

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

### PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

# A.E.P. ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N. DE KOLEA (W. BLIDA)

Proposé par :  
CNERU-BLIDA

Etudié par :  
A. ALIDRA  
A. HADJIRIOU

Dirigé par :  
M<sup>r</sup> BOUACHE



PROMOTION : JUIN 84



# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

# A.E.P. ET ASSAINISSEMENT DE LA Z.H.U.N. DE KOLEA (W. BLIDA)

Proposé par :  
CNERU-BLIDA

Etudié par :  
A. ALIDRA  
A. HADJIRIOU

Dirigé par :  
M<sup>r</sup> BOUACHE

PROMOTION JUIN 84

A. ADJIRIOU

A. ALIDRA

Dirigé par Mr BOUACH

Résumé du sujet

La présente thèse traite de l'étude des besoins en eau potable et de l'assainissement de la ZHUN de KOLEA qui s'étale par une superficie de 40 ha avec une population de 11000 habitants.

L'eau est distribuée à partir d'un réservoir qui est alimenté d'une station de pompage regroupant cinq(5) puits situés à proximité de l'Oued Mazafran.

Summary of subject.

The present thesis deals with the study of drinking water supply and drainage system to ZHUN in KOLEA.

The ZHUN covers an area 40 hectares with a population of 11000.

The water is distributed from a water-tank which is fed by a pumping station content 5 well, situated near the oued Mazafran.

ملخص

يحتوي هذا المشروع على دراسة إيصال المياه الصالحة للشرب والتطهير لمنطقة السكن الحضري الجديدة لبلدية قليعة ( ولاية البليدة ) التي تتسع مساحتها 40 هكتار وتحتوي على 11000 نسمة .

توزع المياه من الخزان الذي يملأ انطلاقا من مضخة للمياه التي تحتوي على

خمسة (5) آبار الموجودة بقرب وادي ما زفران 0

## REMERCIEMENTS

=====

Nous tenons à exprimer au terme de cette étude notre sincère reconnaissance et profonde gratitude :

- . A Notre promoteur Monsieur BOUACHE pour tous ces conseils
- . A tous ceux qui ont contribué à notre formation.
- . Aux membre du Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

A. ALIDRA

A. HADJIRIOU

-- D E D I C A C E S --

-----0o0o0-----

Je dédie cette thèse A :

- . Mes Très Chers Parents
- . Mes Frères et Soeurs
- . Mes Grands Parents
- . Mon oncle Hafid
- . Mon beau-frère Abdelweheb, sa Femme et leur fils " NASSIM "

A Tous Mes Amis.

HADJIRIOU - ABDELMADJID

A. ELIDRA

--- T A B L E    D E S    M A T I E R E S    ---  
-----0o0oo0o0-----

PREMIERE - PARTIE : A.E.P.

=====

CHAPITRE I : GENERALITES .

	Pages
1.- Introduction .....	1
2.- Situation Géographique .....	1
3.- Situation climatique .....	1
4.- Situation Démographique .....	1
5.- Situation Actuelle (ressource en eau).....	2

CHAPITRE II :

1.- Evaluation des consommations .....	3
2.- Etude des problèmes posés par la variation du débit .....	6
3.- Calcul du déficit .....	7
4.- Proposition et action à entreprendre .....	10

CHAPITRE III : DISTRIBUTION

1.- Conception du réseau .....	11
2.- Détermination des débits aux noeuds .....	11
3.- Calcul du réseau de distribution .....	11
a) principe de calcul.....	15
b) calcul des pertes de charges .....	15
c) détermination du débit correctif.....	16
4.- Equipement du réseau de distribution .....	27
a) nature des canalisations .....	27
b) Appareils et accessoires .....	27
5.- Dimensionnement de la conduite d'amené .....	28
6.- Calcul des pressions au sol .....	31

## CHAPITRE IV : ADDUCTION

1.- Etude du tracé .....	35
2.- Choix du type du tuyau .....	35
3.- Calcul du diamètre économique .....	35
a) Méthode de calcul de l'adduction par refoulement .....	37
b) calcul des pertes de charges totales .....	37
c) calcul de la hauteur manométrique .....	38
d) Puissance absorbée par la pompe .....	38
e) Energie consommée annuellement .....	38
f) Annuité.....	39
4.- Calcul de l'adduction Fp - Sp .....	40
5.- Calcul de l'adduction Sp - Réservoir (5000 m3) .....	42
6.- Dimensionnement de la conduite gravitaire reliant $R_2 - R_1$ ..	45

## CHAPITRE V : CHOIX DE POMPES

1. — Choix du Groupe — — — — —	49
2. — Caractéristique de la conduite et de la pompe — —	49
3. — Justification du choix du groupe — — — — —	52
<i>electro-pompe</i> — — — — —	54

## CHAPITRE VI : POSE DES CANALISATIONS

1.- Stockage et approvisionnement .....	54
2.- Pose des conduites .....	54
a) Largeur de la tranchée .....	54
b) Profondeur de la tranchée .....	54
c) Fond de la tranchée .....	55
d) Remblayage des fouilles .....	55
3.- Modalités et précautions à prendre .....	55

## CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

1. — Etude du phenomene	57
2. — Causes et effets	57
3. — Interpretation physique du phenomene	57
4. — Moyens de protection	58
5. — Principe du Reservoir d'air	59
6. — Methode de calcul du coup de Belier	59
7. — Interpretation des calculs (Refoulement)	66
a) Valeur de la celerite	67
b) temps de retour de l'onde	67
c) Max du coup de Belier sans systeme anti-Belier	67
d) Variation du volume d'air	68
e) Pression dans le reservoir d'air	68
f) P.D.C au niveau de la tuyere	68
g) Pression dans la conduite avec P.D.C	70
h) P.D.C au refoulement	70
i) Pression dans la conduite sans P.D.C	72
j) Determination de la pente de la droite $\frac{a}{g \cdot s}$	72

## CHAPITRE VIII : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1. — Corrosion Interne	76
a) Generalites	76
b) Procedes de lutte	76
2. — Corrosion Externe	76
a) Corrosion par formation de piles	76
b) Corrosion par suite d'influence d'une source electrique	76
3. — Lutte Contre la corrosion externe	76
a) Protection par anode reactive	77
b) Protection cathodique par soutirage de courant	77

## DEUXIEME PARTIE - ASSAINISSEMENT

=====

### CHAPITRE I : GENERALITES

	Pages
1.- Introduction .....	80
2.- Type d'eau a évacuer .....	80
3.- Situation Sanitaire actuelle .....	80

### CHAPITRE II :

1.- Choix du système d'évacuation .....	81
2.- Conception du réseau .....	81

### CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

1.- Détermination des débits des eaux pluviales .....	82
a) coefficient de ruissellement .....	82
b) intensité de la pluie .....	82
c) calcul de surfaces .....	82
2.- Détermination des débits des eaux usées .....	82
a) débit maximum par temps sec (pendant la journée).....	83
b) débit minimum par temps sec (pendant la nuit).....	83
c) débit de pointe .....	83
d) débit total .....	83

### CHAPITRE IV : OUVRAGES DU RESEAU

1.- Bouches d'égout .....	84
a) Rôles .....	84
b) caractéristiques .....	84
2.- Regards de visites .....	84
a) Rôles .....	84
b) Espacement et emplacement .....	84

## CHAPITRE V : POSE DES CONDUITES

1.- Choix du matériaux .....	86
2.- Types de joints .....	86
3.- Pose de canalisations .....	86
4.- Exécution de la tranchée .....	86
5.- Profondeur de la tranchée .....	86
6.- Étanchéité des tuyaux.....	86
7.- Remblaiement des tranchées .....	87

## CHAPITRE VI : ENTRETIEN DES RESEAUX ET PROTECTION

1.- Entretien des réseaux d'égouts .....	88
2.- Protection des canalisations .....	88

## CHAPITRE VII : INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL .....

89

--- N O M E N C L A T U R E ---

=====

TABLEAUX

=====

	Pages
Dotation des Equipements .....	3
Besoin en eau de la tranche I .....	4
Besoin en eau de la tranche II .....	5
Besoin en eau de la tranche III .....	5
Caractéristiques des Mailles .....	12
Débits soutirés .....	13
.....	14
Calcul du R. Maillé .....	20
Calcul des Pressions .....	33
Résultats du coup de bélier (Arrêt brusque).....	74

FIGURES

=====

Répartition supposée des débits .....	19
Répartition Définitive des Débits .....	26
Equipement Hydraulique .....	29
Pose des Conduites .....	56
Adduction existante .....	36
Adduction Nouvelle .....	44
Adduction gravitaire entre les deux réservoirs .....	48
Point de fonctionnement de la pompe .....	53
Perte de charge à la montée et à la descente dans le réservoir .....	64
.....	75
Epure de Bergeron .....	60
Réservoir d'air .....	78
Protection des conduites contre la corrosion .....	93
Assainissement schémas général .....	93

## ABAQUES

=====

Diagrammes de Moody .....	32
Coefficient de la P.D.C. dans une tuyère .....	71
Formule de Bazin (annexe VII).....	91
Variation de Q et vitesse en fonction de H remplissage (annexe X).....	92

## PLANCHES

=====

Profil en long du tronçon de distribution (3.4.19.18.14) .....	N° 1
Calcul du réseau Maillé .....	N° 2
Profil en long de la conduite d'adduction .....	N° 3
Profil en long du collecteur principal (C C' M J K) .....	N° 4
Dimensionnement des collecteurs principaux .....	N° 5

1<sup>ere</sup> Partie

A·E·P de la ZHUN

## Généralités

1°)-Introduction:

L'objet de notre présente étude, consiste à l'alimentation en eau potable et à l'assainissement de la zone d'habitations urbaines nouvelles de KOLEA. La ville de KOLEA est confrontée aux phénomènes d'accroissement démographique comme toute autre ville d'ALGERIE. Pour parer à ces problèmes toujours croissants, il a été décidé la construction de cette Z.H.U.N au nord de la ville.

2°)-Situation Géographique:

La ZHUN se situe au Nord du centre ville, elle est limitée par:

- la limite communale au Nord,
- la route reliant le centre ville avec le C.W 126 à l'Est
- le quartier spontané BEN-AZZOUZ au Sud.

Le périmètre de la ZHUN couvre une superficie de 40 ha environ.

L'altitude minimale est de 160m NGA, et l'altitude maximale est de 185 m NGA.

Le Terrain de la ZHUN est accidenté, il descend du Nord au Sud vers le centre ville.

La majorité de la superficie est considéré comme des terrains vagues destinés aux réserves foncières de la ville.

3°)-Situation climatique :

Vu sa position géographique la ZHUN possède le même climat que celui de la ville de KOLEA, c'est à dire un climat sublittoral. La température moyenne est de 26,5°C en été (AOÛT) et 11° C en hiver (JANVIER).

La précipitation atmosphérique est de 700 mm/an et les vents dominants sont:

- en été : Nord - Est
- en hiver: Sud - Ouest

4°)-Situation démographique :

En dehors des équipements divers, la ZHUN comporte au total 1515 logements repartis comme suit:

- 1364 logements collectifs
- 151 logements individuels (sous forme de lotissement)

La hauteur des constructions est établie au maximum R:4 pour l'habitat collectif et R+1 pour l'habitat individuel.

A raison de sept (07) personnes par logements en moyenne, la population est évaluée environ à 11000 habitants.

La ZHUN sera conçue en trois (03) tranches, et aucune extension n'est prévue.

5°)-Situation actuelle (Ressource en eau)

a)-Actuellement la ville de KOLEA est alimentée à partir de (04) forages situés à proximité d'une station de pompage près de l'ouest MAZAFRAN en bordure de la route departementale N°7.

La capacité des forages est de l'ordre de  $500 \text{ m}^3/\text{h}$  soit  $1391/\text{s}$ .

La station de pompage comporte trois groupes electro-pompes installés récemment de  $101 \text{ l/s}$  chacun et fonctionnant  $24^{\text{h}}/24$

Il est à noter que la station de pompage était alimenté uniquement par trois forages de  $841/\text{s}$ , le quatrième est récemment mis en exploitation d'une capacité de  $551/\text{s}$  et relie directement à la bache de reprise de la station de  $1000 \text{ m}^3$

b)-Deux conduites en parallèles de diamètre 250 mm et 350 mm, relie la station de pompage au nouveau Reservoir de  $5000 \text{ m}^3$  qui à son tour alimente gravitairement deux reservoirs anciens de  $3250 \text{ m}^3$  ( $2000+1250$ )

Donc la capacité total de stockage est de  $8250 \text{ m}^3$

$R_1$  :  $C_r = 188 \text{ m NGA}$

$R_2$  :  $C_{rp} = 192 \text{ m NGA}$

$R_2$  :  $C_r = 222 \text{ m NGA}$  ;  $C_{rp} = 226 \text{ m NGA}$



Tableau N°1 : Besoin en eau de la tranche I

Type	Designation	Nbre	Surface habitant m <sup>2</sup>	Dotation l/j/hab	Consommation journalière (m <sup>3</sup> /j)
Population	Habitants	-	4949	150	742,35
SCOLAIRE	Ecole Maternelle	2	480	60	28,8
	Ecole Fondamentale	1	2520	25	63
	C.E.M.	2	1600	25	40
	Creche	2	240	120	28,8
SANITAIRE	Centre de santé et Pharmacie	1	1000	5	5
	Stade scolaire	1	6280	2	12,56
SPORTIFS	P.E.P.S	1	2500	2	5
	COMMERCE	SNNGA	1	1650	5
Marché Couvert		1	1800	5	9
Restaurant		1	150	2	0,3
Petits commerce et service en détail		1	2350	4	9,4

Σ : 952,46

...../.....

Tableau N°2 Besoins de la Tranche II

Type	Designation	Nbre	Habitants et surface	Dotation l/j/hab-m <sup>2</sup>	Consommation Journalière m <sup>3</sup> /j
Population	Habitants	-	1988	150	298,2
Scolaire	Ecole Fondamentale	1	2520	25	63,0
Sportifs	Stade de daïra	1	22500	5	112,5
	Salle de Sport	1	1800	3	5,4
	Piscine	1	600	160	96,0
	P.E.F.S	1	2500	2	05,0
	Terrain de sport(V.H.B.T)	1	3200	2	6,4
Commerce	Restaurant	1	200	2	0,4
	Service en détail	1	150	4	0,6
Equipements Administratifs	Antenne Pst.T.	1	1000	5	5
	/ / A.P.C+Police	1	1000	10	10
	Organisation de Masse	1	500	3	1,5
Socio Culturel	Mosquée	1	1500	30	45
	Bibliothèque	1	900	3	2,7
	Cinéma	1	1200	3	3,6
	Maison de jeune	1	500	3	1,5
	Salle polyvalente	1	600	3	1,8
<b>Σ =</b>					<b>658,60</b>

Tableau N°3 :Besoins de la tranche III

Type	Désignation	Nbre	Occupation m <sup>2</sup> -hab	Dotation l/j/m <sup>2</sup> -hab	Consommation Journalière m <sup>3</sup> /j
Population	habitants	-	3668	150	550,20
Scolaire	Ecole Maternelle	1	240	60	14,4
	Creche	1	120	120	14,4
	Ecole Fondamentale	1	2520	25	63,0
Sportifs	P.E.P.S	1	2500	2	5,0
Commerce	Commerce et service en détail	1	800	4	3,2

Tableau de consommation de toute la ZHUN.

N° des Tranches	Besoins.
I	952,46
II	658,60
III	650,20
	$\Sigma = 2261,26$

d'où la consommation moyenne journalière de toute la ZHUN sera:

$$C_{mj} = \frac{C_{T_I} + C_{T_{II}} + C_{T_{III}}}{\text{Nbre de la population}} = \frac{2261,26}{10605} \times 1000$$

$$C_{nJ} = 213.23 \text{ l/j/hab.}$$

2°)-Etude des problèmes posés par la variation du debit:

Les differentes pointes, journalières, mensuelles et saisonnières engendrent des problèmes de variation de debit.

\*La consommation moyenne journalière qui est la somme de tous les besoins journalier (Domestiques, scolaires etc...) plus les pertes dans le réseau qui sont estimées à 15% de la consommation, sera sujette à 2 variations:

- variation journaliere (Kj)
- variation horaire (Ko).

Le coefficient tenant compte des fuite est:  $K_f = 1,15$ , d'où la consommation moyenne journalière sera de:  $C_{mj} = 2261.26 \times 1.15 = 2600,45 \text{ m}^3/\text{j}$

\*Le coefficient Kj de l'irrégularité de la consommation journalière sera défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_j = \frac{Q_j \text{ .max}}{Q_j \text{ .moy}}$$

$K_j$  est donc pris égal à 1.5 ( $K_j = 1.5$ )

\*Le coefficient Ko de l'irregularité de la consommation horaire sera defini comme étant le rapport entre la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire.

Ko est donc pris égal à 1.66 ( $K_o = 1.66$ ).

$$K_o = \frac{Q_o \text{ max}}{Q_o \text{ moy}}$$

\*En raison des variations journalière et horaires, il y a lieu d'appliquer au debit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir un debit de pointe

...../.....

\*debit de pointe: le debit de pointe est le plus fort debit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

Donc le coefficient de pointe  $K_p$  sera égal au produit des deux coefficients journalier et horaire

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1.5 \times 1.66 = 2.5$$

$$K_p = 2.5$$

cons. moy. Jour. $m^3/j$	cons. max. jour. $m^3/j$	cons. de pointe horaire $l/P$
2600.45	3900.67	75.24

### 3°)-Calcul du deficit:

Le calcul du deficit se fait en comparant la consommation moyenne journalière et les ressources disponibles. Donc pour voir s'il y a un deficit, on calcule la consommation moyenne journalière pour chaque Zone, c'est à dire les deux (2) zones de Koléa (zone haute et basse) et la ZHUN et ce pour l'horizon 2000.

#### \*Zone haute:

##### -Besoins domestiques

Categorie	Nbre d'habitants	Dotation $l/j/hab.$	Consommation moyenne journaliere $m^3/j$
I	1239	200	247.8
II	17150	200	3430
III	10981	200	2196.2
			$\Sigma = 5874 \quad m^3/j$

##### -Besoins scolaires

Types	Nbre d'élèves	dotation $l/j \text{ élève}$	cons. moy. jour. $m^3/j$
6. Ecoles	3240	100	324
1. Lycée	1000	100	100
1. C.E.M	1000	100	100
			$\Sigma = 524 \quad m^3/j$

-Besoins sanitaires: 1 centre de santé : 2 m<sup>3</sup>/j

-Besoins-municipaux:

1-mosquée	10 m <sup>3</sup> /j
1-ABATTOIR	150 m <sup>3</sup> /j
1-SOUK-EL-FELLAH	10 m <sup>3</sup> /j
	Σ = 170 m <sup>3</sup> /j

-Consommation total de la zone haute.

Type	Consommation moyenne journalière m <sup>3</sup> /j
Domestiques	5874
Sanitaires	524
Sanitaires	2
Municipaux	170
	Σ = 6570

\*Zone Basse:

-Besoins domestiques

Categorie	Nbre d'habts	Dotation l/j/hab	consommation moyenne journalière m <sup>3</sup> /j
I	6425	200	1285
II	2242	200	448.4
III	14252	200	2850.4
			Σ = 4583.8 m <sup>3</sup> /j

-Besoins Public

Scolaires

Type	Nbre d'élève	Dotation l/j / élève	Cons.moy.jour m <sup>3</sup> /j
7.Ecoles	5000	100	500
2.C.E.M	1900	100	190
1.Lycee	1700	100	170
2.C.F.P	300	100	30
1.Ecole militaire	-	-	245
			Σ = 1135 m <sup>3</sup> /j

Sanitaires

Type	Consommation moyenne journalière $m^3/j$
1.hopital	560
2.Centre de santé	4
1.Polyclinique	3
	$\Sigma = 567 \text{ m}^3/j$

Municipaux

Type	Consommation-moyenne-journalière $m^3/j$
1.Piscine	100
1.Cinéma	10
2.Mosquées	20
1.Marché	10
	$\Sigma = 140 \text{ m}^3/j$

-Consommation total de la zone basse

Type	cons.Moy.Jour. $m^3/j$
Domestique	4583.8
Scolaire	1135
Sanitaire	567
Municipaux	140
	$\Sigma = 6425.8$

.../...

\*Consommation totale de la ZHUN

N° des tranch	Cons - moy- Journalière	m <sup>3</sup> / j
I	952.46	
II	658.60	
III	650.20	
!!Σ = 2261.26		

\*Consommation-totale des trois zônes (ZH-ZE-ZHUN)

DENOMINATION	Cons-moy-Journalière	m <sup>3</sup> / j
Zône-haute	6570	
Zône-Basse	6425.80	
Z.H.U.N	2261.26	
! Σ = 15257.06		

Donc la consommation totale de toute la ville de KOLEA(y compris la ZHUN)est de:  
 $C_{mj} = 15257.06 \text{ m}^3/\text{j}$  soit  $176.59 \text{ l/s}$

En comparaisant avec les ressources disponibles, on constate un déficit de:  
 $176.59 - 139 = 37.59 \text{ l/s}$

4°)-Propositions et actions à entreprendre :

- a)-La capacité des 4 forages est suffisante pour satisfaire les besoins des deux zônes de KOLEA (zône haute et basse) et de la première tranche(I) de la ZHUN et ce pour l'horizon(à moyen terme) 1990.Mais à long terme(2000) les ressources ne seront suffisantes. (toute La ZHUN comprise)  
 A cet effet, nous prévoyons l'exploitation d'un nouveau forage d'une capacité de  $40 \text{ l/s}$  à proximité des quatres premiers.
- b)-Les capacité de stockages sont largement suffisantes. Notre Z.H.U.N sera alimentée à partir du nouveau reservoir de  $5000 \text{ m}^3$ . Ce dernier alimentera aussi la zône haute de KOLEA.

CHAPITRE III

Distribution

1°)-conception du réseau :

Le réseau de distribution de la ZHUN sera du type maillé, suivant les entres-croisement des routes.

Chaque maille sera doté d'un réseau ramifié à l'interieur.

2°)-Determination des debits aux noeuds(soutirage) :

La ZHUN de KOLEA occupe une superficie de 40 ha environ y compris les voieries primaires ,secondaires et parkings.

La surface total des îlots est de 32.31 ha.

D'après le plan d'urbanisation, la ZHUN se compose d'une façon generale de densité differente, c'est à dire que chaque ilots à sa propre densité.

Donc chaque maille a sa propre caracteristique (sm, Qm, Qsp, Nm, d) voir tableau N°4

Pour calculer le debit de chaque noeud, il suffit de determiner la Zone desservié par ce noeud, par la méthode des médiatrices. Ayant le densité, le nombre d'habitants, la consommation spécifique correspondante à chaque maille, nous déduisons le debit soutiré qui sera majoré par le coefficient de pointe (Kp) voir tableau N°5 et 6

\*Formules de calcul

consommation spécifique:  $Q_{sp} = \frac{Q_m}{N_m}$  l/j /hab

Population desservie par chaque noeud  $N_i = d \cdot S_i$

consommation par noeud :  $Q_i = N_i \cdot Q_{sp}$ .

- Qm : consommation de chaque maille m<sup>3</sup>/j
- Nm : population de la maille habitants
- Sm : surface de la maille ha
- Si : surface desservie par chaque noeud ha
- d : densité de chaque maille hab / ha

3°)-Calcul du reseau de distribution:

Le calcul du réseau maillé a été conduit par approximation successives selon la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux (2) lois

Première loi : En chaque noeud du reseau, la somme des debits qui entrent est égal à la somme des debits qui sortent.

## Caracteristiques des Mailles

N°4

N° des Mailles	Nombre d'Habitants (Nm)	Surface (ha)	Densite (hab/ha)	Consommation $Q_m$ ( $m^3/J$ )	Consommation Spécifique ( $l/d/hab$ )
I	2044	6.20	329.70	460.76	225.42
II	2492	4.73	526.85	544.87	218.65
III	1176	2.14	549.53	202.86	172.50
IV	938	4.28	219.16	322.92	344.26
V	1477	4.07	362.90	268.18	181.59
VI	1050	1.47	714.28	181.13	172.50
VII	—	4.02	—	253.35	63021
VIII	1428	5.45	262.02	366.40	256.58
	$\Sigma=10605$	$\Sigma=32.36$	—	$\Sigma=2600.45$	—

Remarques: \* La consommation moyenne de chaque maille est majorée par les 15% de pertes dans le réseau ( $k_{suite} = 1.15$ ).

\* La maille N° VII est dépourvue d'habitants, elle contient uniquement des équipements sportifs.

# Tableau. des. debits. Soutirés

N<sup>o</sup> 5

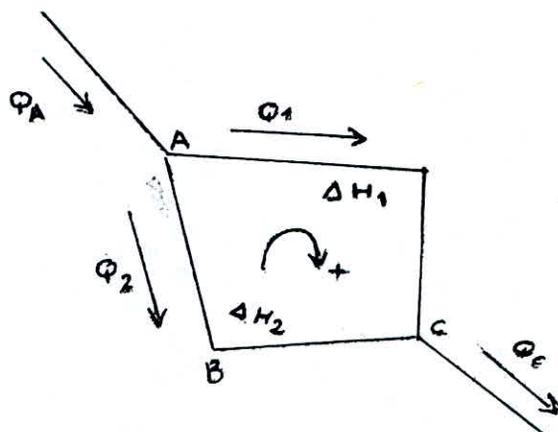
Noeud N°	Maille	Surface (ha)	Qsp (l/s/hab)	Densité (hab/ha)	Population	Consomma- tion par zone (l/s)	Consomma- tion par Noeud (l/s)	Coefficient de pointe Kp	Debits soutirés (l/s)
1	I	0.764	225.42	329.70	252	—	0.66	2.5	1.65
2	I	1.670	225.42	329.70	551	—	1.43	-1-	3.60
3	I	1.523	225.42	329.70	502	1.31	3.02	-1-	7.55
	II	1.280	218.65	526.85	674	1.71			
4	I	0.784	225.42	329.70	258	0.67	2.50	-1-	6.30
	II	1.180	218.65	526.85	622	1.57			
	V	0.352	181.59	362.90	128	0.26			
5	I	1.452	225.42	329.70	479	1.25	1.52	-1-	3.80
	V	0.35	181.59	362.90	127	0.27			
6	II	1.05	218.65	526.85	553	1.40	2.06	-1-	5.15
	III	0.61	172.50	549.53	335	0.66			
7	II	0.67	218.65	526.85	353	0.89	2.41	-1-	6.02
	III	0.52	172.50	549.53	285	0.57			
	IV	1.085	344.26	219.16	238	0.95			
8	III	0.48	172.50	549.53	263	—	0.52	-1-	1.30
9	III	0.52	172.50	549.53	285	0.57	0.95	-1-	2.37
	IV	0.44	344.26	219.16	96	0.38			
10	IV	0.389	344.26	219.16	85	0.34	0.86	-1-	2.15
	VI	0.366	172.50	714.28	261	0.52			

Tableau des debits. Soutirés

N°6

noeud N°	maille	Surface (ha)	Q <sub>sp</sub> (l/hab -he)	Densité (hab/ha)	Population	Consommation par zone (l/a)	Consommation par noeud (l/a)	Coefficient de pointe Kp	Debits soutirés (l/a)
11	IV	1.067	344.26	219.16	233	0.93		2.5	4.87
	VI	0.384	172.50	714.28	274	0.54	1.95		
	VII	0.65	63021	—	—	0.47			
12	VI	0.457	172.50	714.28	326	—	0.65	-11-	1.62
13	VI	0.264	172.50	714.28	189	0.38	1.66	-11-	4.15
	VII	1.750	63021	—	—	1.28			
14	VII	1.050	63021	—	—	0.77	1.52	-11-	3.80
	VIII	0.970	256.58	262.02	254	0.75			
15	VIII	0.92	256.58	262.02	241	—	0.72	-11-	1.80
16	VIII	1.110	256.58	262.02	291	—	0.86	-11-	2.15
17	V	0.937	181.59	362.9	340	0.71	2.17	-11-	5.42
	VIII	1.87	256.58	262.02	490	1.46			
18	IV	0.678	344.26	219.16	149	0.59	1.89	-11-	4.70
	V	0.528	181.59	362.90	192	0.40			
	VII	0.630	63021	—	—	0.46			
	VIII	0.560	256.58	262.02	147	0.44			
19	II	0.560	218.65	526.85	295	0.75	2.29	-11-	5.72
	IV	0.620	344.26	219.16	136	0.54			
	V	1.310	181.59	362.90	475	1.00			
20	V	0.40	181.59	362.9	145	—	0.30	-11-	0.75
21	V	0.20	181.59	362.9	73	—	0.15	-11-	0.37

Deuxième loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle



$$\begin{aligned} 1^{\text{re}} \text{ Loi} : Q_A &= Q_1 + Q_2 = Q_C \\ 2^{\text{e}} \text{ Loi} : \Delta H_1 - \Delta H_2 &= 0 \end{aligned}$$

a) Principe de calcul : ce calcul consiste à se fixer dans chaque maille une repartition supposée des débits, ainsi qu'un sens d'écoulement (sens des aiguilles d'une montre) de manière à satisfaire la première loi, et à calculer la P.D.C dans chaque tronçon de la maille.

b) - Calcul des pertes de charges :

La perte de charge

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$\Delta H_L =$  P.D.C linéaires

$\Delta H_S =$  " singulieres (Estimée à 15% de  $\Delta H_L$ )

$$\Delta H_L = f_c \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}, \quad \Delta H_S = 0,15 \frac{f_c}{D} L \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H_T = 1,15 \frac{L}{D} f_c \frac{V^2}{2g}$$

En vertu de l'équation de continuité  $Q = V.A$  et en remplaçant dans la formule de  $\Delta H_T$  on aura :

$$\Delta H_T = 1,15 f_c L \frac{8 Q^2}{D^5 \pi^2 g}$$

d'où la résistance de la conduite "r" sera :

$$r = \frac{1,15 L \cdot f}{12,09 D^5}$$

$$\text{donc } \Delta H_T = r Q^2$$

- \* Le coefficient de frottement est calculé d'après la formule de COLBROOK.
- On prend en première approximation la valeur du coefficient de frottement d'après NIKURADSE (fn) avec  $\epsilon = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$
- Les principes d'équilibre des P.D.C le long de la conduite se traduit par  $\sum \Delta H_T = \sum r Q^2 = 0$ . Cette dernière n'étant pas vérifiée à la première approximation, donc il est nécessaire de procéder à une correction de la repartition initialement supposée par un débit correctif  $\Delta q$ .

c) - Détermination du débit correctif ( $\Delta q$ ):

$\Delta q$  étant le débit correctif à apporter aux débits initiaux, donc pour chaque tronçon on aura de nouveaux débits

$$Q_1 = Q_0 + \Delta q$$

$Q_0$  : débit supposé en première approximation

$Q_1$  : débit corrigé

$\Delta q$  : débit correctif

donc la somme des pertes de charges sera:

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

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

comme

$$\Delta q^2 = 0 \Rightarrow \sum \Delta H_T = \sum r Q_0^2 + 2 \sum r Q_0 \Delta q = 0$$

on peut écrire que:

$$\Delta q = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \times 1000 \quad (l/s).$$

chaque maille est calculée séparément et la valeur de  $\Delta q$  qui est la correction à apporter au débit supposé initialement.

on distingue deux corrections:

- correction propre à la maille considérée avec le signe de  $\Delta q$
- correction à la maille adjacente (tronçon commun) avec signe contraire de  $\Delta q$

Il suffit donc de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouter au débit  $Q_0$  pour avoir le nouveau débit  $Q_1$ . Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta q$  soient voisines de **zero** (lorsque  $\Delta q < 0,4$ ) et que la somme algébrique des P.D.C. dans la maille considérée soient inférieures à 0,5m

Formules-utilisées:

$$IR = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu}$$

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

$$fc = \left[ -0.86 \ln \left( \frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{IR \sqrt{fn}} \right) \right]^{-2}$$

$$r = \frac{1.15 L fc}{12.09 \cdot D^5}$$

$$\Delta q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \sum r Q} \cdot 1000$$

Le calcul a été programmé sur calculatrice TI 59 pour les calculs  
Voir Tableau N°7-8-9

IR = Nombre de Reynolds

Q : Débit \_\_\_\_\_ m<sup>3</sup>/s

D : Diamètre \_\_\_\_\_ m

$\nu$  : Viscosité cinématique \_\_\_\_\_ m<sup>2</sup>/s

$\epsilon$  : Rugosité absolue de la conduite \_\_\_\_\_ m

g : Accélération de la pesanteur \_\_\_\_\_ m/s<sup>2</sup>

fn: coefficient de frottement en régime turbulent rugueux  
(NIKURADSE)

fc: coefficient de frottement en régime  
transitoire (COLBROOK)

r: résistance de la conduite \_\_\_\_\_ s<sup>-2</sup> m<sup>-5</sup>

L: Longueur géométrique de la conduite \_\_\_\_\_ m

$\Delta H(P.D.C)$ : Pertes de charges totales \_\_\_\_\_ m

$\Delta q$ : Débit correctif \_\_\_\_\_ l/s

2 <sup>nd</sup> LBL	$\sqrt{x}$	2 <sup>nd</sup> $\pi$	RCL
A	+ RCL,	$x^2$	9
2 <sup>nd</sup> STFLY	3	+	+/-
8	3	9	SUM
RCL	$\div$	.	9
3	3	8	RCL
$\div$	.	+ RCL	11
RCL	7	0	+/-
0	$\div$	$y^x$	SUM
=	RCL	9	11
2 <sup>nd</sup> LOG	0	=	RCL
X	2 <sup>nd</sup> LOG	STO	12
X	X	7	R/S
+/-	X	R/S	
+	2	X	
1	+/-	RCL	
.	=	2	
1	$x^2$	=	
A	1/x	STO	
=	STO	8	
$x^2$	6	SUM	
1/x	RCL	9	
STO	5	R/S	
5	=	$\div$	
2 <sup>nd</sup> LBL	2 <sup>nd</sup>  x	RCL	
=	ENV	1	
2	2 <sup>nd</sup> $x \rightarrow t$	=	
.	$x^2$	STO	
5	RCL	10	
1	6	SUM	
X	STO	11	
RCL	5	R/S	
0	GTO	2 <sup>nd</sup> LBL	
X	=	B	
2 <sup>nd</sup> $\pi$	2 <sup>nd</sup> LBL	RCL	
X	$x^2$	9	
RCL	RCL	R/S	
A	6	$\div$	
+	X	RCL	
4	8	11	
$\div$	X	R/S	
RCL	RCL	$\div$	
1	1	2	
2 <sup>nd</sup>  x	$x^2$	=	
+/-	$\div$	+/-	
RCL,		STO	
5		12	

1) introduction

- $\phi_i \rightarrow$  STO 00
- $Q_i \rightarrow$  STO 01
- $L_i \rightarrow$  STO 02
- $E \rightarrow$  STO 03
- $\downarrow \rightarrow$  STO 04

précision  $\rightarrow$   $x \times t$

2) Résultats

Appuyer sur

**A**  $\Rightarrow J_i$

**R/S**  $\Rightarrow \Delta H_i$

**R/S**  $\Rightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

Répéter la même chose pour tous les " $\pi$ " tronçons puis,

appuyer sur

**B**  $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$

**R/S**  $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$

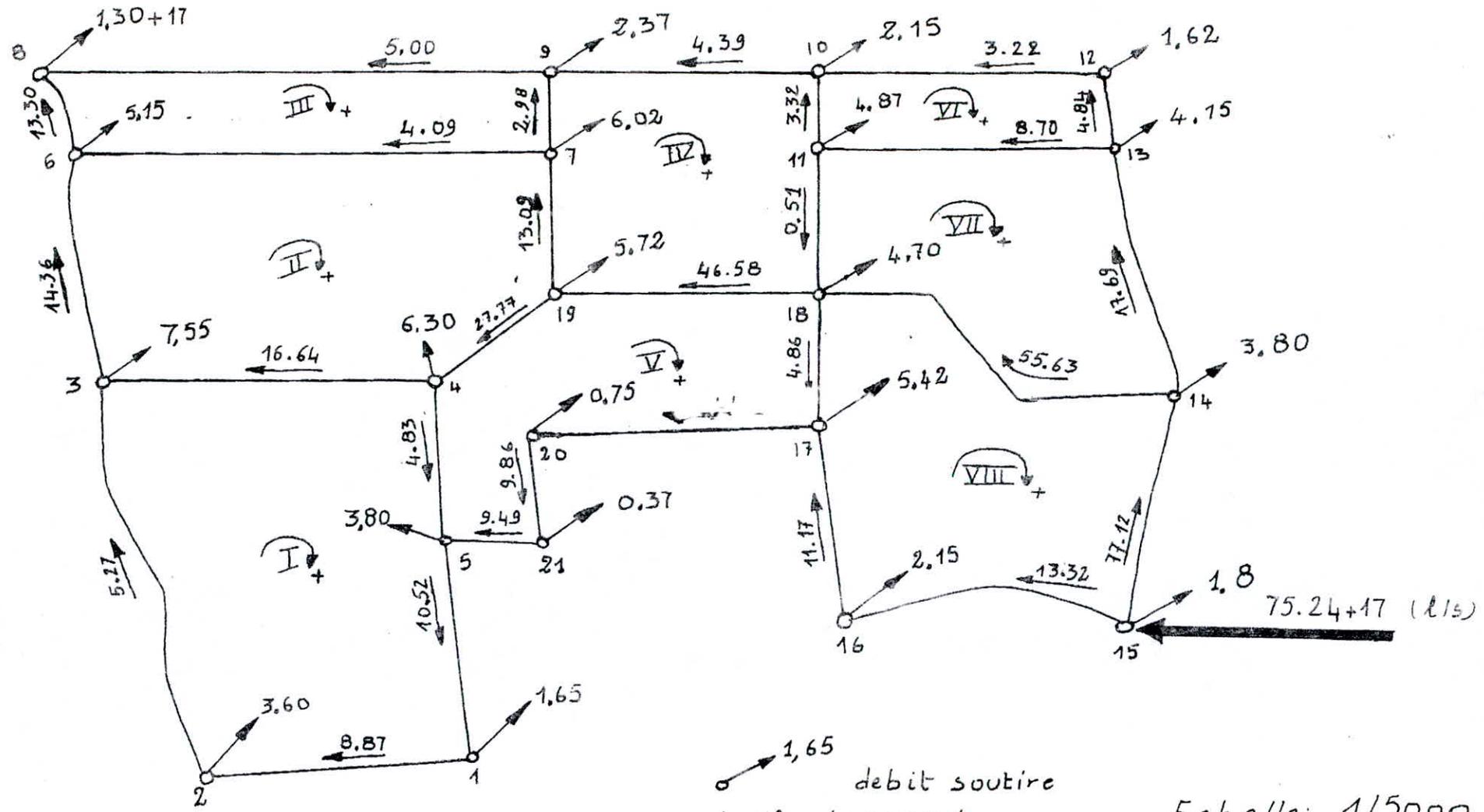
**R/S**  $\Rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum \Delta H_i}{\sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

Remarque

a) si  $Q_i < 0$  l'introduire avec le signe (-)  $\rightarrow$  01 et introduire  $L$  avec le signe (-)  $\rightarrow$  02 on aura  $\Delta H_i < 0$  et  $\frac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$

b) ne jamais utiliser la touche **CLR**

# Repartition. Supposee. Des. Debits



Echelle: 1/5000

75.24 + 17 (l/s)

Calculs du reseau maille

N° 7

N° Maille		caracteristiques des Mailles			Debits $Q_0$ (l/s)	1 <sup>ere</sup> Approximation					Debits $Q_1$ (l/s)
Prin	Adj	Tronçon	$\phi$ (mm)	Le (m)		$\Delta H$ (m)	FQ	CPM	CMA	TOT	
I	II	1 - 2	150	258.75	+ 8.87	+ 0.75	85.54	+ 0.03		+ 0.03	+ 8.90
		2 - 3	150	414.00	+ 5.27	+ 0.43	82.88	+ 0.03		+ 0.03	+ 5.30
		3 - 4	150	322.00	- 16.64	- 3.27	196.97	+ 0.03	+ 0.94	+ 0.97	- 15.67
		4 - 5	100	155.25	+ 4.83	+ 1.16	241.06	+ 0.03	+ 0.69	+ 0.72	+ 5.55
		5 - 1	150	218.50	+ 10.52	+ 0.89	85.28	+ 0.03		+ 0.03	+ 10.55
						- 0.04	691.73				$\Delta q = + 0.30$
II	III	3 - 6	150	224.25	+ 14.36	+ 1.70	118.68	- 0.94		- 0.94	+ 13.42
		6 - 7	100	454.25	- 4.09	- 2.45	599.85	- 0.94	+ 0.49	- 0.45	- 4.54
		7 - 19	150	143.75	- 13.09	- 0.91	69.47	- 0.94	- 0.20	- 1.14	- 14.23
		19 - 4	250	143.75	+ 27.77	+ 0.27	9.87	- 0.94	+ 0.69	- 0.25	+ 27.52
		4 - 3	150	322.00	+ 16.64	+ 3.27	196.97	- 0.94	- 0.03	- 0.97	+ 15.67
						+ 1.88	994.84				$\Delta q = - 0.94$
III	IV	6 - 8	150	86.25	+ 13.30	+ 0.56	42.34	- 0.49		- 0.49	+ 12.81
		8 - 9	100	488.75	- 5.00	- 0.05	92.13	- 0.49		- 0.49	- 5.49
		9 - 7	100	74.75	- 2.98	- 2.16	72.66	- 0.49	- 0.20	- 0.69	- 3.67
		7 - 6	100	454.25	+ 4.09	+ 2.45	599.86	- 0.49	+ 0.94	+ 0.45	+ 4.54
						+ 0.80	806.99				$\Delta q = - 0.49$
IV	III	7 - 9	100	74.75	+ 2.98	+ 0.22	72.66	+ 0.20	+ 0.49	+ 0.69	+ 3.67
		9 - 10	100	267.38	- 4.39	- 1.66	378.26	+ 0.20		+ 0.20	- 4.19
		10 - 11	100	74.75	- 3.32	- 0.27	80.64	+ 0.20	- 0.34	- 0.14	- 3.46
		11 - 18	100	143.75	+ 0.51	+ 0.01	27.56	+ 0.20	- 0.86	- 0.66	- 0.15
		18 - 19	300	261.63	+ 46.58	+ 0.53	11.45	+ 0.20	+ 0.69	+ 0.89	+ 47.47
		19 - 7	150	143.75	+ 13.09	+ 0.91	69.48	+ 0.20	+ 0.94	+ 1.14	+ 14.23
						- 0.26	640.05				$\Delta q = + 0.20$
V	II	4 - 19	250	143.75	- 27.77	- 0.27	9.87	- 0.69	+ 0.94	+ 0.25	- 27.52
		19 - 18	300	261.63	+ 46.58	+ 0.53	11.45	- 0.69	- 0.20	- 0.89	- 47.47
		18 - 17	100	126.5	+ 4.86	+ 0.96	197.61	- 0.69	+ 0.12	- 0.57	+ 4.29
		17 - 20	150	281.5	+ 10.61	+ 1.17	110.79	- 0.69		- 0.69	+ 9.92
		20 - 21	150	109.5	+ 9.86	+ 0.39	40.02	- 0.69		- 0.69	+ 9.17
		21 - 5	150	97.7	+ 9.49	+ 0.33	34.49	- 0.69		- 0.69	+ 8.80
		5 - 4	100	155.5	+ 4.83	+ 1.16	241.06	- 0.69	- 0.03	- 0.72	- 5.55
						+ 0.89	645.29				$\Delta q = - 0.69$

N° Maille		Caracteristiques des Mailles			Debits	1 <sup>ere</sup> Approximation					Debits
Prin	Adj	Tronçon	Ø (mm)	Le (m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	ΔH (m)	KQ	CPM	CMA	TOT	Q <sub>1</sub> (l/s)
VI	IV	11 - 10	100	74.75	+ 3.32	+ 0.27	80.64	+ 0.34	- 0.20	0.14	+ 3.46
		10 - 12	100	276.00	- 3.22	- 0.93	289.09	+ 0.34		0.34	- 2.88
		12 - 13	100	74.75	- 4.84	- 0.56	116.30	+ 0.34		0.34	- 4.50
	VII	13 - 11	150	290.38	+ 8.70	+ 0.82	94.21	+ 0.34	- 0.86	- 0.52	+ 8.18
						- 0.40	580.24				
						Δq = + 0.34					
VII	VI	11 - 13	150	290.38	- 8.70	- 0.82	94.21	+ 0.86	- 0.34	+ 0.52	- 8.18
		13 - 14	200	253.00	- 17.69	- 0.64	36.10	+ 0.86		+ 0.86	- 16.83
	VIII	14 - 18	300	402.50	+ 55.63	+ 1.16	20.95	+ 0.86	+ 0.12	+ 0.98	+ 56.61
	IV	18 - 11	100	143.75	- 0.51	- 0.01	27.56	+ 0.86	- 0.20	+ 0.66	+ 0.15
						- 0.31	178.82				
						Δq = + 0.86					
VIII	V	14 - 15	350	230.00	- 77.12	- 0.57	7.35	- 0.12		- 0.12	- 77.24
		15 - 16	150	287.50	+ 13.32	+ 1.88	141.34	- 0.12		- 0.12	+ 13.20
		16 - 17	150	198.38	+ 11.17	+ 0.92	92.10	- 0.12		- 0.12	+ 11.05
		17 - 18	100	126.50	- 4.86	- 0.96	197.61	- 0.12	+ 0.69	+ 0.57	- 4.29
		VII	18 - 14	300	402.50	- 55.63	- 1.16	20.56	- 0.12	- 0.86	- 0.98
						+ 0.11	458.96				
						Δq = - 0.12					

N° 8

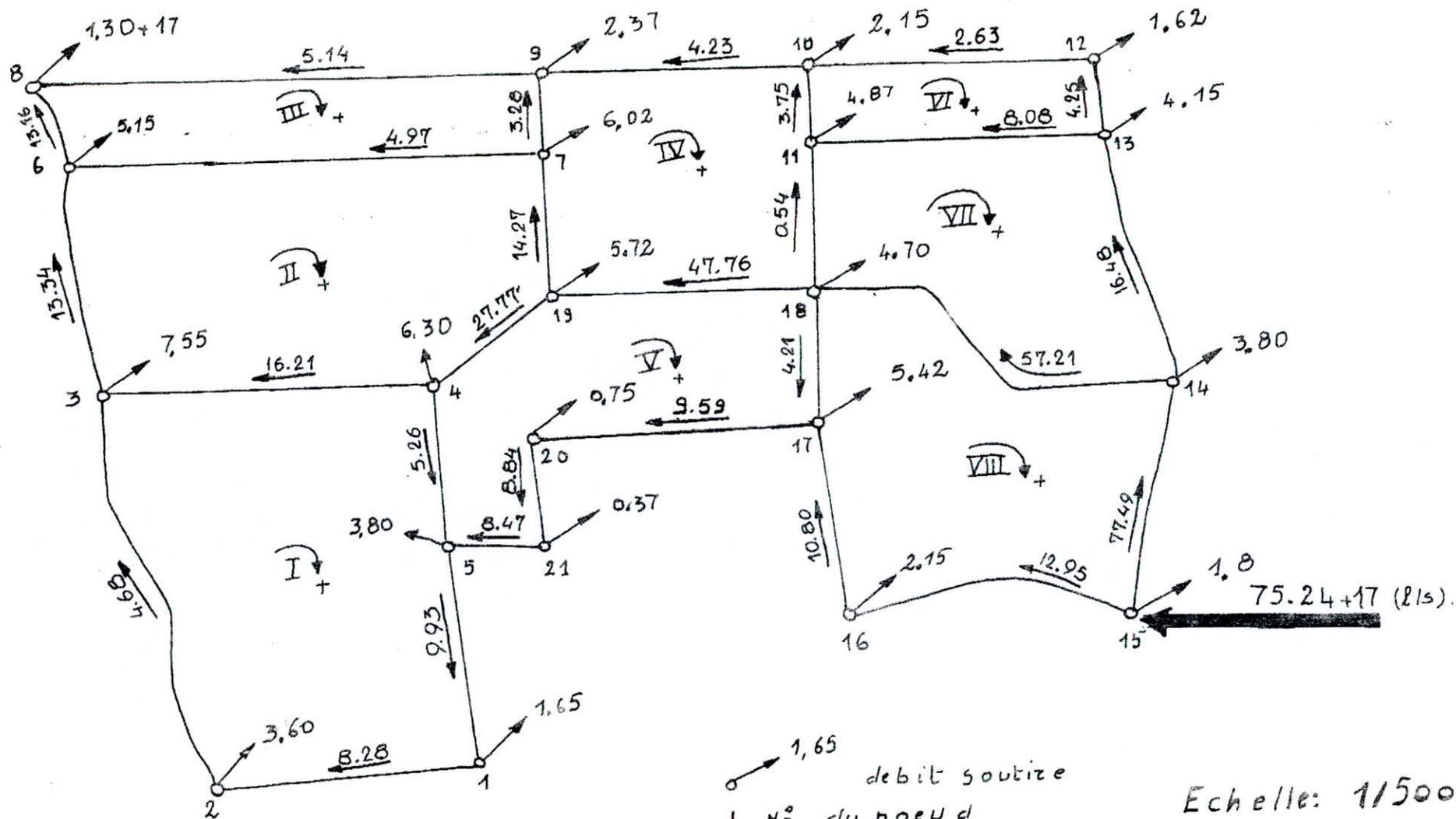
N° Maille					Debits		2 <sup>eme</sup> Approximation					Debits	
Prin	Adj	Tronçon	Ø (mm)	Le (m)	Q <sub>1</sub> (l/s)	ΔH	rq	CPM	CMAT	TOT	Q <sub>2</sub> (l/s)	(l/s)	
I	II V	1 - 2	150	258.75	+ 8.90	+ 0.76	85.83	- 0.5		- 0.5	+ 8.4		
		2 - 3	150	414.00	+ 5.30	+ 0.44	83.33	- 0.5		- 0.5	+ 4.8		
		3 - 4	150	322.00	- 15.67	- 2.91	185.68	- 0.5	+ 0.28	- 0.22	- 15.89		
		4 - 5	100	155.25	+ 5.55	+ 1.53	276.13	- 0.5	+ 0.04	- 0.46	+ 5.09		
		5 - 1	150	218.50	+ 10.55	+ 0.90	85.52	- 0.5		- 0.50	+ 10.05		
								+ 0.72	716.49				
						Δq = - 0.5							
II	III IV V I	3 - 6	150	224.25	+ 13.42	+ 1.49	111.06	- 0.28		- 0.28	+ 13.14		
		6 - 7	100	454.25	- 4.54	- 3.01	664.00	- 0.28	- 0.45	- 0.73	- 5.27		
		7 - 19	150	143.75	- 14.23	- 1.07	75.40	- 0.28	+ 0.11	- 0.17	- 14.40		
		19 - 4	250	143.75	+ 27.52	+ 0.27	9.78	- 0.28	+ 0.04	- 0.24	+ 27.28		
		4 - 3	150	322.00	+ 15.67	+ 2.91	185.68	- 0.28	+ 0.50	+ 0.22	+ 15.89		
						+ 0.59	1046.41						
						Δq = - 0.28							
III	IV II	6 - 8	150	86.25	+ 12.81	+ 0.52	40.81	+ 0.45		+ 0.45	+ 13.26		
		8 - 9	100	488.75	- 5.49	- 4.72	860.10	+ 0.45		+ 0.45	- 5.04		
		9 - 7	100	74.75	- 3.67	- 0.32	88.39	+ 0.45	+ 0.11	+ 0.56	- 3.11		
		7 - 6	100	454.25	+ 4.54	+ 3.01	664.00	+ 0.45	+ 0.28	+ 0.73	+ 5.27		
						- 1.51	1653.3						
						Δq = + 0.45							
IV	III VI VII V II	7 - 9	100	74.75	+ 3.67	+ 0.32	88.85	- 0.11	- 0.45	- 0.56	+ 3.11		
		9 - 10	100	267.38	- 4.19	- 1.51	361.47	- 0.11		- 0.11	- 4.30		
		10 - 11	100	74.75	- 3.46	- 0.29	83.92	- 0.11	- 0.19	- 0.30	- 3.76		
		11 - 18	100	143.75	- 0.15	+ 0.00	10.24	- 0.11	- 0.32	- 0.43	- 0.58		
		18 - 19	300	261.63	+ 47.47	+ 0.55	11.66	- 0.11	+ 0.04	- 0.07	+ 47.40		
		19 - 7	150	143.75	+ 14.23	+ 1.07	75.40	- 0.11	+ 0.28	+ 0.17	+ 14.40		
						+ 0.14	631.54						
						Δq = - 0.11							
V	II IV VIII I	4 - 19	250	143.75	- 27.52	- 0.27	9.78	+ 0.04	+ 0.28	+ 0.24	- 27.28		
		19 - 18	300	261.63	- 47.47	- 0.55	11.66	+ 0.04	+ 0.11	+ 0.07	- 47.40		
		18 - 17	100	126.50	+ 4.29	+ 0.75	174.99	+ 0.04	+ 0.26	+ 0.22	+ 4.51		
		17 - 20	150	281.50	+ 9.92	+ 1.03	103.76	+ 0.04		- 0.04	+ 9.88		
		20 - 21	150	109.20	+ 9.17	+ 0.34	37.29	+ 0.04		- 0.04	+ 9.13		
		21 - 5	150	97.70	+ 8.80	+ 0.28	32.05	+ 0.04		- 0.04	+ 8.76		
		5 - 4	100	155.25	- 5.55	- 1.53	276.13	+ 0.04	+ 0.50	+ 0.46	- 5.09		
						+ 0.05	540.60						
						Δq = - 0.04							

N° Maille		Caractéristiques des Mailles			Débits $Q_1$ (l/s)	2 <sup>ème</sup> Approximation					Débits $Q_2$ (l/s)
Prin	Adj	Tronçon	$\phi$ (mm)	Le (m)		$\Delta H$	FG	CPM	CMA	TOT	
VI	IV	11 - 10	100	74.75	+ 3.46	+ 0.29	85.92	+ 0.19	+ 0.11	+ 0.30	+ 3.76
		10 - 12	100	276.00	- 2.88	- 0.74	259.62	+ 0.19		+ 0.19	- 2.69
	VII	12 - 13	100	74.75	- 4.50	- 0.49	108.32	+ 0.19		+ 0.19	- 4.31
		13 - 11	150	290.38	+ 8.18	+ 0.73	88.74	+ 0.19	- 0.32	- 0.13	+ 8.05
					- 0.21	540.60					
					$\Delta q = + 0.19$						
VII	IV	11 - 13	150	290.38	- 8.18	- 0.73	88.74	+ 0.32	- 0.19	+ 0.13	- 8.05
		13 - 14	200	253.00	- 16.83	- 0.58	34.39	+ 0.32		+ 0.32	- 16.51
	VIII	14 - 18	300	402.50	+ 56.61	+ 1.20	21.31	+ 0.32	+ 0.26	+ 0.58	+ 57.19
		IV	18 - 11	100	143.75	+ 0.15	+ 0.01	10.24	+ 0.32	+ 0.11	+ 0.43
					- 0.10	154.68					
					$\Delta q = + 0.32$						
VIII		14 - 15	350	230.00	- 77.24	- 0.57	7.36	- 0.26		- 0.26	- 77.50
		15 - 16	150	287.50	+ 13.20	+ 1.85	140.10	- 0.26		- 0.26	+ 12.94
	V	16 - 17	150	198.38	+ 11.05	+ 0.89	81.24	- 0.26		- 0.26	+ 10.79
		VII	17 - 18	100	126.50	- 4.29	- 0.75	174.99	- 0.26	+ 0.04	- 0.22
		18 - 14	300	402.50	- 56.61	- 1.20	21.21	- 0.26	- 0.32	- 0.58	- 57.19
					0.22	425.01					
					$\Delta q = - 0.26$						

N° Maille		caracteristiques des Mailles			Debits	3 <sup>eme</sup> Approximation					Debits
Prin	Adj	Tronçon	Ø (mm)	Le (m)	Q <sub>2</sub> (l/s)	ΔH	ΓQ	CPM	CMA	TOT	Q <sub>3</sub> (l/s)
I	II V	1 - 2	150	258.75	+ 8.40	+ 0.68	81.14	- 0.12		- 0.12	+ 8.28
		2 - 3	150	414.00	+ 4.80	+ 0.36	75.82	- 0.12		- 0.12	+ 4.68
		3 - 4	150	322.00	- 15.89	- 3.00	188.12	- 0.12	- 0.20	- 0.32	- 16.21
		4 - 5	100	155.25	+ 5.09	+ 1.29	253.73	- 0.12	+ 0.29	+ 0.17	+ 5.26
		5 - 1	150	218.50	+ 10.05	+ 0.82	81.57	- 0.12		- 0.12	+ 9.93
						+ 0.16	680.54				
						Δq = - 0.12					
II	III IV V I	3 - 6	150	224.25	+ 13.14	+ 1.43	108.79	+ 0.2		+ 0.2	+ 13.34
		6 - 7	100	454.25	- 5.27	- 4.05	768.04	+ 0.2	+ 0.10	+ 0.3	- 4.97
		7 - 19	150	143.75	- 14.40	- 1.09	76.28	+ 0.2	- 0.07	+ 0.13	- 14.27
		19 - 4	250	143.75	+ 27.28	+ 0.26	9.70	+ 0.2	+ 0.29	+ 0.49	+ 27.77
		4 - 3	150	322.00	+ 15.89	+ 3.00	188.24	+ 0.2	+ 0.12	+ 0.32	+ 16.21
						- 0.45	1151.05				
						Δq = + 0.2					
III	IV II	6 - 8	150	86.25	+ 13.26	+ 0.56	42.26	- 0.10		- 0.10	+ 13.16
		8 - 9	100	488.75	- 5.04	- 3.99	791.10	- 0.10		- 0.10	- 5.14
		9 - 7	100	74.75	- 3.11	- 0.23	75.74	- 0.10	- 0.07	- 0.17	- 3.28
		7 - 6	100	454.25	+ 5.27	+ 4.05	768.03	- 0.10	- 0.20	- 0.30	+ 4.97
						+ 0.34	1662.86				
						Δq = - 0.10					
IV	III VI VII V II	7 - 9	100	74.75	+ 3.11	+ 0.23	75.71	+ 0.07	+ 0.10	+ 0.17	+ 3.28
		9 - 10	100	267.38	- 4.30	- 1.59	370.70	+ 0.07		+ 0.07	- 4.23
		10 - 11	100	74.75	- 3.76	- 0.34	90.96	+ 0.07	- 0.06	+ 0.01	- 3.75
		11 - 18	100	143.75	- 0.58	- 0.017	30.81	+ 0.07	- 0.029	+ 0.041	- 0.54
		18 - 19	300	261.63	+ 47.40	+ 0.55	11.64	+ 0.07	+ 0.29	+ 0.36	+ 47.76
		19 - 7	150	143.75	+ 14.40	+ 1.09	76.28	+ 0.07	- 0.20	- 0.13	+ 14.27
						- 0.09	656.10				
						Δq = + 0.07					
V	II IV VIII I	4 - 19	250	143.75	- 27.28	- 0.26	9.70	- 0.29	- 0.20	- 0.49	- 27.77
		19 - 18	300	261.63	- 47.40	- 0.55	11.64	- 0.29	- 0.07	- 0.36	- 47.76
		18 - 17	100	126.5	+ 4.51	+ 0.83	183.72	- 0.29	- 0.01	- 0.30	+ 4.21
		17 - 20	150	281.5	+ 9.88	+ 1.02	103.36	- 0.29		- 0.29	+ 9.59
		20 - 21	150	109.5	+ 9.13	+ 0.34	37.13	- 0.29		- 0.29	+ 8.84
		21 - 5	150	97.70	+ 8.76	+ 0.28	31.91	- 0.29		- 0.29	+ 8.47
		5 - 4	100	155.5	- 5.09	- 1.29	253.73	- 0.29	+ 0.12	- 0.17	- 5.26
						+ 0.37	631.19				
						Δq = - 0.29					

N° Maille		caracteristiques des Mailles			Debits	3 <sup>eme</sup> Approximation					Debits
Prin	Adj	Tronçon	Ø (mm)	Le (m)	Q <sub>2</sub> (l/s)	ΔH (m)	RQ	CPM	CMA	TOT	Q <sub>3</sub> (l/s)
VI	IV	11 - 10	100	74.75	+ 3.76	+ 0.34	90.96	+ 0.06	- 0.07	- 0.01	+ 3.75
		10 - 12	100	276.00	- 2.69	- 0.65	243.14	+ 0.06		+ 0.06	- 2.63
		12 - 13	100	74.75	- 4.31	- 0.45	103.87	+ 0.06		+ 0.06	- 4.25
	VII	13 - 11	150	290.38	+ 8.05	+ 0.70	87.38	+ 0.06	- 0.029	+ 0.03	+ 8.08
							- 0.06	525.35			
VII	VI	11 - 13	150	290.38	- 8.05	- 0.70	87.38	+ 0.029	- 0.06	- 0.031	- 8.08
		13 - 14	200	253.00	- 16.51	- 0.56	33.75	+ 0.029		+ 0.029	- 16.48
	VIII	14 - 18	300	402.50	+ 57.19	+ 1.23	21.53	+ 0.029	- 0.01	+ 0.019	+ 57.21
		IV	18 - 11	100	143.75	+ 0.58	+ 0.017	30.88	+ 0.029	- 0.07	- 0.041
						- 0.01	173.43				Δq = + 0.029
VIII	V	14 - 15	350	230.00	- 77.50	- 0.57	7.39	+ 0.01		+ 0.01	- 77.49
		15 - 16	150	287.50	+ 12.94	+ 1.77	137.39	+ 0.01		+ 0.01	+ 12.95
		16 - 17	150	198.38	+ 10.79	+ 0.85	79.37	+ 0.01		+ 0.01	+ 10.80
		17 - 18	100	126.50	- 4.51	- 0.83	183.72	+ 0.01	+ 0.29	+ 0.30	- 4.21
		VIII	18 - 14	300	402.50	- 57.19	- 1.23	21.53	+ 0.01	- 0.029	- 0.019
						- 0.01	429.40				Δq = + 0.01

# Repartition. Definitive Des. Debits



Echelle: 1/5000

4°)- Equipement du réseau de distribution

a)-Nature des canalisations :

Le réseau sera constitué de tuyaux en fonte ductile car elle est moins sujette à la corrosion, de diamètres compris entre 100 350mm.

Elle peut supporter une pression de 40 bars.

Les diamètres sont choisis de façon à avoir des vitesses raisonnables (0,4 ÷ 1,4 m/s), et sont choisis en fonction du débit de première répartition et de la vitesse [A-Dupont]

b)-Appareils et accessoires :

-Robinet-vanne:

Permettent l'isolement des divers tronçons du réseau afin de pouvoir effectuer d'éventuelles réparations. Ils seront disposés à chaque noeud.

-Robinet-de decharge(vidange):

sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égout voisin

-Ventouses:

seront disposées dans les points hauts du réseau en vue d'évacuer l'air contenu dans les conduites.

-bouches d'incendies:

seront installées sur des canalisations maitresses capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sur une pression de 0,6 bars minimum. Elles seront espacées de 200 à 300m et réparties suivant l'importance des risques à défendre.

-bouches de lavages:

sont utilisées pour le lavage des caniveaux et des rues

-bouches d'arrosage:

Disposées aux alentours des jardins public, espaces vert pour permettre l'entretien des plantes.

\*Pour les raccordements divers on a utilisé:

- Cônes de réduction pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
- Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur la canalisation principale .
- Les croix à 4 emboitements qui ont le même rôle que les tés
- les coudes pour permettre le changement de direction
- les bouts d'extrémités pour la mise en place d'appareils hydraulique (voir planche:équipement-hydraulique)

5°)-Dimensionnement de la conduite d'amenée :

Le réservoir et le point de jonction (15) sont reliés par une conduite en fonte. Cette conduite doit véhiculer la totalité du débit nécessaire pour notre ZHUI, soit un débit en pointe de 75,24 l/s plus 17 l/s pour le débit d'incendie (au total 92.24 l/s ) et ce sur une longueur de 1750m.

-Principe de calcul

Le calcul du diamètre de la conduite d'amenée du réservoir au point de jonction se fait en tenant compte de la perte de charge totale.

Vu que la perte de charge n'est pas connue, mais connaissant la différence entre la cote du radier du réservoir et la cote du terrain du point de jonction, on peut imposer une pression au sol (point de jonction) .. / ...

.. / .. admissible, soit une pression de 50m d'eau maximum

donc la perte de charge sera:

$$\Delta H_T = C R - C_T - P_s$$

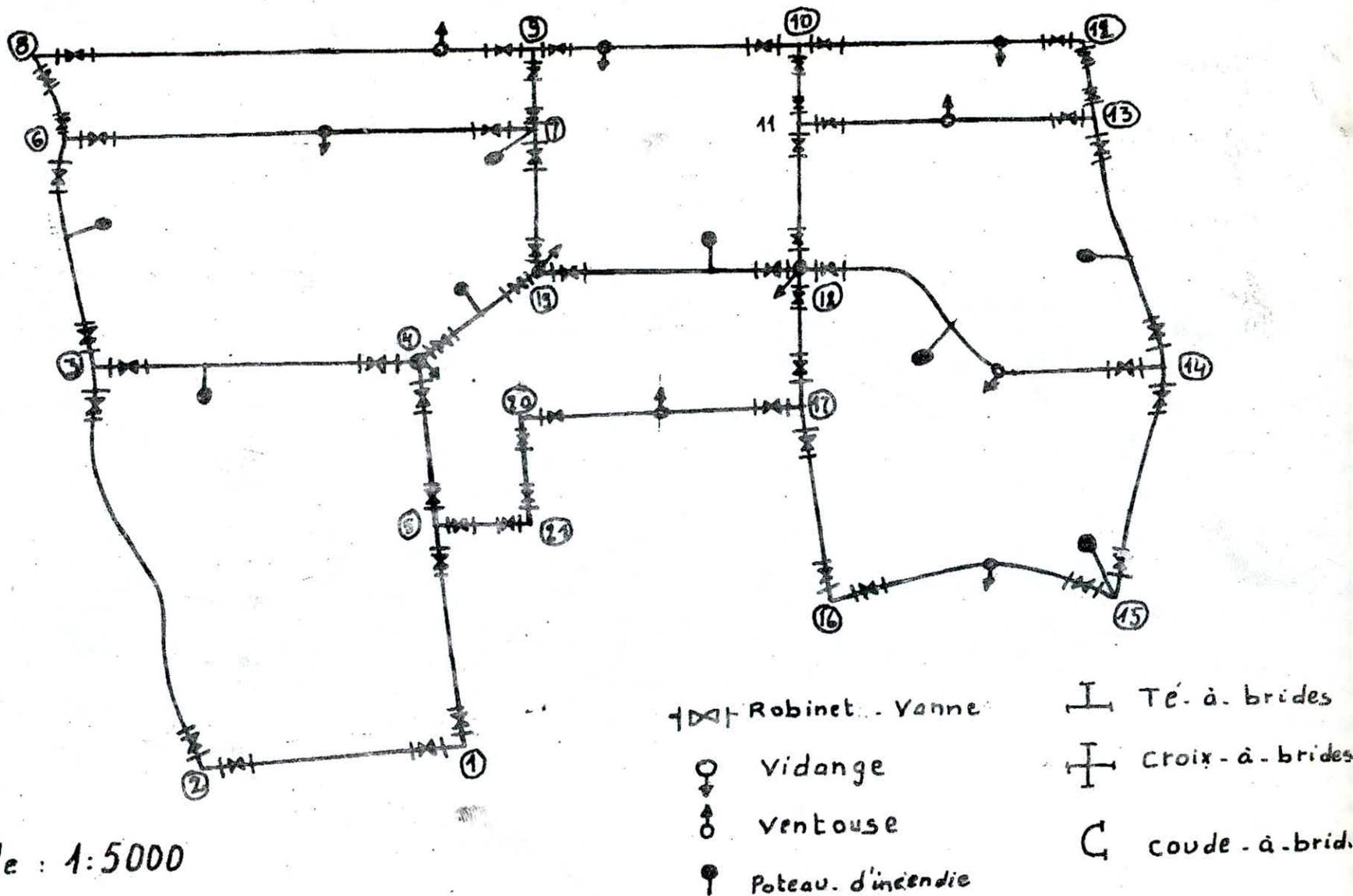
$$\text{d'où } \Delta H_T = 222 - 164,25 - 50 = 7,75\text{m.}$$

CR = cote du radier du réservoir

CT = cote du terrain du point de jonction.

Ps = Pression au sol imposée.

## Equipements hydrauliques.



Echelle : 1:5000

Avec le débit et la perte de charge, on calculera moyennant la formule de DARCY-WEISBACH le diamètre de la conduite d'amenée.

La solution du problème est donnée par l'application:

-de la formule de DARCY-WEISBACH

-de l'équation de continuité

-du diagramme de Moody

$$\Delta H_T = 1.15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1) \quad (\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s)$$

$$\Delta H_s = 15 \% \Delta H_L$$

$$Q = V.A \quad (2)$$

$$IR = \frac{VD}{\nu} \quad (3)$$

Dans les trois équations les éléments inconnus sont:

$f$ ,  $v$ ,  $D$  et  $IR$  ainsi que la rugosité relative  $\frac{\epsilon}{D}$

En vertu de l'équation de continuité on a:

$$\Delta H_T = 1.15 f \frac{L}{D^5} \frac{8 Q^2}{\pi^2 g}$$

$$\text{d'où } D^5 = 1.15 \frac{f L Q^2}{\Delta H_T \cdot 12.09} = C.P \quad (4)$$

$C$  : étant un facteur formé par les valeurs connues de  $Q, L, \Delta H_T$ .

$$Q = V.A = \frac{V \cdot \pi \cdot D^2}{4} \quad \text{d'où } V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (5)$$

en remplaçant (5) dans (3) on aura:

$$IR = \frac{4Q}{\pi D} \cdot \frac{1}{D} = \frac{C'}{D} \quad (6)$$

$C'$  : étant un facteur formé par les valeurs de  $Q, \nu$   
donc la solution est donnée par le procédé suivant:

--on attribue une valeur arbitraire à  $f = f_1$

--on calcul  $D_1$  par l'équation (4)

--on calcul  $IR_1$  par l'équation (6)

--on calcul en fonction de  $IR_1$  et  $\frac{\epsilon}{D_1}$  un nouveau  $f_2$

On répète le procédé avec la nouvelle valeur du coefficient de frottement  $f_2$  et on continue jusqu'à ce qu'on obtienne  $f_n = f_{n-1}$

Données de base:

$Q = 92.24 \text{ l/s} = 0.09224 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1750 \text{ m}$

$\Delta H_T = 7.75 \text{ m}$

$\epsilon = 1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$

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

en première approximation, on choisit  $f_1 = 0,045$ , donc:

$C = 0.1827$

$C' = 1,17 \cdot 10^5$

d'où les premières valeur de:

$D_1 = 383 \text{ mm}$

$IR_1 = 3.05 \cdot 10^5$

$\frac{\epsilon}{D_1} = 0.00211$

Selon le procédé décrit précédemment, on aboutit aux résultats suivants par approximation.

D	Q	V	IR	$f_c$	J	DHL	DHT
mm	l/s	m/s				m	(m)
350	92.24	0.96	$3,39 \cdot 10^5$	0.02685	0.003597	6.29	7.24

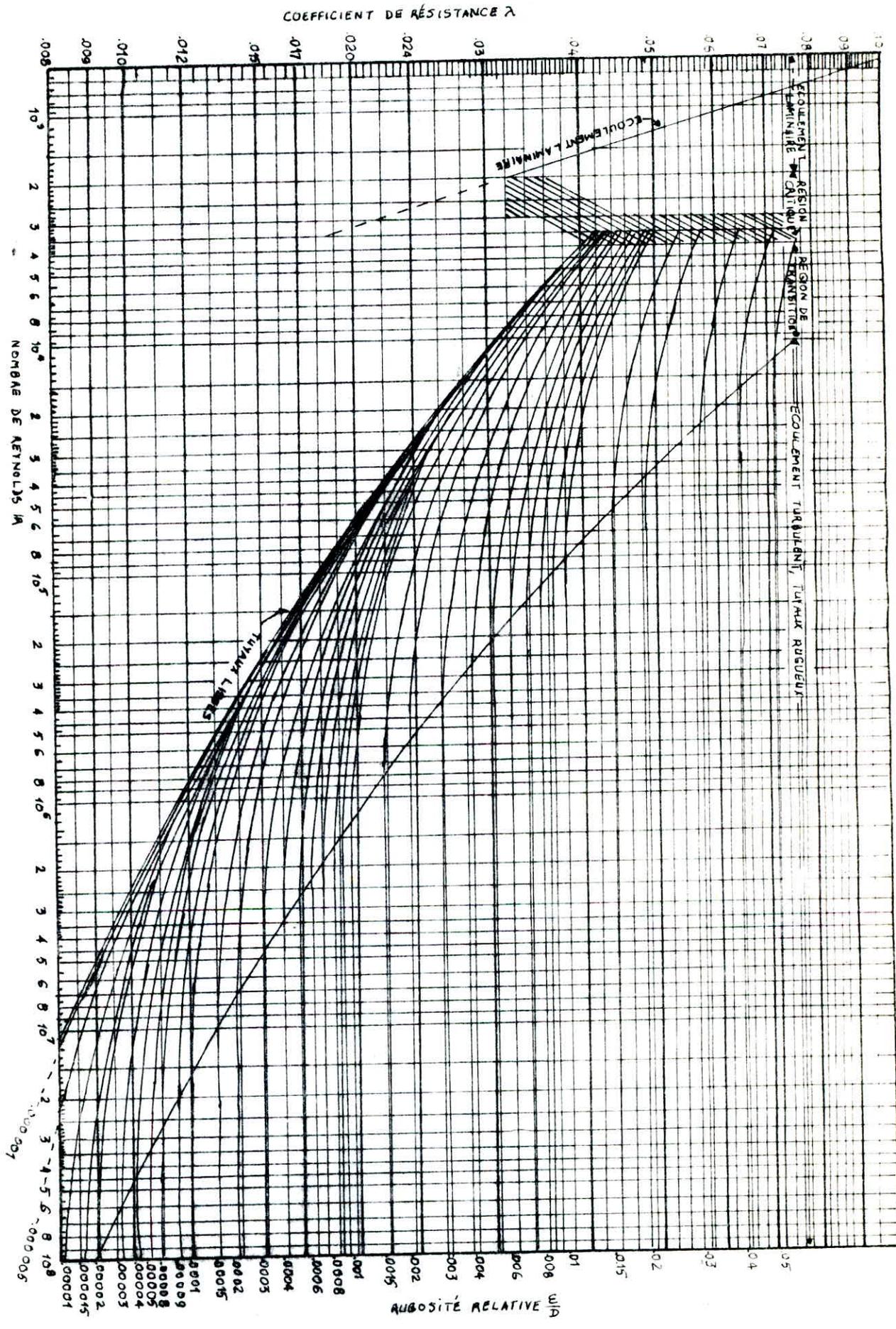
Remarque: Le coefficient de frottement  $f$  est calculé moyennant la formule de COLBROOK.

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

6°) - Calcul des pressions au sol:

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charges occasionnées le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré.

$P_s = C_p - C_t - \dots$   
 Voir tableaux N°10 et 11



# Tableau des Pressions N° 10

Trançons	Côtes du Terrain		P.D.C. (m)	Côtes Piezométrique		Pression (m) n	
	Amont	Aval		Amont	Aval		
I	1 - 2	163.86	158.50	0.66	208.26	207.60	49.10
	2 - 3	158.50	178.30	0.34	207.60	207.26	28.96
	4 - 3	171.60	178.30	3.11	210.14	207.03	28.73
	4 - 5	171.60	165.25	1.37	210.14	208.77	43.52
	5 - 1	165.25	163.86	0.50	208.26	208.26	44.40
II	3 - 6	178.30	185.40	1.47	207.03	205.56	20.16
	7 - 6	181.90	185.40	3.60	209.34	205.74	20.34
	19 - 7	178.95	181.90	1.07	210.41	209.34	27.44
	19 - 4	178.95	171.60	0.27	210.41	210.14	38.54
	4 - 3	171.60	178.30	3.11	210.14	207.03	28.73
III	6 - 8	185.40	185.74	0.55	205.73	205.18	19.44
	9 - 8	178.35	185.74	4.14	209.06	204.92	19.18
	7 - 9	181.90	178.35	0.26	209.33	209.06	30.71
	7 - 6	181.90	185.40	3.60	209.33	205.73	20.33
IV	7 - 9	181.90	178.35	0.26	209.33	209.07	30.72
	10 - 9	174.15	178.35	1.54	210.60	209.08	30.73
	11 - 10	172.82	174.15	0.34	210.95	210.61	36.15
	18 - 11	169.97	172.82	0.015	210.97	210.95	38.13
	18 - 19	169.97	178.95	0.56	210.97	210.41	31.46
	19 - 7	178.95	181.90	1.08	210.41	209.33	27.43

## Tableau des Pressions N° 11

N° des Mailles	Tronçon	ALTITUDES (m)		PDC (m)	Côtes Piézométriques		Pressions (m)
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
V	19-4	178.95	171.60	0.27	210.41	210.14	38.54
	18-19	169.97	178.95	0.56	210.97	210.41	31.46
	18-17	169.97	167.92	0.72	210.97	210.25	42.33
	17-20	167.92	169.53	0.96	210.25	209.29	39.76
	20-21	169.53	166.75	0.31	209.29	208.98	42.23
	21-5	166.75	165.25	0.26	208.98	208.72	43.47
	4-5	171.60	165.25	1.38	210.14	208.76	43.51
VI	11-10	172.82	174.15	0.34	210.95	210.61	36.46
	12-10	173.40	174.15	0.62	211.22	210.60	36.45
	13-12	172.64	173.40	0.43	211.65	211.22	37.82
	13-11	172.64	172.82	0.70	211.65	210.95	38.13
VII	13-11	172.64	172.82	0.70	211.65	210.95	38.13
	14-13	168.26	172.64	0.55	212.20	211.65	39.01
	14-18	168.26	169.97	1.23	212.20	210.97	41.00
	18-11	169.97	172.82	0.015	210.97	210.95	38.13
VIII	15-14	164.25	168.26	0.57	212.77	212.20	43.86
	15-16	164.25	164.67	1.78	212.77	210.99	46.32
	16-17	164.67	167.92	0.86	210.99	210.13	42.21
	18-17	169.97	167.92	0.72	210.97	210.25	42.33
	14-18	168.26	169.97	1.23	212.20	210.97	41.00

$$C_R = 222 \text{ m} - \Delta H_{T(R-15)} = 7.24 \text{ m}$$

$$C_{P(15)} = 212.77 \text{ m} - P_{15} = 50.51 \text{ m}$$

## CHAPITRE IV

## ADDUCTION

## 1°)- Etude du tracé :

L'étude du tracé d'une conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter soit :

- rechercher le profil en long le plus régulier que possible
- Éviter les contres-pentes
- réaliser des tracers en plan de façon à avoir des coudes largement ouverts évitant ainsi les butées importantes.
- choisir le chemin le plus court entre le point de refoulement et le réservoir d'accumulation et ceci pour des raisons économiques.
- Afin de faciliter l'accès aux réservoir et l'acheminement du matériel le tracé suivra si possible les chemins existants (route, piste etc..)
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds etc...) car ça nécessite la construction d'ouvrages spéciaux coûteux.

A cet effet dans notre cas, on est amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas les accotements des routes.

Comme la longueur de la conduite est importante (3470 m), il sera préférable de prévoir des robinets de sectionnement en vue de faciliter d'éventuelles réparations.

Dans notre cas, on ne considèrera qu'une seule variante, relier le forage projeté à la bûche de reprise de la station de pompage, et puis refouler la totalité du débit des cinq (5) forages au nouveau réservoir de 5000 m<sup>3</sup>

Les deux conduites existantes (350 et 250 mm) seront remplacées par une nouvelle conduite, car elles **sont** anciennes et ne répondent plus aux besoins.

## 2°)-Choix du type du tuyaux :

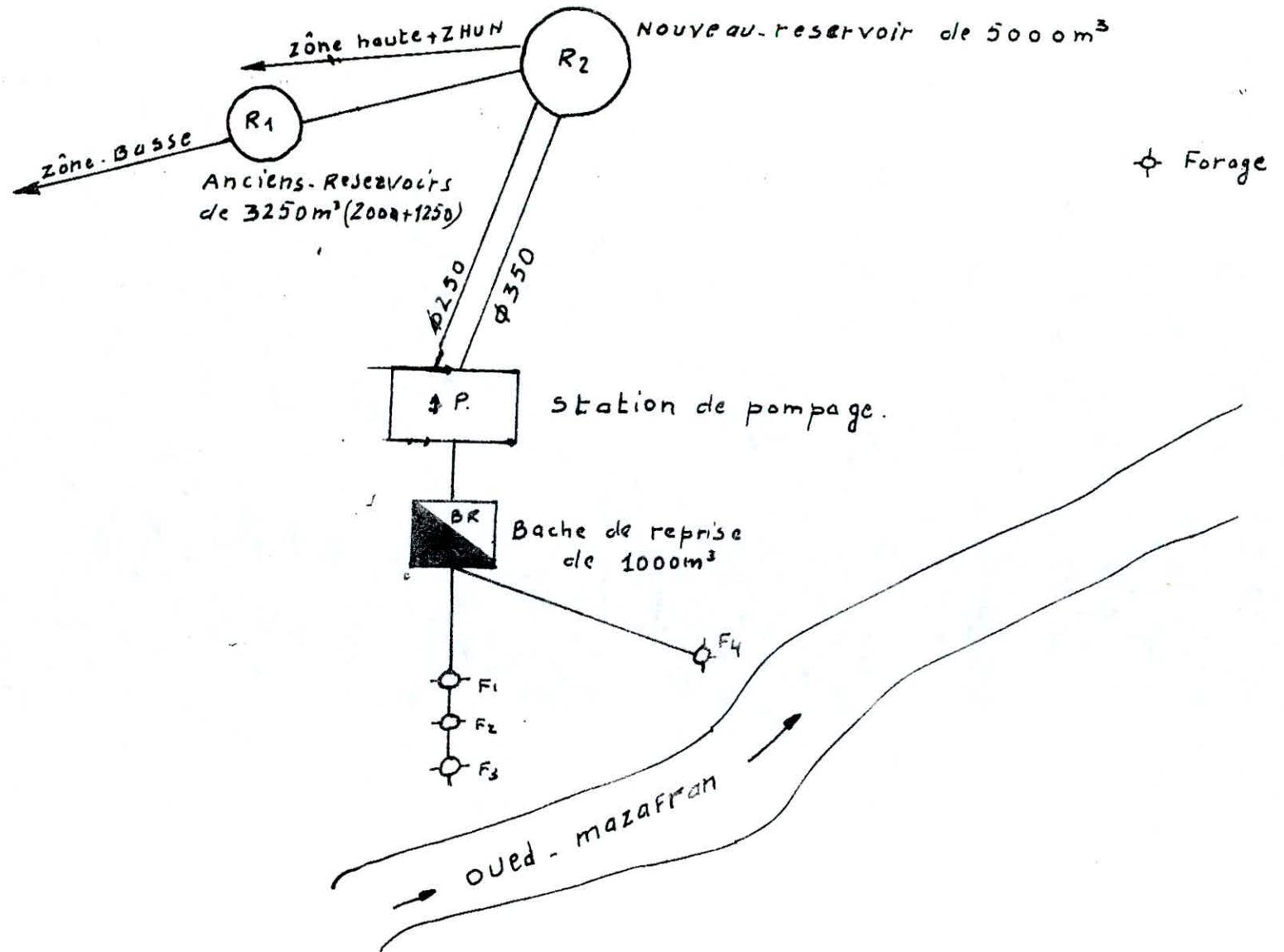
Notre choix s'est orienté vers les tuyaux en acier car :

- ils sont disponibles sur le marché
- ils offrent une bonne flexibilité
- ils peuvent supporter des pressions élevées
- ils sont économiques, solides et résistants.

## 3°)-Calcul du diamètre économique :

Notre étude consiste sur la détermination du diamètre portant du forage projeté à la station de pompage et du diamètre partant de cette dernière au réservoir de 5000 m<sup>3</sup>.

# Adduction - Existante - De - Koléa



a)-Methode de calcul de l'adduction par refoulement :

Du point de vue économique, il existe une liaison entre les frais d'investissement et les frais d'exploitation.

La relation de BONNIN donne une première approche du diamètre économique à partir duquel nous pourrions centrer un interval sur lequel portera l'étude technico-économique.

Donc la formule de BONNIN nous donne:

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

D : diamètre de la conduite en m

Q : Debit à vehiculer en  $m^3 / s$

b)-Calcul des pertes de charges totales

Les pertes de charges totales sont données par la formule de DARCY - WEISBACH

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s$$

$\Delta H_L$  = pertes de charges linéaires

$$\Delta H_L = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$\Delta H_s$  = Pertes de charges singulières estimées à 15% de  $H_L$ .

$$\Delta H_s = 0,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{donc } \Delta H_t = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

en vertu de l'équation de continuité  $Q = VA$

$$\text{on aura } \Delta H_t = 1,15 f \frac{L}{D^5} \frac{8 Q^2}{\pi^2 g}$$

La nature du régime d'écoulement est fonction du nombre de REYNOLDS et de la rugosité absolue. Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer 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 NIKURADSE

$$f_n = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2}$$

$\varepsilon$  : rugosité absolue (m)

D : Diamètre (m)

Pour nos calcul on prend  $\varepsilon = 4,10^{-4}$  m.

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

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

$\epsilon/D$  : rugosité relative

$R$  : nombre de REYNOLDS =  $\frac{VD}{\nu}$

$V$  : vitesse d'écoulement m/s

$\nu$  : viscosité cinématique  $m^2/s = 10^{-6} m^2/s$  à 20° C

pour calculer le coefficient de frottement de COLBROOK on prend en première approximation la valeur du coefficient de NIKERADSE

c) - Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totale

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

$H_g$  : hauteur Géométrique qu'est égale à la différence des côtes d'arrivée et de la côte de départ

d) - Puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times HMT}{\eta} \quad (KW)$$

$\eta$  : rendement de la pompe

e) **Energie consommée annuellement**

$$E = P \times 24 \times 365 \quad (KWH)$$

le tarif de l'énergie d'après la SONELGAZ

$$e = a + cP_c + dP_a + \sum e_n \cdot n_n$$

où :

$a$  : redevance fixe = 28 DA / mois

$cP_c$  : Puissance mise à disposition

$dP_a$  : Puissance absorbée

$e_n$  : coefficient de pondération

avec :  $C = 2,10$  DA/KWh/mois

$d = 9,8$  DA/KWh/mois

$C_{Pe} + dPa =$  terme de puissance

$eh \cdot nh =$  consommation effective d'énergie

En générale on distingue 3 tarifs d'énergie au cours de la journée

\*heures de pointe: 17 h - 21 h ;

$$eh_1 = 0,4735 \text{ DA / KWh}$$

$$n_1 \cdot h_1 = \frac{4}{24} = 0,167$$

\*heures pleines : 6 h - 17 h et 21 h - 22 h 30'

$$eh_2 = 0,0981 \text{ DA/KWh}$$

$$n_2 \cdot h_2 = \frac{12,5}{24} = 0,521$$

\*heures creuses : 22 h 30' - 6h

$$eh_3 = 0,0248 \text{ DA/KWh}$$

$$n_3 \cdot h_3 = \frac{7,5}{24} = 0,312$$

$$d'après \quad eh \cdot nh = eh_1 \cdot nh_1 + eh_2 \cdot nh_2 + eh_3 \cdot nh_3$$

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

$$\text{donc } c = a + C_{Pe} + dPa + \sum eh \cdot nh$$

$$c = \frac{28 + 9,8 + 2,10}{24 \times 30} + 0,1379 \Rightarrow c = 0,19 \text{ DA/KWh}$$

f)-Annuité

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

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

$i$  : taux d'intérêt égal à 8%

$n$  : nombre d'amortissement égal à 30 ans

$$\text{donc } A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827$$

## 4°)-Calcul de l'adduction Ep → SP

Données de base :

$$Q = 40 \text{ l/s} = 0,04 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 250 \text{ m}$$

$$r_b = 70 \%$$

$H_g = (\text{côte d'arrivée dans la buche de reprise} + 0,5) - \text{Côte ND}$   
 côte du niveau dynamique = 10,42 m NGA

$$H_g = (19,98 + 0,5) - 10,42 = 10,06 \text{ m}$$

$$H_{HT} = H_g + H_{asp} + \Delta H_T$$

Hasp : hauteur d'aspiration au niveau du forage (Hasp = 2m).

$\Delta H_T$  : pertes de charges totales.

donc d'après la formule de BOUJIN on aura un diamètre approximatif:

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,04} = 0,2 \text{ m}$$

\*calcul des pertes de charges total

D <sub>mm</sub>	Q <sub>m³/s</sub>	V <sub>m/s</sub>	L <sub>m</sub>	R <sub>10⁵</sub>	J	ΔH <sub>L</sub> <sub>m</sub>	ΔH <sub>s</sub> <sub>m</sub>	ΔH <sub>T</sub> <sub>(m)</sub>	f <sub>n</sub>	f <sub>c</sub>
150	0,04	2,26	250	3,39	0,0456	11,44	1,71	13,12	0,0257	0,02627
200	-"-	1,27	-"-	2,54	0,0102	2,51	0,379	2,91	0,02378	0,02460
250	-"-	0,81	-"-	2,03	0,00315	0,789	0,118	0,907	0,02243	0,02356
300	-"-	0,57	-"-	1,71	0,00126	0,316	0,047	0,363	0,02140	0,02286

\*Tableau de calcul de la hauteur manométrique.

D mm	J	LG m	$\Delta H_T = 1,15 \frac{H_T}{m}$	Hg m	Hasp m	HMT
150	0,04564	250	13,12	10,06	2	25,18
200	0,010124	"	2,91	"	"	14,97
250	0,003155	"	0,907	"	"	12,97
300	0,001263	"	0,36	"	"	12,42

\* Frais d'exploitation:  $P = \frac{E \cdot Q}{\eta}$  HMT = 0,56 HMT

D mm	HMT (m)	puissance KW $P = \frac{E \cdot Q}{\eta}$	Energie annuelle $E \cdot 24 \cdot 365 = E$	Prix unitaire	Montant annuel E·e ( DA )
150	25.18	14.1	123516	0,19	23468,04
200	14.97	8,38	73408,8	"	13947,67
250	12.97	7,26	63597,6	"	12083,54
300	12.42	6,96	60969,6	"	11584,28

\*Frais d'amortissement:

D mm	Prix du ML DA/ml	LG	Prix totale de la conduite	Frais (A=0,088827 DA)
150	104,39	250	26097,5	2318,16
200	137,59	"	34397,5	3055,43
250	162,32	"	40580	3604,60
300	216,63	"	54157,5	4810,65

\*Bilan

D mm	150	200	250	300
Frais exploitation DA	23468,04	13947,67	12083,54	11584,22
Frais d'amortissement DA	2318,16	3055,43	3604,60	4810,65
Total DA	25786,2	17003,1	15688,14	16394,87

Donc notre diamètre économique est :

D = 250 mm

V = 0,81 m/s

5°)-Calcul de l'adduction SP → Réservoir(5000 m<sup>3</sup>) :

Données de base :

Q = 179 l/s = 0,179 m<sup>3</sup>/s

L<sub>G</sub> = 3470 m

η = 70% (rendement de la pompe)

H<sub>G</sub> = (C<sub>a</sub> r + 0,5) - C<sub>d</sub>

C<sub>a</sub> r : côte d'arrivée dans le réservoir (Trop plein).

C<sub>d</sub> : côte de départ de la station de pompage (B.R)

H<sub>G</sub> = (226 + 0,5) - 19,98 = 206,5m

HMT = H<sub>G</sub> + ΔH<sub>r</sub>

d'après la relation de BOMMEN :

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,179} = 0,423 \text{ m .}$$

\*calcul des pertes de charges totale:

D mm	Q m <sup>3</sup> /s	V m/s	L <sub>G</sub> m	IR 10 <sup>5</sup>	J	ΔH <sub>L</sub> m	ΔH <sub>s</sub> m	ΔH <sub>T</sub> m	f <sub>n</sub>	f <sub>c</sub>
350	0,179	1,86	3470	6,51	0,0165	36,96	5,54	42,51	0,0206	0,02112
400	"	1,43	"	5,72	0,0058	18,61	2,79	21,40	0,01923	0,02056
450	"	1,13	"	5,085	0,0022	10,105	1,52	11,62	0,01938	0,02011
500	"	0,91	"	4,55	0,0067	5,79	0,869	6,66	0,0189	0,01975

\* Tableau de calcul des hauteurs manométriques

D (mm)	J	LG (m)	$\Delta H = 1,15 \frac{J \cdot L}{m}$	Hg (m)	HMT (m)
350	0,01065	3470	42,51	206,5	249,01
400	0,00536	"	21,40	"	227,90
450	0,002912	"	11,62	"	218,12
500	0,00167	"	6,66	"	213,16

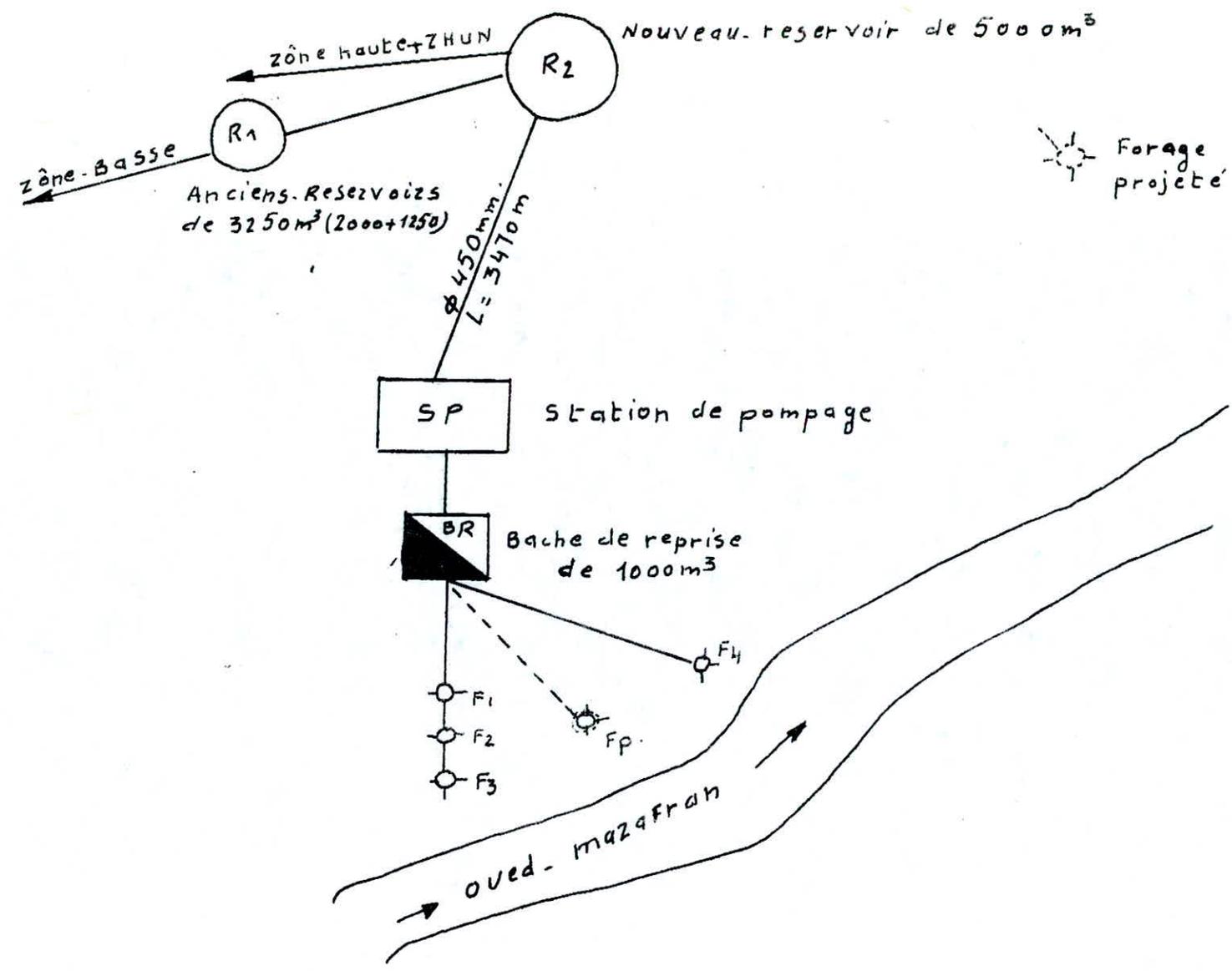
\*Frais d'exploitation

D (mm)	HMT (m)	puissance $P = \frac{gQ}{g} HMT$ (Kw)	Energie annuelle Kwh $P \times 24 \times 365 = E$	c DA/Kwh	Montant annuel de l'énergie E;c (DA)
350	249,01	624,02	5466415,2	0,19	1038618,89
400	227,90	571,12	5003011,20	"	950572,13
450	218,12	546,61	4788303,6	"	909777,68
500	213,16	534,18	4679416,8	"	889089,19

\*Frais d'amortissement:

D (mm)	Prix du metre linéaire DA/ml	LG (m)	Prix totale de la conduite DA	Frais (A=0,088827)
350	301,11	3470	1044851,7	92811,04
400	345,17	"	1197739,9	106391,64
450	389,24	"	1350662,8	119975,32
500	532,05	"	1846213,5	163993,61

# Nouvelle Adduction - De. Koléa



\*Bilan

D	350	400	450	500
Frais d'exploitation DA	1038618,89	950572,13	909777,68	889089,19
Frais d'amortissement DA	92811,04	106391,64	119975,32	163993,61
Total DA	1131429,93	1056963,77	1029753	1053082,8

Donc notre diamètre économique est :

$$D = 450 \text{ mm}$$

$$V = 1,12 \text{ m/s}$$

6°)-Dimensionnement de la conduite gravitaire reliant le reservoir R2 au reservoir R1 ( R2 → R1 ) :

Le calcul du diamètre de la conduite d'adduction gravitaire, se fait en tenant compte de la perte de charge disponible qui n'est autre que la différence de niveau des plans d'eau des deux reservoirs.

Principe de calcul :

Le temps de remplissage du reservoir R1 est de 12<sup>h</sup>  
donc le debit sera de :

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{3250}{12} = 270,83 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$= 0,07523 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec le debit et la perte de charge, on calculera moyennant la formule de DARCY-WEISBACH le diamètre de la conduite qui ecoulera le debit Q avec une P.D.C aussi proche que  $\Delta H_{Tf}$  (en tout état de cause inférieure à  $\Delta H_g$ )

Les elements connus sont  $\Delta H_T$ , Q, L, D,

La solution du problème est donnée par l'application :

-de la formule de DARCY - WEISBACH

-de l'equation de continuité

-du diagramme de Moody.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad ( \Delta H_S = 15 \% \text{ de } \Delta H_L )$$

$$\Delta H_T = 1.15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

$$Q = V \cdot A \quad (2)$$

$$IR = \frac{VD}{\nu} \quad (3)$$

Dans (1)  $f, v$  et  $D$  sont inconnus

Dans (2)  $v$  et  $D$  " "

Dans (3)  $V, D, IR$  " "

La rugosité relative  $\frac{\epsilon}{D}$  est aussi inconnue

En vertu de l'équation de continuité (2) on aura:

$$\Delta HT = 1,15 f \frac{L}{D^5} \frac{8Q^2}{\pi^2 g} =$$

$$\text{d'où } D^5 = \frac{8L Q^2}{\Delta HT \pi^2 g} \times 1,15 \times f = C \cdot f \quad (4)$$

$C$  : étant un facteur formé avec les valeurs connues de  $Q, L, \Delta HT$

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D}{4} \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (5)$$

en remplaçant (5) dans (3) on aura:

$$IR = \frac{4Q}{\pi \nu} - \frac{1}{D} = \frac{C'}{D} \quad (6)$$

$C'$  : étant un facteur formé avec les valeurs de  $Q$  et  $\nu$  (viscosité cinématique)

La solution est donnée par le procédé suivant :

- a) on attribue une valeur arbitraire au coef de frottement ( $f$ )
- b) on calcul  $D_1$  par (4)
- c) "  $IR_1$  par (6)
- d) "  $\frac{\epsilon}{D_1}$
- e) " avec  $IR_1$  et  $\frac{\epsilon}{D_1}$ , un nouveau  $f$

On répète le procédé avec  $f_1$  et on continue jusqu'à ce qu'on obtienne  $f_n = f_{n-1}$

donc le diamètre réel est obtenu en fonction du coefficient de frottement  $f_{n-1}$

Données de base :

$$Q = 75,23 \text{ l/s} = 0,07523 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$L = 610 \text{ m}$$

$$\Delta HT = 226 - 192 = 34 \text{ m}$$

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

$$\epsilon = 1 \text{ m m} = 10^{-3} \text{ m}$$

En première approximation on choisit une valeur de  $f_1 = 0,0034$

avec  $G = 0,009668$

$$C' = 9,58 \times 10^4$$

donc le premier diamètre  $D1 = \sqrt[5]{0,009668 \times 0,0034}$

$$D1 = 126 \text{ mm}$$

$$IR_1 = 9,58 \cdot 10^4 \frac{1}{0,126} = 7,60 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{D1} = 0,007936$$

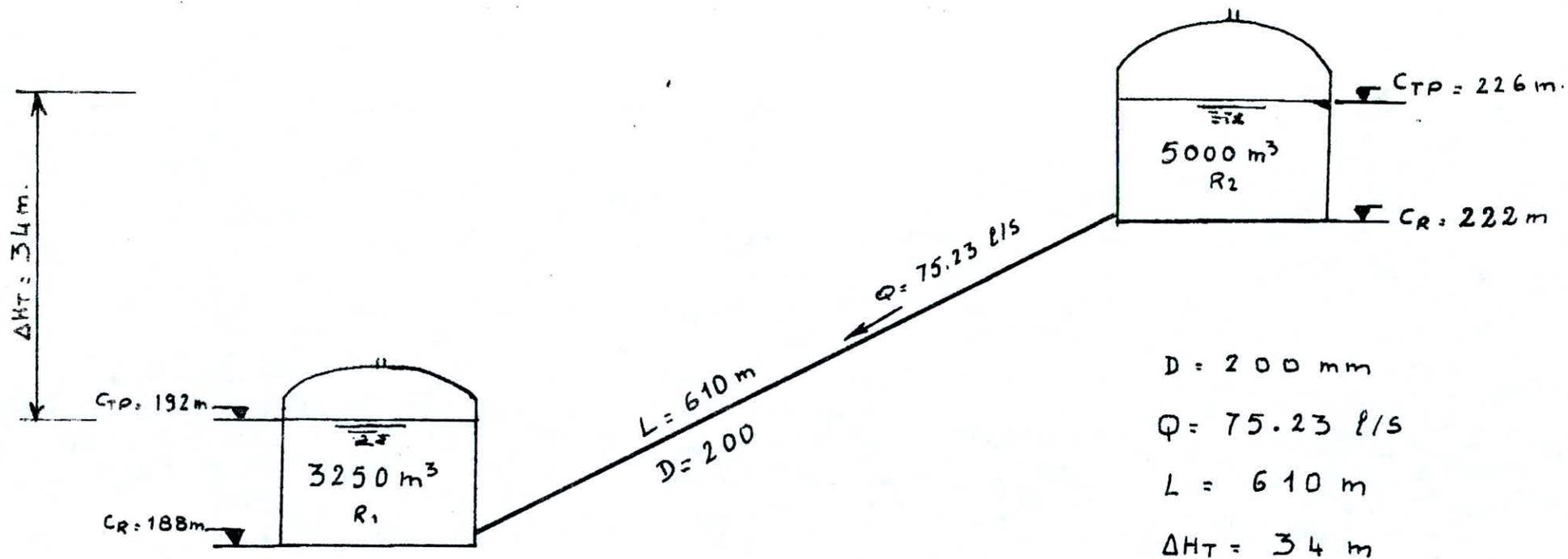
Selon le procédé décrit précédemment, on aboutit aux résultats suivants par approximations:

D mm	Q l/s	V m/s	IR	f	J	DHL (m)	DHT (m)
200	75.23	2.39	$14,86 \cdot 10^5$	0.03096	0.0453	27.63	31.77

Remarque: le calcul du coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de NIKURADSE

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

48  
Adduction. Gravitaire - Reliant. Le. Nouveau. Reservoir (5000m<sup>3</sup>)  
A. L'ancien (3250 m<sup>3</sup>)



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

$$Q = 75.23 \text{ l/s}$$

$$L = 610 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 34 \text{ m}$$

## CHAPITRE V : CHOIX DU TYPE DE POMPE :

Le choix du type de pompe à adopter est fonction du débit à refouler et de la hauteur d'élévation.

Le choix de la pompe doit se faire de telle manière que cette dernière soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximale, conduisant ainsi au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élever.

Le point de fonctionnement est obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de la conduite et de la pompe.

### 1.- Choix du groupe.

Nous choisissons deux groupes électro-pompes immergés dont un en secours en cas de panne du premier.

Les deux groupes seront identiques.

La pompe est munie à l'aval d'un cône (divergent), pour le raccordement avec la conduite de refoulement, d'un clapet anti-retour et d'un robinet-vanne.

Pour refouler l'eau du forage projeté (Fp) à la bache de reprise de la station de pompage, on a utilisé un groupe électro-pompe immergé à un étage de type : M 20 - 9125g

$N = 2850$  tours/minute

rendement ( $\eta$ ) = 76,5 %

puissance de la pompe :  $P_p = 6,6$  Kw

puissance du moteur :  $P_M = 7,5$  Kw.

Choisie du catalogue JEUMOT - SCHNEIDER pour pompes immergée (axe-vertical) en fonction du débit  $Q = 144$  m<sup>3</sup>/h. et de la HmT = 12,97 m.

### 2.- Caractéristique de la conduite et de la pompe :

- La courbe caractéristique de la pompe sera déterminée d'après le débit et la hauteur manométrique à laquelle il sera élevé ainsi que le rendement.

- Pour tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement, on se donne des débits inférieurs et des débits supérieurs au débit fixé, tout en calculant les pertes de charges, afin de déterminer leur hauteur manométrique correspondante.

Donc le calcul de la caractéristique de la conduite est calculée à l'aide d'un programme établi sur une calculatrice programmable TI 59 (voir tableau des caractéristiques et programme).

\* Remarque :

En construisant la courbe caractéristique de refoulement et celle de la pompe, la courbe  $H = f(Q)$  coupe la courbe caractéristique de la conduite au point (P) égal à notre point désiré (voir schéma).

En conclusion :

Aucune modification ne sera portée;

- . Ni diminution de la durée de pompage
- . Ni vanner sur le refoulement
- . Ni rognage de la roue.

programme pour TI 59 (P.D.C)

LRN			
2nd Lbl	2nd Lbl	STO	2nd Lbl
A	B	8	D
1	(	GTO	x
.	RCL	B	.
1	7	2nd Lbl	1
4	÷	RCL	5
-	3	RCL	=
.	7	9	R/S
8	+	x	2nd Lbl
6	2	RCL	E
x	.	3	+
(	5	x <sup>2</sup>	RCL
RCL	1	÷	11
1	÷	1	=
÷	RCL	9	R/S
RCL	6	.	
2	÷	6	
)	RCL	÷	
STO	8	RCL	
7	√x	2	
lnx	)	=	
=	lnx	STO	
x <sup>2</sup>	x	10	
1/x	.	R/S	
STO	8	2nd Lbl	
5	6	C	
STO	=	RCL	
8	x <sup>2</sup>	10	
RCL	1/x	x	
3	STO	RCL	
x	9	4	
RCL	-	=	
2	RCL	STO	
÷	8	11	
RCL	=	R/S	
0	2nd  x		
=	INV		
STO	2nd xxt		
6	RCL		
R/S	RCL		
	9		

Exécution

1. stockage des données:

D → 00 ; E → 01 ; D → 02

V → 03 ; Lg → 04

précision 0,000001 xst

Résultats

2. appuyer sur:

**A** ⇒ Re,06    **B** ⇒ J

**C** ⇒ Δh<sub>t</sub>    **D** ⇒ Δh<sub>s</sub>

**E** ⇒ Δh<sub>t</sub>

**F<sub>n</sub>**  $\xleftarrow{RCL}$  05    **F<sub>c</sub>**  $\xleftarrow{RCL}$  09

\* Tableau permettant de tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Fp ----- BR)

données :

$$Q = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HmT = 12,97 \text{ m}$$

$$L = 250 \text{ m}$$

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

$$\Sigma = 0,4 \text{ mm}$$

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

Q m <sup>3</sup> /s	V m/s	L (m)	Re <sub>10<sup>5</sup></sub>	J	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHt (m)	fn	fc	HmT (m)
0,0305	0,62	250	1,55	0,001871	0,468	0,0702	0,538	0,02243	0,02385	12,6
0,0333	0,68	250	1,70	0,00224	0,56	0,084	0,644	"	0,02374	12,704
0,0361	0,73	250	1,825	0,00257	0,643	0,096	0,74	"	0,02367	12,8
0,0389	0,79	250	1,975	0,003	0,75	0,11	0,86	"	0,02358	12,92
0,04	0,81	250	2,025	0,00316	0,79	0,118	0,907	"	0,02356	12,97
0,0416	0,85	250	2,125	0,00346	0,865	0,13	0,995	"	0,02356	13,06

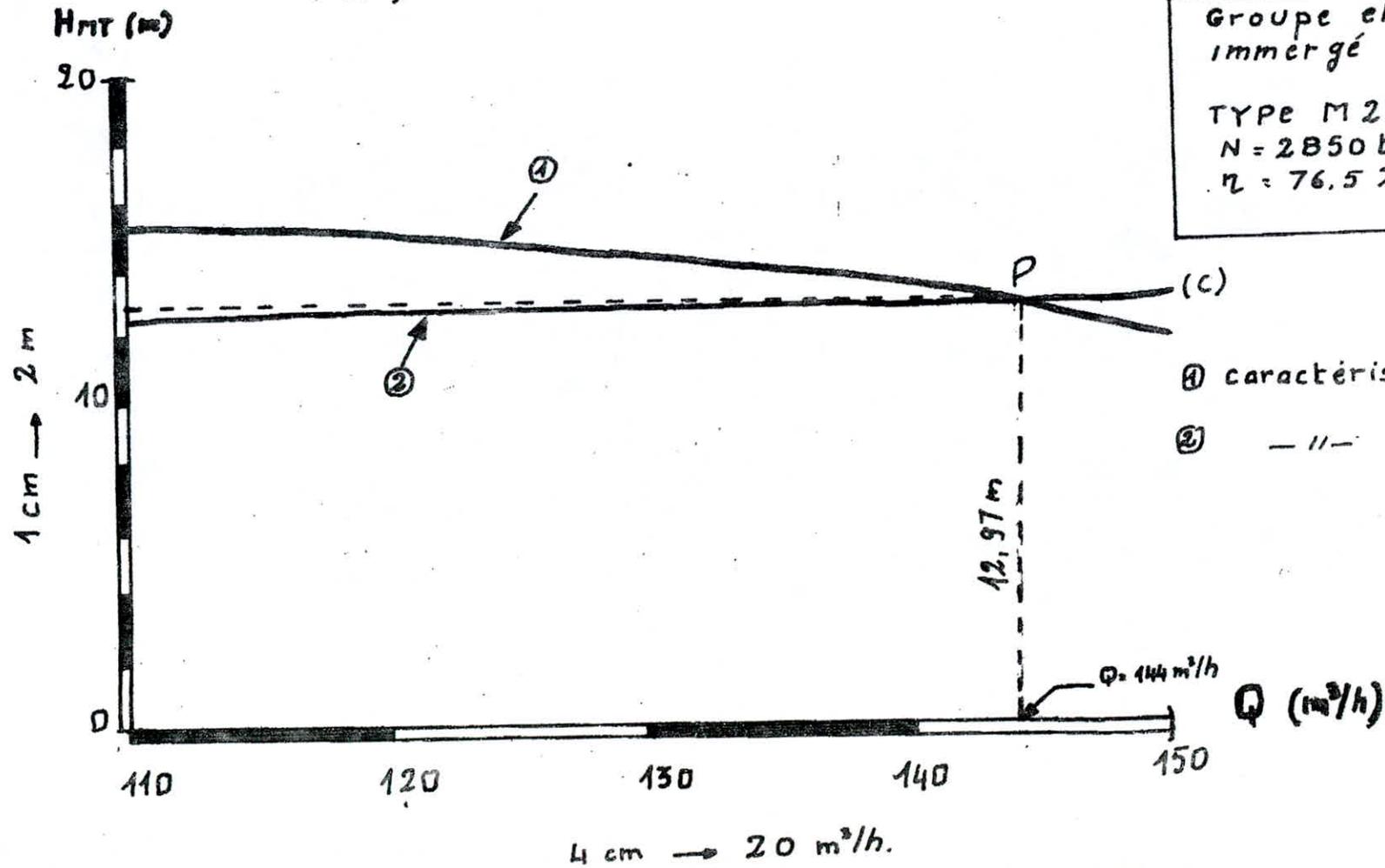
3.- Justification du choix du groupe électro-pompe immergé :

Ce type de groupes présente plusieurs avantages :

- . Grande fiabilité
- . Entretien facile
- . Facilité d'installation
- . Rendement élevé.

# Point de Fonctionnement de la pompe

Refoulement  $F_p \rightarrow BR (SP)$



Groupe electropompe  
 immergé à 1 étage  
 TYPE M 20 - 9125.5  
 N = 2850 tr/mn  
 $\eta = 76.5 \%$   
 J. SCHNEIDER

CHAPITRE VI

Pose des canalisations

1°)- Stockage et approvisionnement :

Les conduites doivent être de préférence stockées à l'ombre sur des aires planes. Lors de la décharge des camions, il faut interdire de jeter les tubes à terre.

2°)- Pose des conduites :

a)- Largeur de la tranchée :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante (0,60 m au minimum) de manière à ce que les ouvriers puissent y travailler aisément.

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 \times 0.30 \text{ (m)}$$

B : largeur de la tranchée m

D : diamètre de la conduite m

Au droit de chaque joints, on doit pratiquer dans les parois laterales des élargissements de la tranchée (appelées niches) pour faciliter le raccordement et l'opération de soudure.

b)- profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est choisie de telle manière que la température de l'eau reste constante, par conséquent d'éviter les dégats qui pourront être causés par d'important gels et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

Donc la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H = D + e + h$$

H : profondeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite

e : épaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite (0,6 ≤ e ≤ 1,2m)

h : épaisseur du lit de fouille (0,15 ≤ h ≤ 0,2m)

c)-Fond de la tranchée:

Le fond de fouille de la tranchée doit être débarrassé de pierre, et bien plan tout le long d'une même pente, ensuite recouvert d'un lit de pose bien nivellé.

Il est constitué généralement par:

- du Gravier pour les terrains ordinaires
- de la pierre cassée pour des terrains imperméables et rocheux, formant ainsi des drains.
- du béton maigre pour les terrains vaseux.

d)-Remblayage des fouilles:

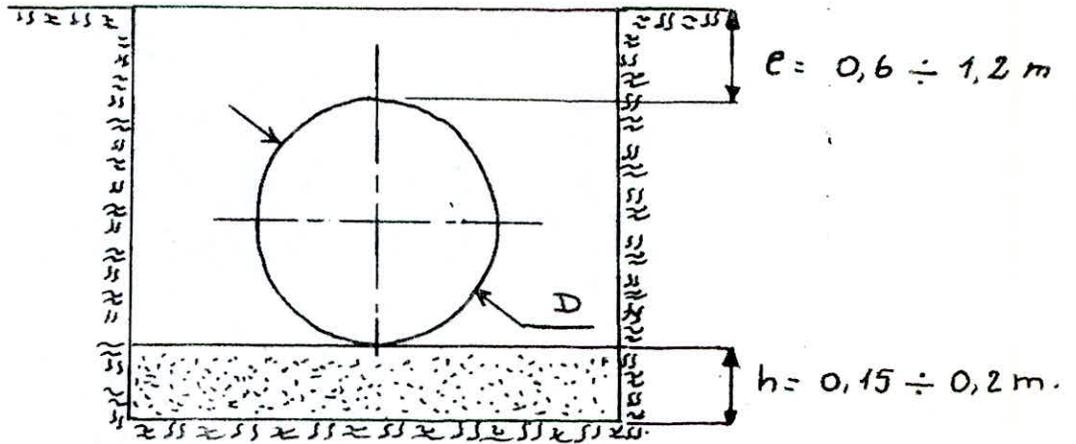
La mise en place du remblai depuis le fond jusqu'à une hauteur de 0,3m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est effectué avec de la terre des déblais (expurgée de tous gros-éléments) soigneusement tassée et arrosée. À partir de la hauteur fixée ci-dessus, le remblai se fait avec tout venants (roches et détritiques étant exclus)

3°)-Modalité et précautions à prendre :

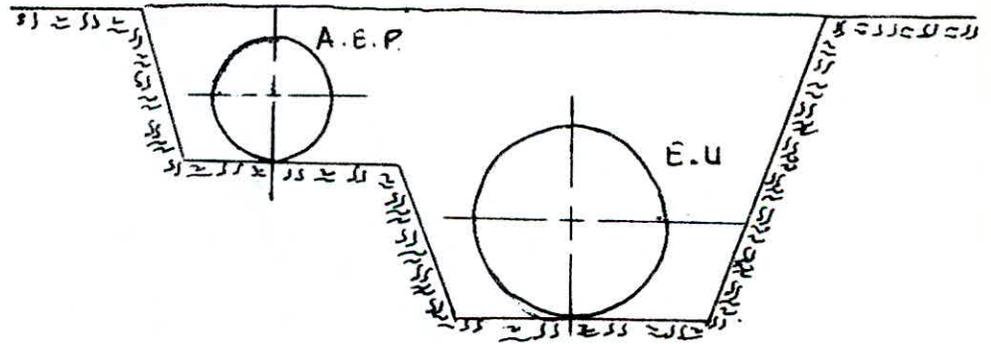
- Avant la descente en fouille les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui ont reçus des chocs.
- Avant la pose des tuyaux, les revêtements doivent être reconstitués partout où ils auraient été détériorés (pour les tuyaux en acier)
- La pose doit s'effectuer par tronçons successifs en commençant par les points hauts, de façon à assurer s'il ya lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.
- Avant de procéder du remblayage un essai de joints doit être effectué avec une pression égale à 1,5 la pression de service.
- Ne pas remblayer lorsque la conduite est sous pression.
- La cote du fond de tranchée d'une conduite d'AEP est plus grande que celle des eaux usées
- La descente en fouille des canalisations en acier ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée.

## Pose - des. Conduites

Pose dans. une tranchée



Pose à proximité d'une conduite d'eau usée



## CHAPITRE VII

Protection-des conduites

contre le phénomène du coup de BELIER.

1°)-Etude du phénomène:

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par des variations de pressions, qui se propagent dans le milieu constitué par l'eau. Elles sont dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendrant une onde de propagation ou célérité(a)

2°)-Causes et effets:

Le changement instantané du régime hydraulique crée le phénomène du coup de belier. Il est dû aux causes suivantes:

- Arrêt brusque du groupe électro-pompe (par disjonction)
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électro-pompe.

Le coup de belier peut provoquer une rupture de la canalisation par:

- écrasement: suite à une forte dépression
- éclatement: suite à une surpression.

Les variations de pression peuvent aussi donner lieu à:

- un déboîtement de la conduite
- une rupture de joints
- une détérioration des accessoires
- un bruit désagréable
- une perte d'eau considérable.

3°)-interprétation physique du phénomène:

Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, en cas d'arrêt brusque du groupe électro-pompe (cas de refoulement) quatre phases sont à envisager.

1°) - Arrêt brusque du groupe électro-pompe. L'eau en mouvement se trouve brusquement arrêtée. La pression s'élève et une onde de pression se propage vers l'aval.

2°) - L'onde de pression arrive à l'aval et se réfléchit. La pression s'abaisse et une onde de dépression se propage vers l'amont.

3°) - L'onde de dépression arrive à l'amont et se réfléchit. La pression s'élève et une onde de pression se propage vers l'aval.

4°) - L'onde de pression arrive à l'aval et se réfléchit. La pression s'abaisse et une onde de dépression se propage vers l'amont.

1ère phase: La colonne liquide va poursuivre son ascension par suite de son inertie, suite à l'arrêt elle se trouve coupée, donc il en résulte une dépression derrière elle.

Par diminution élastique de la conduite, chaque tranche de cette dernière se contracte successivement.

Donc il y a naissance d'une onde de dépression se propageant le long de la conduite au départ de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse ou célérité ( $a$ ) et un temps  $\frac{L}{a}$ . A ce moment là toute la conduite est en dépression et l'eau s'immobilise.

2ème phase: Du fait de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et ce au fur et à mesure en partant du réservoir, au bout d'un temps égal à  $\frac{2L}{a}$  (temps considéré depuis l'origine du phénomène) toute l'eau redescend dans la conduite et se trouve bloquée par le clapet qui s'est fermé entre-temps

3ème phase: En raison de cet arrêt (eau bloquée par le clapet) la première tranche en contact avec le clapet sera comprimée, entraînant une dilatation de la conduite, les tranches suivantes subiront le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite. L'onde de pression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir au bout d'un temps  $\frac{3L}{a}$  (temps compté à partir de l'origine du phénomène), toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée et immobile.

4ème phase: Grâce à son élasticité (agissant à la manière d'un ressort), la conduite reprend au fur et à mesure à partir du réservoir son diamètre initial et ce au bout d'un temps  $\frac{4L}{a}$  compté toujours à partir de l'origine du phénomène.

Donc le phénomène se reproduira indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charges dues aux frottements de l'eau dans la conduite.

4°)-Moyens de protection :

Comme il a été souligné auparavant, le coup de bélier est susceptible d'entraîner la rupture des conduites et il peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service.

Pour diminuer l'intensité du phénomène et ses conséquences néfastes, il existe des moyens appropriés qui sont:

- reservoir d'air
- volant d'inertie
- soupape de décharge
- cheminée d'équilibre

Parmi les moyens cités ci-dessus, nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement une tuyère.

Les réservoirs d'air sont simples du point de vue installation et protègent aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

#### 5.- Principe du réservoir d'air :-

Après disjonction des groupes, l'alimentation de la veine liquide s'effectue à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

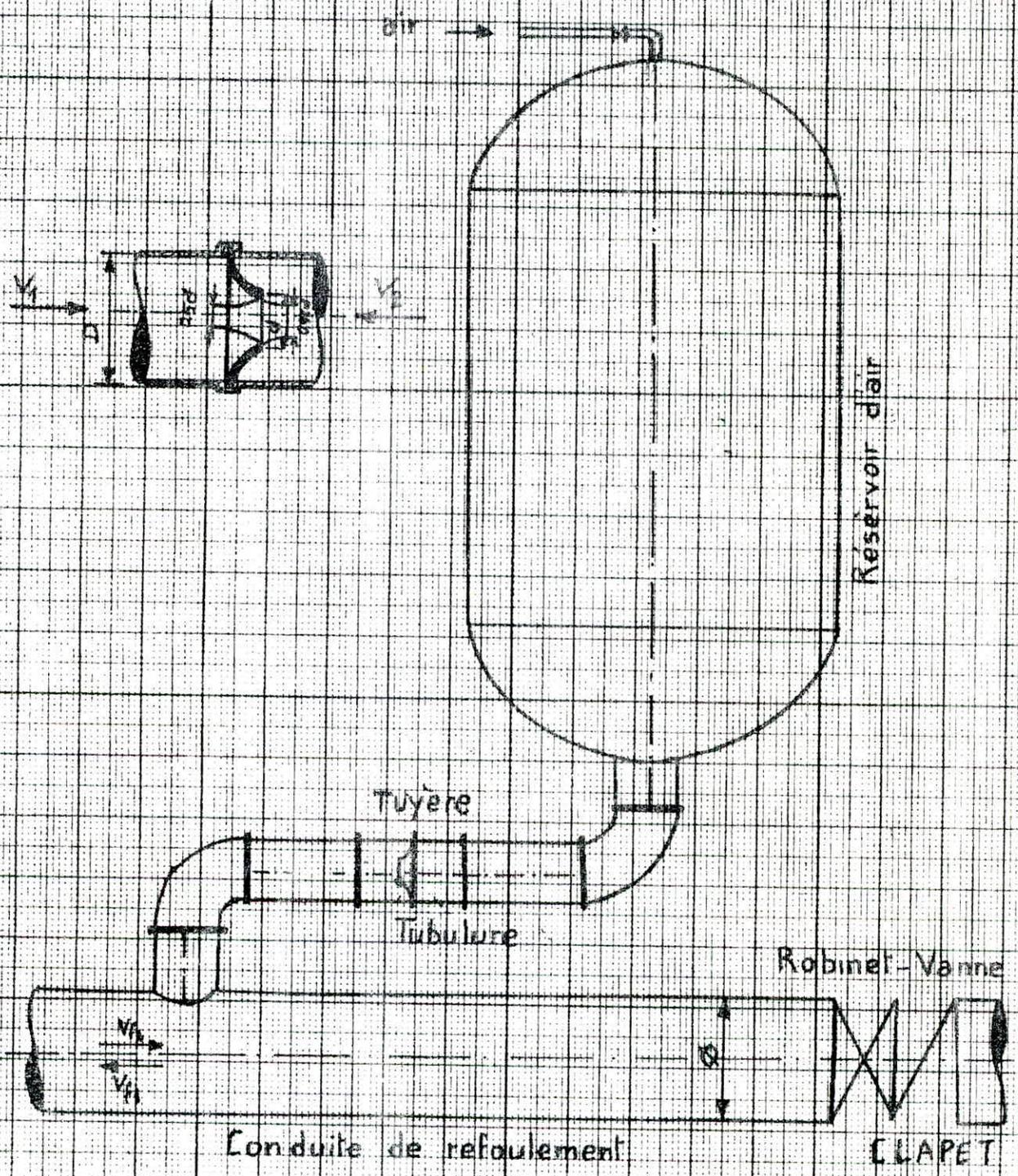
À la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, à ce moment là, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir. Après diminution progressive puis annulation de la vitesse, toute l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche. La dissipation de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci à travers l'organe d'étranglement.

#### 6.- Méthode de calcul du coup de Béliet à l'arrêt brusque:

Les valeurs de la dépression et de la surpression seront déterminées par l'épure de Bergeron, après avoir fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal et son dispositif d'étranglement. La méthode consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du réservoir d'air. L'intervalle de temps entre les vitesses successives est de

$$t = \frac{2L}{a} \text{ (temps d'un aller-retour)}$$

### Schéma d'un réservoir d'air



En partant d'un volume initial du réservoir d'air (choisi arbitrairement) et en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale ( $V_f$ ) de l'eau dans l'intervalle de temps considéré ( $\theta$ ), on calcul successivement à la fin de cet interval, la pression dans le réservoir, puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentatif des pertes de charges dans la conduite.

On vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, coupant la droite +  $\frac{a}{g.s}$  au droit de  $V_f$ , sinon on refait

les calculs avec une autre valeur de  $V_f$ .

Pour le premier interval  $\theta$ ,  $V_{m1} = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$

$V_0$  : vitesse de l'eau en fonctionnement normal

$V$  : vitesse finale choisie.

Pour les autres interval,

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

Il faudra faire attention aux vitesses négatives, lorsque l'eau revient vers le réservoir d'air.

A la fin du premier interval, le volume d'air du réservoir ( $U$ ) sera égal au volume d'air choisi arbitrairement ( $U_0$ ) augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente. Pour les autres interval, les volumes s'ajoutent lorsque l'eau monte, et se retranchent lorsque l'eau descend.

\* Pression dans le réservoir d'air :

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de Poisson.

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = ZU^{1,4}$$

$\delta_0$  : pertes de charges dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$$\text{donc : } z = \frac{(z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$z_0$  : étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau (si on néglige la hauteur d'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite).

$$z_0 = H_0 + 10 \text{ m} \quad (H_0 : \text{hauteur géométrique}).$$

$U_0$  : volume d'air initial choisi arbitrairement

$U$  : volume d'air dans le réservoir à la fin de l'intervalle considéré.

\* pertes de charges dans la conduite de refoulement :

Ces P.D.C. sont représentées 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, ces P.D.C. sont supposées concentrées en un point (au départ de la pompe), comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même P.D.C. exprimée en fonction de la vitesse qui se forme en ce point.

$$\delta = 1.15 f_c \frac{L}{D} \frac{v^2}{2.g}$$

$$f_c = \left[ -0.86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation on prend le coefficient de frottement de NIKURADSE

$$f_n = \left[ 1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right]^{-2}$$

\* pertes de charges au niveau de la tuyère:

- A la montée de l'eau on a la valeur de la vitesse  $v_1$  en fonction de la vitesse finale  $v_f$ .

Dans le cas, la tuyère aura un coefficient de débit de 0,92

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

$\emptyset$  : diamètre de la conduite de refoulement

$d$  : diamètre intérieur de la tuyère

$d'$  : diamètre de la veine contractée

$V_1$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau

$V_f$  : vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps  $\Theta$

"  $d$  " sera choisi pour que "  $K$  " reste compris entre 15 et 20.

La perte de charge  $\Delta h_1$  à la montée de l'eau est évaluée en fonction du rapport ( $m$ ) des sections de la veine contractée ( $d'$ ) et de la tubulure ( $D$ ).

$$m = \frac{d'^2}{D^2} \quad \text{avec} \quad D = \frac{\emptyset}{2}$$

$$\text{d'où} \quad \Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot c$$

$c$  : coefficient de perte de charge déterminé en fonction de ( $m$ ) d'après le graphe.

- A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction 0,5

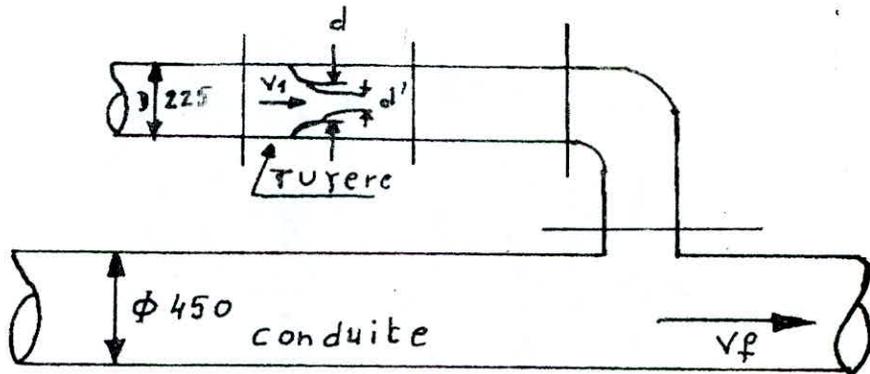
$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi \emptyset^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \emptyset^2}{d^2} = K'$$

$V_2$  : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau.

$m' = \frac{0,5 d^2}{D}$  en fonction de ( $m'$ ) on tire le coefficient de débit ( $C'$ )

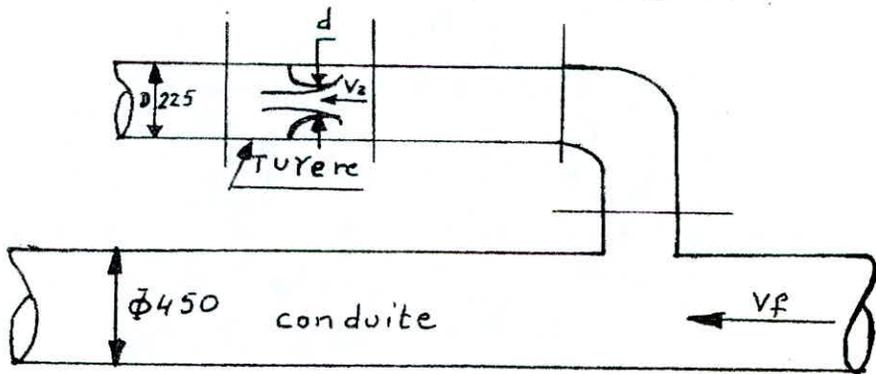
d'après le graphe.

L'eau du reservoir se dirige vers la conduite

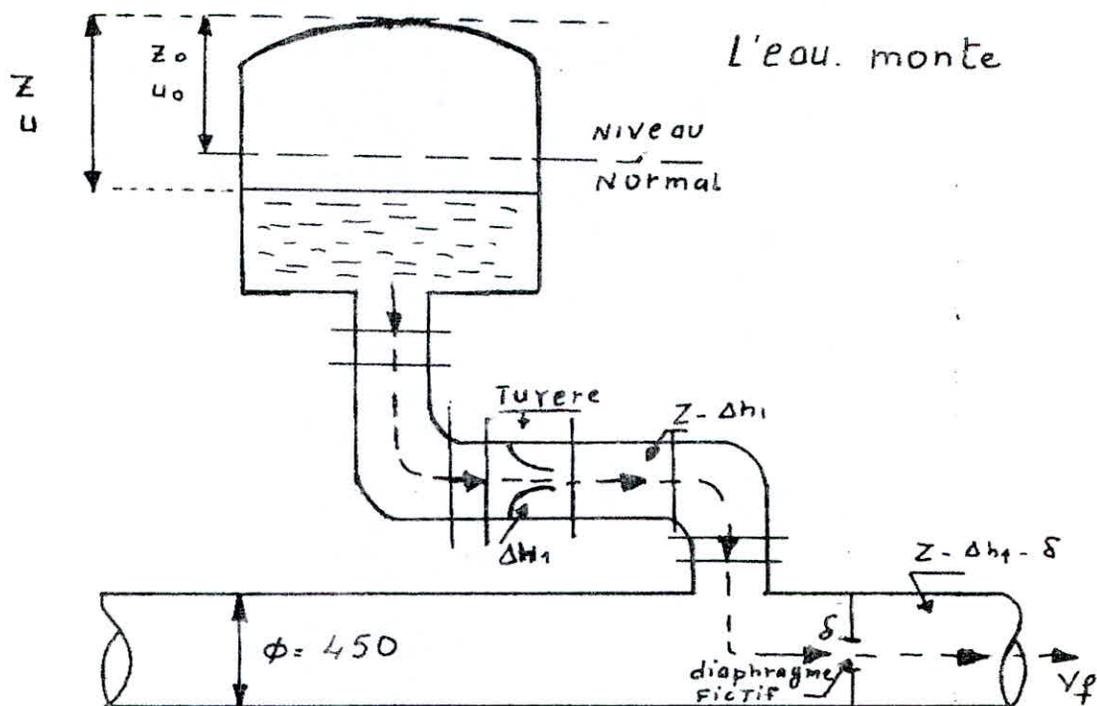


$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K$$

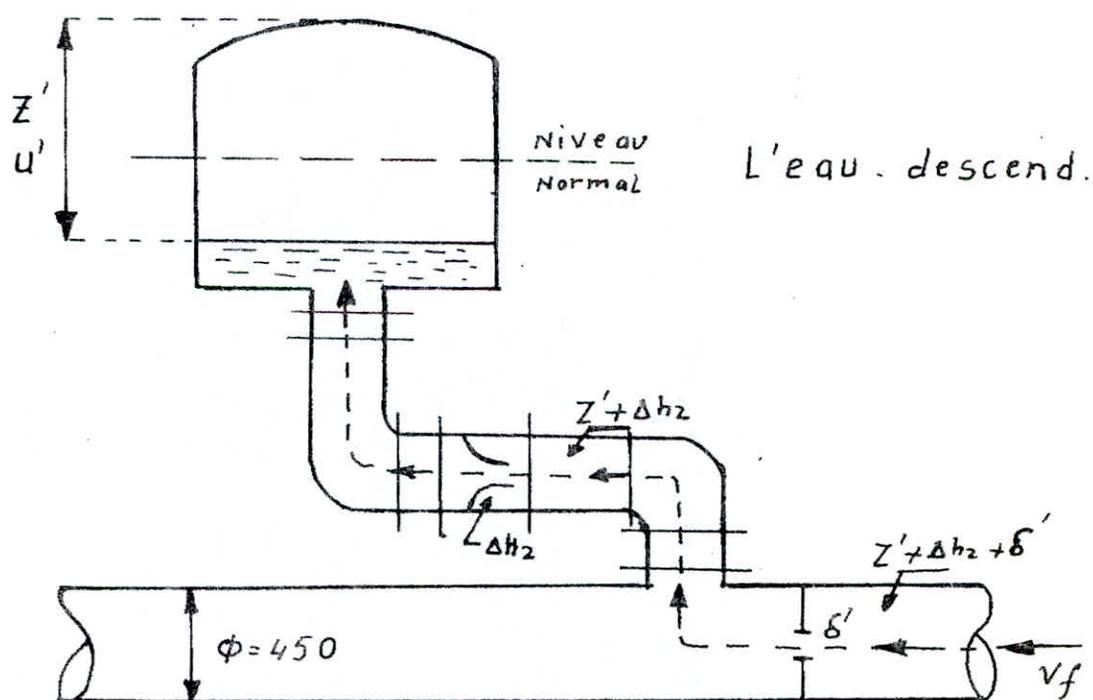
L'eau de la conduite revient dans  
Le reservoir



$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{\frac{\pi \phi^2}{4}}{0,5 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = K'$$



Pertes de charges successives à la montée de l'eau dans la conduite



Pertes de charges successives à la descente de l'eau dans le réservoir

$$\text{d'où } \Delta h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \cdot C'$$

\* variation du volume :

$$\Delta U = S \Theta v_m$$

$\Theta$  : interval de temps considéré

$v_m$  : vitesse moyenne

$S$  : section de la conduite.

\* pression dans la conduite avec pertes de charges :

- montée :  $z = \Delta h_1$

- descente :  $z + \Delta h_2$

\* pression dans la conduite sans pertes de charges :

Pour la vitesse finale  $v_f$  considérée, on cherche sur la parabole de pertes de charges dans la conduite  $\xi$ .

- montée :  $z = \Delta h_1$

- descente :  $z + \Delta h_2$

7.- Interprétation des calculs (au refoulement) :

$\emptyset$  : 450 mm

$L$  : 3470 m.

$\xi$  : 0,4 mm

$\lambda$  :  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

$S$  : 0,159 M<sup>2</sup>

$Q$  : 0,179 M<sup>3</sup>/s

$v_0$  : 1,12 m/s

$e$  : épaisseur de la conduite = 5 mm

$U_0$  : 8 m<sup>3</sup>

a) Valeur de la célérité  $a$  :

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \varnothing}{E.e}}}$$

où :

$a$  : célérité (vitesse) de l'onde (m/s)

$\varnothing$  : diamètre de la conduite (m)

$E$  : module d'élasticité =  $2 \cdot 10^{11}$  Pa pour l'acier.

$K$  : coefficient de compressibilité de l'eau égal à  $2 \cdot 10^9$  Pa

$\rho$  : masse volumique de l'eau égale à  $1000 \text{ Kg/m}^3$

$e$  : épaisseur de la conduite égale à  $5 \text{ mm}$

$\sqrt{\frac{K}{\rho}}$  : donne la célérité des ondes de pressions pour le cas des tuyaux très rigides.

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \varnothing}{E.e}}} : \text{traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite.}$$

d'où :

$$a = 1045,35 \text{ m/s}$$

b) temps de retour de l'onde :

$$\Theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 3470}{1045,35} = 6,64 \text{ s}$$

c) Maximum du coup de bélier sans système anti-bélier :

$$h_{\max} = b = \frac{aV_0}{g} = \frac{1045,35 \cdot 1,12}{9,81} = 119,47 \text{ m}$$

- cas de la surpression :

$$H_0 + b = 206,5 + 119,47 = 325,97 \text{ m.}$$

- cas de la dépression :

$$H_o - b = 206,5 - 119,47 = 87,03 \text{ m.}$$

d) variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \Theta \cdot V_m.$$

S : section de la conduite = 0,159 m<sup>2</sup>

$\Theta$  : temps de retour de l'onde = 6,64 s

$V_m$  : vitesse moyenne.

$$\Delta U = 1,056 \cdot V_m$$

e) pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{(Z_o + \zeta_o) \cdot U_o^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z_o = H_o + 10 = 206,5 + 10 = 216,5 \text{ m.}$$

$$U_o = 8 \text{ m/s}$$

$$\zeta_o = \Delta H_T = 11,62 \text{ m.}$$

$$Z = \frac{(216,5 + 11,62) \cdot 8^{1,4}}{U^{1,4}}$$

d'où

$$Z = \frac{4192,56}{U^{1,4}}$$

f) Pertes de charges au niveau de la tuyère :

$$\text{le diamètre de la tubulure : } D = \frac{\varnothing}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm.}$$

- montée de l'eau

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

donc :

$$15 < K < 20$$

On prend :

$$d = 110 \text{ mm}$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{450^2}{(0,92 \cdot 110)^2} = 19,77$$

d'où

$$K = 19,77$$

donc :

$$V_1 = 19,77 V_f$$

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 110)^2}{(225)^2} = 0,22$$

d'où :

$$C = 0,68$$

donc :

$$\Delta h_1 = \frac{0,68}{19,62} \cdot V_1^2 = 0,0346 V_1^2$$

- descente de l'eau :

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 2 \frac{(450)^2}{110^2} = 33,47$$

d'où :

$$V_2 = 33,47 \text{ } \cancel{V_f}$$

$$m' = 0,5 \frac{d^2}{D^2} = 0,5 \frac{(110)^2}{(225)^2} = 0,12$$

d'où =

$$C = 0,80$$

donc :

$$\Delta h_2 = \frac{C'}{2 \cdot g} V_2^2 = \frac{0,8}{19,62} \cdot V_2^2 = 0,0407 V_2^2$$

g) Pression dans la conduite avec pertes de charges :

$$\text{Montée : } Z - \Delta h_1 = Z - 10,34 \cancel{V_f^2}$$

$$\text{Descente : } Z + \Delta h_2 = Z + 36,28 \cancel{V_f^2}$$

h) Pertes de charges au refoulement :

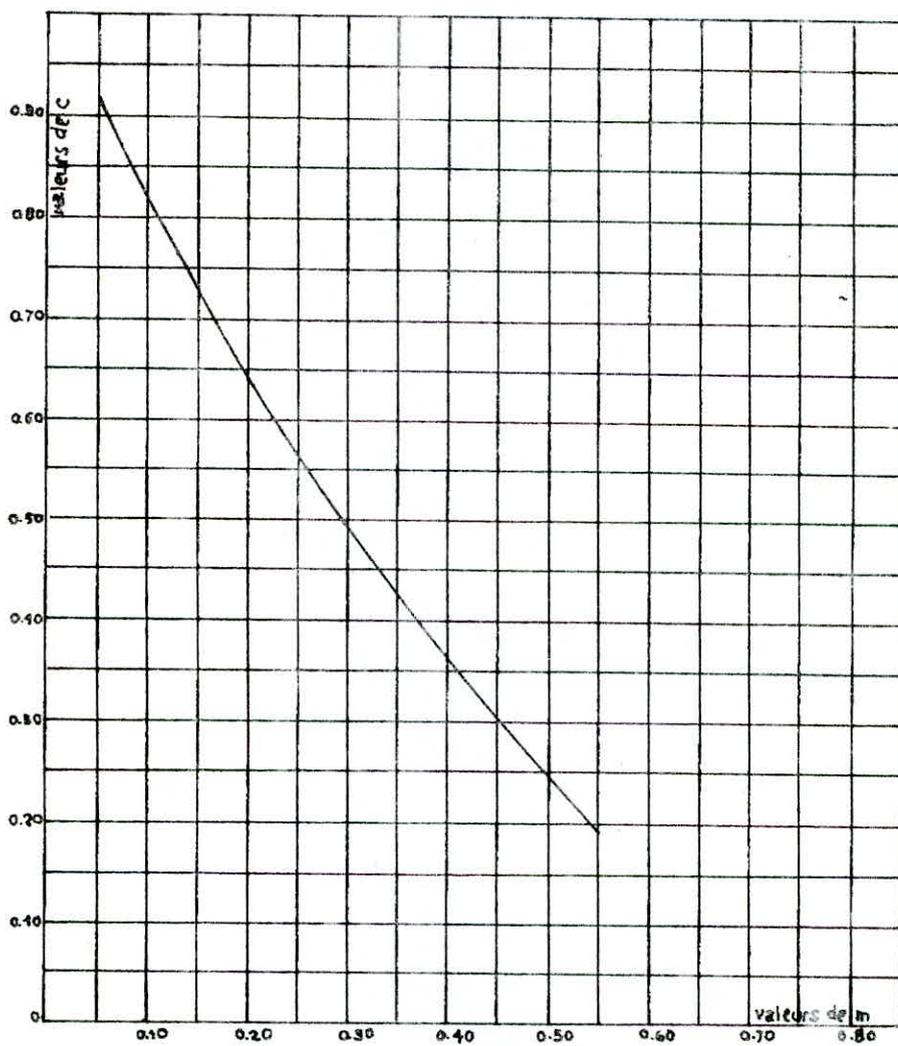
$$\xi_0 = \Delta H_T = 11,62 \text{ m (en régime de fonctionnement normal, à l'instant } \odot = 0)$$

$$\xi = 1,15 \cancel{f_c} \frac{L}{\emptyset} \frac{\cancel{V_f^2}}{2g} = 1,15 \cdot 0,02011 \cdot \frac{3470}{0,45} \frac{\cancel{V_f^2}}{19,62}$$

d'où :

$$\xi = 9,089 \cdot \cancel{V_f^2}$$

$\xi$  : perte de charge au refoulement pour les autres intervals de temps.



Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère

i) Pression dans la conduite sans pertes de charges :

$$\text{Montée} : Z - \Delta h_1 - \delta$$

d'où

$$Z - 10,34 v_f^2 - 9,089 v_f^2$$

$$\text{Descente} : Z + \Delta h_2 + \delta$$

$$Z + 36,28 v_f^2 + 9,089 v_f^2$$

j) Détermination de la pente de la droite a/g.s :

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits, ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite garde le même diamètre.

$$\varnothing = 450 \text{ mm} = 0,45 \text{ m.}$$

$$S = 0,159 \text{ m}^2$$

$$a = 1.045,35 \text{ m/s.}$$

$$\frac{a}{g.s} = \frac{1.045,35}{9,81 \cdot 0,159} = 670,19 \text{ (dimension T L}^{-2}\text{)}$$

- Echelle des pressions :

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \implies 10 \text{ m.} \\ X \implies 670,19 \end{array} \left| \implies X = 67,019 = b. \right.$$

- Echelle des vitesses :

on transforme l'échelle des vitesses en échelle des débits.

$$1 \text{ cm} \implies 0,1 \text{ m/s}$$

$$q = V.S. = 0,159.0,1 = 0,0159 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \implies 0,0159 \text{ m}^3/\text{s} \\ Y \implies 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \left| \implies Y = 62,89 \text{ cm} = q \right.$$

d'où :

$$\tan \psi = \frac{b}{q} = \frac{67,019}{62,89} = 1,066$$

donc :

$$\psi = 47^\circ.$$

Conclusion :

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de 8 m<sup>3</sup> au départ passe à 9,43 m<sup>3</sup> à la fin de la dépression.

La pression dans la conduite tombe à 179,86 cm soit : une dépression de :

$$216,5 - 179,86 = 36,64 \text{ m.}$$

- Pendant la phase de surpression, le volume passe à 8,122 m<sup>3</sup> à la fin de la surpression. La pression dans la conduite monte à 230,74 m soit une surpression de :

$$230,74 - 216,5 = 14,24 \text{ m.}$$

N.B. : Pour le démarrage, il suffit de disposer d'un robinet-vanne, manœuvré lentement pour limiter comme on le désire la surpression et la dépression à des valeurs admissibles.

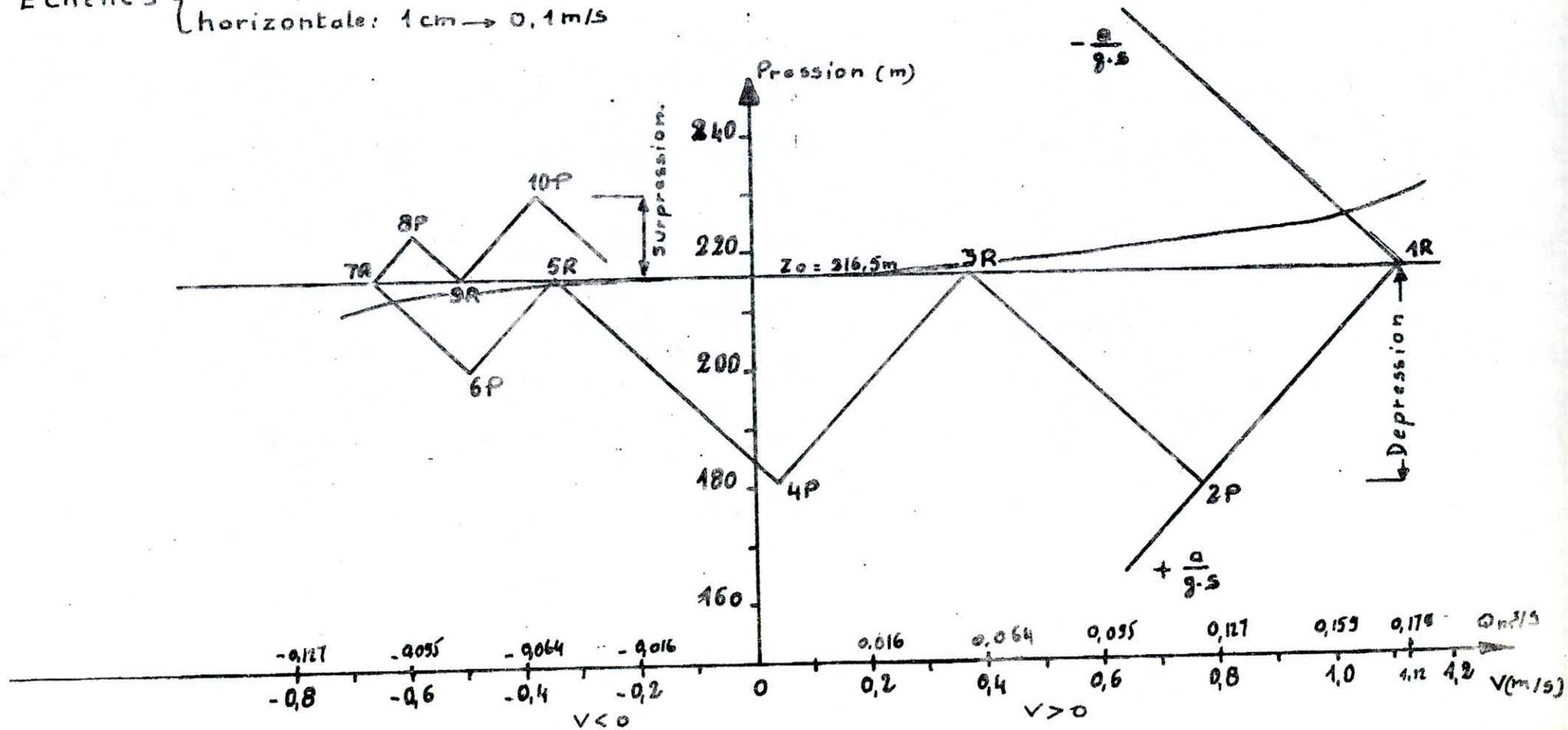
En pratique le démarrage se fait à vanne fermée.

Resultats du Coup de BELIER SP - Reservoir (Arrêt brusque)

Intervals - de temps $\theta$	Variation du Volume d'air $\Delta U = 50 V_m = 1,056 V_m$ ( $m^3$ )	VOLUME d'air $U = \Delta U_i \pm \Delta U$ ( $m^3$ )	Pression dans le Reservoir d'air $Z = \frac{4192,56}{U^{1.4}}$ (m)	Vitesse dans la tubulure Montée: $V_1 = 19,77 V_f$ Descente: $V_2 = 33,47 V_f$ ( $m/s$ )	Perte de charge dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 0,0346 V_1^2$ Descente: $\Delta h_2 = 0,0467 V_2^2$ ( $m$ )	Pression dans la conduite avec PDC Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$ ( $m$ )	P.D.C. au Refoulement $S = 9,089 V_f^2$ ( $m$ )	Pression dans la conduite sans PDC Montée: $Z - \Delta h_1 - S$ Descente: $Z + \Delta h_2 + S$ ( $m$ )	Vitesse - Lire - sur le Graphe: $V_f$ ( $m/s$ )	Désignation du point	Vitesse moyenne $V_m = \frac{V_{f1} + V_{f2}}{2}$ ( $m/s$ )	Vitesse finale choisie: $V_f$ ( $m/s$ )
0	0	$U_0 = 8 m^3$	$M_0 + S_0$ 228,12	-	-	228,12	11,62	216,5	$V_0 = 1,12$	1R	-	-
0	1,00	9	193,43	15,32	8,12	185,31	5,46	179,86	0,775	2P	0,947	0,775
20	0,43	9,43	181,2	0,79	0,02	181,17	0,014	181,15	0,04	4P	0,407	0,04
30	-0,232	9,198	187,63	16,40	10,94	198,57	2,18	200,75	-0,49	6P	-0,22	-0,49
40	-0,57	8,628	205,21	19,74	15,85	221,06	3,16	224,92	-0,59	8P	-0,54	-0,59
50	-0,506	8,122	223,33	12,38	6,23	229,56	1,18	230,74	-0,37	10P	-0,48	-0,37

# Calcul. du Reservoir d'air Epure. de BERGERON

Echelles {  
 Verticale: 1cm → 10m  
 horizontale: 1cm → 0,1m/s



## CHAPITRE VIII

**-Protection des conduites contre la corrosion-****1°)-Corrosion-interne :**

a)-La corrosion interne est caractérisée par une attaque du métal due à des causes trouvant ainsi leur origine dans l'eau charriée.

L'acier non protégé au contact de l'eau, se trouve normalement corrodé. Cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs et notamment :

-PH

-Teneur en oxygène dissout dans l'eau

-Vitesse de circulation de l'eau

b)-Les procédés de lutte qui peuvent être retenus sont :

-Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit un enduit spécial

-Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.

**2°)-Corrosion-Externe:**

La corrosion externe des conduites est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit :

-avec des installations électriques

-avec la nature du sol

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des conduites, donc il sera nécessaire d'attacher une importance à ces problèmes :

a)-corrosion par formation de pile :

Ce phénomène peut être comparé à deux métaux différents plongés dans un bac d'électrolyse, ou une électrode va se corroder au profit de l'autre. Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée.

b)-corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure :

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants vagabonds

**3°)-Lutte contre la corrosion externe:**

Parmi les procédés de lutte contre la corrosion autre que le revêtement extérieur, on distingue deux (2) procédés les plus utilisés :

a)-Protection par anode réactive:

Elle se base sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier. Cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode au profit de la conduite.

b)-Protection cathodique par soutirage de courant:

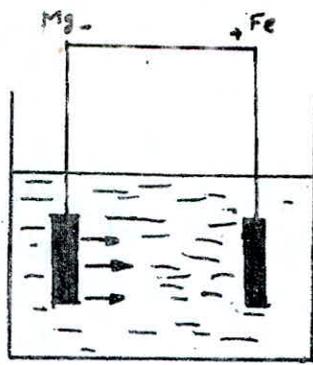
Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu, le pôle positif étant raccordé à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enfouies dans un milieu humide.

Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite

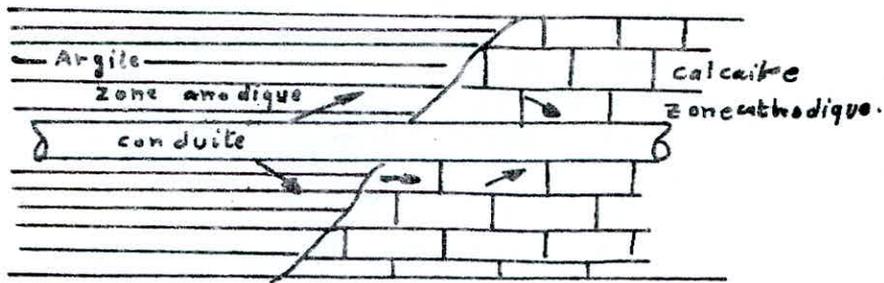
(voir - schémas).

Conclusion:

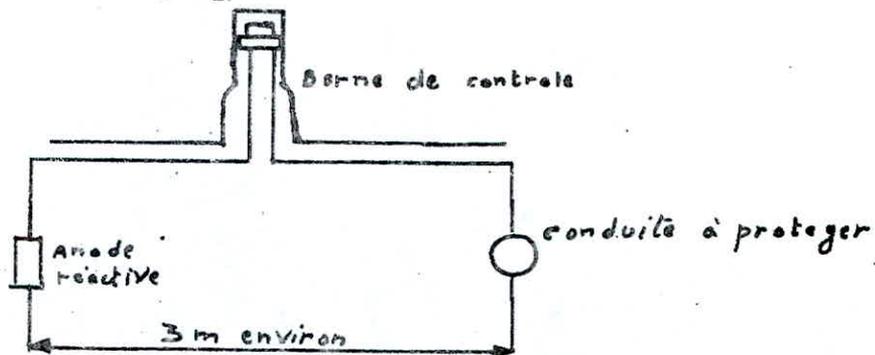
On peut conclure que la protection cathodique par anode sacrificielle est la plus efficace pour protéger les conduites métalliques enfouies dans le sol. Elle est simple à mettre en œuvre et ne nécessite pas de courant continu. Elle est recommandée pour les conduites en acier et en fonte.



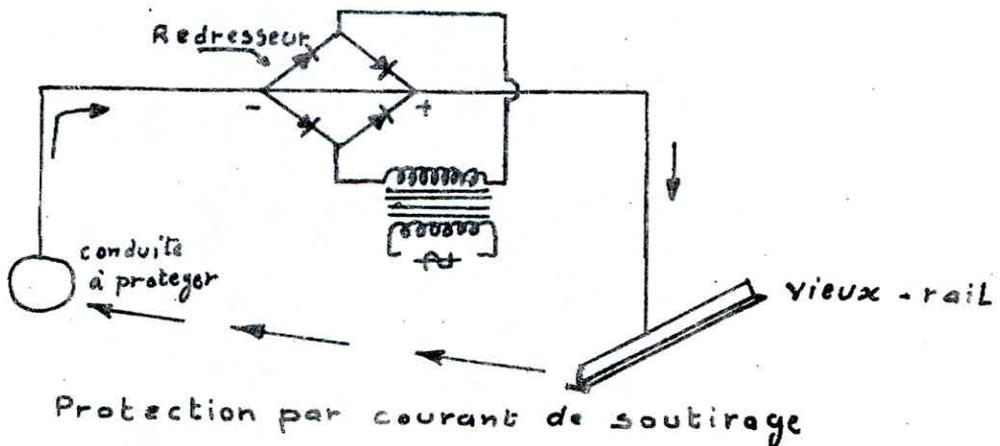
Mecanisme de la corrosion.



Corrosion par formation de pile.



Protection cathodique par anode réactive



Protection par courant de soutirage

2<sup>eme</sup> Partie

Assainissement de la ZHUN

## CHAPITRE I

## GENERALITES

## 1-Introduction :

La seconde partie de notre étude a pour but d'assainir la Z.H.U.N après l'avoir alimentée en eau potable.

-L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation les déchets provenant d'une agglomération humaine ou d'un centre d'activité économique de telle façon que les produits évacués ne puissent nuire au delà d'une limite admissible l'environnement.

Dans le souci de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projetons dans ce contexte la collecte des eaux usées et des eaux pluviales.

## 2-Type d'eau à évacuer :

Les eaux à évacuer pour notre cas sont :

- eaux usées d'origine domestique
- eaux de ruissellement.

Les eaux usées d'origine domestique comprenant :

- eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive etc...)
- eaux vannes (en provenance des W.C)

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux pluviales.

## 3-Situation sanitaire actuelle :

Actuellement l'assainissement de la ville de KOLEA s'effectue par un réseau de système unitaire, le centre ville est drainé par un réseau ancien.

Tous les collecteurs de la ville (principaux et secondaires) débouchent dans l'oued qui passe au SUD de la ville. Une station d'épuration est en cours de réalisation.

Le dimensionnement du réseau de KOLEA a été fait avant l'élaboration du P.U.D (plan d'urbanisme directeur) et c'est pourquoi les collecteurs principaux n'ont pas été dimensionnés pour l'extension de la ville au nord.

## CHAPITRE II

En raison de la forme de la Z.H.U.N qui est prolongée de l'EST à l'OUEST, il s'est avéré nécessaire de partager la superficie en deux(2) grands bassins versants:

- bassin versant de l'EST.
- bassin versant de l'OUEST

## 1°)-choix du système d'évacuation:

Comme le réseau existant de la ville est du type unitaire, celui de la Z.H.U.N sera du même type.

Le système unitaire présente des avantages telle que la simplicité, le faible encombrement et l'économie.

Dans le système unitaire, toutes les eaux(usées et pluviales) sont recueillies dans un réseau unique de collecte. Ce système nécessite des ouvrages (bouches d'égouts, regards de visites) relativement importants, afin de véhiculer les débits de pointes de ruissellement.

## 2°)-conception du réseau:

a)-Pour remplir ses fonctions d'une façon économique et efficace à la fois, le réseau d'évacuation devra tirer parti au maximum de la topographie locale. En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs des canalisations inutiles et surtout d'éviter les surprofondeurs de tranchées coûteuses en terrassement. Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte, jusqu'au point de rejet.

b)-Selon la forme du terrain de la Z.H.U.N, les eaux usées et pluviales seront évacuées par trois(3) collecteurs principaux:

-Le collecteur principal N°1 (B'-C'-e-M-J-K) de diamètre 600 à 1200 mm, évacuera les eaux de la partie OUEST de la Z.H.U.N limitée par la route C.W 110 jusqu'à la partie SUD-OUEST et sera brancher provisoirement au collecteur existant de diamètre 800mm.

-Le collecteur principal N°2 (N'-N'-O'-P) de diamètre 600 à 800 mm, évacuera les eaux de la partie EST de la Z.H.U.N, jusqu'au collecteur existant au SUD-EST de diamètre 500 mm. Le branchement est provisoire.

-Le collecteur principal N°3 (R'-R) de diamètre 300 mm est proposé le long de la route qui forme la limite de l'EST de la Z.H.U.N.

Il évacuera les eaux usées et pluviales de la partie extrême EST de la Z.H.U.N.

Il sera branché au collecteur existant de 300 mm.

NB/Les collecteurs N-N' - O'-P et R'-R qui sont reliés respectivement aux collecteurs existants de  $\phi$  500 et  $\phi$  300 débouchent dans une galerie.

## CHAPITRE III

## Dimensionnement --du réseau

## 1°)-Détermination des débits des eaux pluviales :

Les débits d'eau pluviales sont déterminés par la méthode dite rationnelle et qui est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Q : débit d'apport d'un tronçon donné en (l/s)

A : surface du bassin d'apport (ha)

C : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne de précipitation en (l/sha)

$$i = 130 \text{ l/s/ha d'une durée de chute } t = 10 \text{ mm}$$

extraite des données fournies par le CNERU

Cette formule n'est valable que pour une intensité constante

## a)-coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est par définition le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume total qui tombe sur elle.

Plus la surface est imperméable, plus le volume qui ruisselle est grand donc le rapport tend vers l'unité.

$$\text{donc } c = 0,02 \div 0,95.$$

## b)-intensité de la pluie :

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

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

La fréquence au dépassement a été prise égale à 0,50 pour une période de retour de 2 ans (biennale)

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2} = 0,5$$

f : fréquence

T : période de retour (2 ans)

## c)-calcul de surface :

Les surfaces des bassins d'apport sont déterminées en respectant la topographie des lieux. Chaque tronçon recueille les eaux de pluie issu de bassin d'apport correspondant.

Le long d'un tronçon, viennent s'ajouter les débits au niveau des regards

## 2°)-Détermination des débits des eaux usées.

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

En se basant sur les résultats acquis en A.E.P. on détermine ces dits-débits.

Donc le debit des eaux usées est calculé d'après la formule suivante:

$$Q_{mj} = \frac{C_{mj} \cdot N}{1000} \quad m^3/j$$

$Q_{mj}$  : debit moyen journalier d'eaux usées  $m^3/j$

$N$  : Nombre d'habitants.

$C_{mj}$  : consommation moyenne journaliere (acquise en A.E.P)

On estime que le rejet est évalué à 80% de la consommation moyenne journaliere ( $C_{mj}$ )

$$\text{d'où } Q_{mj} = 213,23 \times 0,8 = 170,58 \text{ l/j/hab.}$$

ainsi le debit specifique ( $q_{sp}$ ) sera égal à :

$$q_{sp} = \frac{Q_m}{N} \quad (l/s/hab)$$

$Q_m$  : debit moyen (l/s)

$N$  : Nombre d'habitants

$$Q_m = \frac{Q_{mj} \cdot 1000}{86\ 400} \quad (l/s)$$

Ayant la densité (hab/ha) de chaque îlot et les surfaces habitables, on determine le nombre d'habitants correspondant à la surface à assainir

$$N_i = \text{Densité} \times \text{surface.}$$

a)- Debit maximum par temps sec (Pendant la journée) :

le debit par temps sec est égal à :

$$Q_{T12} = Q_{T24} \frac{24}{12} = 2Q_{T24} \quad (m^3/h)$$

$$Q_{T24} = \text{debit moyen journalier} = Q_{mj} \frac{1}{24} \quad (m^3/h)$$

afin d'avoir les mêmes unités on convertir les  $m^3/h$  en l/s

b)- Debit minimum par temps sec (Pendant la nuit) :

$$Q_{T50} = Q_{T24} \frac{24}{50} = 0,48 Q_{T24} \quad (m^3/h)$$

c)- Debit de pointe:

Le debit de pointe est égal à :

$$Q_p = Q_m \cdot C_p \quad \text{en (l/s)}$$

$C_p$  : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

$Q_m$  : debit moyen d'eaux usées.

d)- Debit total:

Il est égal au debit moyen journalier ( $Q_{t24}$ ) plus le debit d'eaus pluviales ( $Q_{EP}$ )

$$Q_{\text{total}} = Q_{t24} + Q_{EP} \quad (l/s)$$

## Ouvrages du réseau:

## 1°)- Bouches d'égouts:

a)-Rôle:servent à l'introduction dans un égout des eaux pluviales et de lavage des chaussées.

B)-caractéristiques:Selon leur mode d'utilisation,elles peuvent être classées selon deux critères:

-Mode de recueil des eaux:bouches à accès laterale et bouches à accès sur le dessus.

-Mode de retenues des dechets:avec ou sans décantation.

## 2°)-Regards de visite:

a)-Rôle:En vue de la surveillance des travaux d'entretien et de curage du réseau de canalisation,un nombre suffisant de regards doit-être amenagé sur tout le réseau de canalisation

b)-Espacement et emplacement:

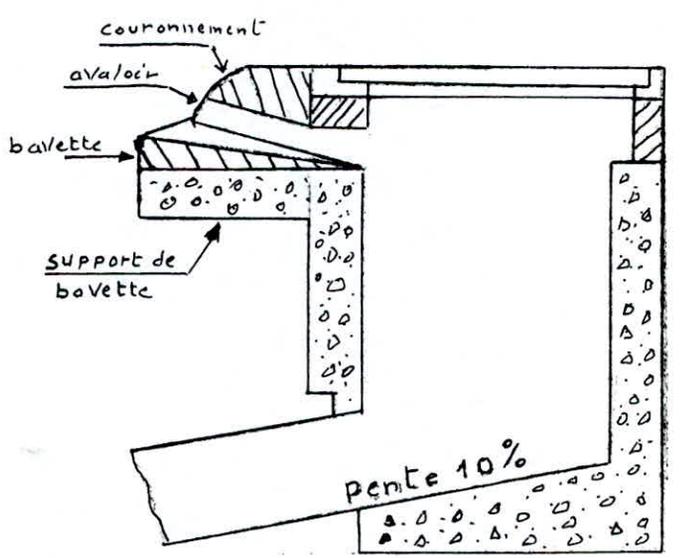
Ils sont disposés dans le resau comme suit:

-- à chaque changement de direction

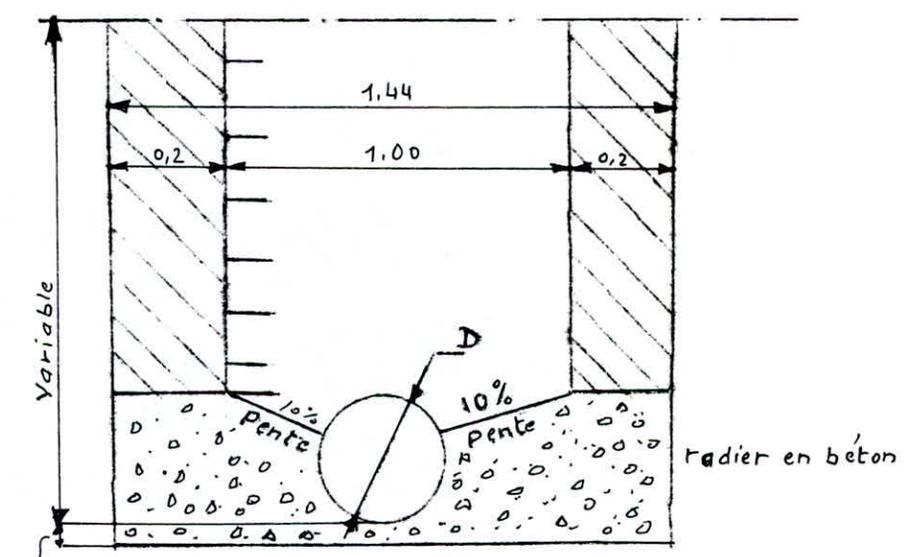
-- à chaque jonction de canalisation

-- à chaque modification de section

.. dans les parties droites et en pente régulière tous les 80 mètres c environs.



Bouche d'égout  
Sans décantation



Regard de visite simple

CHAPITRE V

Pose des conduites

1°)-Choix du materiaux des canalisations:

-En assainissement on emploi presque toujours des tuyaux en béton armé, car ils sont réalisés avec des diamètres compris entre 0,3 et 3,5 mètres et des longueurs de 6 mètres.

2°)-Type de joints:

Les joints des tuyaux en béton armé sont réalisés en bourrant du mortier de ciment frais dans l'interval d'un emboitement aux extrémités des tronçons, pour notre cas, on a choisit des joints de type ROCLA munis de bagues.

3°)-Pose des canalisations:

En assainissement, la pose des canalisation se fait en tranchée. Les tuyaux doivent être posés de l'aval, l'emboitement est dirigé vers l'amont.

Si le tronçon étudié presente un bon terrain, les tuyaux seront posés sur un lit de sable, dans le cas contraire, il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les tuyaux. Le callage se fait en mottes de terres tassées. Donc la pose se fait dans l'axe de la chaussée.

4°)-Execution de la tranchée:

La largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,6m ou au diamètre extérieure de la canalisation augmenté de 0,5m. Au droit des joints on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (niches) pour faciliter le raccordement.

5°)-Profondeur de la tranchée:

L'enfouissement des canalisations doit être supérieure à celui de l'A.E.P.

$$H \geq D+1,00 \text{ m}$$

6°)-Etancheité des tuyaux :

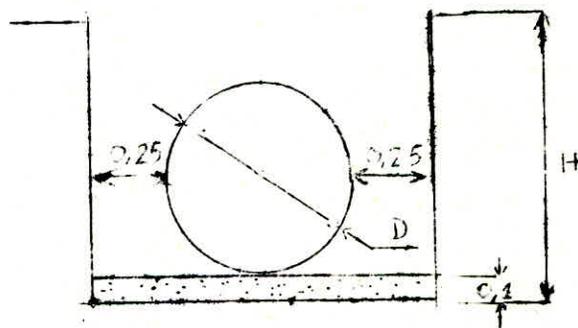
L'etancheité des reseaux, tant vis à vis des effluents transporté que des infiltrations extérieurs, est un point crucial. Donc il est nécessaire de prendre des précautions lors de la pose des canalisations et d'utiliser les assemblages à bagues d'etancheité ainsi que la compacité des materiaux constitutifs.

## 7°)-Remblaiement des Tranchées:

Un premier remblai doit-êtré effectué jusqu'à une hauteur de 0,15m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Il doit être effectué à la main avec la terre des déblais expurgée de tout élément susceptible de porter atteinte aux tuyaux, ou avec tout autre matériau convenable tel que le sable gravier etc....

Le remblai doit-êtré soigneusement damné à la main.

La seconde fraction du remblai peut-êtré effectué à l'aide d'engins mécaniques.



## CHAPITRE VI

## Entretien des réseaux et protection

## A-Entretien des réseaux d'égouts:

L'exploitation des réseaux d'égouts comprend des opérations d'entretiens courant telles que:

-curage journalier

-nettoyages periodiques

-debouchages accidentels

-curage journalier: afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations et de pouvoir envoyer... / ... / ... / ... / ...  
 ... Un effluent frais à la station d'épuration, la solution consiste en l'autocurage de celles-ci.

-nettoyage periodique: ces operations doivent s'effectuer sur les tronçons ayant tendance à s'obstruer en depit des curages journaliers

-debouchages accidentels: ces opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elle se font à l'aide des **jones** manoeuvré à la main.

## B-Protèctions des canalisations:

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à la base de brai epoxy ou de resine epoxydes.

Divers autres moyens de protection sont utilisés parmi lesquels:

-la mise en place de mortier de ciment a alumineux

-le revêtement en caoutchouc chloré etc....

En conclusion, il peut-être admis que les **reseaux** même **anciens** ne sont que très rarement complètement hors d'usage, et qu'avec les procedés modernes beaucoup de collecteurs anciens peuvent être renovés, tandis que des collecteurs plus récents peuvent être améliorés.

## CHAPITRE VII

## Interprétation du tableau de calcul

Nos calculs sont récapitulés dans un tableau de 31 colonnes-

comme suit:

colonne 1 : numérotation des tronçons

colonne 2 : " des points d'apport

colonne 3 : " des ilots

colonne 4 : surfaces habitables en (ha)

colonne 5-6-7 : Densité, population de chaque surface, et population cumulée (hab/ha et hab).

colonne 8 : débit moyen journalier  $Q_{T24}$  en l/s [qspXNi]

colonne 9-10 : débit par temps<sup>5 sec</sup> pendant la journée  $Q_{T12}$  et débit par temps sec pendant la nuit  $Q_{T50}$  exprimés en l/s

colonne 11 à 16 : débits des eaux pluviales (en l/s)

" 11 : Aire du bassin d'apport en (ha)

" 12 : coefficient de ruissellement (C)

" 13 : surface partielle obtenue par le produit de (11X12) en (ha)

" 14 : cumule des surface en (ha)

" 15 : intensité de précipitation (i) (l/s/ha)

" 16 : débit d'eau pluviales obtenu par le produit de C.i.A (15X14) en l/s

" 17 : longueurs des tronçons en (m)

" 18-19 : côtes du terrain naturel amont et aval (m)

" 20-21 : côte du radier amont et aval obtenue par la formule suivante:

$$C_r = C_t - (1,5 + \phi)$$

$C_T$  : côte du terrain naturel en (m)

$\phi$  : Diamètre de la canalisation en (m)

" 22 : Désigne la pente moyenne qui est la différence des côtes du radier amont et aval divisée par la longueur du tronçon considéré.

" 23 : représente les diamètre (mm) de chaque tronçon déduitss à partir de l'abaque de **BLANZ JANICHEL** (annexe **W**), la collecte) en tenant compte des débits d'eau pluviales (16) et la pente (22)

- colonne 24 : represente les debits à pleine section  $Q_{ps}$  en  $(m^3/s)$  obtenus d'après l'abaque (Annexe VII, collecte) en fonction des colonnes 22 et 23
- colonne 25 : represente les vitesses en pleine section ( $V_{ps}$ ) obtenues de la même que celle de la colonne (24)
- colonne 26 : c'est le rapport des eaux pluviales au debit des eaux pluviales en pleine section.
- colonne 27 : rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne(26) à partir de l'abaque (Annexe X collecte).
- colonne 28 : rapport des vitesses obtenu de la manière que la colonne 27 (annexe X , collecte)
- colonne 29 : hauteur de remplissage obtenu par le produit des colonnes 23 et 27
- colonne 30 : vitesses résultant du produit des colonnes 25 et 28 en m/s
- colonne 31 : Exprime la vitesse de l'eau pour le dixième du debit à pleine section ( $Q_{ps}$ ). D'après l'annexe X, pour un rapport des debits de 0,1 , le rapport des vitesses est de 0,6

NB/ : En conclusion on remarque que:

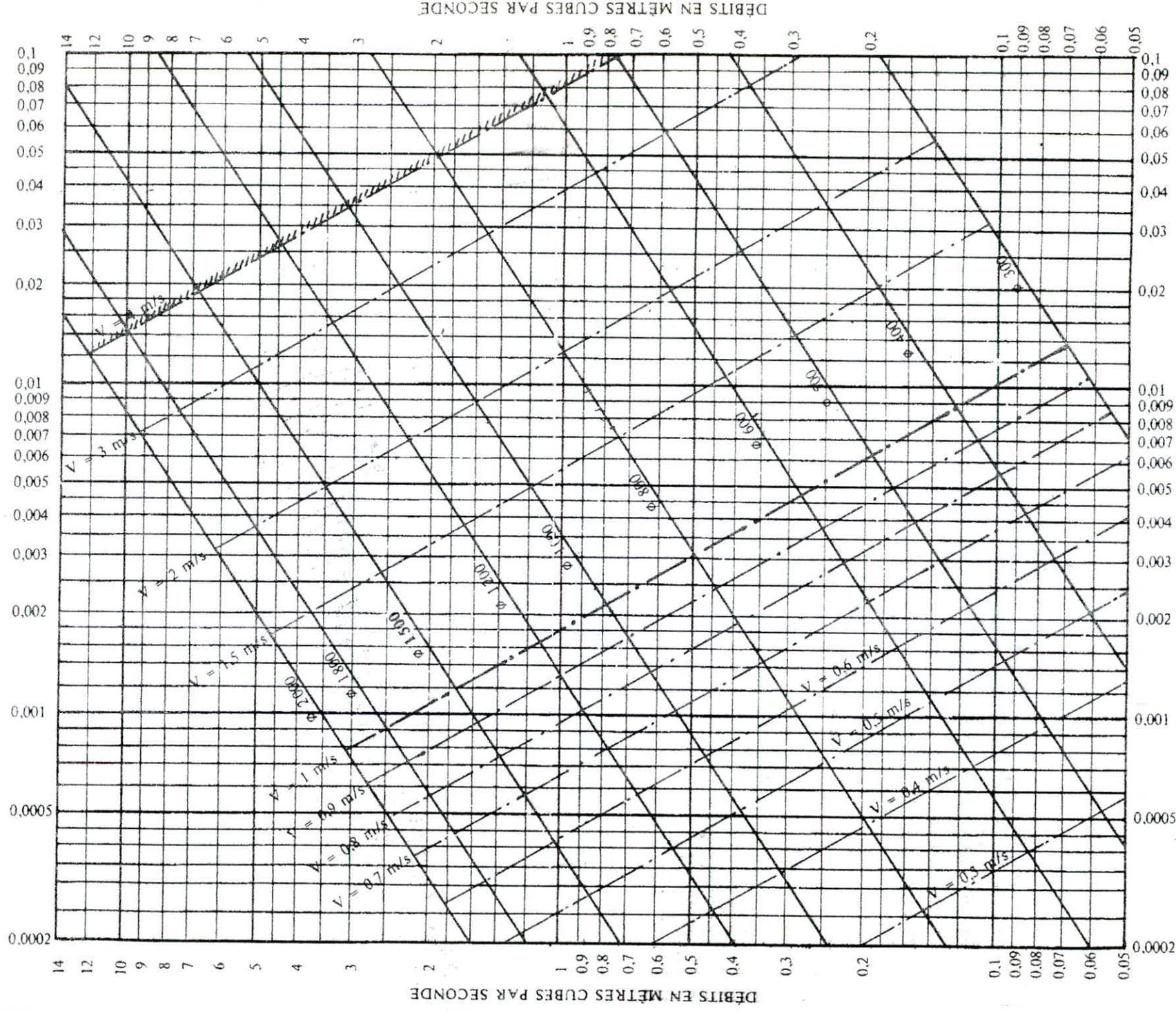
- la vitesse de l'eau dans tous les tronçons est acceptable
- la vitesse fixée pour l'auto-curage (0,6 m/s) est respectée, si on admet que la vitesse 0,51 m/s est acceptable dans le tronçon F-F'

Pour les calculs voir tableau: Dimensionnement des collecteurs principaux.  
Planche N°5

## ANNEXE VII

## RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires — Formule de Bazin)

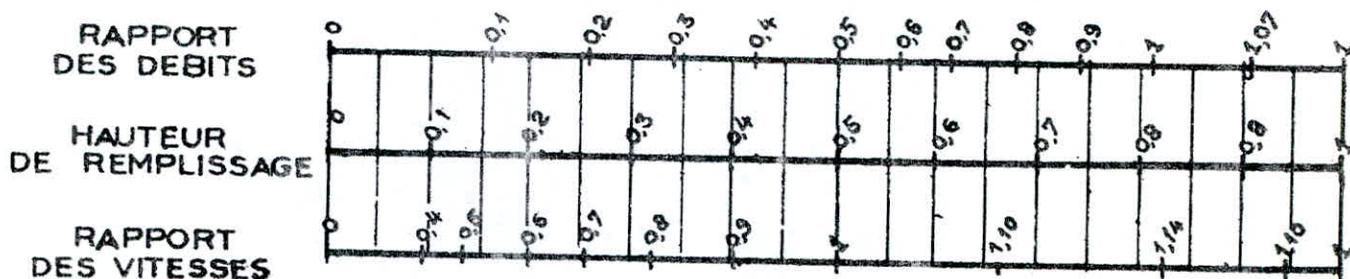


## ANNEXE X

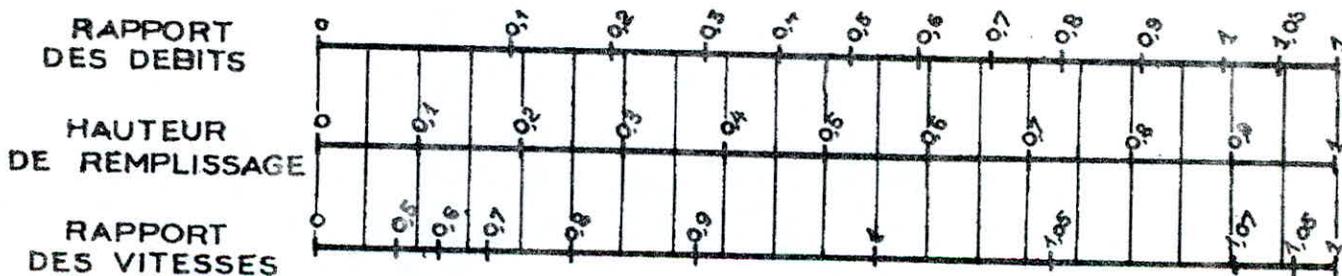
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

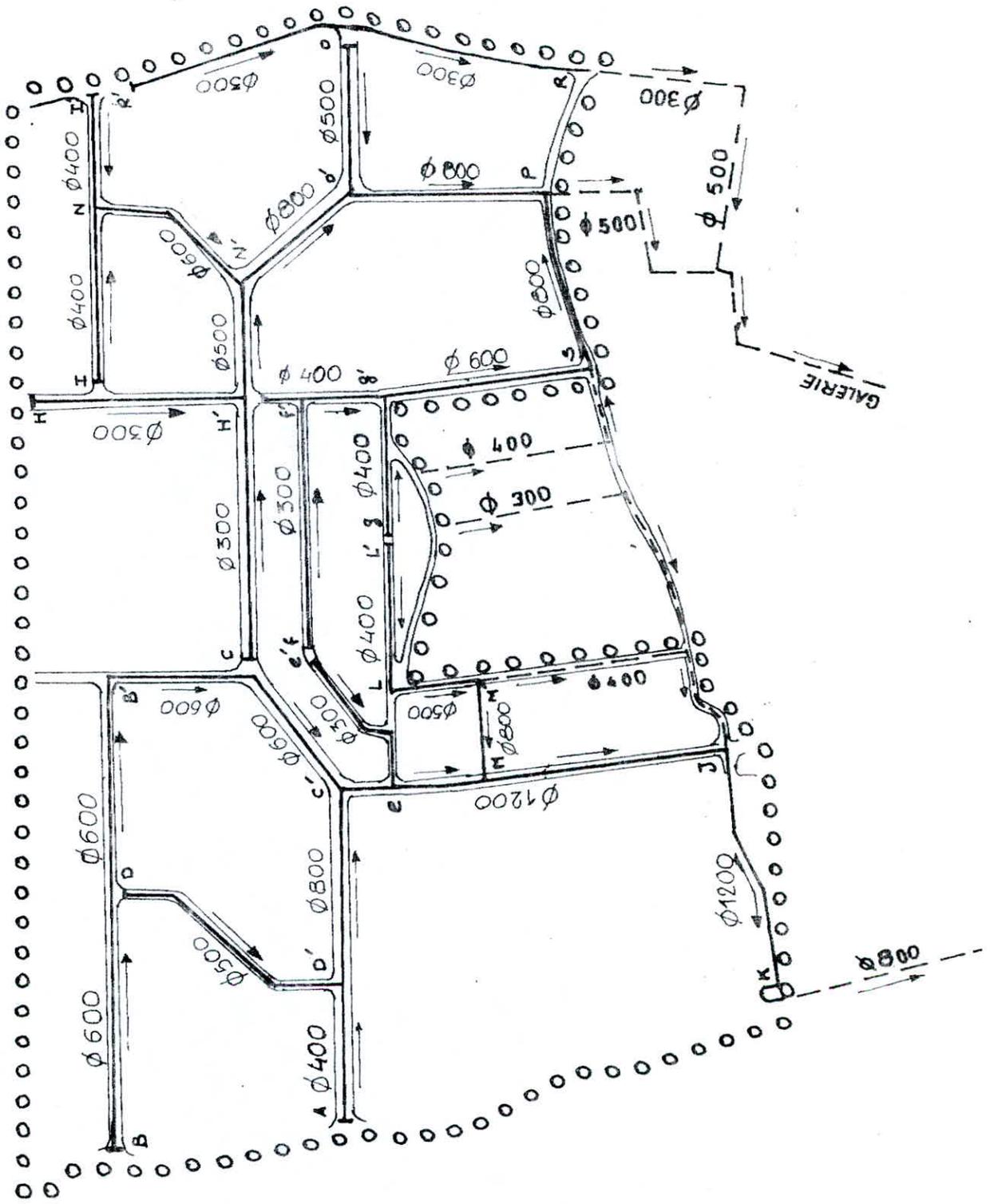


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

# ASSAINISSEMENT SCHEMA GENERAL



- ○ ○ ○ LIMITE DE LA ZHUN
- - - COLLECTEURS EXISTANTS (DEPUIS 1978)
- COLLECTEURS PROPOSES POUR LA ZHUN

## Conclusion

La ville de Kolea, comme nous l'avons citée dans notre étude est assainie par un réseau ancien qui ne répond plus aux besoins actuels.

Pour ne pas avoir de complication au cours de l'exploitation du réseau de la ZHUN qui est raccorde à celui de KOLEA avec des diamètres supérieurs; et pour éviter aussi d'aggraver la situation actuelle de la commune, nous recommandons de renover le réseau de cette dernière dans les plus brefs délais qui, par lequel transite les eaux usées de la ZHUN pour se verser dans un oued au sud de la ville.

Nous recommandons qu'une étude pourrait être mise sur pied pour évaluer et améliorer une situation qui risque à la longue de devenir un fardeau et pour l'exécutif que pour la population.

--- BIBLIOGRAPHE ---



1. - HYDRAULIQUE URBAINE (TOME II) ----- A. DUPONT
- 2.- HYDRAULIQUE URBAINE Appliquée aux  
Agglomérations - de Petite et Moyenne  
Importance ----- J. BONNIN
3. - HYDRAULIQUE - GENERALE I - II - III ----- G. LAPRAY
4. - DISTRIBUTION D'EAU DANS LES } C. GOMELLA ET  
AGGLOMERATIONS URBAINES ET RURALES ----- H. GUERRE
- 5.- CATALOGUE DES POMPES ..... JEUMONT-SCHNEIDER
- 6.- LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS } C. GOMELLA ET  
URBAINES ET RURALES (TOME I - COLLECTE ..... H. GUERRE



