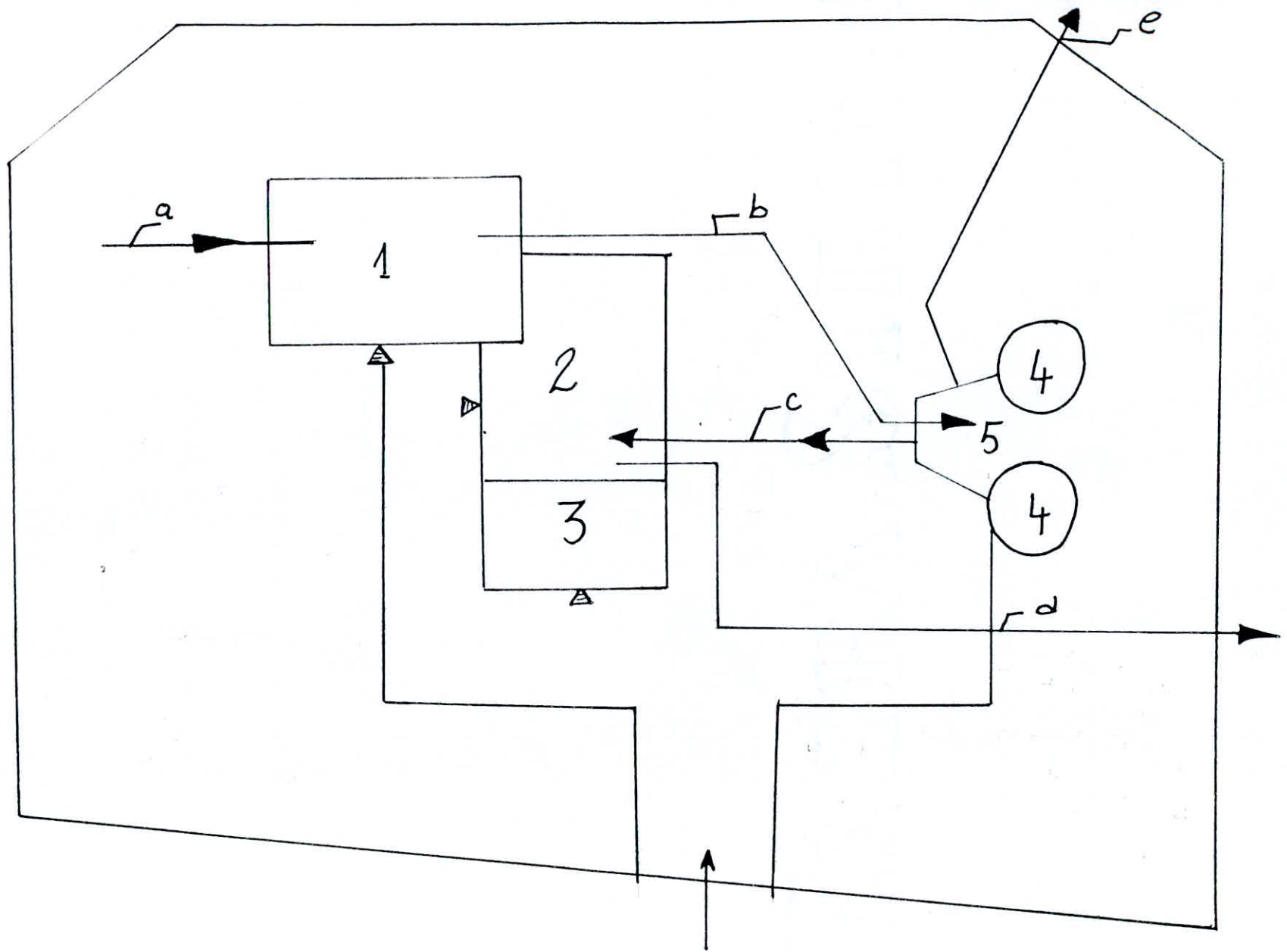
Les frais d'exploitation et d'installation sont moins importants que l'o₃.

3.6 Réservoirs

4) Bâtiments d'exploitations

5) Bâtiments de traitements






(voir schéma du plan général de la station.)



complexe de station de traitement et de reprise

Légende

- 1 - Bâtiment → le Traitement
- 2 - Salle des machines à haute pression
- 3 - Bâtiment d'exploitation
(laboratoire chimique et bactériologique)
Salle de commande locaux électriques
auxiliaires - salle d'exploitation divers
- 4 - Réservoirs semi-enterrés
- 5 - Chambre de manœuvre et station de reprise
de la zone haute
- 6 - Piste d'exploitation goudonnée
- 7 - Clôture de protection.

- a  conduite d'amener d'eau brute
- b  conduite d'eau traitée vers le stockage
- c  conduite de liaison entre les réservoirs
et salle des machines
- d  départ de la conduite de distribution
- zone Haute
- e  départ par refoulement vers la zone
Haute.

CHAPITRE VIII

DISTRIBUTION

1. Etude des problemes posés par la variation des debits.

Actuellement l'alimentation en eau potable de la ville de Sour-EL-Ghoglane, fonctionne d'une maniere tres insuffisante, due plutôt au reseau de distribution vetuste, le debit des ressources actuelles est insuffisant pour le present, d'autant plus pour le futur, c'est pourquoi tous les deficits en eau peuvent être comblés : par la réalisation du barrage collinaire.

Les besoins en eau potable ont été déterminé sur la base du PDU pour l'horizon 2005, en tenant compte de recensements precedents et des taux de croissance de la population au cours des années precedentes qui nous ont permis d'examiner : les différentes catégories d'habitations existantes ou projetées.

Vu le terrain très accidenté, et l'inégalité du relief, le reseau de distribution de la ville a été représenté par 3 différentes zones qui sont :

- Zone basse → comportant neuf mailles
- Zone moyenne → " trois "
- Zone haute → " " "

- Le calcul des debits et la determination de la population ont été portés sur le tableau I

ZONE BASSE, M, H

N° des mailles	Population 2005	Consommation domestique m ³ /j	Consommation collective	Consommation municipale	Consommation divers	Consommation totale	Consommation majorée à 15%	débit majoré m ³ /j	Superficie ha	Densité
I	9465	1893				1893,00	283,950	2176,950	28,688	330
II	1721	344,2	537,30			881,50	132,225	1013,725	7,968	216
III	1934	386,8	2041,92		11	2439,72	365,958	2805,678	8,9563	216
IV	3092	618,4				618,40	92,76	711,160	14,3125	216
V	4178	835,6			14	849,60	127,44	977,040	19,3437	216
VI	2002	400,4			1	401,40	60,21	461,610	9,3125	215
VII	992	198,4	528,56			726,96	109,044	836,004	9,094	109
VIII	1166	233,2				233,20	34,98	268,18	5,4	216
IX	5528	1105,6		1095,56		2201,16	330,174	2531,334	16,75	330
X	1931	386,2	119,60		364	869,80	130,47	1000,27	8,9375	216
XI	1934	386,8	1514,32			1901,12	285,168	2186,288	8,9531	216
XII	3558	711,6				711,6	106,74	818,34	16,47	216
XIII	883	176,6			350	526,60	78,99	605,59	883	216
XIV	878	175,6			14	189,60	28,44	218,04	878	216
XV	726	145,2			14	159,20	23,88	183,08	726	216
Σ	39988	7997,6	4741,70	1095,56	768	14602,26	2190,43	16792,689		
								194.362/6		

2. Dimensionnement du reseau de distribution

* Determination des debits aux nœuds

2.1 Methodes de calcul

Pour determiner le debit de chaque nœud on delimite la zone qu'il dessert.

La configuration choisie pour l'ossature du reseau projeté tient compte de l'implantation d'extensions prevues par le plan d'urbanisme directeur (PUD) etabli par la DHW de Bouira.

La densité varie dans chaque maille en fonction de la démographie.

La surface desservie par chaque nœud sera determinée par la méthode des médiatrices. En utilisant la densité correspondante on calcule le nombre d'habitants pour ce nœud d'où avec la consommation spécifique nous determinons le volume d'eau journalier pour la surface en question.

Le débit donné à chaque nœud est obtenu en divisant le volume par $(3600 \cdot 24 \cdot 10^{-3})$ pour obtenir des litres par seconde.

Ce debit sera majoré par le coefficient de pointe K_p .

Formules utilisées pour le calcul.

$$q = \frac{QM}{NM} \text{ l/j : consommation spécifique}$$

$$d = \frac{NM}{S} \text{ hab/ha densité spécifique}$$

$$Q_i = S_i \cdot q \text{ consommation par nœud}$$

ZONE BASSE

Repartition des mailles

MAILLES	Population en 2005	Surface [ha]	Densité [hab/ha]
I	9465	28,688	330
II	1721	7,968	216
III	1934	8,9563	216
IV	3092	14,3125	216
V	4178	19,3437	216
VI	2002	9,3125	215
VII	992	9,094	109
VIII	1166	5,4	216
IX	5528	16,75	330

Tableau des debits de consommation pour chaque maille.

Mailles	Population 2005	Dotation	Consommation domestique	Consommation collective	Consommation municipale	Consommation divers	Consommation totale	Debit de majoration 15%	Debit majoré 15%
I	9465	200	1893				1893	283,95	2176,95
II	1721	200	344,2	537,30			881,5	132,225	1013,725
III	1934	200	386,8	2041,92		11	2439,72	365,958	2805,678
IV	3092	200	618,4				618,4	92,76	711,16
V	4178	200	835,6			14	849,6	127,44	977,04
VI	2002	200	400,4			1	401,4	60,21	461,61
VII	992	200	198,4	528,56			726,96	109,044	836,004
VIII	1166	200	233,2				233,2	34,98	268,18
IX	5528	200	1105,6		1095,56		2201,16	330,174	2531,334
Σ	30078		6015,6	3107,78	1095,56	26	10244,94	1536,741	11781,681

$$Q_m = 11781,681 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K_p = 2,5$$

$$Q_{max} = Q_m \cdot K_p$$

$$Q_{max} = 344 \text{ l/s}$$

ZONE MOYENNE

Repartition des mailles

MAILLES	Population en 2005	surface [ha]	Densité [hab/ha]
X	1931	8,9375	216
XI	1934	8,9531	216
XII	3558	16,47	216

Tableau des debits de consommation pour chaque maille

Mailles	Population en 2005	Dotation	Consommation domestique	Consommation collective	Consommation municipale	Consommation divers	Consommation totale	Debit de majoration 15%	debit majoré 15%
X	1931	200	386,2	119,6		364	869,8	130,47	1000,27
XI	1934	200	386,2	1514,32			1901,12	285,168	2186,288
XII	3558	200	711,6				711,6	106,74	818,34
Σ	7423		1484,6	1633,92		364	3482,52	522,378	4004,898

$$Q_{moy} = 4004,898 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$K_p = 2,5$$

$$Q_{max} = 115,88 \text{ l/s}$$

$$= 115 \text{ l/s}$$

ZONE HAUTE

Repartition des mailles

Mailles	Population en 2005	Surface en [ha]	Densité [hab/ha]
XIII	883	883	216
XIV	878	878	216
XV	726	726	216

Tableau des debits de consommation pour chaque maille

Mailles	Population 2005	Dotation	Consomma tion domestique	Consomma tion collective	Consomma tion municipale	Consomma tion divers	Consom mation totale	Debit de majoration 15%	Debit majoré 15%
XIII	883	200	176,6			350	526,6	78,99	605,59
XIV	878	200	175,6			14	189,6	28,44	218,04
XV	726	200	145,2			14	159,2	23,88	183,08
Σ	2487		497,4			368	875,4	131,31	1006,71

$N_i = S_i \cdot d$: population dans chaque zone du nœud

QM: débit de la maille en l/s

S : surface de la maille en ha

S_i : surface de la zone du nœud en ha

NM: nombre d'habitants dans la maille.

Les calculs pour chaque zone ont été portés sur les tableaux II, III, IV.

2.2 Coefficient de pointe K_p

Ce coefficient de pointe est le produit des deux coefficients K_1 et K_2 qui régularisent la consommation, en fonction des saisons et des horaires de la journée.

Coefficient saisonnier K_1 .

La consommation varie en fonction des saisons, augmente ou diminue, selon le cas : humide ou sèche. Elle est forte en été, moyenne ou même faible pour le reste de l'année, c'est la raison pour laquelle les débits aux nœuds doivent être corrigés par le coefficient saisonnier $K_1 = 1.25$

Coefficient de pointe K_2 .

Le coefficient de pointe est défini comme étant le rapport de la consommation instantanée de pointe à la consommation moyenne journalière car une grande partie de la dotation journalière est débitée pendant un temps réduit lors des heures de pointe.

Calcul des debits de soutirage Zone Moyenne

N° des Nœuds	Mailles	Surface Ha	Densité hab/ha.	Population hab	Consom spécifique l/s.	Consom m³/j	Consom l/s	Coef de pointe	debit soutirage au nœud l/s	debit soutirage de point arrosee
21	X	4,375	216	945	518	489,51	5,666	2,5	14,165	14
22	X	2,8125	216	608	518	314,944	3,645	2,5	9,1125	9
	XI	1,5	216	324	1130,44	366,262	4,239	2,5	10,60	11
23	XI	1,25	216	270	1130,44	305,219	3,532	2,5	8,83	9
	XII	9,97	216	2154	230	495,420	5,734	2,5	14,335	14
24	XII	3,25	216	702	230	161,460	1,869	2,5	4,673	5
25	XI	2,703125	216	584	1130,44	660,176	7,641	2,5	19,10	19
	XII	3,25	216	702	230	161,460	1,869	2,5	4,673	5
26	X	1,75	216	878	518	454,804	5,264	2,5	13,16	13
	XI	3,5	216	756	1130,44	854,612	9,891	2,5	24,73	25
$\Sigma Q =$						4263,867				Σq 124

Calcul des debits de soutirage - Zone Haute-

N° des nœuds	Mailles	Surface ha	Densité' hab/ha	population hab	Consom spécifique l/s	Consom m³/s	Consom l/s	Coef de pointe Kp=2,5	debit soutire' au nœud l/s	debit soutire' de pointe arrondi	
14	XV	1,25	216	270	252,176	68,088	0,788	2,5	1,970	2	
15	XIV	1,25	216	270	248,337	67,051	0,776	2,5	1,940	2	
	XV	1,1125	216	240	252,176	60,522	0,700	2,5	1,751	2	
16	XIII	1,25	216	270	685,83	185,174	2,143	2,5	5,358	5	
	XIV	2,0625	216	446	248,337	110,758	1,292	2,5	3,205	3	
17	XVII	0,9453	216	205	685,83	140,595	1,627	2,5	4,068	4	
	XIV	0,75	216	162	248,337	40,231	0,466	2,5	1,164	1	
	XV	1	216	216	252,176	54,4170	0,630	2,5	1,576	2	
18	XIII	1,8906	216	408	685,83	279,818	3,238	2,5	8,097	8	
						ΣQ	1006,707			Σq	29 l/s

Σ debits soutires : 490 l/s

(matin, midi et soir), nous adopterons pour ce projet une valeur $K_2 = 2$ c'est pourquoi les débits aux nœuds du réseau de distribution pour les 3 zones seront le produit du débit moyen par les coefficients K_1 et K_2 .

$$Q_{\max} = Q_{\text{moy}} \cdot K_1 \cdot K_2$$

$$K_p = K_1 K_2 = 2.5$$

K_p : coefficient de pointe. = 2.5
car Sour EL Ghoglane est une ville à moyenne importance.

2.3 Repartition des mailles

Comme il a été déjà signalé le réseau de distribution comprend en tout 15 mailles, en vérité nous avons trois réseaux différents en fonction des trois différentes zones vu l'inégalité du relief pour avoir des pressions au sol convenables.

Les calculs de population, de surface, de densité ainsi que les débits moyens maximums et soutirés sont portés sur les tableaux suivants. V, VII, VI

3. Reseau maillé : méthode Hardy-Cross

Le calcul du reseau maillé se fait par approximations successives selon la méthode d'Hardy - Cross qui repose sur les deux lois de Khirchoff c'est à dire celle des nœuds et celle des mailles.

1° Loi des nœuds

En un nœud quelconque des conduites, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants

2° Loi des mailles

Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algebrique des pertes de charge est nulle.

Le calcul est mené par approximations successives jusqu'à une verification rapprochée des lois, et définir le sens et le débit reel passant par chaque tronçon.

- Calcul des mailles :

En application de la Formule de Darcy Weisbach pour les pertes de charge singulieres

$$\Delta H = f \frac{L}{Dh} \frac{V^2}{2g}$$

où:

L : Longueur geometrique

f : coefficient de frottement

Dh: D (conduite pleine) = diametre de la conduite

V : vitesse de l'écoulement

L'équation de continuité nous donne:

$$Q = V.A \Rightarrow V = \frac{Q}{A}$$

où

Q = débit en m^3/s

A = section de la conduite en m^2 .

Par conséquent

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

$$\Rightarrow \frac{\Delta H}{Q^2} = f \frac{L}{2g D A^2}$$

En introduisant le concept de la perte débitaire ΔH_Q qui est la perte de charge provoquée, par le passage d'un débit unitaire:

$$\Delta H_Q = f \frac{L}{2g A^2 D} = \frac{\Delta H}{Q^2}$$

En système international les dimensions sont:

$$SI \Rightarrow m^{-5} s^2$$

Avec le gradient de perte de charge débitaire on a:

$$\left. \begin{array}{l} JQ = \frac{\Delta H_Q}{L} \\ \Delta H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2} \end{array} \right\} \Rightarrow JQ = \frac{\Delta H}{Q^2 L} = \frac{J}{Q^2}$$

$$JQ = \frac{\Delta H_Q}{L} = f \frac{L}{2g D A^2 L} = \frac{f}{2g D A^2}$$

En système SI \rightarrow JQ a pour dimensions $m^{-6} s^2$ comme la conduite est de section circulaire

avec $\pi = 3.14$ et $g = 9.8 m/s^2$

$$JQ = 8.27 \cdot 10^{-2} \frac{f}{D^5} m^{-6} s^2$$

En zone de pleine turbulence f_r ne dépend que de la rugosité relative de la conduite.

Par conséquent JQ sera considéré comme constante caractéristique de la conduite mais la valeur de JQ ne sera plus valable dans le cas de régime de transition.

$$f_r = 2g DA^2 JQ$$

ayant $\pi = 3.14$ et $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

on a donc

$$f_r = 2g D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2 JQ$$

$$f_r = 12.09 D^5 JQ$$

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

$$\Delta H = J \cdot L = JQ \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \Delta H Q$$

$$\Delta H Q = J Q_r = r \quad r = \Delta H Q = J Q \cdot L$$

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

Calcul de r

$$\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} = f \frac{L}{D^5} \frac{8Q^2}{g \pi^2}$$

ayant Q en l/s et D en mm

$$r = \frac{16}{2g \pi^2} 10^9 f \frac{L}{D^5}$$

$$r = 82711170 f \frac{L}{D^5}$$

d'où

$$\Delta H = 82711170 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_f$$

où

ΔH_T = perte de charge totale

ΔH_s = perte de charge singulière

ΔH_f = perte de charge due aux frottements

$$L_e = L_g + 0.15 L_g = 1.15 L_g$$

L_e = longueur equivalente

L_g = longueur geometrique

On utilise $1.15 L_g$ pour le calcul de la perte de charge totale ΔH_T .

3° - Calcul du coefficient de Frottement

Nous tenons à signaler, que le calcul du reseau maillé est fait à l'aide de la formule de Nikuradzé, en raison d'un programme de la TI 59.

Mais, les valeurs de f finales sont calculées par la formule de Colebrook

En prenant comme premiere approximation la valeur de f calculée par Nikuradzé

$$f = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

on prendra

$$\epsilon = 0.1 \text{ mm}$$

On procède par approximations successives jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on calcule les pertes de charge finales

Ceci est fait à l'aide d'un programme sur TI 59

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

4- Calcul du debit correctif

On a:

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

cette egalité doit être nulle, dans chaque circuit Fermé, pour satisfaire la 2^{eme} loi.

Soit Q_0 : le débit supposé en 1^{ere} approximation et Q_1 : débit corrigé

ΔQ_0 = terme correctif

Pour chaque conduite nous aurons:

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\Delta H = r Q_1^2$$

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

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

$\Delta^2 Q_0$ est négligeable par rapport à Q_0

on obtient donc :

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

donc :

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

Pour le circuit fermé :

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

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

d'où

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit initial, affecté de son signe, doit être corrigé de la valeur trouvée de ΔQ_0 , prise avec son signe

- Si dans ce cas, la 2^{ème} loi n'est pas vérifiée, il faudrait de nouveau corriger les débits: d'une nouvelle valeur ΔQ_1 qui sera calculée, de la même manière déjà exposée

On n'arrête les calculs que lorsque:

$$\Delta Q < 1 \text{ l/s} : \text{débit correctif}$$

et

$$\Delta H < 0.5 \text{ m} : \text{perte de charge}$$

Ce calcul est valable dans le cas de tronçons se trouvant dans une seule maille, mais on peut se trouver en présence de plusieurs mailles adjacentes, puisque le réseau se compose de 15 mailles dans ce cas, les corrections à apporter à la valeur affectée en première répartition des débits, sont en réalité composée de deux corrections

- a. La correction propre à la maille prise avec son signe
 - b. La correction de la maille adjacente, prise avec le signe inverse, afin de trouver le même débit dans le tronçon commun aux 2 mailles adjacentes
- On somme ensuite algébriquement chaque tronçon pour trouver le débit avec lequel on doit corriger la maille considérée

Les résultats de calcul sont portés sur des tableaux.

5. Programme utilisé pour le calcul du réseau maillé par TI 59 pour le calcul d'une maille

Lbl A	1/X	Y ^x	÷
RCL	X	5	RCL
01	RCL	=	03
÷	04	SUM	=
RCL	X	06	SUM
00	RCL	2nd pause	07
=	02	2nd pause	2nd pause
Ln X	X	2nd pause	2nd pause
X	RCL	2nd X	2nd pause
0.86	03	X	RST
+	X ²	2	R/S
1.14	÷	0	
=	RCL	0	
X ²	01	0	

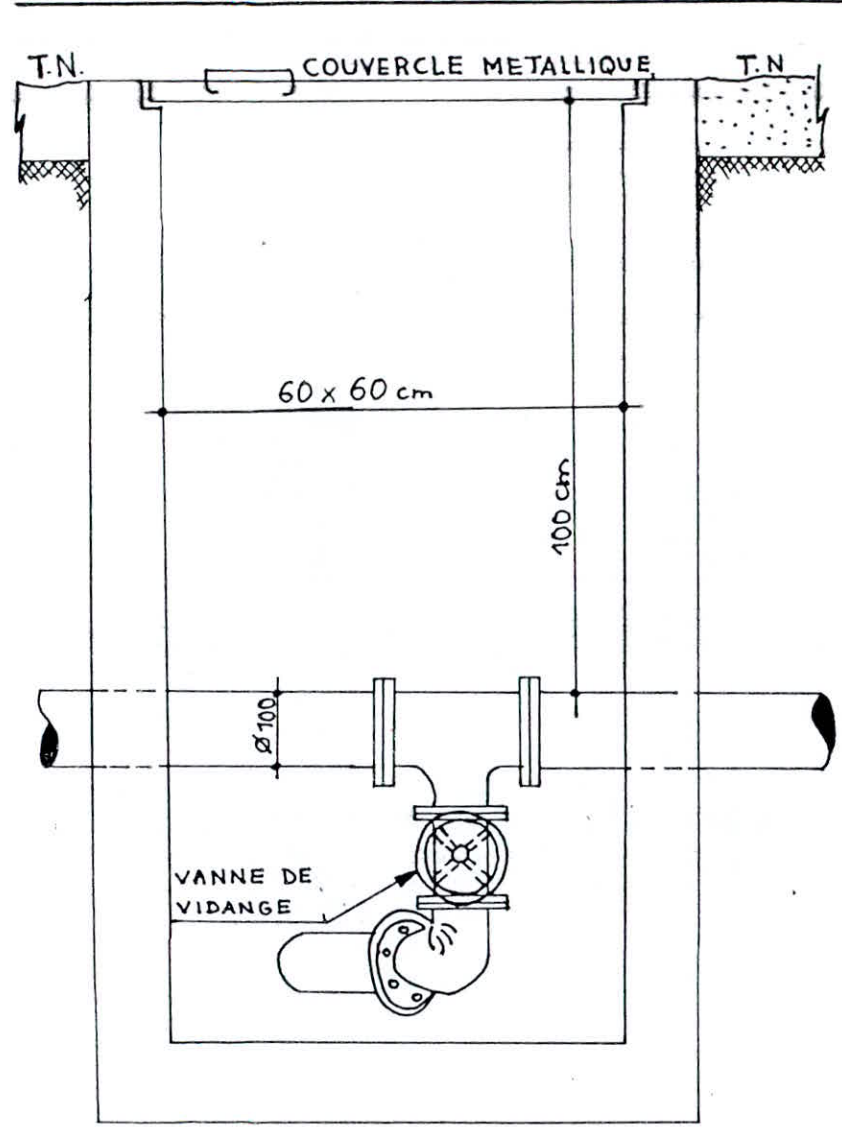
Les memoires de stockage étant :

E (mm)	STO 00
D (mm)	STO 01
Le (m)	STO 02
Q (l/s)	STO 03
82711170	STO 04

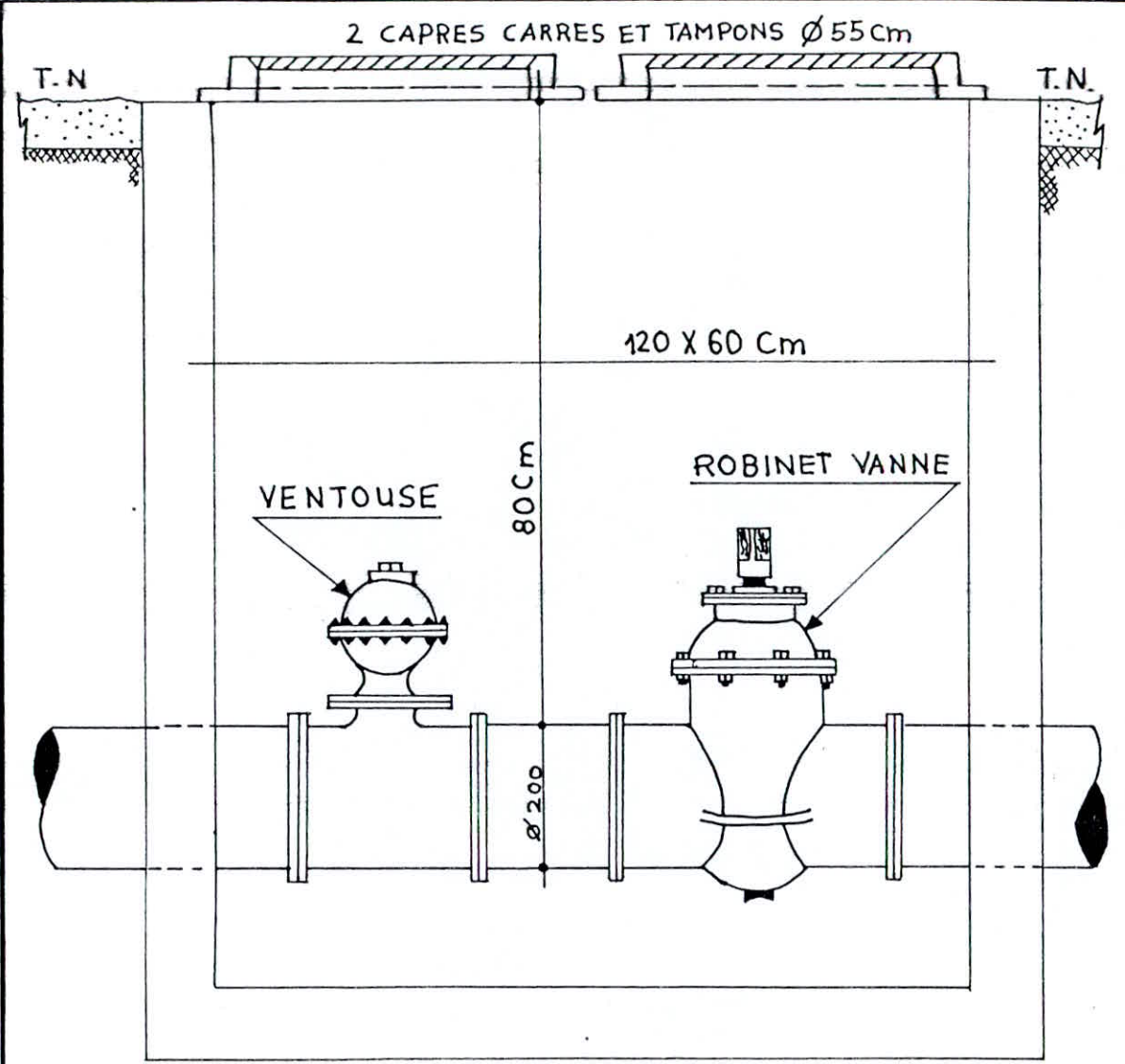
Affichage des resultats

- On appuie sur RST, RIS → la 1^{ere} valeur affichée est celle de ΔH
- La 2^{eme} valeur affichée est celle de $\frac{2\Delta H}{Q}$ qui sera toujours positive

Puis il suffit de diviser la somme des ΔH pour tous les tronçons de la maille par $\frac{\sum \frac{2\Delta H}{Q}}{\sum 2rQ}$ ou $\frac{\sum r Q_i^2}{\sum 2rQ}$ pour obtenir ΔQ correspondant



REGARD VIDANGE



REGARD VENTOUSE + R.V

ZONE

BASSE

1^{ère} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	Le(m)	D (mm)	Q ₀ l/s	ΔH	ΔH Q	CPM	CMA	TOTAL	Q ₁
III		1-2	1208	400	149	3,17	42.48	-0.25		-0.25	148.75
	IX	2-3	219	250	47	0.70	28.18	-0.25	-0.36	-0.61	46.39
	VII	3-5	460	250	-49	-1.51	61.67	-0.25	-0.36	-0.61	-49.61
		5-1	863	400	-151	-2.32	30.76	-0.25		-0.25	-151.25
ΣΔH = 0.04							163.07				
ΔQ = -0.25											
	III	5-3	460	250	49	1.51	61.67	0.36	0.25	0.61	49.61
VII	I	3-4	316	250	34	0.50	29.39	0.36	-0.12	0.24	34.24
	IV	4-5	518	250	-54	-2.07	76.53	0.36	-0.15	0.21	-53.79
ΣΔH = -0.06							167,59				
ΔQ = +0.36											
	VII	5-4	518	250	54	2.07	76.53	0.15	-0.36	-0.21	53.79
IV	V	4-6	420	150	17	+2.40	281.79	0.15	-0.88	-0.73	16.27
		6-5	719	150	-18	-4.60	510.78	0.15		0.15	-17.85
ΣΔH = -0.13							869.10				
ΔQ = +0.15											
		2-11	834	250	57	3.71	130.06	0.36		0.36	57.36
IX	I	11-3	834	150	-14	-3.23	460.82	0.36	-0.12	0.24	-13.76
	III	3-2	219	250	-47	-0.70	28.16	0.36	0.25	0.61	-46.39
ΣΔH = -0.22							619.04				
ΔQ = +0.36											

Zone

BASSE

2^{eme} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	L _e (m)	Ø (mm)	Q ₁ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	CPM	CMA	TOTAL	Q _e
III		1-2	1208	400	148.75	3.15	42.41	0.55		0.55	149.30
	IX	2-3	219	250	46.39	0.64	27.79	0.55	-0.02	0.53	46.92
	VII	3-5	460	250	-49.61	-1.55	62.43	0.55	0.06	0.61	-49
		5-1	863	400	-151.25	-2.33	30.81	0.55		0.55	-150.7
Σ ΔH = -0.09 163.44											
ΔQ = +0.55											
	III	5-3	460	250	49.61	1.55	62.43	-0.06	-0.55	-0.61	49
VII	I	3-4	316	250	34.24	0.51	29.60	-0.06	-0.58	-0.64	33.60
	IV	4-5	518	250	-53.79	-2.05	76.23	-0.06	-0.33	-0.39	-54.18
Σ ΔH = 0.01 168.26											
ΔQ = -0.06											
	VII	5-4	518	250	53.79	2.05	76.23	0.33	0.06	0.39	54.18
IV	V	4-6	420	150	16.27	2.19	269.69	0.33	0.35	0.68	16.95
		6-5	719	150	-17.85	-4.52	506.53	0.33		0.38	-17.52
Σ ΔH = -0.28 852.45											
ΔQ = +0.33											
		2-11	834	250	57.36	3.75	130.88	0.02		0.02	57.38
IX	I	11-3	834	150	-13.76	-3.12	452.92	0.02	-0.58	-0.56	-14.32
	III	3-2	219	250	-46.39	-0.64	27.79	0.02	-0.55	-0.53	-46.92
Σ ΔH = -0.01 611.59											
ΔQ = +0.02											

Zone

BASSE

3^{eme} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D (m.m)	Q ₂ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	CPM	CMA	TOTAL	Q ₃	
III		1-2	1208	400	149.30	3.18	42.57	-0.13		-0.13	149.17	
	IX	2-3	219	250	46.92	0.66	28.11	-0.13	-0.43	-0.56	46.36	
	VII	3-5	460	250	-49	-1.51	61.67	-0.13	-0.48	-0.61	-49.61	
		5-1	863	400	-150.7	-2.31	30.70	-0.13		-0.13	-150.83	
$\Sigma \Delta H =$							0.02	163.05				
$\Delta Q = -0.13$												
	III	5-3	460	250	49	1.51	61.67	0.48	0.13	0.61	49.61	
VII	I	3-4	316	250	33.60	0.49	29.05	0.48	0.03	0.51	34.11	
	IV	4-5	518	250	-54.18	-2.08	76.78	0.48	0.12	0.60	-53.58	
$\Sigma \Delta H =$							-0.08	167.5				
$\Delta Q = +0.48$												
	VII	5-4	518	250	54.18	2.08	76.78	-0.12	-0.48	-0.60	53.58	
IV	V	4-6	420	150	16.95	2.38	280.97	-0.12	-0.49	-0.61	16.34	
		6-5	719	150	-17.52	-4.36	497.16	-0.12		-0.12	-17.64	
$\Sigma \Delta H =$							0.1	854.91				
$\Delta Q = -0.12$												
		2-11	834	250	57.38	3.76	130.92	0.43		0.43	57.81	
IX	I	11-3	834	150	-14.32	-3.37	471.35	0.43	0.03	0.46	-13.86	
	III	3-2	219	250	-46.92	-0.66	28.11	0.43	0.13	0.56	-46.36	
$\Sigma \Delta H =$							0.01	615.89				
$\Delta Q = -0.02$												

ZONE

BASSE

4^{ème} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	le (m)	D (mm)	Q ₃ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₄
III		1-2	1208	400	149.17	3.17	42.53	0.37		0.37	149.54
	IX	2-3	219	250	46.36	0.64	27.78	0.37	0.02	0.39	46.75
	VII	3-5	460	250	-49.61	-1.55	62.43	0.37	0.12	0.49	-49.12
		5-1	863	400	-150.83	-2.32	30.72	0.37		0.37	-150.46
$\Sigma \Delta H = -0.06$							163.46				
$\Delta Q = +0.37$											
	III	5-3	460	250	49.61	1.55	62.43	-0.12	-0.37	-0.49	49.12
VII	I	3-4	316	250	34.11	0.5	29.49	-0.12	-0.39	-0.51	33.60
	IV	4-5	518	250	-53.58	-2.03	75.93	-0.12	-0.20	-0.32	-53.90
$\Sigma \Delta H = 0.02$							167.85				
$\Delta Q = -0.12$											
	VII	5-4	518	250	53.58	2.03	75.93	0.2	0.12	0.32	53.90
IV	V	4-6	420	150	16.34	2.21	270.85	0.2	0.12	0.32	16.66
		6-5	719	150	-17.64	-4.41	500.57	0.2		0.2	-17.44
$\Sigma \Delta H = -0.17$							847.35				
$\Delta Q = +0.2$											
		2-11	834	250	57.81	3.81	131.90	-0.02		-0.02	57.79
IX	I	11-3	834	150	-13.86	-3.16	456.21	-0.02	-0.39	-0.41	-14.27
	III	3-2	219	250	-46.36	-0.64	27.78	-0.02	-0.37	-0.39	-46.75
$\Sigma \Delta H = 0.01$							615.89				
$\Delta Q = -0.02$											

ZONE

BASSE

1^{ere} APPROXIMATION

N° des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (cm)	D (mm)	Q ₀ l/s	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₁	
III	IX	3-11	834	150	14	3,23	460.82	0.12	-0.36	-0.24	13.76	
	II	11-10	230	200	21	0.44	42.37	0.12	-2.73	-2.61	18.39	
I	VIII	10-7	334	100	-2	-0.22	220.41	0.12	-0.51	-0.39	-2.39	
	V	7-4	604	250	-34	-3.06	180.14	0.12	-0.88	-0.76	-34.76	
	VII	4-3	316	250	-34	-0.50	29.39	0.12	-0.36	-0.24	-34.24	
$\Sigma \Delta H = -0.11$							933.13					
$\Delta Q = +0.12$												
	IV	4-6	420	150	-17	-2,40	281.79	0.88	-0.15	0.73	-16.27	
V	VI	6-7	719	100	-4	-1,90	948.93	0.88	0.77	1,65	-2.35	
	I	7-4	604	200	34	3.06	180.14	0.88	-0.12	0.76	34.76	
$\Sigma \Delta H = -1.24$							1410.86					
$\Delta Q = +0.88$												
	V	6-7	719	100	4	1,90	948.93	-0.77	-0.88	-1,65	2,35	
VI	VIII	7-8	230	100	5	0,95	379.44	-0.77	-0.51	-1,28	3,72	
		8-6	805	150	-10	-1,59	317.71	-0.77		-0,77	-10,77	
$\Sigma \Delta H = 1,26$							1646,08					
$\Delta Q = -0,77$												

ZONE

BASSE

2^{eme} approximation

N ^o des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (cm)	D (m.m)	Q ₁ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₂	
	IX	3-11	834	150	13.76	3.12	452.92	0.58	-0.02	0.56	14.32	
	II	11-10	230	200	18.39	0.34	37.10	0.58	0.34	0.92	19.31	
I	VIII	10-7	334	100	-2.39	-0.31	263.38	0.58	-0.1	0.48	-1.91	
	V	7-4	604	250	-34.76	-3.20	184.16	0.58	0.35	0.93	-33.83	
	VII	4-3	316	250	-34.24	-0.51	29.60	0.58	0.06	0.64	-33.60	
$\Sigma \Delta H =$							-0.56	967.16				
$\Delta Q = +0.58$												
	IV	4-6	420	150	-16.27	-2.19	269.69	-0.35	-0.33	-0.68	-16.95	
V	VI	6-7	719	100	-2.35	-0.66	557.50	-0.35	-0.55	-0.90	-3.25	
	I	7-4	604	200	34.76	3.20	184.16	-0.35	-0.58	-0.93	33.83	
$\Sigma \Delta H =$							0.35	1011.35				
$\Delta Q = -0.35$												
	V	6-7	719	100	2.35	0.66	557.50	0.55	0.35	0.90	3.25	
VI	VIII	7-8	230	100	3.72	0.53	282.30	0.55	-0.1	0.45	4.17	
		8-6	805	150	-10.77	-1.84	342.17	0.55		0.55	-10.22	
$\Sigma \Delta H =$							-0.65	1181.97				
$\Delta Q = +0.55$												

ZONE

BASSE

3^{eme} approximation -75-

N° des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q ₂ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₃
	IX	3-11	834	150	14.32	3.37	471.35	-0.03	-0.43	-0.46	13.86
	II	11-10	230	200	19.31	0.38	38.96	-0.03	-0.02	-0.05	19.26
I	VIII	10-7	334	100	-1.91	-0.20	210.49	-0.03	-0.28	-0.31	-2.22
	V	7-4	604	250	-33.83	-3.03	179.24	-0.03	-0.49	-0.52	-34.35
	VII	4-3	316	250	-33.60	-0.49	29.05	-0.03	-0.48	-0.51	-34.11
$\Sigma \Delta H = 0.03 \quad 929.09$											
$\Delta Q = -0.03$											
	IV	4-6	420	150	-16.95	-2.38	280.97	0.49	0.12	0.61	-16.34
V	VI	6-7	719	100	-3.25	-1.25	771.01	0.49	0.18	0.67	-2.58
	I	7-4	604	200	33.83	3.03	179.24	0.49	0.03	0.52	34.35
$\Sigma \Delta H = -0.60 \quad 1231.22$											
$\Delta Q = +0.49$											
	V	6-7	719	100	3.25	1.25	771.01	-0.18	-0.49	-0.67	2.58
VI	VIII	7-8	230	100	4.17	0.66	316.45	-0.18	-0.28	-0.46	3.71
		8-6	805	150	-10.22	-1.66	324.70	-0.18		-0.18	-10.4
$\Sigma \Delta H = 0.25 \quad 1412.16$											
$\Delta Q = -0.18$											

ZONE

BASSE

4^{eme} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q ₃ (litres)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₄	
	IX	3-11	834	150	13.86	3.16	456.21	0.39	0.02	0.41	14.27	
	II	11-10	230	200	19.26	0.37	38.86	0.39	-0.02	0.37	19.63	
I	VIII	10-7	334	100	-2.22	-0.27	244.65	0.39	0.07	0.46	-1.76	
	V	7-4	604	250	-34.35	-3.13	181.99	0.39	0.12	0.51	-33.84	
	VII	4-3	316	250	-34.11	-0.50	29.49	0.39	0.12	0.51	-33.60	
$\Sigma \Delta H = -0.37$							951.2					
$\Delta Q = +0.39$												
	IV	4-6	420	150	-16.34	-2.21	270.85	-0.12	-0.2	-0.32	-16.66	
V	VI	6-7	719	100	-2.58	-0.79	612.06	-0.12	-0.33	-0.45	-3.03	
	I	7-4	604	200	34.35	3.13	181.99	-0.12	-0.39	-0.51	33.84	
$\Sigma \Delta H = 0.13$							1064.90					
$\Delta Q = -0.12$												
	V	6-7	719	100	2.58	0.79	612.06	0.33	0.12	0.45	3.03	
VI	VIII	7-8	230	100	3.71	0.52	281.54	0.33	0.07	0.40	4.11	
		8-6	805	150	-10.4	-1.72	330.42	0.33		0.33	-10.07	
$\Sigma \Delta H = -0.41$							1224.02					
$\Delta Q = +0.33$												

ZONE

BASSE

1^{ère} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	L _e (m)	D (mm)	Q ₀ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₁	
VIII	VI	7-8	230	100	-5	-0.95	379.44	0.51	0.77	1.28	-3.72	
		8-9	259	100	-4	-0.68	341.83	0.51		0.51	-3.49	
	II	9-10	173	150	16	0.87	109.24	0.51	-2.73	-2.22	13.78	
	I	10-7	334	100	2	0.22	220.41	0.51	-0.12	0.39	2.39	
$\Sigma \Delta H = -0.54$							1050.92					
$\Delta Q = +0.51$												
II	VIII	9-10	173	150	-16	-0.87	109.24	2.73	-0.51	2.22	-13.78	
	I	10-11	230	200	-21	-0.44	42.37	2.73	-0.12	2.61	-18.39	
		11-12	489	100	3	0.73	484.04	2.73		2.73	5.73	
		12-9	489	150	-14	-1.89	270.19	2.73		2.73	-11.27	
$\Sigma \Delta H = -2.47$							905.84					
$\Delta Q = +2.73$												

ZONE

BASSE

2^{eme} approximation

N ^o des mailles	Mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q ₁ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₂	
VIII	VI	7-8	230	100	-3.72	-0.53	282.30	0.1	-0.55	-0.45	-4.17	
		8-9	259	100	-3.49	-0.52	298.24	0.1		0.1	-3.39	
	II	9-10	173	150	13.78	0.65	94.08	0.1	0.34	0.44	14.22	
	I	10-7	334	100	2.39	0.31	263.38	0.1	-0.58	-0.48	1.91	
ΣΔH = -0.09							938					
ΔQ = +0.1												
II	VIII	9-10	173	150	-13.78	-0.65	94.08	-0.34	-0.1	-0.44	-14.22	
	I	10-11	230	200	-18.39	-0.34	37.10	-0.34	-0.58	-0.92	-19.31	
		11-12	489	100	5.73	2.65	924.50	-0.34		-0.34	5.39	
		12-9	489	150	-11.27	-1.23	217.50	-0.34		-0.34	11.61	
ΣΔH = 0.43							1273.18					
ΔQ = -0.34												

ZONE

BASSE

3^{eme} approximation.

N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	Le (m)	D (mm)	Q ₂	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₃	
VIII	VI	7-8	230	100	-4.17	-0.66	316.45	0.28	0.18	0.46	-3.71	
		8-9	259	100	-3.39	-0.49	289.70	0.28		0.28	-3.11	
	II	9-10	173	150	14.22	0.69	97.09	0.28	-0.02	0.26	14.48	
	I	10-7	334	100	1.91	0.20	210.49	0.28	0.03	0.31	2.22	
$\Sigma \Delta H = -0.26$							913.73					
$\Delta Q = +0.28$												
II	VIII	9-10	173	150	-14.22	-0.69	97.09	0.02	-0.28	-0.26	-14.48	
	I	10-11	230	200	-19.31	-0.38	38.96	0.02	0.03	0.05	-19.26	
		11-12	489	100	5.39	2.34	869.65	0.02		0.02	5.41	
		12-9	489	150	11.61	-1.30	224.07	0.02		0.02	-11.59	
$\Sigma \Delta H = -0.03$							1229.77					
$\Delta Q = +0.02$												

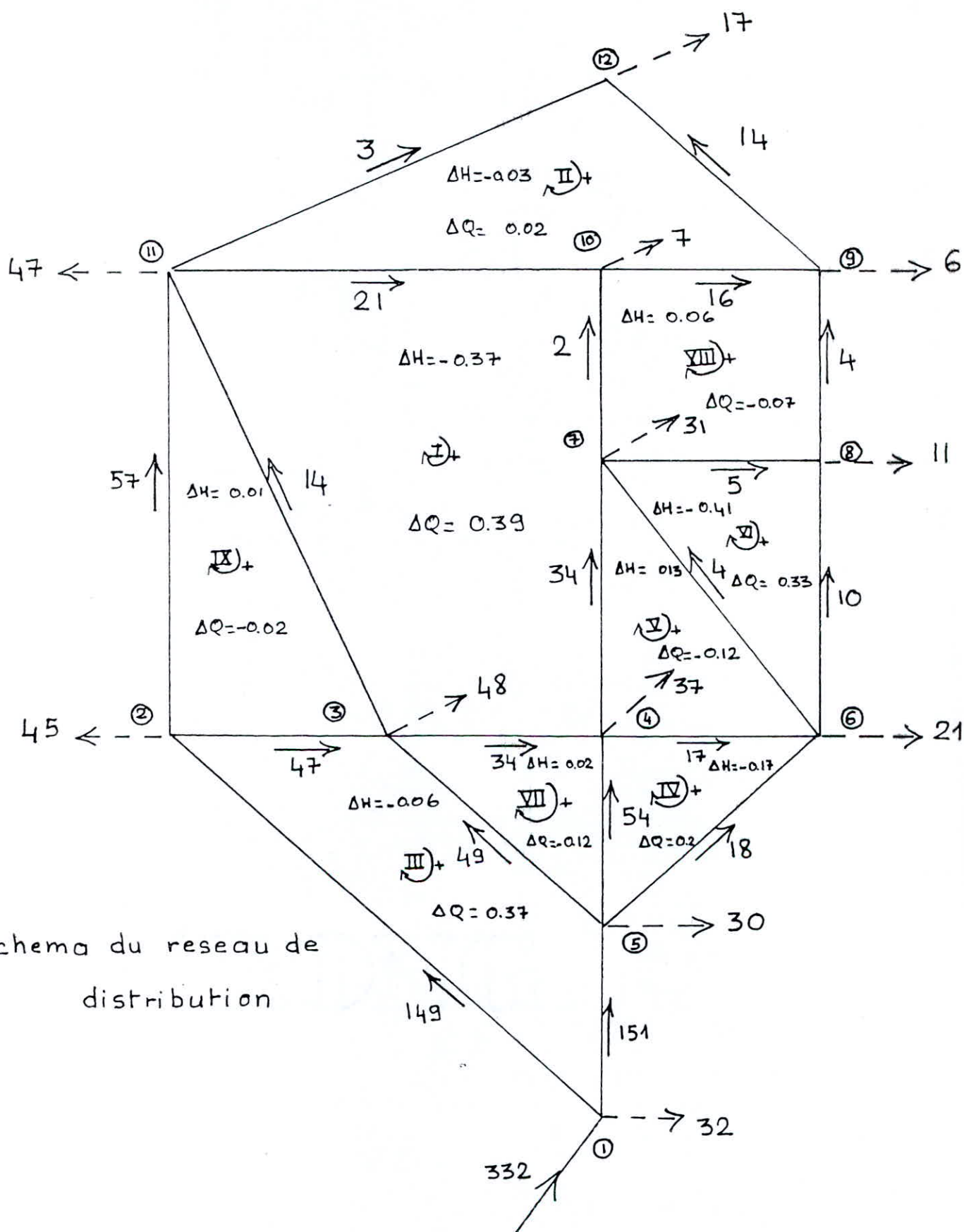
ZONE

BASSE

4^{ème} approximation

N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	Lc (m)	D (mm)	Q ₃	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₄	
VIII	VI	7-8	230	100	-3.71	-0.52	281.54	-0.07	-0.33	-0.40	-4.11	
		8-9	259	100	-3.11	-0.41	265.77	-0.07		-0.07	-3.18	
	II	9-10	173	150	14.48	0.72	98.87	-0.07	-0.02	-0.09	14.39	
	I	10-7	334	100	2.22	0.27	244.65	-0.07	-0.39	-0.46	1,76	
$\Sigma \Delta H = 0.06$							890.83					
$\Delta Q = -0.07$												
II	VIII	9-10	173	150	-14.48	-0.72	98.87	0.02	0.07	0.09	-14.39	
	I	10-11	230	200	-19.26	-0.37	38.86	0.02	-0.39	-0.37	-19.63	
		11-12	489	100	5.41	2.36	872.87	0.02		0.02	5.43	
		12-9	489	150	-11.59	-1.30	223.68	0.02		0.02	-11.57	
$\Sigma \Delta H = -0.03$							1234.28					
$\Delta Q = +0.02$												

ZONE BASSE 910



Schema du reseau de distribution

ZONE BASSE MOYENNE

1^{ere} approximation

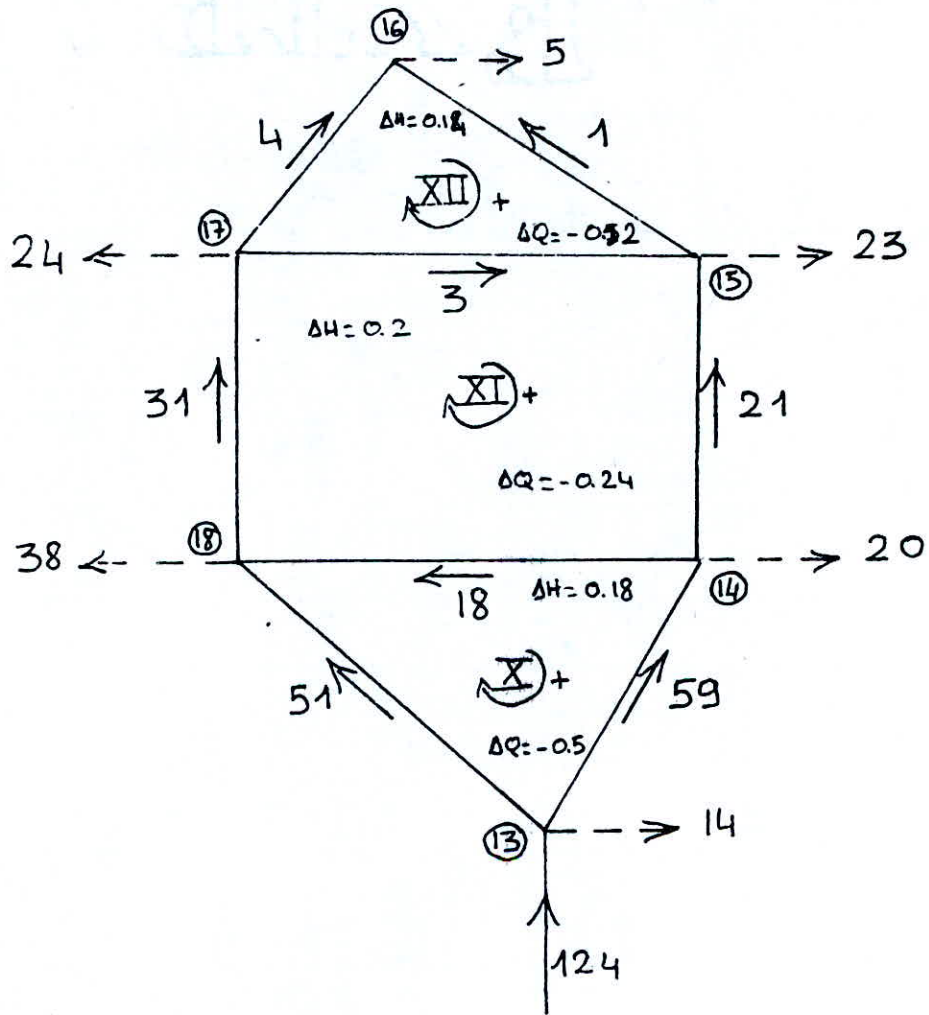
N° des mailles	Mailles adjacentes	Trançons	Le (m)	D (mm)	Φ ₀ (Q ₁)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₁
		13-14	633	300	-59	-1.16	39.47	0		0	-59
X	XI	14-18	288	150	-18	-1.84	204.60	0	0.55	0.55	-17.45
		18-13	863	250	51	3.07	120.41	0		0	51
$\Sigma \Delta H = 0.07$							364.46				
$\Delta Q = -0.00$											
XI		14-15	333	150	-21	-2.90	275.99	-0.55		-0.55	-21.55
	XII	15-17	288	100	3	0.43	285.08	-0.55	0.69	0.14	3.14
		17-18	259	200	31	1.09	70.43	-0.55		-0.55	30.45
	X	18-14	288	150	18	1.84	204.60	-0.55	0	-0.55	17.45
$\Sigma \Delta H = 0.46$							836.10				
$\Delta Q = -0.55$											
		15-16	575	100	-1	-0.09	189.72	-0.69		-0.69	-1.69
XII		16-17	489	100	4	1.29	645.38	-0.69		-0.69	3.31
	XI	17-15	288	100	-3	-0.43	285.08	-0.69	0.55	-0.14	-3.14
$\Sigma \Delta H = 0.77$							1120.18				
$\Delta Q = -0.69$											

ZONE BASSE MOYENNE

2^{ème} approximation

N° des mailles	mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D mm	Q ₁	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₂
		13-14	633	300	-59	-1.16	39.47	-0.5		-0.5	-59.5
X	XI	14-18	288	150	-17.45	-1.73	198.35	-0.5	0.24	-0.26	-17.71
		18-13	863	250	51	3.07	120.41	-0.5		-0.5	50.5
					$\Sigma \Delta H =$		0.18	358.23			
$\Delta Q = -0.5$											
XI		14-15	333	150	-21.55	-3.05	283.22	-0.24		-0.24	-21.79
	XII	15-17	288	100	3.14	0.47	298.38	-0.24	0.12	-0.12	3.02
		17-18	259	200	30.45	1.05	69.18	-0.24		-0.24	30.21
	X	18-14	288	150	17.45	1.73	198.35	-0.24	0.50	0.26	17.71
					$\Sigma \Delta H =$		0.2	849.13			
$\Delta Q = -0.24$											
		15-16	575	100	-1.69	-0.27	320.63	-0.12		-0.12	-1.81
XII		16-17	489	100	3.31	0.88	534.05	-0.12		-0.12	3.19
	XI	17-15	288	100	-3.14	-0.47	298.38	-0.12	0.24	0.12	-3.02
					$\Sigma \Delta H =$		0.14	1153.06			
$\Delta Q = -0.12$											

ZONE MOYENNE 920



Schema du reseau de distribution

ZONE HAUTE

1^{ere} approximation

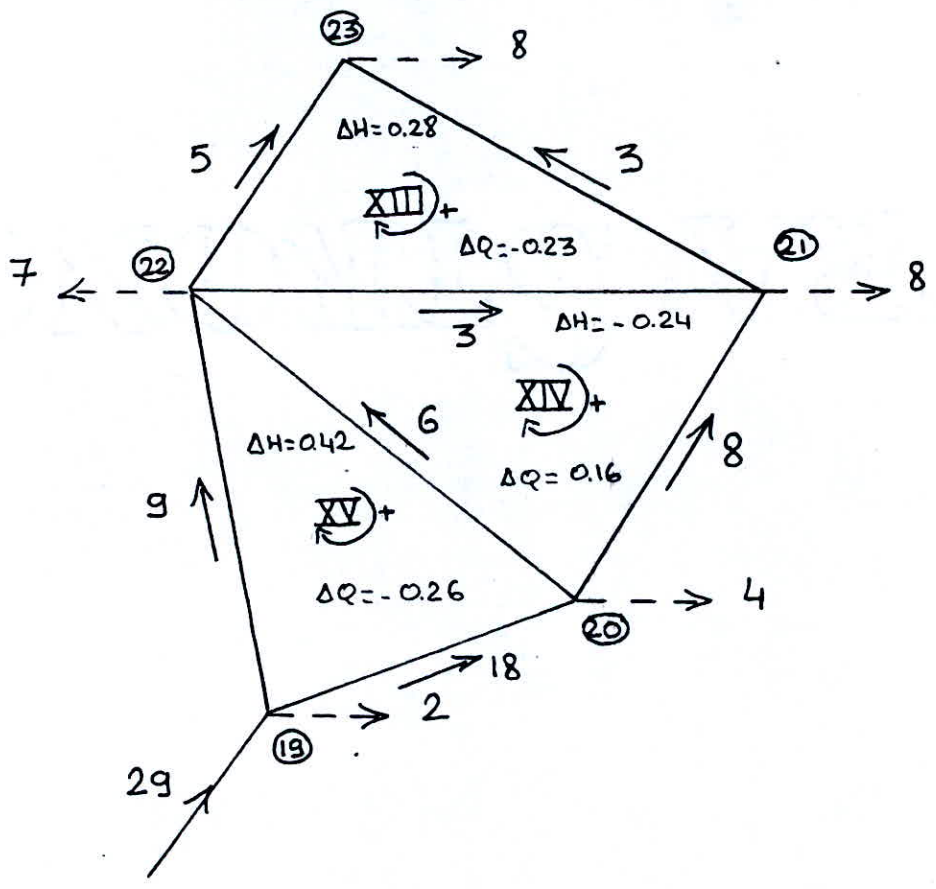
N° des mailles	mailles adjacentes	Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q ₀ l/s	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q ₁	
		19-20	334	150	-18	-2.14	237.28	0.52		0.52	-17.48	
<u>XV</u>	<u>XIV</u>	20-22	374	100	-6	-2.22	740.40	0.52	0.65	1.17	-4.83	
		22-19	259	100	9	3.46	769.11	0.52		0.52	9.52	
$\Sigma \Delta H = -0.9$							1746.79					
$\Delta Q = +0.52$												
		20-21	173	100	-8	-1.83	456.65	-0.65		-0.65	-8.65	
<u>XIV</u>	<u>XIII</u>	21-22	460	100	3	0.68	455.33	-0.65	0.12	-0.53	2.47	
	<u>XV</u>	22-20	374	100	6	2.22	740.40	-0.65	0.52	-1.17	4.83	
$\Sigma \Delta H = 1.07$							1652.38					
$\Delta Q = -0.65$												
	<u>XIV</u>	21-22	460	100	-3	-0.68	455.33	-0.12	0.65	0.53	-2.47	
<u>XIII</u>		22-23	322	100	5	1.33	531.22	-0.12		-0.12	4.88	
		23-21	328	100	-3	-0.49	324.67	-0.12		-0.12	-3.12	
$\Sigma \Delta H = 0.16$							1311.22					
$\Delta Q = -0.12$												

ZONE HAUTE

2^{eme} approximation

N° des mailles	mailles adjacentes	Trançons	Le (m)	D (mm)	Q ₁ (l/s)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q}$	CPM	CMA	TOTAL	Q ₂	
		19-20	334	150	-17.48	-2.01	230.42	-0.26		-0.26	-17.74	
<u>XV</u>	<u>XIV</u>	20-22	374	100	-4.83	-1.44	596.02	-0.26	-0.16	-0.42	-5.25	
		22-19	259	100	9.52	3.87	813.55	-0.26		-0.26	9.26	
$\Sigma \Delta H = 0.42$							1639.99					
$\Delta Q = -0.26$												
		20-21	173	100	-8.65	-2.14	493.75	0.16		0.16	-8.49	
<u>XIV</u>	<u>XIII</u>	21-22	460	100	2.47	0.46	374.89	0.16	0.23	0.39	2.86	
	<u>XV</u>	22-20	374	100	4.83	1.44	596.02	0.16	0.26	0.42	5.25	
$\Sigma \Delta H = -0.24$							1464.66					
$\Delta Q = +0.16$												
	<u>XIV</u>	21-22	460	100	-2.47	-0.46	374.89	-0.23	-0.16	-0.39	-2.86	
<u>XIII</u>		22-23	322	100	4.88	1.27	518.47	-0.23		-0.23	4.65	
		23-21	328	100	-3.12	-0.53	337.66	-0.23		-0.23	-3.35	
$\Sigma \Delta H = +0.28$							1251.02					
$\Delta Q = -0.23$												

ZONE HAUTE



Schema du reseau de distribution

7 - Calcul des pressions au sol.

- Après avoir déduit les côtes du terrain (plan de situation) de chaque nœud de l'ensemble du réseau.
- Les pertes de charge sur chaque tronçon
- La perte de charge dans la conduite d'amenée on calcule les côtes piézométriques de chaque point et à la fin on calcule la pression au sol des nœuds qui sera égale

$$P = C_p - C_T$$

Les résultats de calcul sont portés sur les tableaux suivants :

Après avoir effectué les calculs nous remarquons que la zone en danger se trouve au nœud 7 dont l'altitude est $<$ à 853m c'est à dire 850 car vu que notre TP de la zone basse se trouve à 913m la côte du terrain en sécurité sera

$$913 - 60 = 853m$$

Etant donné que la différence entre l'altitude du nœud 7 et la marge de sécurité n'est pas très grande en conséquence il faut éviter de placer les appareils tel que chauffe-eau à un niveau \leq 853m

Tronçon 9_12

Dans ce tronçon il faut prêter attention car il existe une vallée à une altitude très basse $<$ 853m donc éventuellement il faut faire une ramification pour cette zone et placer un réducteur de pression pour pouvoir alimenter convenablement cette région.

7.1 Dimensionnement des conduites d'amenées

Etant donné que nous avons trois réseaux de distributions nous avons alors trois conduites d'amenées.

a. Dimensionnement de la conduite d'amenée pour la zone basse:

$$L = 200 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$$

$$Q = 332 \text{ l/s}$$

On prends une vitesse de 1,5 m/s

$$Q = VA \Rightarrow A = \frac{Q}{v} = \frac{0.332}{1.5} = 0.221 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.221}{3.14}} = 0.531 \text{ m} = 531 \text{ mm}$$

On prends un diamètre normalisé

$$D = 500 \text{ mm}$$

En utilisant la théorie de ME LAPRAY sur la longueur Fluido dynamique

nous savons que pour un profil circulaire plein on a $D_0 = 1,539$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} \Rightarrow \lambda = \frac{0.5}{1,539} = 0.3249$$

Calcul de Q/\sqrt{L} en fonction de ε et λ

$$\frac{Q}{\sqrt{L}} = \lambda^{2,5} \left(15,96 - 8,681 \text{ Log} \frac{\varepsilon}{\lambda} \right) \text{ d'après le}$$

cours de la longueur Fluido-dynamique

$$\frac{Q}{\sqrt{L}} = (0.3249)^{2,5} \left(15,96 - 8,681 \text{ Log} \frac{0.1}{0.3249} \right) = 5,184$$

En utilisant les abaques du \hat{m} cours

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0.1 \\ \lambda = 0.3249 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{abaque } 8a \quad \frac{Q}{\sqrt{J}} = 5,18$$

$$\text{donc } \sqrt{J} = \frac{Q}{5,18} = \frac{0.346}{5,18} = 0.0667953668$$

$$\text{d'où } J = 0.004461621$$

Calcul de la perte de charge.

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

$$J = 0.004461621$$

$$L = 200 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0.004461621 \cdot 200 = 0.8923242 \text{ m}$$

b. Dimensionnement de la conduite

d'amenée pour la zone moyenne.

$$L = 575 \text{ m.}$$

$$\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$$

$$Q = 124 \text{ l/s} = 0.124 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1.5 \text{ m/s.}$$

$$Q = VA \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.083}{3.14}} = 0.3245 \text{ m} \approx 325 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé.

$$D = 350 \text{ mm} \quad \text{avec } \pi = 3.14$$

En utilisant la théorie de Mr LAPRAY sur la L.F.D nous savons que pour un P.C.P $D_0 = 1.539$

$$d = \frac{D}{D_0} = \frac{0.35}{1.539} = 0.2274$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = (0.2274)^{2.5} (15.96 - 8.681 \log \frac{0.1 \cdot 10^{-3}}{0.2274}) = 2.048$$

En utilisant les abaques

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0.1 \\ d = 0.2274 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{abaque 8a } \frac{Q}{\sqrt{J}} = 2.05 \Rightarrow$$

$$J = \left(\frac{Q}{2.05} \right)^2 = \left(\frac{0.124}{2.05} \right)^2 = 0.0036587745$$

Calcul de la p.d.c.

$$\text{Calcul } \Delta H = J \cdot L$$

$$\Delta H = 0.0036587745 \cdot 575 = 2.1 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 0.0036654303 \cdot 275 = 1.008 \text{ m}$$

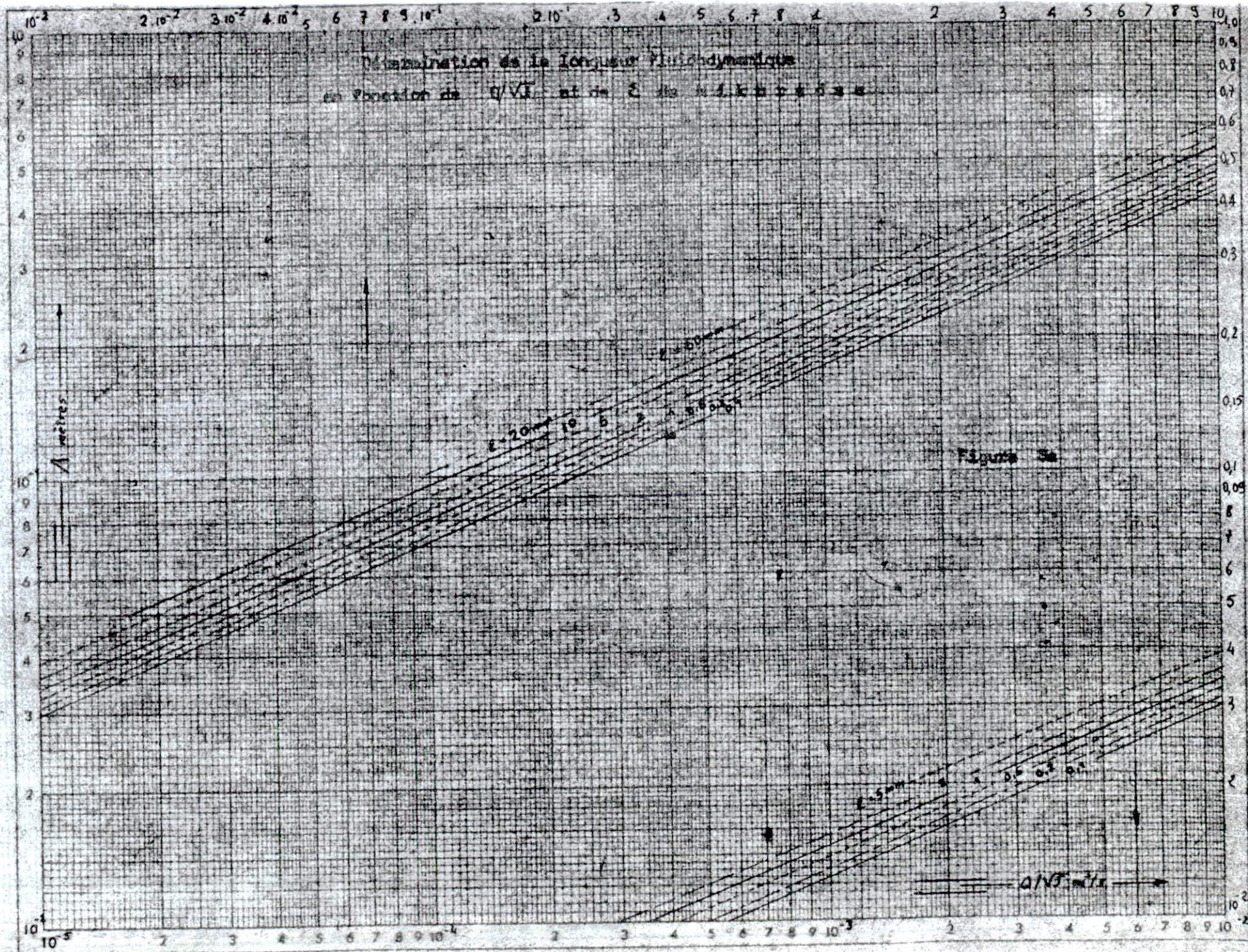
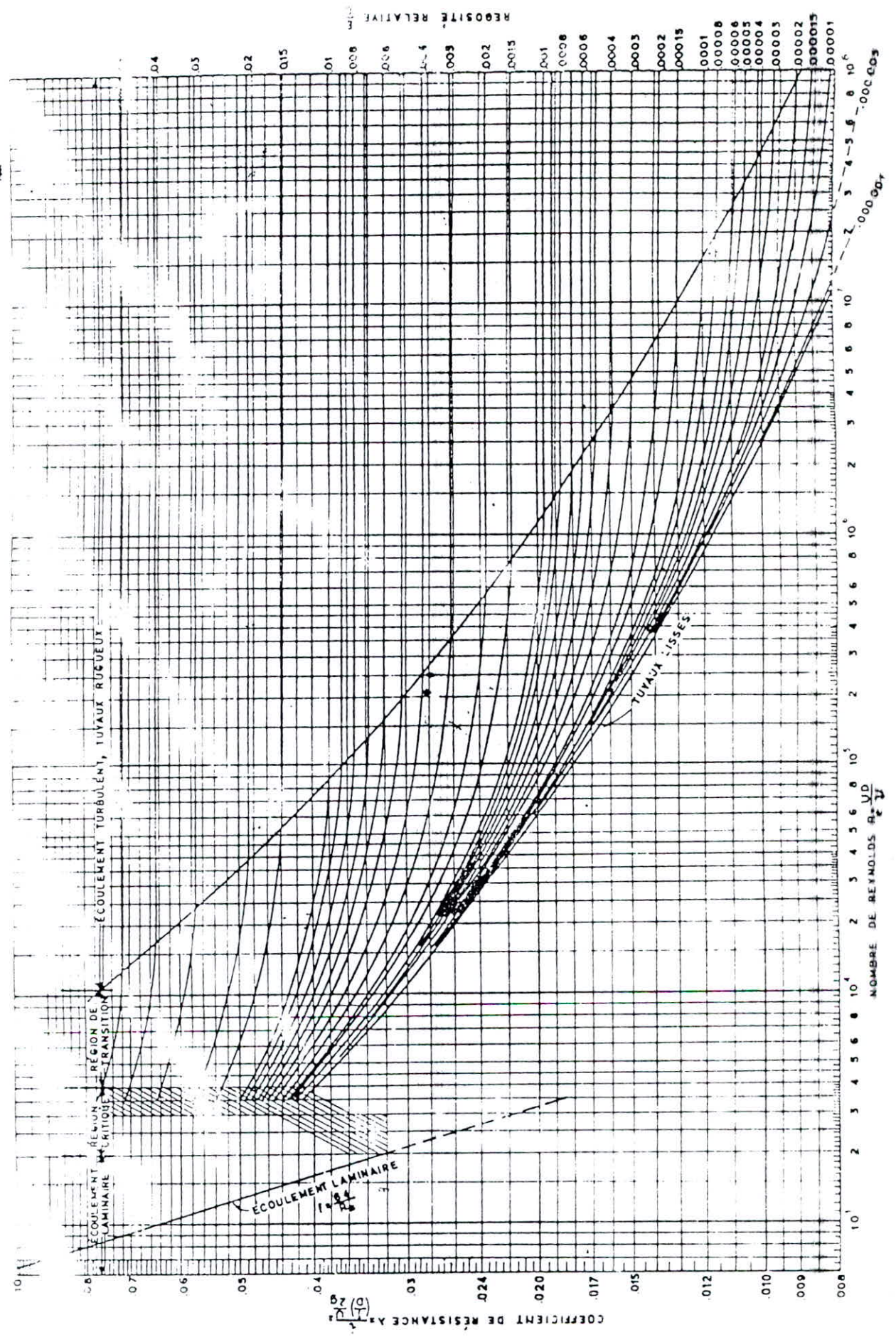


Figure 5a

B

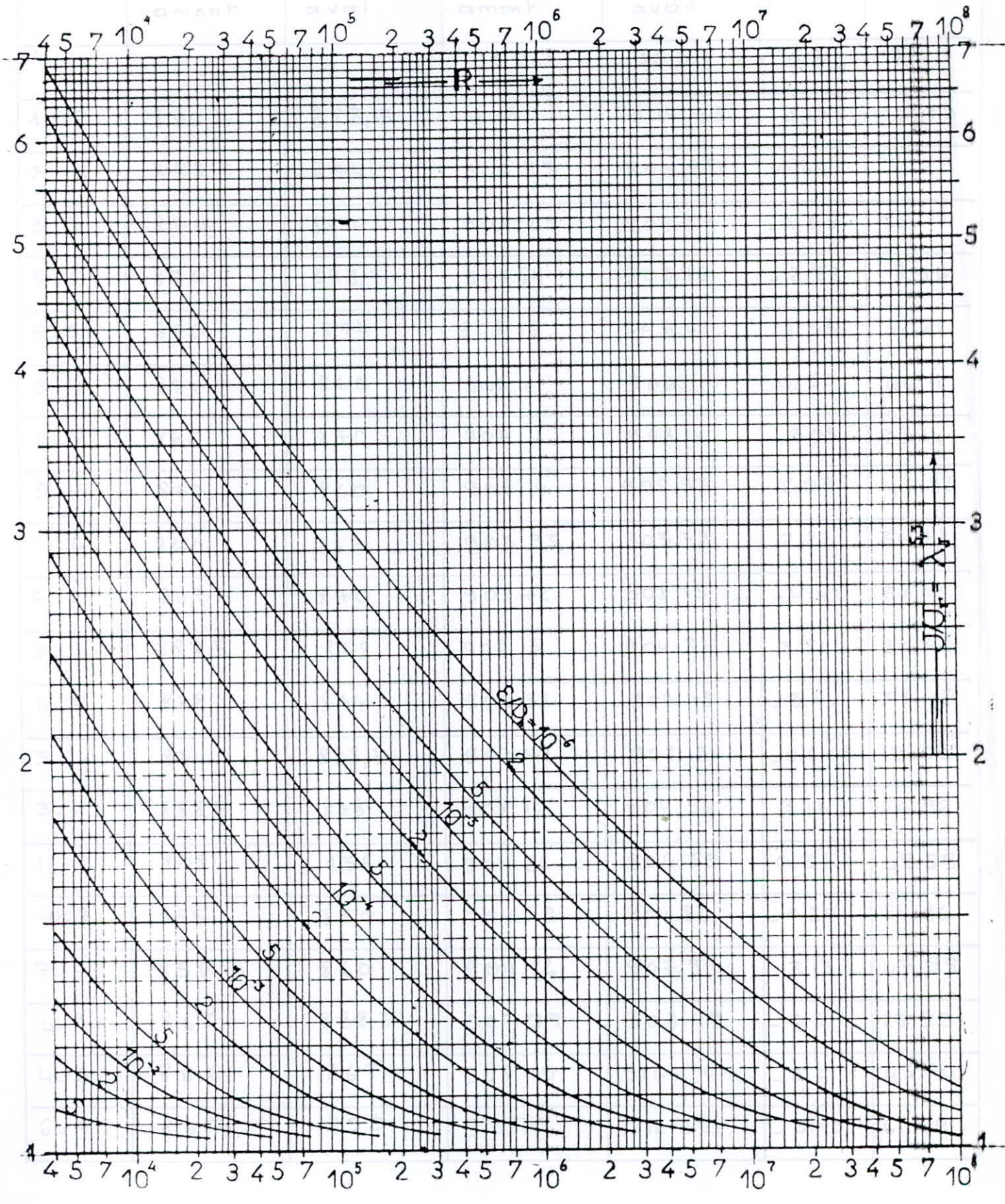
46 Diagramme de λ vs R_e

terminer R_e voir $\frac{b}{D}$ et l'abaque 45



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

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



Trançons	Côtes du Terrain		Côtes piezométriques		ΔH	Pressions au sol
	amont	aval	amont	aval		
7-4	850	860	911.49	908.36	3.13	48.36
6-7	867	850	908.36	907.57	0.79	57.57
7-8	850	879	907.57	907.05	0.52	28.05
8-6	879	867	907.05	908.77	-1.72	41.77
7-8	850	879	908.77	909.29	-0.52	30.29
8-9	879	875	909.29	909.70	-0.41	34.70
9-10	875	855	909.70	908.98	0.72	53.98
10-7	855	850	908.98	908.71	0.27	58.71
9-10	875	855	908.71	909.43	-0.72	54.43
10-11	855	878	909.43	909.80	-0.37	31.80
12-12	878	850	909.80	907.44	2.36	57.44
12-8	830	875	907.44	908.74	-1.30	33.74

Tronçons	Cotes du terrain		Cotes piezométriques		ΔH	Pressions au sol
	amont	aval	amont	aval		
			919	996,90	28.1	16.90
13-14	900	885	916.90	918.06	-1.16	33.06
14-18	885	887	918.06	919.79	-1.73	32.79
18-13	887	900	919.79	916.72	3.07	16.72
14-15	885	877	916.72	919.77	-3.05	42.77
15-17	877	877	919.77	919.30	0.47	42.30
17-18	877	887	919.30	918.25	1.05	31.25
18-14	887	885	918.25	916.52	1.73	31.52
15-16	877	898	916.52	916.79	-0.27	18.79
16-17	898	877	916.79	915.91	0.88	38.91
17-15	877	877	915.91	916.38	-0.47	39.38

Trançons	Côtes du terrain		Côtes piezométriques		ΔH	pressions au sol
	amont	aval	amont	aval		
			976	975	1	6
19-20	969	951	975	977.01	-2.01	26.01
20-22	951	971	977.01	978.45	-1.44	7.45
22-19	971	969	978.45	974.58	3.87	5.58
20-21	951	923	974.58	976.72	-2.14	53.72
21-22	923	971	976.72	976.26	0.46	5.26
22-20	971	951	976.26	974.82	1.44	23.82
21-22	923	971	974.82	975.28	-0.46	5.28
22-23	971	917	975.28	974.01	1.27	57.01
23-21	917	923	974.01	974.54	-0.53	51.54

Vitesses de la zone basse

Tronçons	Le (m)	D mm	Q l/s	V m/s
1 - 2	1208	400	149.54	1.19
2 - 3	219	250	46.75	0.95
3 - 5	460	250	49.12	1
5 - 1	863	400	150.46	1.20
5 - 3	460	250	49.12	1
3 - 4	316	250	33.60	0.73
4 - 5	518	250	53.90	1.10
5 - 4	518	250	53.90	1.10
5 - 6	719	150	17.44	0.99
6 - 4	420	150	16.66	0.94
2 - 11	834	250	57.79	1.18
11 - 3	834	150	14.27	0.81
3 - 2	219	250	46.75	0.95
3 - 11	834	150	14.27	0.81
11 - 10	230	200	19.63	0.63
10 - 7	334	100	1.76	0.22
7 - 4	604	250	33.84	0.69
4 - 3	316	250	33.60	0.73
4 - 6	420	150	16.66	0.94
6 - 7	719	100	3.03	0.59
7 - 4	604	200	33.84	0.69
6 - 7	719	100	3.03	0.59
7 - 8	230	100	4.11	0.52
8 - 6	805	150	10.07	0.51
8 - 7	230	100	4.11	0.52
8 - 9	259	100	3.18	0.41
9 - 10	173	150	14.39	0.81
10 - 7	334	100	1.76	0.22
10 - 9	173	150	14.39	0.81
10 - 11	230	200	19.63	0.63
11 - 12	489	100	5.43	0.69
12 - 9	489	150	11.57	0.66

Vitesses de la zone moyenne

Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	V ml/s
13 - 14	633	300	59.5	0.84
14 - 18	288	150	17.71	1.00
18 - 13	863	250	50.50	1.03
14 - 15	333	150	21.79	1.23
15 - 17	288	100	3.02	0.38
17 - 18	259	200	30.21	0.96
19 - 14	288	150	17.71	1.00
15 - 16	545	100	1.81	0.23
16 - 17	489	100	3.19	0.41
17 - 15	288	100	3.02	0.38

Vitesses de la zone haute.

Tronçons	Le (m)	D (mm)	Q (l/s)	V ml/s
19 - 20	334	150	17.74	1.00
20 - 22	374	100	5.25	0.67
22 - 19	259	100	9.26	1.18
20 - 21	173	100	8.49	1.10
21 - 22	460	100	2.86	0.36
22 - 20	374	100	5.25	0.67
21 - 22	460	100	2.86	0.36
22 - 23	322	100	4.65	0.59
23 - 21	328	100	3.35	0.43

8 Equipement du reseau de distribution

Nous avons utilisé un ensemble d'accessoir pour l'équipement de notre réseau de distribution

a) Les Ventouses

On prévoit des ventouses à chaque point haut pour éliminer les cantonnements d'Air, qui peuvent détériorer la canalisation et perturber l'écoulement. Lorsqu'on procède à la vidange les ventouses permettent l'admission d'air dans la conduite. Les ventouses utilisées dans notre projet sont des ventouses à boule qui au remplissage reste en position basse pour laisser l'orifice d'évacuation d'air entièrement dégagé, à l'arrivée de l'eau elle remonte.

b) Décharge

Aux points les plus bas on place des robinets pour permettre la vidange. Ils seront placés dans des regards et l'eau sera évacuée dans un reseau d'assainissement ou un reseau d'irrigation.

c) Robinetts et vannes

Generalement robinetts et vannes permettent d'isoler une partie du reseau. lorsque sur certains tronçons on procède à des reparations ou des vidanges. Ils permettent aussi de regler les débits à partir d'une bouche faite sur un trottoir et à l'aide d'une clef béquille

on effectue l'ouverture et la fermeture de ces appareils

d) Bouche d'incendie

On raccorde les bouches et poteaux d'incendie sur les conduites capable d'assurer un débit minimal de 17l/s avec une pression au sol de 10m d'eau

e) Les Tés

Les tés sont placés à chaque noeud étant donné qu'à ce niveau il existe différents diamètres en conséquence on utilise des convergents pour pouvoir les placer

f) Les clapets

Les clapets permettent d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement normal

g) Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué d'un ensemble de conduite en amiante-ciment.

CHAPITRE VI

Protection des conduites contre le coup de belier

1. Définition
2. Interprétation physique
3. Expression de la célérité
4. Moyens de protection

A. Etude du coup de belier au refoulement

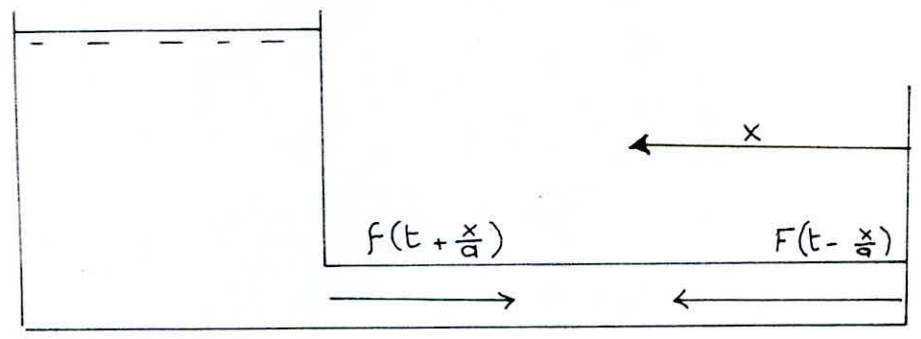
1. definition

le coup de belier est un phenomene oscillatoire dont Les causes sont provoquées par la successions de supressions et de depressions alternées dues à des arrêts brusques des Pompes ou à des fermetures rapides des Vannes.

la brutalité du coup de belier est susceptible d'entraîner des ruptures des Conduites. Il en suit donc, que la Protection de la Conduite contre le coup de belier doit faire l'objet d'une etude parfaite.

2. Interpretation physique.

Supposons un observateur mobile se deplaçant à vitesse constante "a", Selon la loi $x = at + c$



La perturbation : $f(t + \frac{x}{a})$ se fait dans le sens de $x < 0$

La perturbation : $f(t - \frac{x}{a})$ se fait dans le sens de $x > 0$

A l'instant "t", en un point d'abscisse x, l'accroissement de pression est la somme de l'amplitude des deux ondes.

3. Expression de la célérité

La célérité de l'onde de propagation est donnée par la formule suivante:

$$a = \frac{\sqrt{K/P}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \frac{D}{e}}}$$

$K = 2.15 \cdot 10^9 \text{ (N/m}^2\text{)}$: Module de compressibilité de l'eau

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ (N/m}^2\text{)}$: Module d'élasticité de la Conduite

D_i = Diamètre intérieur de la Conduite "L" en (m)

e_i = Epaisseur de la Conduite "L" en (m)

a = Vitesse de propagation de l'onde en (m/s)

a- Valeur du coup de belier dans le cas de la fermeture brusque

La valeur maximale du coup de belier est $b = \frac{a \cdot V_0}{g}$

V_0 = Vitesse d'écoulement initiale de l'eau en (m/s)

g = Accélération de la pesanteur en (m/s²)

b = Valeur du coup de belier.

La fermeture est brusque lorsque le temps de fermeture de la Vanne est inférieur à $\frac{2L}{a}$ (temps - d'aller - retour de l'onde) Elle est dite fermeture lente dans le cas contraire.

b- Valeur du coup de belier dans le cas de la fermeture lente.

dans le cas de la fermeture lente, la valeur du coup de belier est donnée par la formule de MICHAUD

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t}$$

L = longueur de la Conduite en (m)

V_0 = Vitesse d'écoulement dans la Conduite en (m/s)

t = Temps de fermeture de la Vanne.

4- Moyens de protection.

Pour notre projet nous choisissons l'installation d'un réservoir d'air qui s'avère le plus efficace par rapport au volant d'inertie qui intervient dans

La protection contre la dépression; à la soupape de décharge qui intervient dans la protection contre surpression uniquement et à la cheminée d'équilibre dont les dimensions sont beaucoup plus grandes.
 donc le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé; le moins encombrant; qui trouve sa place à la station de pompage où il peut être surveillé et qui intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

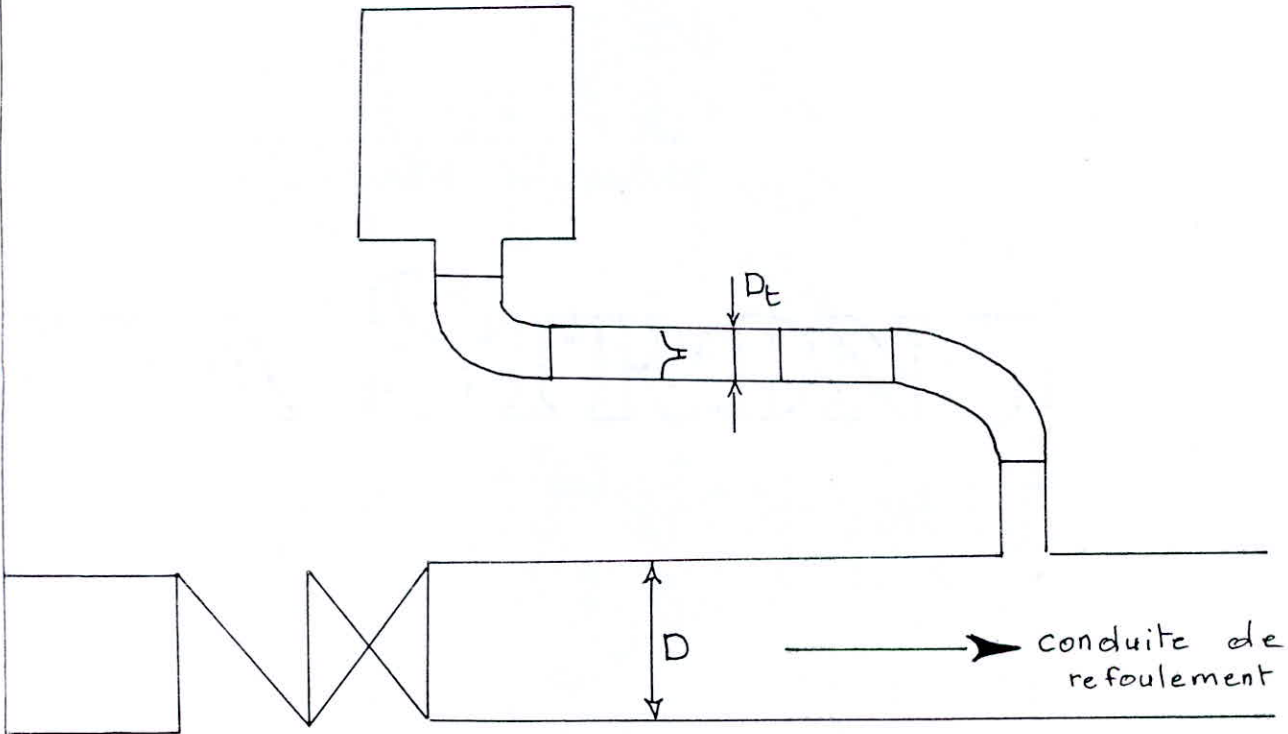
Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air. dans les conditions normales de fonctionnement; la pression de l'air équilibre la pression dans la conduite.

A la disjonction du groupe, le clapet anti-retour se ferme et une partie d'eau de la cloche est chassée dans la conduite, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est supérieure à celle qui s'exerce dans la conduite. Après diminution progressive de sa vitesse, l'eau revient en arrière, remonte dans la cloche. Celle-ci n'amortit que très peu les oscillations si l'on n'ajoute pas un étrangleur (tuyère d'étranglement.)

l'étranglement provoque une perte de charge importante dans la conduite.

Q- Calcul du réservoir d'air
 (à l'arrêt brusque du groupe)

a. Calcul du reservoir d'air (à l'arrêt brusque du groupe)



Le reservoir d'air est déterminé en utilisant le diagramme de BERGERON.

- principe de calcul.

- Soit $\theta = \frac{2L}{a}$: temps d'aller-retour de l'onde

V_f : La vitesse de l'eau après l'intervalle de temps θ

En partant du volume initial d'air U_0 , On calcule la pression absolue dans la conduite. On vérifie sur le diagramme de BERGERON si cette pression correspond à la vitesse V_f choisie sinon on refait les calculs avec une nouvelle valeur de V_f .

Le volume U du reservoir sera obtenu en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant que l'eau monte ou descend du reservoir.

Les caractéristiques d'air dans le reservoir sont: U_0, Z_0

$Z_0 = H_0 + 10$ (pression absolue.)

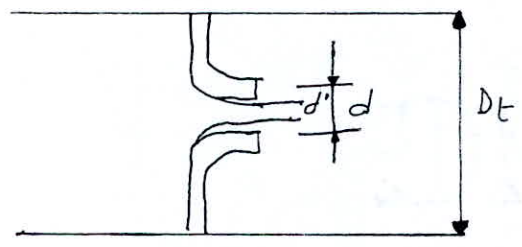
La nouvelle pression dans le reservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue suivant

La Loi de Poisson.

$$(Z_0 + \sqrt{v_0}) U_0^{1.4} = Z \cdot U^{1.4}$$

v_0 = perte de charge dans la conduite.

b - Calcul de la tuyère



D = diamètre de la conduite de refoulement

D_t = diamètre de la tubulure

d = diamètre de la tuyère

A La montée de l'eau: La tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0.92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^{1.2}} = \frac{D^2}{(0.92d)^2} = K$$

La perte de charge Δh_1 est évaluée en fonction du rapport m des sections de la Veine Contractée et de La tubulure qui détermine un coefficient des pertes de charges. C

$$\Delta h_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad \cdot C = f(m)$$

C: Coefficient de la nature de l'orifice (en fonction du diamètre.

A La descente de l'eau: la tuyère agit comme un ajutage de BORDA avec un coef de contraction C' = 0.5

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{0.5d^2} = \frac{2D^2}{d^2} = K$$

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

Dimensionnement du réservoir d'air

Le réservoir est raccordé sur la conduite par une tubulure de $D_t = 100 \text{ mm}$ comportant un clapet à battant percé avec un trou de diamètre $d = 50$

Hauteur géométrique de refoulement = 64 m

Longueur de refoulement $L = 830 \text{ m}$

Débit transité $Q = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$

Diamètre de la conduite $D = 200 \text{ mm}$

Section de la conduite $S = 0.0314 \text{ m}^2$

Vitesse d'écoulement $V_0 = 0.5414 \text{ m/s}$

Épaisseur de la conduite $e = 19.5 \text{ mm}$ (notre conduite est en amiante ciment, la valeur de l'épaisseur de la paroi a été prise du livre Pont à Mousson

S.A. canalisation - édition 1977).

Calcul de la célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 4.4 \frac{0.2}{0.0195}}} = 1024 \text{ m/s}$$

Intervalle de temps

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 830}{1024} = 1.62 \text{ s}$$

Calcul des pertes de charge de refoulement.

$$\Delta H = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \Rightarrow \lambda = \frac{\Delta H D 2g}{L v^2}$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot 0.2 \cdot 2 \cdot 9.81}{830 \cdot 0.541} = 0.0175$$

$$\Delta H = 0.0175 \frac{830}{0.2} \frac{v^2}{2 \cdot 9.81} = 3.70 v^2$$

Valeur maximale du coup de belier

$$h_{\max} = \frac{a V_0}{g} = \frac{1024 \cdot 0.54}{9.81} = 56.51 \text{ m}$$

Cas de la surpression

$$H = H_0 + b = 64 + 56.57 = 120.51 \text{ m d'eau soit } 12 \text{ bars}$$

Cas de la dépression

$$H = H_0 - b = 64 - 56.57 = 7.49 \text{ m}$$

On prend un volume d'air arbitraire en régime normal

$$U_0 = 0.150 \text{ m}^3$$

- Cas de la montée d'eau

$$d = 50 \quad (d \text{ choisi tel que } 15 < K < 20)$$

$$\frac{\pi (d')^2}{4} V_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} V_f$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(d')^2} = \frac{\phi^2}{(0.92d)^2} = K$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{(0.2)^2}{0.92 \cdot 0.05} = 18.9 \quad 15 < 18.9 < 20$$

$$\frac{V_1}{V_f} = 18.9 \Rightarrow V_1 = 18.9 V_f$$

d : diamètre de l'orifice de la tuyère

d' : diamètre contracté

0.92: coefficient de contraction

V_1 : vitesse de l'eau à la sortie de la tuyère

V_f : vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement

ϕ : diamètre de la conduite de refoulement

D : diamètre de la tubulure de branchement

V_2 : vitesse de l'eau à l'entrée de la tuyère

La dépression est inadmissible d'où le cas d'un (anti-belier) qui est le réservoir d'air

$$h_i = c \frac{v_i^2}{2g} \quad c = f(m)$$

coef met c

$$m = \frac{(d')^2}{D^2} = \frac{(0.92 \cdot d)^2}{D^2} = \frac{(0.92 \cdot 0.05)^2}{(0.1)^2} = 0.21$$

$$\Rightarrow c = 0.59$$

c'est en fonction de m qu'on tire la valeur du coefficient c du tableau (p 271 Dupont TII).
d'où la perte de charge à la montée sera;

$$\Delta h_i = \frac{v_i^2}{2g} c =$$

$$\Delta h_i = \frac{c}{2g} \frac{\phi^4}{(0.92 d)^4} v_f^2$$

$$\Delta h_i = \frac{0.59}{2 \cdot 9.81} \frac{(0.2)^4}{(0.92 \cdot 0.05)^4} v_f^2$$

$$\Delta h_i = 10.75 v_f^2$$

Cas de la descente de l'eau:

$$\frac{\pi (d')^2}{4} v_2 = \frac{\pi \phi^2}{4} v_f$$

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{\phi^2}{(d')^2} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$

$$K' = \frac{2 (0.2)^2}{(0.05)^2} = 32$$

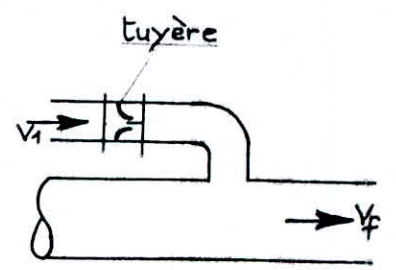
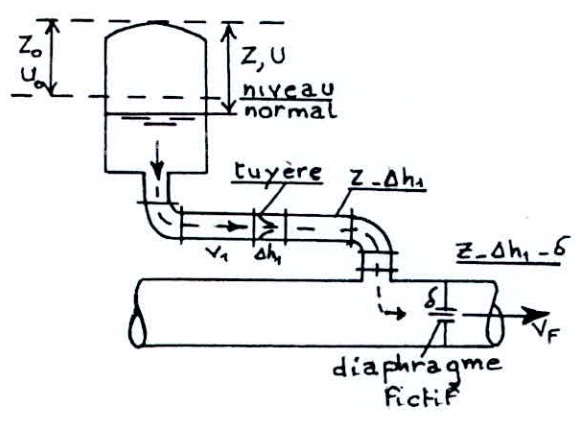
$$\Rightarrow K' = 1.7 K$$

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0.5 \cdot 0.05)^2}{(0.100)^2} = 0.0625 \Rightarrow c' = 0.90$$

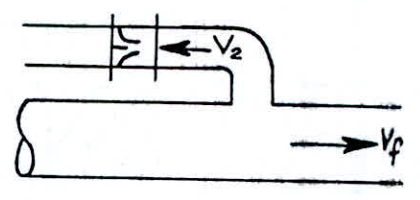
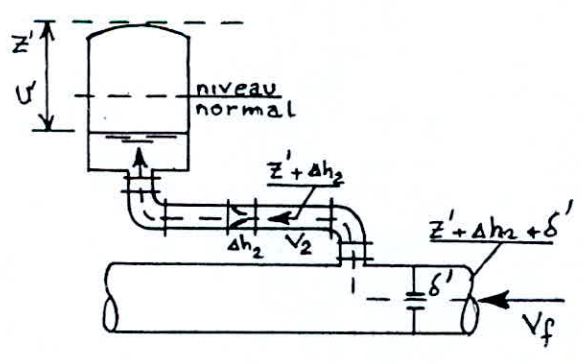
$$\Delta h_2 = c' \frac{v^2}{2g} = \frac{c'}{2g} \frac{4 \phi^4}{d^4} v_f^2$$

$$= \frac{0.9}{2 \cdot 9.81} \cdot \frac{4 (0.2)^4}{(0.05)^4} v_f^2 = 46.97 v_f^2$$

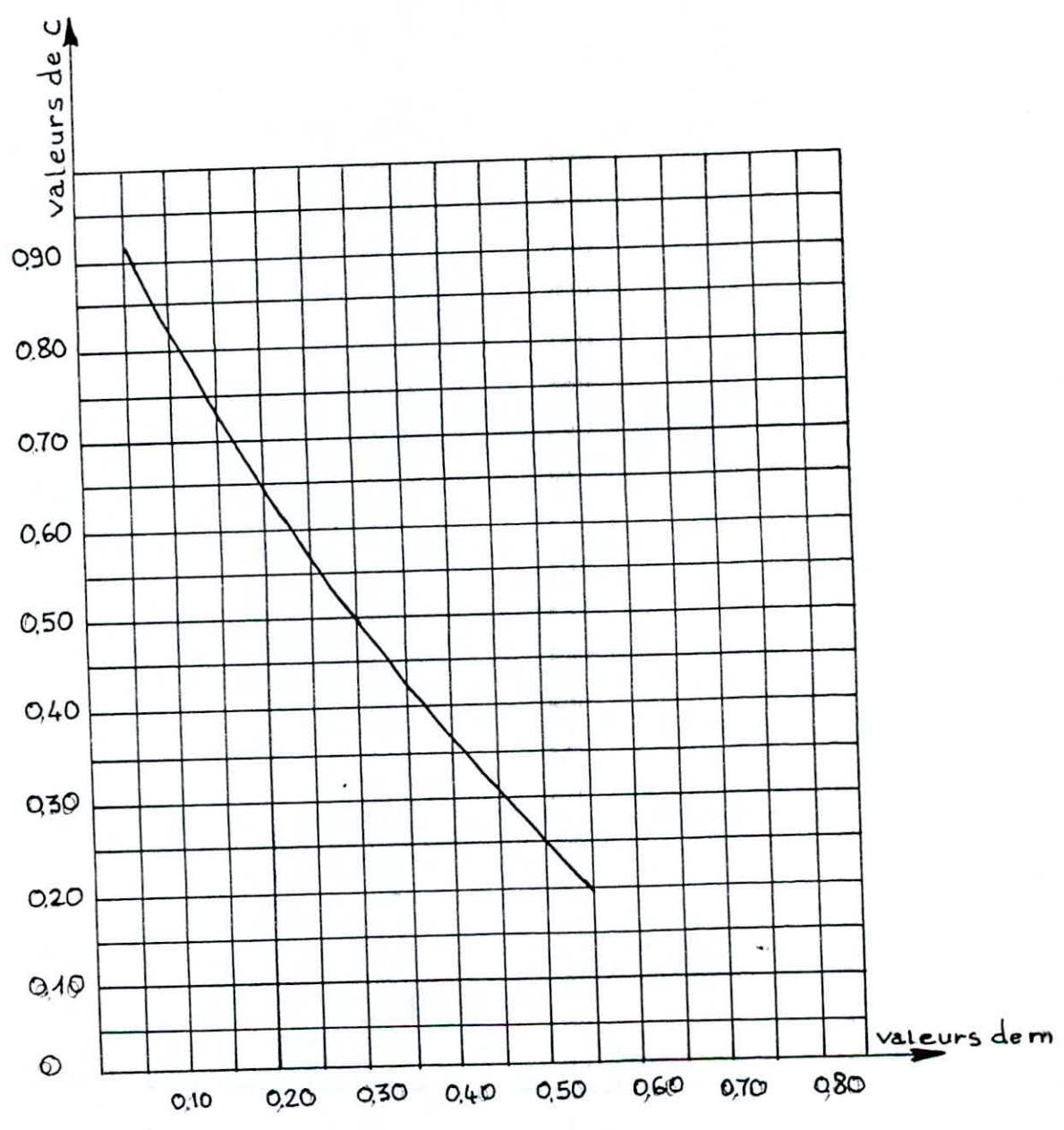
Intervalle de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S V_m \theta = 0.051 V_m$	Volume d'air U	Pression ds le reservoir d'air $Z = \frac{(74+2) \cdot 0.15^{1.4}}{U^{1.4}} = \frac{5.34}{U^{1.4}}$	Vitesse ds la tubulure de branchement Montée $V_1 = 18.9 V_f$ Descente $V_2 = 32 V_f$	Pdec ds la tuyère Montée $\Delta h_1 = 10.75 V_f^2$ Descente $\Delta h_2 = 46.97 V_f^2$	Pression ds la conduite avec Pdec Montée $Z - \Delta h_1$ Descente $Z + \Delta h_2$	Pdec de refolement δ	Pression ds la conduite sans Pdec Montée $Z - \Delta h_1 - \delta$ Descente $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f	Designation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse Finale choisie V_f
0	0	0.150	74			66	1.078	64	0.54	1R		
θ	0.024	0.174	61.78	7.56	1.72	60.06	0.592	59.47	0.40	2P	0.47	0.40
2 θ	0.012	0.186	56.17	1.51	0.07	56.10	0.023	56.08	0.08	4P	0.24	0.08
3 θ	-0.003	0.183	57.60	6.72	2.07	59.68	0.163	59.84	-0.21	6P	-0.065	-0.21
4 θ	-0.015	0.168	64.98	12.16	6.78	71.76	0.534	72.29	-0.38	8P	-0.295	-0.38
5 θ	-0.018	0.150	75.82	10.56	5.11	80.94	0.403	81.33	-0.33	10P	-0.355	-0.33
6 θ	-0.012	0.138	85.44	4.48	0.92	86.99	0.073	86.43	-0.14	12P	-0.235	-0.14
7 θ	-0.001	0.137	86.07	1.89	0.11	85.96	0.037	86.47	0.10	14P	-0.02	0.10
8 θ	0.009	0.147	78.61	4.90	0.73	77.88	0.250	77.63	0.26	16P	0.18	0.26



A la montée de l'eau

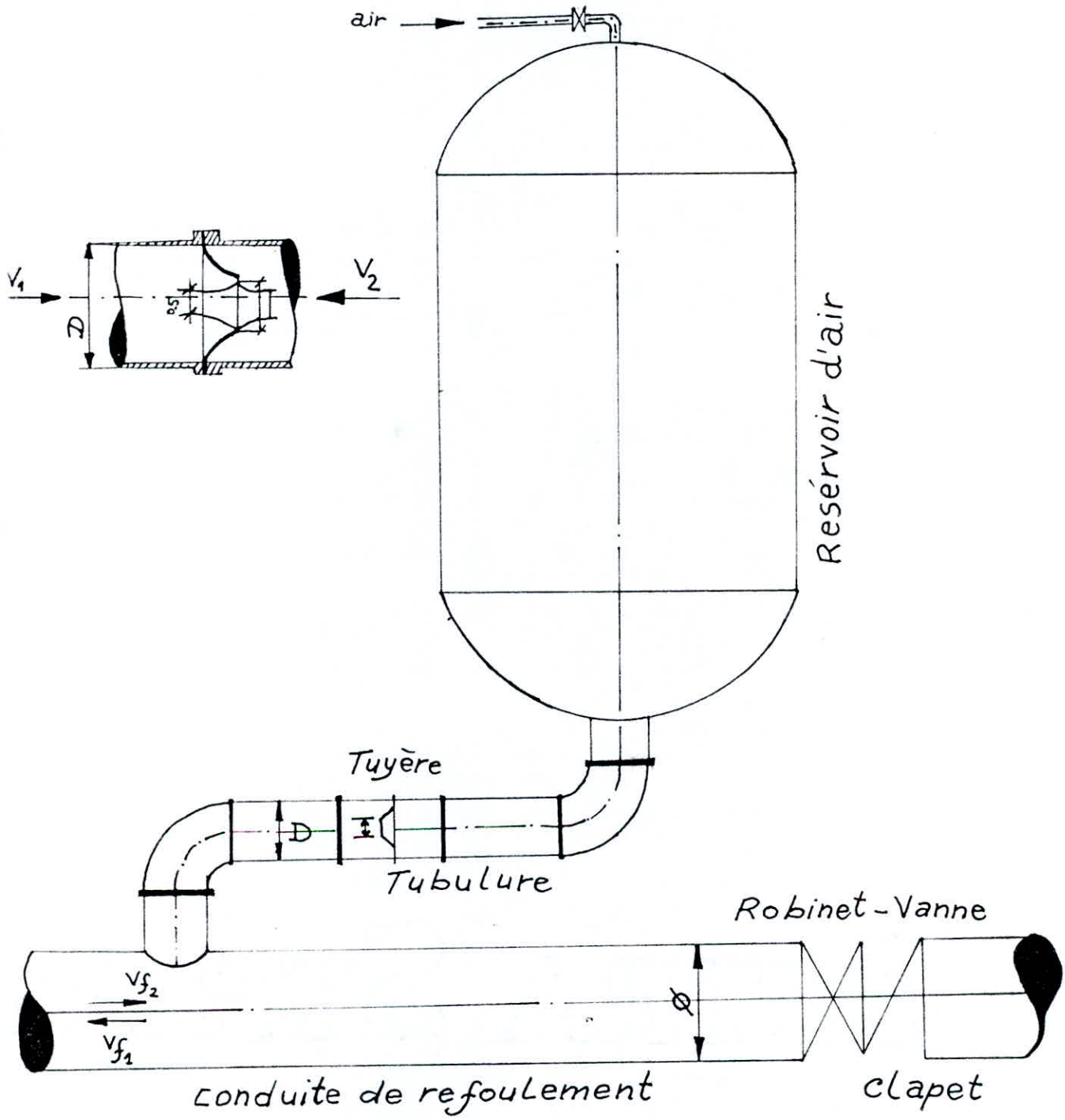


A la descente de l'eau



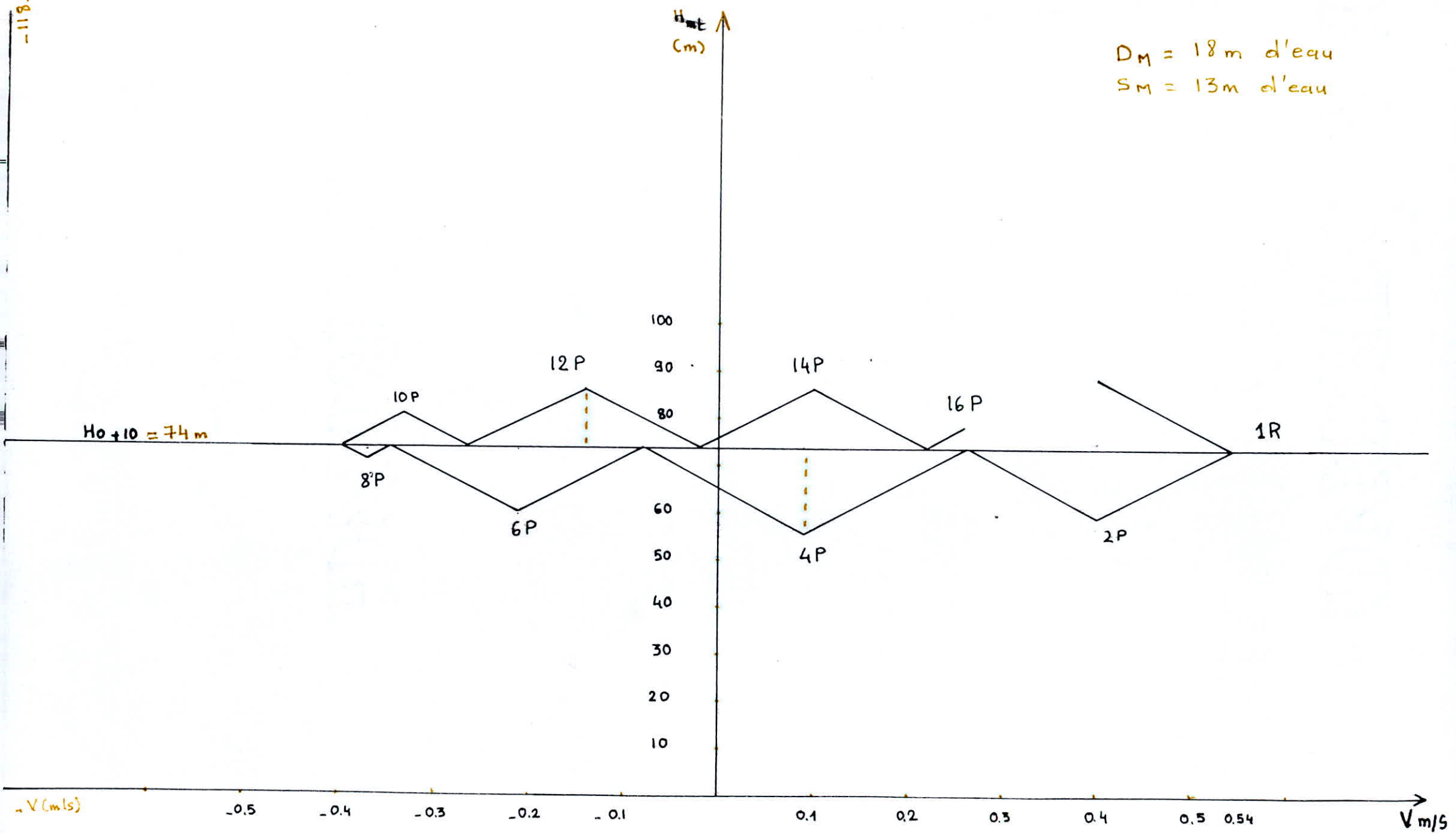
Coefficient de perte de charge - c -
dans une tuyère

Shéma d'un réservoir d'air



-118-

$D_M = 18 \text{ m d'eau}$
 $S_M = 13 \text{ m d'eau}$



Protection des conduites Contre La corrosion

1) Corrosion

- a) - Corrosion par formation des piles géologiques
- b) - Corrosion sous l'influence d'une installation électrique

2) protection cathodique

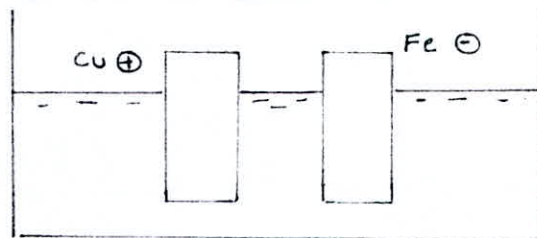
- a) - Protection par anode sacrificielle
- b) - Protection par courant de Soutirage.

La corrosion est un phénomène d'altération de la matière caractérisée par des attaques dues à des phénomènes en liaison.

a) - Corrosion par formation de piles

La conduite traverse des terrains de natures différentes, prend ainsi des potentiels différents. Ceci peut être comparé à deux métaux différents.

exemple : 1

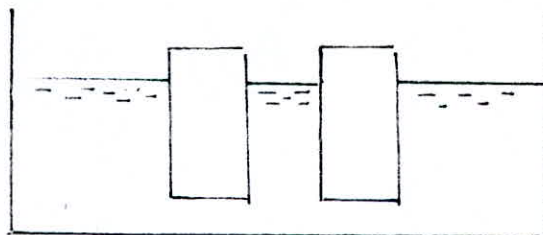


Fe : anode (attaqué)

Cu : cathode (protégé)

exemple : 2

au lieu du Cu et du Fe, on prend le Fe et le Mg



Fe : cathode (protégé)

Mg : anode (attaqué)

nous remarquons que dans un cas, le Fer est corrodé et dans l'autre protégé. c'est dans ce sens que les métaux sont classés suivant leur potentiel normal par rapport à l'hydrogène.

Non Corrodables

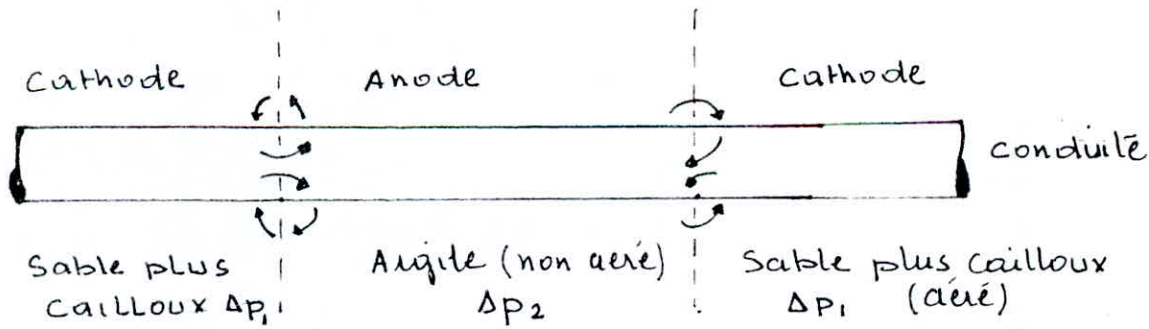
Corrodables

Métaux	E_0
Or	+1.42
PLatine	+1.20
Argent	+0.799
Cuivre	+0.33
Hydrogène	0

Métaux	E_0
Fer	-0.44
Zinc	-0.77
ALuminium	-1.34
MAGnesium	-1.55

Classe des piles

Si deux métaux différents sont plongés dans un même électrolyte, le métal le plus électro-négatif est corrodé. La corrosion s'observe aussi pour 2 métaux identiques plongés dans un électrolyte à concentration variable. ce dernier est un cas très fréquent, du fait que la conduite traverse des terrains différents qui ont donc des potentiels différents.



Il a été constaté que les terrains :

- non aérés
- argileux
- marécageux

 sont anodique.

alors que les terrains :

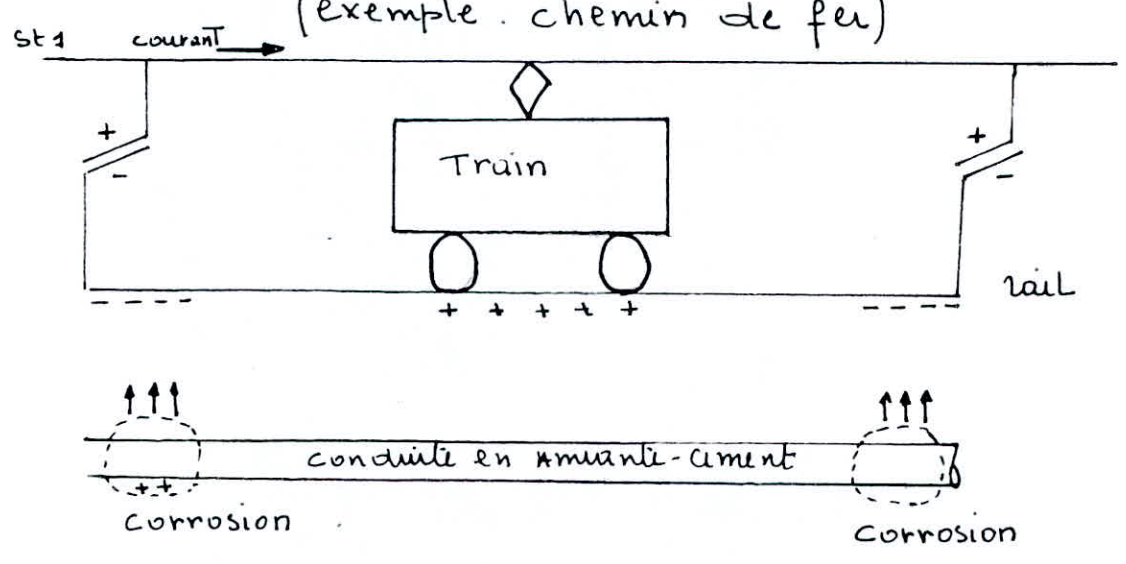
- Sableux
- Calcaireux
- Secs

Sont cathodique

b) Corrosion par influence d'une source électrique

• courant vagabond : c'est un courant continu produit par des machines électriques

(exemple : chemin de fer)



Il y aura corrosion, Là, où le courant sort de la conduite pour rejoindre le rail.

Protection cathodique

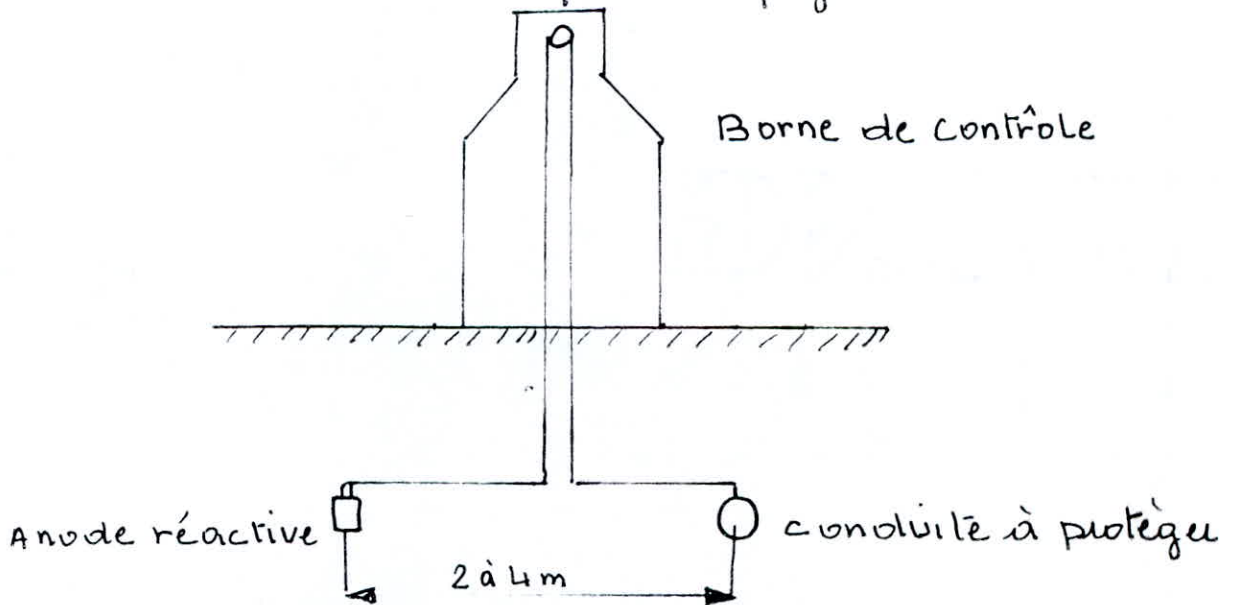
La protection cathodique, est un procédé technologique permettant de prévenir ou de stopper un processus de corrosion.

Vu le manque des données concernant les caractéristique du SOL que traverse la conduite, nous présentons ici un mode pratique de protection des canalisations

- Le P.H du SOL n'a aucun effet sur la conduite si celle-ci est dans un SOL ou le potentiel est $< -0,6$ VOLTS.

a) protection par anode réactive

Il s'agit de mieux de place en place, dans les terrains agressifs, la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer : Zinc ou magnésium (formation de pile.)
 Comme l'indique la figure.



Ce procédé consiste à enfouir dans le sol des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 kg à environ 4,000 m de la conduite à laquelle elles sont reliées. Pour l'efficacité de la protection les anodes seront entourées d'une bouillie à base d'argile colloïdale.

Ce procédé est préféré dans des petites réseaux car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes et nous dispense de la surveillance pour illustrer ceci, nous donnons les deux (2) relations qui calculent la masse et le nombre d'anodes qu'il faut pour cette protection:

- La masse nécessaire d'anode à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donnée par la Loi de FARADAY:

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

avec :

I - intensité du courant ... [A]

M - Masse atomique du métal de l'anode ... [g]

t - temps de passage du courant ... [s]

V - Valence du métal de l'anode.

F - 1 FARADAY = 96500 coulombs

m - Masse dissoute de l'anode ... [g]

- Le nombre d'anodes nécessaires pour la protection est donné par la relation suivante : $n = \frac{S \cdot i}{I}$

avec :

S - Surface de la canalisation à protéger ... [m²]

i - Densité de courant ... [mA/m²]

I - courant probable de l'anode ... [mA]

b - Protection par courant de soutirage.

Le principe de cette protection consiste à relier au pôle négatif d'une source à courant continu la canalisation à protéger.

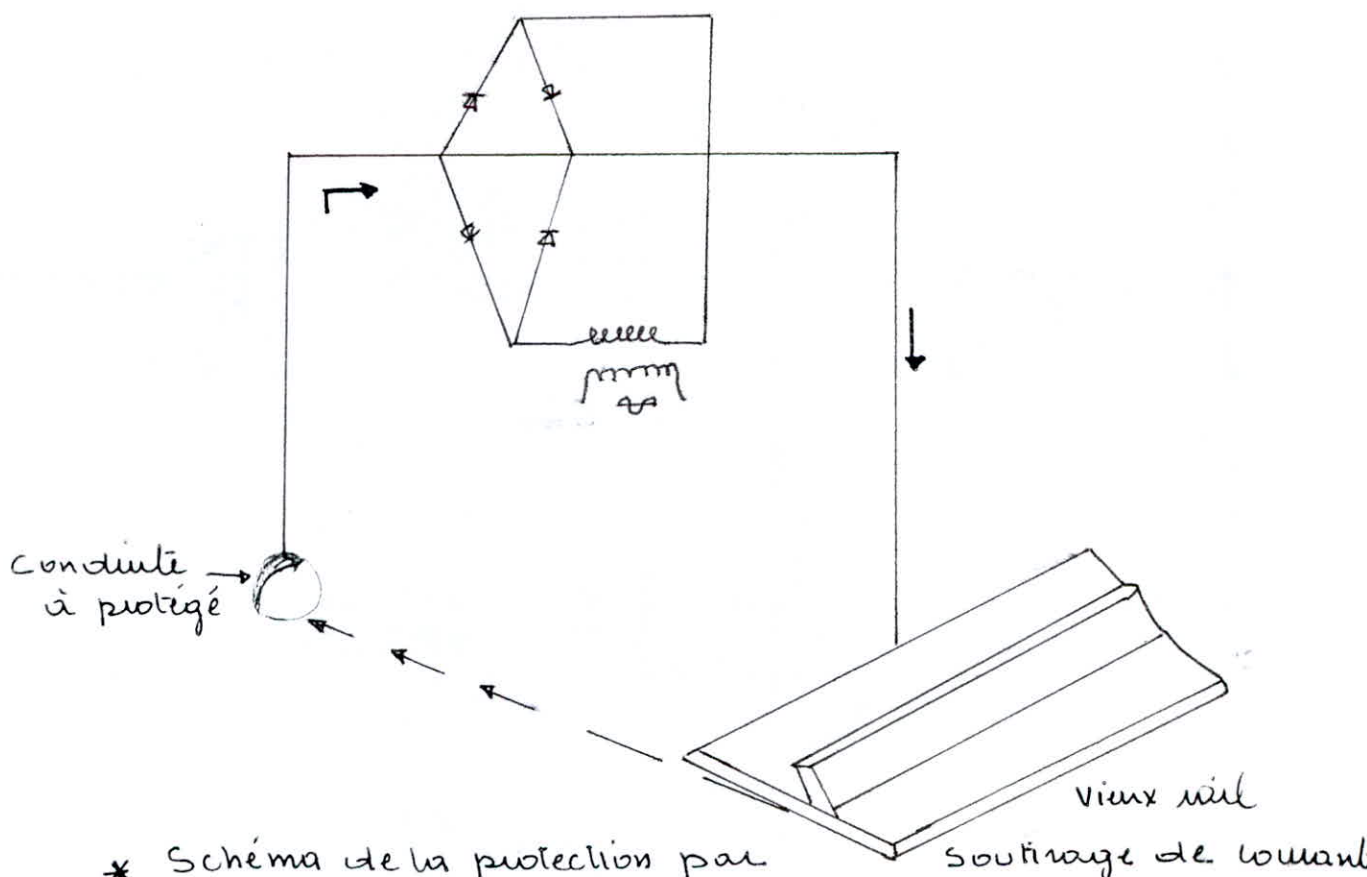
Tandis que le pôle positif est relié à une anode métallique (vieux rail par exemple) enterré à une certaine distance. Le courant partant de l'anode traverse le sol, est capté par la canalisation et retourne à la source de courant.

ainsi la canalisation est maintenue négative par rapport au sol dans lequel elle est enterrée.

La corrosion est reportée sur l'anode.

Ce type de protection est très efficace.

Elle évite la corrosion à des réseaux, de toute nature, en présence de courants vagabonds. Cependant il conduit à une dissolution.



* Schéma de la protection par

soutirage de courant

ASSAINISSEMENT DE LA VILLE
DE SOUR EL-GHOZLANE

Réseau d'égouts du vieux ksar

Chapitre .1- Généralité

1.1 Situation

La ville de Sour-el-Ghozlane se trouve dans une situation centrale du Nord de l'ALGERIE. A équidistance des frontières Est et Ouest du pays.

1.2 Relief

Le site de la ville est constitué par une butte allongée dans une direction Nord-Sud. A 886 m d'altitude, et découpée par les deux oueds qui la bordent:

- L'oued LAKHAL
- L'oued EL-HAMMAN

1.3 Climat

La ville de Sour-el-Ghozlane possède un climat tempéré. Les températures moyennes annuelles sont de l'ordre de 15°C.

1.4 Pluviométrie

Les précipitations moyennes annuelles sont de 510 mm/an.

Chapitre -2 - Etude du réseau d'égout du vieux Ksar

L'étude de notre projet porte sur la rénovation du réseau d'égout existant du vieux Ksar de la ville de Sour-el-ghozlane.

Les tâches de cette étude sont :

- La vérification de l'état actuel du réseau existant. En tenant compte des eaux pluviales limitées au seuil de débit de 10 L/s/ha.
- La suggestion sur la conservation ou bien le remplacement des tronçons défectueux ou sous-dimensionnés
- L'extension du réseau existant et, le raccordement entre le réseau urbain du vieux Ksar et des collecteurs des eaux pluviales, ainsi que les collecteurs des zones d'habitations prévues.

2.1 Méthode de calcul en ces points

Le calcul hydrologique et hydraulique a été accompli sur la base des orages retournant chaque 2^e année. Comme durée de pluie la plus courte à introduire dans les calculs, en se basant sur des valeurs expérimentales de l'hydrologie urbaine. nous avons pris une valeur de $T = 15 \text{ min}$, d'après la courbe intensité - durée - fréquence.

— débit des apports de ruissellement

pour déterminer le débit affluent au bassin, nous avons

tenu compte de trois grandeurs :

— Superficie du bassin Versant.

— Coefficient de Ruissellement.

— Intensité de pluie.

Le plan topographique de notre région nous indique que celle-ci ^{regroupe} les bassins versants suivant :

* A L'ouest

on constate la présence de deux arrivées :

- Le bassin versant "A" de l'oued Souaghi pénètre en ville à la rentrée principale du Ksar.

- Le bassin versant "B" est celui de l'oued EL-Hamman.

* AU Sud

Il existe aussi deux arrivées, lesquelles sont réunies sous le nom de bassin versant "C", appartenant à l'oued Hadjerna, lequel est le plus grand bassin versant de la région.

* A L'Est

Une seule arrivée, celle du bassin versant "D" qui est celui de l'oued Difel.

Les superficies de ces 4 bassins versants ont été déterminées par planimétrie.

— Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement entrant dans les calculs, dépend avant tout de la constitution de la surface du sol et de la pente du terrain.

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée peut-être définie comme étant le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle.

Lors de l'établissement du coefficient de ruissellement, trois paramètres doivent être pris en considération :

- 1) La portion de surface étanches
- 2) Inclinaison du terrain
- 3) Intensité de la pluie.

Les coefficients de ruissellements, utilisés pour les calculs, ont été pris d'un tableau se trouvant dans le livre H. GUERRÉE et C. GOMELLA - (La collecte - page 16).

— Débit moyen

Il représente la moyenne des débits au cours des 24 heures.

$$Q_{\text{moy}} = \frac{\text{Débit spécifique estimé} \times \text{nbre d'habitants}}{24 \cdot 3600}$$

— Débit de pointe

C'est le débit devant servir au calcul de la section de chaque collecteur principal du système unitaire.

— Coefficient de pointe

Il se définit comme le rapport du débit max dans l'heure la plus chargée Q_{max} sur le débit moyen Q_{moy} .

Le coefficient de pointe utilisé dans notre calcul a été pris sur un tableau spécial donné par la SETHVAL

2.2 Vérification du réseau d'égout existant.

La vérification d'un réseau d'égout existant s'effectue par:

- La vérification des diamètres (analogue aux réseaux neufs.)
- La vérification de l'existence des regards de visite, ou des bouches d'égouts dans d'un système unitaire.)
- La vérification dans le réseau, des conditions d'écoulements.

Pour contrôler ces trois points, nous avons pris en considération

les conditions suivantes:

1) Les vitesses minimales d'autocourage doivent être assurées afin d'éviter la décantation des matières en suspension. La vitesse minimale est fixée à 0.5 m/s voir 0.4 m/s.

pour vérifier cette condition, nous avons déterminé le débit minimum par temps sec (nocturne). Pour

une ville moyenne, Q_{min} peut être calculé

par la formule : $Q_{min} = \frac{Q_{moy} \times 24}{37}$ L/s

ou Q_{moy} = débit moyen d'eau usées.

2) Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit à plein temps ne débitent, que les quantités d'eaux plus faibles que celle pour

lesquelles elles ont été calculées de sorte qu'elles ne sont remplies que partiellement.

La connaissance de la vitesse d'écoulement

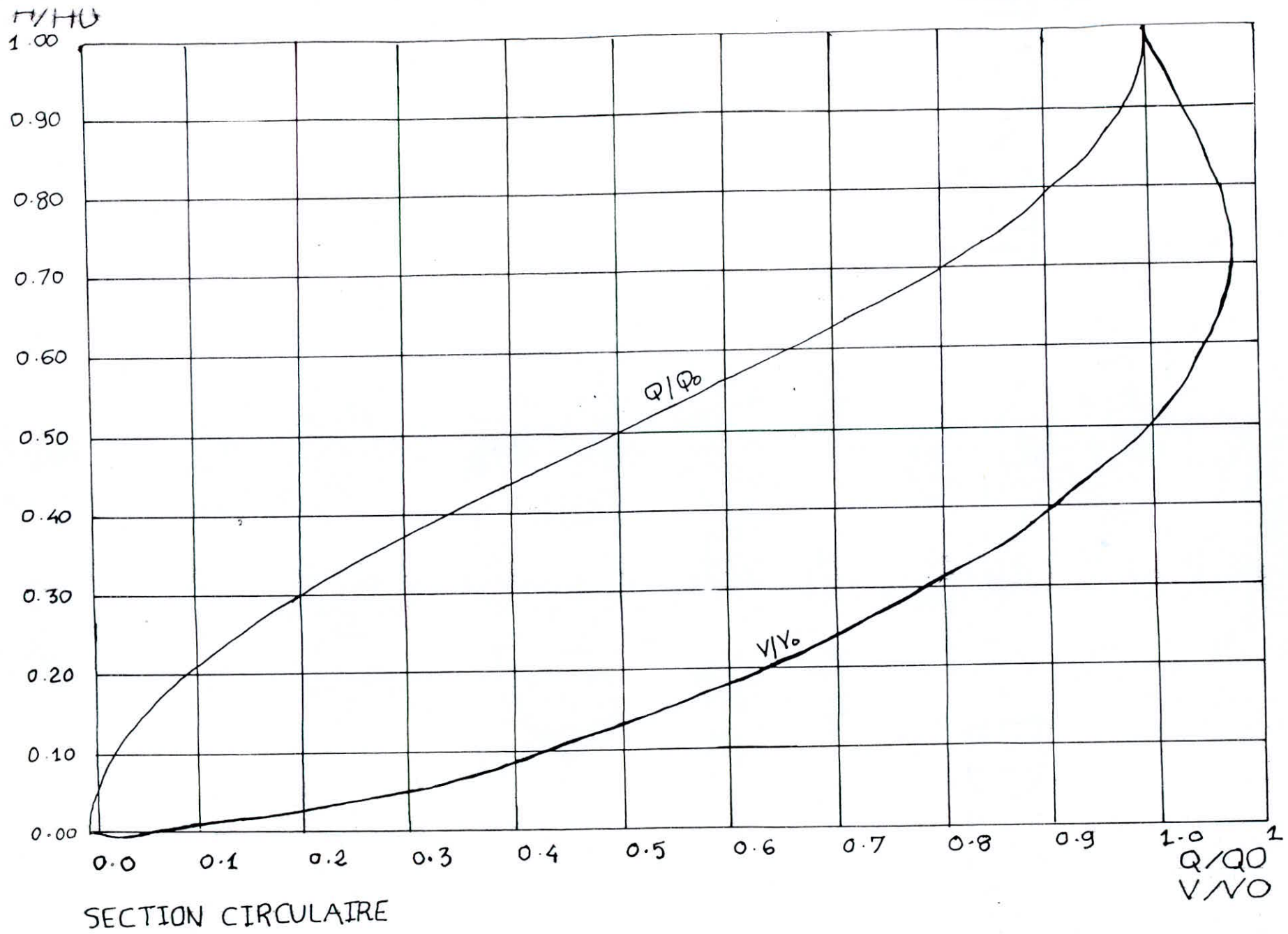
s'établissant en cas de remplissage partiel

est nécessaire pour apprécier si La force de traction des eaux resté Suffisante pour empêcher La formation de dépôts. pour les calculs , nous avons utilisé des graphiques de remplissages adimensionnels , dans lesquels les valeurs de remplissage partiel sont mentionnées Sous forme d'un rapport avec le remplissage Total .

ils representent les rapports des grandeurs geometrique et hydrauliques en fonction du taux de remplissage h/H (où $H = D$) .

VOIR Le graphe suivant.

Courbes de débit et de vitesse pour des remplissages partiels dans des canalisations circulaires (selon Hardy - Franke-Thormann)



Le calibrage des buses à été calculé en supposant un réseau unitaire Limité au débit spécifique de 10 L/s/ha. Le surplus sera évacué par écoulement naturel Superficiel des ruelles.

Pour l'exploitation efficace des tronçons existants, il faut ajouter plusieurs avaloirs, c'est à dire des bouches d'égouts avec raccordement nécessaires.

(voir planche N° 6).

Selon les calculs hydraulique, il a été constaté que les collecteurs ; 1-0-0 ; 1-7-0 ; 1-7-1 et 2-0-0 sont à reconstruire. (voir planche N° 2) dans notre réseau il existe 3 collecteurs principaux. Le collecteur principal 1-0-0 entre le regard N° 6 et le deversoir d'orage existant doit être renouveler.

La première tranche du collecteur est de ϕ 800. (Remarque : ϕ 700 n'est pas disponible sur le marché.)

Au cours du levé Topographique, il a été constaté qu'entre les regards N° 8 et N° 11 il existe une contre-pente, et un rejet au niveau du mur de soutènement du vieux Ksar.

L'égout traverse ici la rempart sans aucun traitement et se jette dans le lit ouvert de l'oued.

Ce dernier étant un point des facteurs épidémiques, donc cette bouche d'écoulement est à supprimer.

en conséquence ce tronçon du collecteur 1-0-0 est à renouveler.

Les eaux usées diluées au 10/15/ha Seront raccordés aux collecteurs fermés des eaux pluviales externes de la ville. Le rejet se fera alors en aval du pont de la route de BOUIRA. Au niveau du lit de l'oued LAKHAL.

Le raccordement du collecteur 1-0-0 du vieux Ksar se trouve au regard N°31 du collecteur 1-1 des eaux pluviales externes de la ville.

Le collecteur 1-7-0 est aussi à remplacer par un diamètre supérieur. Notamment du regard N°11 au regard N°47 par le diamètre 500mm, du regard N°47 au regard N°50 par le diamètre 400mm.

Ce tronçon est à allonger jusqu'au regard N°59.

Le collecteur 1-7-1 du regard N°47 au regard N°63 est à renouveler.

Du regard N°69 au regard N°76, il est nécessaire d'établir un prolongement. (voir planche N°3.)

2.3 L'extension du réseau d'égout.

L'extension du réseau d'égout sera complétée en réalisant les collecteurs: 1-7-2 ; 1-7-3; 1-7-1-2 et 1-8-0 (voir planche N°3).

La dernière tranche du collecteur 2-0-0 est aussi à augmenter d'une longueur de 60 mètres.

La justification du calibrage des collecteurs est trouvable dans le tableau de calcul N°1.

Les calculs ont été effectués suivant la formule de:

GAUTTER - MANNING - STRICKLER

$$V_m = K \cdot R^{3/2} \cdot I^{1/2} \quad \text{où}$$

V = vitesse moyenne de l'écoulement dans la section en m/s

R = rayon hydraulique ou rayon moyen, en m, égal au rapport de la section liquide dans le canal (m²) au périmètre mouillé (m).

I = pente du canal en m par m.

K = constante de rugosité des parois

dans notre cas K = 70 (parois unies en béton préfabriqué)

— La proportion h/H où (H=D) à tenue compte de

PRANDTL - FRANKE - THORMANN. où

h = hauteur de remplissage

d = section mouillée.

2.4 Conclusion

A part des tronçons à renouveler et des tronçons à réaliser. Tout le reste ~~du~~ réseau est à préserver et à nettoyer.

II Réseau fermé des eaux pluviales. (système unitaire).

Numero du canal	débit en m ³ /s	diamètre en mm	pente	vitesse moyenne m/s
Canal 1-1 de 0+000 à 0+533 Km	8.0	2000	0.0023	2.55
Canal 1-1 ² de 0+533 à 1+364 Km	4.4	1500	0.0045	2.76

I Réseau fermé des eaux pluviales et usées (système pseudo-unitaire.)

N° du canal	EAUX PLUVIALES	débit en m ³ /s	diamètre en mm	vitesse moyenne en m/s	pente	TAUX DE remplissage en grandeurs géométriques. h/d	hauteur en cm
	EAUX Usées						
1 0+000 à 0+240 Km	—	2.441	1200	2.15	0.003		
	—	0.105		0.92		0.15	18
1 0+240 à 0+730 Km	—	2.188	1000	2.8	0.065		
	—	0.100		1.20		0.18	
1 0+730 à 1+183 Km	—	1.054	800	2.10	0.005		
	—	0.03		0.8		0.12	9.6
1-2 0+000 à 0+500 Km	—	0.964	800	1.92	0.004		
	—	0.03		0.75		0.13	10.4
1-2 0+500 à 1+100 Km	—	0.369	500	1.90	0.07		
	—	0.02		0.81		0.18	9.0
1-1-1 0+000 à 0+300 Km	—	0.112	400	0.9	0.003		
	—	0.067					

= BIBLIOGRAPHIE =

- | | |
|---|-------------------------|
| 1 - Hydraulique Urbain (T.II) | A. DUPONT |
| 2 - Manuel d'Hydraulique Général | A. LENCASTRE |
| 3 - Longueur Fluiedo - Dynamique | G. LAPRAY |
| 4 - Les réseaux d'assainissement :
calcul application perspectives | R. BOURRIER |
| 5 - Les eaux usées dans les agglomérations
urbaines ou rurales (Tome I et II)... | H. GUERREE
C. GOMELA |
| 6 - Memento technique de l'eau | DECREMONT (1978) |
| 7 - Catalogue des pompes | JEUMOT-SCHEINDER |

PH 03784
AVANT BIBLIOGRAPHE 1

TABLEAU DE CALCUL N°1

N	DENOMINATION	TRONÇON		LONGUEUR (m)	SURFACE (ha)		PERTE %	DUREE D'ACCUMU- LATION t = minute	DEBIT SPECIFIQUE q: l/s/ha	COEFF. DU RUISSELLE- MENT α	DEBIT Q: l/s		DIAMETRE ϕ mm	VITESSE MOYENNE m/s	Q Qe	h d	OBSERVATIONS
		DE	A		INDIVID	TOTAL					ACTUELLE	DE LA CAPACITE					
1	1-0-0	1	3	122,00	0,88	0,88	75,0	15	144,56	0,9	114,5	350	350	3,9	0,41	0,44	A réserver
2	1-10-0	2	3	59,00	0,3	0,3	26	15	144,56	0,9	139	100	250	1,8	0,39	0,43	"
3	1-0-0	3	5	78,00	0,24	1,42	62	15	144,56	0,9	185	220	300	3,2	0,83	0,68	"
4	1-9-0	4	5	83,00	0,45	0,45	43	15	144,56	0,9	59	120	250	2,4	0,49	0,48	"
5	1-0-0	5	7	161,5	0,48	2,71	35	15	144,56	0,65	254	340	400	2,1	0,74	0,64	"
6	1-8-0	6	7	80,0	0,96	0,96	36	75	144,56	0,65	90	190	300	2,6	0,47	0,48	Tronçon nouveau
7	1-0-0	7	19	144,0	0,44	4,11	4	95	144,56	0,65	386	400	600	1,4	0,96	0,77	à renouveler
8	1-7-0	8	10	128,00	0,24	0,24	62	15	144,56	0,9	32	250	300	3,3	0,13	0,23	tronçon nouveau
9	1-7-3	9	10	97,00	0,92	0,92	18	15	144,56	0,9	119	150	300	1,8	0,79	0,68	"
10	1-7-0	10	12	62,5	0,16	1,32	54	15	144,56	0,9	171	220	300	3,1	0,77	0,66	"
11	1-7-2	11	12	109,5	0,48	0,48	28	15	144,56	0,9	63	150	300	2,2	0,42	0,45	"
12	1-7-0	12	13	228,50	0,96	2,76	26	15	144,56	0,9	359	360	400	2,6	0,99	0,77	à renouveler
13	1-7-1	13	15	68,00	0,20	0,20	35	15	144,56	0,9	27	210	300	2,7	0,13	0,23	tronçon nouveau
14	1-7-1-2	14	15	100,00	0,64	0,64	16	15	144,56	0,9	83	140	300	1,8	0,59	0,54	"
15	1-7-1	15	15a	100,50	0,26	1,1	15	15	144,56	0,9	174	210	300	2,7	0,82	0,67	à renouveler
16	1-7-1	15a	17	168,50	0,50	1,6	51	15	144,56	0,9	208	300	350	3,2	0,69	0,57	"
17	1-7-1-1	16	17	34,00	0,52	0,52	61	15	144,56	0,9	68	180	250	1,0	0,75	0,63	à réserver
18	1-7-1	17	17a	66,0	0,24	2,36	24	15	144,56	0,9	379	410	400	3,2	0,92	0,72	à renouveler
19	1-7-1	17a	18	167,0	0,80	3,16	13	15	144,56	0,65	411	480	500	2,1	0,85	0,67	"
20	1-7-0	18	19	42,00	0,09	6,01	82	15	144,56	0,9	781	1500	500	5,1	0,64	0,55	"
21	1-0-0	19	23	62,00	0,1	10,22	11	15	144,56	0,65	960	1000	800	2,5	0,96	0,76	"
22	1-6-0	20	21	94,50	0,48	0,48	17	15	144,56	0,65	45	140	300	1,8	0,15	0,25	à réserver
23	1-6-1	22	21	57,00	0,16	0,16	42	15	144,56	0,65	15	200	300	2,7	0,075	0,15	"
24	1-6-0	21	23	17,00	0,08	0,72	62	15	144,56	0,65	68	260	300	3,3	0,26	0,34	"
25	1-0-0	23	25	68,50	0,16	11,1	23	15	144,56	0,65	1033	1400	800	3,2	0,73	0,62	à renouveler
26	1-5-0	24	25	76,00	0,28	0,28	41	15	144,56	0,65	26	210	300	2,6	0,12	0,22	à réserver
27	1-0-0	25	26	148,00	0,6	1,98	25	15	144,56	0,65	1125	1600	800	3,2	0,70	0,59	à renouveler
28	1-4-0	27	29	114,0	0,24	0,24	48	15	144,56	0,65	23	220	300	2,8	0,10	0,20	à réserver
29	1-4-2	28	29	25,0	0,36	0,36	18	15	144,56	0,65	34	90	250	1,7	0,37	0,43	"
30	1-4-0	29	31	38,0	0,12	0,72	53	15	144,56	0,65	68	250	300	2,7	0,27	0,35	"
31	1-4-1	30	31	59,50	0,24	0,24	48	15	144,56	0,65	23	140	250	2,8	0,16	0,26	"
32	1-4-0	31	26	44,00	0,07	1,03	54	15	144,56	0,65	98	250	300	2,7	0,39	0,43	"
33	1-0-0	26	32	55,50	0,24	3,25	24	15	144,56	0,65	1245	1500	800	3,3	0,88	0,67	à renouveler
34	1-3-0	33	35	57,50	0,36	0,36	42	15	144,56	0,65	34	210	300	2,8	0,16	0,26	à réserver
35	1-3-2	34	35	58,00	0,24	0,24	13	15	144,56	0,65	23	180	300	1,6	0,19	0,28	"
36	1-3-0	35	37	55,50	0,16	0,76	80	15	144,56	0,65	71	250	300	3,9	0,24	0,33	"
37	1-3-1	36	37	58,00	0,24	0,24	13	15	144,56	0,65	23	180	300	1,6	0,19	0,28	"

38	1-3-0	37	32	75,00	0,35	1,43	66	15	144,56	0,65	124	240	300	3,3	0,31	0,10	
39	1-0-0	32	38	69,00	0,32	15,0	23	15	144,56	0,65	1400	1400	800	3,2	1,0	0,8	à renouveler
40	1-2-0	39	40	73,00	0,20	0,20	40	15	144,56	0,65	18	210	300	2,7	0,08	0,17	à réserver
41	1-2-2	41	40	59,00	0,20	0,20	18	15	144,56	0,65	18	150	300	1,8	0,12	0,22	...
42	1-2-0	40	42	57,50	0,14	0,56	86	15	144,56	0,65	51	300	300	4,1	0,17	0,27	...
43	1-2-1	43	42	5,00	0,24	0,24	28	15	144,56	0,65	23	180	300	2,2	0,13	0,23	...
44	1-2-0	42	38	59,50	0,10	0,88	70	15	144,56	0,65	83	260	300	3,3	0,31	0,43	...
45	1-0-0	38	49	59,60	0,2	16,08	15	15	144,56	0,65	1592	1600	300	2,7	0,09	0,79	à renouveler
46	1-1-0	44	45	63,00	0,24	0,24	31	15	144,56	0,65	23	190	300	3,5	0,12	0,22	à réserver
47	1-1-2	46	45	59,50	0,2	0,2	23	15	144,56	0,65	18	150	300	2,1	0,12	0,22	...
48	1-1-0	45	47	58,00	0,22	0,66	79	15	144,56	0,65	62	280	300	3,9	0,22	0,31	...
49	1-1-1	48	47	58,50	0,25	0,25	26	15	144,56	0,65	23	180	300	2,2	0,13	0,23	...
50	1-1-0	47	49	38,00	0,10	1,01	102	15	144,56	0,65	95	320	300	4,1	0,29	0,37	...
51	2-0-0	50	51	9,65	0,32	0,32	23	15	144,56	0,65	30	160	300	2,0	0,18	0,27	à réserver
52	2-3-0	52	51	115,00	0,64	0,64	41	15	144,56	0,65	60	210	300	2,8	0,28	0,36	...
53	2-0-0	51	54	58,00	0,2	1,16	37	15	144,56	0,65	109	190	300	2,5	0,57	0,52	...
54	2-2-0	55	54	103,00	0,44	0,44	60	15	144,56	0,65	41	250	300	3,2	0,16	0,25	...
55	2-0-0	54	62	59,50	0,18	1,78	26	15	144,56	0,65	167	170	300	2,2	0,99	0,79	...
56	2-1-0	55	56	54,00	0,16	0,16	14	15	144,56	0,65	15	120	300	1,6	0,13	0,23	...
57	2-1-4	58	56	59,50	0,14	0,14	12	15	144,56	0,65	3	100	300	1,4	0,15	0,23	...
58	2-1-3	57	56	57,50	0,14	0,14	12	15	144,56	0,65	13	105	300	1,4	0,15	0,23	...
59	2-1-0	56	59	55,00	0,1	0,54	90	15	144,56	0,65	51	300	300	4,0	0,17	0,26	...
60	2-1-2	60	59	59,00	0,13	0,13	29	15	144,56	0,65	12	180	300	2,2	0,06	0,15	...
61	2-1-1	61	59	57,50	0,13	0,13	59	15	144,56	0,65	12	250	300	3,1	0,05	0,15	...
62	2-1-0	59	62	38,50	0,08	0,88	32	15	144,56	0,65	83	170	300	2,4	0,49	0,48	...
63	2-0-0	62	49	60,00	0,07	2,73	19	15	144,56	0,65	256	380	500	1,7	0,67	0,58	à renouveler
64	1-0-0	49	49a	180,0	0,00	2,83	54	15	144,56	0,65	1960	2500	800	5,2	0,78	0,65	...
65	3-3-0	63	65	60,0	0,24	0,24	8	15	144,56	0,7	24	60	250	1,2	0,4	0,44	à réserver
66	3-3-1	64	65	38,0	0,13	0,13	20	15	144,56	0,7	13	90	250	1,7	0,14	0,24	...
67	3-3-0	65	65a	49,0	0,15	0,52	156	15	144,56	0,7	53	250	250	4,6	0,21	0,30	...
68	3-3-0	65a	66	41,5	0,16	0,62	15	15	144,56	0,7	69	80	250	1,7	0,86	0,67	...
69	3-2-0	67	69	60,00	0,33	0,33	17	15	144,56	0,7	33	80	250	1,5	0,41	0,44	...
70	3-2-1	68	69	49,00	0,12	0,12	47	15	144,56	0,7	12	140	250	2,5	0,09	0,20	...
71	3-2-0	69	66	49,00	0,07	0,52	124	15	144,56	0,7	53	210	250	4,3	0,25	0,35	...
72	3-0-0	70	76	149,00	0,35	0,35	28	15	144,56	0,7	35	170	300	2,2	0,21	0,31	...
73	3-1-0	71	72	60,00	0,09	0,09	19	15	144,56	0,7	10	85	250	1,6	0,12	0,22	...
74	3-1-2	73	72	32,90	0,12	0,12	36	15	144,56	0,7	12	120	250	2,20	0,10	0,21	...
75	3-1-0	72	75	37,00	0,08	0,29	12	15	144,56	0,7	29	66	250	1,3	0,44	0,46	...
76	3-1-1	74	75	50,00	0,09	0,09	17	15	144,56	0,7	10	80	250	1,5	0,13	0,23	...
77	3-1-0	75	76	45,00	0,10	0,48	26	15	144,56	0,7	48	100	250	1,7	0,68	0,67	...
78	3-0-0	76	66	98,00	0,20	1,03	52	15	144,56	0,7	106	240	300	3,0	0,14	0,20	...
79	3-0-0	66	66	100,0	0,10	2,23	50	15	144,56	0,7	180	810	500	5,1	0,22	0,3	...

PH 03784
- 2 -

PH 03784
- 2 -

