

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

*Alimentation en eau potable et  
assainissement de la ville de Aomar  
Wilaya de Bouira*

Proposé par :  
La C.N.E.R.U. de Bouira

Etudié par :  
OUNAS Mustapha  
HENNI Ameer

Dirigé par :  
Dr B. UTRYSKO



PROMOTION Juin 1984

## R E M E R C I E M E N T S

- A Monsieur B. UTRYSKO : Maitre de Conférence à l'E.N.P.  
Nous ne saurons le citer sans évoquer sa compréhension et l'étendue de ses connaissances aisément. Nous le remercions pour n'avoir pas ménagé ses efforts afin de nous venir en aide à chaque moment et en chaque endroit.
- A Monsieur G. LAPRAY : Maitre de Conférence à l'E.N.P.  
Nous avons l'honneur d'être ses élèves, de profiter de son savoir, de son expérience et d'admirer sa largeur d'esprit et de compréhension, qu'il veuille recevoir ici l'expression de notre profond respect.
- A Monsieur A. KETTAB : Docteur Ingénieur (Chef de Département)  
Nous tenons à le remercier par son accueil chaleureux, sa disponibilité permanente, son aide qui nous a facilité ce travail.  
  
Nos remerciements vont également à tous nos Professeurs et Assistants qui ont contribué à notre formation.  
  
Nous remercions également Monsieur F. HAMADOU qui a bien voulu accepter de dactylographier ce modeste travail.  
  
Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

OUNAS Mustapha

HENNI Aneur

E D I C A C E

- Au terme de toutes ces années de travail, je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:
- \* Mon père pour son sacrifice consenti à mon égard;
  - \* Ma mère pour son soutien moral durant toute ma formation;
  - \* Mon frère, sa femme et sa fille;
  - \* Mes amis (es)
  - \* Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

OUNAS Mustapha.

Je dédie ce travail à la mémoire :

- \* de mon père
- \* à ma mère
- \* à mes amis (es)
- \* à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

HENNI Ameur

Etudiant : OUNAS .M  
HENNI .A  
Promoteur: UTRYSKO .B

### Résumé

Sujet: Notre projet consiste en l'Alimentation en eau potable et en l'Assainissement de la ville d'Aomar - Wilaya de BOUIRA -

Nous avons projeté d'installer deux réservoirs semi-enterrés d'une capacité de 350 m<sup>3</sup> chacun .

Le pompage se fera à partir de trois forages débitant 23l/s. Nous avons dimensionné les différents collecteurs qui assurent l'évacuation des eaux usées et pluviales vers les Oueds .

### SUMMARY

TOPIC: Our project consists of the draining and the supplying the town of Aomar (W.of BOUIRA) with drinking water .

We planned to install 02 watertanks of 350 m<sup>3</sup> capacity, main just underground .

The pumping out of water will be done from 03 boreholes that yield 23 l/s. We have also studied the measures of the drain manifold bringing sewer and raining water to the rivers .

### ملخص

الموضوع: يتكون مشروعنا من دراسة تموين حي آومار بالبويرة بالمياه الصالحة للشرب وصرف المياه القذرة، وقد شربنا 1 نجار مخزين للمياه الصالحة للشرب حجمها 350 م<sup>3</sup>. ثم حسبنا القنوات التي تصرف المياه القذرة والمياه المطر عن الوديان

## TABLE DES MATIERES

<u>PREMIERE PARTIE:</u>	Page
ALIMENTATION EN EAU POTABLE	
CHAPITRE -I-	
1. INTRODUCTION	1
1.2. Présentation	1
1.3. Situation Topographique	1
1.4. Situation Climatique	1
2. DEMOGRAPHIE	2
2.1. Evolution de la population	2-3
2.2. Besoin en eau	3
2.3. Besoin domestique	3-4
2.4. Besoin Scolaire	5
2.5. Besoin sanitaire	5
2.6. Equipement Socio-Culturel	6
2.7. Equipement Commerce et Service	6
3. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DU DEBIT	7
3.1. Consommation d'eau dans les différentes zones	8-9
3.2. Etude préliminaire	10
CHAPITRE -II-	
1. ADDUCTION	11
1.1. Choix du tracé	11
1.2. Calcul du diamètre	11
2. METHODE DE CALCUL D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT	11-12
2.1. Calcul des pertes de charge	12-13
2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale (HmT)	13-14
2.3. Puissance absorbée	14-20
2.4. Etude économique	20-25
.../...	

CHAPITRE -III-	Page
1. CHOIX DES POMPES	26
1.1. Choix des pompes (du forage au réservoir de la zone basse).	26
1.2. De la Station de pompage jusqu'à la Z.M. et à la Z.H.	26
1.3. Caractéristiques des pompes	26-27
2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE	27
2.1. Hauteur manométrique totale	27
2.2. Station de pompage → R (Zone Haute)	28
2.3. Station de pompage → R (Zone Moyenne)	28-35
CHAPITRE -IV-	
1. RESERVOIRS	36
1.1. Généralités	36
1.2. Rôle du réservoir	36
1.3. Réservoirs existants	36-37
1.4. Emplacement des réservoirs	37
1.5. Variantes proposées	37-40
1.6. Capacité des réservoirs	41
1.7. Méthode de calcul	41-46
2. DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER	46-47
2.1. Dimensionnement des réservoirs projetés	47-48
2.2. Equipement des réservoirs	49-52

CHAPITRE -V-	Page
1. DISTRIBUTION	53
1.1. Présentation	53
1.2. Situation du problème	53-54
2. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION	55
2.1. Réseau maillé	55
2.2. Principe de la méthode	55-57
2.3. Débit soutirés	57-58
2.4. Calcul des débits soutirés aux noeuds	58-59
3. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE	59
3.1. Présentation	59-60
3.2. Calcul du diamètre de la conduite	60
3.3. Calcul de la perte de charge	60-85

CHAPITRE -VI-

1. BRISE CHARGE	86
1.1. Description du brise-charge et leur utilité	86
1.2. Dimensionnement du brise-charge	86-87
2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE	88
2.1. Calcul de la brise charge	89-91

CHAPITRE -VII-	Page
1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	92
1.1. Introduction	92
2. ETUDE DU RESERVOIR D'AIR (ARRET-BRUSQUE DE LA POMPE)	92-93
2.1. Calcul du réservoir d'air	93
2.2. Arrêt brusque de la pompe	93-105

CHAPITRE -VIII-

1. PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION	106
1.1. Protection externe	106
1.2. Protection Cathodique	106-107
1.3. Protection par anodes réactives	107
1.4. Protection par soutirage de courant	107-108
1.5. Protection interne	108
2. POSE DES CONDUITES	109
2.1. Pose des conduites en tranchée	109-110

DEUXIEME PARTIE:

CHAPITRE -I-

1. INTRODUCTION	111
2. SITUATION EXISTANTE	111
3. TOPOGRAPHIE	111
4. CHOIX DU SYSTEME	112



CHAPITRE -II-	Page
I. DEBITS DES EAUX USEES	113
1.1. Valeur de consommation	113-114
2. CALCUL HYDRAULIQUE DES RESEAUX	114
2.1. Réseau séparatif	114-115
2.2. Réseau unitaire	115-116
3. VERIFICATION DES SECTIONS EXISTANTES	116
3.1. Vitesse d'autocurage	117
3.2. Dimensionnement du déversoir d'orage projeté	117-119
4. OUVRAGES	119-121

## TABLE DES FIGURES

---

	Page
-Caractéristique des pompes:.....	32-34
-Installation de pompage avec pompe immergée:.....	35
-Schéma d'adduction (variante proposée):.....	39-40
-Courbe de volume du réservoir:.....	44-45
-Réservoir semi-enterré:.....	48
-Équipement du réservoir :.....	51-52
-Schéma de distribution:.....	54
-Réseau ramifié:.....	82
-Réseau maillé:.....	83-84
-Epure de coup de belier:.....	102-103
-Schéma d'adduction planche N° :.....	.....
-Profil en long Planche N° :.....	.....
-Équipement hydraulique Planche N° :.....	.....
-Profil en long d'un tronçon de réseau de distribu- tion Planche N° :.....	.....
-Réseau d'assainissement existant et projeté PL N° .	.....

## TABLE DES TABLEAUX

---

-Besoin en eau :.....	4-9
-Calcul des pertes de charge:.....	19-24
-Étude économique:.....	20-25
-Débit soutirés:.....	68-70
-Pression au sol:.....	71-74
-Réseau maillé:.....	75-81
-Tableau de calcul du coup de belier:.....	104
-Réseau séparatif (collecteurs I, II, III, IV):.....	122
-Réseau unitaire:.....	123
-Vérification des sections existentes:.....	124

## SYMBOLES ET UNITES

---

S : Air d'une surface	$m^2$
C : Coefficient de la formule de CHEZY C	
D : Diamètre d'une section circulaire	m
Do: D/A paramètre dimensionnel de D	sans dimension
f : Coefficient de frottement	sans dimension
A : Longueur fluïdo-dynamique	m
fr: Valeur constante du coefficient de frottement en régime turb.rug.	sans dimension
g : Accélération de la pesanteur	$m/s^2$
h : Hauteur	m
DH: Perte de charge	m
J : Gradient de la perte de charge	sans dimension
Le: Longueur équivalente au p. d. c. singulière	m
le: Longueur équivalente au p. d. c. totale	m
L : Longueur	m
P : Périmètre mouillé	m
Q : Débit du volume	$m^3/s$
IR: Nombre de Reynolds	sans dimension
V : Vitesse moyenne débitaire	m/s
V : Volume	$m^3$
$\epsilon$ : Rugosité absolue de la conduite	m
$\lambda$ : Facteur transition	sans dimension
$\nu$ : Viscosité cinématique	$m^2/s$
$\rho$ : Masse volumique	$Kg/m^{-3}$
e : Epaisseur de la conduite	m
a : Célérité de l'onde.	m/s

## PREMIERE PARTIE

### ALIMENTATION EN EAU POTABLE

#### CHAPITRE - I -

##### 1. INTRODUCTION :

L'objet de notre étude consiste l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville d'Aomar dans la Wilaya de BOUIRA. Notre étude proposée par la C.N.E.R.U. de BOUIRA comportera une adduction, distribution et assainissement.

##### 1.2. Présentation :

La Commune d'Aomar se trouve au nord ouest de BOUIRA sur la route d'Alger, au carrefour de la R.N. 5 et R.N. 25 et sur la voie ferrée ALGER-CONSTANTINE. Elle fait partie de la Daira de LAKHDARIA.

Aomar est composée de deux parties, près de la RN 5 Aomar Gare et au nord Aomar Centre. Le terrain a des pentes fortes, la Commune d'Aomar est située dans les coordonnées de LAMBERTS

X = 595,500 à 597,000

Y = 355,000 à 357,000

##### 1.3. Situation Topographique :

Le relief de la ville à caractère montagneux il présente de grandes différences d'altitude.

##### 1.4. Situation Climatique :

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et par un hiver relativement humide.

./.

2. DEMOGRAPHIE :

2.1. Evolution de la population :

L'accroissement des besoins en eau d'une agglomération est généralement lié à sa croissance démographique , à son industrialisation et à l'élévation du niveau de vie de sa population.

D'après les renseignements recueillis auprès de la C.N.E.R.U. de BOUIRA, la population de la ville d'Aomar se présente actuellement comme le présente le tableau ci-dessous.

SECTEUR \ HORIZON	1977	1984
- Aomar Gare	1662	2253
- Aomar Centre	1138	1359
Total	2800	3612

L'objet de notre étude est de satisfaire en eau potable la ville d'Aomar qui est actuellement en extension d'ici 2010 soit une échéance de 26 ans.

Le taux d'accroissement démographique de cette région a été estimé par les services de E.S.M.P. à 3,14 %. L'estimation de la population future (an 2010) est donnée par la formule des intérêts composés.

$$P_N = P_0 (1 + r)^n$$

où

./.

./. .

$P_N$  = Population futur pour l'horizon considéré

$P_0$  = Population actuelle.

$n$  = Nombre d'années séparant l'année de base et l'horizon considéré.

$r$  = Taux d'accroissement démographique.

Les calculs de l'évolution de la population pour les différents horizons sont présentés dans le tableau N°2.

2.2. Besoin en eau :

2.3. Besoin domestique :

Pour un avant projet, on peut tenir compte des valeurs de bases données forfaitairement.

D'après le cours FEN 203 (calcul technico-économique des réseaux), une ville qui a une population < 20000 habitants peut prendre une dotation comprise entre 100 à 200 l/j/hab.

Vue le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, l'hygiène et son évolution future nous estimons la dotation comme suite (voir tableau N°3) les besoins en eau seront évalués suivant deux horizons 1994 et 2010.

### Conclusion

En tenant compte des facteurs tels que la majoration saisonnière et les fuites dans les réseaux, le débit total nécessaire pour l'alimentation de la ville d'Aomar pour l'horizon 2010 est de 3881,86 m<sup>3</sup>/j.

./. .

TABLEAU N°2

horizon Secteur	1984	1989	1994	2010
Aomar - Gare	2253	2630	3069	5033
Aomar centre	1359	1586	1851	3036
Total	3612	4.216	4921	8069

TABLEAU N°3

Secteur	Année	Population	dotation €/hab	Consomma- tion m <sup>3</sup> /j
Aomar - Gare.	1984	2253	120	270,360
	1989	2630	"	315,60
	1994	3069	150	460,35
	2010	5033	"	754,95
Aomar - Centre.	1984	1359	120	163,08
	1989	1586	"	190,32
	1994	1851	"	222,12
	2010	3036	150	455,40

## 2.4. Besoin Scolaire :

Secteur	nature de l'établissement	nombre d'élèves	dotation l/j/élève	consommation m <sup>3</sup> /j
Aomar Gare	E. primaire	600	15	9,00
	Crèche	40	15	0,60
				9,60

## 2.5. Besoin Sanitaire :

Secteur	nature de l'établissement	superficie m <sup>2</sup>	dotation l/j/m <sup>2</sup>	consommation m <sup>3</sup> /j
Aomar Centre.	C. de Santé	4500	3	13,50
	maternité	1000	4	4,00
	Polyclinique	2000	4	8,00
	Pharmacie	200	3	0,60
				26,10



## EQUIPEMENT SOCIO-CULTUREL

Nature de l'établissement	Superficie (m <sup>2</sup> )	dotation (C.F./m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> )
- mosquée.	—	—	10
- salle de cinéma	1200	2	2,4
- maison de jeune	1000	2	2,0
- salle polyvalente.	2000	3	6,0
		Σ	20,40

## EQUIPEMENT COMMERCE ET SERVICE

Nature de l'établissement	Superficie (m <sup>2</sup> )	dotation (C.F./m <sup>2</sup> )	Consommation (m <sup>3</sup> )
- marché	2500	3	7,50
- Hammam	1500	4	6,00
- Pompe d'essence	500	4	2,00
- Abattoir	300	3	0,90
- CAPC.S	1000	3	3,00
- aj. gare ferrovière	1500	3	4,50
- gare routière	1200	3	3,60
		Σ	27,50

### 3. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DU DEBIT .

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

Le coefficient  $K_1$  de l'irrégularité de la consommation journalière est égale à :

$$K_1 = \frac{\text{Conso.Max.Journalière}}{\text{Conso.Moy.Journalière}}$$

Pour le débit maximal à transiter dans la conduite d'adduction ainsi que le dimensionnement du réservoir, il convient donc d'affecter le débit moyen d'un coefficient  $K'$ ; le débit maximal à transiter sera donc définie par l'expression suivante:

$$Q_{mm} = K' \cdot Q_m \quad (\text{L/s})$$

avec  $K' = 1,1 \div 1,3$  selon les normes russes.

Donc dans notre étude nous prendrons  $K'=1,2$

$Q_{mm}$  = Consommation moyenne du jour, du mois de pointe de l'année.

$Q_m$  = Consommation moyenne de toute l'année.

Le coefficient  $K''$  de l'irrégularité de la consommation horaire est égal à

$$K'' = \frac{\text{Conso.max.horaire}}{\text{Conso.moy.horaire}}$$

Par définition le coefficient de pointe est le produit de ces deux coefficient définis ci-dessus.

$$K_p = K' \cdot K''$$

Dans notre étude ces coefficients seront égal à :

$K'' = 2$  qui tient compte des variations horaires du débit;

$K' = 1,2$  qui tient compte des variations journalières du débit.

Le coefficient de pointe est alors égale à

$$K_p = 2 \cdot 1,2 = 2,4$$

./.

./.

### 3.1 Consommation d'eau dans les différentes zones .

Tous les résultats de consommation seront résumés dans le tableau ci-joint.

La consommation journalière moyenne est égale au nombre d'habitant par la dotation ajoutée aux besoins publics.

La consommation journalière maximale est égale à la consommation journalière moyenne par le coefficient  $K'$ .

La consommation de pointe horaire est égale à la consommation journalière moyenne multipliée par  $K_p$ .

Nous calculons dans les mêmes tableaux la majoration de 25 % qui tiendra compte des fuites probables dans le réseau de distribution pour l'horizon envisagé 2010.

## Horizon 1994

consommation type de besoin	$Q_m$ $m^3/j$	majoration 25%	$Q_{mr}$ $m^3/j$	$Q_{mm}$ l/s	$Q_{mm}$ $m^3/j$	$Q_{max}$ $m^3/j$
domestique	682,47	170,615	853,088	11,848	1023,705	2047,411
scolaire	9,60	2,400	12,000	0,167	14,400	28,800
Sanitaire	26,10	6,525	32,625	0,453	39,150	78,300
equip. socio. cultur	20,40	5,100	25,500	0,354	30,600	61,200
equip. commerce	27,50	6,875	34,375	0,477	41,250	82,500
total	766,070	191,518	957,588	13,300	1149,105	2298,211

## Horizon 2010

consommation type de besoin	$Q_m$ $m^3/j$	majoration 25%	$Q_{mTotal}$ $m^3/j$	$Q_{mm}$ l/s	$Q_{mm}$ $m^3/j$	$Q_{max}$ $m^3/j$
domestique.	1210,35	302,59	1512,94	21,013	1815,55	3631,06
Scolaire.	9,60	2,400	12,00	0,167	14,400	28,800
Sanitaire	26,10	6,525	32,625	0,453	39,150	78,300
equip socio. cultur.	20,40	5,100	25,500	0,354	30,600	61,200
equip. commerce.	27,50	6,875	34,375	0,477	41,250	82,500
total.	1293,95	323,49	1617,44	22,464	1942,930	3881,86

./.

### 3.2 Etude préliminaire :

Le forage existant fourni un débit de 8l/s qui sont destinés à alimenter la ville d'Aomar en comparaison avec les ressources disponibles actuellement qui sont de 691 m<sup>3</sup>/j; on constate qu'il y a un déficit de 5l/s en 1994 et 15l/s d'environ pour l'horizon 2010.

Pour remédier à cela la réalisation d'un deuxième forage s'impose.

Dans cette étude nous Proposons de projeter deux autres forages à côté de l'ancien .

Ces trois forages fourniront un débit total égal à 23l/s environ.

C H A P I T R E - II -

**1. ADDUCTION :**

**1.1. Choix du tracé :**

Nous devons choisir un profil en long idéal .

Eviter les contre pentes susceptibles de créer des contour-nements d'air et des cavitations par suite d'arrêt inopiné.

**1.2. Calcul du diamètre :**

En vue de déterminer le diamètre économique, nous devons faire une étude dite technico-économique qui conduit à une optimisation entre :

- Les frais d'amortissement des canalisations à installer;
- Les frais d'exploitation des différentes pompes utilisées .

**2. METHODE DE CALCUL D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT :**

La formule de Bonnin nous donne un diamètre approximatif

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{V}}$$

D = en (m)

Q = Débit à transiter en m<sup>3</sup>/s

V = Vitesse Moyenne d'écoulement (m/s)

ν = Viscosité cinématique égale à 10<sup>-6</sup> dans notre étude.

D'après l'équation de continuité, on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite.

$$Q = V.S \implies V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} D^2}$$

La nature du régime d'écoulement, est en fonction du nombre de Reynolds et la rugosité absolue qui est égale à 4.10<sup>-4</sup> dans notre étude.

./.

./.

Ayant déterminé ces deux paramètres, on détermine le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de MOODY.

En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKUREIDZE

$$F_n = \left[ 1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{\mathcal{E}}{D_h} \right]^{-2}$$

$\mathcal{E}$  = Rugosité absolue

$D_h$  = Diamètre hydraulique

En régime transitoire le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$F_e = \left[ -0,86 \text{ en } \left( \frac{\mathcal{E}}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{F_n}} \right) \right]^{-2}$$

### 2.1. Calcul des pertes de charge:

Pour la détermination des pertes de charge totales occasionnées dans la conduite de refoulement, nous avons utilisé les formules suivantes:

- Les pertes de charge, sont déterminées par la méthode de DARCY-WEISBACH .

$$D_H = \frac{F \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

- Les pertes de charge singulières exprimées par une longueur équivalente ( $L_e$ ) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit  $Q$  de sorte que

$$D_{H_s} = \frac{F \cdot L_e \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

$L_e$  = Longueur équivalente

$F$  = Coefficient de frottement

$D$  = Diamètre de la conduite

$V$  = Vitesse moyenne d'écoulement.

./.

./.

- Les pertes de charge dues aux frottements, sont exprimées par la formule :

$$DH_F = F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$L_G$  = Longueur géométrique

- Les pertes de charge totales sont exprimées par :

$$DH_T = DH_s + DH_F$$

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique.

$$L_{eT} = L_G + L_{ey}$$

Donc  $L_{eT} = 1,15 L_G$

D'après l'équation de continuité on a :  $Q = V \cdot A \implies V = \frac{Q}{A}$

$Q$  = Débit (m<sup>3</sup>/s)

$A$  = Section de la conduite (m<sup>2</sup>)

Par conséquent :

$$DH_T = 1,15 \cdot \frac{F \cdot L_G \cdot Q^2}{2g \cdot A^2}$$

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

$$F_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R \cdot V_{FN}} \right) \right]^{-2}$$

2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale (HmT) :

$$HmT = H_g + DH_T$$

$H_g$  = Hauteur géométrique de refoulement:  $H_g = C_{TP} - H_{ND}$

$DH_T$  = Perte de charge totale

$C_{TP}$  = Côte du trop plein

$H_{ND}$  = Hauteur du niveau dynamique.

./.



./.

Après avoir déterminé la HmT, nous nous référons au catalogue des pompes, qui nous donne la HmT pratique et le rendement de la pompe correspondant :

\* 2.3. Puissance absorbée

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HmT}{\eta}$$

$\eta$  = Rendement de la pompe ; on prend:  $\eta = 0,75$

\* Calcul de l'énergie (E)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

Ayant l'énergie, nous pouvons avoir le prix total de l'énergie par an

\* Frais d'amortissement de la conduite :

L'annuité est déterminée d'après la formule suivante :

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

$i$  = Taux d'annuité = 8% (adopté en ALGERIE)

$n$  = Nombre d'année d'amortissement = 50 ans

Le diamètre économique est celui qui conserve à la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation.

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{50} - 1} + 0,08 = 0,0817429 \text{ DA}$$

E : Puissance consommée en (KWh)

Le coût "e" du KWh est 0,40 DA

La dépense sera  $Dep = 0,40 * E$

./.

./.

Calcul de l'adduction du du forage au réservoir de la zone basse.

- Dans notre cas on envisage un refoulement de 24h/24h.

Pour la détermination du gradient de P.d.c. nous allons procéder par deux méthodes:

- Théorie de la longueur fluïdo-dynamique de (G.LAPRAY)
- Méthode classique.

REMARQUE:

Le diamètre de la conduite d'amenée sera calculé en prenant une vitesse raisonnable comprise dans la gamme  $[0,4+1,4]$  (m/s)

La valeur minimale 0,4 est la valeur qui ne favorise pas les dépôts solides dans la conduite et la valeur max 1,4 m/s est celle ne donnant pas un coup de bélier important.

Méthode classique:

En première approximation nous calculons "F" à l'aide de la formule de NUKURADZE, ce dernier est remplacé dans le deuxième membre de la relation de COLEBROOK.

On calcul le terme du premier membre qui lui aussi sera remplacé dans le second membre et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on trouve deux membres consécutifs à peu près égaux.

Tout d'abord on procède au calcul en utilisant la formule de BONNIN pour avoir un diamètre approximatif:

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,023} = 0,1516 \text{ m}$$

Pour une meilleure optimisation, on considère les diamètres normalisés [ 150 - 200 - 250 ]

./.

./.

Calcul des pertes de charge par la théorie de la longueur fluïdo-dynamique de (G.LAPRAY).

La méthode simplifiée de (M.G.LAPRAY) va nous permettre de calculer les pertes de charge. Dans le diagramme de MOODY, nous avons remarqué que le régime d'écoulement est transitoir, cela nous ramène à écrire :

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_r \\ Re = \frac{VD}{D} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{d'après le diagramme de MOODY.} \\ \text{on vérifie le régime.}$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} \quad \left\{ \begin{array}{l} D: \text{Diamètre de la conduite (m)} \\ D_0: \text{Paramètre dimensionnel du profil circulaire} \\ D_0 := 1,539 \\ \Lambda: \text{Longueur fluïdo-dynamique.} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon \\ \Lambda \end{array} \right\} \text{ de l'abaque 8 a on tire } \frac{Q}{\sqrt{J_r}}$$

$$\text{d'ou } J_r = \left( \frac{Q}{Q \sqrt{J}} \right)^2 \text{ Comme les écoulements sont transi-}$$

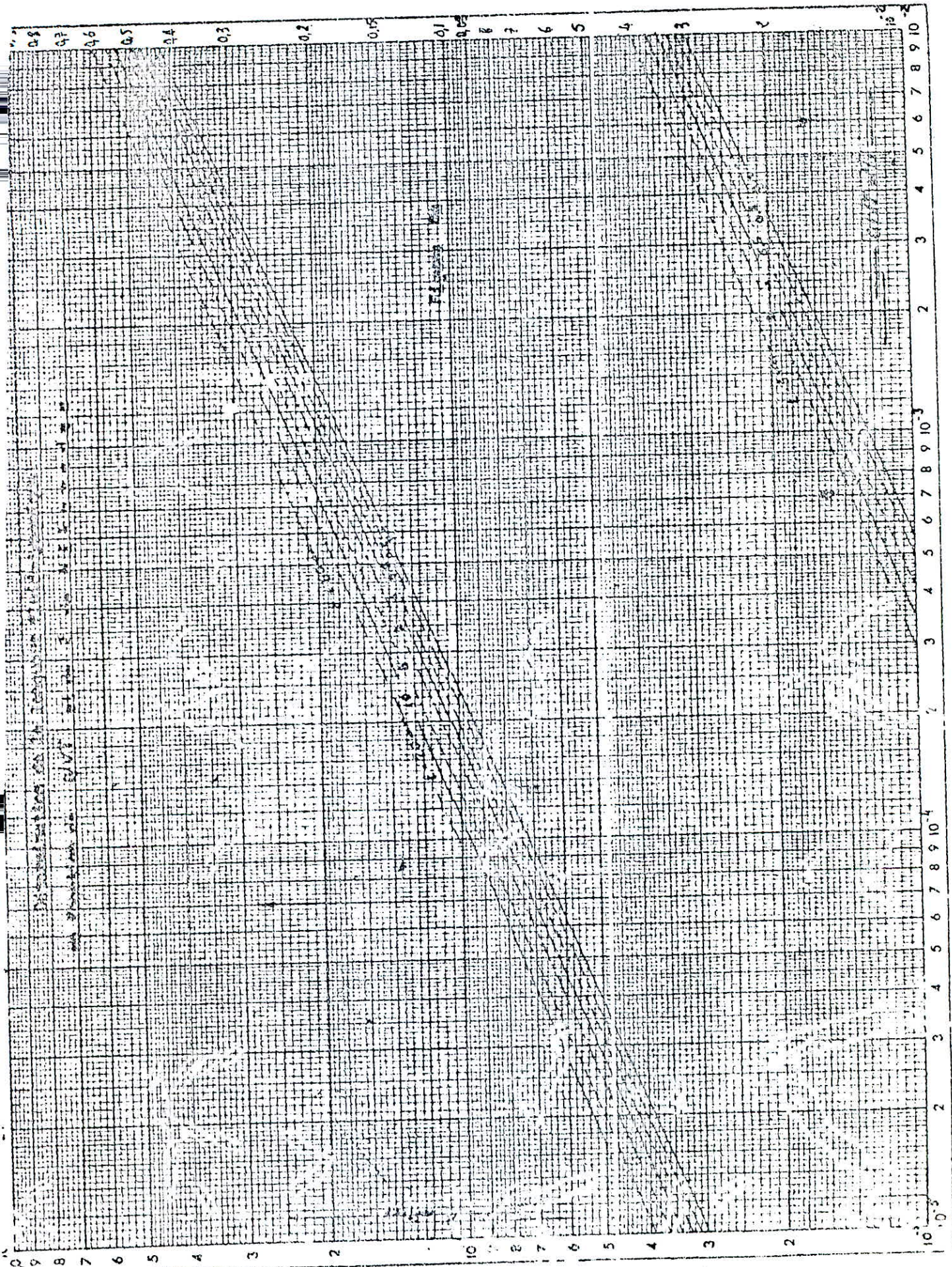
toirs on procède alors à la correction de "J" d'après l'abaque 170, on détermine le coefficient de transition.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D_n} \\ Re \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda_J^{5,3} \Rightarrow J = J_r * \lambda_J^{5,3}$$

$$\text{d'ou } DH_T = 1,15.J.L.$$

Nous récapitulons les valeurs déterminées par cette méthode dans le tableau ci-après.

./.



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

17c

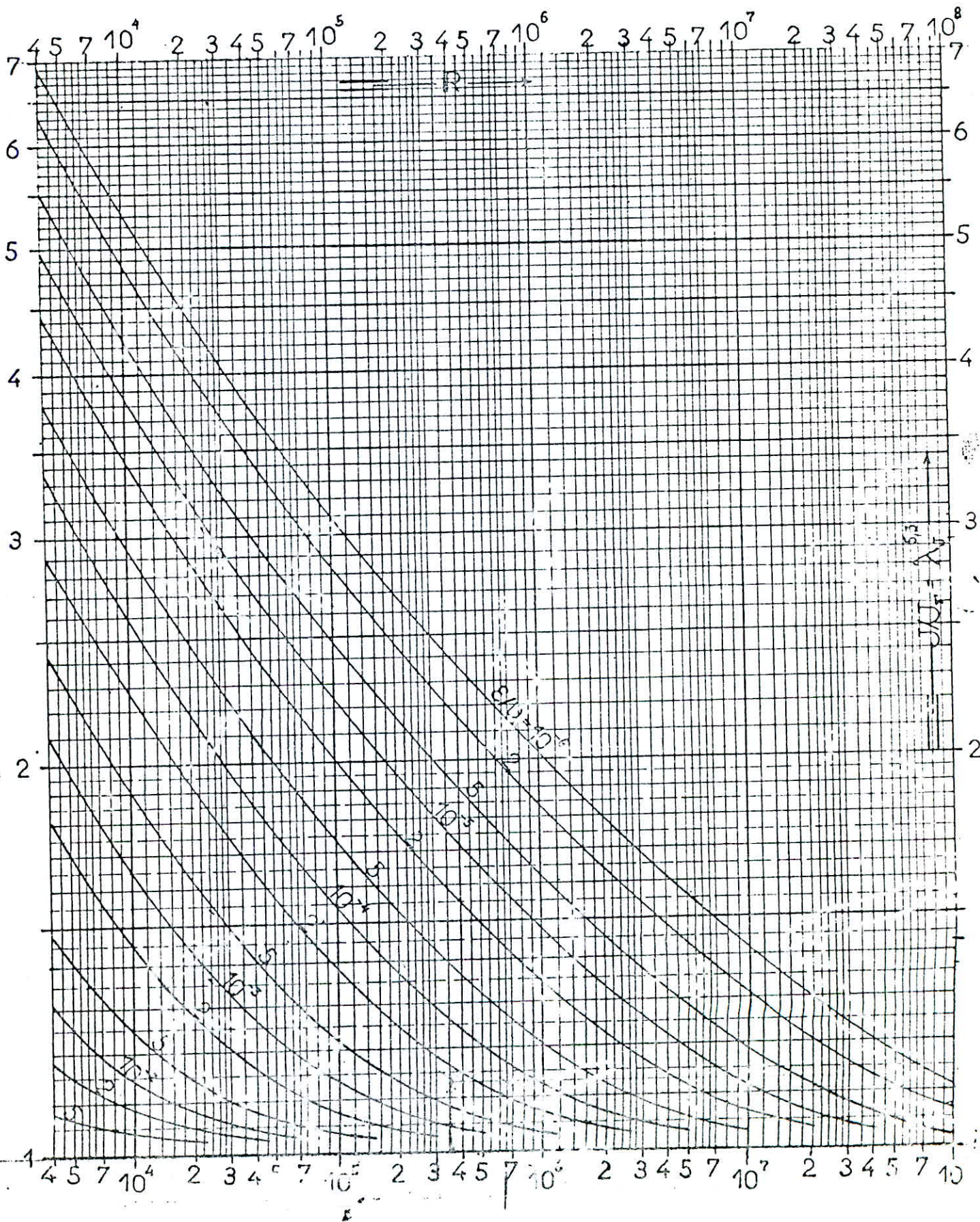


Tableau de calcul des pertes de charge  
(Méthode de G.LAPRAY).

$\phi$ mm	$\epsilon$	$\epsilon/D$	$D_0$	$\Lambda_r = \frac{D}{D_0}$	$Re = \frac{VD}{\nu}$
150	$4 \cdot 10^{-4}$	$2,66 \cdot 10^{-3}$	1,539	0,097	$1,95 \cdot 10^5$
200	"	$2,00 \cdot 10^{-3}$	"	0,13	$1,46 \cdot 10^5$
250	"	$1,6 \cdot 10^{-3}$	"	0,16	$1,17 \cdot 10^5$

$\phi$ (mm)	$\Lambda_r$ (m)	$\epsilon$	$\frac{Q}{\sqrt{J_r}}$	$J_r$
150	0,097	$4 \cdot 10^{-4}$	0,19	0,0146537
200	0,13	"	2,99	0,0000592
250	0,15	"	5,35	0,0000185

$\phi$ (mm)	$Re = \frac{VD}{\nu}$	$\epsilon/D$	$\lambda_J^{5,3}$	$J$
150	$1,95 \cdot 10^5$	$2,7 \cdot 10^{-3}$	1,04	0,0152398
200	$1,46 \cdot 10^5$	$2 \cdot 10^{-3}$	57,50	0,003404
250	$1,17 \cdot 10^5$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	54,56	0,0010094

	$\phi$ 150 (mm)	$\phi$ 200 (mm)	$\phi$ 250 (mm)
$f_N = (1,14 - 0,86 \ln E/D)^{-2}$	0,0257055	0,0237815	0,022434
$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{E}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_N}} \right) \right]^{-2}$	0,0265991	0,0251276	0,0224956
1 <sup>ère</sup> approximation	0,0265864	0,0250958	0,022432
2 <sup>ème</sup> approximation	0,0265866	0,025065	0,02242341
3 <sup>ème</sup> approximation	0,0265866	0,025065	0,0224240
4 <sup>ème</sup> approximation	0,0265866	0,025065	0,0224240
$J = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0,0152672	0,003404	0,0010099

## 2.4. Etude économique :

$\phi$ (mm)	V (m/s)	$Re \cdot 10^5$	$f_N$	$f_c$	J	$\Delta H_T$	$H_{mt}$
150	1,30	1,95	0,0257055	0,02659	0,0152672	87,79	222,79
200	0,73	1,46	0,0237815	0,02512	0,003404	19,57	154,57
250	0,47	1,17	0,022434	0,02242	0,0010099	5,80	140,80

(Frais d'exploitation).

$\phi$ (mm)	$P = \frac{9Q H_{mt}}{\eta}$	P. 24.365	prix de l'énergie 0,40 cc (kwh)
150	67,02	570952	234838,08
200	46,50	407340	162936
250	42,35	370986	148394,40

(Frais d'amortissement).

$\phi$ (mm)	Prix de la conduite (ml)	Longueur	Prix total de la Cond. (DA)	Annuité
150	184,93	5000	924650	75583,572
200	229,56	"	1147800	93824,501
250	267,22	"	13366100	109216,69

(Bilan).

$\phi$ (mm)	150	200	250
Amortissement	75583,572	93824,50	109216,69
exploitation	234838,08	162936	147553,44
bilan	310421,65	256760,5	257611,09

Le bénéfice va donc au diamètre 200 mm.



Adduction  $Sp_1 \longrightarrow R$  (Zone Haute)

$$Q = 3,84 \text{ l/s} = 0,00384 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1000 \text{ m}^3$$

$$H_g = 104 \text{ m}$$

	$\phi 100$	$\phi 125$	$\phi 150$
$F_N = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D)^{-2}$	0,0288401	0,0270484	0,025705
$F_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{F_c}} \right) \right]^{-2}$	0,0311934	0,0303254	0,0295003
1 <sup>ère</sup> approximation	0,0311137	0,0301665	0,029614
2 <sup>ème</sup> approximation	0,0311162	0,0301737	0,029613
3 <sup>ème</sup> approximation	0,0311161	0,0301734	0,029613
4 <sup>ème</sup> approximation	0,0311161	0,0301734	0,029613
$J = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$	0,0038078	0,0011823	0,000487

$\phi$ (mm)	$V$ (m/s)	$Re.$	$F_N$	$F_c$	$J$	$\Delta H_T$	$H_{mr}$
100	0,49	$4,9 \cdot 10^4$	0,0288401	0,0311161	0,0038078	4,38	108,38
125	0,31	$387 \cdot 10^4$	0,0270484	0,0301734	0,0011823	1,36	105,36
150	0,22	$3,3 \cdot 10^4$	0,025705	0,029613	0,000487	0,56	104,56

## Frais d'amortissement.

$\phi$ (mm)	Prix de la Conduite (DA/m)	Longueur	Prix total de la Conduite	Annuité
100	147,31	1000	147310	12041,547
125	166,12	"	166120	13579,13
150	184,93	"	184930	15116,7145

## Frais d'exploitation.

$\phi$ (mm)	$P = \frac{gQ \text{ Hmt}}{\eta}$	P. 24.365	Prix de l'énergie
100	5,44	47654,4	19061,76
125	5,29	46340,40	18536,16
150	5,25	45990	18396

## Bilan.

$\phi$ (mm)	100	125	150
F. amortissement	12041,547	13579,13	15116,714
F. exploitation	19061,76	18536,16	18396
Bilan	31103,307	32115,29	33512,76

Le bénéfice va au diamètre 100

Adduction Sp2  $\longrightarrow$  R (Zone Moyenne)

$$Q = 8,80 \text{ l/s}$$

$$L = 600 \text{ m}$$

$$H_g = 60,50$$

$$D = Va = \sqrt{0,0088} = 0,94 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

$\phi$ (mm)	V (m/s)	Re	$F_{fr}$	$F_c$	J	$\Delta H_f$	$H_{mf}$
100	1,12	$1,12 \cdot 10^5$	0,0288401	0,057544	0,0367900	25,38	85,88
125	0,72	$9 \cdot 10^4$	0,027048	0,059791	0,0126595	8,73	69,23
150	0,49	$7,35 \cdot 10^4$	0,0257055	0,062362	0,0050877	3,51	64,01

(Frais d'amortissement).

$\phi$ (mm)	Prix de la C. (Dn/ml)	Longueurs	Prix total de la conduite	Annuité
100	147,3	600	88380	7224,4375
125	166,72	"	93672	8147,478
150	184,93	"	110958	9070,0287

(Frais d'exploitation).

$\phi$ (mm)	$P_2 \frac{2QH_{mf}}{n}$	$P \cdot 24 \cdot 365 = E$	Prix de l'énergie
100	9,89	86636,40	34654,56
125	7,97	69817,20	27926,88
150	7,37	64567,20	25824,48

(Bilan).

	$\phi$ 100	$\phi$ 125	$\phi$ 150
F. amortissement	7224,437	8147,478	9070,0287
F. d'exploitation	34654,56	27926,88	25824,48
bilan	41878,997	36074,358	34894,50

Le bénéfice va au diamètre 150 mm.

C H A P I T R E -III-

1. CHOIX DES POMPES .

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler "Q" et de la hauteur d'élévation HMT.

1.1. Choix des pompes (du forage au réservoir de la zone basse):

Etant donné que nous avons deux débits à refouler pour l'an 2010, soit le débit 8 l/s déjà existant et le débit 15 l/s que nous avons calculé nous envisageons donc de choisir pour chaque cas de débit trois pompes qui travailleront en même temps . Par voie de conséquence nous choisirons 03 pompes identiques qui refouleront  $\frac{QT}{3}$  chacune.

1.2. De la station de pompage jusqu'à la Z.M. et à la Z.H.:

- Nous choisirons deux pompes différentes qui permettront d'élever les deux débits :
- . La première pompe refoulera l'eau vers le réservoir projeté de la zone moyenne;
- . La deuxième pompe refoulera l'eau vers le chateau d'eau déjà existant.

1.3. Caractéristiques des pompes :

Les pompes sont munies à l'amont sur la conduite d'aspiration d'un robinet - vanne et à l'aval sur la conduite de refoulement d'un clapet anti-retour et d'un robinet-vanne.

Connaissant les hauteurs manométriques et les débits, nous pouvons procéder aux choix des pompes.

./.

./.

Formules utilisées :

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} ; f_N = (1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{C}{D})^{-2}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} ; J = \frac{f}{D} \cdot \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} \cdot \frac{1}{2g} ;$$

$$J = \frac{8}{\pi^2 g} \cdot \frac{f Q^2}{D^5}$$

$$\frac{J}{Q^2} = J_Q = 0,0827111 \frac{f}{D^5} ; DH = r Q^2$$

$$r = J_Q \cdot L_e ; L_e = 1,15 \cdot L_c$$

## 2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE :

\* Des forages  $\longrightarrow$  R (zone basse)

D (mm)	Q l/s	(m)	f	J <sub>Q</sub>	L (m)	L <sub>e</sub> (m)	r	rQ <sup>2</sup> (m)
200	7,67	0,0004	0,0237815	6,1468563	5000	5750	35344,42	2,079
200	23	"	"	"	"	"	"	18,70

## 2.1. Hauteur manométrique totale :

D (mm)	Q l/s	H <sub>g</sub> (m)	P.d.c. (m)	H M T (m)
200	23	135	18,70	153,70

./.

./.

2.2. Station de pompage  $\longrightarrow$  R (Zône - haute ) :

D(mm)	Q l/s	(m)	f	J <sub>Q</sub>	L (m)	L (m)	r	rQ <sup>2</sup> (m)
100	3,84	0,0004	0,028840	238,54	1000	1150	274321	4,04

## 2.2.1. Hauteur manométrique totale :

D(mm)	Q l/s	Hg (m)	P.d.c. (m)	H.M.T. (m)
100	3,84	104	4,04	108,04

2.3. Station de pompage  $\longrightarrow$  R (Zône - Moyenne ) :

D(mm)	Q l/s	(m)	f	J <sub>Q</sub>	L (m)	L (m)	r	rQ <sup>2</sup> (m)
150	8,80	0,0004	0,025705	27,997	600	690	19317,93	1,49

## 2.3.1. Hauteur manométrique totale :

D (mm)	Q l/s	Hg(m)	P.d.c. (m)	H.M.T.(m)
150	8,80	60	1,49	61,49

\* des forages  $\longrightarrow$  R (Zône - basse ) (graphique N°1):

- Pour le diamètre  $\emptyset$  200 mm nous avons choisi trois pompes immergées identiques JUMONT-SCHNEIDER du type 6030 S, 19 étages, N = 2900 tr:mn;  $\eta = 70\%$  choisi dans le catalogue en fonction du débit, pour tracer les courbes, on a divisé le débit total par trois et à l'aide de ce débit et la H.M.T. on a tracé la courbe caractéristique d'une seule pompe puis on lui a additionné les mêmes caractéristiques pour obtenir la courbe caractéristique des trois (03) pompes (voir figure N°1).

./.

./.

\* Sp  $\longrightarrow$  R (Zône moyenne) (graphe N°2).

- Choix de la pompe :

- . JUMONT -SCHNEIDER
- . AXE HORIZONTAL
- . TYPE 80 - P.P.L (2 ETAGES)
- .  $\eta = 70 \%$  ,  $N = 2200$  tr/mm.

- Point de fonctionnement:

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite  $DH = F(Q)$ .

Pour cette conduite, le point P' correspond à un débit de  $32,50 \text{ m}^3/\text{h}$  et de hauteur  $61,50 \text{ m}$ , est le point de fonctionnement. En vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont possibles.

1ère variante:

Accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est le débit relevé sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera diminuée.

$$Q = 31,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T = 31,68 \times 24 = 760,32 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit à :

$$T = \frac{760,32}{32,50} = 23,39 = 23 \text{ heures / jour environ}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est de :

$$P = \frac{9,81 \times 0,0090278 \times 61,49}{0,70} = 7,779 \text{ KW}$$

./.



./.

2ème variante:

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P. Il est à noter que le rognage n'est possible que s'il reste inférieur à 20 % .

En appliquant les relations :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} \quad (1)$$

En posant  $d = m \cdot D$  ou  $m$  : coefficient de rognage on pourra écrire l'expression (1) en introduisant le coefficient de rognage.

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

avec

$$q = 31,68 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } h = 61,49$$

$$Q = 32,50 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } h = 61,50$$

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{31,68}{32,50} = 0,97 \text{ le pourcentage de rognage sera } 1 - 0,97 = 3\%$$

avec un temps de pompage de 24h/24 et un rendement  $\eta = 70\%$   
la puissance sera

$$P = \frac{9,81 \times 0,0090278 \times 61,50}{0,70} = 7,780 \text{ KW}$$

Conclusion:

Dans les deux cas, on remarque que les différences sont insignifiantes par rapport aux normes pratiques donc on adoptera les pompes tels qu'elles sont sans y apporter aucune correction.

./.

./.

\* Sp  $\longrightarrow$  R (Zône haute) (graphe N°3).

- Choix de la pompe :

- . JUMONT - SCHNEIDER
- . AXE HORIZONTAL
- . TYPE 65-F.P.E. (6 ETAGES)
- .  $N = 2200$  Tr/mn
- .  $\eta = 64 \%$

- Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement désiré est P de débit 13,82 m<sup>3</sup>/h  
H = 108, le point P' donne un débit 15,05 m<sup>3</sup>/h et H = 109.

1ère variante:

$$Q = 13,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T = 13,82 \times 24 = 331,68 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{331,68}{15,05} = 22,03 = 22 \text{ heures}$$

$$P = \frac{9,81 \times 0,004180 \times 108}{0,64} = 6,92 \text{ KW}$$

2ème variante:

$$q = 13,82 \text{ et } H = 108$$

$$Q = 15,05 \text{ et } H = 109$$

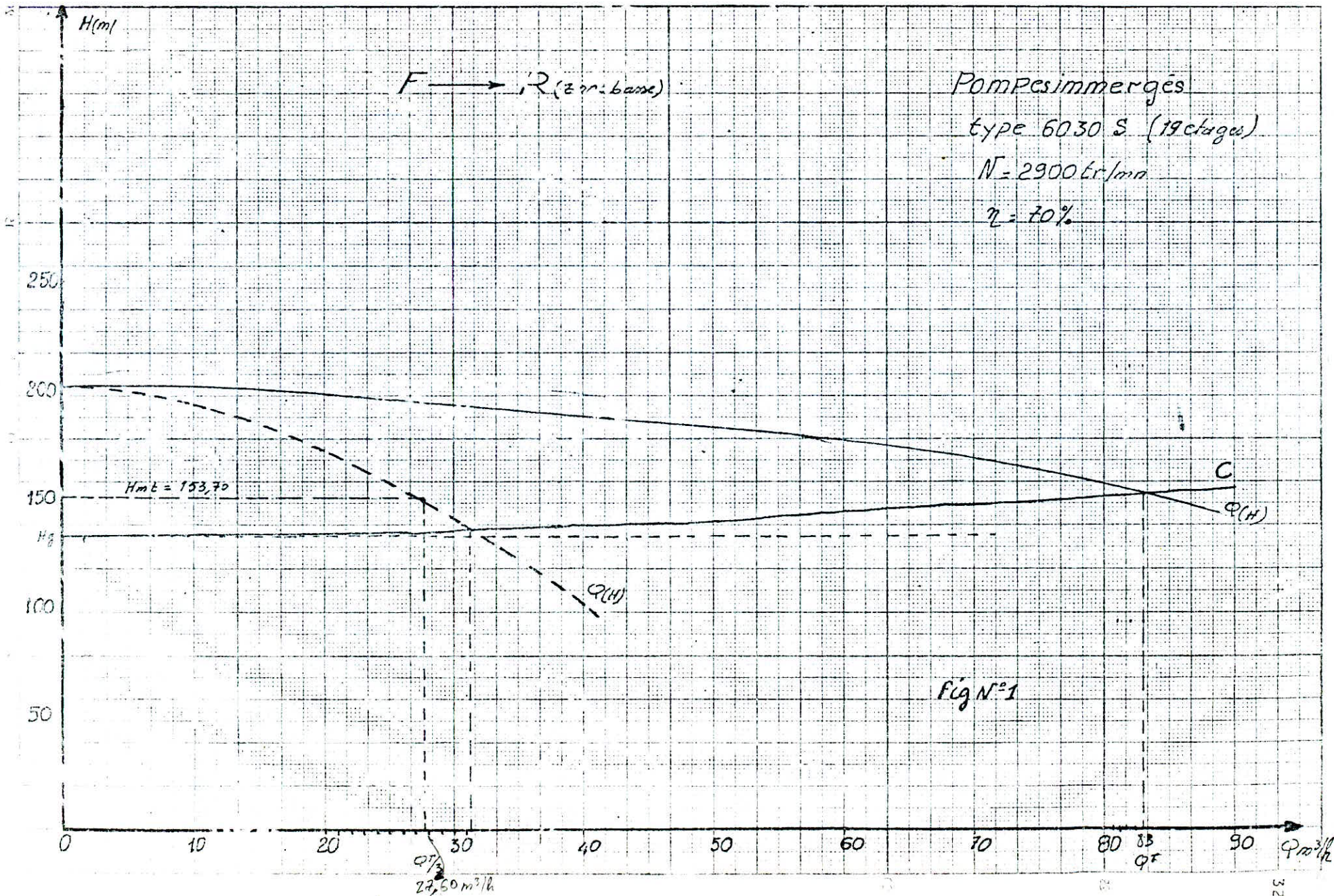
$$\eta = \frac{13,82}{15,05} = 0,92$$

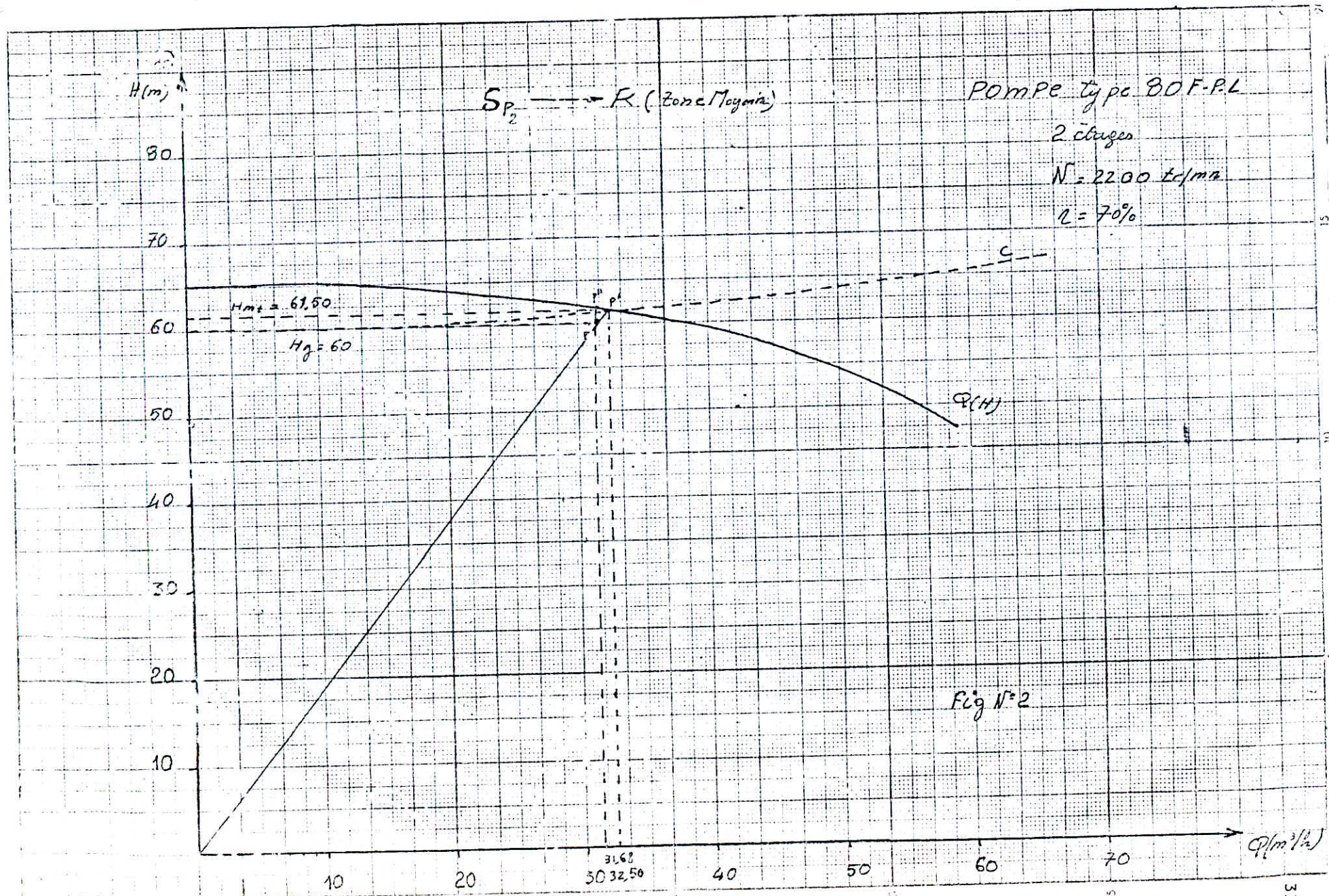
$$1 - 0,92 = 8 \%$$

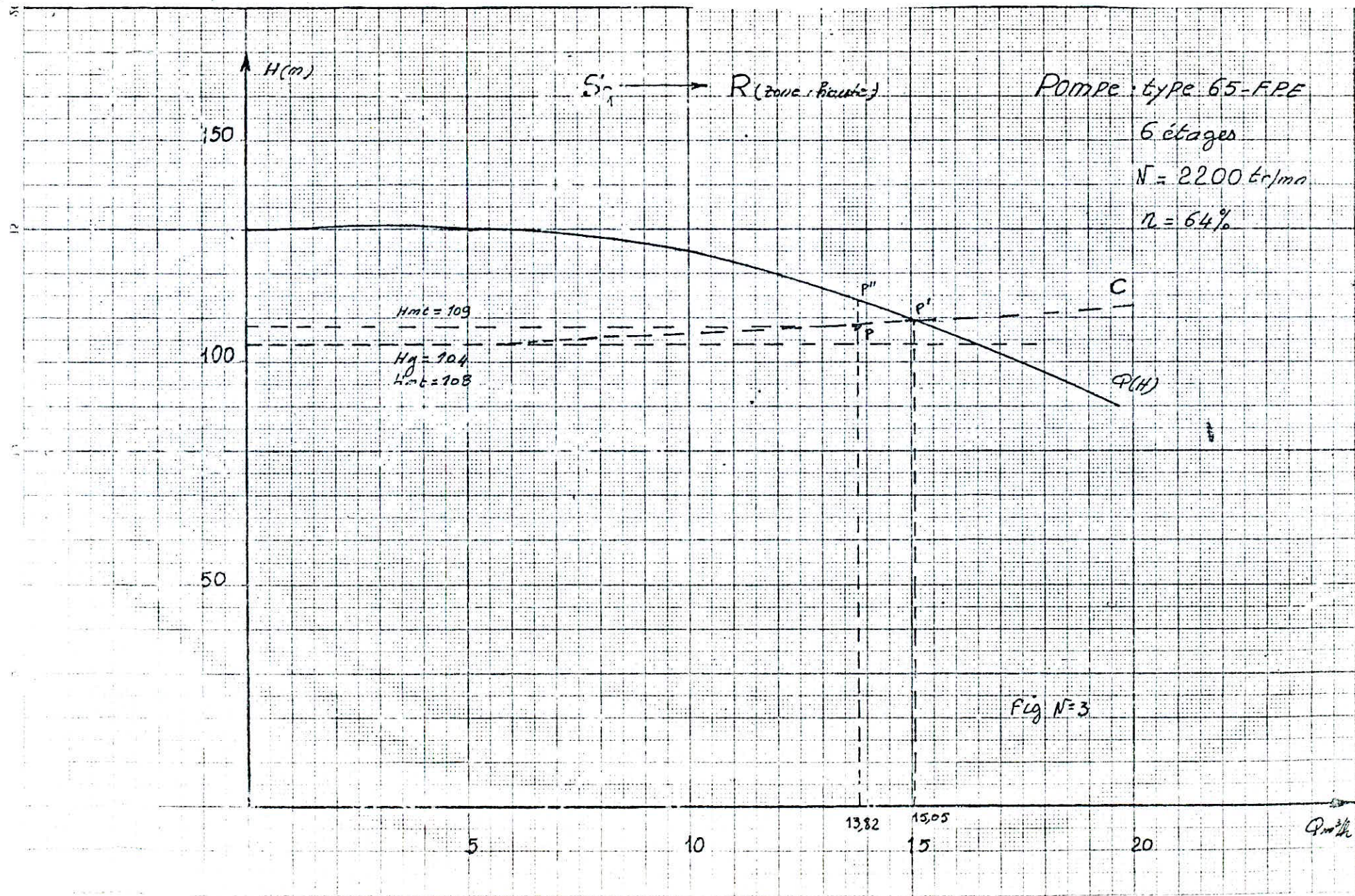
$$P = \frac{9,81 \times 0,004180 \times 109}{0,64} = 6,98 \text{ KW}$$

Conclusion:

La différence entre la puissance par diminution de temps est légèrement inférieure à celle du rognage, on optera pour la 1ère variante, nous avons un gain de temps de 02 heures.

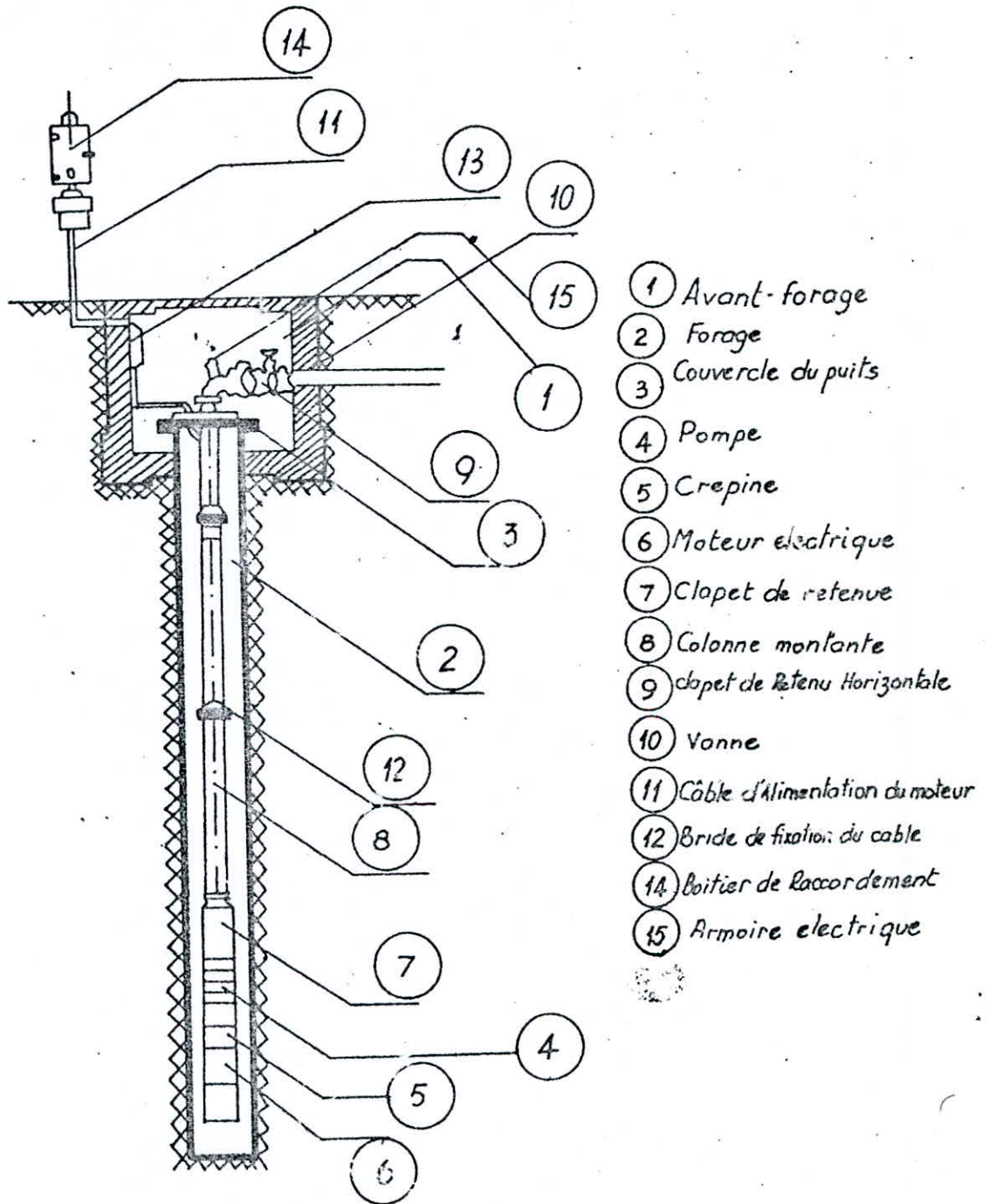






- 1. -

# Installation de Pompage avec pompe immergée dans un forage.



## C H A P I T R E -IV-

### 1. RESERVOIRS :

#### 1.1. Généralités :

Afin d'éviter des pressions excessives sur la partie basse de l'agglomération, vue la différence de niveau importante, il est nécessaire de prévoir une distribution étagée. Ainsi le réseau sera divisé en trois (03) parties appelées zone basse, zone moyenne et zone haute desservies respectivement par les réservoirs existants et ceux projetés.

#### 1.2. Rôle du réservoir :

Le réservoir est indispensable pour pouvoir emmagasiner l'eau et la distribuer aux heures de pointe.

En outre les réservoirs auront pour rôles:

- d'assurer la sécurité;
- de régulariser l'apport d'eau;
- de satisfaire le besoin en eau de l'agglomération pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée (dans le cas d'accidents de la conduite d'adduction, panne électrique etc...);
- d'assurer une pression suffisante dans le réseau à ce propos on utilise des fois le réservoir comme brise-charge;
- de lutter efficacement contre un incendie.

#### 1.3. Réservoirs existants :

Selon le P.U.D., Aomar haut et Aomar bas s'alimentent à partir d'un forage exploité avec un débit de 8l/s qui est refoulé vers une bache de reprise à l'entrée Ouest d'Aomar puis véhiculé en gravitaire vers le réservoir de 250 m<sup>3</sup> existant au niveau du marché. D'ici l'eau est refoulée vers le château d'eau de 250m<sup>3</sup> qui se situe à Aomar haut. Egalement le réservoir de 150m<sup>3</sup> situé à la côte de 300 m devrait être raccordé à ce système de l'adduction.

./.

\*N.B.: D'après les renseignements recueilli auprès de la CNERU et de la SONADE de Bouira, le réservoir R150m<sup>3</sup> et le réservoir 250m<sup>3</sup> situés au niveau du marché étant très anciens (1958), ils ne seront pas pris en considération pour les besoins de la future agglomération d'Aomar.

#### 1.4. Emplacement des réservoirs :

La présence d'un relief accidenté nous incitera d'opter dans certaines localités pour l'établissement des réservoirs semi-enterrés qui seront incontestablement plus économiques que les réservoirs surélevés.

L'éloignement, le relief cahuté et le mode de pompage entrepris 24h/24 exigent l'implantation d'un réservoir au niveau de la zone moyenne cela nous permettra d'éviter des pressions inadmissibles.

Les réservoirs seront implantés à des altitudes suffisamment hautes compte tenu du relief afin d'assurer une pression minimale de service dans le réseau de distribution.

#### 1.5. Variantes proposées :

En tenant compte des impératifs indiqués ci-dessus nous proposons deux variantes pour l'aménagement de l'adduction.

Etant donné que les réservoirs de la zone basse et moyenne sont très anciens sauf le château d'eau de la zone haute, nous proposons deux variantes et dont nos calculs seront basés seulement sur une des variantes choisies.

./.



./.

## Variante 1 :

-Réaliser un deuxième forage tout près de l'ancien en fournissant un débit de 15 l/s et en l'équipant d'une pompe. L'eau est refoulée vers le réservoir projeté de la zone basse située à la côte 300 m, puis avec une station de reprise qu'on va réaliser près de ce réservoir, refouler l'eau vers le réservoir projeté de la zone moyenne et celui de la zone haute chateau d'eau déjà existant.

## Variante 2 :

-Réaliser des forages tout près de l'ancien en fournissant chacun un débit de 7,5 l/s environ et en équipant chacun d'une pompe.

L'eau est refoulée vers le réservoir projeté de la zone basse à la côte 300 m, puis avec deux stations de reprise qu'on va réaliser près de ce réservoir, on refoule l'eau vers le réservoir projeté de la zone moyenne et vers le chateau d'eau existant à la côte 400m.

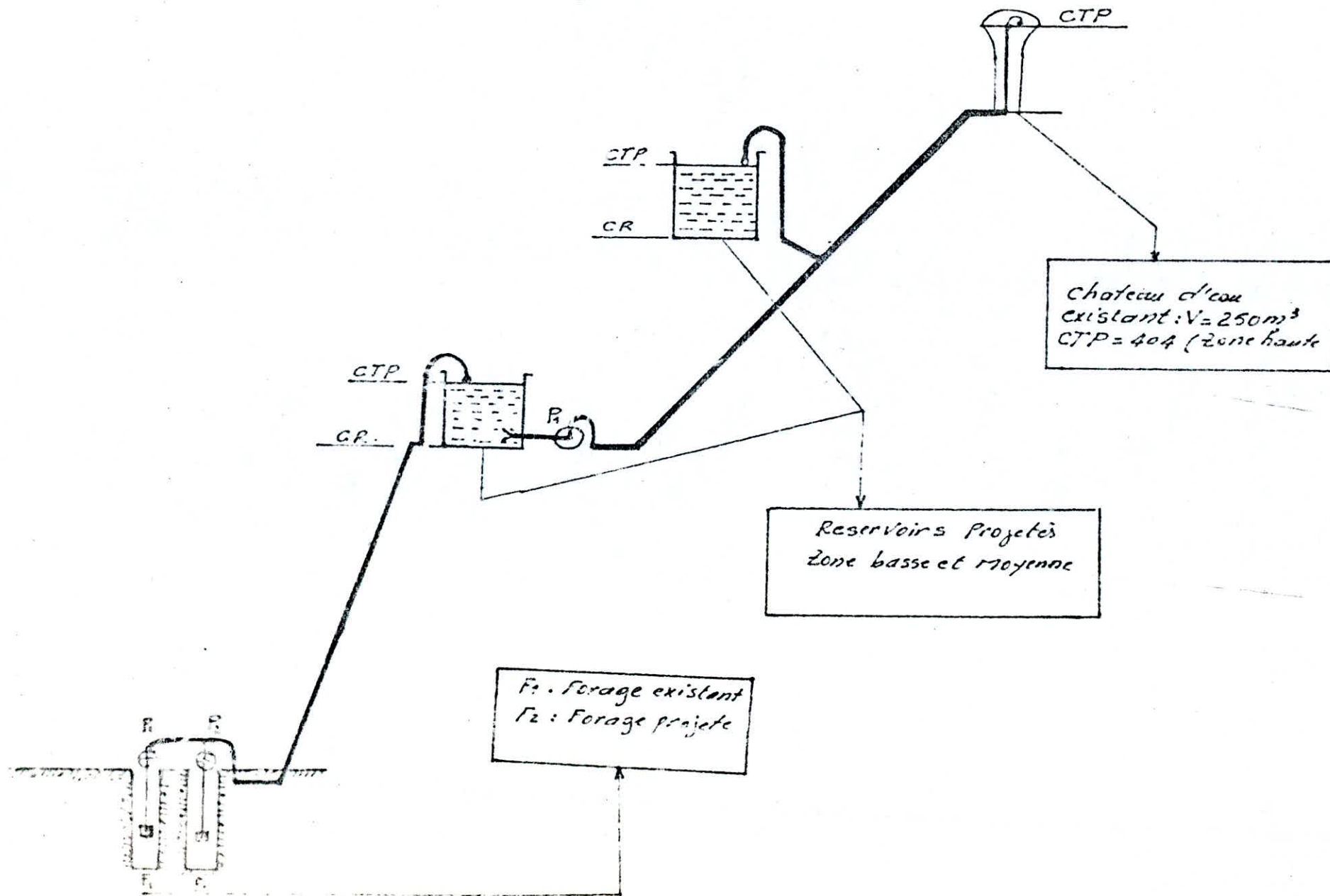
## Conclusion:

Dans notre étude nos calculs se baseront sur la deuxième variante car nous pensons qu'on réalisant deux autres forages nous aurons plus de chance que nos forages projetés donneront un débit égal à  $Q_1 = 7,67$  l/s et puis l'énergie fourni par les deux pompes sera plus économique que ceux fournir par une seule pompe.

./.

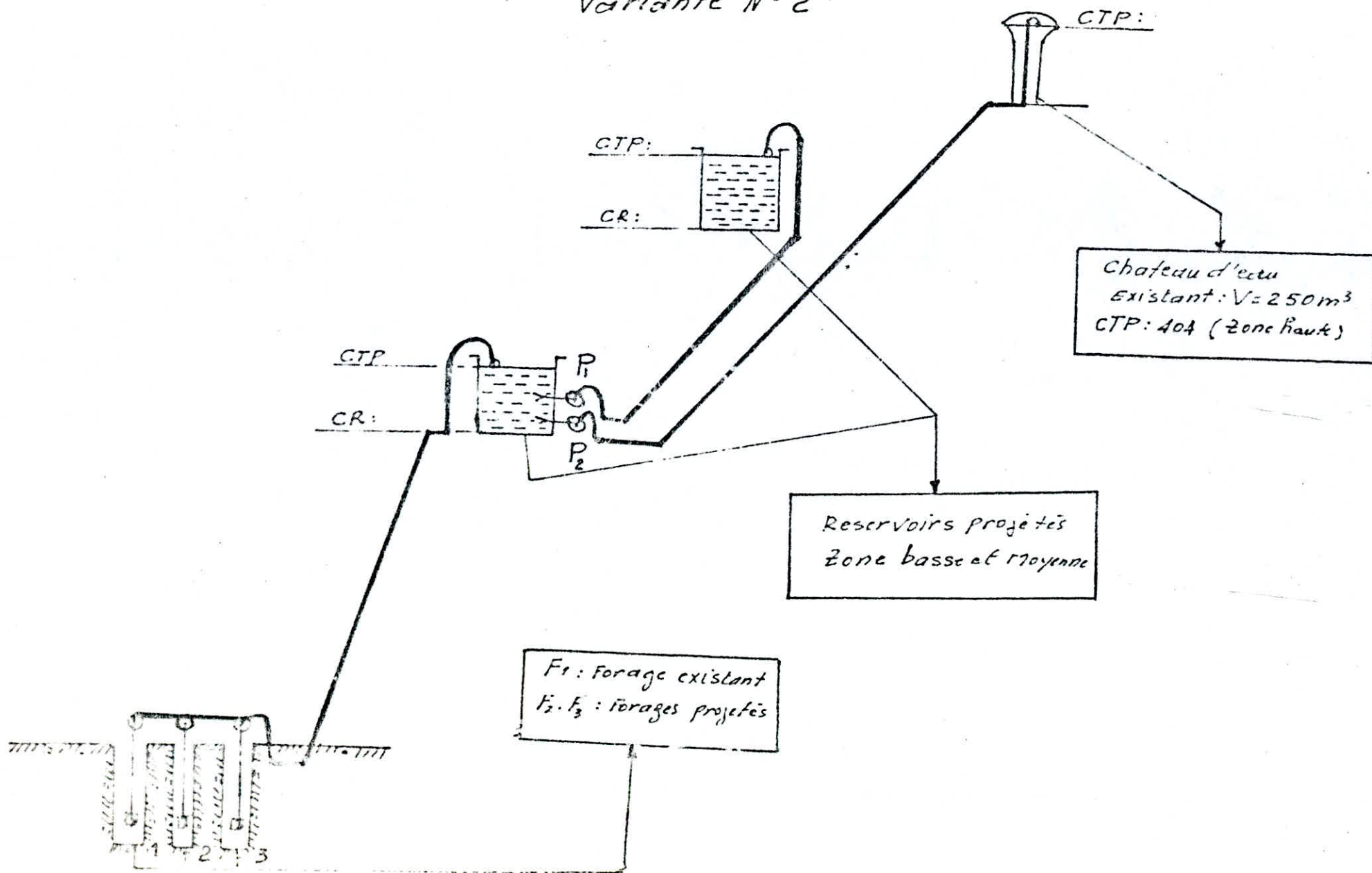
# Schéma d'adduction

## Variante N° 1



# schéma d'adduction

Variante N° 2



./.

### 1.6. Capacité des réservoirs :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit soutiré du réservoir pendant les différentes heures de la journée, ces réservoirs nous permettront de stocker de l'eau pendant les heures de faibles consommations et de la restituer pendant les heures de pointe.

Il devra comporter une réserve d'incendie disponible à tout moment; correspondant à une durée d'extinction d'un sinistre évalué à 2 heures dont la réserve minimale à prévoir est de 120m<sup>3</sup> d'eau.

L'alimentation du réservoir et la consommation sont continues donc nous envisageons d'entreprendre un pompage de 24 h/24.

### 1.7. Méthode de calcul :

Si on appelle "a" la valeur du débit moyen horaire de distribution :

$$a = \frac{C}{24} \text{ ou } C: \text{ est la consommation journalière.}$$

Selon (A.DUPONT Tome II) pour une ville de moyenne importance la répartition de la consommation sur 24 heures se fait comme suit :

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

./.

./.

D'après cette répartition et selon le graphe de cette répartition on abouti à un volume de régulation.

$$V_R = ( [DV^+_{\max} + D\bar{V}_{\max}] ) = 7.a$$

a = débit moyen horaire de distribution en (m<sup>3</sup>/h)

$$a = \frac{Q_{mm}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Q<sub>mm</sub> = Consommation moyenne du jour, du mois de pointe de l'année.

\*- Capacité du réservoir de la zone haute:

$$a = \frac{C}{24} = \frac{Q_{mm}}{24} = \frac{330,24}{24} = 13,76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_R = 7a = 7 \times 13,76 = 96,32 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_I = 96,32 + 120 = 216,32 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé de 250 m<sup>3</sup> car ce dernier est égal au volume du chateau d'eau déjà existant. D'après les renseignements recueillis, le chateau d'eau est encore en bon état donc nous proposons de le garder car son volume suffira pour alimenter la zone haute.

\*- Capacité du réservoir de la zone moyenne:

$$a = \frac{C}{24} = \frac{Q_{mm}}{24} = \frac{758,64}{24} = 31,61 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_R = 7.a = 7 \times 31,61 = 221,27 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_I = 221,27 + 120 = 341,27 \text{ m}^3.$$

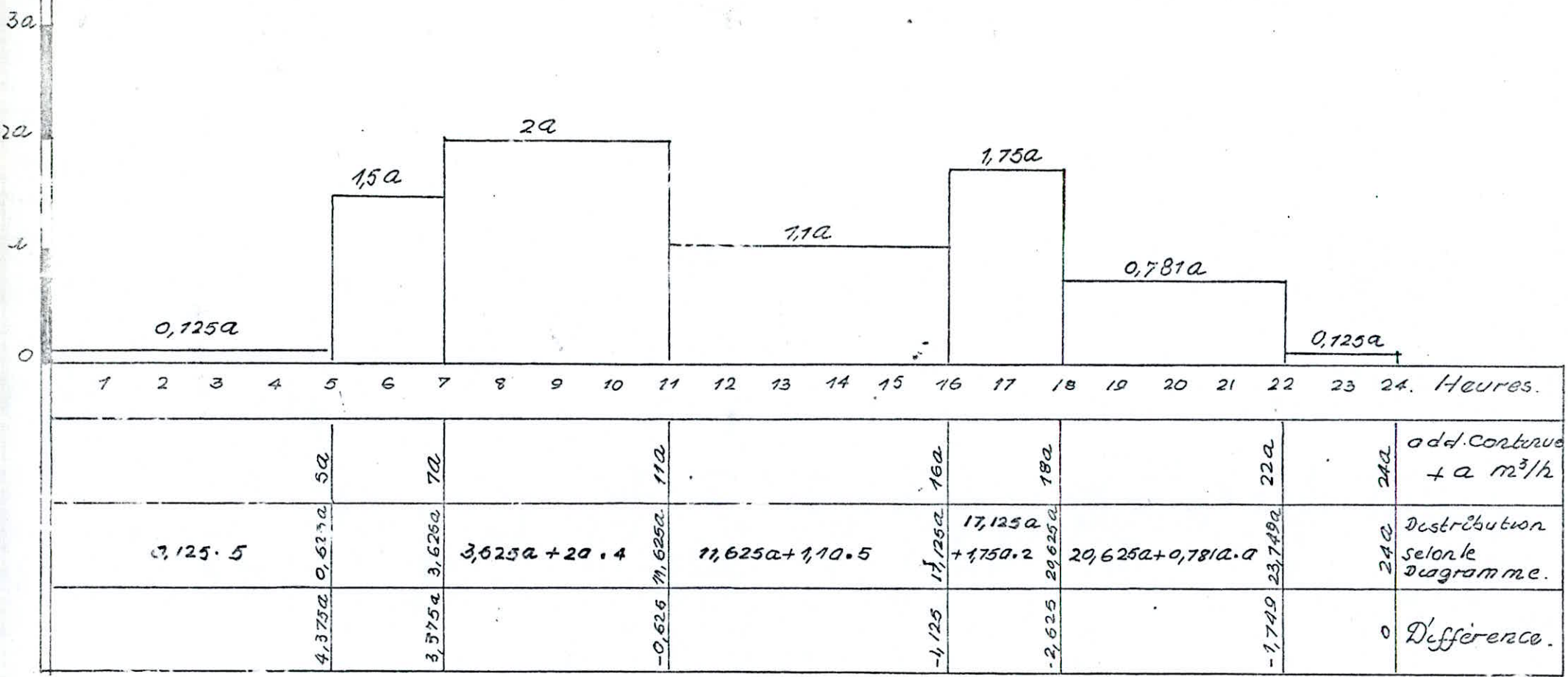
\*- Méthode graphique:

Le calcul du volume du réservoir a été obtenu suivant les courbes de consommation et d'apport. La courbe de consommation a été tracée suivant le débit horaire qui correspond à chaque tranche horaire (voir graphe). (Page      ).

$$\begin{aligned} V_T &= V_R + V_I = \text{Max } | V^+ | + \text{Max } | V^- | + V_I \\ &= 141 + 80 + 120 = 341 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

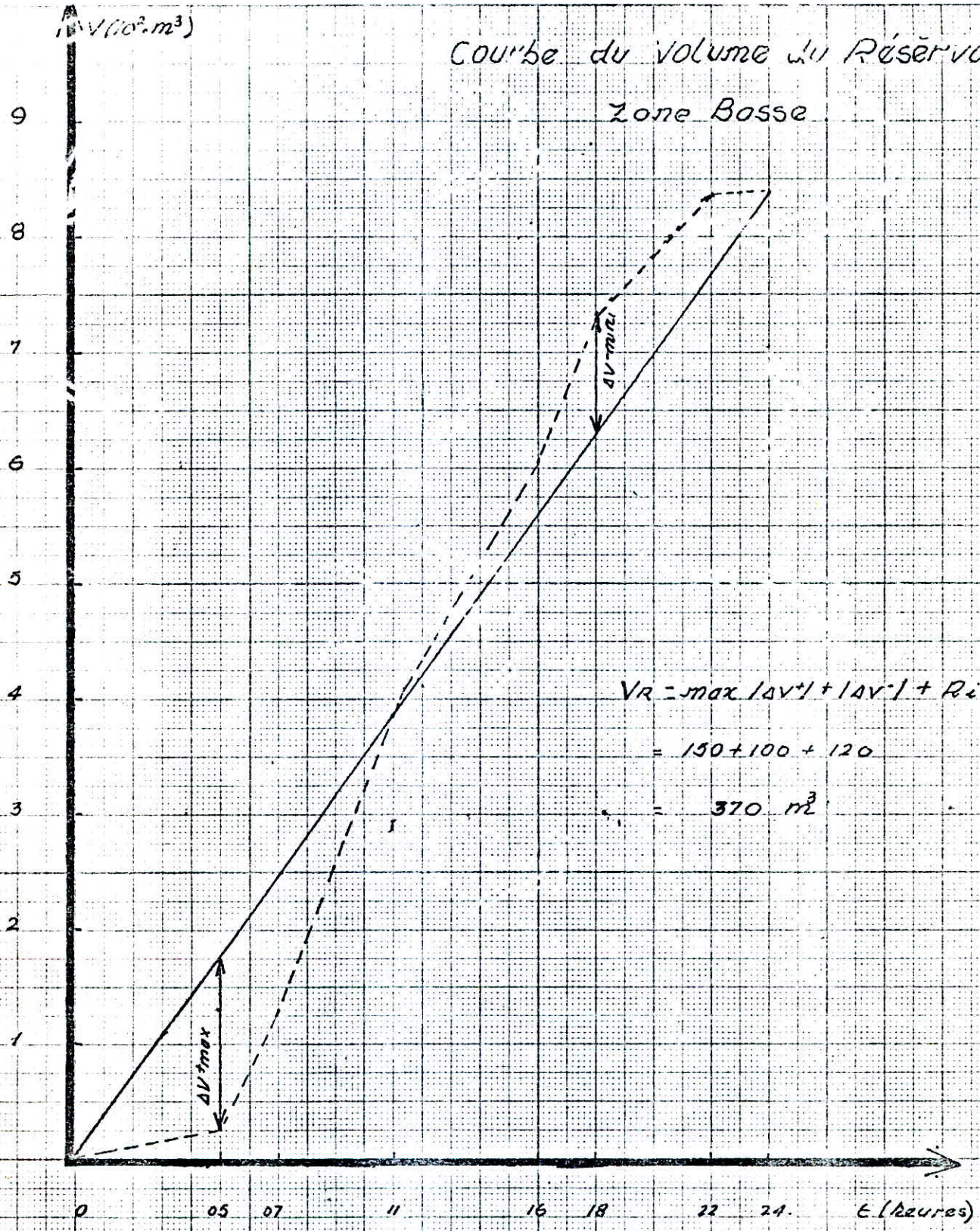
./.

# CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIRS



$$V = |Max(v_a - v_d)| + |Min(v_a - v_d)| = 4,375 + |-2,625| = 7a.$$

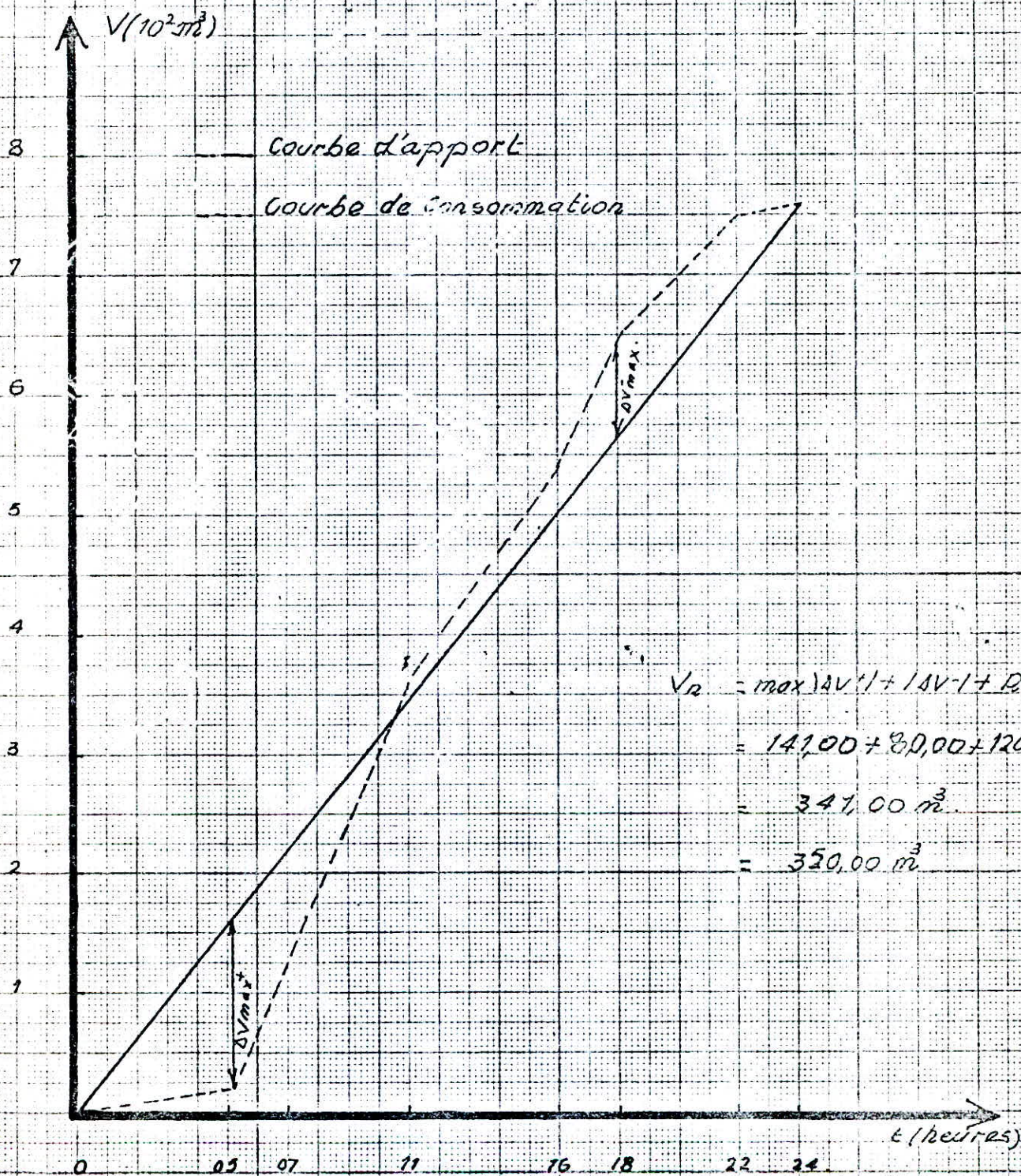
Courbe du volume du Réservoir  
Zone Basse



$$\begin{aligned}
 V_R &= \max |AV'| + |AV'| + R_i \\
 &= 150 + 100 + 120 \\
 &= 370 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

ECHELLE  
 VERT 1cm      50 m<sup>3</sup>  
 HORIZ 0,5cm    0,1h

# Courbe du Volume du Réservoir Zone Moyenne



$$\begin{aligned}
 V_r &= \max |AV| + |AV| + R_c \\
 &= 141,00 + 80,00 + 120,00 \\
 &= 341,00 \text{ m}^3 \\
 &= 350,00 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Echelle  
 Vert 1cm → 50 m<sup>3</sup>  
 Horiz 0,5cm → 01h



./.

On prend un volume normalisé de 350 m<sup>3</sup>.

\*- Capacité du réservoir de la zone basse:

$$a = \frac{C}{24} = \frac{Q_{mm}}{24} = \frac{847,69}{24} = 35,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_R = 7.a = 7 \times 35,32 = 247,24 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_I = 247,24 + 120 = 367,24 \text{ m}^3.$$

\*- Méthode graphique:

$$V_R = \text{Max } | DV^{(+)} | + | DV^{(-)} |$$

$$V_R = 150 + 100 = 250 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_I = 250 + 120 = 370 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard égal à 350 m<sup>3</sup>.

## 2. DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER :

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

\*-Zone haute :

Etant donné que nous gardons le château d'eau déjà existant, nous prendrons donc les mêmes côtes et le même volume.

Volume : 250 m<sup>3</sup>

Côte du TP = 404 m

Côte du radier = 400 m.

./.

./.

\*-Zône moyenne :

Dans notre étude le point le plus défavorable est à la côte 334m et comme il est prévu jusqu'à des immeubles de deux (02) niveaux de (R+2) dans les différents endroits de l'agglomération nous envisageons le calcul de la côte du radier comme suit:

- 1 m de perte de charge par niveau 3 x 1 à 3 m
- 3 m de dénivellation par niveau 3x3 = 9m
- 5 m de perte pour le déclenchement d'un chauffe eau
- 5 m de perte de charge entre le réservoir et le point le plus défavorable à desservir

$$DHT = 9+3+5+5 = 22 \text{ m}$$

$$CR = 334+22 = 356 \text{ m}$$

Donc notre réservoir se situe à la côte 356 m.

\*-Zône basse :

Le réservoir de la zone basse sera placé à la côte 300 m.

### 2.1. Dimensionnement des réservoirs projetés :

Pour le dimensionnement de nos réservoirs, nous proposons une hauteur de 5m.

La forme cylindrique est adoptée donc, le calcul du diamètre est donné par la formule :

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

H : est la hauteur

D : est le diamètre à chercher

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

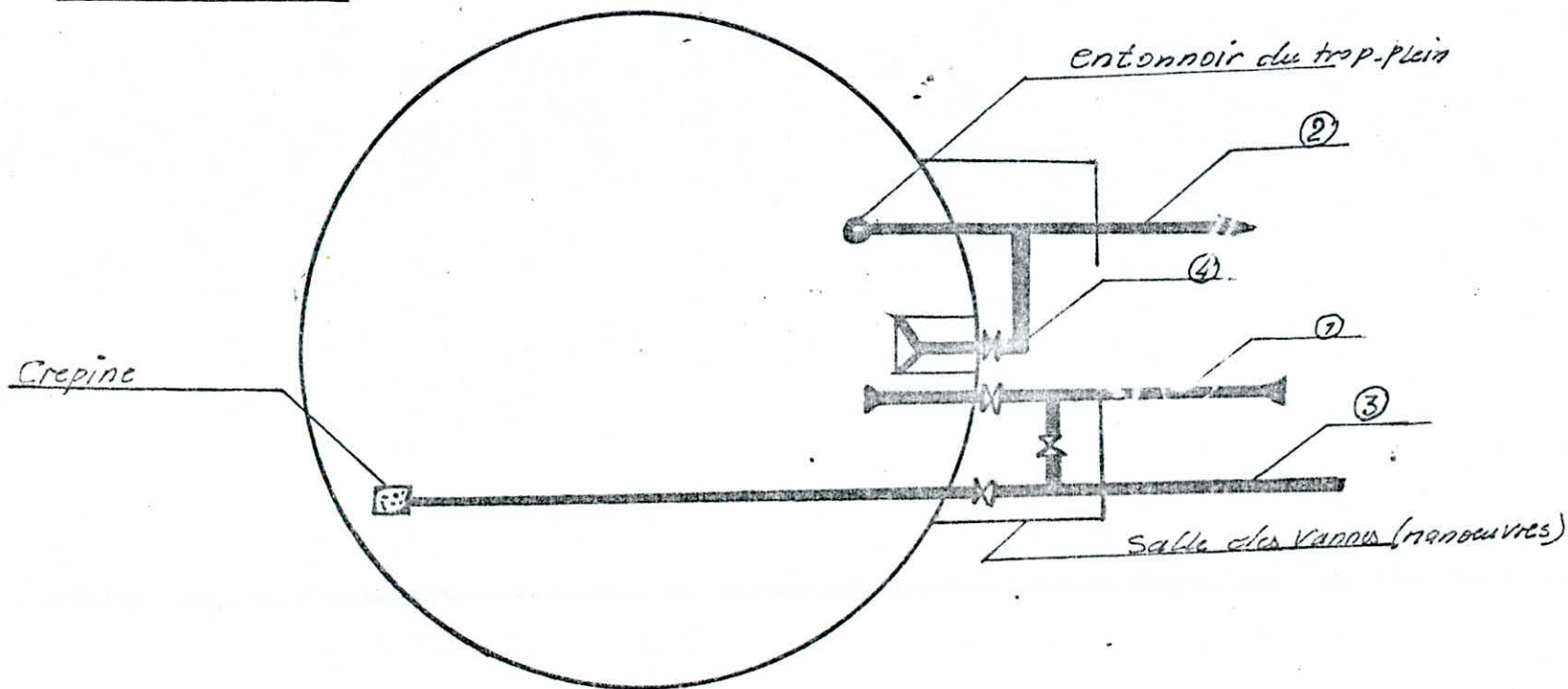
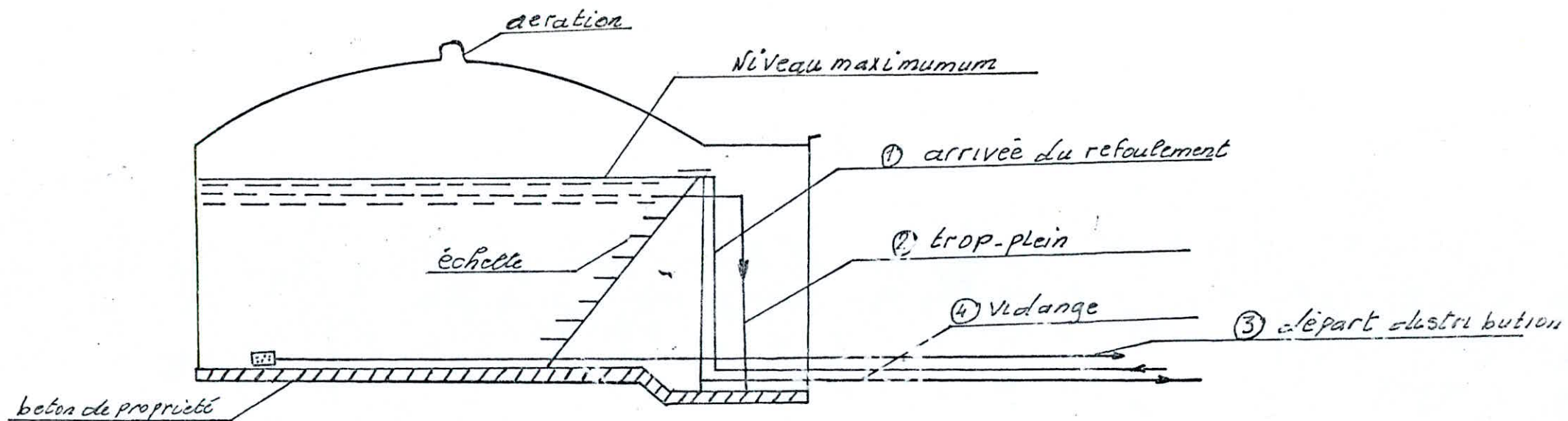
\*- Zônes moyenne et basse :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 350}{3,14 \cdot 5}} = 9,44 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 10 m.

./.

# RESERVOIR CIRCULAIRE SEMI ENTERRE



./. .

## 2.2. Equipement des réservoirs :

- Arrivée de la conduite d'adduction.

L'arrivée de la conduite d'adduction s'effectue par surverse en chute libre pour provoquer une oxygénation de l'eau souterraine des forages, ce qui permet d'avoir pour notre débit constant une altitude constante.

### 2.2.1. Robinet flotteur.

A l'arrivée de la conduite de refoulement, on prévoit un robinet flotteur qui a pour but d'empêcher l'eau de dépasser son niveau maximal et provoquer des inondations; il s'ouvre quand l'eau descend dans son niveau maximal et se ferme quand elle tend à le dépasser.

### 2.2.2. Départ de la conduite de distribution.

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposée de l'arrivée.

-Un robinet-Vanne sera prévu sur la conduite de distribution pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas d'accident ou rupture de cette dernière .

Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 0,2 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution de boues ou de sables qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve, on prévoit aussi un minimum de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'une baisse rapide du plan d'eau (voir figure 1).

./. .

./. .

### 2.2.3. Trop-plein.

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal prévu lorsque le robinet flotteur ne fonctionne plus; la conduite devra évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir. Elle comportera au départ un évasement, la canalisation du trop-plein débouchera à un exutoire voisin (voir figure 2).

### 2.2.4. Vidange.

La conduite de vidange part du fond du réservoir et va se raccorder sur la canalisation du trop-plein; elle est munie d'un robinet - vanne ouvert en cas d'indisponibilité (voir figure 3).

### 2.2.5. Matérialisation de la réserve d'incendie.

Elle doit être constamment renouvelée et prête à l'utilisation en cas de sinistre pour qu'elle ne puisse passer dans le réseau de distribution dans le cas d'un soutirage instantif, il importe que le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint en service normal

(1) est ouvert

(2) est fermé

En cas de sinistre (2) sera ouvert en place un (3) troisième robinet-vanne normalement ouvert afin de réparer 1 ou 2 en cas de besoin (voir figure 2).

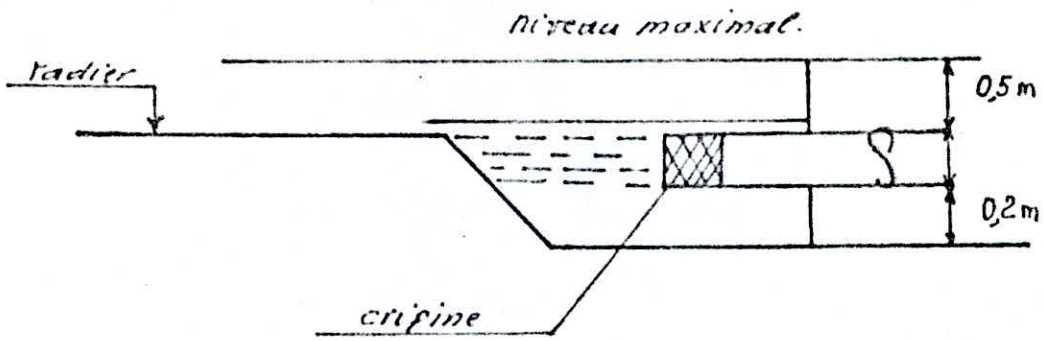
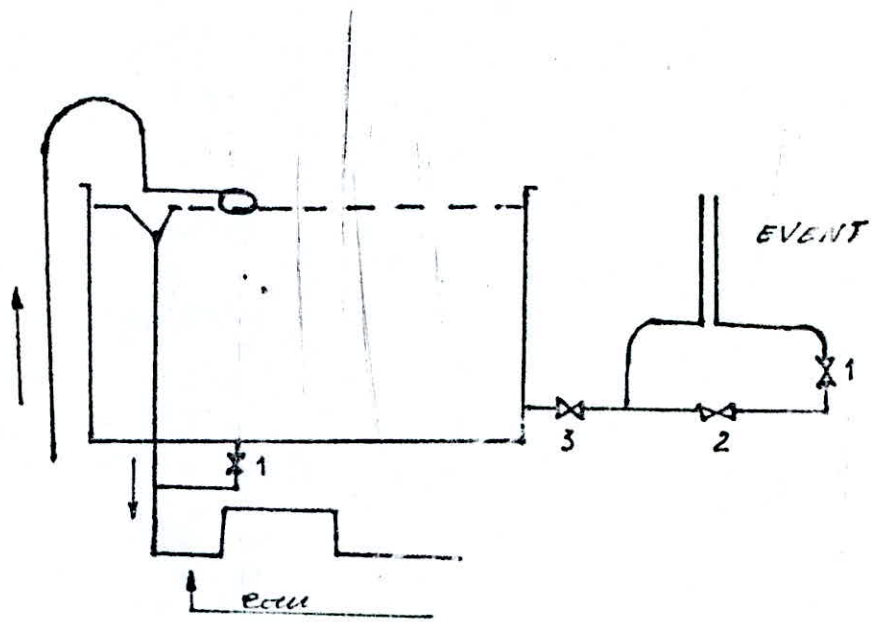


Fig 1



Niveau de la  
serve d'incendie

Fig 2

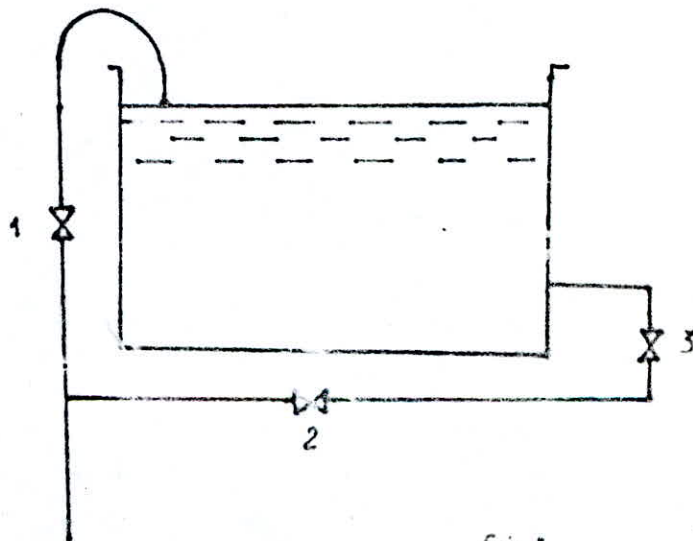
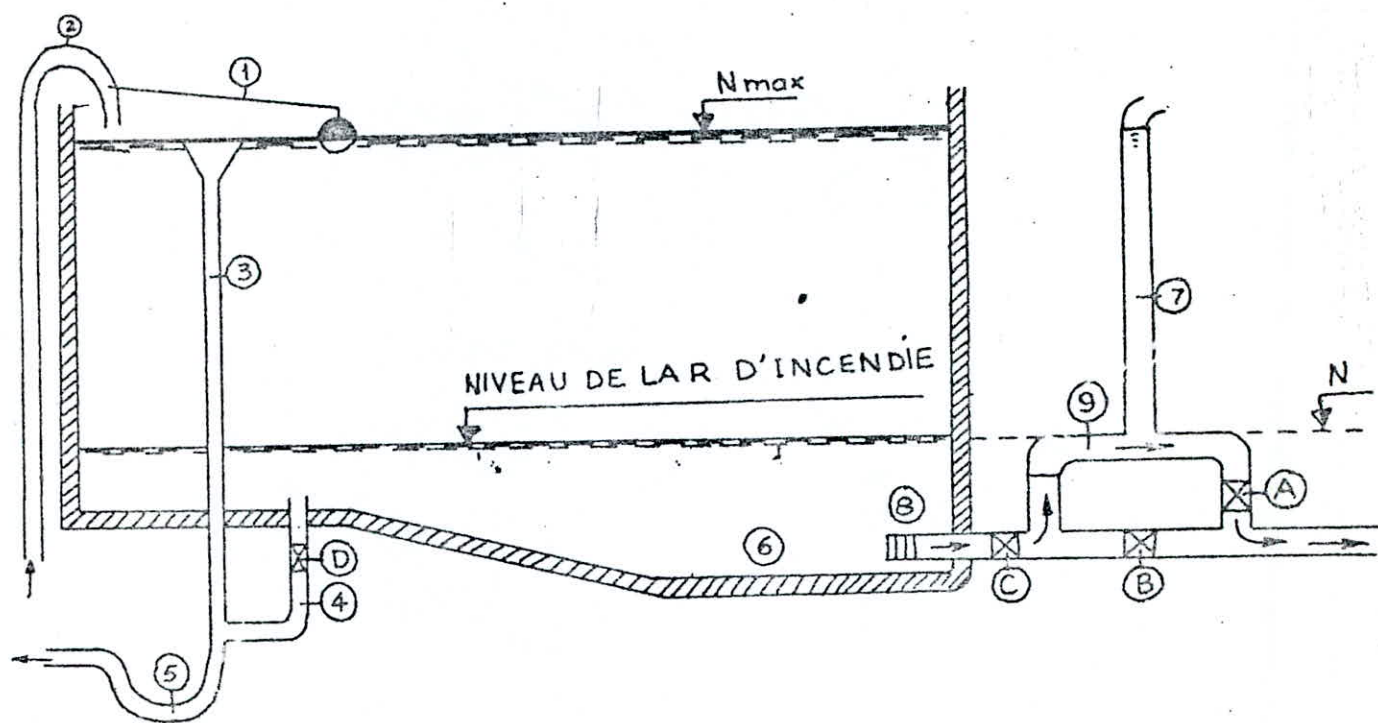


Fig 3

## Équipement du Reservoir



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

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

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

C H A P I T R E -V-

1. DISTRIBUTION :

1.1. Présentation :

Le réseau de distribution de la Ville d'Aomar est de type maillé pour la Zône Moyenne et Basse, ramifiée pour la Zône Haute.

1.2. Situation du problème :

En raison de la topographie qui très accidentée, nous avons partagé la ville de Aomar en Zônes et sous zônes; cela nous permettra d'éviter des pressions inadmissibles.

\*-Zône haute ( représentée par Aomar centre):

En tenant compte de la côte du chateau d'eau existant (côte TP=404) elle englobe la côte [ 390 - 345 m ] .

\*-Zône moyenne (extension de la ville):

Etant donné que cette partie représente aussi de différents de niveaux important, nous avons pensé de partager cette zône en sous-zônes qu'on appellera :

. Sous-Zône A et Sous-Zône B.

- Sous-Zône A : englobera la côte [ 345 ÷ 300 m ] .

- Sous-Zône B : englobera la côte [ 300 ÷ 275 m ] .

\*- Zône basse (Aomar gare):

Elle constitue le Chef Lieu entre la côte [ 275 - 225 ] .

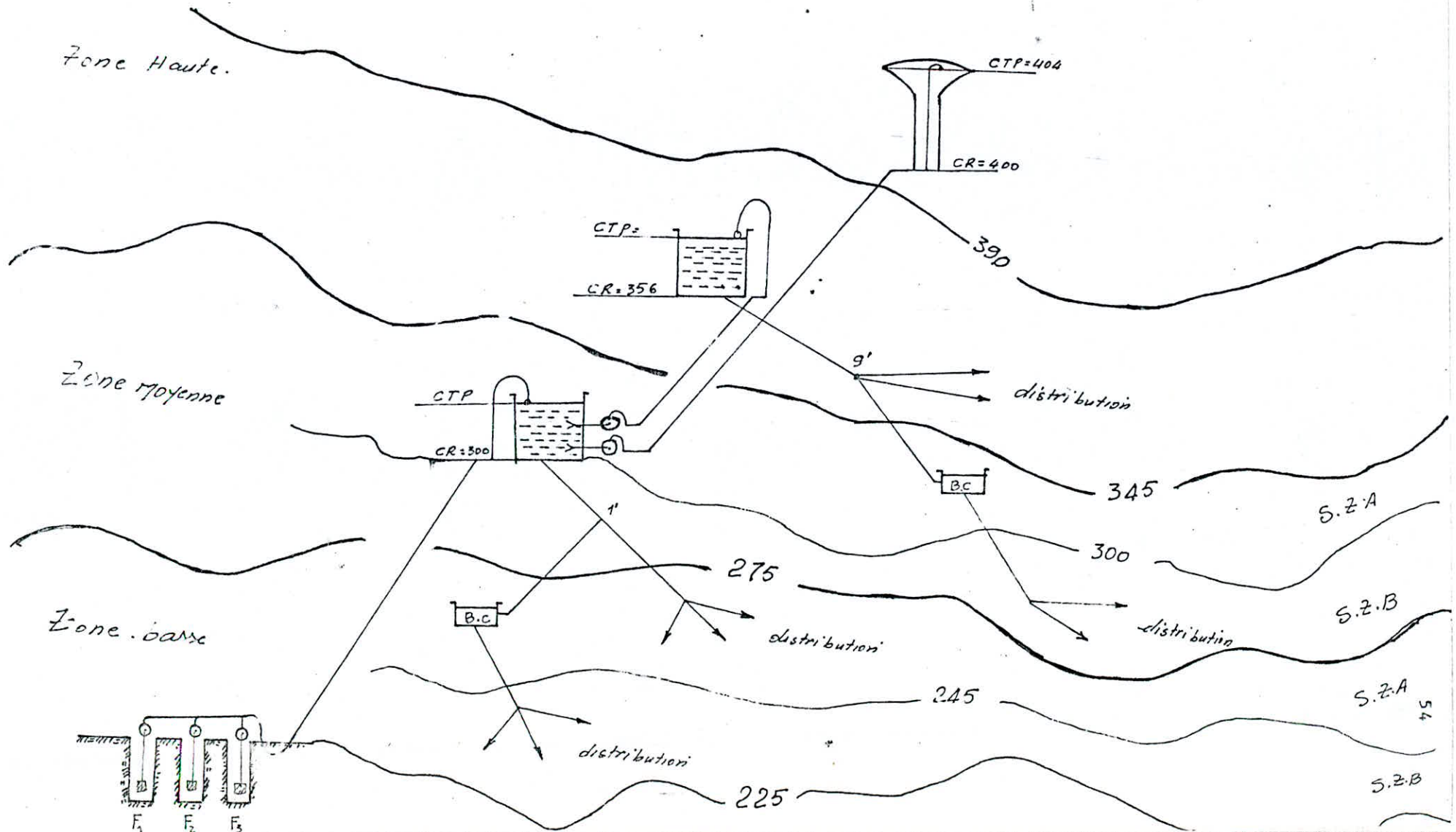
Elle sera aussi partagée en sous-zônes.

-Sous Zône A' (englobera la côte [ 275 - 245 m ]

-Sous Zône B' (englobera la côte [ 245 - 225 m ]



# schéma de distribution



./.

## 2. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

### 2.1. Réseau maillé:

#### 2.1.1. Méthode de calcul.

Le calcul est conduit par approximations successives selon la méthode de HAR DY-CROSS . Cette méthode repose sur les deux lois suivantes:

1ère loi : En chaque noeud du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2ème loi : La somme algébrique des pertes de charge est nulle le long de chaque maille.

### 2.2. Principe de la méthode:

Ce principe consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

La perte de charge le long d'une conduite est exprimée par la formule de DARCY-WEISBACH .

$$DH = J.L = \frac{fV^2}{2gD} = \frac{8f}{\pi^2 g D^5} Q^2 = rQ^2$$

Où  $r$  est la résistance de la conduite ( $m^{-5} \cdot s^2$ )

Le principe d'équilibre de pertes de charge le long de la maille se traduit par :  $DH = rQ^2 = 0$  (2) .

Cette égalité n'étant pas vérifiée du premier coup, il est nécessaire de modifier la répartition initialement supposée par un débit correctif.

./.

./.

2.2.1. Détermination du débit correctif  $DQ$  :

$DQ$  étant la correction à apporter aux débits initiaux soit :

$$Q_1 = Q_0 + DQ_0 \text{ l'équation (2) devient:}$$

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

$DQ$  étant supposé petit par rapport à  $Q_0$  on peut négliger les infiniment petits d'ordre 2, d'où

$$DQ_0 = \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} ; (3)$$

Chaque maille est calculée séparément et la valeur  $DQ$  trouvée à l'aide de l'équation (3). La correction est ajoutée algébriquement à chacun des débits  $Q_0$ . Les corrections à apporter au débit transite par une conduite commune à deux mailles s'ajoutant algébriquement en changeant le signe de la correction de la maille adjacente à celle considérée.

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $DQ$  soient voisines de zéro ( $DQ < 0,4$ ) et les pertes de charges le long de la maille soient inférieure à 0,5m environ.

Le calcul est fait sur TI59

Formules utilisées:

$$DH_s = 0,15 \text{ DHL}$$

$$DHL = \frac{fr}{D} L \frac{V^2}{2g} ; \quad DH = H_s + HL = 0,15 \frac{fr V^2}{2gD} + \frac{fr L V^2}{2gD} = 1,15 \frac{fr \cdot LV^2}{2gD}$$

$$DH = \frac{fr LV^2}{2gD} = \frac{8frLe}{g \prod D^5} Q^2 \Rightarrow fr = (1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{2}{D})^{-2}$$

Si :  $Q$  (l/s) ;  $D$  (mm) ;  $Le$  (m) ; (mm)

./.

./.

$$DH = rQ^2 = 82711170 \text{ fr Le } \frac{Q^2}{D^5} = rQ^2 .$$

Valeur de  $rQ$ :

$$rQ = \frac{rQ^2}{Q} = rQ \cdot 10^{-3}$$

$$2rQ = rQ^2 \times 2000$$

Programme (TI59):

LRN (( RCL01 Lnx\*0.86+1.14)X<sup>2</sup>  $\frac{1}{X}$  \*A\*RCL02\*RCL03\*RCL03 Znd|X|+RCL01Y<sup>5</sup>

Sum 04 ST005 Znd pause Znd pause and pause and pause \*  
(2000 ÷ RCL03) = Sum 06 R/S LRN .

On execute RCL04 ÷ RCL06 = X 1000 → affiche DQ porté avec le  
signe contraire.

D (mm) →	ST0	01
Le (m) →	ST0	02
Q (l/s) →	ST0	03

Appuyer sur A → 1ère valeur affichée  $DH = rQ^2$   
2ème valeur affichée  $2rQ^2$

### 2.3. Débits soutires:

D'après le plan d'urbanisation, la ville de AOMAR se compose de densités différentes.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, tout en suivant le cheminement des rues.

./.

./.

Nous avons circonscrit dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contours fermés, constituent de grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectées des conduites secondaires considérées comme des conduites d'un réseau ramifié.

Les mailles projetées renferment au minimum une des zones suivantes :

- Zone à haute densité urbaine (hd)
- Zone à faible densité urbaine (fd)

Dans notre étude et selon le PUD on prendra :

- . Pour la densité forte 85 hab/ha
- . Pour la densité faible 43 hab/ha.

En ce qui concerne le débit de chaque noeud, on délimite la zone desservie par ce dernier par la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitant et la consommation spécifique correspondante à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe.

Aux côtes basses appartient à la zone moyenne nous avons prévu les réducteurs de pression qui régleront les pressions en les limitant.

#### 2.4. Calcul des débits soutirés aux noeuds :

\*- Consommation spécifique :

$$q = \frac{Q_m}{N_m} \quad \text{ou} \quad q = \frac{Q_m}{N_m}$$

q = Consommation spécifique en L/J/Hab  
 $Q_m$  = Consommation moyenne par maille  
 $N_m$  = Nombre d'habitant par maille.

\*- Densité :

$$d = \frac{N_m}{S_m} \quad \text{ou} \quad d = \frac{N_m}{S_m}$$

$N_m$  = Nombre d'habitant par maille  
 $S_m$  = Surface de la maille correspondante

./.

./.

\*- Population :

$$P = S \cdot d \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} P = \text{Population possible} \\ S = \text{Surface desservie par noeud en (ha)} \\ d = \text{Densité de la population en hab/ha} \end{array}$$

\*- Débit au noeud :

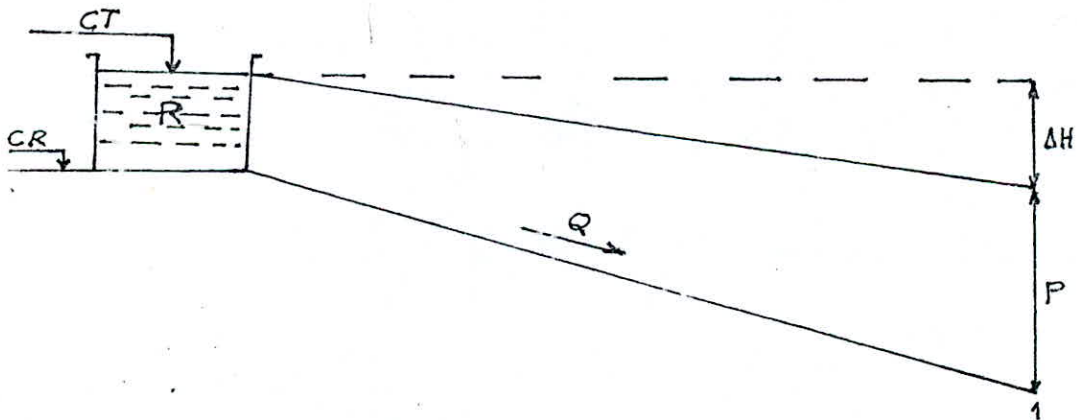
$$Q_i = P_i \cdot q_i \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} Q = \text{Débit journalier au noeud (l/j)} \\ P_i = \text{Population de la surface desservie} \\ \quad \text{par le noeud} \\ q_i = \text{Consommation spécifique l/j/hab.} \end{array}$$

Les données et les calculs de chaque zone sont récapitulés dans les tableaux suivant page N°

### 3. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE :

#### 3.1. Présentation :

La conduite en acier reliant le réservoir au point de jonction est posée tout le long d'une route. Elle doit faire transiter la totalité du débit nécessaire:



CR: Côte du radier (m)

CT: Côte du trop-plain (m)

Q : Débit (l/s)

DH: Pertes de charge le long de la conduite

P1: Pression au point (1) m

R : Réservoir.

./.

./.

\* Conduite reliant le réservoir au point (1)

\*-Zône Moyenne :

Données de base :

- $Q = 34,57 \text{ l/s}$
- $L = 20,00 \text{ m}$
- $\xi = 1\text{mm}$

On propose une vitesse égale à  $1 \text{ m/s}$

3.2. Calcul du diamètre de la conduite :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,03457}{3,14 \cdot 1}} = 0,2098 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre normalisé  $\emptyset = 200 \text{ mm}$  et la nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,03457}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 1,10 \text{ m/s}$$

3.3. Calcul de la perte de charge :

- La méthode simplifiée de la théorie de la longueur fluïdodynamique va nous permettre de calculer les pertes de charge entre le réservoir et le point (1). Comme nous savons que pour un profil circulaire :

$D_0 = 1,539$  d'ou

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,2}{1,539} = 0,13$$

./.

./.

D'après la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\lambda}) = (0,13)^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{10^{-3}}{0,13}) = 0,3547$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 0,3547 \Rightarrow J = \frac{Q^2}{(0,3547)^2} = \frac{(0,03447)^2}{(0,3547)^2} = 0,009499$$

\* Vérification par la méthode classique :

$$J = f_e \frac{v^2}{2gD_n} ; f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_n})^{-2}$$

$$f_N = (1,14 - 0,86 \ln \frac{10^{-3}}{0,2})^{-2} = 0,030816$$

$$R = \frac{VD}{v} = 1,10 \times 0,2 = 2,2 \cdot 10^5 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{ Régime transitoire}$$

$$= 10^{-3}$$

D'après COLEBROOK

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

$$f_c = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{0,001}{3,7 \times 0,2} + \frac{2,51}{2,2 \cdot 10^5 \sqrt{0,030816}} \right) \right]^{-2} = 0,03100$$

$$J = 0,03100 \frac{1,21}{19,62 \times 0,2} = 0,0095591$$

$$DH_T = J \cdot L = J \cdot L \cdot 1,15$$

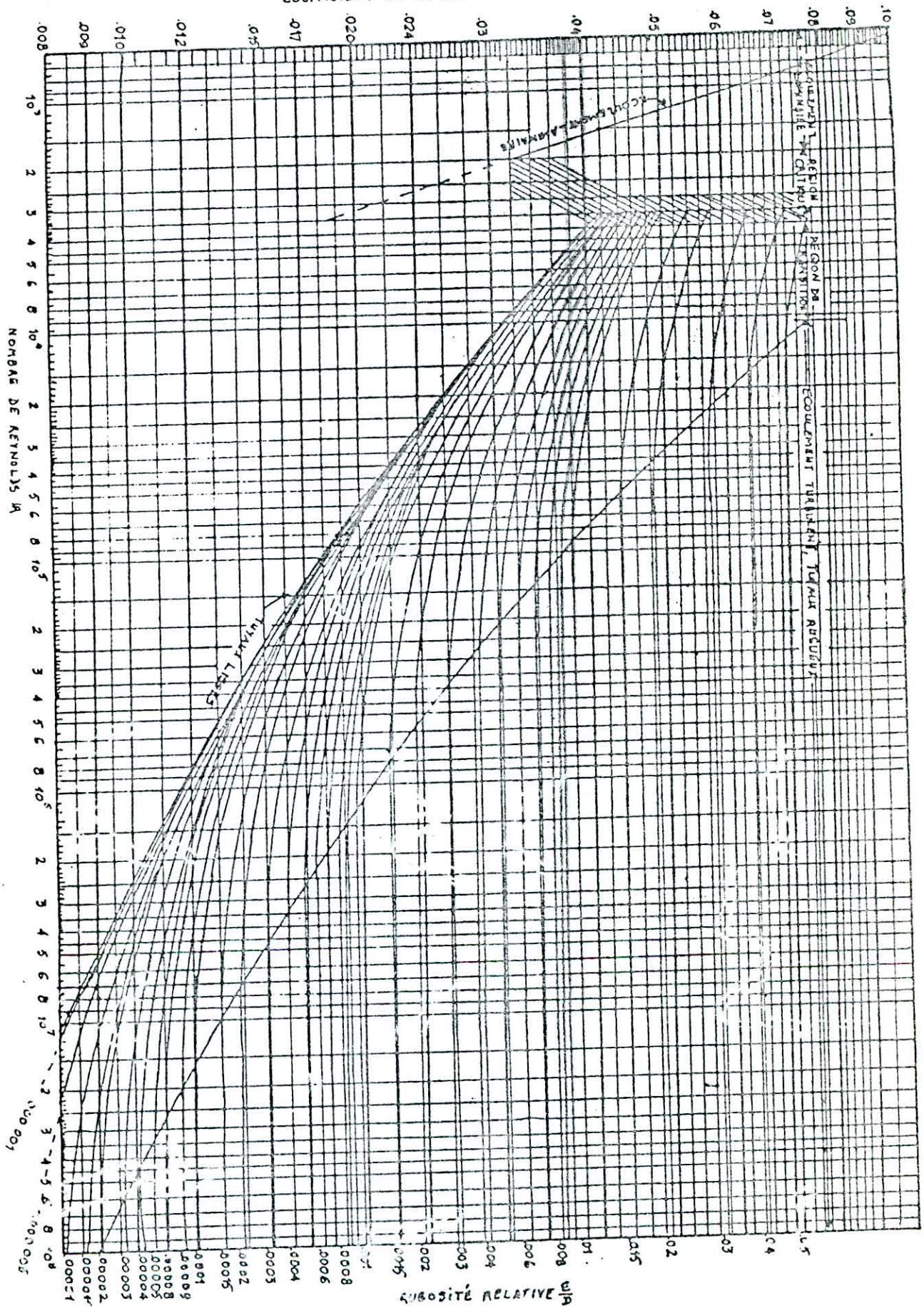
$$DH_T = 0,009499 \times 20 \times 1,15 = 0,22 \text{ m}$$

Les deux méthodes donnent les mêmes résultats. Les dimensionnements des autres conduites reliant les autres points se détermineront de la même façon.

./.



COEFFICIENT DE RESISTANCE  $\lambda$





./.

-\* Conduite reliant le point (9') au brise-charge:

Données de base :

$$Q = 4,24 \text{ l/s}$$

$$L = 70 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00424}{3,14 \cdot 1}} = 0,073 \text{ m} . \text{ On prend un diamètre normalisé égal à } 100 \text{ mm} .$$

$$V = \frac{4 \cdot 0,00424}{3,14 \cdot (0,1)^2} = 0,54 \text{ m/s}$$

$$DH_T = f \cdot V^2 \cdot L \cdot 1,15 \text{ avec } f_N = 0,038440$$

$$f_c = 0,039788$$

$$DH_T = 0,48 \text{ m}$$

-\* Conduite reliant la brise charge au point (1)

Données de base :

$$Q = 21,24 \text{ l/s}$$

$$L = 180$$

$$\varepsilon = 1 \text{ mm}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0214}{3,14 \cdot 1}} = 0,165 \text{ m} . \text{ On prend un diamètre normalisé de } 200 \text{ mm} \text{ donnant une vitesse réelle de :}$$

$$V = \frac{4 Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,0214}{3,14 \cdot (0,2)^2} = 0,68 \text{ m/s}$$

$$DH_T = \frac{f_c \cdot V^2}{2g} \cdot L \cdot 1,15$$

$$f_N = \left(1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{0,001}{0,2}\right)^{-2} = 0,030816$$

$$f_c = \left[-0,86 \text{ en } \left(\frac{0,001 + \frac{2,51}{R \sqrt{f_N}}}{3,7 \cdot 0,2}\right)\right]^{-2} = 0,031692$$

$$DH_T = \frac{(0,031692) \cdot (0,68)^2}{19,62 \cdot 0,2} \cdot 180 \cdot 1,15 = 0,77 \text{ m}$$

./.

./.

\* Conduite reliant le réservoir au point (1')

\*-Zone Basse :

Données de base

$$Q = 36,63 \text{ l/s}$$

$$L_{R-1'} = 100 \text{ m}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

\* Calcul

$$D = 0,216 \text{ on prend un diamètre normalisé de } 200 \text{ mm}$$

$$V = 1,17 \text{ m/s}$$

$$f_N = 0,030816$$

$$f_c = 0,031396$$

$$DH_T = 1,27 \text{ m}$$

- Du point 1' au point 1

Données de base

$$Q = 30,49 \text{ l/s}$$

$$L = 26 \text{ m}$$

\* Calcul

$$D = 0,197 \text{ on prend un diamètre de } 200 \text{ mm}$$

$$V = 0,97$$

$$f_N = 0,030816$$

$$f_c = 0,031481$$

$$DH_T = 0,22 \Rightarrow DH_T = 1,27 + 0,22 = 1,49 \text{ m}$$

./.

./.

\* Conduite reliant le point 1' au brise charge

\* Sous-Zône B de la zone basse :

Données de base

$$Q = 6,14 \text{ l/s}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

\* Calcul

$$D = 0,088 \text{ m on prend un diamètre normalisé de } 100 \text{ mm}$$

$$V = 0,78 \text{ m/s}$$

$$f_N = 0,038440$$

$$f_c = 0,039447$$

$$D_{HT} = 0,56 \text{ m}$$

\* Conduite reliant la brise charge au point 1

Données de base

$$Q = 23,24 \text{ l/s}$$

$$L = 400$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

\* Calcul

$$D = 0,172 \text{ m on prend un diamètre de } 200 \text{ mm}$$

$$V = 0,74$$

$$f_N = 0,030816$$

$$f_c = 0,032415$$

$$D_{HT} = 2,080 \text{ m}$$

Nombre de Population pour chaque zone

Zones	Surface en (ha)		Population
	d. forte	d. faible.	
Zone - Haute	14,00	4,33	1376.
Zone - Moyenne	24,50	25,07	3161.
Zone - Basse	41,05	1,00	3532.
- total	79,55	30,4	8069

Répartition des débits pour l'horizon 2010

Zones	Population	dotation L/j/hab	$Q_m$ $m^3/j$	$Q_{mm}$ $m^3/j$	$Q_{mm}$ L/s.
Z. H	1376	200	275	330,24	3,84
Z. M	3161	"	632,20	758,64	8,80
Z. B	3532	"	706,40	847,69	9,62
total	8069		1614	1936,57	22,46
					≈ 25

## Débits soutirés: Zône Haute

noeuds	Surface en (ha)		Population	$Q_m$ (l/s)	$Q_{max}$
	d. forte	d. faible			
1	1,00	—	85	0,20	0,48
2	1,00	—	85	0,20	0,48
3	1,00	—	85	0,20	0,48
4	1,40	—	119	0,27	0,65
5	0,60	1,40	111	0,26	0,62
6	1,00	—	85	0,20	0,48
7	1,50	—	128	0,30	0,72
8	2,00	—	170	0,39	0,94
9	0,50	—	42	0,09	0,22
10	2,60	—	221	0,51	1,22
11	1,20	—	102	0,24	0,58
12	0,20	1,43	78	0,18	0,43
13	—	1,50	65	0,15	0,36
total	14,00	4,33	1376	3,19	7,66

Nocuds	Surface en ha)		Population	Q <sub>m</sub> l/s	Q <sub>max</sub>	
	d. forte	d. faible				
Sous-Zone A	1	4,60	—	3,91	0,90	2,17
	2	2,00	—	170	0,39	0,94
	3	3,10	2,20	358	0,83	1,99
	4	3,00	3,30	397	0,92	2,21
	5	3,00	1,00	298	0,69	1,65
	6	—	3,30	142	0,33	0,79
	7	—	1,30	56	0,13	0,31
	8	3,40	2,60	401	0,93	2,23
	9	0,90	2,50	188	0,43	1,04
	total.	20,0	16,3	2401	5,55	13,33
Sous-Zone B	1	0,50	1,80	120	0,28	0,67
	2	—	2,80	120	0,28	0,67
	3	—	2,00	86	0,19	0,48
	4	—	1,20	52	0,12	0,29
	5	4,0	—	340	0,79	1,89
	6	—	0,70	30	0,07	0,17
	7	—	0,3	13	0,03	0,07
	total.	4,50	8,8	760	1,77	4,21



## Zône Basse

	Noeuds	Surface en (ha)		Population	Q <sub>m</sub> (l/s)	Q <sub>max</sub>
		d. forte	d. faible.			
Sous. Zone. A	1	2,10	-	178	0,41	0,98
	2	1,50	-	128	0,30	0,72
	3	4,80	-	408	0,94	2,26
	4	4,80	1,07	454	1,05	2,52
	5	4,20	-	357	0,83	1,99
	6	5,60	-	476	1,10	2,64
	7	3,50	-	298	0,69	1,56
	8	1,50	-	128	0,30	0,72
	total.			2427	5,62	13,49
Sous. Zone B	1	4,00	-	340	0,79	1,89
	2	4,20	-	357	0,83	1,99
	3	4,80	-	408	0,94	2,26
	total.	13,00	-	1105	2,56	6,14

PRESSION AU SOL.

TRANCHE	LONGUEUR	DIAMETRE	DEBIT	J	ΔH	VITESSE	H. PIEZ	H. PIEZ	COTE DU TERRAIN	PRESSION AU SOL.
	(m)	(m)	l/s	r	m	m/s	m	m	m	m.
R-1	38	0,200	24,66	0,003886	0,15	0,78	400,00	399,85	375,00	24,85
1-2	64	0,150	21,22	0,013272	0,85	1,21	399,85	398,00	373,00	26,00
2-3	118	0,100	0,48	0,000013	0,01	0,06	399,00	398,99	378,00	20,99
2-7	95	-"-	1,20	0,0000353	0,03	0,14	399,86	398,86	370,00	28,86
7-6	95	-"-	0,48	0,000075	0,01	0,06	398,86	398,86	368,00	30,85
2-4	120	-"-	19,06	0,010800	1,30	1,09	399,00	397,70	365,00	32,70
2-5	61	0,150	1,41	0,000560	0,03	0,18	397,70	397,67	362,00	35,67
5-12	208	0,100	0,43	0,000054	0,01	0,05	397,67	397,66	346,00	51,66
5-13	223	-"-	0,36	0,000075	0,02	0,06	397,67	397,65	345,00	52,65
1-8	128	-"-	2,96	0,002118	0,28	0,37	399,87	399,57	375,00	24,57
8-9	113	-"-	0,22	0,000092	0,01	0,03	399,57	399,56	360,00	39,56
8-11	126	-"-	0,58	0,000099	0,01	0,07	399,57	399,56	350,00	49,56
8-10	290	0,100	1,22	0,000430	0,12	0,15	399,57	399,45	370,00	29,45

PRESSION AU SOL.

ZONE MOYENNE

SOUS-ZONE A.

MAILLE	TRANCON	AH (m)	COTE DU TERRAIN		COTE PIEZOMETRIQUE		PRESSION AU SOL.
			Amont (m)	AVO L (m)	Amont (m)	AVO L. (m).	
I	R-1	0,22	356	344	-	355,78	11,78
	1-5	7,45	344	321	355,78	348,33	27,33
	5-10	0,63	321	310	348,33	347,70	37,70
	10-9	2,34	310	308	347,70	345,36	37,36
	9-4	-1,14	308	315	345,36	346,66	31,60
	4-3	-1,31	315	315	346,66	347,31	32,31
	3-2	-5,43	315	142	347,31	353,24	11,24
	2-1.	-2,60	344	344	353,24	355,84	11,84
II	5-6	0,99	321	326	348,33	347,01	21,01
	6-7	1,23	326	335	347,01	345,78	10,78
	7-8	0,73	335	310	345,78	345,05	35,05
	8-9	0,01	310	305	345,05	345,05	40,05
	9-10	-2,34	305	310	345,05	347,39	37,39
	10-5	-0,63	310	321.	347,39	348,02	27,02.

## PRESSION AU SOL

## ZONE MOYENNE

## SOUS-ZONE.B.

MAILLE	TRANCON	ΔH (m)	COTE DU TERRAIN		COTE PIEZOMETRIQUE		PRESSION AU SOL
			Amont (m)	Avant (m)	Amont (m)	Avant (m)	
I	BC-1	0,77	320	278	-	319,23	41,23
	1-7	4,62	278	288	319,23	317,61	29,61
	7-4	0,70	288	283	317,61	316,91	33,91
	4-3	1,67	283	278	316,91	315,24	37,24
	3-2	-1,07	278	277	315,34	316,31	43,31
	2-1	-2,91	277	278	316,31	319,22	41,22
II	7-6	0,15	288	297	317,61	317,46	20,46
	6-5	0,46	297	285	314,46	317,00	32,00
	5-4	0,09	285	283	317,00	316,91	33,91
	4-7	-0,70	283	288	316,91	316,61	29,61

ZONE	TRAILLE	TRANCON	AH (m)	COTE DU TERRAIN		COTE PIEZOMETRIQUE		PRESSION AU SOL.
				Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)	
ZONE BASSE - SOUS-ZONE A.	I	R-1	1,49	300	270	-	298,51	28,51
		1-8	2,70	270	245	298,51	295,81	50,81
		8-7	0,40	245	246	295,81	295,41	49,41
		7-3	0,58	246	243	295,41	294,83	51,83
		3-2	-1,89	243	262	294,83	296,72	34,72
		2-1	1,80	262	270	296,72	298,52	28,52
	II	2-3	1,89	262	243	296,72	294,83	51,83
		3-5	2,99	243	254	294,83	292,94	38,94
		5-4	-2,20	254	260	292,94	295,14	35,14
		4-2	-2,70	260	262	295,14	297,84	35,84
	III	1-2	1,80	270	262	298,51	296,71	34,71
		2-4	2,70	262	260	296,71	294,01	34,01
		4-6	-0,75	260	268	294,01	294,01	26,76
		6-1	-3,81	268	270	294,76	298,57	28,57
	SOUS ZONE B	3C-1	5,77	270	235	-	264,23	29,23
		1-2	0,64	235	229	264,23	263,59	29,23
		2-3	-0,01	229	230	263,59	263,60	34,59
		3-1	-0,63	230	235	263,60	264,23	29,23

# ZONE BASSE

75

## SOUS-ZONE A

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					1 <sup>re</sup> APPROXIMATION			1 <sup>re</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N° DE MAILLE	N° DE T.A.DJ	CONDUITE	DIAMETRE	Le (m)	Q (l/s)	$\Delta H = rQ^2$	$2MCQ_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I		1-8	125	695	9,19	5,680	1236,08	-2,756	-	-2,756	6,434
		8-7	125	131	8,47	0,909	214,73	-2,756	-	-2,756	5,714
		7-3	125	384	6,81	1,274	374,29	-2,756	-	-2,756	4,054
	II	3-2	125	379	-4,26	-0,665	312,46	-2,756	-0,478	-3,234	-7,016
	III	2-7	125	69	-11,5	-0,883	153,56	-2,756	-2,057	-4,813	-16,313
6,315					2291,12						
					49 = -2,756						
II	I	2-3	125	379	4,26	0,665	312,46	0,478	2,756	3,234	7,016
		3-5	125	352	8,81	2,644	600,16	0,478	-	0,478	9,288
		5-4	125	246	-10,18	-2,467	484,65	0,478	-	0,478	-9,702
	III	4-2	125	430	-6,52	-1,769	542,56	0,478	-2,057	-1,579	-8,099
					-0,927		1939,83				
					49 = 0,478						
III	I	1-2	125	69	11,50	0,883	153,56	2,057	2,756	4,813	16,313
		II	2-4	125	430	6,52	1,769	542,56	2,057	0,478	1,579
	III	4-6	125	465	-6,18	-1,718	556,14	2,057	-	2,057	-4,123
		6-1	125	874	-8,82	-6,579	1431,86	2,057	-	2,057	-6,765
					-5,645		2744,12				
					49 = 2,057						
					2 APPROXIMATION		2 CORRECTION				
IV		1-8	125	695	6,434	2,784	865,89	-0,129	-	-0,129	6,305
		8-7	125	131	5,714	0,313	144,86	-0,129	-	-0,129	5,585
		7-3	125	384	4,054	0,611	301,27	-0,129	-	-0,129	3,925
	II	3-2	125	379	-7,016	-1,805	514,61	-0,129	-0,010	-0,139	-7,155
	III	2-7	125	69	-16,313	-1,777	217,84	-0,129	-0,046	-0,175	-16,488
					0,226		1743,97				
					49 = -0,129						
V	I	2-3	125	379	7,016	1,805	514,61	0,010	0,129	0,139	7,155
		3-5	125	352	9,288	2,938	632,72	0,010	-	0,010	9,288
		5-4	125	246	-9,702	-2,241	461,89	0,010	-	0,010	-9,692
	III	4-2	125	430	-8,099	-2,729	673,98	0,010	-0,046	-0,036	-8,135
					-0,227		2283,20				
					49 = 0,010						
VI	I	1-2	125	69	-6,313	1,777	217,84	0,046	0,129	0,175	16,488
		II	2-4	125	430	8,099	2,729	632,98	0,046	-0,010	0,036
	III	4-6	125	465	-4,123	-0,765	371,03	0,046	-	0,046	-4,077
		6-1	125	874	6,763	-3,868	1143,92	0,046	-	0,046	-6,717
					-0,577		2741,80				
					49 = 0,046						

# ZONE BASSE

## SOUS-ZONE A

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					3 <sup>e</sup> APPROXIMATION			3 <sup>e</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT	
N. DE MAILLE	N <sup>o</sup> DE IT. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Le (m)	Q (l/s)	OH = rQ <sup>3</sup>	2 <sup>o</sup> Q <sub>o</sub>	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)	
I		1-8	125	695	6,305	2,675	848,04	0,038	-	0,038	6,343	
		8-7	125	131	5,585	0,395	141,59	0,038	-	0,038	5,623	
		7-3	125	384	3,925	0,572	291,69	0,038	-	0,038	3,953	
	II	3-2	125	379	-7,155	-1,902	531,72	0,038	-0,073		-7,190	
	III	2-1	125	69	-16,488	-1,815	220,17	0,038	0,002		-16,448	
					-0,077	2032,21						
						$\Delta q = 0,038$						
II	I	2-3	125	379	7,155	1,877	524,80	0,073	-0,038		7,190	
		3-5	125	352	9,288	2,945	638,40	0,073	-	0,073	9,371	
		5-4	125	246	-9,692	-2,286	641,42	0,073	-	0,073	-9,619	
	III	4-2	125	430	-8,185	-2,753	676,97	0,073	0,002		-8,060	
						-0,167	2296,59					
						$\Delta q = 0,073$						
III	I	1-2	125	69	16,488	1,815	220,17	-0,002	-0,038		16,448	
		II	2-4	125	430	8,135	2,753	676,97	-0,002	-0,073		8,060
			4-6	125	465	-4,077	-0,748	366,89	-0,002	-	-0,002	-4,079
		6-1	125	374	-6,717	-3,816	1136,14	-0,002	-	-0,002	-4,079	
						0,004	2400,17					
						$\Delta q = -0,002$						
						4 <sup>e</sup> APPROXIMATION	4 <sup>e</sup> CORRECTION					
I		1-8	125	695	6,343	2,700	853,15	0,010	-	0,010	6,354	
		8-7	125	131	5,623	0,400	142,56	0,010	-	0,010	5,624	
		7-3	125	384	3,953	0,581	293,77	0,010	-	0,010	3,954	
	II	3-2	125	379	-7,190	-1,896	527,37	0,010	-0,006	0,004	-7,186	
	III	2-1	125	69	-16,448	-1,806	219,64	0,010	-0,022	-0,012	-16,436	
					-0,021	2036,49						
						$\Delta q = 0,010$						
II	I	2-3	125	379	7,190	1,896	527,37	0,006	-0,010	-0,004	7,186	
		3-5	125	352	9,371	2,991	638,37	0,006	-	0,006	9,376	
		5-4	125	246	-9,619	-2,202	459,94	0,006	-	0,006	-9,613	
	III	4-2	125	430	-8,060	-2,70	679,73	0,006	-0,022	-0,016	-8,076	
						-0,015	2296,41					
						$\Delta q = 0,006$						
III	I	1-2	125	69	16,448	1,806	219,64	0,022	-0,010	0,012	16,436	
		II	2-4	125	430	8,060	2,700	679,73	0,022	-0,006	0,006	8,076
			4-6	125	465	-4,079	-0,749	367,07	0,022	-	0,002	-4,051
		6-1	125	374	-6,719	-3,810	1136,48	0,022	-	0,002	-6,697	
						-0,053	2393,92					
						$\Delta q = 0,022$						

ZONE BASSE

77

SOUS-ZONE B.

CARACTERISTIQUES DES MAILLES					1 <sup>re</sup> APPROXIMATION			1 <sup>re</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	$\Delta H = r^2 Q_0$	$2r^2 Q_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I		1-2	100	529	1,26	0,267	423	0,621	-	0,621	1,881
		2-3	100	460	-1,00	-0,146	292,51	0,621	-	0,621	-0,379
		3-1	100	373	-2,99	-1,06	709,18	0,621	-	0,621	-2,369
					-0,886	1424,93					
											$\Delta q = 0,621$
CARACTERISTIQUE DES MAILLES					2 <sup>de</sup> APPROXIMATION			2 <sup>de</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	$\Delta H = r^2 Q_0$	$2r^2 Q_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I		1-2	100	529	1,581	0,595	632,73	0,069	-	0,069	1,950
		2-3	100	460	-0,379	-0,020	110,86	0,069	-	0,069	-0,310
		3-1	100	373	-2,369	-0,665	564,89	0,069	-	0,069	-2,300
					-0,09	1805,48					
											$\Delta q = 0,069$
CARACTERISTIQUES DES MAILLES					3 <sup>de</sup> APPROXIMATION			3 <sup>de</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	$\Delta H = r^2 Q_0$	$2r^2 Q_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I		1-2	100	529	1,950	0,639	555,94	0,001	-	0,001	1,951
		2-3	100	460	-0,310	-0,014	90,68	0,001	-	0,001	-0,309
		3-1	100	373	-2,300	-0,627	545,14	0,001	-	0,001	-2,299
					-0,002	1257,14					
											$\Delta q = 0,001$



ZONE MOYENNE

SOUS-ZONE A

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					1 <sup>re</sup> APPROXIMATION			1 <sup>re</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	ΔH = r <sup>2</sup> Q	2M Q	C.R.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-5	150	438	1926	5,950	618,90	2,107	-	2,107	21,367
		5-10	150	62	15,28	0,530	69,50	2,107	-0,678	1,429	16,709
		10-9	125	159	11,04	1,875	339,71	2,107	-0,678	1,429	12,459
		9-4	125	370	-8,00	-2,291	572,85	2,107	-	2,107	-5,893
		4-3	125	223	-10,21	-2,249	440,63	2,107	-	2,107	-8,103
		3-2	125	584	-12,20	-8,411	1378,86	2,107	-	2,107	-10,093
		2-1	125	230	-13,14	-3,843	584,89	2,107	-	2,107	-11,033
					-8,438	4005,33					
					Δq = 2,107						
II	I	5-6	100	278	2,23	0,480	411,89	0,678	-	0,678	3,008
		6-7	100	591	15,2	0,446	578,78	0,678	-	0,678	2,218
		7-8	100	465	1,23	0,219	355,97	0,678	-	0,678	1,908
		8-9	100	627	-1,00	-0,199	398,70	0,678	-	0,678	-0,352
		9-10	125	159	11,04	-1,875	339,71	0,678	-2,107	-0,108	-12,459
		10-5	150	62	-15,28	-0,531	69,60	0,678	-2,107	-0,108	-16,709
					-1,460	2154,41					
					Δq = 0,678						
CARACTERISTIQUE DES MAILLES					2 <sup>de</sup> APPROXIMATION			2 <sup>de</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	ΔH = r <sup>2</sup> Q	2M Q	C.R.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-5	150	438	21,367	7,335	686,59	0,208	-	0,208	21,576
		5-10	150	62	16,709	0,635	76,00	0,208	-0,316	0,108	16,601
		10-9	125	159	12,459	2,388	383,37	0,208	-0,316	0,108	12,351
		9-4	125	370	-5,893	-1,243	421,97	0,208	-	0,208	-5,685
		4-3	125	223	-8,103	-1,397	346,55	0,208	-	0,208	-7,822
		3-2	125	584	-10,093	-5,756	1140,72	0,208	-	0,208	-9,825
		2-1	125	230	-11,033	-2,709	491,09	0,208	-	0,208	-10,825
					-0,741	3546,30					
					Δq = 0,208						
II	I	5-6	100	278	3,008	0,446	531,74	0,316	-	0,316	3,324
		6-7	100	591	2,218	0,924	833,54	0,316	-	0,316	2,534
		7-8	100	465	1,908	0,527	552,04	0,316	-	0,316	2,224
		8-9	100	627	-0,352	-0,221	128,38	0,316	-	0,316	-0,07
		9-10	125	159	-12,459	-2,388	383,37	0,316	-0,208	0,108	-12,351
		10-5	150	62	-16,709	-0,635	76,00	0,316	-0,208	0,108	-16,601
					-0,793	2505,07					
					Δq = 0,316						

ZONE MOYENNE

SOUS-ZONE A

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					3 <sup>e</sup> APPROXIMATION			3 <sup>e</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	L <sub>e</sub> (m)	Q (l/s)	$\Delta H = FQ^2$	$2FQ_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-5	155	438	21,576	7,479	693,77	0,020	-	0,020	21,535
		5-10	150	62	16,601	0,627	75,51	0,020	0,029	-0,009	16,592
		10-9	125	159	12,351	+2,345	389,05	0,020	-0,029	-0,009	12,342
		9-4	125	370	-5,685	-1,157	407,10	0,020	-	0,020	-5,665
		4-3	125	223	-7,822	-1,320	337,57	0,020	-	0,020	-7,802
		3-2	125	584	-9,825	-5,455	110,43	0,020	-	0,020	-9,805
		2-1	125	230	-10,825	-2,610	481,84	0,020	-	0,020	-10,805
					-0,089 3425,77						
					Δq = 0,020						
II	I	5-6	100	278	3,324	0,976	587,60	0,029	-	0,029	3,353
		6-7	100	591	2,534	1,206	952,29	0,029	-	0,029	2,563
		7-8	100	455	2,224	0,715	643,46	0,029	-	0,029	2,253
		8-9	100	627	-0,01	-0,001	2,392	0,029	-	0,029	0,023
		9-10	125	159	-12,331	-2,347	389,05	0,029	-0,020	0,009	-12,342
		10-5	150	62	-16,601	-0,627	75,51	0,029	-0,020	0,009	-16,592
					-0,077 2641,30						
					Δq = 0,029						
CARACTERISTIQUE DES MAILLE					4 <sup>e</sup> APPROXIMATION			3 <sup>e</sup> CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N. DE MAILLE	N. DE M. ADJ	CONDUITE	DIAMETRE	L <sub>e</sub> (m)	Q (l/s)	$\Delta H = FQ^2$	$2FQ_0$	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-5	150	438	21,535	7,451	691,99	0,029	-	0,029	21,567
		5-10	150	62	16,592	0,625	57,469	0,029	-0,003	0,026	16,618
		10-9	125	159	12,342	2,344	379,78	0,029	-0,003	0,026	12,618
		9-4	125	370	-5,665	-1,149	405,65	0,029	-	0,029	-5,686
		4-3	125	223	-7,802	-1,313	336,71	0,029	-	0,029	-7,773
		3-2	125	584	-9,805	-5,432	1103,17	0,029	-	0,029	-9,776
		2-1	125	230	-10,805	-2,598	480,95	0,029	-	0,029	-10,776
					-0,071 2481,37						
					Δq = 0,029						
I	I	5-6	100	278	3,353	0,931	592,73	0,003	-	0,003	3,183
		6-7	100	591	2,563	1,231	963,85	0,003	-	0,003	2,556
		7-8	100	455	2,253	0,754	651,85	0,003	-	0,003	2,256
		8-9	100	627	-0,023	0,001	9,170	0,003	-	0,003	0,026
		9-10	125	159	-12,342	-2,344	379,78	0,003	-0,029	0,026	-12,368
		10-5	150	62	-16,592	-0,626	75,469	0,003	-0,029	0,026	-16,618

ZONE MOYENNE  
SOUS-ZONE B

80

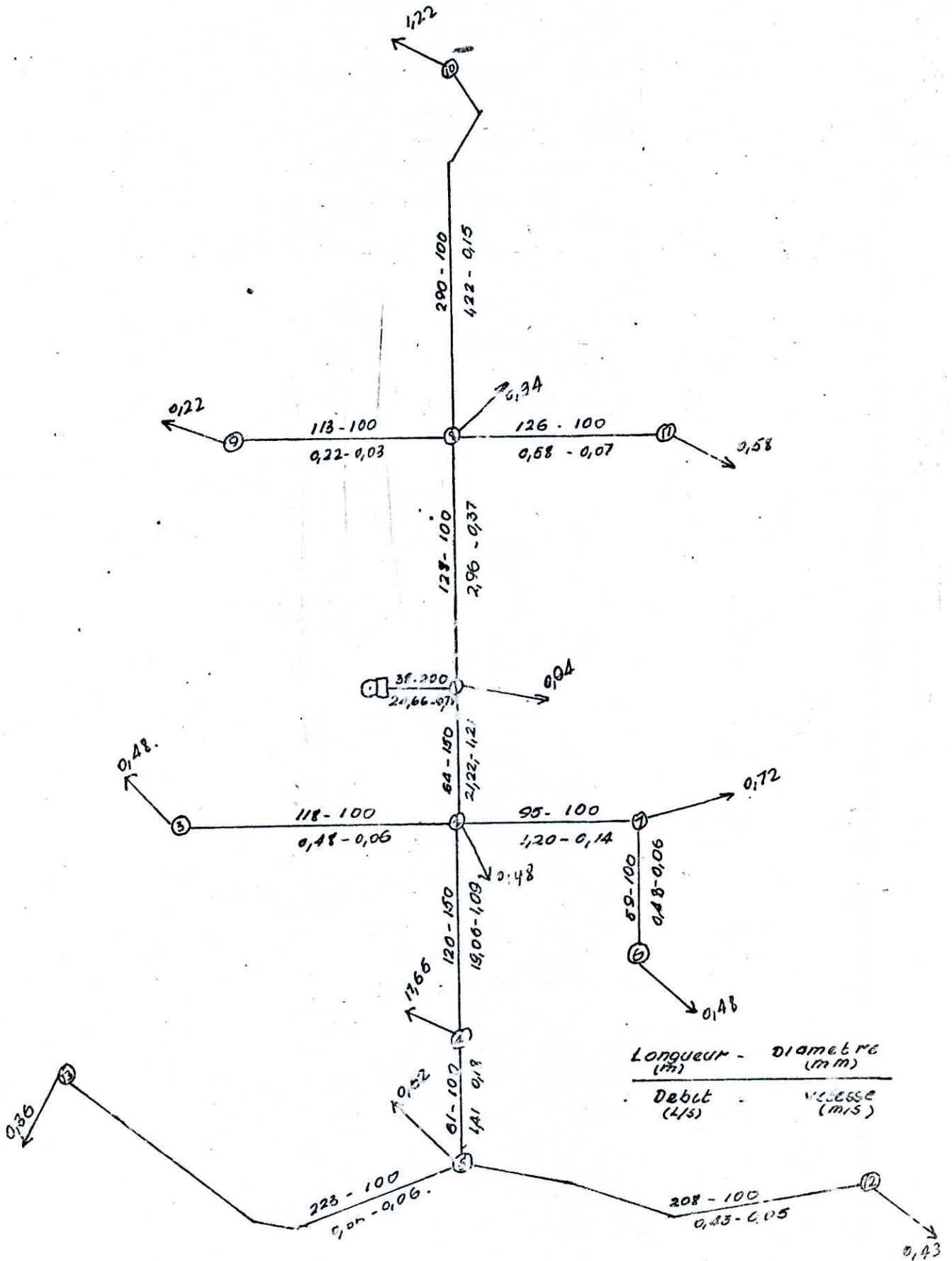
CARACTERISTIQUE DES MAILLES					1° APPROXIMATION			1° CORRECTION			NOUVEAU DEBIT	
N° DE MAILLE	N° DE M.A.DJ	CONDUITE	DIAMETRE	Le (m)	Q (l/s)	AH:MQ <sup>2</sup>	2° Q <sub>0</sub>	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)	
I	II	1-7	125	74	12,66	4,147	181,31	2,284	-	2,284	14,944	
		7-4	125	53	5,29	0,143	54,26	2,284	2,990	5,274	10,564	
		4-3	125	108	10,8	10,24	1,096	214,03	2,284	-	2,284	12,524
		3-2	125	472	472	-7,24	-2,394	661,34	2,284	-	2,284	-4,956
		2-1	125	989	989	-7,91	-5,988	1614,00	2,284	-	2,284	-5,626
					-5,996	2624,89			49 = 2,284			
II	I	7-6	125	143	7,30	0,737	2,02,02	-2,990	-	-2,990	4,310	
		6-5	125	483	7,13	2,376	666,47	-2,990	-	-2,990	4,140	
		5-4	125	563	563	3,24	1,496	570,93	-2,990	-	-2,990	2,250
		4-7	125	53	53	-5,29	-0,143	54,26	-2,990	-2,284	-5,274	-10,564
					4,466	1493,68			49 = -2,990			
CARACTERISTIQUE DES MAILLES					2° APPROXIMATION			2° CORRECTION			NOUVEAU DEBIT	
N° DE MAILLE	N° DE M.A.DJ	CONDUITE	DIAMETRE	Le (m)	Q (l/s)	AH:MQ <sup>2</sup>	2° Q <sub>0</sub>	C.P.M	C.M.A	TOTAL	Q (l/s)	
I	II	1-7	125	74	14,944	1,599	214,01	0,161	-	0,161	15,105	
		7-4	125	53	10,564	0,572	108,35	0,161	0,886	1,047	11,611	
		4-3	125	108	12,524	1,603	261,77	0,161	-	0,161	13,205	
		3-2	125	472	-4,956	-1,122	452,71	0,161	-	0,161	-4,795	
		2-1	125	989	-5,626	-3,029	1076,82	0,161	-	0,161	-5,465	
					-0,341	2113,66			49 = 0,161			
II	I	7-6	125	143	4,310	0,267	119,28	-0,886	-	-0,886	3,424	
		6-5	125	483	4,140	0,801	386,98	-0,886	-	-0,886	1,364	
		5-4	125	563	2,250	0,276	245,15	-0,886	-	-0,886	1,364	
		4-7	125	53	-10,564	-0,572	108,35	-0,886	-0,161	-1,047	-11,611	
					0,762	859,76			49 = 0,886			

ZONE MOYENNE

SOUS-ZONE . B

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					5° APPROXIMATION			3° CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N° DE MAILLE	N° DE MADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	AH=1/2 Q <sub>0</sub>	2' Q <sub>0</sub>	C.R.M	C.H.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-7	125	74	15,105	1,634	216,32	-0,047	-	0,047	15,058
		7-4	125	53	11,611	0,691	119,09	-0,047	0,100	0,053	11,664
		4-3	125	108	12,635	1,631	265,13	-0,047	-	0,047	12,638
		3-2	125	472	-4,795	-1,050	438,00	-0,047	-	0,047	-4,842
		2-1	125	989	-5,465	-2,858	1046,00	-0,047	-	0,047	-5,512
					0,098	2084,54					
							Δq = 0,047				
II	I	7-6	125	143	3,424	0,162	94,76	-0,100	-	-0,100	3,324
		6-5	125	483	3,254	0,495	304,17	-0,100	-	-0,100	3,154
		5-4	125	563	1,264	0,101	148,62	-0,100	-	-0,100	1,264
		4-7	125	53	-11,611	-0,691	119,09	-0,100	0,047	-0,055	-11,664
					0,067	666,64					
							Δq = -0,100				
CARACTERISTIQUE DES MAILLES					4° APPROXIMATION			4° CORRECTION			NOUVEAU DEBIT
N° DE MAILLE	N° DE MADJ	CONDUITE	DIAMETRE	Lc (m)	Q (l/s)	AH=1/2 Q <sub>0</sub>	2' Q <sub>0</sub>	C.R.M	C.H.A	TOTAL	Q (l/s)
I	II	1-7	125	74	15,058	1,624	215,65	-0,006	-	-0,006	15,052
		7-4	125	53	11,634	0,698	119,64	0,006	0,011	0,025	11,639
		4-3	125	108	12,638	1,639	246,15	-0,006	-	0,006	12,632
		3-2	125	472	-4,842	-1,071	442,30	-0,006	-	-0,006	-4,848
		2-1	125	989	-5,512	-2,907	1055,00	-0,006	-	0,006	-5,518
					0,013	2078,74					
							Δq = -0,006				
II	I	7-6	125	143	3,324	0,158	91,99	-0,011	-	-0,011	3,313
		6-5	125	483	3,154	0,465	294,82	-0,011	-	-0,011	3,143
		5-4	125	563	1,264	0,087	137,72	-0,011	-	-0,011	1,253
		4-7	125	53	-11,664	-0,698	119,64	-0,011	0,006	0,005	-11,669
					0,007	644,17					
							Δq = -0,011				

ZONE HAUTE

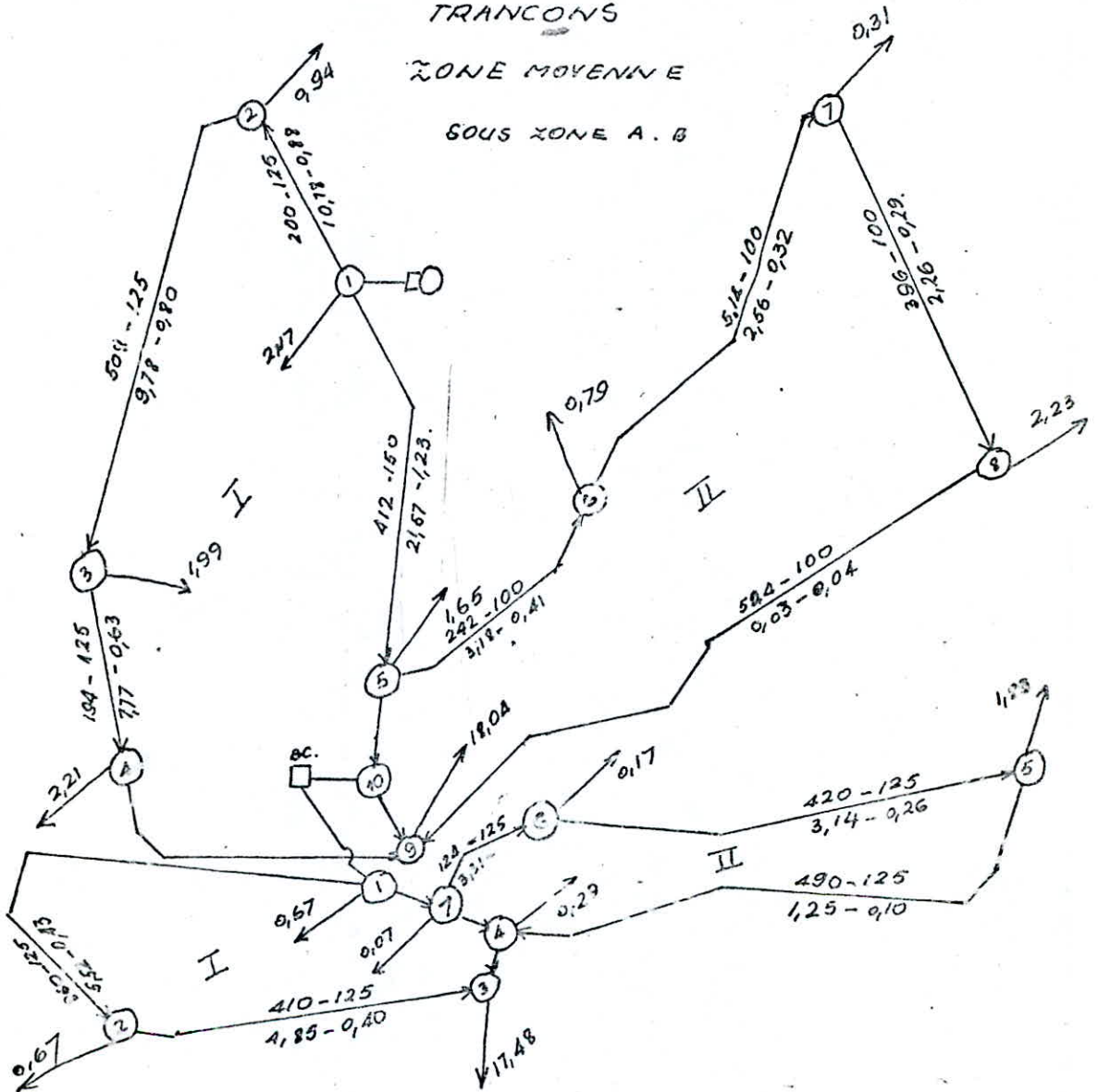


REPARTION DEFINITIVE DES DEBITS

DANS LES DIFFERENTS

TRANCONS  
ZONE MOYENNE

SOUS ZONE A. B



② ← Longueur - Diametre (m) - (mm)  
debit - vitesse. (l/s) - (m/s) → ③

$$5 \frac{54 - 150}{16,62} = 0,94$$

$$10 \frac{133 - 125}{12,62} = 0,3$$

$$9 \frac{322 - 125}{5,64} = 0,46$$

$$R \frac{20 - 200}{34,57} = 1,10$$

$$10 \frac{40 - 100}{4,24} = 0,54 \text{ BC}$$

$$BC \frac{180 - 150}{24,24} = 1$$

$$1 \frac{54 - 125}{15,05} = 1,92 \rightarrow 7$$

$$7 \frac{46 - 125}{11,67} = 0,95 \rightarrow 4$$

$$4 \frac{92 - 125}{12,63} = 1,03 \rightarrow 3$$



## EQUIPEMENT DE DISTRIBUTION

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

### -Ventouse:

.On prévoit des ventouses à chaque point haut afin d'éliminer les contonnements d'air qui peuvent détériorer la canalisation et perturber l'écoulement.

### -Décharges:

.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 réseau d'assainissement ou d'irrigation.

### -Bouches d'incendie:

.On raccorde les bouches et poteaux d'incendie sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17l/s avec une pression au sol de 10 m d'eau, ces poteaux doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et répartis suivant l'importance des risques à défendre.

### -Pièces spéciales du réseau:

Sont des pièces de raccordement normalisées parmi ces pièces on désigne:

.Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires des conduites de diamètres différents.

.Les croix à 4 emboitements qui jouent le même rôle que les tés.

.Les coudes à 02 emboitements à différents angles qui permettent d'effectuer des changements de direction.



## C H A P I T R E -VI-

### 1. BRISE - CHARGE

#### 1.1. -Description du brise-charge et leur utilité.

Les brises de charge à surface libre sont des types simples de réducteurs de pression. Ils permettent l'alimentation d'une partie basse pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevée.

Les brises charges comportent des obturations à disque sous capot ou à disque noyé. Ces disques sont actionnés par l'intermédiaire d'un palonnier qui est lui même commandé par un flotteur.

Dans notre étude, notre choix s'est fixé sur un obturateur à disque sous capot car ils ont :

- un fonctionnement progressif et sans heurt;
- une résistance à l'usure et à la cavitation.

#### 1.2. -Dimensionnement du brise-charge.

Le dimensionnement du brise-charge nécessite la connaissance des ordonnées suivantes:

- \* La hauteur statique  $H_s$  susceptible d'être appliquée sur l'appareil;
- \* Le débit maximal de l'adduction à équiper;
- \* La charge résiduelle  $H_r$  sous laquelle l'appareil doit laisser passer de débit  $Q$ .

Le diamètre de l'obturateur doit être suffisant pour permettre l'écoulement du débit sous la charge résiduelle  $H_r$  qui est égale à la charge statique diminuée de la perte de charge de la conduite

./.

\* Pour un obturateur à disque sous capot:

$$\emptyset \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{VHr}}$$

\* Pour un obturateur à disque noyé:

$$\emptyset \geq 19 \sqrt{\frac{Q}{VHr}}$$

 $\emptyset$  = Diamètre de l'obturateur en (mm)

Q = Débit transit en (l/s)

Hr = Charge résiduelle.

La puissance maxomale P à dissiper dans une chambre de rupture située à l'extrémité d'une conduite en commande par l'aval est donnée par les formules suivantes, selon les valeurs relatives de la charge statique Hs et de la perte de charge DHr de la conduite pour le débit Q on a

$$\text{1er cas :} \quad DH \leq \frac{Hs}{3} \quad P = \frac{Q (Hs - DHr)}{75}$$

$$\text{2ème cas :} \quad DH \geq \frac{Hs}{3} \quad P = \frac{Q \cdot Hs}{195 \frac{V DHr}{Hs}}$$

avec (P en ch); (Hs et Hr en m); (Q en l/s).

Le volume nécessaire à la dissipation d'énergie est de :

$$V_{diss} = \frac{P}{10} \quad \text{Obturation sous capot}$$

$$V_{diss} = \frac{P}{3} \quad \text{Obturateur noyé.}$$

./.

## 2. Calcul des pertes de charge :

- Les calculs des pertes de charge des tronçons.

R  $\longrightarrow$  Pt (1)  
 9'  $\longrightarrow$  B. c de la zone moyenne

R  $\longrightarrow$  Pt (1')  
 Pt1'  $\longrightarrow$  B. c de la zone basse

Sont calculées dans le chapitre distribution (dimensionnement de la conduite d'amenée page ( ) .

Ces pertes de charge serviront pour le calcul de la brise charge. Les autres pertes de charge seront calculées de la même façon.

\* Zone moyenne :

Pt (1)  $\longrightarrow$  Pt (5)

Q = 21,16 l/s

L = 416 m

V = 1,22 m/s

D = 150 mm

FN = 0,033678

Fc = 0,034302

DHT = 8,30

Pt (5)  $\longrightarrow$  Pt (9')

Q = 16,62

L = 54

V = 0,94

D = 150

FN = 0,033678

Fc = 0,035332

DH = 0,63

$$DHT = 8,30 + 0,63 + 0,22 + 0,48 = 9,63 \text{ m}$$

./.

## 2.1 Calcul de la brise charge :

\* Zone moyenne :

- La brise charge est placée à la côte 320 m
- Niveau max dans le réservoir = 360m
- Charge statique  $H_s = 360 - 320 = 40$  m
- Charge résiduelle  $H_r = 40 - 9,63 = 30,37$  m

\* Diamètre de l'obturateur :

$$\emptyset \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{V_{Hr}}} = 22 \sqrt{\frac{4,24}{30,37}} = 19,30 \text{ mm}$$

On choisira un diamètre égal à 20 mm.

\* Volume de dissipation :

Pour déterminer le volume de dissipation d'énergie en doit déterminer tout d'abord la puissance à dissiper. Or la puissance à dissiper est exprimée selon les cas exposés par les formules précédemment.

$\frac{H_s}{3} = \frac{40}{3} > \frac{DH_r}{3} = \frac{9,63}{3}$  donc la puissance sera calculée :

$$\text{Par la formule } P = \frac{Q(H_s - DH_r)}{75} = \frac{4,24 (40 - 9,63)}{75} = 1,72 \text{ C.h.}$$

Le volume de dissipation d'énergie est de :

$$V_{\text{diss}} = \frac{P}{10} = \frac{1,72}{10} = 0,172$$

On choisi un volume de 0,50 m<sup>3</sup>.

./.

./.

## \* Zône basse :

- La brise charge est placée à la côte 270 m
- Niveau max dans le réservoir = 304 m
- Charge statique  $H_s = 304 - 270 = 34$  m
- Charge résiduelle  $H_r = 34 - 1,83 = 32,17$  m

## \* Diamètre de l'obturateur :

$$\emptyset = 22 \sqrt{\frac{23,14}{32,17}} = 44,44 \text{ mm}$$

On choisira un diamètre égal à 50 m.

## \* Volume de dissipation :

$$\frac{H_s}{3} = 11,33 > D_H$$

$$P = \frac{Q(H_s - D_{Hr})}{75} = \frac{23,14 (34 - 1,83)}{75} = 9,93 \text{ C.h}$$

Le volume de dissipation d'énergie est de

$$V_{\text{diss}} = \frac{P}{10} = \frac{9,93}{10} = 0,99 \text{ m}^3$$

On prendra un volume égal à 1m<sup>3</sup>.

obturbateur à disque sous capot

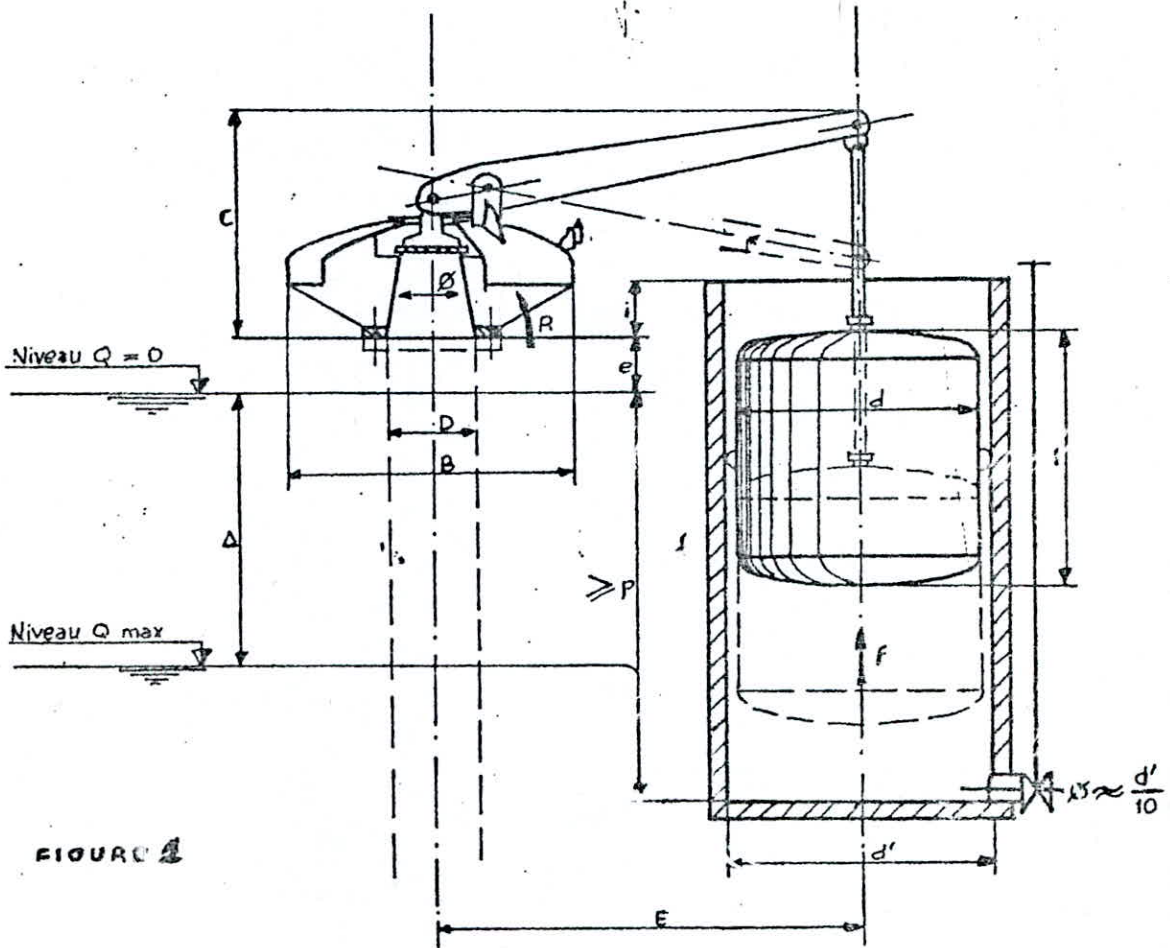


FIGURE 1

C H A P I T R E -VII-**I. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER :****1.1. Introduction :**

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire causé par :

- l'arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
- le démarrage d'une pompe.
- la fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.

Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées afin de les protéger contre les coups de belier.

Le coup de belier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées, et qui sont parfois égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau à basse pression .

Notre étude est d'étudier ce phénomène pour limiter ses effets. Pour cela, nous proposons des réservoirs d'air.

**2. ETUDE DU RESERVOIR D'AIR (ARRET-BRUSQUE DE LA POMPE) :**

L'utilité du réservoir d'air, est de protéger l'installation contre la dépression et la surpression maximale dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé, au préalable les caractéristiques du réservoir d'air, c'est-à-dire, le volume d'air  $U_0$  en régime normal; ainsi qu'un dispositif d'étranglement.

. / .

./. .

Pour ce qui est du dispositif d'étranglement, l'expérience montre qu'il y a intérêt à avoir une grande perte de charge au retour de l'eau qu'à son aller. Pour cela dans cette étude nous proposons une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un ajustage de BORDA qui permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller; ceci entraîne un rapide amortissement des oscillations ainsi qu'une réduction du volume d'air dans la cloche.

Dans cette étude nous avons décidé de calculer les caractéristiques du réservoir d'air pour amortir la masse d'eau débitée par le forage et qui reviendra sur la pompe en cas d'arrêt brusque de cette dernière.

### 2.1. Calcul du réservoir d'air :

Pour le calcul de ce dernier, nous utiliserons la méthode de BERGERON qui se fait par tâtonnement et qui consiste à tracer l'épure de BERGERON afin de déterminer la surpression et les dépressions maximales.

En se fixant un volume d'air  $V_0$  en choisissant une vitesse (VP) qu'on devra repérer sur le graphique après les calculs, si non nous supposons une autre vitesse jusqu'à ce qu'elle coïncide avec celle, existante sur le graphique.

### 2.2. Arrêt brusque de la pompe :

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que va être, déterminé, le réservoir d'air qui est un anti-belier qui intervient dans la protection de la conduite de refoulement .

./. .



./.

### 2.2.1. Caractéristiques au refoulement :

$$Q = 23 \text{ l/s}$$

$$L = 5000 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,73 \text{ m/s}$$

$$H_g = 135 \text{ m}$$

$$\emptyset = 0,2 \text{ m}$$

La vitesse du propagation :

$$a = \sqrt{\frac{K / \rho}{1 + \frac{K \cdot D_i}{E \cdot e_j}}}$$

$a$  = Célérité de l'onde (m/s)

$K$  = Coefficient de compressibilité de l'eau [  $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$  ]

$E$  = Module d'élasticité de la conduite [  $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$  ]

$D_i$  = Diamètre intérieur de la conduite (m)

$e$  = Epaisseur de la conduite [  $e = 5 \text{ mm}$  ]

$\rho$  = Masse volumique de l'eau [  $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$  ]

d'où

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}} = 1226,7 \text{ m/s}$$

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

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 5000}{1226,7} = 8,15$$

- Le coup de belier peut atteindre la valeur maximale:

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1226,7 \cdot 0,73}{9,8} = 91,36 \text{ m.}$$

./.

./.

- cas de surpression :

$$H_0 + b = 135 + 91,36 = 226,36 \text{ m}$$

- cas de dépression :

$$H_0 - b = 135 - 91,36 = 43,64 \text{ m}$$

La pression absolue dans le réservoir d'air est :

$$Z_0 = H_0 + 10 = 145 \text{ m}$$

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

### 2.2.2. Pression dans le réservoir :

La nouvelle pression sera exprimée suivant la loi de POISSON.

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

$Z$  = Pression dans le réservoir d'air

$S_0$  = Perte de charge dans la conduite

$Z_0$  = Pression initiale dans le réservoir d'air

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

### 2.2.3. Pertes de charge au niveau de la tuyère :

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

- Perte de charge à la montée de l'eau:

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{d^2}{(\lambda \cdot d^2)} = K \text{ ou } 15 < K < 20$$

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

$$\frac{\phi}{2} = 100 \text{ mm}$$

$\lambda$  = Coefficient de débit :  $\lambda = 0,92$  pour une tuyère.

./.

./.

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

$$Dh_1 = c_1 \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{ou } V_1 \text{ est la vitesse dans la tuyère.}$$

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

$$m_1 = 0,21 \quad \text{Abaque DUPONT .Tome II (2)} \times c_1 = 0,62$$

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

Dans notre étude on suppose que le volume d'air en régime normal soit de  $U_0 = 1,10 \text{ m}^3$  et que l'on dispose d'une tuyère de diamètre  $d = 50 \text{ mm}$  incorporée dans une tubulure de diamètre  $D = 100 \text{ mm}$ .

#### 2.2.4. Augmentation du volume d'air dans le réservoir :

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

$$\Delta V = A_0 \cdot V_m \cdot \theta ; \quad \text{ou} \quad \theta = \frac{2l}{a}$$

$$V_m = \frac{V_{f1} + V_f}{2} ;$$

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

$V_0$  = Vitesse de l'écoulement avant la disjonction;

$V_f$  = Vitesse finale choisie.

#### 2.2.5. Volume d'air dans le réservoir :

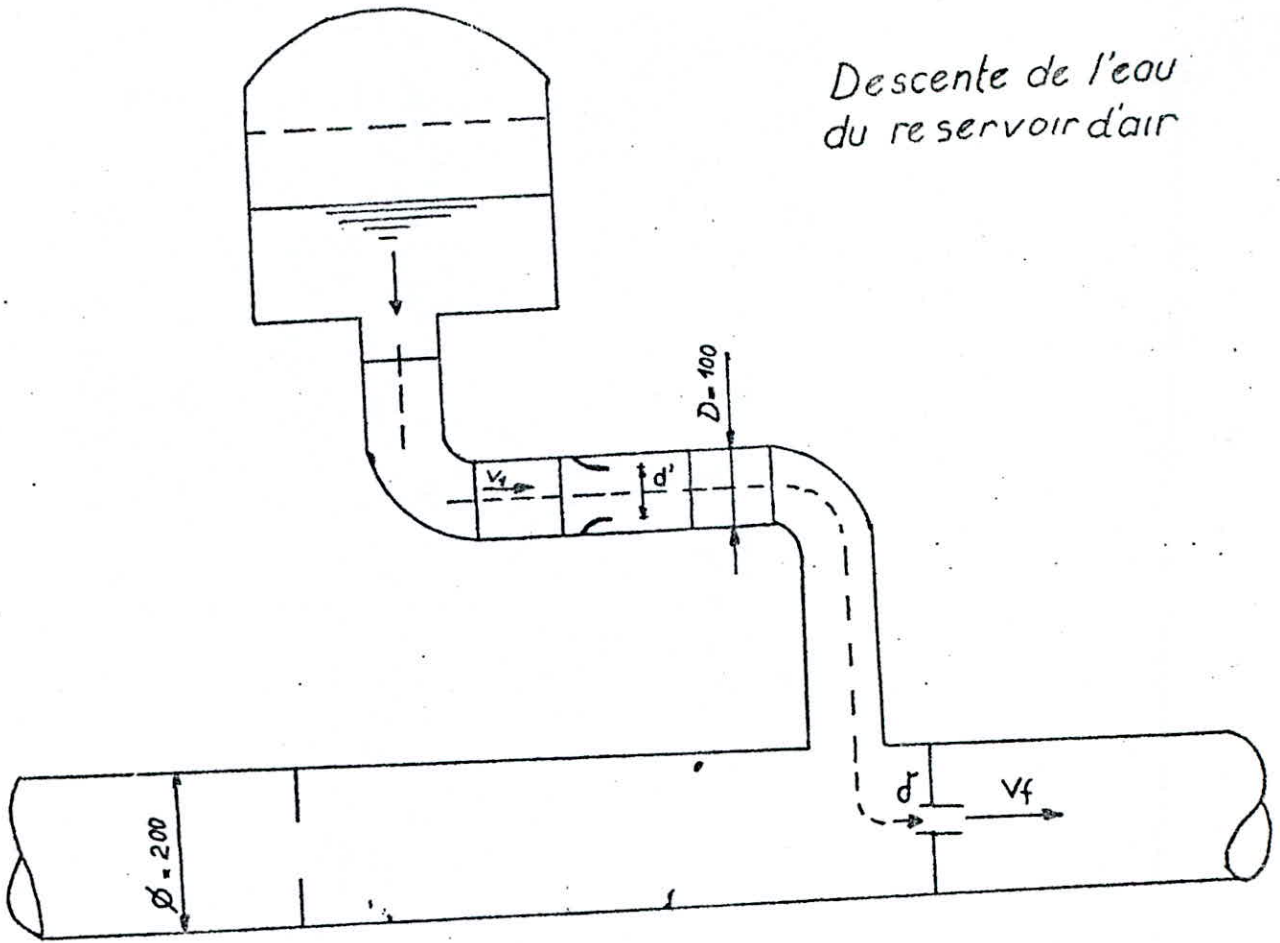
$U = U_0 + DV \implies$  Quand l'eau monte vers le réservoir d'air (vidange du réservoir).

$U = U_0 - DU \implies$  Quand l'eau descend (remplissage du réservoir d'air).

$$U_n = U_{n-1} \pm DU.$$

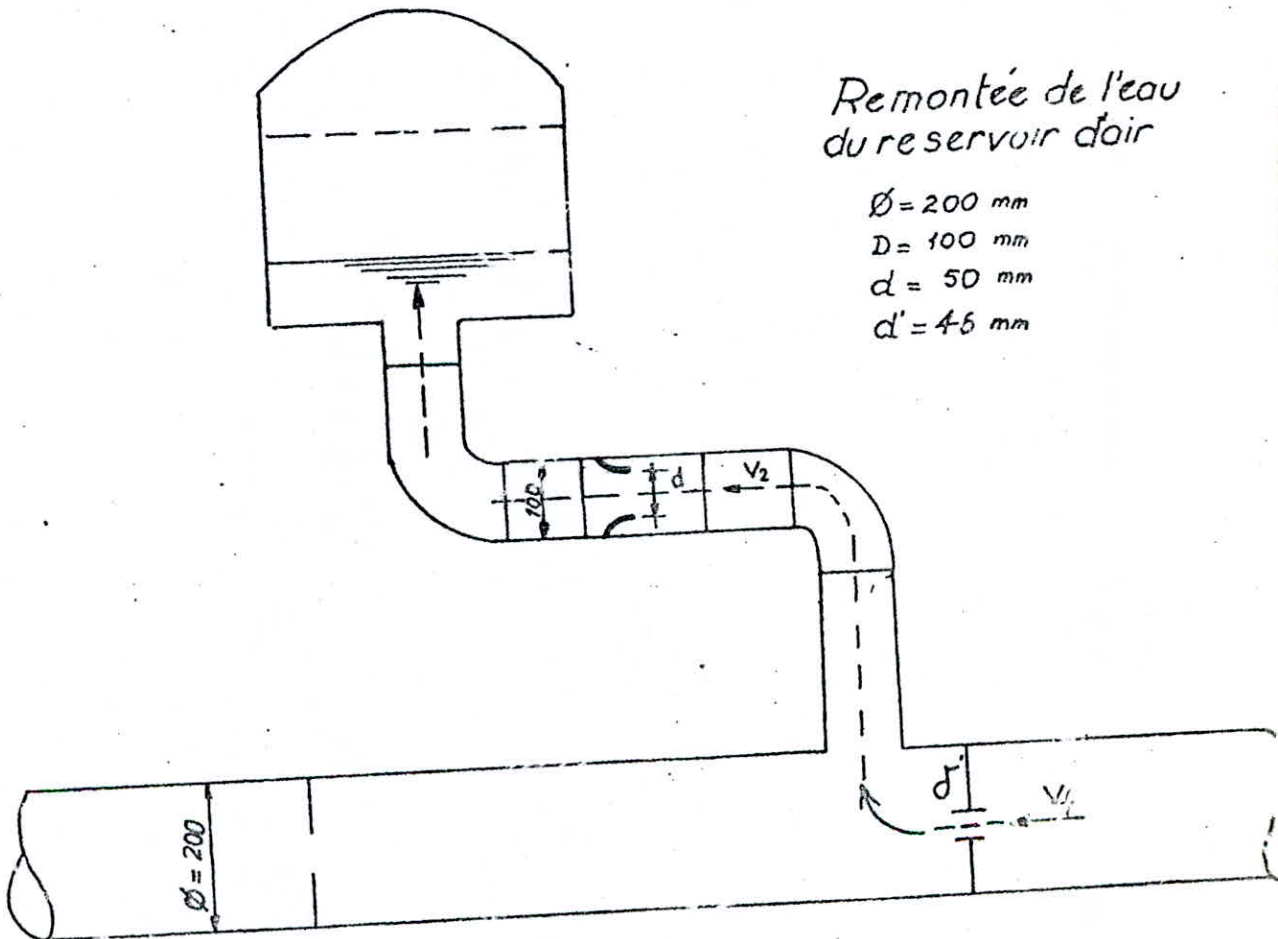
./.

Descente de l'eau  
du reservoir d'air



Remontée de l'eau  
du reservoir d'air

$\varnothing = 200$  mm  
 $D = 100$  mm  
 $d = 50$  mm  
 $d' = 45$  mm



./.

### 2.2.6. Pertes de charge dans la conduite de refoulement :

Ces pertes de charge sont représentés sur l'épure de BERGERON par la parabole classique qui n'est autre que la caractéristique de la conduite.

Dans l'application de l'épure de BERGERON, les pertes de charge sont supposées concentrées en un point.

Au départ de la pompe, comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge.

Donc ces pertes de charge doivent s'exprimer en fonction de la vitesse qui sera en ce point .

$$s = 1,15.f \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

En supposant un régime turbulent rugueux; le coefficient de frottement  $f$  sera calculé d'après la formule de NIKURADZE

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0001}{0,2})^{-2} = 0,0237814$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \\ D = 0,2 \text{ m} \end{array} \right\} \Longrightarrow f = 0,0237814$$

La perte de charge dans la conduite de refoulement est

$$s = 1,15 \cdot 0,0237814 \cdot \frac{5000}{0,2} \cdot \frac{v^2}{19,62} = 34,45 v^2$$

Soit en fonction de la vitesse finale  $v_f$

$$s = 34,45 v_f^2$$

./.

./.

2.2.7. Perte de charge à la descente de l'eau :

- La tuyère agit comme un ajutage de BORDA.

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 d^2}{d^2} = \frac{200^2}{0,5(50)^2} = 32 \implies V_2 = 32 V_f$$

$$m_2 = \frac{0,5 d^2}{\emptyset^2} = \frac{0,5 \cdot (50)^2}{100^2} = 0,125$$

$$m_2 = 0,125 \xrightarrow{\text{Abaque Dupont Tome II}} c_2 = 0,77$$

$$Dh_2 = c_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0,77 \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0,03928 V_2^2$$

2.2.8. Pression dans la conduite :

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

Z - DH<sub>1</sub> quand l'eau monte

Z + DH<sub>2</sub> quand l'eau descend

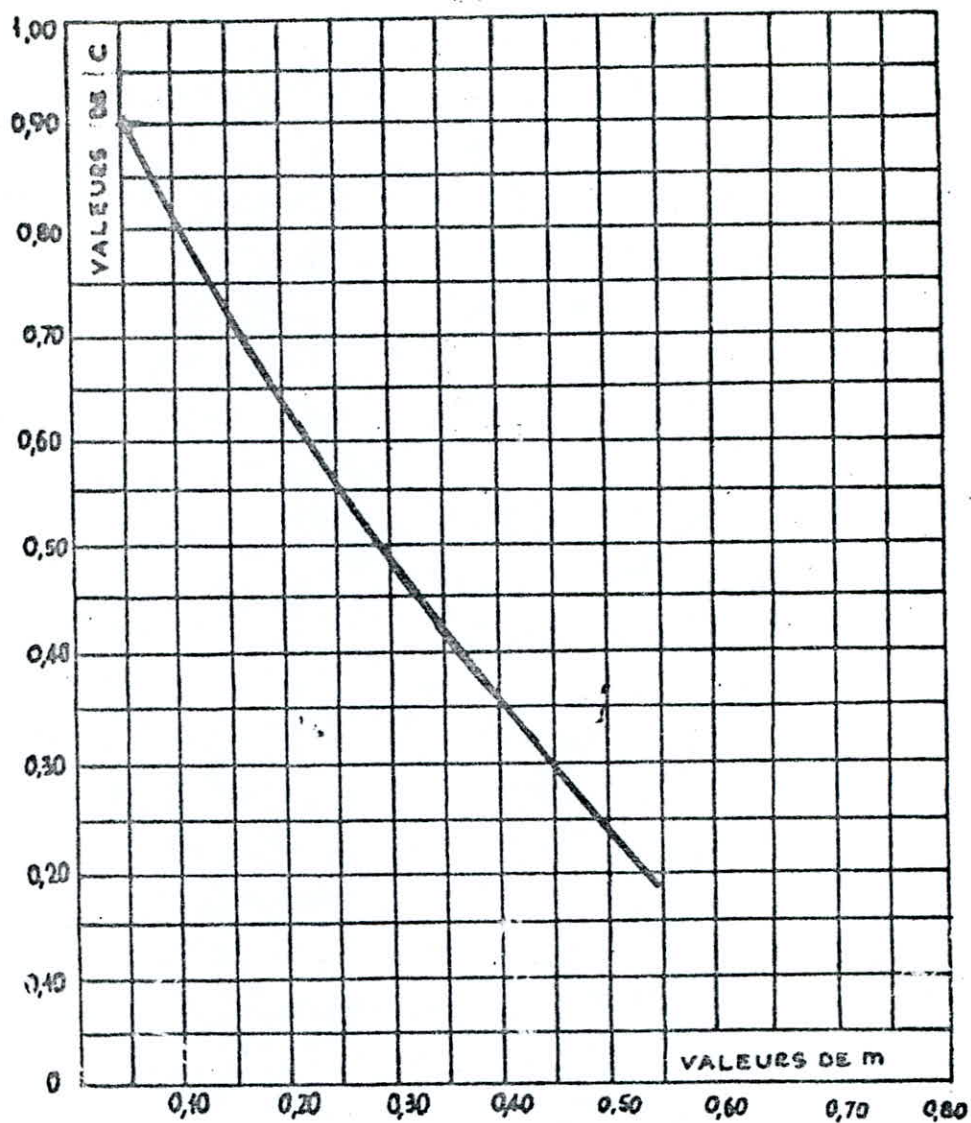
On calcul les pertes de chaque C correspondant à la vitesse V<sub>f</sub> choisie la pression finale absolue dans la conduite, en aval du diagramme fictif s'obtient:

Z - DH<sub>1</sub> - S (montée de l'eau)

Z + DH<sub>2</sub> + S (descente de l'eau).

C'est par cette valeur de la pression que sera menée une horizontale qui coupera la droite a et qui devra correspondre à la vitesse V<sub>f</sub> fixée arbitrairement, si non les calculs seront recommencés avec une nouvelle valeur de V<sub>f</sub>.

./.



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

./.

### 2.2.9. Construction de l'épure :

Il s'agit du diagramme de Bergeron ou l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau. La droite  $\frac{a}{gS}$  part du point de coordonnées  $(V_0, H+10)$ , Vitesse de pression absolue de l'écoulement normal (pertes de charge non comprises) l'intersection de la droite  $\frac{a}{gS}$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur de la pression reynant dans la conduite donne un point à partir duquel la droite  $\frac{a}{gS}$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur  $rZ_0 = H_0 + 10$ .

La construction de l'épure se poursuit de la même façon et ce durant un aller-retour de l'eau (Période ou l'intensité du coup de belier).

### 2.2.10. Pente de la droite $\frac{a}{gS}$ :

$$D = 0,2 \text{ m} \longrightarrow S = 0,0134 \text{ m}^2.$$

$$g = 9,8 \longrightarrow a = 1226,7 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{gS} = \frac{1226,7}{9,8 \cdot 0,0134} = 3986,42 \text{ m.}$$

Si l'échelle des pressions est graduée à raison de 1cm pour 5m; 3986,42 seront représentés par 797,28 m.

L'échelle de débit est graduée à raison de 0,00157 .

Pour 1 cm,  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  sera représenté par 636,94.

$$\text{d'ou } \text{tg} = \frac{h}{\dots} = \frac{797,28}{636,94} = 1,2517$$

$$\Longrightarrow \alpha = 51^\circ,38.$$

### 2.2.11. Protection des conduites au démarrage:

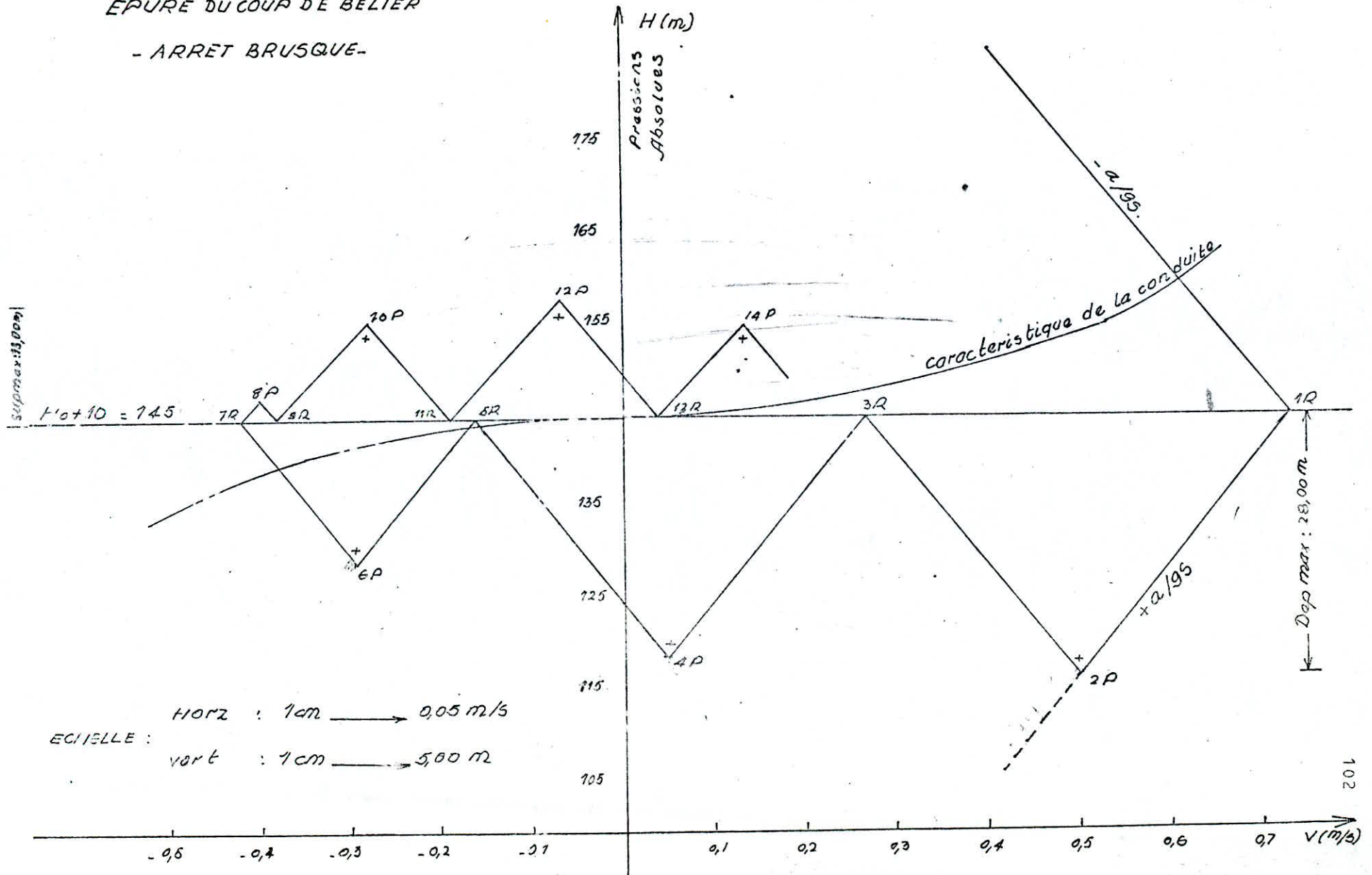
Tout comme l'arrêt brusque, la conduite de refoulement doit être protégée au démarrage du groupe. Le coup de belier à l'arrêt brusqué étant plus dangereux qu'au démarrage, nous nous sommes limité à l'étude du coup de belier, à l'arrêt. Quand au démarrage il sera impératif d'opérer à un démarrage à vanne fermée qu'on ouvre lentement.

./.



EPURE DU COUP DE BELIER

- ARRÊT BRUSQUE -



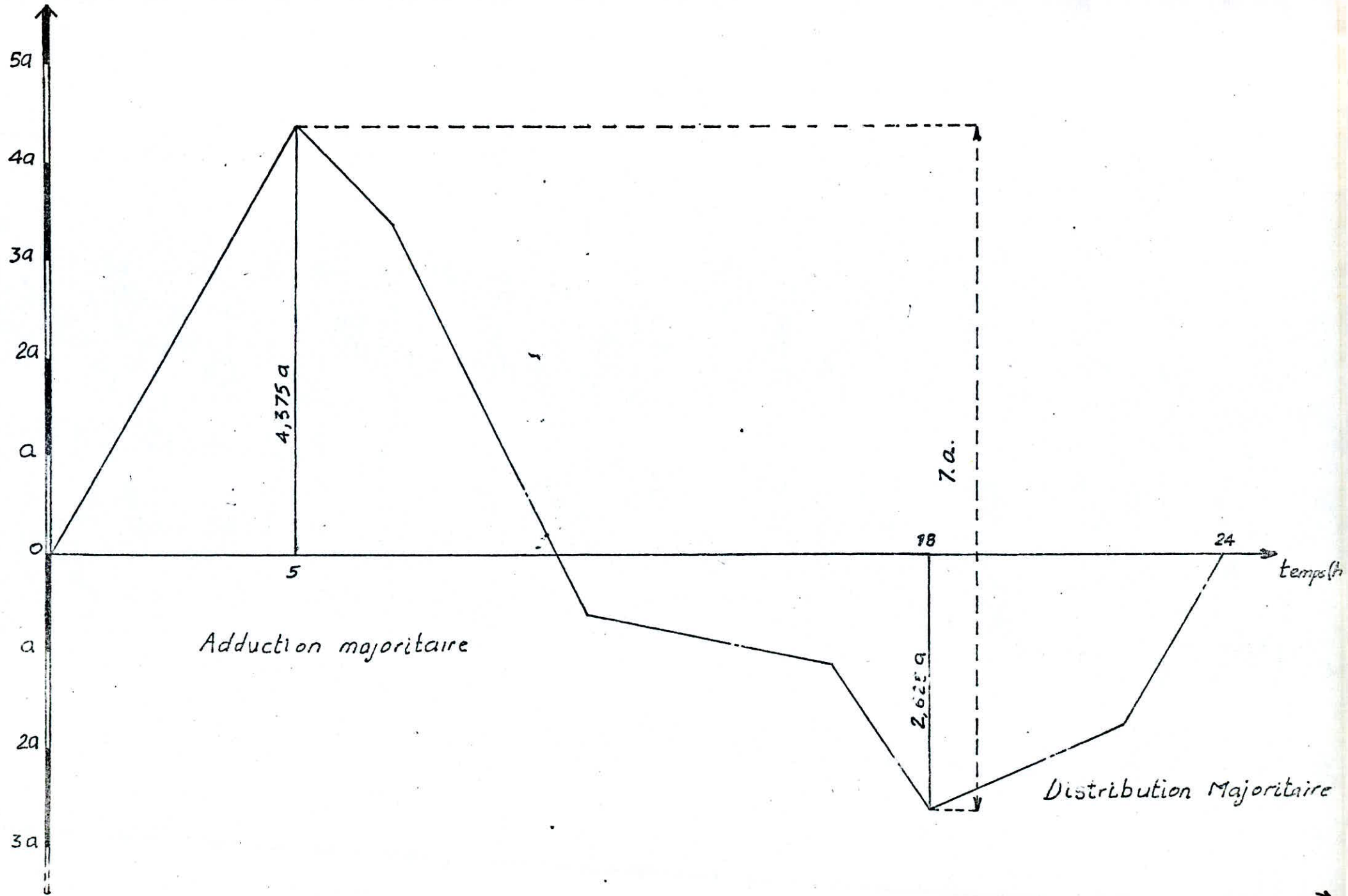


TABLE DE CALCUL

FORAGE - RESERVOIR ZONE BASSE  
(ARRÊT BRUSQUE)

1	Intervalles du temps $\theta$	
0	0	Variation du volume $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$ $= 0,2559 \cdot V_m$
$\theta$	0,157	Volume d'air $V_0 = 1,100$
2 $\theta$	0,310	Pression dans le réservoir d'air $Z - \frac{(Z_0 + S_0) U_0^2}{U^2} = \frac{175,7}{U^2}$
3 $\theta$	0,467	Vitesse dans la tubulaire de branchement $M : 18,9 \cdot V_f$ $D : 32,0 \cdot V_f$
4 $\theta$	0,620	P.D.C dans la tuyère. $M : \Delta h_1 = c_1 \frac{V_1^2}{2g} = 0,03163 \cdot V_1^2$ $D : \Delta h_2 = c_2 \frac{V_2^2}{2g} = 0,03928 \cdot V_2^2$
5 $\theta$	0,777	Pression dans la conduite avec P.D.C $M : Z - \Delta h_1$ $D : Z + \Delta h_2$
6 $\theta$	0,930	P.D.C refoulement $S$ $S = 34,85 \cdot V_f^2$
7 $\theta$	1,087	Pression dans la conduite sans P.D.C $M : Z - \Delta h_1 - S$ $D : Z + \Delta h_2 + S$
8 $\theta$	1,240	Vitesse lue sur le graphique $V_f$ .
9 $\theta$	1,397	Vitesse moyenne $V_m$
10 $\theta$	1,550	Désignation du point.
11 $\theta$	1,707	Vitesse finale choisie $V_f$ .
12 $\theta$	1,860	
13 $\theta$	2,017	
14 $\theta$	2,170	
15 $\theta$	2,327	
16 $\theta$	2,480	
17 $\theta$	2,637	
18 $\theta$	2,790	
19 $\theta$	2,947	
20 $\theta$	3,100	
21 $\theta$	3,257	
22 $\theta$	3,410	
23 $\theta$	3,567	
24 $\theta$	3,720	
25 $\theta$	3,877	
26 $\theta$	4,030	
27 $\theta$	4,187	
28 $\theta$	4,340	
29 $\theta$	4,497	
30 $\theta$	4,650	
31 $\theta$	4,807	
32 $\theta$	4,960	
33 $\theta$	5,117	
34 $\theta$	5,270	
35 $\theta$	5,427	
36 $\theta$	5,580	
37 $\theta$	5,737	
38 $\theta$	5,890	
39 $\theta$	6,047	
40 $\theta$	6,200	
41 $\theta$	6,357	
42 $\theta$	6,510	
43 $\theta$	6,667	
44 $\theta$	6,820	
45 $\theta$	6,977	
46 $\theta$	7,130	
47 $\theta$	7,287	
48 $\theta$	7,440	
49 $\theta$	7,597	
50 $\theta$	7,750	
51 $\theta$	7,907	
52 $\theta$	8,060	
53 $\theta$	8,217	
54 $\theta$	8,370	
55 $\theta$	8,527	
56 $\theta$	8,680	
57 $\theta$	8,837	
58 $\theta$	8,990	
59 $\theta$	9,147	
60 $\theta$	9,300	
61 $\theta$	9,457	
62 $\theta$	9,610	
63 $\theta$	9,767	
64 $\theta$	9,920	
65 $\theta$	10,077	
66 $\theta$	10,230	
67 $\theta$	10,387	
68 $\theta$	10,540	
69 $\theta$	10,697	
70 $\theta$	10,850	
71 $\theta$	11,007	
72 $\theta$	11,160	
73 $\theta$	11,317	
74 $\theta$	11,470	
75 $\theta$	11,627	
76 $\theta$	11,780	
77 $\theta$	11,937	
78 $\theta$	12,090	
79 $\theta$	12,247	
80 $\theta$	12,400	
81 $\theta$	12,557	
82 $\theta$	12,710	
83 $\theta$	12,867	
84 $\theta$	13,020	
85 $\theta$	13,177	
86 $\theta$	13,330	
87 $\theta$	13,487	
88 $\theta$	13,640	
89 $\theta$	13,797	
90 $\theta$	13,950	
91 $\theta$	14,107	
92 $\theta$	14,260	
93 $\theta$	14,417	
94 $\theta$	14,570	
95 $\theta$	14,727	
96 $\theta$	14,880	
97 $\theta$	15,037	
98 $\theta$	15,190	
99 $\theta$	15,347	
100 $\theta$	15,500	

-CONCLUSION :

Suivant nos calculs, on remarque que pendant la phase de dépression, le volume d'air est  $1,10\text{m}^3$ . A la fin de la dépression elle passe à  $1,327\text{m}^3$  et la pression dans la conduite tombe à  $118,209\text{ m}$  tandis que pendant la phase de surpression le volume d'air passe à  $1,080\text{m}^3$ . A la fin de la surpression la pression dans la conduite monte à  $157,923\text{m}$ . D'après les calculs effectués on voit que l'air peut occuper un volume maximal de  $1,327\text{m}^3$ , puisque l'air occupe le volume, il doit en resté de l'eau dans le réservoir, pour cela nous proposons de choisir un volume de  $2\text{m}^3$  et dans cette étude on prendra une conduite qui peut supporter jusqu'à  $16\text{ bars}$ .

Pour la vidange nous pouvons utiliser un robinet-vanne.

## I. PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION :

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques, qui se manifestent à la surface de séparation métal-milieu ambiant. Ce sont généralement des réactions d'oxydation.

Si le processus de corrosion est très important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite, et même parfois une perforation de celle-ci donc les tuyaux métalliques, et surtout les tuyaux en acier, doivent être soigneusement protégés contre la corrosion.

Pour cela nous préconisons donc les protections suivantes:

- Protections externe;
- Protection interne.

### 1.1. Protection externe:

#### 1.1.1. Enrobage.

Ces conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de la bitume et on doit assurer la conduite de cet enrobage au droit des joints.

### 1.2. Protection cathodique:

Il peut y avoir des défauts d'isolation de la conduite qui rendent la protection cathodique nécessaire.

Pour cela la protection cathodique consistera :

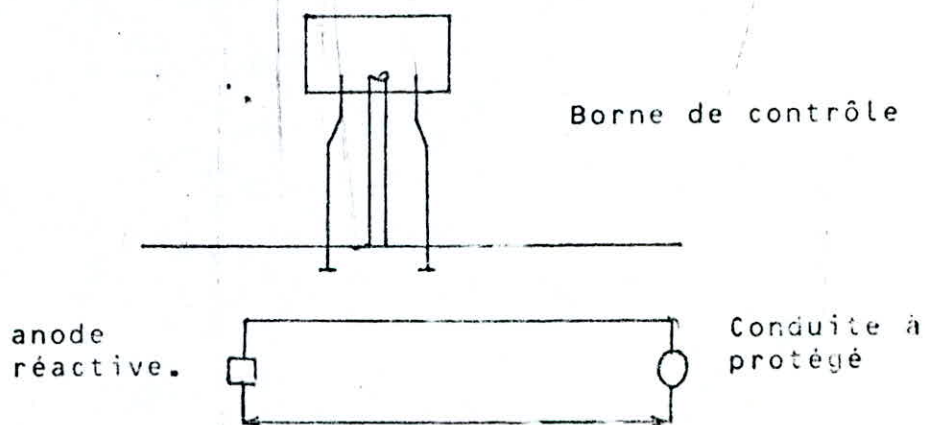
- soit à constituer avec un métal électro-négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode;

./.

- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure (Borne négative) et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

### 1.3. Protection par anodes réactives:

Cette méthode consistera à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (Zinc ou magnésium) de façon à former des piles dont la cathode est la canalisation. La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols pour faciliter le passage du courant, mais il est préférable de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux (sols imperméables) les anodes doivent être posées de 2 à 3 mètres environ de la conduite.



Ce dispositif convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faibles longueurs, car il ne nécessite pas un nombre important d'anode.

En présence de courant vagabondo, ce procédé ne convient pas.

### 1.4. Protection par soutirage de courant:

Cette méthode consiste à provoquer la chute de potentiel de la conduite. A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé) on relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à de vieux rails disposés à une profondeur environ de 1,20 m.

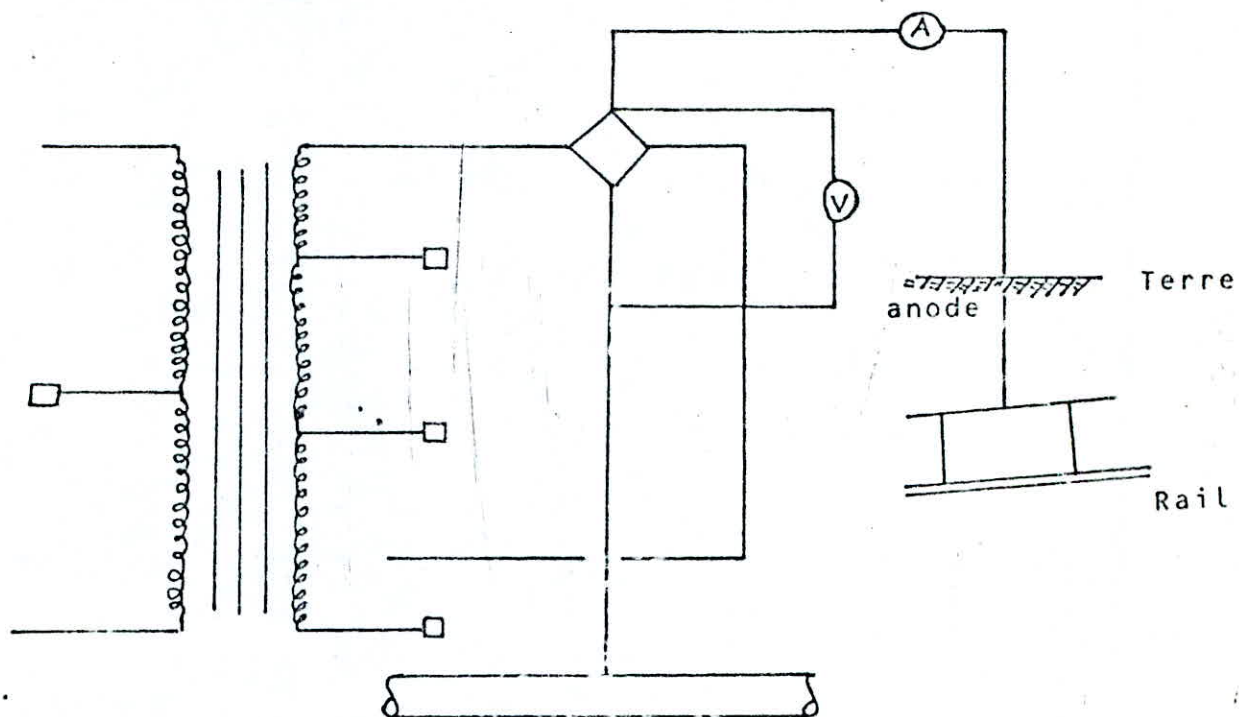
./.

./.

La distance minimale séparant la conduite aux rails soit de 50 m environ.

Dans ce cas les rails (Anode) se corrodent au profit de la conduite (cathode).

#### SCHEMA D'INSTALLATION



#### 1.5. Protection interne:

Pour éviter tout risque d'oxydation il sera recommandé que les conduites soient revêtues intérieurement d'un enduit par exemple: par une peinture bitumineuse.

## 2. POSE DES CONDUITES .

### 2.1. Pose des conduites en tranchée :

Cette opération s'effectue par tronçons successifs en débutant par les points hauts de façon à éviter s'il existe, l'écoulement naturel d'eau d'infiltration .

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler, des élargissements de la tranchée appelée niches se font au niveau des joints pour faciliter le raccordement ou la soudure. La largeur du fond (E) sera égale à  $E = D + 2 \times 0,30 (m)$ . Ces niches seront séparées d'une distance de 40 m. La profondeur de fouille dépend du diamètre de la conduite, de la température du lieu -(maximal-minimal)-.

$$(h > D + 0,80 (m) )$$

Le fond de la tranchée est choisi de telle manière que la température de l'eau reste constante afin d'éviter les dégâts qui pourront être causés par le gel et de protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

La profondeur est recouverte d'un lit de pose de 0,20 m.

Le lit de pose doit être constitué soit en gravier dans le terrain ordinaire, soit des pierres cassées qui servent de drains dans les terrains rocheux ou imperméables . Le remblai se fait d'une succession de couches soigneusement tassées et arrosées . Nous préconisons un remblai de gravier naturel afin d'éviter la corrosion pour notre conduite en acier. Lorsque le remblai atteint 0,2 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, le reste est exécuté à l'aide de tout venant, l'angle d'inclinaison de la fouille est  $= 60^\circ$  pour la section trapézoïdale, afin d'éviter les affouillements.



./.

$$I = \text{ctg } 60^\circ = 0,577$$

La section A =  $(B + Ih) h$

Volume du déblai  $V = AL = (B + Ih)hl.$

B = Largeur du fond de fouille.

h = Profondeur de la fouille.

l = Longueur de la tranchée.

I = Inclinaison du talus.

## DEUXIEME PARTIE

### ASSAINISSEMENT

#### CHAPITRE -I-

##### I. INTRODUCTION :

A cause des exigences sanitaires, et en faveur de l'évolution socio-économique en Algérie, l'assainissement de chaque agglomération consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation, les eaux usées d'origine domestique et pluviale de telle façon que ces eaux évacuées ne puissent souiller l'environnement.

Ainsi c'est sur cette base de recommandation que notre étude se fera .

##### 2. SITUATION EXISTANTE :

Le réseau neuf posé récemment en (1977) consiste en :

.Un collecteur principal qui longe l'Oued DJEMAA et qui s'achève en une fosse septique avant le reget en milieu naturel.

.Quatre (04) collecteurs internes assurent en système unitaire l'évacuation des eaux pluviales et usées de Aomar gare. Ce réseau se trouve souvent chargé surtout en période de fortes averses, d'ou inondation.

##### 3. TOPOGRAPHIE :

Le terrain présente des pentes importantes, dans la direction Nord-Sud, les pentes sont en moyennes de 10 %.

./.

./. .

#### 4. CHOIX DU SYSTEME :

Etant donné que le terrain présente des pentes fortes, celles-ci permettent une évacuation directe des eaux pluviales par voies superficielles (les fossées et l'Oued n'est pas éloigné des points collectés.

Les extensions prévues dans le cadre de P.U.D. seront réalisés d'ou le réseau unitaire existant en aval servant d' exutoir sera saturé s'il reçoit les eaux pluviales de la partie amont.

Pour ne pas arriver à cela nous proposons dans cette étude de réaliser un réseau séparatif pour les collecteurs à projeter; les eaux pluviales seront évacuées par voies superficielles. De plus nous proposons de réaliser un déversoir d'orage pour dégager le surplus des eaux pluviales en période de charge.

Ces collecteurs en aval, se joindront après le déversoir au collecteur existant, ceci pour utiliser dans la mesure du possible les collecteurs dont le réseau a été posé en 1977.

C H A P I T R E -II-

**I. DEBITS DES EAUX USEES :**

Dans cette étude on estime à 80 % la proportion d'eau évacuée par rapport à l'eau distribuée. Les valeurs des débits, comprennent ceux des usagers domestiques et aussi non domestiques telles que l'administration, les collectivités, les établissements d'enseignement etc...

**1.1. Valeur de consommation en eau :**

$Q_m$  = Débit moyen journalier 200l/j/hab.

$Q_{mm}$  = Débit moyen au jour le plus chargé

$$Q_{mm} = 1,2 * 200 = 240 \text{ l/j/hab.}$$

Valeur de rejet à l'égout:

$Q_{max}$  : Débit de pointe

$$Q_{max} = Q_{mm} * P^* \text{ (l/s) ou}$$

$$P^* = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mm}}} \leq 4$$

$$Q'_{mm} = 0,8 * 240 = 192 \text{ l/j/hab.}$$

Pour chaque tronçon nous aurons:

$$Q_{mm} = \frac{192 * \text{Population}}{86400}$$

Les eaux usées à évacuer:

HORIZON	POPULATION	$Q_{mm}$	$Q_{max}$
2010	8069	17,93	37,48

./.

./.

REMARQUE :

Quand à la répartition des débits, elle est déterminée selon les prévisions de P.U.D. en se basant sur les surfaces à desservir par chaque tronçon: il a été défini deux types -02- de densité, forte et faible. Chaque superficie planimétrée sur le plan d'urbanisme et classée d'après les caractéristiques de densité, Pour trouver les nombres d'habitants et ainsi le débit par tronçon voir les tableaux de calcul.

2. CALCUL HYDRAULIQUE DES RESEAUX :

Pour les calculs hydrauliques nous avons utilisé la formule de CHEZY qui servira de base au dimensionnement des collecteurs.

$V = C \sqrt{RI}$  dans laquelle

I = Pente du collecteur

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

R = Rayon hydraulique

$$C = \frac{87}{1+\gamma} \sqrt{R} = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

La valeur de  $\gamma$ , coefficient de BAZIN, dépend de la rugosité de la conduite.

2.1. Réseau séparatif :

Pour le débit des eaux usées à évacuer on tient compte seulement du débit de pointe.

Le coefficient  $\gamma$  de la formule de BAZIN peut être pris égal à 0,25

d'ou

./.

./.

$$C = K R^{1/6}$$

$$V = K R^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q = V \cdot A \text{ (m}^3/\text{s)}$$

K : Coefficient de rugosité

K = 70 (collecteur en béton avec plusieurs branchements).

Dans laquelle

$$\text{Rayon hydraulique } R = \frac{A}{P} \text{ (m)}$$

A = Surface mouillée

P = Périmètre mouillé

I = Pente hydraulique m/m

Comme les valeurs des débits ne sont pas grandes on a obtenu un réseau de section homogène de 250 mm de diamètre avec l'utilisation minimum du diamètre choisi.

## 2.2. Réseau unitaire :

Pour le débit à évacuer, on tient compte du débit d'eau pluviales plus le débit moyen du mois de pointe de l'année des eaux usées.

### 2.2.1. Calcul des débits pluviaux :

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

$$Q_p = C \cdot i \cdot A \text{ ou: } -C : \text{Coefficient de ruissellement égal à } 0,4 \text{ pour Aomar gare.}$$

-i : Intensité de la pluie.

-A : Superficie du bassin d'apport (ha)

./.

./.

Le calcul du réseau unitaire a été effectué pour une période de retour de 2 ans, la relation fréquence, durée, intensité sont données par la pluviométrie de la ville d'Aomar.

- Durée de la précipitation  $t = 15\text{mm}$
- Période de retour 2 ans
- Fréquence de dépassement  $n = 1/2 = 0,5$
- Intensité de la pluie  $C=63\text{ mm/h}$

Ces valeurs nous ont été fournies par la station météorologique de Tizi-Ouzou.

### 2.2.2. Calcul des débits de pluie:

$$L = \frac{\text{Hauteur}}{\text{Durée}} = \frac{N}{T} \quad (\text{mm/min})$$

A partir de l'intensité on calcule la précipitation

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

d'où  $L = \frac{63}{60} \text{ mm/h}$  soit  $\frac{63}{60} = 1,05 \text{ mm/min}$

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

### 3. VERIFICATION DES SECTIONS EXISTANTES :

En égard aux dépôts qui peuvent se former, le coefficient de la formule de BAZIN a été pris égal à 0,46 ainsi le coefficient de CHEZY peut être représenté par l'expression approximative  $\rightarrow C = 60 R^{1/4}$  en écoulement gravitaire, il peut être fait appel à la formule de MANNING-STRICKLER pour le calcul de la vitesse d'écoulement :

$$V = 60 R^{3/4} \cdot I^{1/2}$$

A partir du rapport des débits ( $\alpha$ ) et cela à l'aide de l'abaque de BAZINE on détermine la hauteur de remplissage ainsi que le rapport des vitesses

$$\beta = \frac{V_u}{V_{p5}} ; \quad \gamma = \frac{h}{H} \quad \text{d'où}$$

$$V_u = \beta \cdot V_{p5} \quad (\text{m/s})$$

$h$ : hauteur de remplissage

$$h = \gamma \cdot H \quad (\text{mm})$$

$H$ : hauteur de la conduite

./.

./.

### 3.1. Vitesse d'autocurage :

La vitesse d'autocurage exprime la vitesse de l'eau pour le 1/10 à pleine section. Les vitesses d'autocurage se déduisent donc en multipliant la vitesse  $V_{p_s}$  par 0,6.

$$(1/10 Q_{p_s}) = 0,6 V_{p_s} \quad (\text{m/s})$$

La vitesse fixée pour l'autocurage est de 0,6 m/s elle est conditionnée par  $V_{p_s}$ .

Remarque :

D'après le tableau de calcul, on doit réaliser un déversoir d'orage au point 11 du collecteur I pour dégager le surplus des eaux pluviales en période de charge. (voir planche N° ).

Il faut noter aussi que la construction d'une station d'épuration est importante ceci pour éviter la pollution de la nappe phréatique au niveau de l'Oued DJEMAA.

La station d'épuration devra être réalisée dans la partie aval de la future agglomération - à l'ouest au niveau de l'Oued Djenâa à l'extérieur du périmètre urbain.

### 3.2. Dimensionnement du déversoir d'orage projeté :

Un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviales de manière à réagir sur l'économie en réduisant les dimensions du réseau aval; d'où le dimensionnement de celui-ci se compose de :

- La hauteur du seuil de déversement;
- La longueur au seuil de déversement.

#### \*3.2.1. Hauteur du seuil de déversement :

Le tuyau d'arrivage au déversoir d'orage a pour caractéristiques:

- Le diamètre  $\emptyset$  (mm)
- La hauteur d'eau H mm
- Débit en pleine section  $Q_{p_s}$  (m<sup>3</sup>/s)
- Débit par temps de pluie  $Q_p$  (m<sup>3</sup>/s)
- Débit par temps sec  $Q_{p_u}$

./.



./.

Comme on a pris le coefficient de dilution égale à 3 alors le débit qui sera évacué, et qui va acheminer dans le tronçon sera égale à :

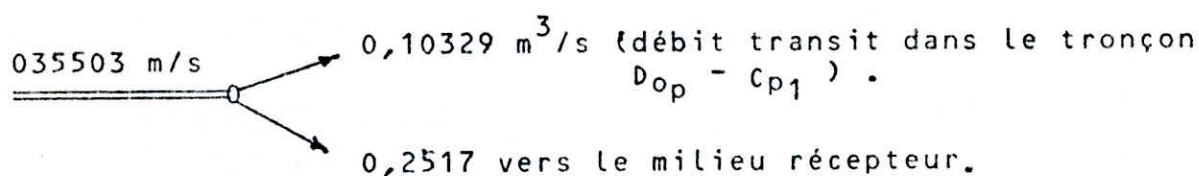
$$Q_{pu} = 34,43 \text{ l/s} = 0,03443 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{div} = 0,03443 + 2 \cdot 0,03443 = 0,10329 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le débit qui va vers le milieu du récepteur ( Oued ) soit égal :

$$Q_r = Q_p - Q_{div} =$$

$$Q_o = 0,35503 - 0,10329 = 0,25174 \text{ m}^3/\text{s}.$$



\*3.2.2. Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage.

$$Q_p = 355,03 \text{ l/s} ; Q_{ps} = 342,11 \text{ l/s}$$

$$\alpha = \frac{Q_p}{Q_{ps}} = \frac{355,03}{342,11} = 1,03 \xrightarrow{\text{Abaque}} \gamma = 0,86.$$

$$h = \gamma \cdot D = 0,86 \cdot 600 = 516 \text{ mm}$$

-Par 3 X débit de temps sec

$$\alpha = \frac{Q_d}{Q_{ps}} = \frac{103,29}{342,11} = 0,30 \xrightarrow{\text{Abaque}} \gamma = 0,36.$$

$$\Rightarrow h = 216 \text{ mm}.$$

-3X débit de temps sec, c'est-à-dire 103,29 l/s débit transit dans le tronçon D<sub>0p</sub> - C<sub>p1</sub>.

Pour 103,29 l/s (Ø600) a une hauteur de 216 mm dans le tuyau; donc la hauteur du seuil du déservoir h<sub>w</sub> = 216 mm.

./.

./.

$$Q_0 = \frac{2}{3} \cdot N^- \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2};$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{N^- \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}} \quad ; \quad N^- = 0,6 \text{ pour le seuil du déservoir.}$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{0,25174}{0,6 \sqrt{19,62} \left(\frac{0,3}{2}\right)^{3/2}} = 2,44 \text{ mm}$$

Toute fois, il faut affecter à la longueur  $b$  un coefficient de sécurité compris entre  $(1,5 \div 1,75)$  donc la longueur finale du déservoir sera égale à  $4,15$  on prendra  $b = 5\text{m}$

#### \*- Choix du type de tuyau:

Nous avons choisi des tuyaux en béton armé en évitant les stagnations pouvant donner naissance à l'hydrogène sulfure, ainsi qu'une bonne ventilation par l'installation de regards .

#### - Pose des conduites :

Les conduites seront enterrées en profondeur  $\approx 2\text{m}$ , les conduites des eaux usées sont placées à  $(10 \text{ ou } 25 \text{ cm})$  sous les conduites d'eau potable.

### 4. OUVRAGES :

#### \*.Étanchéité.

L'étanchéité d'un tuyau dépend de la compacité du matériau constitutif ; l'étanchéité dépend essentiellement des joints, nous préconisons des joints en caoutchouc, ces joints sont étanches aux eaux extérieures et intérieures.

#### \*.Regards.

Seront placés tous les  $50 \text{ m}$ , ils sont construit en vue de la surveillance et du nettoyage du réseau de canalisation, ainsi que pour la ventilation.

./.

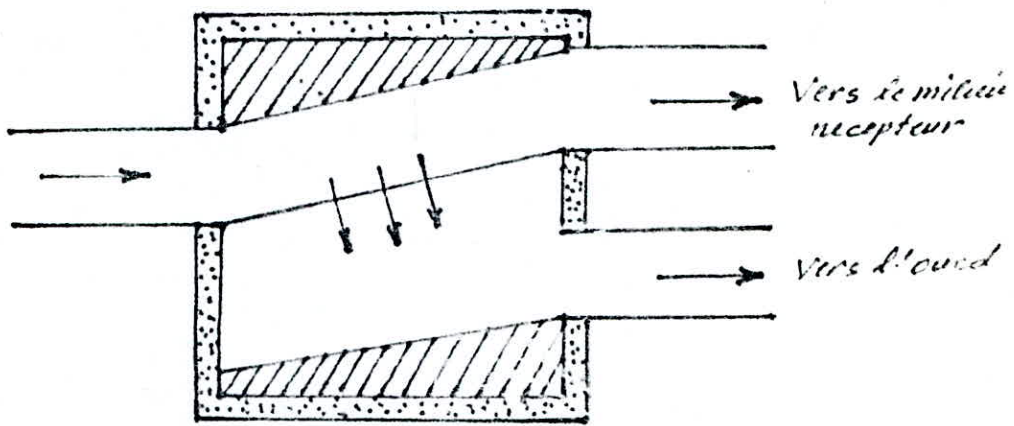
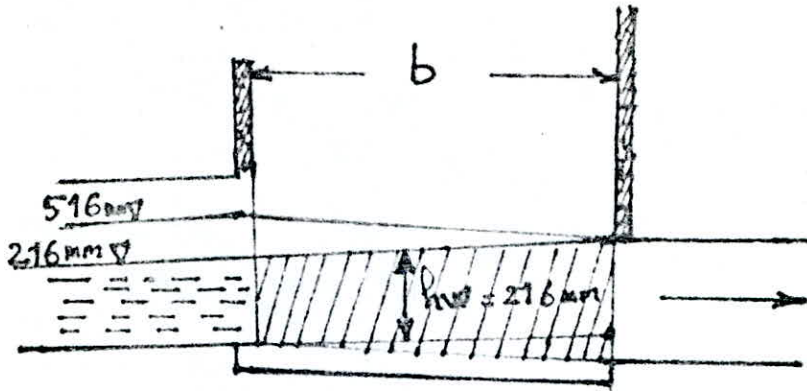
./.

\*.Bouche d'égouts.

Servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir garantissent une meilleur aération du réseau.

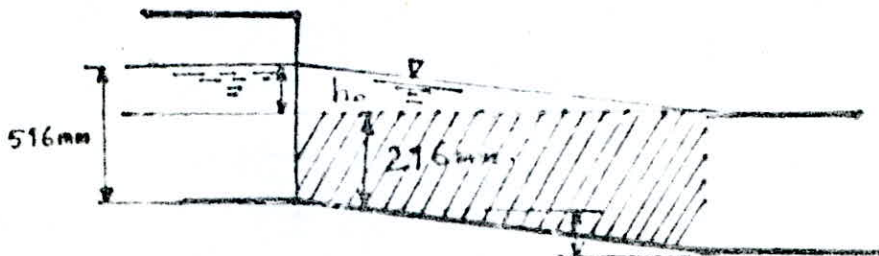
\*CONCLUSION :

Nous ne pouvons pas affirmer que ce modeste travail soit directement exécutable, mais néanmoins il pourrait servir d'avant projet.



Vue en plan:

Calcul de la longueur du seuil de déversoir



$$h_0 = 516 - 216 = 300 \text{ mm}$$

## BIBLIOGRAPHIE

---

- HYDRAULIQUE URBAINE -TOME II-

A. DUPONT

- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE.

G. LAPRAY

- AIDE-MEMOIRE D'HYDRAULIQUE URBAINE.

J. BONNIN

- CATALOGUE DES POMPES.

JEUMONT SCHNEIDER.

- COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN .

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES -ALGER.

