

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

الكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIE SUJET HECLIE

RENOVATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET
ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE
DE SALAH BOUCHAOUR (w SKIKDA)

4 PLANS

Proposé par :

D.H.W. SKIKDA

Etudié par :

A. MALLEM
A. BOUNEB

Dirigé par :

B. SALAH
M. NAKIB



PROMOTION : JANVIER 85

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES
«O»

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

THEME

*Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de La Commune
de Salah BOUCHAOUR (w) SKIKDA*

Proposé par :

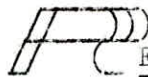
D. H. W. - SKIKDA

Etudié par :

A. BOUNEB
A. MALLEM

Dirigé par :

B. SALAH
M. NAKIB

 REMERCIEMENTS.

Qu'il nous soit permis, au terme de cette étude d'exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs :

Mr SALAH et Mr NAKIB pour leurs conseils et leurs aides si efficaces.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à Mr KETTAB, notre "chef de département", Mr G. LAPRAY., ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation "professeurs et assistants".

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Nous remercions : Melle FADILA et NACERA qui ont accepté de dactylographier notre modeste travail.

T A B L E S D E S M A T I E R E S

Première partie .A.E.P.

Chapitre I : Introduction.

A) Introduction.

1. Situation géographique.....	1
2. Relief.....	1
3. Situation climatique.....	1
4. Température.....	1
5. Les vents.....	1

B) Présentation hydraulique.

1. Distribution.....	2
2. Adduction.....	2
3. Réservoirs.....	2
4. Forages.....	2
5. Etude préliminaire.....	3

Chapitre II : Démographie et besoins.

1. Démographie.....	4
2. Besoins en eau.....	4
3. Etude de la variation du débit.....	7

Chapitre III : Réservoirs.

1. Utilité des réservoirs.....	9
2. Règles imposées par l'hygiène.....	9
3. Implantation du réservoirs.....	9
4. Détermination de la capacité du réservoir.....	10
5. Equipements du réservoir.....	12

Chapitre IV Distribution.

1. Présentation.....	13
2. Conception du réseau.....	13
3. Détermination des débits au noeuds.....	13
4. Calcul du réseau de distribution.....	15

5. Principe de calcul.....	15
6. Calcul des pertes de charge.....	15
7. Détermination du débit correctif.....	17
8. Equipement du réseau de distribution.....	19
9. Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	31

Chapitre V Adduction.

1. Choix du tracé.....	37
2. Choix du type de tuyaux.....	37
3. Calcul des diamètre économiques.....	37
4. Dimensionnement de la bache de reprise.....	38
5. Calcul technico-économique.....	40
6. Organes accessoires de l'adduction.....	57

Chapitre VI Station de pompage.

1. Choix des pompes au niveau des forages.....	58
2. Choix des pompes au niveau de la station de pompage.....	59
3. Equipement de la station de pompage.....	66
4. Recherche du point de fonctionnement désiré.....	70

Chapitre VII Protection contre le coup de belier.

1. Etude du phénomène.....	73
2. Causes et effets.....	73
3. Moyens de protection.....	73
4. Interprétation physique di phénomène.....	74
5. Calcul du réservoir d'air.....	76

Chapitre VIII : Pose des canalisations.

1. Stockage et approvisionnement.....	85
2. Pose des conduites.....	85
3. Modalités et précautions à prendre.....	96

Chapitre IX : Protection des conduites contre la corrosion.

1. Corrosion par formation de pile.....	88
2. Corrosion sous l'influence d'une installation.....	90
electrique exterieure.	
3. Protection cathodique.....	92

2eme partie : Assainissement.

Chapitre I

1.1 Introduction.....	93
1.2. Données de base.....	93

Chapitre II.

1.1. Situation actuelle.....	93
1.2. Population actuelle.....	93
1.3. Le système unitaire.....	94
1.4. Conditions de fonctionnement du réseau d'égout.....	94

Chapitre III.

1.1. Population estimée à l'horizon 2005.....	94
1.2. Calcul des débits.....	94
1.21. Type d'eau à évacuer.....	94
1.2.2. Méthode de calcul du réseau.....	95

Chapitre IV : Elément constitutifs du réseau d'égout.

1.1. Ouvrages principaux.....	97
1.2. Ouvrages annexes.....	97
1.2.1. Rôle.....	97
1.2.2. Espacement et emplacement.....	97

Chapitre V : Pose des canalisations.

1 - Emplacement.....	98
2 - Exécution de la tranchée.....	98
3 - Pose des canalisations en tranchée.....	98
4 - Remblaiement des tranchées.....	98

Chapitre VI Entretien des réseau d'égout.

1 - Débouchages accidentels.....	99
2 - Curage mensuel.....	99
3 - Nettoyages periodiques.....	99
4 - Reparation des fuites.....	99

Chapitre VII : Protection des canalisations.

Chapitre VIII : Deversoir d'orage.

1 - Définition.....	101
2 - Dimensionnement.....	101

Chapitre IX : Station d'épuration. Epuration biologique.

1 - Procédés intensifs.....	103
2 - Procédés extensifs.....	103
3 - Les prétraitements.....	105

Chapitre X.

Interpretation du tableau de calcul. des collecteurs principaux.	106
--	-----

CHAPITRE I.

INTRODUCTION

I . INTRODUCTION

La commune de Salah Bouchaour se situe à 23 Km de la wilaya de SKIKDA. Elle fait partie de la daïra d'El. HARROUCHE et comprend une population de 7046 habitants (recensement 82).

1°/ Situation géographique

"Salah Bouchaour" se situe au milieu de la wilaya de SKIKDA entre les Altitudes 50 et 700m.

Elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Ramdane Djamel.
- A l'Ouest par la commune d'Emjez-edchich.
- A l'Est par la daïra d'Azzaba.
- Au Sud par la daïra d'El-Harrouch.

2°/ Relief.

La partie Sud. Est de "Salah Bouchaour" se caractérise par un relief montagneux. La partie Est est entre coupée par la vallée de l'Oued El Ksab. La commune est traversée par l'Oued SAF-SAF la divisant en deux parties. La partie Ouest se caractérise par des collines isolées entre 150 - 200m d'altitude.

La partie Est varie entre les altitudes 50 et 150m cette altitude s'étend jusqu'à 500m au Sud - Est.

3°/ Situation climatique.

Elle a un climat de type méditerranéen avec un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec.

4°/ La température.

La température moyenne annuelle est de 16° C

5°/ Les vents.

Les vents dominants sont du Sud - Est et Sud - Ouest.

II. Presentation hydraulique.

La ville est alimentée actuellement avec un débit de 40 l/s.

1°/ Distribution.

Le réseau de distribution existant : s'agissant d'un réseau maille vétuste avec des conduites en fonte dont les diamètres (60 - 100)mm ne pourront pas répondre aux besoins croissants résultants de l'extension de l'agglomération.

2°/ Adduction.

Cette conduite en fonte de diamètre 200mm relie le forage F_1 au réservoir existant de 500 m^3 , en traversant l'agglomération et véhicule un débit de 30 l/s, cependant elle n'assure pas le service "distribution - refoulement" elle a une distance de 1680m.

Elle est dotée de robinets de décharges aux bas et de ventouses aux points hauts pour l'évacuation de l'air.

3°/ Reservoirs.

La côte du radier du réservoir existant de nature semi-enterré circulaire est de 99 N.G.A. Sa capacité de stockage est 500 m^3 son état est mauvais. La ville est situé entre le forage et le réservoir. Ce dernier est doté d'une r d'une réserve d'incendie.

4°/ Forages.

Il existe deux forages F_1 et F_2

Le forage F_1 a les caractéristiques suivantes :

$$X = 4063.750$$

$$Y = 309.270$$

- La côte du terrain est de 52,3 m
- Niveau statique $N_S = 48,91$
- Niveau dynamique $N_D = 45,43 \text{ m}$
- Le débit $Q = 30 \text{ l/s}$

Le forage F_2 a les caractéristiques suivantes :

$$X = 4064.020$$

$$Y = 309.174$$

- La côte du terrain est de 50,2 m
- Niveau statique $N_S = 45,80$ m
- Niveau dynamique $N_D = 42,86$ m
- Le débit $Q = 28$ l/s

Notons qu'actuellement la commune de Salah Bouchaour est alimentée uniquement par le forage F_1

5°/ Etude préliminaire.

Vu le sous dimensionnement des conduites, le mauvais état du réservoir l'extension de la commune de Salah Bouchaour. Vu le mauvais état du réseau, la rénovation de ce dernier, le calcul des besoins en eau, le calcul du réservoir font l'objet de notre projet de fin d'études.

Notons que nos calculs se feront pour l'horizon 2005.

CHAPITRE II.

Demographie et besoins.

1°/ Demographie.

1.1. Evolution de la population.

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

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

P_n = population future dans un horizon prévu dans notre cas (2005)

P_o = population de l'année de référence.

n = nombre égal à la différence des années correspondant aux population P_n et P_o .

r = taux d'accroissement.
100

La présence de la zone industrielle de SIKDA joue un rôle dans le développement du phénomène de l'exode rural qui tend à diminuer le taux d'accroissement dans la commune de Salah Bouchaour mais le développement du secteur agricole tend à stabiliser le taux d'accroissement.

Par manque de données exactes en matière d'accroissement, nous choisissons un taux égal à 3,5% à l'échelle nationale.

Tableau de Calcul

Années	Evolution de la population
1982	7046
1984	7548
1990	9278
2005	15545

1.2. Besoins en eau

- besoins domestique.

La population étant de 15545 habitants ; d'après les normes nous la dotons de 180l/j/ha ; ce qui nous donne une consommation journalière de 2798,1 m³/j.

Années	Evolution de la population	besoins en eau (m ³ /j)
1982	7046	1268,28
1984	7548	1358,64
1990	9278	1670,04
2005	15545	2798,10

- besoins scolaires.

Pour estimer les besoins scolaires, nous déterminons le nombre d'élèves à l'horizon 2005

* Ecole primaire : nombre d'élèves = 1756 élèves

* Enseignement moyen : C.E.M de 600 places existant

un C.E.M de 800 places en construction

- donc le nombre d'élèves sera l'horizon 2005 de $1756 + 600 + 800 = 3156$ élèves à raison de 100l/j/élève la demande journalière est de $315,6 \text{ m}^3/\text{j}$

- besoins sanitaires.

La commune de Salah Bouchaour bénéficie en matière de santé d'une salle de consultation de 336m^2 , d'un centre de santé de 400m^2 , d'une maternité urbaine de 1200m^2 et enfin d'une pharmacie de 45m^2

Les besoins sanitaires sont classés dans le tableau suivant :

Centres	Salle de consultation	Centre de santé	Maternité urbaine	Pharmacie
Dotations l/j/m ²	5	5	5	5
Besoins m ³ /j	1,68	2	6	0,22
Total		9,9 m ³ /j		

Désignation	Surface où personne	Dotations	Besoins (m ³ /j)
Antenne administrative	1000m ²	10 l/j/m ²	10
Agence de P.T.T	2400m ²	10 l/j/m ²	24
Marche plein air et marche couvert	4080m ²	5 l/j/m ²	20,4
Stade scolaire	35 joueurs	150 l/j/joueur	5,25
Stade omnisport	35 joueurs	150 l/j/joueur	5,25
Aires de jeux	3500m ²	1 l/m ² /j	3,50
Salle polyvalente	800m ²	2 l/m ² /j	1,76
Bibliothèque	812m ²	5 l/m ² /j	4,06
Maison de jeune	2400m ²	2 l/m ² /j	4,80
Mosquée	1000 fideles	30 l/j/fidele	30
Restaurant	120 Clients	10 l/j/Client	1,2
Hotel urbain	30 Lits	150 l/lit/j	4,5
T O T A L			114,72 m³/j

Dans le tableau qui suit, nous prendrons la majoration de 25 % qui traduit le pourcentage du gaspillage tout en esperant que le reseau sera en bon état.

Désignation	Consommation journalière (m ³ /j)	majoration %	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Population	2798,10	25	3497,63
Besoins scolaires	315,60	25	394,50
Besoins sanitaires	9,90	25	12,38
Besoins municipaux	114,72	25	143,40
T O T A L	3238,32	25	4047,91

3°/ Etude de la variation du débit

Le débit moyen journalier sera sujet à deux variations

- variation journalière (Kj)
- variation horaire (Ko)

En tenant compte de la variation de consommation il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir un débit de pointe (Qp).

$$Q_p = Q_{moy. J} \times K_p = Q_{moy. J} \times K_j \times K_o$$

Le débit maximal journalier est obtenu en majorant le débit moyen journalier par un coefficient tenant compte de variation journalière.

$$Q_{j. max} = Q_{moy. j} \cdot K_j$$

Qj max : ce débit maximal journalier c'est le débit avec lequel sera dimensionné la conduite d'adduction.

Le débit maximal horaire est obtenu en majorant le débit moyen horaire par un coefficient tenant compte des variations horaires.

$$Q_{max. (horaire)} = Q_{moy. horaire} \cdot K_o$$

Les ouvrages de A. DUPONT et C. GOMELLA préconisent.

$$1,15 \leq K_j \leq 4,3$$

$$K_o = 2 ; 2,4 ; 4,3$$

Pour une ville de cette importance on prendra.

$$K_j = 1,15$$

$$K_o = K \cdot B$$

$$K = 1,2 - 1,4$$

B = coefficient qui varie suivant la population.

Nbre d'habitant	1000	2500	6.000	10.000	20.000	50.000
B	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Dans notre cas :

$$B = 1,25$$

$$\Rightarrow K_o = 1,25 \times 1,2 = 1,5$$

$$K = 1,2$$

$$K_o = 1,5$$

$$\Rightarrow K_p = 1,5 \times 1,15 = 1,725$$

$$K_j = 1,15$$

$$\text{donc } Q_{\text{max. journalier}} = 4047,91 \times 1,15 = 4655,09 \text{ m}^3/\text{j} = 193,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

le débit maximal horaire.

$$\frac{4047,91 \times 1,5}{24} = 252,99 \text{ m}^3/\text{k}$$

24

Le débit de pointe.

$$Q_p = 4047,91 \times 1,5 \times 1,15 = 6982,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = 290,94 \text{ m}^3/\text{h}.$$

CHAPITRE III.

Réservoirs :

1°/ Utilite des réservoirs.

- Le réservoir est destiné à régulariser l'apport d'eau. Il permet en cas d'accident sur les conduites d'adduction ou en cas de panne de courant électrique de satisfaire la demande en eau de l'agglomération pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée c'est à dire le temps nécessaire à la réparation de la panne.
- Il assure la régularité de la pression dans le réseau de distribution et la protection contre l'incendie.

2°/ Règles imposées par l'hygiène.

- Le réservoir doit être étanche et construit avec un matériau qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau et doit être parfaitement à l'abri de toute contamination d'eau superficielle ou souterraine, l'air avec lequel l'eau est en contact doit être fréquemment renouvelé et une aération spéciale doit être prévue dans ce but.
- Le réservoir doit être établi de façon à préserver l'eau contre les variations trop brusques de température et doit être aménagé de telle sorte que l'eau y circule régulièrement, afin d'éviter toute stagnation propice au développement des micro-organismes.
- Enfin l'eau doit être stockée à l'abri de la lumière du jour, cette dernière étant propice au développement des Algues. Ainsi les divers orifices, imposés par les nécessités de l'exploitation ou la ventilation, devront être disposés de telle façon que la lumière ne pénètre pas dans le réservoir.

3°/ Implantation du réservoir (côte du radier).

$$C_R = C_T + H + hw_i + P_S + hw_e$$

C_T = côte du terrain du point le plus haut. $C_T = 84m$

H = hauteur prise en fonction du nombre d'étage.

$H = 7m$ (rez de chaussée + 1 étage)

$P_S = 3m$, colonne d'eau qui tient compte des chauffe-eau et des douches.

$hw_i = 2m$ pertes de charges intérieures à un immeuble.

$hw_e =$ perte de charge de la plus longue longueur extérieure estimée à $3m$.

4°/ Détermination de la capacité du réservoir.

La détermination de la capacité du réservoir est en fonction des variations des débits durant les différents heures de la journée.

Le réservoir doit être en mesure de stocker l'excès d'eau pendant les heures creuses et de restituer cette eau durant les heures de pointe.

4.1. Calcul du volume du réservoir.

Le débit maximal journalier : $Q_j.\text{max} = 193,96 \text{ m}^3/\text{h}$

La répartition journalière des débits de consommation est caractérisée dans notre cas par les coefficients horaires.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de deux plus grandes différences entre l'apport et la consommation en valeur absolue (positive et négative) ajoutée à la réserve d'incendie d'après le tableau qui suit nous avons volume théorique du réservoir $V_t = / V_{\text{max}} (+) / + / V_{\text{max}} (-) /$

$$V_t = 605,13 + 287,06 = 892,19 \text{ m}^3$$

La réserve d'incendie minimale à prévoir est de 120 m^3 donc le volume du réservoir sera de $892,19 + 120 = 1012,19 \text{ m}^3$
on prend un volume standard $V = 1100 \text{ m}^3$

4.2. Dimensionnement du réservoir.

On choisit des réservoirs circulaires semi-enterrés pour leurs avantages qui sont :

- Economie sur les frais de construction.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

Pour une hauteur $h = 5 \text{ m}$ et un volume $V = 1100 \text{ m}^3$ nous choisissons deux cuves de 550 m^3 - chacune.

$$\text{La section } A = \frac{V}{h} = \frac{550}{5} = 110 \text{ m}^2$$

$$\text{La Diamètre } D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 110}{3,14}} = 11,8 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{D = 11,8 \text{ m}}}$$

tableau de calcul du volume du reservoir

Heures a h	Apport Q.st (m ³)	q.h. Q.st. 24 100	Valeurs cumulees		Difference Apport et consommer		
			Apport	consommer	⊕	⊖	
0-1	1,5	193,96	69,83	193,96	69,83	124,13	
1-2	1,5	11	69,83	387,92	139,66	248,26	
2-3	1,5	11	69,83	581,88	209,49	372,39	
3-4	1,5	11	69,83	775,84	279,32	496,52	
4-5	2,5	11	116,38	969,80	395,70	574,10	
5-6	3,5	11	162,93	1163,76	558,63	605,13	
6-7	4,5	11	209,48	1357,72	768,11	589,61	
7-8	5,5	11	256,02	1551,68	1024,13	527,55	
8-9	6,25	11	290,94	1745,64	1315,07	430,57	
9-10	6,25	11	290,94	1939,60	1606,01	333,59	
10-11	6,25	11	290,94	2133,56	1896,95	236,61	
11-12	6,25	11	290,94	2327,52	2187,89	139,63	
12-13	5	11	232,75	2521,48	2420,64	100,84	
13-14	5	11	232,75	2715,44	2653,39	62,05	
14-15	5,5	11	256,02	2909,40	2909,41		0,01
15-16	6	11	279,30	3103,36	3188,71		85,35
16-17	6	11	279,30	3297,32	3468,01		170,69
17-18	5,5	11	256,02	3491,28	3724,03		232,75
18-19	5	11	232,75	3685,24	3956,78		271,57
19-20	4,5	11	209,48	3879,20	4166,26		287,06
20-21	4	11	186,20	4073,16	4352,46		279,30
21-22	3	11	139,65	4267,12	4492,11		224,99
22-23	2	11	93,10	4461,08	4585,21		124,13
23-24	1,5	11	69,83	4655,04	4655,04		0

5°/ Equipements du reservoir.

5.1. Départ de la conduite de distribution.

Elle sera placée près du fond à une faible hauteur de 20cm au dessus du radier dans le but d'éviter l'entrée de la boue decantée.

L'orifice de départ est muni d'une crèpine pour empêcher la pémétration des matière en suspension.

5.2. Evacuation du trop plein.

La conduite doit être capable d'évacuer la totalité du débit arrivé, si le robinet flotteur ne fonctionne pas. La section transversale sera disposée selon un plan horizontale, situe à une distance h au dessous du niveau maximale qui peut être atteint dans la cuve. Elle comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonference de rayon R formera un deversoir à seuil circulaire qui permet le passage du débit Q sans la hauteur d'eau h le débit évacué dans ces conditions est donné par la formule:

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

avec $0,393 < \mu < 0,418$

Pratiquement les valeurs de différent peut et on peut prendre

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

Si on fixe une hauteur h = 0,10m on pourra déterminé R

$$R = \frac{Q}{11,15 h^{3/2}} \quad \text{avec } Q = Q_j. \max = 193,96 \text{m}^3/\text{h}$$

$$R = 0,15\text{m}$$

5.3. Vidange.

Le réservoir est équipé d'une conduite de vidange. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein.

5.4. Marérialisation de la réserve d'incendie.

Pour conserver surement une reserve permettant de lutter contre un incendie, il faut interdire materiellement l'utilisation en service normal et la rendre par la manoeuvre d'une vanne spéciale en cas de necessite. Le dispositif utilisé est constitue par un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à un event ouvert à l'air libre et le reserve d'incendie ne sera pas entamée.

(Voir planche n° 1 Equipements du Reservoirs)

CHAPITRE IV.

Distribution.

1°/ Presentation :

La surface d'urbanisation actuelle de Salah Chouchaour ^{est} de 65,32 ha. En 1994 elle sera de 94ha.

2°/ Conception du réseau.

Plusieurs facteurs ont influencé la conception du réseau

- Plan d'urbanisme.
- Topographie.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

Toutes ces considerations nous ont amené à opter pour un réseau maille. Le réseau maille permet une alimentation en retour, une simple manoeuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

3°/ Détermination des débits aux noeuds (Soutirage).

D'après le plan d'urbanisation, la commune de Salah Bruckaour se compose d'une même densité. Donc pour toutes les mailles on a la même densité.

Pour calculer le débit de chaque noeud, il suffit de déterminer la zone desservie par ce noeud, par la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitants, la consommation spécifique qui est la même pour toutes les mailles. Nous déduisons le débit soutiré qui sera majoré par le coefficient d de pointe (Kp) voir le tableau n°

- Calculons la densité

$$d = \frac{\text{Population}}{\text{Surface}} = \frac{P}{S_{\Pi}} = \frac{15545}{94} = 165,37 \text{ hab/ha}$$

$$d = \underline{165,37 \text{ hab/ha}}$$

- Calculons le débit spécifique.

$$Q_{s.p} = \frac{Q_m}{2} \text{ avec } Q_m = \text{débit moyen journalier}$$

tableau de calcul des débits de soutirage

N° de noeud	Surface (ha)	densité	nbre d'habitants	débit spécifique	consommation journalière	coeff de pente	débit de soutirage
1	6,07	165,37	1004	0,003	3,01	1,725	5,19
2	3,98	„	658	„	1,97	„	3,40
3	10,11	„	1672	„	5,02	„	8,66
4	7,23	„	1196	„	3,59	„	6,19
5	6,98	„	1154	„	3,46	„	5,97
6	5,70	„	943	„	2,83	„	4,88
7	6,47	„	1070	„	3,21	„	5,54
8	4,63	„	766	„	2,30	„	3,97
9	7,79	„	1288	„	3,86	„	6,66
10	6,53	„	1080	„	3,24	„	5,59
11	8,05	„	1331	„	3,99	„	6,88
12	8,57	„	1417	„	4,25	„	7,33
13	8,10	„	1339	„	4,02	„	6,93
14	4,23	„	700	„	2,10	„	3,63

$$Q_{s.p} = \frac{4047,91 \text{ (m}^3\text{/j)}}{15545 \text{ (habitants)}} = 0,003 \text{ l/s/hab}$$

$$\underline{Q_{s.p} = 0,003 \text{ l/s/hab.}}$$

4°/ Calcul du réseau de distribution.

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

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

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

5°/ Principe de calcul.

Ce calcul consiste à se fixer dans chaque maille une repartition supposés 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.

6°/ Calcule des pertes de charges.

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

$$DH_L = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{P.D.C Lineaires})$$

$$DH_S = \text{P.D.C singulières (sont estimées à 15\% de } DH_L)$$

$$DH_T = DH_L + DH_S$$

$$DH_T = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} + 0,15 \cdot f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

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

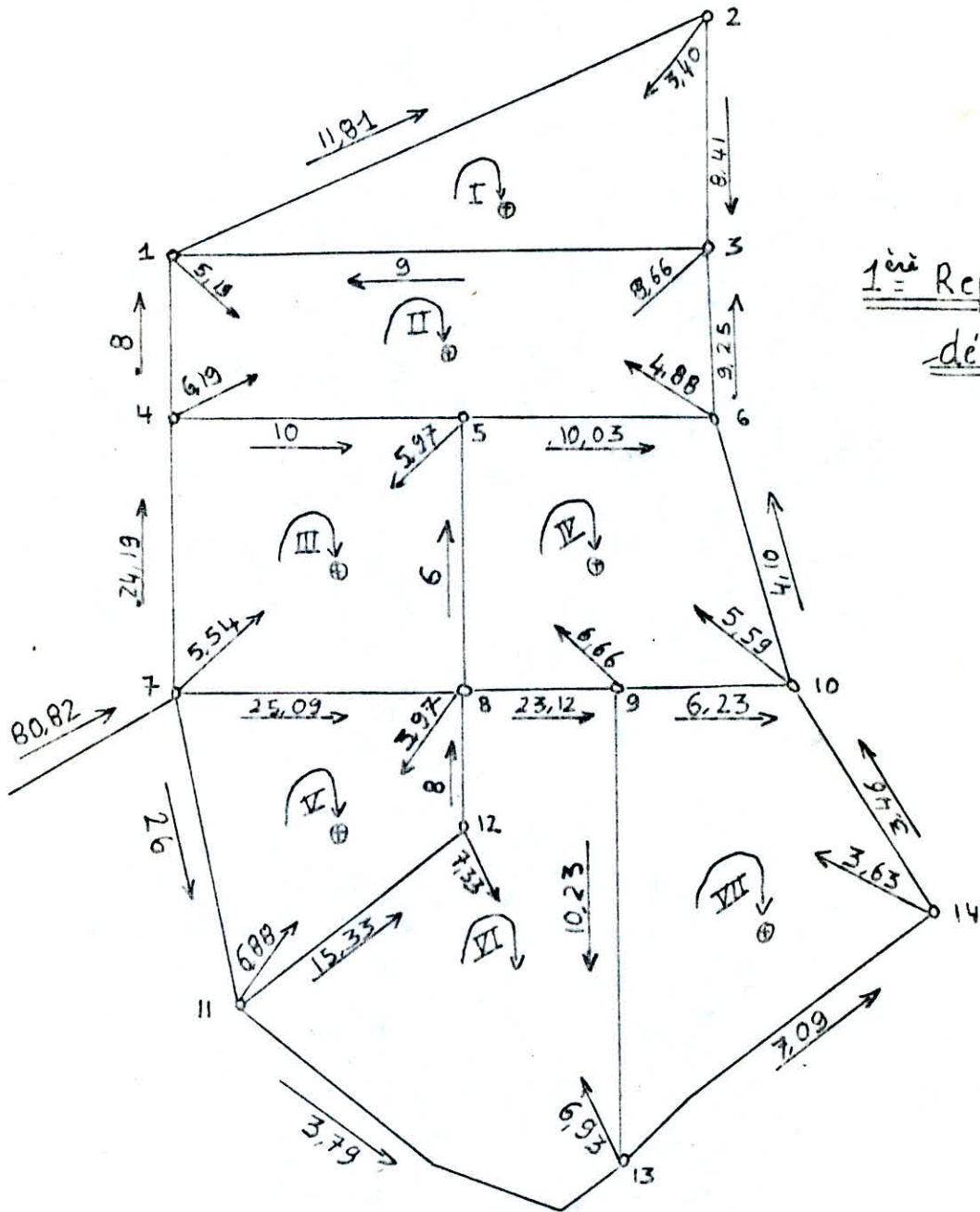
En vertu de l'équation de continuité $Q = V.A$ et en remplaçant dans la formule de DH_T on aura :

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

D'où la résistance de la conduite sera :

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

RESEAU MAILLE



1^{ère} Répartition des débits

Echelle: 1cm → 100m

→ : Sens suppose

donc $DH_T = r Q^2$

Le coefficient de frottement est calculé d'après la formule de NIKURADSE (fn) avec $\epsilon = 1\text{mm} = 10^{-3}\text{m}$.

Les principes d'équilibre des pertes de charges $\sum DH_T = \sum r Q^2 = 0$ n'étant pas vérifié à la première approximation; donc il est nécessaire de procéder à une correction de la repartition initialement supposée par un débit correctif DQ.

7°/ Détermination du débit correctif (DQ).

DQ étant le débit correctif à apporter aux débits initiaux, donc pour chaque tronçon on aura de nouveau débit.

$$Q_1 = Q_0 + DQ$$

Q_0 : débit supposé en première approximation.

Q_1 : débit corrigé.

DQ : débit correctif.

donc la somme des pertes de charges sera :

$$\begin{aligned} \sum DH_T &= \sum r Q^2 = \sum r (Q_0 + DQ)^2 = 0 \\ \sum r (Q_0 + DQ)^2 &= \sum r (Q_0^2 + 2Q_0 DQ + D^2 Q) = 0 \end{aligned}$$

comme DQ^2 tend vers zero on peut écrire donc que

$$DH_T = \sum r Q_0^2 + 2 \sum r Q_0 DQ = 0$$

on peut écrire aussi.

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

Chaque maille est calculée séparément et la valeur de DQ qui est la correction à apporter au débit supposé initialement.

On distingue deux corrections :

- correction propre à la maille considérée avec le signe de DQ
- correction à la maille adjacente (tronçon commun) avec signe contraire de DQ. 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 DQ soient voisines de zero et que la somme algébrique des pertes de charges dans la maille considérée soient inférieures à 0,5.

RUGOSITÉ ABSOLUE DES CONDUITES

	Matériau	Tuyau nouveau ϵ mm	Tuyau ancien ϵ mm
Adduction	Acier ou Fonte	0.1 à 0.4	1.0 à 1.5
Réseau	Acier ou Fonte	0.4 à 1.0	1.5 à 3.0
Adduction	Amiante - ciment	0.03 à 0.1	0.1 à 0.4
Réseau	Amiante - ciment	0.1 à 0.4	0.4 à 1.0
Adduction	P.V.C	0.0 à 0.03	0.03 à 0.1
Réseau	P.V.C	0.03 à 0.1	0.1 à 0.4
Adduction	Béton-armé	0.03 à 0.1	0.1 à 0.4
Réseau	Béton-armé	#	#

Notons que pour chaque conduite on fixe une vitesse moyenne de 1m/s avec cette vitesse et le débit de la première repartition on calcule le diamètre correspondant d'après l'équation de continuité formules utilisées.

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

$$r = \frac{1,15 L \cdot f_n}{12,09 \cdot D^2}$$

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

Q : débit m^3/s

D : diamètre m

\sum : rugosité absolue de la conduite m

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

r : résistance de la conduite $S^{-2} \cdot m^{-5}$

L : longueur géométrique de la conduite m

DQ : débit correctif 1/s

Le calcul a été programmé sur une calculatrice T 59

(voir programme page suivante)

9°/ Equipement du réseau de distribution.

a) Nature des canalisations.

Le réseau sera constitué de tuyaux en acier vu leur disponibilité au marché en plus les tuyaux en acier présentent les avantages suivants.

- Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements) est supérieure à celle des tuyaux en matière plastique et en fonte.
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de servives, si dures soient-elles.
- Ils sont plus longs que les tuyaux en fonte, ce qui diminue le nombre de raccords et rend la pose plus rapide.

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.

programme T.59

2nd LBL A

0 STO 05

STO 06

R/S

2nd LBL B

RCL 01

÷

RCL 00

=

Ln x -

x
· 86

1.14

=

x²

1/x

x

RCL 02

x

RCL 04

÷

12.09

÷

RCL 00

y^x

5

x

RCL 03

x

RCL 03

2nd (x)

=

SUM 05

R/S

x

2

÷

RCL 03

=

SUM 06

· R/S

2nd LBL

C

RCL 05

÷

RCL 06

x

1000

+/-

=

R/S

D(m) → ST000

$\xi = 10^{-3}$ → ST001

Le(m) → ST002

Q(m³/s) → ST003

1 → ST004

Execution

Appuyer sur B → $\pi \varphi^2$

Appuyer sur R/S → $2\pi \varphi$

après avoir introduit tout

Appuyer sur C → $D\varphi$

RCL 05 → $\Sigma D H$

RCL 06 → $\Sigma 2\pi \varphi$

- changement de maille on appuit sur A.

-Caractéristiques des Mailles						1 ^{re} APPROXIMATION					Nouveaux débits
N ^o maille	maille acty	longeur	D (mm)	Le (m)	Q l/s	ΓQ ²	2ΓQ	C.P.M	C.M.A	total	l/s
I	I	1-2	150	885,5	11,81	4,53	767,23	-5,14	—	-5,14	6,67
	—	2-3	150	391,0	8,41	1,01	241,24	-5,14	—	-5,14	3,27
	II	3-1	150	818,8	9,00	2,43	540,64	-5,14	-3,83	-8,97	0,03
					$\Delta Q = -$	5,14	$\Sigma = 7,97$	$\Sigma = 1549,12$			
II	I	1-3	150	818,8	-9,00	-2,43	540,64	3,83	5,14	8,97	-0,03
	—	1-4	150	264,5	8,00	0,62	155,24	3,83	—	3,83	11,83
	III	4-5	150	473,8	-10,00	-1,73	347,60	3,83	-1,51	2,32	-7,68
	IV	5-6	150	358,8	-10,03	-1,32	264,02	3,83	-0,89	2,94	-7,09
	—	6-3	150	269,1	-9,25	-0,84	182,61	3,83	—	3,83	-5,42
				$\Delta Q = +$	3,83	$\Sigma = -5,71$	$\Sigma = 1490,13$				
III	II	4-5	150	473,8	10,00	1,73	347,60	1,51	-3,83	-2,32	7,68
	—	4-7	200	450,8	24,19	2,10	173,71	1,51	—	1,51	25,70
	V	7-8	200	471,5	-25,09	-2,36	188,45	1,51	-4,71	-3,20	-28,29
	VI	8-5	100	448,5	-6,00	-5,13	1711,20	1,51	-0,89	0,62	-5,38
				$\Delta Q = +$	1,51	$\Sigma = -3,65$	$\Sigma = 2420,98$				
IV	II	5-6	150	358,8	10,03	1,32	264,02	0,89	-3,83	-2,94	7,09
	III	5-8	100	448,5	6,00	5,13	1711,20	0,89	-1,51	-0,62	5,38
	VI	8-9	200	253,0	-23,12	-1,07	93,18	0,89	-0,39	0,50	-22,62
	III	9-10	100	282,9	-6,23	-3,49	1120,74	0,89	-1,98	-1,09	-7,32
	—	10-6	80	480,7	-4,10	-8,46	4129,58	0,89	—	0,89	-3,21
				$\Delta Q = +$	0,89	$\Sigma = -6,57$	$\Sigma = 7318,74$				
V	III	7-8	200	471,5	25,09	2,36	188,45	4,71	-1,51	3,20	28,29
	—	7-11	200	524,4	-26,00	-2,82	217,20	4,71	—	4,71	-21,29
	VI	11-12	150	466,9	-15,33	-4,02	525,11	4,71	-0,39	4,32	-11,01
	VI	12-8	150	230,0	-8,00	-0,53	134,99	4,71	-0,39	4,32	-3,68
				$\Delta Q = +$	4,71	$\Sigma = -5,02$	$\Sigma = 1065,76$				
VI	IV	8-9	200	253,0	23,12	1,07	93,18	0,39	-0,89	-0,50	22,62
	VII	9-13	150	775,1	10,23	2,97	581,73	0,39	-1,98	-1,59	8,64
	—	11-13	80	770,5	-3,79	-11,59	6118,71	0,39	—	0,39	-3,40
	V	11-12	150	466,9	15,33	4,02	525,11	0,39	-4,71	-4,32	-11,01
	V	12-8	150	230,0	8,00	0,53	134,99	0,39	-4,71	-4,32	3,68
				$\Delta Q = +$	0,39	$\Sigma = -2,97$	$\Sigma = 7453,74$				
VII	IV	9-10	100	282,9	6,23	3,49	1120,74	1,98	-0,89	1,09	7,32
	VI	9-13	150	775,1	-10,23	-2,97	581,73	1,98	-0,39	-1,59	-8,64
	—	13-14	100	673,9	-7,09	-10,77	3038,28	1,98	—	1,98	-5,11
	—	10-14	80	464,6	-3,46	-5,82	3368,24	1,98	—	1,98	-1,48
				$\Delta Q = +$	1,98	$\Sigma = -16,08$	$\Sigma = 8109,01$				

-caracteristiques des mailles				2 ^{eme} APPROXIMATION						Nouveaux debits (q _s)
N ^o maille	maille adj.	trapeze	Q _{ij}	ΓQ ²	2ΓQ	C.P.M	C.M.A	total		
I	-	1-2	6,67	1,44	433,31	-3,00	-	-3,00	3,67	
	-	2-3	3,27	0,15	93,80	-3,00	-	-3,00	0,27	
	II	3-1	0,03	0,00002	1,80	-3,00	-0,78	-3,78	-3,75	
			$\Delta Q = -3,00$	$\Sigma = 1,59$	$\Sigma = 528,92$					
II	I	1-3	-0,03	-0,00002	1,80	0,78	3,00	3,78	3,75	
	-	1-4	11,83	1,35	229,56	0,78	-	0,78	12,61	
	III	4-5	-7,68	-1,02	266,96	0,78	-1,69	-0,91	-8,59	
	IV	5-6	-7,09	-0,66	186,63	0,78	-0,98	-0,20	-7,29	
	-	6-3	-5,42	-0,28	107,00	0,78	-	0,78	-4,64	
			$\Delta Q = +0,78$	$\Sigma = -0,61$	$\Sigma = 791,96$					
III	II	4-5	7,68	1,02	266,96	1,69	-0,78	0,91	8,59	
	-	4-7	25,70	2,37	184,56	1,69	-	1,69	27,39	
	V	7-8	-28,29	-3,00	212,49	1,69	-1,29	0,40	-27,89	
	IV	8-5	-5,38	-4,12	1534,37	1,69	-0,98	0,71	-4,67	
			$\Delta Q = +1,69$	$\Sigma = -3,73$	$\Sigma = 2198,39$					
IV	II	5-6	7,09	0,66	186,63	0,98	-0,78	0,20	7,29	
	III	5-8	5,38	4,12	1534,37	0,98	-1,69	-0,71	4,67	
	VI	8-9	-22,62	-1,03	91,16	0,98	-0,61	0,37	-22,25	
	VII	9-10	-7,32	-4,81	1316,83	0,98	-0,72	0,26	-7,06	
	-	10-6	-3,21	-5,18	3233,16	0,98	-	0,98	-2,23	
			$\Delta Q = +0,98$	$\Sigma = -6,25$	$\Sigma = 6362,17$					
V	III	7-8	28,29	3,00	212,49	1,29	-1,69	-0,40	27,89	
	-	7-11	21,29	1,89	177,85	1,29	-	1,29	-20,00	
	VI	11-12	-11,01	-2,07	377,13	1,29	-0,61	0,68	-10,33	
	VII	12-8	-3,68	-0,11	62,09	1,29	-0,61	0,68	-3,00	
			$\Delta Q = +1,29$	$\Sigma = -1,07$	$\Sigma = 829,58$					
VI	IV	8-9	22,62	1,03	91,16	0,61	-0,98	-0,37	22,25	
	VII	9-13	8,64	2,12	491,31	0,61	-0,72	-0,11	8,53	
	-	11-13	-3,40	-9,33	5489,08	0,61	-	0,61	-2,79	
	V	11-12	11,01	2,07	377,13	0,61	-1,29	-0,68	10,33	
	VII	12-8	3,68	0,11	62,09	0,61	-1,29	-0,68	3,00	
			$\Delta Q = +0,61$	$\Sigma = -3,98$	$\Sigma = 6510,80$					
VII	IV	9-10	7,32	4,81	1316,83	0,72	-0,98	-0,26	7,06	
	VII	9-13	-8,64	-2,12	491,31	0,72	-0,61	0,11	-8,53	
	-	13-14	-5,11	-5,59	2189,79	0,72	-	0,72	-4,39	
	-	10-14	-1,48	-1,06	1440,75	0,72	-	0,72	-0,76	
			$\Delta Q = +0,72$	$\Sigma = -3,96$	$\Sigma = 5438,70$					

Caracteristiques des mailles				Q l/s	3 ^{eme} APPROXIMATION					Nouveaux debit (l/s)
N ^o maille	maille adj	troupe	ΓQ^2		$2\Gamma Q$	C.P.M	C.M.A	total		
I	-	1-2	3,67	0,43	238,42	-0,034	-	-0,034	3,64	
	-	2-3	0,27	0,001	7,74	-0,034	-	-0,034	0,24	
	II	3-1	-3,75	-0,42	225,26	-0,034	-0,21	-0,240	-3,99	
				$\Sigma = 0,016$	$\Sigma = 471,43$					
				$\Delta Q = -0,034$						
II	I	1-3	3,75	0,42	225,26	0,21	0,034	0,24	3,99	
	-	1-4	12,61	1,54	244,69	0,21	-	0,21	12,82	
	III	4-5	-8,59	-1,28	298,59	0,21	-1,00	-0,79	-9,38	
	IV	5-6	-7,29	-0,69	191,89	0,21	-0,81	-0,60	-7,89	
	-	6-3	-4,64	-0,21	91,60	0,21	-	0,21	-4,43	
			$\Sigma = -0,27$	$\Sigma = 1052,06$						
				$\Delta Q = +0,21$						
III	II	4-5	8,59	-1,28	298,59	-1,00	-0,21	0,79	9,38	
	-	4-7	27,39	2,69	196,70	1,00	-	1,00	28,39	
	V	7-8	-27,89	-2,92	209,48	1,00	-0,83	0,17	-27,72	
	IV	8-5	-4,67	-3,10	1331,88	1,00	-0,81	0,19	-4,48	
			$\Sigma = -2,05$	$\Sigma = 2036,66$						
				$\Delta Q = 1,00$						
IV	II	5-6	7,29	0,69	191,89	0,81	-0,21	0,60	7,89	
	III	5-8	4,67	3,10	1331,88	0,81	-1,00	-0,19	4,48	
	VI	8-9	-22,25	-0,99	89,67	0,81	-0,23	0,58	-21,67	
	VII	9-10	-7,06	-4,48	1270,06	0,81	-0,45	0,36	-6,70	
	-	10-6	-2,23	-2,50	2246,09	0,81	-	0,81	-1,42	
			$\Sigma = -4,17$	$\Sigma = 5129,61$						
				$\Delta Q = 0,81$						
V	III	7-8	27,89	2,92	209,48	0,83	-1,00	-0,17	27,72	
	-	7-11	-20,00	-1,67	167,07	0,83	-	0,83	-19,17	
	VI	11-12	-10,33	-1,82	353,84	0,83	-0,23	0,60	-9,73	
	VII	12-8	-3,00	-0,07	50,62	0,83	-0,23	0,60	-2,40	
			$\Sigma = -0,65$	$\Sigma = 781,03$						
				$\Delta Q = 0,83$						
VI	IV	8-9	22,25	0,99	89,67	0,23	-0,81	-0,58	21,67	
	VII	9-13	8,53	2,06	485,06	0,23	-0,45	-0,22	8,31	
	-	11-13	-2,79	-6,28	4504,28	0,23	-	0,23	-2,56	
	V	11-12	10,33	-1,82	353,84	0,23	-0,83	-0,60	9,73	
	V	12-8	3,00	0,07	50,62	0,23	-0,83	-0,60	2,40	
			$\Sigma = -1,31$	$\Sigma = 5483,48$						
				$\Delta Q = 0,23$						
VII	IV	9-10	7,06	4,48	1270,06	0,45	-0,81	-0,36	6,70	
	VI	9-13	-8,53	-2,06	485,06	0,45	-0,23	0,22	-8,31	
	-	13-14	-4,39	-4,12	1881,25	0,45	-	0,45	-3,94	
	-	10-14	-0,76	-0,28	739,84	0,45	-	0,45	-0,31	
			$\Sigma = -1,99$	$\Sigma = 4376,22$						
				$\Delta Q = 0,45$						

Caracteristiques des mailles				Q l/s	4 ^{eme} APPROXIMATION					Nouveaux debits (l/s)
N ^o maille	maille adj	tronçon	rQ ²		2rQ	C.P.M	C.M.A	total		
I	-	1-2	3,64	0,43	236,47	0,097	-	0,097	3,74	
	-	2-3	0,24	0,0008	6,88	0,097	-	0,097	0,34	
	II	3-1	-3,99	-0,47	239,68	0,097	-0,42	-0,32	-4,31	
			<u>ΔQ = 0,097</u>	Σ = -0,04	483,04					
II	I	1-3	3,99	0,47	239,68	0,42	-0,097	0,32	4,31	
	-	1-4	12,82	1,59	248,77	0,42	-	0,42	13,24	
	III	4-5	-9,38	-1,52	326,05	0,42	-0,65	-0,23	-9,61	
	IV	5-6	-7,89	-0,81	207,69	0,42	-0,55	-0,13	-8,02	
	-	6-3	-4,43	-0,19	87,45	0,42	-	0,42	-4,01	
			<u>ΔQ = 0,42</u>	Σ = -0,46	Σ = 1109,66					
III	II	4-5	9,38	1,52	326,05	0,65	-0,42	0,23	9,61	
	-	4-7	28,39	2,89	203,88	0,65	-	0,65	29,04	
	V	7-8	-27,72	-2,88	208,21	0,65	-0,43	0,22	-27,50	
	IV	8-5	-4,48	-2,86	1277,69	0,65	-0,55	0,10	-4,38	
			<u>ΔQ = 0,65</u>	Σ = -1,32	Σ = 2015,84					
IV	II	5-6	7,89	0,81	207,69	0,55	-0,42	0,13	8,02	
	III	5-8	4,48	2,86	1277,69	0,55	-0,65	-0,10	4,38	
	VI	8-9	-21,67	-0,94	87,33	0,55	-0,14	0,41	-21,26	
	VII	9-10	-6,70	-4,03	1205,29	0,55	-0,35	0,20	-6,50	
	-	10-6	-1,42	-1,01	1430,24	0,55	-	0,55	-0,87	
		<u>ΔQ = 0,55</u>	Σ = -2,31	Σ = 4208,27						
V	III	7-8	27,72	2,88	208,21	0,43	-0,65	-0,22	27,50	
	-	7-11	-19,17	-1,53	160,14	0,43	-	0,43	-18,74	
	VI	11-12	-9,73	-1,62	333,29	0,43	-0,14	0,29	-9,44	
	VI	12-8	-2,40	-0,048	40,49	0,43	-0,14	0,29	-2,11	
			<u>ΔQ = 0,43</u>	Σ = -0,31	Σ = 742,14					
VI	IV	8-9	21,67	0,94	87,33	0,14	-0,55	-0,41	21,26	
	VII	9-13	8,31	1,96	472,55	0,14	-0,35	-0,21	8,10	
	-	11-13	-2,56	-5,29	4132,95	0,14	-	0,14	-2,42	
	V	11-12	9,73	1,62	333,29	0,14	-0,43	-0,29	9,44	
	V	12-8	2,40	0,048	40,49	0,14	-0,43	-0,29	2,11	
			<u>ΔQ = 0,14</u>	Σ = -0,71	Σ = 5066,64					
VII	IV	9-10	6,70	4,03	1205,29	0,35	-0,55	-0,20	6,50	
	V	9-13	-8,31	-1,96	472,55	0,35	-0,14	0,21	-8,10	
	-	13-14	-3,94	-3,32	1688,41	0,35	-	0,35	-3,59	
	-	10-14	-0,31	-0,046	301,77	0,35	-	0,35	0,04	
			<u>ΔQ = 0,35</u>	Σ = -1,29	Σ = 3668,04					

-Caracteristiques des mailles				5 ^{eme} APPROXIMATION						Nouveaux debits (l/s)
N ^o maille	maille adj.	tronçon	(l/s)	r _q ²	2r _q	C.P.M	C.M.A	total		
I	-	1-2	3,74	0,45	248,96	0,19	-	0,19	3,93	
	-	2-3	0,34	0,0016	9,75	0,19	-	0,19	0,53	
	II	3-1	-4,31	-0,55	258,90	0,19	-0,30	-0,11	-4,42	
			<u>ΔQ = 0,19</u>		<u>Σ = -0,10</u>	<u>Σ = 511,63</u>				
II	I	1-3	4,31	0,55	258,90	0,30	-0,19	0,11	4,42	
	-	1-4	13,24	1,70	256,92	0,30	-	0,30	13,54	
	III	4-5	-9,61	-1,60	334,04	0,30	-0,47	-0,17	-9,78	
	IV	5-6	-8,02	-0,84	211,11	0,30	-0,42	-0,12	-8,14	
	-	6-3	-4,01	-0,15	79,16	0,30	-	0,30	-3,71	
		<u>ΔQ = 0,30</u>		<u>Σ = -0,35</u>	<u>Σ = 1140,16</u>					
III	II	4-5	9,61	1,60	334,04	0,47	-0,30	0,17	9,78	
	-	4-7	29,04	3,02	208,54	0,47	-	0,47	29,51	
	V	7-8	-27,50	-2,84	206,55	0,47	-0,26	0,21	-27,29	
	IV	8-5	-4,38	-2,73	124,91	0,47	-0,42	0,05	-4,33	
		<u>ΔQ = 0,47</u>		<u>Σ = -0,94</u>	<u>Σ = 1998,33</u>					
IV	II	5-6	8,02	0,84	211,11	0,42	-0,30	0,12	8,14	
	III	5-8	4,38	2,73	1249,17	0,42	-0,47	-0,05	4,33	
	VI	8-9	-21,26	-0,91	85,68	0,42	-0,08	0,34	-20,92	
	VII	9-10	-6,50	-3,80	1169,32	0,42	-0,25	0,17	-6,33	
	-	10-6	-0,87	-0,38	876,27	0,42	-	0,42	-0,45	
		<u>ΔQ = 0,42</u>		<u>Σ = -1,51</u>	<u>Σ = 3591,57</u>					
V	II	7-8	27,50	2,84	206,55	0,26	-0,47	-0,21	27,29	
	-	7-11	-18,74	-1,46	156,55	0,26	-	0,26	-18,48	
	VI	11-12	-9,44	-1,52	323,36	0,26	-0,08	0,18	-9,26	
	VI	12-8	-2,11	-0,037	35,60	0,26	-0,08	0,18	-1,93	
		<u>ΔQ = 0,26</u>		<u>Σ = -0,19</u>	<u>Σ = 722,07</u>					
VI	IV	8-9	21,26	0,91	85,68	0,08	-0,42	-0,34	20,92	
	VII	9-13	8,10	1,86	460,60	0,08	-0,25	-0,17	7,93	
	-	11-13	-2,42	-4,72	3906,93	0,08	-	0,08	-2,34	
	V	11-12	9,44	1,52	323,36	0,08	-0,26	-0,18	9,26	
	V	12-8	2,11	0,037	35,60	0,08	-0,26	-0,18	1,93	
		<u>ΔQ = 0,08</u>		<u>Σ = -0,38</u>	<u>Σ = 4812,19</u>					
VII	IV	9-10	6,50	3,80	1169,32	0,25	-0,42	-0,17	6,33	
	II	9-13	-8,10	-1,86	460,60	0,25	-0,08	0,17	-7,93	
	-	13-14	-3,59	-2,76	1538,42	0,25	-	0,25	-3,34	
	-	10-14	0,04	0,0007	3893	0,25	-	0,25	0,29	
		<u>ΔQ = 0,25</u>		<u>Σ = 0,82</u>	<u>Σ = 3207,29</u>					

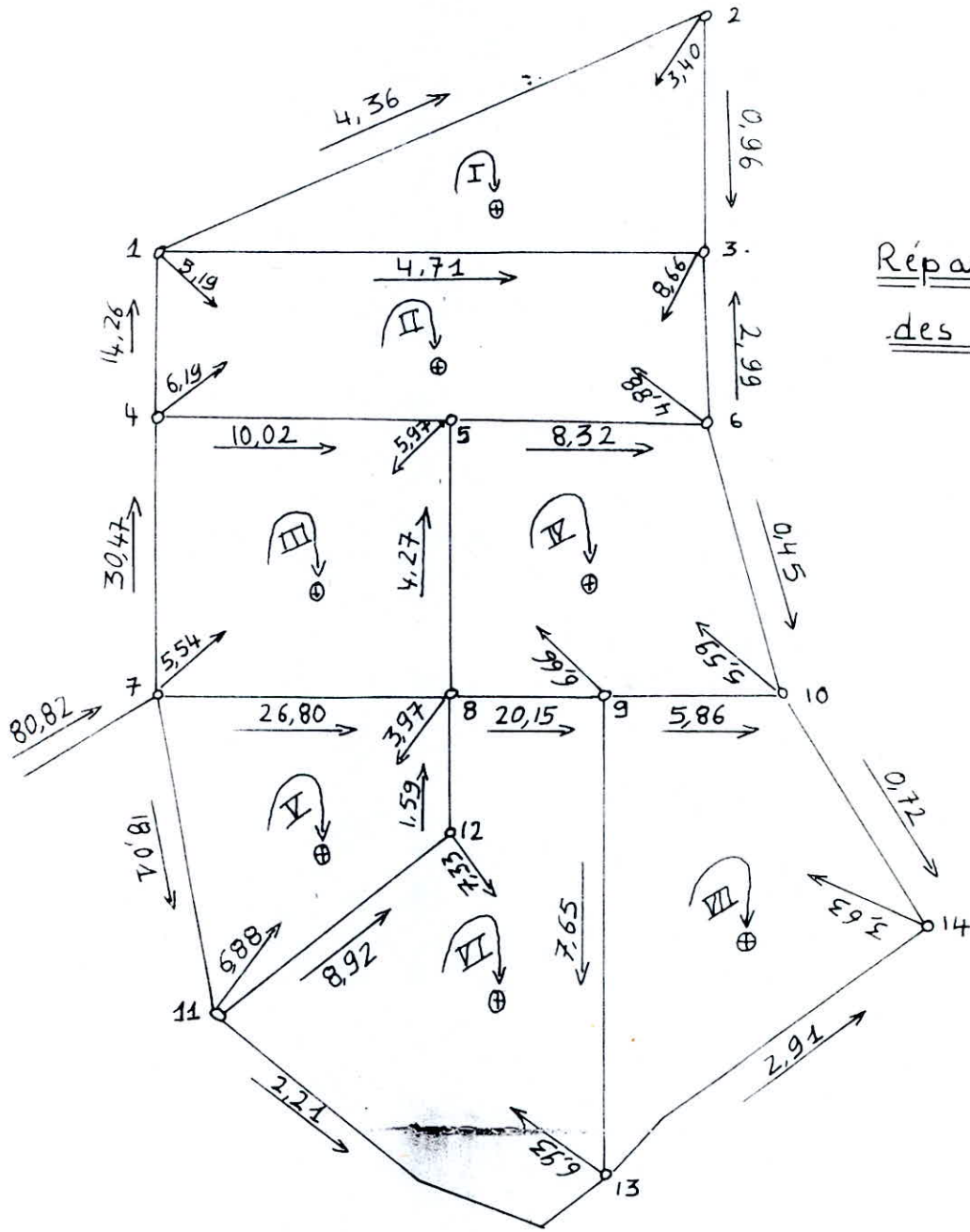
Caractéristiques des mailles			Q l/s	6 ^{ème} APPROXIMATION					Nouveaux débits (l/s)
N ^o maille	maille adj.	tronçon		ΓQ ²	2ΓQ	C.P.M	C.M.A	total	
I	-	1-2	3,93	0,50	255,31	0,15	-	0,15	4,08
	-	2-3	0,53	0,004	15,20	0,15	-	0,15	0,68
	II	3-1	-4,42	-0,58	265,51	0,15	-0,26	-0,11	-4,53
			<u>ΔQ = 0,15</u>	<u>Σ = -0,08</u>	<u>Σ = 536,03</u>				
II	I	1-3	4,42	0,58	265,51	0,26	-0,15	0,11	4,53
	-	1-4	13,54	1,77	262,74	0,26	-	0,26	13,80
	III	4-5	-9,78	-1,66	339,95	0,26	-0,34	-0,08	-9,86
	IV	5-6	-8,14	-0,87	214,27	0,26	-0,33	-0,07	-8,21
	-	6-3	-3,71	-0,13	73,24	0,26	-	0,26	-3,45
		<u>ΔQ = 0,26</u>	<u>Σ = -0,30</u>	<u>Σ = 1155,73</u>					
III	II	4-5	9,78	1,66	339,95	0,34	-0,26	0,08	9,86
	-	4-7	29,51	3,12	211,92	0,34	-	0,34	29,85
	V	7-8	-27,29	-2,79	204,98	0,34	-0,18	0,16	-27,13
	VI	8-5	-4,33	-2,67	1234,91	0,34	-0,33	0,01	-4,32
		<u>ΔQ = 0,34</u>	<u>Σ = -0,68</u>	<u>Σ = 1991,78</u>					
IV	II	5-6	8,14	0,87	214,27	0,33	-0,26	0,07	8,21
	III	5-8	4,33	2,67	1234,91	0,33	-0,34	-0,01	4,32
	VI	8-9	-20,92	-0,88	84,31	0,33	-0,05	0,28	-20,64
	VII	9-10	-6,33	-3,60	1138,73	0,33	-0,16	0,17	-6,16
	-	10-6	-0,45	-0,10	453,24	0,33	-	0,33	-0,12
		<u>ΔQ = 0,33</u>	<u>Σ = -1,04</u>	<u>Σ = 3125,49</u>					
V	III	7-8	27,29	2,79	204,98	0,18	-0,34	-0,16	27,13
	-	7-11	-18,48	-1,42	154,38	0,18	-	0,18	-18,30
	VI	11-12	-9,26	-1,46	317,19	0,18	-0,053	0,13	-9,13
	VII	12-8	-1,93	-0,031	32,56	0,18	-0,053	0,13	-1,80
		<u>ΔQ = 0,18</u>	<u>Σ = -0,12</u>	<u>Σ = 709,12</u>					
VI	IV	8-9	20,92	0,88	84,31	0,053	-0,33	-0,28	20,64
	VII	9-13	7,93	1,78	450,94	0,053	-0,16	-0,11	7,82
	-	11-13	-2,34	-4,42	3777,73	0,053	-	0,053	-2,29
	V	11-12	9,26	1,46	317,19	0,053	-0,18	-0,13	9,13
	V	12-8	1,93	0,031	32,56	0,053	-0,18	-0,13	1,80
		<u>ΔQ = 0,053</u>	<u>Σ = -0,85</u>	<u>Σ = 4462,00</u>					
VII	IV	9-10	6,33	3,60	1138,73	0,16	-0,33	-0,17	6,16
	VII	9-13	-7,93	-1,78	450,94	0,16	-0,053	0,11	-7,82
	-	13-14	-3,34	-2,39	1431,29	0,16	-	0,16	-3,18
	-	10-14	0,29	0,04	282,30	0,16	-	0,16	0,45
		<u>ΔQ = 0,16</u>	<u>Σ = -0,53</u>	<u>Σ = 3303,28</u>					

Caractéristiques des mailles			Q l/s	7 ^{ème} APPROXIMATION					Nouveaux débits (l/s)
N ^o maille	maille adj.	longueur		rQ ²	2rQ	C.P.M	C.M.A	total	
I	-	1-2	4,08	0,54	265,05	0,12	-	0,12	4,20
	-	2-3	0,68	0,0066	19,50	0,12	-	0,12	0,80
	II	3-1	-4,53	-0,61	272,12	0,12	-0,19	-0,07	-4,60
			<u>$\Delta Q = 0,12$</u>	$\Sigma = -0,069$	$\Sigma = 556,68$				
II	I	1-3	4,53	0,61	272,12	0,19	-0,12	0,07	4,60
	I/II	1-4	13,80	1,84	267,79	0,19	-	0,19	13,99
	II/II	4-5	-9,86	-1,68	342,73	0,19	-0,26	-0,07	-9,93
	II/II	5-6	-8,21	-0,88	216,11	0,19	-0,26	-0,07	-8,28
	I	6-3	-3,45	-0,41	68,11	0,19	-	0,19	-3,26
			<u>$\Delta Q = 0,19$</u>	$\Sigma = -0,23$	$\Sigma = 1166,97$				
III	II	4-5	9,86	1,68	342,73	0,26	-0,19	0,07	9,93
	I/III	4-7	29,85	3,19	214,36	0,26	-	0,26	30,11
	III/III	7-8	-27,13	-2,76	203,77	0,26	-0,12	0,14	-26,99
	III	8-5	-4,32	-2,66	1232,06	0,26	-0,26	0	-4,32
		<u>$\Delta Q = 0,26$</u>	$\Sigma = -0,53$	$\Sigma = 1992,29$					
IV	II	5-6	8,21	0,88	216,11	0,26	-0,19	0,07	8,28
	II/IV	5-8	4,32	2,66	1232,06	0,26	-0,26	0	4,32
	IV/IV	8-9	-20,64	-0,85	83,18	0,26	-0,039	0,22	-20,42
	IV/IV	9-10	-6,16	-3,41	1108,15	0,26	-0,11	0,15	-6,01
	I	10-6	-0,12	-0,007	120,86	0,26	-	0,26	0,14
		<u>$\Delta Q = 0,26$</u>	$\Sigma = -0,73$	$\Sigma = 2760,39$					
V	III	7-8	27,13	2,76	203,77	0,12	-0,26	-0,14	26,99
	I/V	7-11	-18,30	-1,39	152,87	0,12	-	0,12	-18,18
	V/V	11-12	-9,13	-1,42	312,74	0,12	-0,039	0,08	-9,05
	V	12-8	-1,80	-0,027	30,37	0,12	-0,039	0,08	-1,72
		<u>$\Delta Q = 0,12$</u>	$\Sigma = -0,089$	$\Sigma = 699,77$					
VI	III	8-9	20,64	0,85	83,18	0,039	-0,26	-0,22	20,42
	VI/VI	9-13	7,82	1,73	444,68	0,039	-0,11	-0,07	7,75
	VI/VI	11-13	-2,29	-4,23	3697,06	0,039	-	0,039	-2,25
	VI/VI	11-12	9,13	1,42	312,74	0,039	-0,12	-0,08	9,05
	VI	12-8	1,80	0,027	30,37	0,039	-0,12	-0,08	1,72
		<u>$\Delta Q = 0,039$</u>	$\Sigma = -0,18$	$\Sigma = 4568,05$					
VII	VI	9-10	6,16	3,41	1108,15	0,11	-0,26	-0,15	6,01
	VI/VII	9-13	-7,82	-1,73	444,68	0,11	-0,039	0,07	-7,75
	VII/VII	13-14	-3,18	-2,16	1362,73	0,11	-	0,11	-3,07
	VII	10-14	0,45	0,098	438,06	0,11	-	0,11	0,56
		<u>$\Delta Q = 0,11$</u>	$\Sigma = -0,39$	$\Sigma = 3853,64$					

Caractéristiques - des mailles			φ l/s	8 ^{ème} APPROXIMATION					Nouveaux débits (l/s)
N ^o maille	maille adj	longueur		Γφ ²	2Γφ	C.P.M	C.M.A	total	
I	-	1-2	4,20	0,57	272,85	0,09	-	0,09	4,29
	-	2-3	0,80	0,009	27,94	0,09	-	0,09	0,89
	II	3-1	-4,60	-0,63	276,32	0,09	-0,15	-0,06	-4,66
			<u>Δφ = 0,09</u>	<u>Σ = -0,05</u>	<u>Σ = 572,13</u>				
II	I	1-3	4,60	0,63	276,32	0,15	-0,09	0,06	4,66
	-	1-4	13,99	1,89	271,47	0,15	-	0,15	14,14
	III	4-5	-9,93	-1,71	345,17	0,15	-0,21	-0,06	-9,99
	IV	5-6	-8,28	-0,90	217,95	0,15	-0,18	-0,03	-8,31
	-	6-3	-3,26	-0,10	64,36	0,15	-	0,15	-3,11
		<u>Δφ = 0,15</u>	<u>Σ = -0,18</u>	<u>Σ = 1175,29</u>					
III	II	4-5	9,93	1,71	345,17	0,21	-0,15	0,06	9,99
	-	4-7	30,11	3,25	216,23	0,21	-	0,21	30,32
	V	7-8	-26,99	-2,73	202,72	0,21	-0,10	0,11	-26,88
	IV	8-5	-4,32	-2,66	1232,06	0,21	-0,18	0,03	-4,29
		<u>Δφ = 0,21</u>	<u>Σ = -0,42</u>	<u>Σ = 1996,19</u>					
IV	II	5-6	8,28	0,90	217,95	0,18	-0,15	0,03	8,31
	III	5-8	4,32	2,66	1232,06	0,18	-0,21	-0,03	4,29
	VI	8-9	-20,42	-0,84	82,30	0,18	-0,024	0,16	-20,26
	VII	9-10	-6,01	-3,24	1081,17	0,18	-0,096	0,08	-5,93
	-	10-6	0,14	0,009	141,01	0,18	-	0,18	0,32
		<u>Δφ = 0,18</u>	<u>Σ = -0,51</u>	<u>Σ = 2754,50</u>					
V	III	7-8	26,99	2,73	202,72	0,10	-0,21	-0,11	26,88
	-	7-11	-18,18	-1,38	151,87	0,10	-	0,10	-18,08
	VI	11-12	-9,05	-1,40	310,00	0,10	-0,024	0,08	-8,97
	VI	12-8	-1,72	-0,024	29,02	0,10	-0,024	0,08	-1,64
		<u>Δφ = 0,10</u>	<u>Σ = -0,072</u>	<u>Σ = 693,62</u>					
VI	IV	8-9	20,42	0,84	82,30	0,024	-0,18	-0,16	20,26
	VII	9-13	7,75	1,70	440,70	0,024	-0,096	-0,07	7,68
	-	11-13	-2,25	-4,08	3632,48	0,024	-	0,024	-2,23
	V	11-12	9,05	1,40	310,00	0,024	-0,10	-0,08	8,97
	V	12-8	1,72	0,024	29,02	0,024	-0,10	-0,08	1,64
		<u>Δφ = 0,024</u>	<u>Σ = -0,11</u>	<u>Σ = 4494,51</u>					
VII	IV	9-10	6,01	3,24	1081,17	0,096	-0,18	-0,08	5,93
	V	9-13	-7,75	-1,70	440,70	0,096	-0,024	0,07	-7,68
	-	13-14	-3,07	-2,01	1315,59	0,096	-	0,096	-2,97
	-	10-14	0,56	0,15	545,14	0,096	-	0,096	0,66
		<u>Δφ = 0,096</u>	<u>Σ = -0,32</u>	<u>Σ = 3382,62</u>					

-Caractéristiques des mailles				Q l/s	9 ^{ème} APPROXIMATION					Nouveaux débits (l/s)
N ^o maille	maille adj.	longeur	rQ ²		2rQ	C.P.M	C.M.A	total		
I	-	1-2	4,29	0,59	278,69	0,07	-	0,07	4,36	
	-	2-3	0,89	-0,011	25,78	0,07	-	0,07	0,96	
	II	3-1	-4,66	-0,65	279,93	0,07	-0,12	-0,05	-4,71	
			<u>$\Delta Q = 0,07$</u>	$\Sigma = -0,04$	$\Sigma = 584,42$					
II	I	1-3	4,66	0,65	279,93	0,12	-0,07	0,05	4,71	
	-	1-4	14,14	1,93	274,38	0,12	-	0,12	14,26	
	III	4-5	-9,99	-1,73	347,25	0,12	-0,15	-0,03	-10,02	
	IV	5-6	-8,31	-0,90	218,74	0,12	-0,13	-0,01	-8,32	
	-	6-3	-3,11	-0,09	61,39	0,12	-	0,12	-2,99	
		<u>$\Delta Q = 0,12$</u>	$\Sigma = -0,14$	$\Sigma = 1181,72$						
III	II	4-5	9,99	1,73	347,25	0,15	-0,12	0,03	10,02	
	-	4-7	30,32	3,30	217,74	0,15	-	0,15	30,47	
	V	7-8	-26,88	-2,71	201,90	0,15	-0,07	0,08	-26,80	
	IV	8-5	-4,29	-2,62	1223,50	0,15	-0,13	0,02	-4,27	
		<u>$\Delta Q = 0,15$</u>	$\Sigma = -0,30$	$\Sigma = 1990,40$						
IV	II	5-6	8,31	0,90	218,74	0,13	-0,12	0,01	8,32	
	III	5-8	4,29	2,62	1223,50	0,13	-0,15	-0,02	4,27	
	VI	8-9	-20,26	-0,82	81,65	0,13	-0,024	0,11	-20,15	
	VII	9-10	-5,93	-3,16	1066,78	0,13	-0,056	0,07	-5,86	
	-	10-6	0,32	0,05	322,30	0,13	-	0,13	0,46	
		<u>$\Delta Q = 0,13$</u>	$\Sigma = -0,40$	$\Sigma = 2913$						
V	III	7-8	26,88	2,71	201,90	0,07	-0,15	-0,08	26,80	
	-	7-11	-18,08	-1,36	151,03	0,07	-	0,07	-18,01	
	VI	11-12	-8,97	-1,37	306,99	0,07	-0,024	0,05	-8,92	
	VII	12-8	-1,64	-0,02	27,67	0,07	-0,024	0,05	-1,59	
		<u>$\Delta Q = 0,07$</u>	$\Sigma = -0,051$	$\Sigma = 687,61$						
VI	IV	9-9	20,26	0,82	81,65	0,024	-0,13	-0,11	20,15	
	VII	9-13	7,68	1,67	436,72	0,024	-0,05	-0,03	7,65	
	-	11-13	-2,23	-4,01	3600,19	0,024	-	0,024	-2,21	
	V	11-12	8,97	1,37	307,26	0,024	-0,07	-0,05	8,92	
	V	12-8	1,64	0,022	27,67	0,024	-0,07	-0,05	1,59	
		<u>$\Delta Q = 0,024$</u>	$\Sigma = -0,10$	$\Sigma = 4453,51$						
VII	IV	9-10	5,93	3,16	1066,78	0,056	-0,13	-0,07	5,86	
	VII	9-13	-7,68	-1,67	436,72	0,056	-0,024	0,03	-7,65	
	-	13-14	-2,97	-1,89	1272,73	0,056	-	0,056	-2,91	
	-	10-14	0,66	0,21	642,49	0,056	-	0,056	0,72	
		<u>$\Delta Q = 0,056$</u>	$\Sigma = -0,19$	$\Sigma = 3418,74$						

Reseau Maille



Répartition Finale
des débits

Echelle : 1cm → 100 m

→ sens Finale

- Robinet de décharge (vidange) :
sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égoût 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 300 m et réparties suivant l'importance des risques à défendre.
- Bouche 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, pour raccordement de deux diamètres différents.
- Les tès permettant la prise d'une canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- Les coudes permettant les changements de direction .

10°/ Dimensionnement de la conduite d'amenée

Le reservoir et le pont de jonction (7) sont reliés par une conduite en acier. Cette conduite doit véhiculer le débit de pointe de 80,82 l.s.

- Principe de calcul.

Supposons une vitesse d'écoulement égal à l'unité, $V = 1$ m/s l'équation de continuité $Q = V.A$ $D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi}}$ $D = \sqrt{\frac{4 \times 80,82 \cdot 10^{-3}}{3,14}} = 320$ mm.

Prendons un diamètre standard $D = 350$ mm

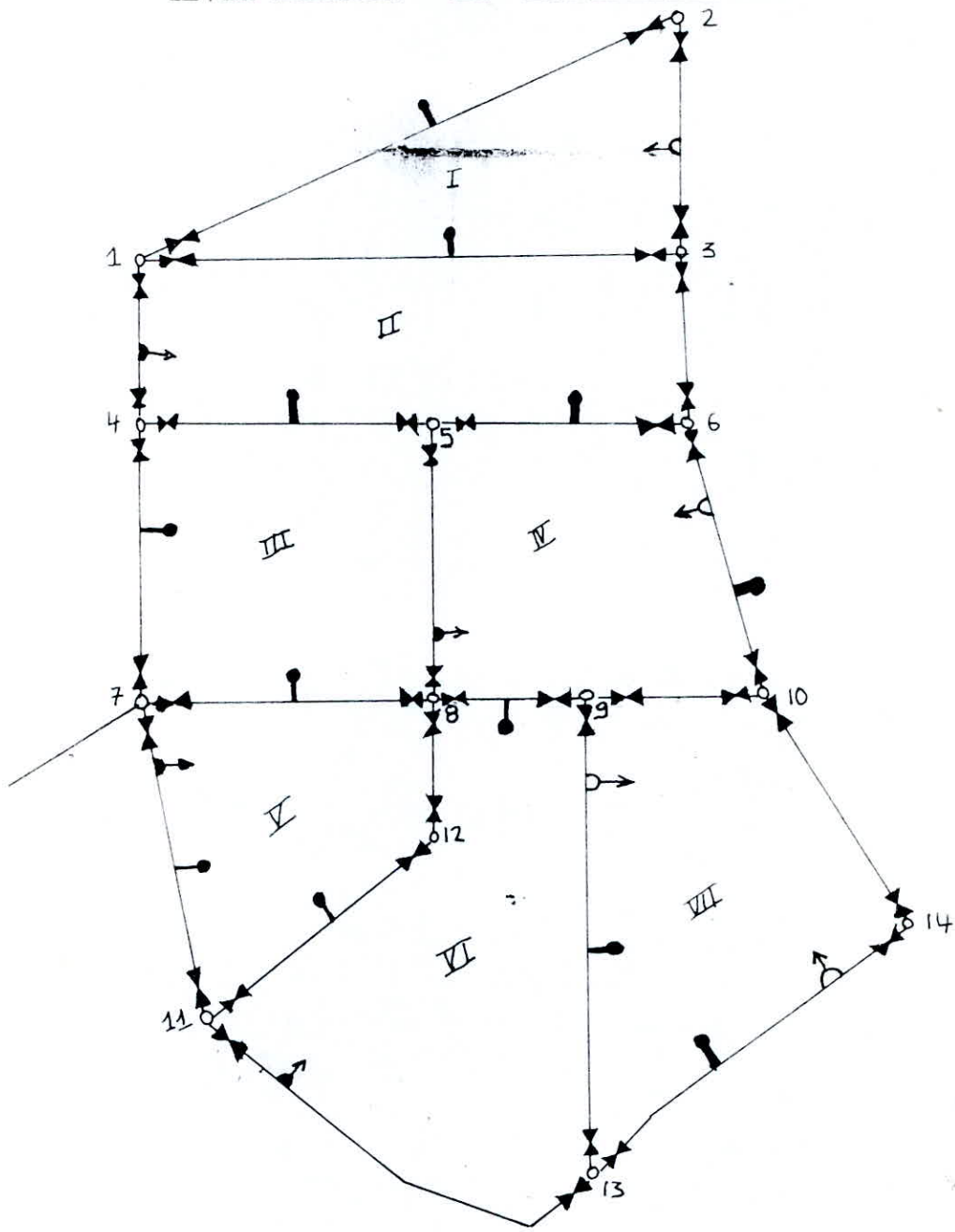
- Calcul des pertes de charge dans cette conduite

$$DH = J.L$$

supposons que le regime est turbulent rugueux

$$\lambda = \frac{h}{D} = 1 \text{ (conduite circulaire pleine).}$$

EQUIPEMENTS DU RESEAU MAILLE



Echelle 1cm → 100m

- ▼ Robinet - vanne
- ▷ Robinet - de decharge (vidange)
- ▴ Ventouses
- Poteau d'incendie.

Sur l'abaque (9) on lit $\frac{4}{Po} = 0,84$

$$Do = 1,539$$

La longueur fluidodynamique $\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,350}{1,539} = 0,2274$

$$\begin{aligned} L &= 1 \text{ mm} & (8a) & \quad \frac{Q}{vJ_1} = 1,55 \text{ m}^3/\text{s} \\ \Lambda &= 0,2274 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow J_1 = 0,00271$$

Verification du regime

$$\frac{L}{Dh} = \frac{1}{350} = 0,00285$$

$$R = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{Po} \cdot \frac{1}{\phi} \quad \text{nous prenons } \phi = 10^{-6}$$

$$\frac{L}{Dh} = 0,0285 \quad \text{diagramme de}$$

$$R = 2,98 \cdot 10^5 \quad \text{Moody}$$

Le régime est turbulent rugueux

$$\text{donc } J = J_1 = 0,00271$$

La longueur géométrique de la conduite étant de 200m

$$DH = J \cdot L = 0,00271 \times 200 = 0,54 \text{ m}$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge lineaires.

$$\text{donc } DH_T = 1,15 DH = 1,15 \times 0,54 = 0,62 \text{ m}$$

- Calcul des pressions au sol.

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

$$C_{p1} - DH_{,2} = C_{p2}$$

$$P_{S2} = C_p - DH_{,2} - C_{T2} = C_{P2} - C_{T2}$$

$$C_p = \text{côte piezométrique au noeud n}^\circ 1$$

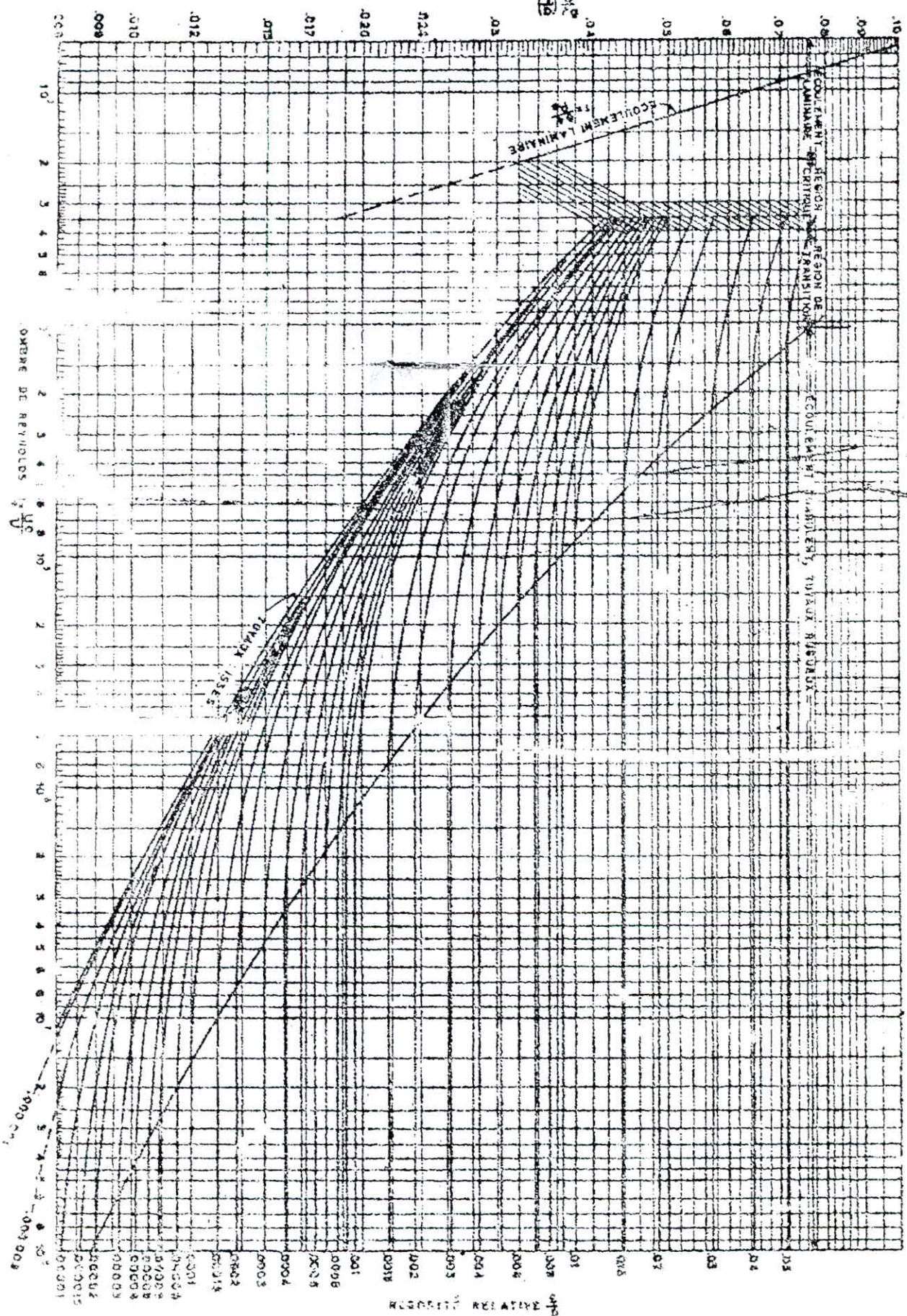
$$DH_{,2} = \text{pertes de charges le long du tronçon 1-2}$$

$$P_{S2} = \text{pression de service au noeud n}^\circ 2$$

Voir le tableau n°

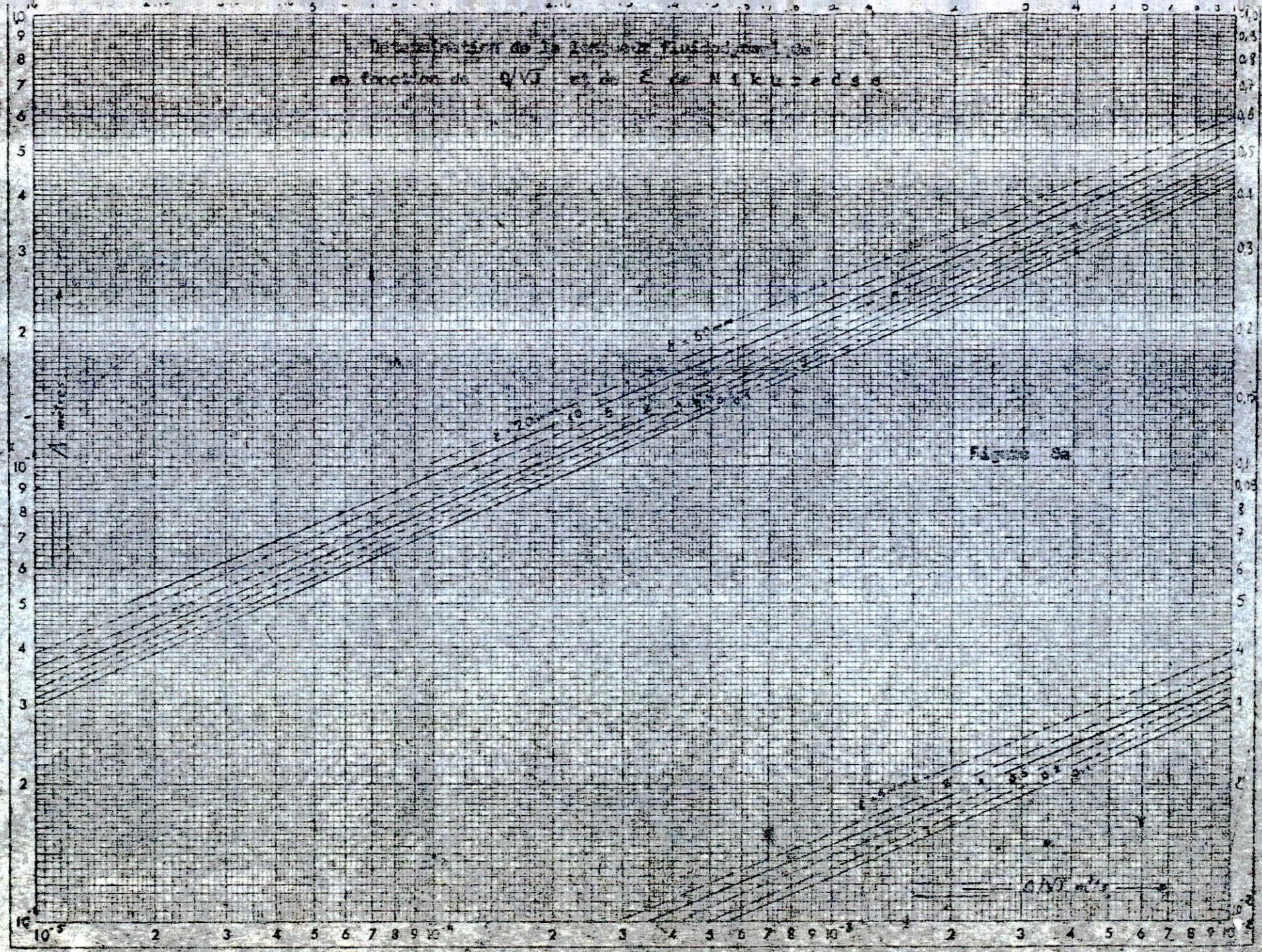
N ^o maille	tronçon	Cotes du terrain		Pertes de charges	Cotes piezometrique		Pression	observation
		Amont	AVAL		AMONT	AVAL		
I	1-2	62,00	60,00	0,59	93,01	92,42	30,01	
	2-3	60,00	51,20	0,04	92,42	92,41	32,42	
	3-1	51,20	62,00	0,65	92,41	93,07	42,21	
II	6-3	49,50	51,20	0,09	92,45	92,36	42,95	
	3-1	51,20	62,00	0,65	92,36	93,01	41,16	
	1-4	62,00	68,40	1,93	93,01	94,94	30,01	
	4-5	68,40	60,50	1,73	94,94	93,21	26,54	
	5-6	60,50	49,50	0,90	93,21	92,31	32,71	
III	7-4	81,00	68,40	3,30	98,38	95,08	17,38	
	4-5	68,40	60,50	1,73	95,08	93,35	26,68	
	5-8	60,50	62,30	2,62	93,35	95,97	32,85	
	8-7	62,30	81,00	2,71	95,97	98,68	33,67	
IV	5-6	60,50	49,50	0,90	93,35	92,45	32,85	
	6-10	49,50	51,85	0,05	92,45	92,40	42,95	
	10-9	51,85	56,60	3,16	92,40	95,56	40,55	
	9-8	56,60	62,30	0,82	95,56	96,38	38,96	
	8-5	62,30	60,50	2,62	96,38	93,76	34,08	
V	7-8	81,00	62,30	2,71	98,38	95,67	17,38	
	8-12	62,30	59,00	0,02	95,67	95,69	33,37	
	12-11	59,00	66,80	1,37	95,69	97,06	36,69	
	11-7	66,80	81,00	1,36	97,06	98,42	30,26	
VI	8-9	62,30	56,60	0,82	95,67	94,85	33,37	
	9-13	56,60	60,20	1,67	94,85	93,18	38,25	
	13-11	60,20	66,80	4,01	93,18	97,19	32,98	
	11-12	66,80	59,00	1,37	97,19	95,82	30,39	
	12-8	59,00	62,30	0,02	95,82	95,80	36,82	
VII	9-10	56,60	51,85	3,16	94,85	91,69	38,25	
	10-14	51,85	55,30	0,21	91,69	91,48	39,85	
	14-13	55,30	60,20	1,89	91,48	93,37	36,18	
	13-9	60,20	56,60	1,67	93,37	95,04	33,17	

COEFFICIENT DE RÉSISTANCE λ



Exemple: $Re = 3 \times 10^5$, $\frac{\epsilon}{D} = 0.0184$, $\lambda = 0.0184$

Determination de la température T en fonction de Q/V et de E de Nikolski



-37-

CHAPITRE V.

A D D U C T I O N.

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

1/ Choix du tracé :

Le choix du tracé se fait suivant les impératifs suivantes :

- Choix du tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Choix du profil en long aussi régulier que possible avec rampe dans le même sens vers le réservoir d'accumulation, tout en évitant les contre-pentes qui peuvent donner lieu à des poches d'air et qui, dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque peuvent faire apparaître en ces points des cavitations, entraînant une rupture de la veine liquide pouvant provoquer des désordres graves (vibrations, dessèlement, des joints) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite.
- Les tracés doivent suivre si possible l'accotement des routes pour faciliter le transport du matériel .
- Les coudes doivent être largement ouverts, afin d'éviter les butés importantes.

Dans notre cas le tracé passe à travers le village en suivant une route piétonnière : toutes les impératifs ci dessus citées sont respectées

2/ Choix du type du tuyaux :

Notre choix s'est orienté vers les tuyaux en acier pour les raisons suivantes :

- 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 des diamètres économiques :

Notre étude consistera à déterminer les diamètres économiques reliant les deux forages existants à la bache de reprise projetée, et le diamètre économique reliant la bache de reprise au réservoir.

4/ Dimensionnement de la bache de reprise :

Le débit de refoulement vers le reservoir est le débit maximal journalier ($Q_j \text{ max}$).

Dans notre cas $Q_j \text{ max} = 193,96 \text{ m}^3/\text{h} = 53,87 \text{ l/s}$.

Notre temps de refoulement est 24 heures.

Le volume de refoulement journalier sera alors :

$$193,96 \times 24 = 4655,04 \text{ m}^3/\text{j}.$$

On dispose de deux (2) forages F_1 et F_2 .

Le débit du forage F_1 est $Q_1 = 30 \text{ l/s}$.

Le débit du forage F_2 est $Q_2 = 28 \text{ l/s}$.

Le débit total est :

$$30 + 28 = 58 \text{ l/s}.$$

Déterminons maintenant le temps de pompage

Le débit horaire des deux forages est :

$$\frac{58 \times 3600}{1000} = 208,80 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Le temps de pompage est :

$$t = \frac{4655,04}{208,80} = 22,29 \text{ } 23 \text{ heures}.$$

Le volume de la bache de reprise est la difference maximale en valeur absolue entre les volumes refoulés cumulés et ceux pompés calculés pour chaque intervalle de temps.

Le tableau suivant montre le volume cherché.

Le difference maximale lue sur le tableau est $149,44 \text{ m}^3$, mais pour plus de securité dans l'aspiration des pompes, on prendra un volume qui sera le volume de la bache de reprise de 200 m^3 . On a choisi une forme circulaire de la bache.

La hauteur de la tranche d'eau sera prise égale à 4 m.

Déterminons maintenant son diamètre.

$$D = \sqrt{\frac{4 V}{3,14 \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \times 200}{3,14 \times 4}} = 7,98 \text{ m}$$

On prendra alors :

Une hauteur de 4 m.

Un diamètre de 8 m.

Refoulement

temps	Δt (h)	temps de refoulement (h)	volume refoulé (m^3)	volume refoulé cumulé vrc. (m^3)
0-4	4	4	775,84	775,84
4-10	6	6	1163,76	1939,60
10-16	6	6	1163,76	3103,36
16-20	4	4	775,84	3879,20
20-24	4	4	775,84	4655,04

Pompage

temps	Δt (h)	temps de pompage (h)	volume pompé (m^3)	volume pompé cumulé (m^3)
0-4	3	3	626,40	626,40
4-10	6	6	1252,80	1879,20
10-16	6	6	1252,80	3132,00
16-20	4	4	835,20	3967,20
20-24	4	4	835,20	4802,40

temps	0-4	4-10	10-16	16-20	20-24
ΔVc (m^3)	149,44	60,40	28,64	88,00	147,49.

Calcul technico - économique :

1/ Perte de charge : Elles seront calculées à partir de la formule universelle de Darcy :

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

J = gradient de la perte de charge (sans dimension).

V = vitesse / m/s/.

Dh = Diamètre de la conduite / m /.

f = Coefficient de frottement donné par la formule de Colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Pour notre calcul, on prendra $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

ϵ = Coefficient de rugosité absolue.

Le nombre de Reynolds est calculé par :

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

où ν = viscosité cinématique de l'eau

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

Le coefficient de frottement est donné aussi par la formule de NIKURADSE.

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

Les pertes de charges lineaires sont calculées par la formule :

$$DH_L = J \cdot L$$

L : Longueur de la conduite.

Les pertes de charges singulières sont données par :

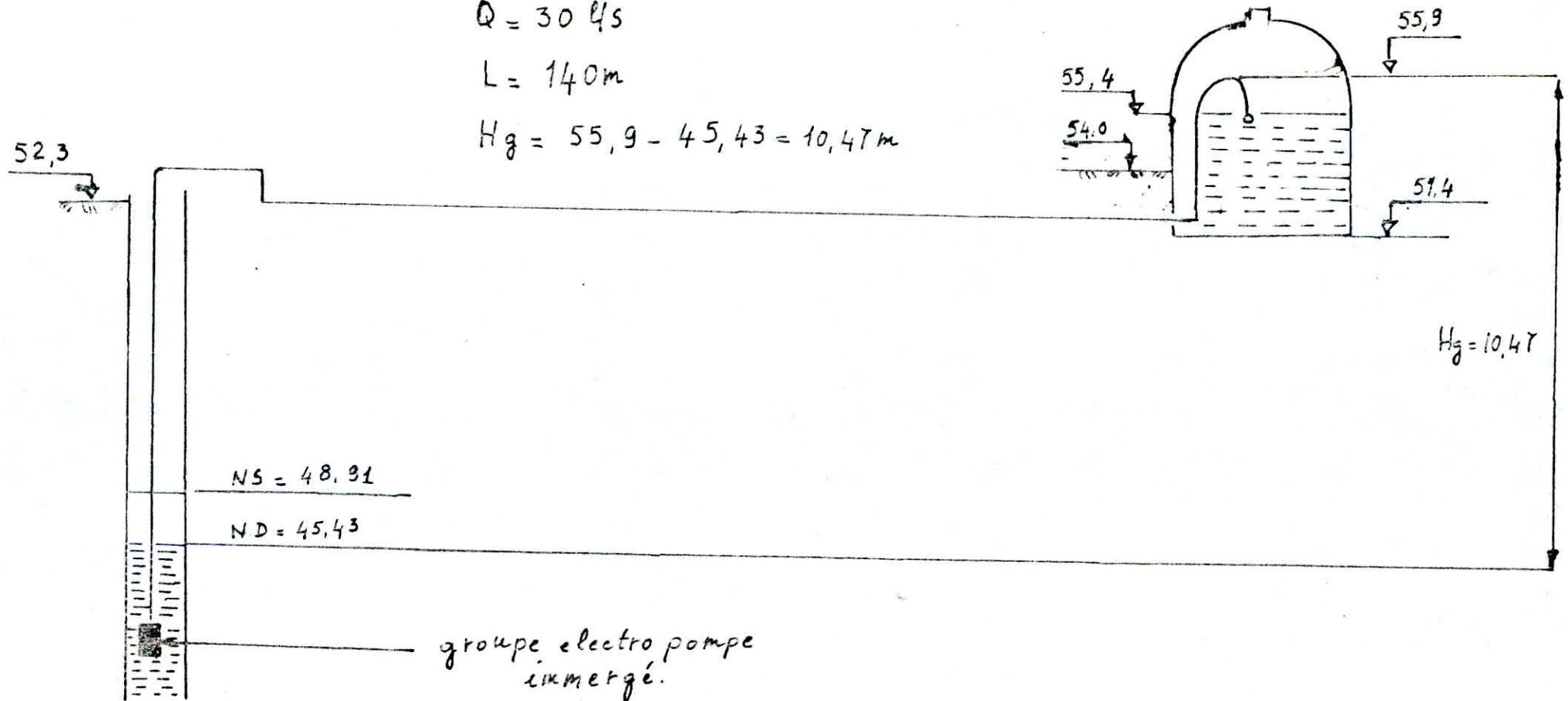
$$DH_T = DH_L + DH_S = 1,15 DH_L$$

DETERMINATION DE LA HAUTEUR
GEOMETRIQUE DE REFOULEMENT
FORAGE N° I - BACHE DE REPRISE

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

$$L = 140 \text{ m}$$

$$H_g = 55,9 - 45,43 = 10,47 \text{ m}$$

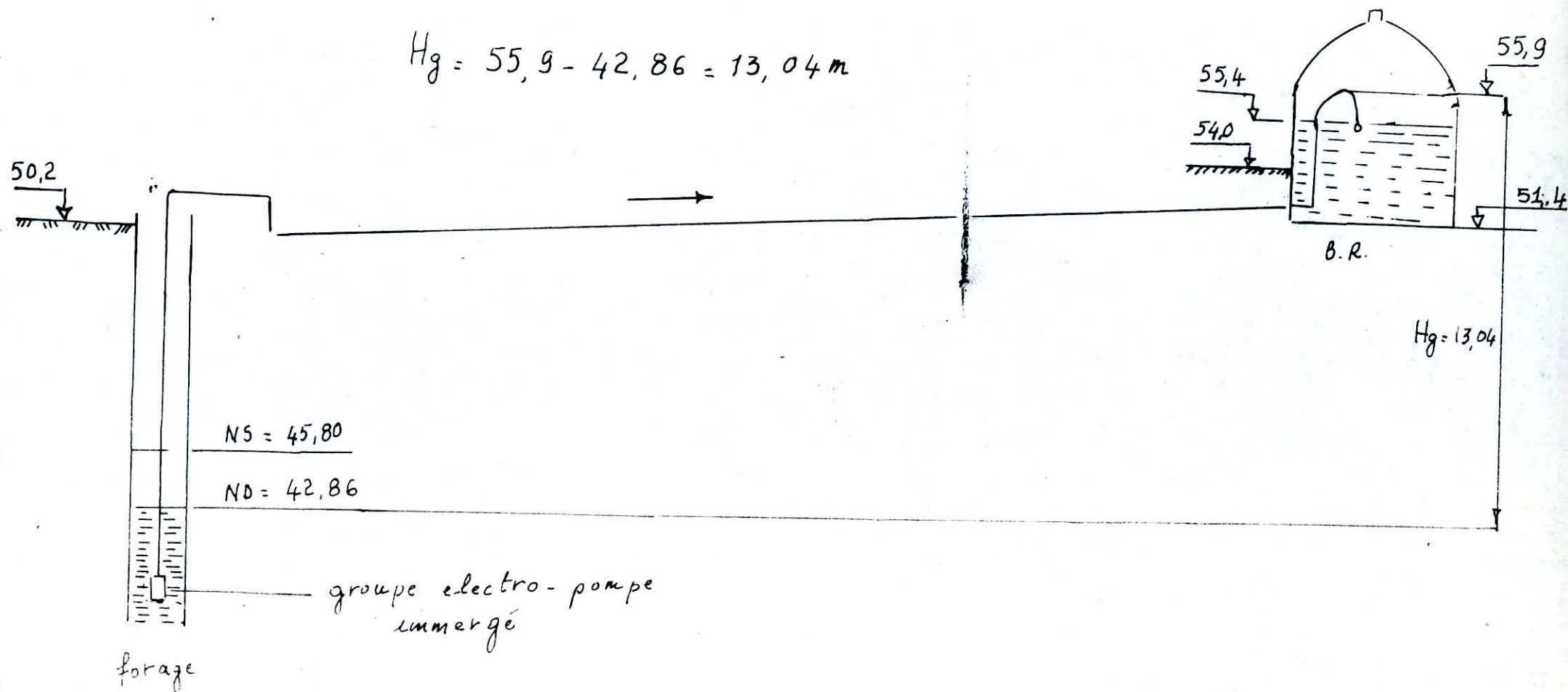


DETERMINATION DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE
DE REFOULEMENT
FORAGE N° II - BACHE DE REPRISE

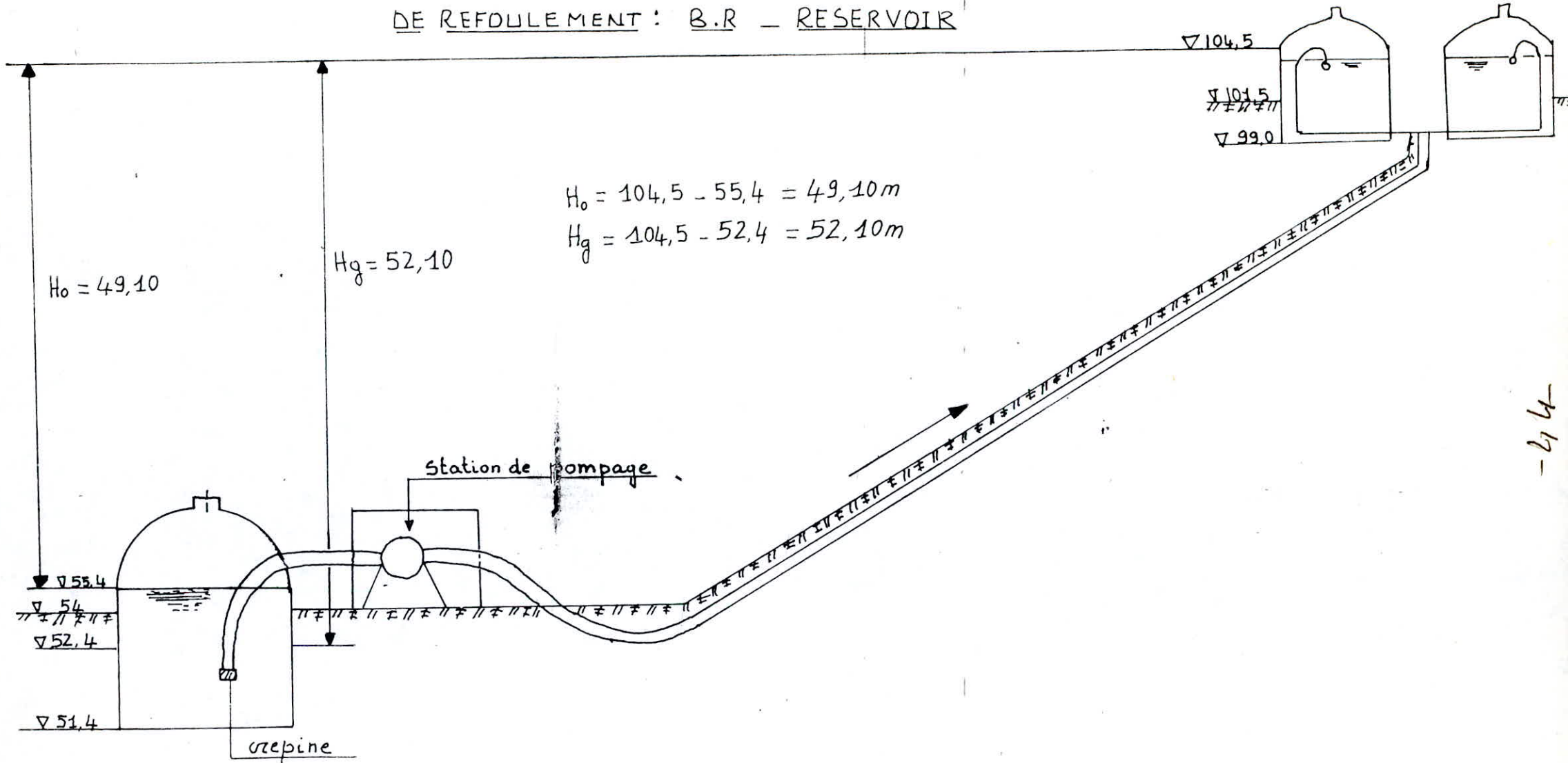
$$Q = 28 \text{ l/s}$$

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

$$H_g = 55,9 - 42,86 = 13,04 \text{ m}$$



DETERMINATION DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE
DE REFOULEMENT : B.R - RESERVOIR



DETERMINATION DE LA HAUTEUR
MANOMETRIQUE TOTALE

FORAGE N°I - BACHE DE REPRISE

$Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$

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

$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m}$

-45-

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$D \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$L \text{ (m)}$	$Re \cdot 10^5$	J	$\Delta H_L \text{ (m)}$	$\Delta H_s \text{ (m)}$	$\Delta H_T \text{ (m)}$ <small>= $\Delta H_L + \Delta H_s + \Delta H_q$</small>	β_c	$H_g \text{ (m)}$	$HMT \text{ (m)}$
0,030	0,15	1,69	140	2,54	0,0256439	3,59	0,54	5,13	0,0264242	10,47	15,60
	0,20	0,95		1,90	0,0057219	0,80	0,12	1,92	0,0248531		12,39
	0,25	0,61		1,53	0,0018136	0,25	0,04	1,29	0,0239073		11,76
	0,30	0,42		1,26	0,0006980	0,10	0,02	1,12	0,0232906		11,59

DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE

FORAGE N° II - BACHE DE REPRISE

$$Q = 0,028 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m}$$

-48-

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	Re · 10 ⁵	J	ΔH _L (m)	ΔH _S (m) <small>= ΔH_L + ΔH_S + ΔH_g</small>	ΔH _T (m)	f _c	H _g (m)	HMT (m)
0,028	0,150	1,58	200	2,37	0,0024497	4,48	0,67	6,15	0,0264659	13,04	19,20
	0,200	0,89		1,78	0,0050293	1,00	0,15	2,15	0,0249151		15,20
	0,250	0,57		1,42	0,0015901	0,32	0,05	1,37	0,0240063		14,41
	0,300	0,39		1,17	0,0006069	0,12	0,02	1,14	0,0234883		14,18

TABLEAU DONNANT LA HAUTEUR
MANOMETRIQUE TOTALE

BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

$$Q = 0,05387 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$\Delta H_{\text{asp}} = 1,0 \text{ m}$$

Q (m ³ /s)	D (m)	V (m/s)	L (m)	Re · 10 ⁵	J	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)	f _c	H _y (m)	HMT (m)
0,05387	0,20	1,72	1240	3,44	0,0184203	22,84	3,43	27,27	0,0244326	52,10	79,31
	0,25	1,09		2,73	0,0056502	7,00	1,05	9,05	0,0233266		61,15
	0,30	0,76		2,28	0,0022154	2,75	0,41	4,16	0,0225763		56,26
	0,35	0,56		1,96	0,0010074	1,25	0,19	2,44	0,0220601		54,54

47-

2/ Méthode 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 du quel nous pourrions centrer un interval sur lequel portera l'étude technico-économique.

La formule de BONNIN nous donne :

$$D = \sqrt{Q}$$

D = diamètre de la conduite en m.

Q = débit à véhiculer en m³/S.

3/ Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), les pertes de charge totales (Dht) et les pertes de charge à l'aspiration (DH asp).

$$HMT = Hg + Dht + DH \text{ asp.}$$

4/ Puissance absorbée par la pompe : P;

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times HMT}{n}$$

ρ = masse volumique de l'eau.

ρ = 1000 Kg/m³.

n = rendement de la pompe.

On peut aussi écrire la formule de la puissance

$$P = \frac{9,81 \times Q \times HMT}{n} \text{ (Kw)}$$

5/ Energie consommée annuellement : E

Cette énergie est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times 24 \times 365$$

Le tarif de l'énergie d'après la SONEGAZ est

$$e = a + c P c + d P a + \sum e h n h.$$

où a = redevance fixe = 28 DA / mois

cPc = puissance mise à disposition.

dPa = puissance absorbée.

en = coefficient de pondération.

avec $c = 2,10$ DA/KW/mois.

$d = 9,8$ DA/KW/mois.

$cPa + dPa$ = terme de puissance

eh nh = consommation effective d'énergie en général, on distingue trois (3) tarifs d'énergie au cours de la journée.

* heures de pointes : 17 - 21 h.

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

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

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

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

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

* heures creuses : 22h 30 - 6h.

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

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

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

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

$$\text{donc } e = a + cPc + dPa + \sum eh \cdot nh.$$

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

$$\boxed{e = 0,19 \text{ DA / KWh}}$$

6/ Annuité :

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

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

$i =$ taux d'intérêt égal à 8%

$m =$ nombre d'années d'amortissement égal à 30 ans.

donc

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

$A = 0,088827$

BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITES EN

ACIFR
lot adduction

DIAMETRE Ø mm	TUYAU (ml) D.A.	SOUDURE D.A.	TERRASSEMENT D.A.	POSE D.A.	TRANSPORT ET MANUTENTION D.A.	PRIX DE REVIENT AU m.l. D.A.
100	84.44	1.70	50.00	4.00	7.17	147.31
150	104.39	2.61	60.00	8.00	9.93	184.93
200	137.59	4.32	65.00	10.00	12.65	229.56
250	162.32	5.75	67.00	16.00	16.15	267.22
300	216.63	7.30	70.00	20.00	19.14	333.07
350	301.11	9.26	72.00	30.00	25.23	437.60
400	345.17	11.27	75.00	40.00	29.00	500.44
500	432.05	17.22	85.00	60.00	34.18	628.45

FRAIS D'AMORTISSEMENT

FORAGE N° I - BACHE DE REPRISE

$$Q = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 140 \text{ m}$$

D (mm)	longueur (m)	Prix du m.l (DA)	Prix de la conduite Pc (DA)	A = 0,088827 Pc x A
150	140	184,93	25890,20	2299,75
200		229,56	32138,40	2854,75
250		267,22	37410,80	3323,09
300		337,07	47189,80	4191,73

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	HMT (m)	$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$ (kw)	Puissance annuelle $E = P \times 23 \times 365$	Prix de l'énergie $R = E \cdot e ; e = 0,17$
150	15,60	6,55	54987,25	9347,83
200	12,39	5,21	43737,95	7435,45
250	11,76	4,94	41471,30	7050,12
300	11,59	4,81	40883,65	6950,22

BILAN

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
150	2299,75	9347,83	11647,58
200	2854,75	7435,45	10290,20
250	3323,08	7050,12	10373,20
300	4191,73	6950,22	11141,95

D = 200 mm = diamètre économique

FRAIS D'AMORTISSEMENT

FORAGE N°II - BACHE DE REPRISE

$$Q = 0,028$$

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

D (mm)	longueur (m)	Prix du m.l (OA)	Prix de la conduite Pc en OA	A = 0,088827 Pc x A
150	200	184,93	36986,00	3285,35
200		229,56	45912,00	4078,22
250		267,22	53444,00	4747,27
300		337,07	66614,00	5917,12

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	HMT (m)	$P = \rho \cdot \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$ (kw)	Puissance annuelle E = P x 23 x 365	Prix de l'énergie R = Exe ; e = 0,17
150	19,20	7,53	63214,35	10746,43
200	15,20	5,96	50034,20	8505,81
250	14,41	5,65	47431,75	8063,39
300	14,18	5,56	46676,20	7934,95

BILAN

D (mm)	Amortissement (OA)	Exploitation (OA)	Total (OA)
150	3285,35	10746,43	14031,78
200	4078,22	8505,81	12584,03
250	4747,27	8063,39	12810,66
300	5917,12	7934,95	13852,07

D = 200 mm = diamètre économique

FRAIS D'AMORTISSEMENT

BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

$$Q = 0,05387 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta = 0,75$$

$$L = 1240 \text{ m}$$

D (mm)	longueur (m)	Prix du m.l (OA)	Prix de la Conduite (OA)	$A = 0,088827 \times P_c$
200	1240	229,56	284654,40	25284,99
250		267,22	331352,80	29433,07
300		333,07	413006,80	36686,15
350		437,60	542624,00	48199,66

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	H.M.T (m)	$P = \rho \frac{g \cdot Q \cdot H.M.T}{\eta}$ (kw)	Puissance annuelle $E = P \times 24 \times 365$	Prix de l'énergie $R = E \times e ; e = 0,19$
200	79,31	55,88	489508,8	93006,67
250	61,15	43,09	377468,40	71718,99
300	56,26	39,64	347246,40	65976,82
350	54,54	38,42	336559,20	63946,25

BILAN

D (mm)	Amortissement (OA)	Exploitation (OA)	Total (OA)
200	25284,99	93006,67	118291,66
250	29433,07	71718,99	101152,06
300	36686,15	65976,82	102662,97
350	48199,66	63946,25	112145,91

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

V A R I A N T E N°II.

La deuxième variante présente une possibilité d'être établie en menant le refoulement le long de la limite d'agglomération. D'après notre plan, le tracé est long à exécuter par contre la conduite ne sera pas sujette à des charges importante autre que le poids de la terre.

Lorsque la conduite traverse des routes, elle sera mise dans une galerie en béton (protection contre les charges importantes).

Essayons d'étudier et discuter cette variante en comparaison avec le première.

VARIANTE N° IIDETERMINATION DE LA HAUTEURMANOMETRIQUE TOTALEBACHE DE REPRISE - RESERVOIR

$Q = 0,05387$

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

$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m}$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$D \text{ (m)}$	$V \text{ (m/s)}$	$L \text{ (m)}$	$Re \cdot 10^5$	J	$\Delta H_L \text{ (m)}$	$\Delta H_S \text{ (m)}$	$\Delta H_T \text{ (m)}$ <small>= $\Delta H_L + \Delta H_S + \Delta H_{asp}$</small>	f_c	$H_g \text{ (m)}$	$H.M.T. \text{ (m)}$
0,05387	0,20	1,72	2116,0	3,44	0,0184203	38,97	5,84	45,81	0,0244326	52,10	97,91
	0,25	1,09		2,73	0,0056502	11,95	1,79	14,74	0,0233266		66,84
	0,30	0,76		2,28	0,0022154	4,68	0,70	6,38	0,0225763		58,48
	0,35	0,56		1,96	0,0010074	2,13	0,32	3,45	0,0220601		55,55

FRAIS D'AMORTISSEMENT

BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

$$Q = 0,05387 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2116,0 \text{ m}$$

$$\eta = 0,75$$

D (mm)	longueur (m)	Prix du ml	Prix de la conduite (OA)	$A = 0,088827$ $A \times R_c$
200	2116,0	229,56	485748,96	43147,62
250		267,22	565437,52	50226,12
300		333,07	704776,12	62603,15
350		437,60	925961,60	82250,39

FRAIS D'EXPLOITATION

D (mm)	HMT (m)	$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \frac{HMT}{\eta}$ (kW)	Puissance annuelle $E = P \times 24 \times 365$	Prix de l'énergie $R = E \times e ; e = 0,19$
200	97,91	68,98	604264,80	114810,31
250	66,84	47,09	412508,40	78376,59
300	58,48	41,21	360999,60	68589,24
350	55,55	39,14	342866,40	65144,62

BILAN

D (mm)	Amortissement	Exploitation (OA)	Total (OA)
200	43147,62	114810,31	157957,93
250	50226,12	78376,59	128602,71
300	62603,15	68589,24	131193,07
350	82250,39	65144,62	229645,40

$D = 250 \text{ mm} = \text{diamètre économique.}$

4" Organes accessoires de l'adduction :

1 - Robinetts - vannes :

Doivent être posés en des endroits accessibles où la manoeuvre s'effectue à l'aide d'un volant placé sur la tête du robinet.

2 - Décharges :

Robinetts prévus au niveau des points bas en vue d'assûter la vidange de la conduite en cas de nécessité. Le robinet doit être posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie, il doit être facilement accessible (l'évacuation se fera à l'égout voisin ou dans le fossé de la route, si le point bas se trouve hors de la ville.

3 - Ventouses :

On prévoit des ventouses aux points hauts, pour l'évacuation de l'air contenu dans les conduites et pour l'admission de l'air dans les conduites lorsqu'on fait une vidange (car cette air en s'accumulant peut entraîner des ruptures de la canalisation.

4 - Clapet de retenu :

Il est prévu pour assûrer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

On l'utilisera au niveau des stations de pompage où il doit équiper obligatoirement la conduite de refoulement à la sortie de la pompe.

CHAPITRE VI

Station de pompage :

Le choix du type de pompe doit être établi en se basant sur 2 critères essentiels :

- Le rapport qualité - prix.
- Le type fonctionnel.

Dans notre cas et faute de manque de documentation, le seul critère à retenir pour ce choix est le type fonctionnel, c'est à dire que les pompes seront choisies d'après leur caractéristique (HMT, Q).

I. Choix des pompes au niveau des forages :

1 - Choix du genre de pompe :

Trois solutions peuvent être envisagées.

a) Installation à l'abri de l'eau ;

- Cette solution nécessite la construction d'un locale special.
- De préférence les pompes doivent fonctionner en charge pour éviter une hauteur d'aspiration (on doit donc assurer l'étanchéité à l'intérieur du local).

b) Installation avec pompe immergée et moteur sec :

- L'entretien du moteur est facile
- Ne pose pas de problème d'étanchéité
- Mais elle nécessite l'utilisation de longs arbres.

c) Installation immergée ;

Groupe électro-pompes : c'est la solution la plus économique car :

- Elles sont très fiables.
- Entretien facile.
- Facilité d'installation.
- Rendement élevé.
- Elles sont simplement abritées (directement plongées dans les forages).

Notre choix du genre de pompes s'est orienté vers les groupes d'électro-pompes immergées (deux pour chaque forage, une en marche, le seconde de secours).

2 - Choix du type de pompes :

2.1. Choix de la pompe pour le forage F₁.

$$Q = 30 \text{ l/s} \quad Q = 108,0 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$\text{HMT} = 12,39 \text{ m}$$

Pour le choix des groupe d'électro pompe immergées voir la planche ().

2.2. Choix de la pompe pour le forage F₂.

$$Q = 28 \text{ l/s} \quad Q = 100,8 \text{ m}^3/\text{h}$$
$$\text{HMT} = 15,20 \text{ m}$$

Pour le choix des groupes d'électro-pompe immergées voir la planche ().

II. Choix des pompes au niveau de la station de pompage :

On a prévu une station de pompage qui sera construite après la bache de reprise.

1 - Choix du genre de pompe :

On a prévu pour la station de pompage une paire de pompes à axe horizontal (une en marche, la deuxième de secours).

2 - Choix du type de pompe à axe horizontal.

Le choix du type se fera d'après le catalogue du constructeur "JEUMONT - SCHNEIDER" en fonction des caractéristiques de refoulement (cette marque est très conseillés).

3 - Point de fonctionnement :

Il est donné par l'intersection

- De la courbe caractéristique de la pompe (Q, H) qui est tracé sur le catalogue du constructeur (JEUMONT - SCHNEIDER).

- Et de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Q, HMT) qui est tracé en donnant plusieurs débits pour le diamètre choisi.

Pour le choix des groupes d'électropompes à axe horizontaux voir la planche ().

Tableau permettant de tracer la courbe Caractéristique de la conduite de refoulement ; Forage n° I - bache de reprise.

$$D = 0,20 \text{ m}$$

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

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

$$H_g = 10,47 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m}$$

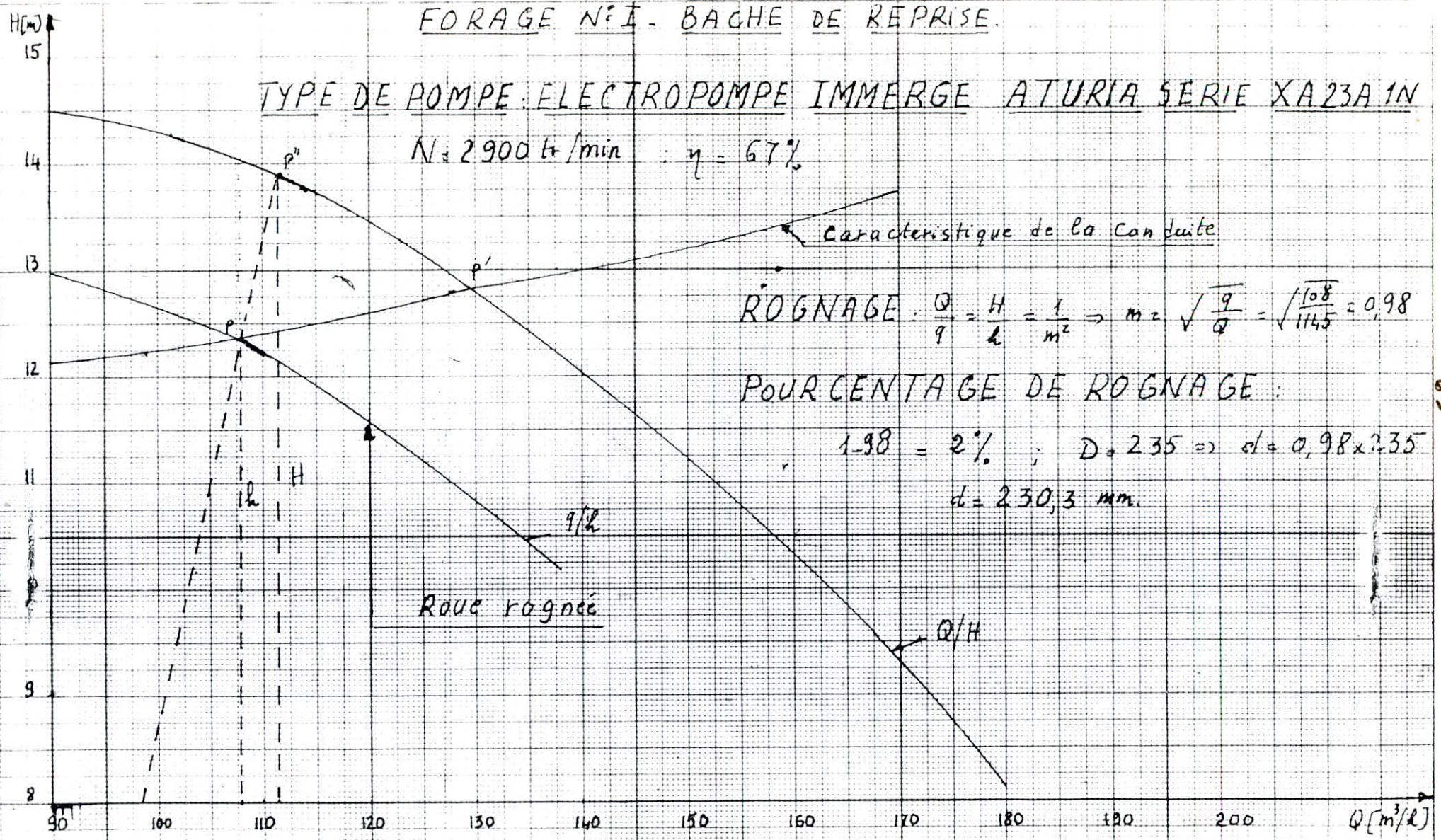
-61-

Q (m³/s)	Q (m³/h)	V (m/s)	L (m)	Re · 10⁵	J	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)	f _N	f _c	HMT
0,025	90,0	0,79	140	1,58	0,0039461	0,55	0,083	1,63	0,0237814	0,0250383	12,10
0,027	100,0	0,86	"	1,72	0,0046597	0,65	0,097	1,75	"	0,0249492	12,22
0,030	108,0	0,95	"	1,90	0,0057161	0,80	0,12	1,92	"	0,0248531	12,39
0,036	130,0	1,15	"	2,30	0,0082461	1,15	0,17	2,32	"	0,0246916	12,79
0,040	145,0	1,27	"	2,54	0,0100270	1,40	0,21	2,61	"	0,0246184	13,08
0,047	170,0	1,49	"	2,98	0,0137433	1,92	0,28	3,20	"	0,0245139	13,67

FORAGE N° I - BAGHE DE REPRISE.

TYPE DE POMPE: ELECTROPOMPE IMMERGE ATURIA SERIE XA23A 1N

N = 2900 tr/min ; $\eta = 67\%$



ROGNAGE : $\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{1}{m^2} \Rightarrow m = \sqrt{\frac{Q'}{Q}} = \sqrt{\frac{108}{114.5}} = 0.98$

POURCENTAGE DE ROGNAGE :

$1.98 = 2\%$; $D = 235 \Rightarrow d = 0.98 \times 235 = 230.3 \text{ mm.}$

Tableau permettant de tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement Forage n° II - bache de reprise

$$D = 0,20 \text{ m}$$

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

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

$$H_g = 13,04 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m}$$

-63-

Q (m ³ /s)	Q (m ³ /h)	V (m/s)	L (m)	Re · 10 ⁵	J	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)	β_N	β_c	H.M.T (m)
0,025	90,00	0,79	200	1,58	0,0039822	0,79	0,12	1,91	0,0237814	0,0250383	14,95
0,028	100,80	0,89	"	1,78	0,0050293	1,00	0,15	2,15	"	0,0249151	15,20
0,030	108,00	0,95	"	1,90	0,0057160	1,14	0,17	2,31	"	0,0248531	15,35
0,034	122,40	1,08	"	2,16	0,0073543	1,47	0,22	2,69	"	0,0247416	15,73
0,042	151,20	1,33	"	2,66	0,0109825	2,20	0,33	3,53	"	0,0245865	16,57
0,050	180,00	1,59	"	3,18	0,0156255	3,13	0,47	4,60	"	0,0244757	17,64

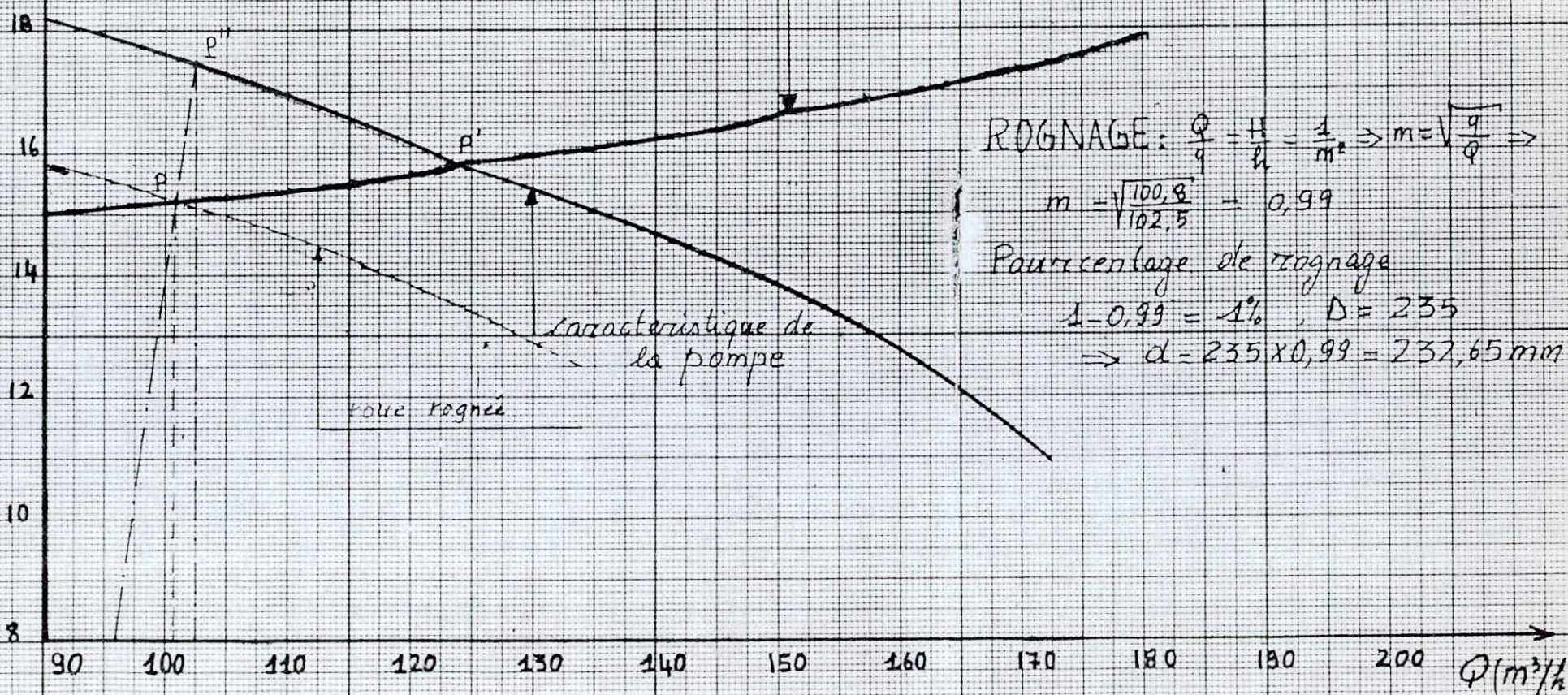
FORAGE N°II - BACHE DE REPRISE

TYPE DE POMPE : ELECTROPOMPE IMMERGE : ATURIA SERIE XA23A1L

$N = 2900 \text{ tr/min}$, $\eta = 65\%$

caractéristique de la conduite

$H[m]$



ROGNAGE: $\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2} \Rightarrow m = \sqrt{\frac{q}{Q}} \Rightarrow$

$m = \sqrt{\frac{100,8}{102,5}} = 0,99$

Pourcentage de rognage

$1 - 0,99 = 1\%$, $D = 235$

$\Rightarrow d = 235 \times 0,99 = 232,65 \text{ mm}$

caractéristique de la pompe

roue rognée

$Q(\text{m}^3/\text{h})$

Tableau permettant de tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement : Bache de reprise - Reservoir

$$D = 0,25 \text{ m}$$

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

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

$$H_g = 52,10 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 1,0 \text{ m.}$$

-65-

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$	$V \text{ (m/s)}$	$L \text{ (m)}$	$Re \cdot 10^5$	J	$\Delta H_L \text{ (m)}$	$\Delta H_s \text{ (m)}$	$\Delta H_T \text{ (m)}$	f_N	f_c	HMT
0,045	162	0,92	1240	2,30	0,0040496	5,02	0,75	6,77	0,022433	0,0234682	58,87
0,049	176,4	0,99	"	2,47	0,0046770	5,79	0,87	7,66	"	0,0234065	59,76
0,051	183,6	1,04	"	2,60	0,0051520	6,38	0,96	8,34	"	0,0233645	60,44
0,05387	193,98	1,09	"	2,72	0,0056509	7,01	1,05	9,05	"	0,0233296	61,15
0,056	201,6	1,14	"	2,85	0,0061719	7,65	1,15	9,8	"	0,0232943	6,90
0,065	234	1,32	"	3,30	0,0082395	10,22	1,53	12,75	"	0,0231949	64,85

BACHE DE REPRISE - RESERVOIR

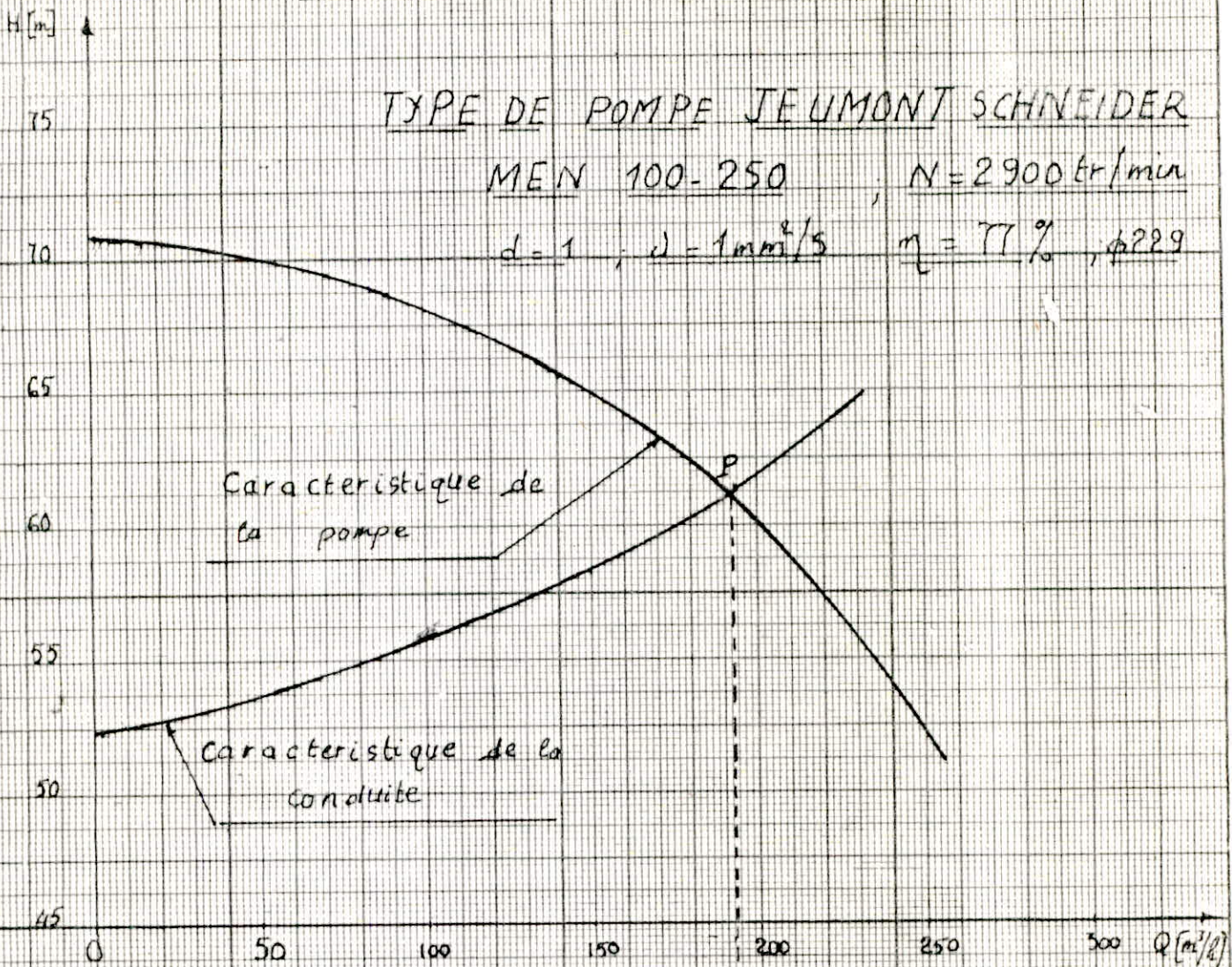
TYPE DE POMPE JEUMONT SCHNEIDER

MEN 100-250

$N = 2900 \text{ tr/min}$

$d = 1$; $\nu = 1 \text{ mm}^2/\text{s}$

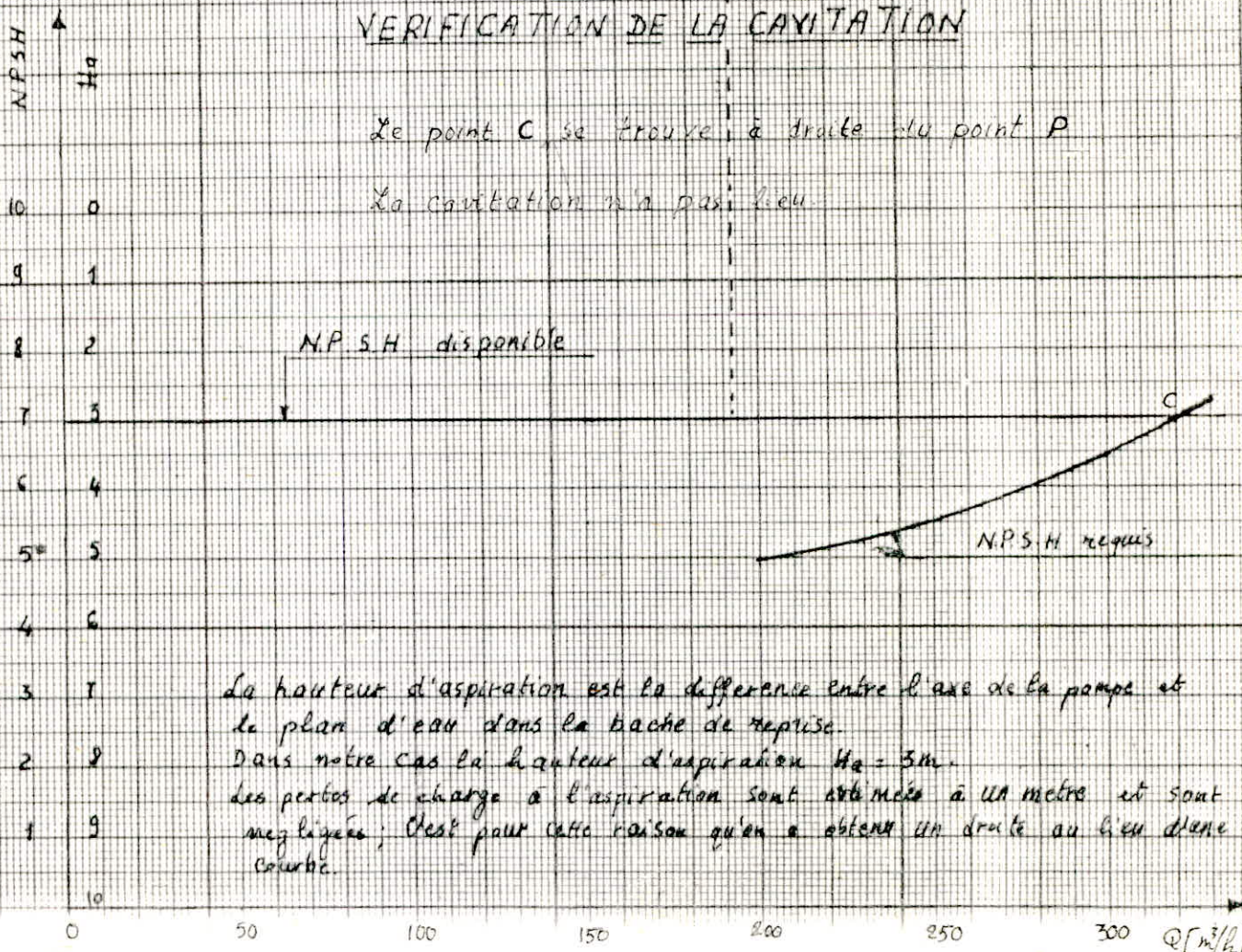
$\eta = 77\%$; $\phi 229$



VERIFICATION DE LA CAVITATION

Le point C se trouve à droite du point P

La cavitation n'a pas lieu



La hauteur d'aspiration est la différence entre l'axe de la pompe et le plan d'eau dans la bache de reprise.

Dans notre cas la hauteur d'aspiration $H_a = 3 \text{ m}$.

Les pertes de charge à l'aspiration sont estimées à un mètre et sont négligées ; c'est pour cette raison qu'on a obtenu un droite au lieu d'une courbe.

Équipement de la station de pompage.

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent en dehors des pompes elles-mêmes

- Les équipements d'aspiration.
- Les équipements de refoulement.

1 - Équipement en amont : aspiration.

a) Grille : Ces dispositifs ne sont utilisés que pour les pompes d'eau brute afin d'éviter l'entrée des corps solides dans les pompes il existe deux types principaux de grilles :

- Les grilles fixes à barreaux dont le nettoyage est assuré soit manuellement, soit automatiquement par des rateaux mécaniques.
- Les grilles tournantes à toiles métalliques disposées en bandes ou en tambour. Le nettoyage s'effectue par lavage de la toile par des tampes d'eau sous pression.

Mais que notre station de pompage n'est pas équipée d'une grille.

b) Tulipe : La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Pour des valeurs ne dépassant pas 0,8 m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe. Cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charge. Son utilisation prend son importance pour l'installation des pompes hélices.

c) Crépine : Comme la grille, la crépine évite l'entrée accidentelle de corps solide dans la pompe. Elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets nettement plus petits et qui ont échappé à la grille.

En eau brute, la crépine peut s'obturer rapidement créant ainsi une perte de charge additionnelle à l'aspiration de la pompe, ce qui, peut engendrer une cavitation dangereuse pour la pompe.

La crépine doit être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marche suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

d) Clapet d'aspiration, clapet à crépine. Un clapet anti-retour placé sur la canalisation d'aspiration évite à l'arrêt de la pompe un retour d'eau si de son côté, le clapet anti-retour normalement placé au refoulement ferme mal; de cette manière, il n'y a alors pas de risque de dévinage. De plus un clapet placé à l'aspiration permet de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de pompe, évitant ainsi de recommencer trop souvent l'amorçage.

Ce clapet peut être combiné avec la crépine d'aspiration pour former un clapet à crépine.

Dans toute les cas, il y a augmentation des pertes de charge ce dont il faut tenir compte dans les conditions d'aspiration.

2 - Equipement en aval : refoulement.

a) Joint de raccordement : La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

Si la canalisation n'est pas autobutée, on pourra utiliser un joint genre GIBAULT.

Si la conduite est autobutée, il y aura lieu de prévoir un dispositif rétablissant la continuité mécanique de la conduite. Des tirants placés autour du joint reprendront les efforts dûes à l'effet de fond. On profitera souvent de la présence de ce joint pour le combiner avec une fonction de joint d'ajustage permettant la compensation des tolérances de longueur et de l'écrasement des joints caoutchouc. Enfin ce joint facilitera le démontage de la pompe ou des appareillages avuls.

b) A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut être de 3 à 7 m/s. Dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage de 1,2 à 1,5 m/s. Le divergent à interposer à la sortie de la pompe pourra être un cône droit d'angle au sommet de 8 à 10°.

c) Clapet de refoulement : A la sortie de la pompe il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.

Les clapets les plus utilisés sont les clapets à battant, ils sont installés sur des conduites horizontales. Ces appareils ont des inconvénients de produire un "coup de clapet" alors de l'arrêt de la pompe dans certaines conditions.

d) Vanne de refoulement : La vanne de refoulement placée après la pompe et le clapet anti-retour, peut avoir plusieurs rôles. Cette vanne permettra tout d'abord d'isoler la pompe, alors des entretiens et des démontages. La vanne peut intervenir également lors de la mise en marche et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges. Pour celles-ci, en effet, la courbe de puissance absorbée montre que la puissance absorbée est minimale lorsque la vanne de refoulement est fermée.

Il sera donc intéressant, dans le cas où de grosses puissances sont en jeu, de démarrer la pompe fermée pour limiter la durée du démarrage. La manoeuvre progressive de la vanne de refoulement permettra par ailleurs, lors du démarrage et de l'arrêt du groupe, de limiter les coups de belier dus aux variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement.

Enfin, la vanne de refoulement peut avoir essentiellement un rôle de réglage de débit.

La perte d'énergie résultante rend cette méthode de réglage de débit tout à fait à fait primaire, aussi ne sera-t-elle appliquée qu'exceptionnellement les vannes pourront être soit des vannes à opérecules (vanne ronde), soit des vannes papillon leur commande pourra se faire.

- Soit manuellement
- Soit par motorisation électrique.
- Soit par motorisation hydraulique.

3 - Cas particuliers :

1 - Circuits axiliaires : Dans l'ensemble de la station de pompage, on prévoit divers circuits auxiliaires d'eau sous pression pour les usages suivants :

- Arrosage des garnitures d'étanchéité des pompes.
- Refroidissement des paliers des pompes et moteurs.
- Refroidissement des moteurs électrique d'entraînement des groupes.
- Refroidissement des compresseurs d'air pour l'alimentation des réservoirs anti-belier.

2 - Manomètres : Ces appareils permettent de contrôler le fonctionnement de la pompe : on prévoit :

- Un manomètre à l'aspiration : il sera placé sur la bride d'aspiration de la pompe. (emplacement prévu par le constructeur.) Ou sur la conduite d'aspiration.
- Un manomètre au refoulement placé de façon identique.

Des manomètres seront montés sur une tubulure munie d'un robinet à trois voies permettant la purge de la tubulure.

3 - Prise d'échantillon : Pour permettre d'effectuer des prélèvements en vue de l'analyse dans la station de pompage d'eau potable, on prévoit sur l'aspiration et sur le refoulement une prise d'échantillon constituée par une tubulure munie d'un robinet et d'un tube en cuivre. Ces prises seront effectués sur le dessus des conduites et le tube de prélèvement et recourbé à son extrémité.

4 - Scellement des appareillages, supports de conduites :

Les équipements hydrauliques ne doivent transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

Les équipements amont et aval seront réalisés dans la technique autobutée. Aucun massif de butée n'est donc nécessaire. Il y a lieu uniquement de prévoir de place des massifs support pour les conduites.

Recherche du point de fonctionnement désiré.

Cette recherche est basée sur des considérations d'ordre économique et technique. Les premières permettent de trouver le diamètre de la conduite de refoulement le mieux adapté au débit q à relever et de mettre en place la caractéristique C de la conduite ainsi que le pt P de fonctionnement à l'intersection de C et de la verticale passant par P .

Par P devra donc passer la caractéristique Q, H de la pompe. Or qu'il s'agisse d'une pompe de série ou d'une pompe spécialement construite, il est rare, dans le premier cas surtout que Q, H passe exactement par P . Q, H , cependant, devra passer à droite de P . en effet, si Q, H passait à gauche de P , le débit q ne pourrait pas être fourni.

En vue d'obtenir ce débit, plusieurs solutions sont possible :

1/ Accepter la courbe Q, H telle quelle ; on diminuera la durée du pompage.

2/ Accepter la courbe Q, H et vanner sur le refoulement, on accroît de ce fait la consommation d'énergie.

3/ Rogner la roue afin de faire passer Q, H par le point de fonctionnement P . Le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important.

Etudions la 3 cas :

A) Forage n° I - Bache de reprise.

1/ Le point de fonctionnement de la pompe correspond à un débit de $129,5 \text{ m}^3/\text{h}$ (lue sur le graphique).

Le volume pompé en 23 heures est :

$$108 \times 23 = 2484 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage est donc :

$$\frac{2484}{129,5} = 19 \text{ heures.}$$

Le temps de pompage sera diminué de 4 heures.

Le rendement correspondant est : = 73 %

La puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \times 129,5 \times 13,6}{3600 \times 0,73} = 6,57 \text{ Kw.}$$

Le temps de pompage est considérablement réduite ce qui présente beaucoup d'inconvénients.

Les pompages discontinus par des mouvements de remontrées et de descente de la nappe à l'occasion des arrêts et des reprises de pompages, il s'effectue un lessivage des terrains pouvant nuire à la qualité de l'eau d'une part et l'entraînement des particules fines pouvant provoquer le colmatage du puits et l'engorgement de la crepine d'aspiration d'autre part.

2/ vannage sur le refoulement :

Les pertes de charge à créer sont de l'ordre de :

$$14 - 12,39 = 1,61 \text{ m}$$

Le rendement sera : 67 %.

La puissance absorbée dans ce cas est :

$$P = \frac{9,81 \times 14 \times 108}{3600 \times 0,67} = 6,14 \text{ Kw.}$$

3/ La troisième variate consiste au rognage de l'impulsent de la pompe :

En gardant la vitesse de rotation N constante, on aura :

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

Q et H et ant les coordonnées du point P''

$$Q \ 111,5 \text{ m}^3/\text{h} ; \quad H = 13,9 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 13,9 \times 111,5}{3600 \times X} = 6,20 \text{ Kw.}$$

D'après l'étude des 3 méthodes, il s'avère que le vannage sur le refoulement est la variante la plus économique car :

- La perte d'énergie n'est pas importante.
- La puissance absorbée inférieure à celle absorbée par rognage.

B) Forage n° II - Bache de reprise :

1/ Diminution du temps de pompage :

Pour le point P' on a : $Q = 122,5 \text{ m}^3/\text{h}.$
 $H = 15,8 \text{ m}$

Pour le point P désiré on a : $q = 100,8 \text{ m}^3/\text{h}.$
 $h =$

Le volume d'eau entrant dans le bache de reprise pendant 23 heures est

$$100,8 \times 23 = 2318,40 \text{ m}^3$$

Le temps le pompage se réduit à :

$$t = \frac{2318,4}{122,5} = 19 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \times 122,5 \times 15,8}{3600 \times 0,7} = 6,57 \text{ Kw.}$$

Le temps de pompage sera diminué de 4 heures. (même remarque que pour le forage) I.

2°/ Vannage sur le refoulement:

Les pertes de charge à créer sont de l'ordre de $17,7 - 15,20 = 2,50 \text{ m}.$

La puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \times 100,8 \times 17,7}{0,66} = 7,36 \text{ Kw.}$$

3°/ Rognage de l'impulsent de la pompe :

On garde la vitesse de rotation N constante on aura :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} \frac{D^2}{d^2}$$

Q et H sont les coordonnées du point P".

$$Q = 102,5 \text{ m}^3/\text{h} ; \quad H = 17,5 \text{ m}$$

La puissance absorbée est :

$$P = \frac{9,81 \times 17,5 \times 102,5}{3600 \times 0,67} + 7,30 \text{ Kw.}$$

Dans ce cas, on préférera le rognage car il est très petit. (Le diamètre rest presque inchangé).

- La puissance absorbée est inférieure à celle absorbée par vannage.

CHAPITRE VII.

Protection contre le coup de belier.

1 - Etude du phénomène : Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par des variations de pression 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.

2 - Causes et effets : Le changement instantané du régime hydraulique crée le phénomène du coup de belier : dû aux causes suivantes :

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

Le coup de béliier peut dans plusieurs cas provoquer une rupture de la canalisation soit par :

- Ecrasement : suite à une forte dépression.
- Eclatement : suite à une surpression.

Ces variations de pression peuvent aussi donner lieu à :

- * Un deboitement de la conduite.
- * Une rupture des joints.
- * Une détérioration, des accessoires (robinetterie).
- * Un bruit désagréable dans la conduite.

3 - Moyens de protection : Toutes ces considérations nous montrent qu'il est impératif de prendre des précautions afin d'atténuer les effets du coup de béliier aussi est-il nécessaire de prévoir certaines dispositions.

Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés ou distingués.

- Les soupapes de décharge : c'est un organe qui s'ouvre dès que la pression de passe une valeur prédéterminée (onde de pression positive).
- Les cheminés d'équilibre : Il s'agit d'un réservoir ouvert à l'air libre dont la cote maximale est supérieure à la surpression maximale. Cette cheminée va injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et recevra l'eau en cas de surpression.
- Les volants d'inertie?

- Les réservoirs d'air : c'est une capacité destinée à assurer l'alimentation de la veine liquide après disjonction du groupe électro-pompe afin d'atténuer les dépressions.

- Ferméture lente de la vanne dans le cas d'une adduction gravitaire.

4 - Interprétation physique du phénomène : Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées, en cas d'arrêt brusque du groupe électro-pompe (cas du refoulement) quatre phases peuvent alors être envisagées.

1ere phase : Par suite de son inertie, la colonne va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter, derrière elle, une dépression ; l'eau se déprime. Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par (a) et un temps égal à $\frac{L}{a}$. (L étant la distance entre le réservoir et la pompe) A ce moment (quand l'onde atteint le réservoir) toute la conduite est en dépression et l'eau est alors immobile.

2eme phase : Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif, et cela de proche en proche en considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est à dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe, qui, entre temps s'est fermé.

3eme phase : En raison de cet arrêt (eau bloquée par le clapet) la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite, les tranches suivantes subiront le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite.

L'onde dépression 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.

4eme phase : Grâce à son élasticité (agissant à la manière d'un ressort) la conduite reprend de proche en proche, à partir du réservoir son diamètre primitif au bout d'un temps $\frac{4L}{a}$, temps compté à partir de l'origine. Le phénomène se reproduira indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

Pour notre cas, nous avons à étudier la protection contre le coup de belier de la conduite de refoulement (bache de reprise - réservoir) à l'arrêt brusque du groupe électro pompe.

Les caractéristiques du refoulement (bache de reprise - réservoir) sont regroupés dans le tableau :

L (m)	D (m)	Ho (m)	Q (m ³ /S)	Vo (m/S)
1240	0,25	49,10	0,05387	1,09

Sans le système anti-bélier la surpression maximale est :

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

où a = vitesse de propagation des ondes.

V₀ = vitesse de l'eau en marche normale.

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

où K = 2,15 X 10⁹ N/m² = module d'élasticité de l'eau.

ρ = 1000 Kg/m³ : masse volumique de l'eau

E = 2 X 10¹¹ N/m² module d'élasticité de la conduite.

e = 0,005 m épaisseur de la conduite.

φ = 0,25 m diamètre de la conduite.

$$a = 1180 \text{ m/s.}$$

$$d'où b = \frac{1180 \times 1,09}{9,8} = 131,24 \text{ m.}$$

Au niveau de la bache de reprise la pression sera :

- Surpression : $H_0 + b = 49,1 + 131,24 = 180,34 \text{ m.}$
- Dépression : $H_0 - b = 49,1 - 131,24 = -82,14 \text{ m.}$

La protection contre le coup de béliet s'avère donc obligatoire, car ni la surpression, ni la dépression ne sont admissibles.

Parmi les méthodes de protection contre le coup de béliet, nous proposons le réservoir d'air cette capacité contient de l'eau et de l'air sous pression, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, 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 de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la conduite de refoulement.

La cloche à air raccordée à la conduite de refoulement n'amortirait que très peu les oscillations et aurait un grand volume si on ne lui adjoint pas un étranglement.

Cet étranglement à la base de la cloche, constituera une perte de charge singulière.

Pour que cette perte de charge prenne une valeur importante, l'étranglement sera constitué par un clapet à battant percé.

Le clapet à battant percé permet une grande latitude puisque à l'aller, le battant laisse passage à travers toute la section de la tubulure, tandis qu'au retour, le battant se fermant, l'eau ne peut passer que par le petit orifice de diamètre voulu qu'on y aura ménagé.

Principe de calcul du réservoir d'air.

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que le réservoir d'air sera déterminé. Toutefois au lieu des débits, l'échelle des abscisses sera représentée par les vitesses.

La méthode consiste à déterminer par approches successives, les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est Δt égal à :
 $\Delta t = \frac{2L}{a}$ c'est le temps d'un aller - retour de l'onde entre la pompe et le réservoir.

On appelle V_f la vitesse finale de l'eau après l'intervalle de temps Δt .

Nous partons d'un volume d'air initial arbitraire U_0 . On se fixe une valeur de V_f ; on calcule alors à la fin de l'intervalle Δt , la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas. On vérifie sur le diagramme de BERGERON que cette pression finale correspond à la vitesse choisie V_f , si non les calculs sont refaits, en choisissant une autre valeur de V_f .

Après l'amortissement des oscillations, la dépression doit être admissible si non si non recommence en prenant une autre valeur du volume initial U_0 .

L'augmentation de volume ΔU du réservoir d'air ou sa diminution est exprimée par le produit de la vitesse moyenne V_m , la section de la conduite S pendant le temps Δt .

V_m étant la moyenne arithmétique entre la vitesse initiale V_{fu-1} et la vitesse V_{fn} après l'intervalle de temps Δt .

Le volume U du réservoir d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant que l'eau monte ou redescend vers le réservoir.

Il faut considérer la pression absolue dans le réservoir d'air.

$$Z_0 = H_0 - h_0 + 10$$

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente de l'air s'effectue suivant la loi de Poisson.

$$Z_0 U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

$$Z = \frac{Z_0 U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

on prendra :

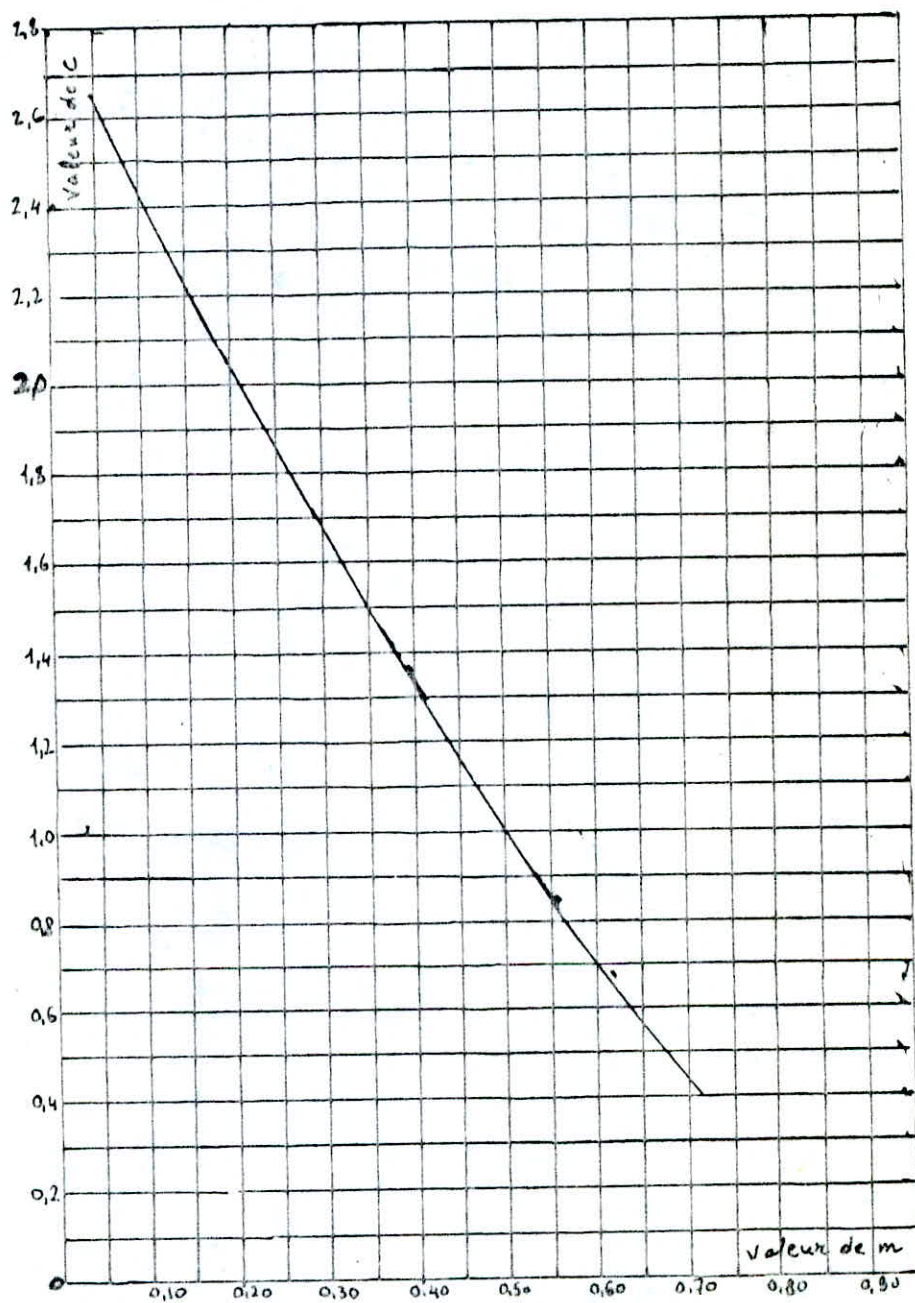
$$h_0 = 3 \text{ m}$$

$$U_0 = 1,5 \text{ m}^3$$

$$S = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,25^2}{4} = 0,04908 \text{ m}^2$$

$$\Delta t = \frac{2L}{a} = \frac{1240 \times 2}{1180} = 2,10 \text{ s}$$

Coefficient de perte de charge C
dans un diaphragme.



$$Z = \frac{((H_0 - 3) + 10) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{(49,10 - 3) + 10}{1,5^{1,4}} \times U_0^{1,4}$$

$$Z = \frac{56,10 \times 1,76}{U^{1,4}} = \frac{98,74}{U^{1,4}}$$

Et puisque la pression de l'air dans l'installation en régime de marche est 59,10 m le volume U_0 correspondant vaut :

$$U_0^{1,4} = \frac{98,74}{59,10} = 1,67. \quad U_0 = 1,442 \text{ m}^3.$$

On prendra

- Diamètre de la tubulure de branchement $D = 0,1 \text{ m}$
- Diamètre de l'orifice du clapet $d = 0,06 \text{ m}$

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{0,06^2}{0,1^2} = 0,36.$$

L'abaque de la planche donne $C = 1,44$.

D'autres part on a : le rapport :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{0,25^2}{0,06^2} = 17,36.$$

$$\boxed{V_2 = 17,36 V_f.}$$

Les pertes de charge dans l'orifice du clapet sont données par le formule :

$$Dh = C \frac{V_2^2}{2g} = 1,44 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\boxed{Dh = 1,44 \frac{V_2^2}{2g}}$$

Les pertes de charges au refoulement S sont déterminées par le formule universelle de Darcy.

$$\boxed{S = f \cdot \frac{V_f^2}{2g \cdot \phi} \cdot L.}$$

où f = Coefficient de frottement de Colebrook.

V_f = Vitesse finale choisie.

ϕ = Diamètre de la conduite de refoulement.

L = Longueur de la conduite de refoulement.

Détermination de la pente de droite a/g.s.

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

ou a :

$$\phi = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

$$S = 0,049 \text{ m}^2$$

$$a = 1180 \text{ m/s.}$$

$$\frac{a}{g.S} = \frac{1180}{9,81 \times 0,049} = 2455,19. \text{ (dimension } T L^{-2})$$

- Echelle des pression :

$$1 \text{ cm} \Rightarrow 5 \text{ m}$$

$$X \Rightarrow 2455,19 \quad \Rightarrow X = 491,04. = b.$$

- Echelle des vitesses :

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

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

$$q = V. S = 0,049 \times 0,1 = 0,0049. \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$1 \text{ cm} \Rightarrow 0,0049 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$y \Rightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s.} \quad \Rightarrow y = 204,08 \text{ cm} = q$$

$$\text{donc } \text{tg } d = \frac{b}{q} = \frac{491,04}{204,08} = 2,40$$

$$x = 68^\circ$$

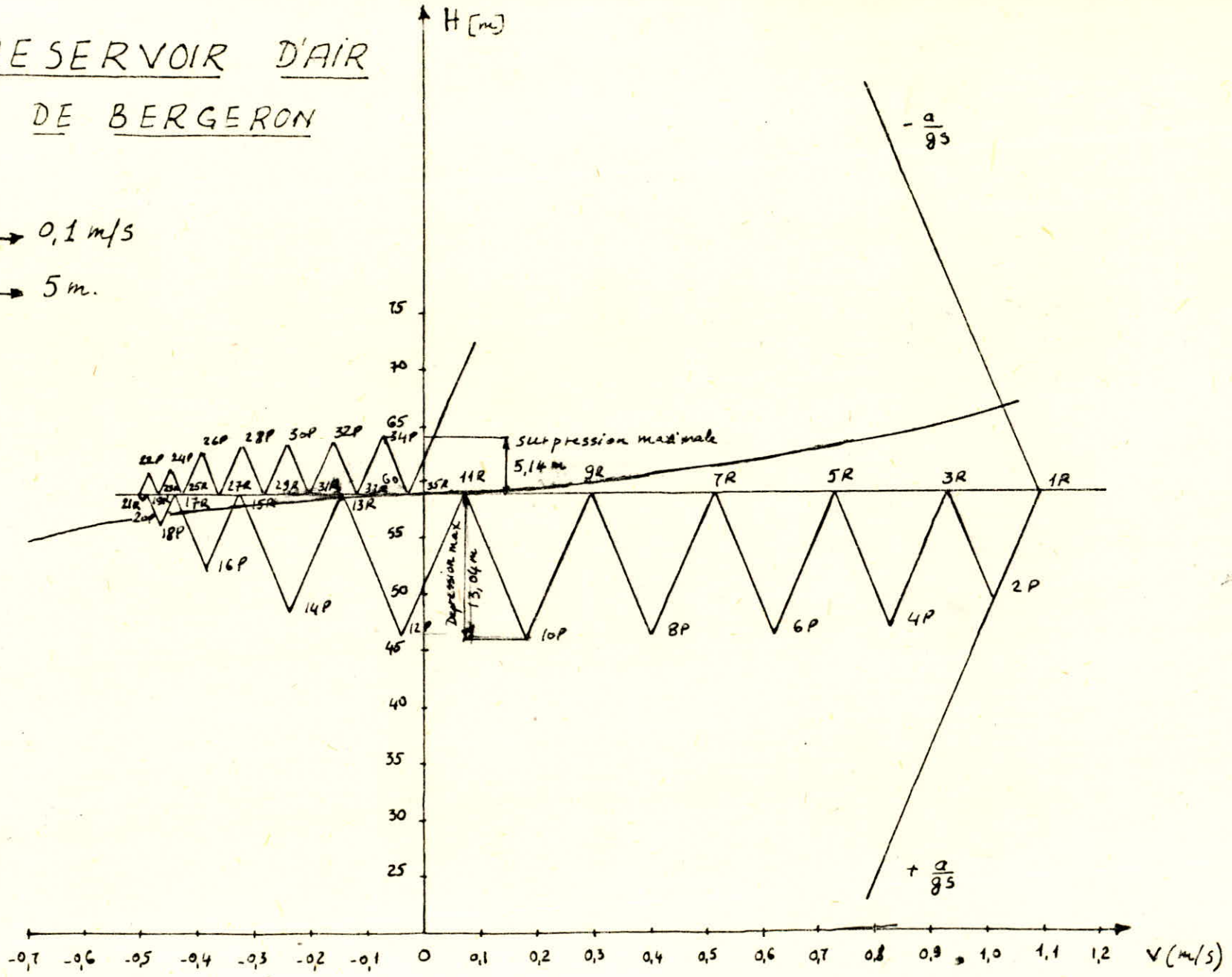
CALCUL DU RESERVOIR D'AIR

EPURE DE BERGERON

ECHELLES

horizontale : 1 cm → 0,1 m/s

verticale : 1 cm → 5 m.



Conclusion :

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de $1,442 \text{ m}^3$ au départ passe à $1,8074 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression.

La pression dans la conduite tombe à $46,15 \text{ m}$ soit une dépression de :

$$59,10 - 46,15 = 12,95 \text{ (m)}$$

Pendant la phase de surpression, le volume passe à $1,4156 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression.

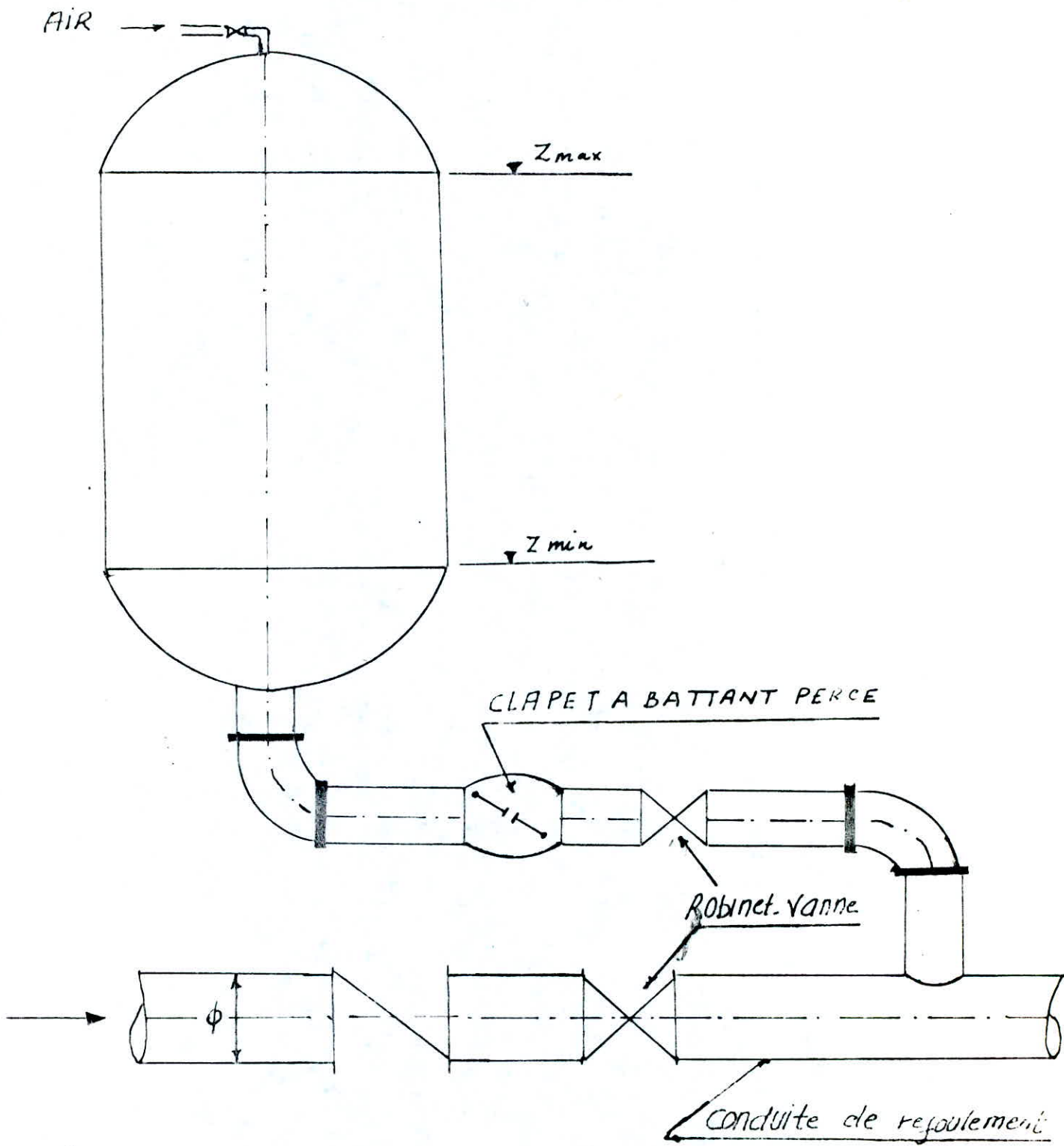
La pression dans la conduite monte à $64,24 \text{ m}$ soit une surpression de :

$$64,24 - 59,10 = 5,14 \text{ m}$$

N.B : Pour le démarrage, il suffit de disposer d'un robinet vanne, manoeuvré 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.

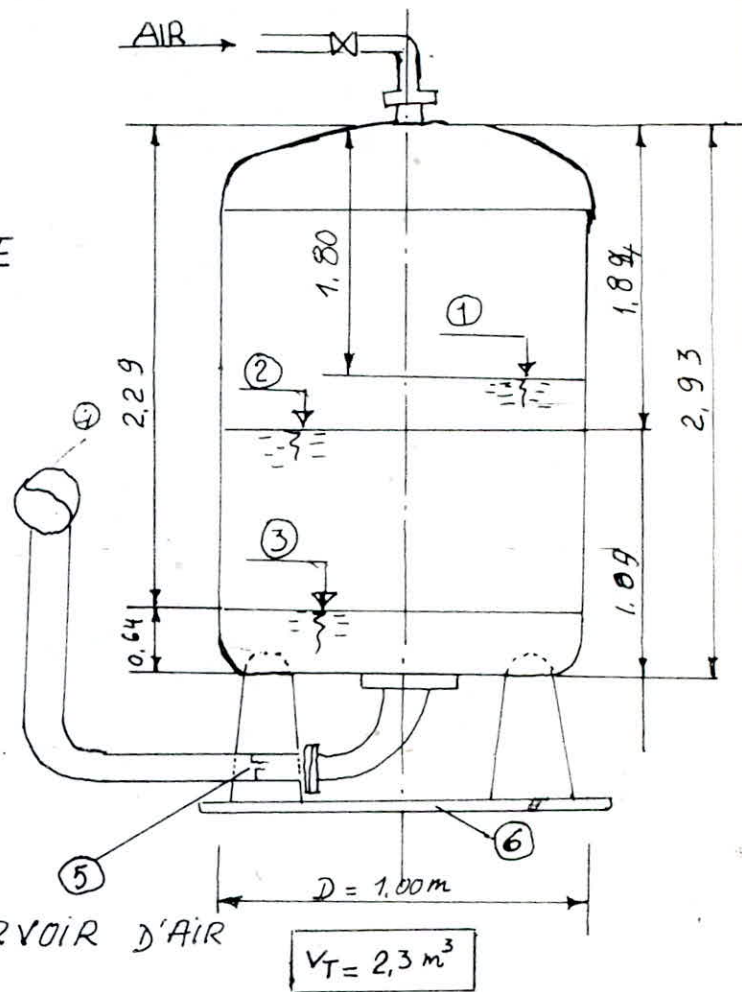
SCHEMA D'UN RESERVOIR D'AIR



DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

B.R. RESERVOIR

- ① = NIVEAU MAX.
- ② = NIVEAU EN MARCHÉ NORMALE
- ③ = NIVEAU MINI
- ④ = CONDUITE DE REFOULEMENT
- ⑤ = CLAPET A BATTANT PERCE.
- ⑥ = SOCLE SOLIDE EN Ū POUR MAINTENIR SOLIDEMENT LE RESERVOIR D'AIR



DIMENSIONNEMENT

on a choisi une cuve cylindrique de diamètre intérieur égal à 1m ; on aura donc :

1) Hauteur du reservoir

$$H_T = \frac{V_T}{\pi r^2} = \frac{2,30}{3,14 \times (0,5)^2} = 2,93 \text{ m}$$

2) Hauteur du niveau minimum d'eau :

D'après les calculs , on a le volume maximum d'air de : 1,8015 m³

Le volume minimum d'eau est : 2,3 - 1,8015 = 1,4985 m³

$$H_3 = \frac{0,4985}{3,14 \times 0,5^2} = 0,64 \text{ m.}$$

3) Niveau en marche normale

$$U_0 = 1,442 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{Volume d'eau} = 2,3 - 1,442 = 0,858 \text{ m}^3$$

$$H_2 = \frac{0,858}{3,14 \times 0,5^2} = 1,09 \text{ m}$$

4) Niveau d'eau MAX : on a le volume d'air mini = 1,4156 m³

$$\Rightarrow \text{le volume d'eau est : } 2,3 - 1,4156 = 0,884 \text{ m}^3 \Rightarrow H_1 = \frac{0,884}{3,14 \times 0,5^2} = 1,13 \text{ m}$$

$$H_1 = 1,13 \text{ m}$$

CHAPITRE VIII.

Pose du Canalisation.

1°/ Stockage et approvisionnement

Les conduites doivent être de préférence stockées à l'ombre. 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 de manière à ce que des ouvriers puissent y travailler aisément.

La largeur est donnée par la formule suivante.

$$B = D + (2 \times 0,3)m$$

B : Largeur de la tranchée en (m)

D : Diamètre de la conduite en(m)

Pour faciliter le raccordement et l'opération de soudure, on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (appelées niches).

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 dégâts qui pourront être causés par d'important gels et de préserver la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

La profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H = D + e + h$$

H : Profondeur de la tranchée.

D : Diamètre de la conduite.

e : Epaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite ($0,6 \leq e \leq 1,2$) m

h : Epaisseur du lit de fouille ($0,15 \leq h \leq 0,2$) m

c) - Fond de la tranchée

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

Il est constitué généralement par :

- Sable, gravier ou bien de la terre tamisée pour les terrains ordinaires
- De la pierre cassée pour les terrains imperméables et rocheux ;
formant ainsi des drains.
- Du béton naigre pour les terrains vaseux.

d) - Remblaye 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 deblais (expurgée de tous gros éléments) soigneusement tassée et arrosée.

A partir de la hauteur fixée ci-dessus ; le remblai se fait avec tout venants (roches et détritits étant exclus).

2°/ Modalité et précautions à prendre.

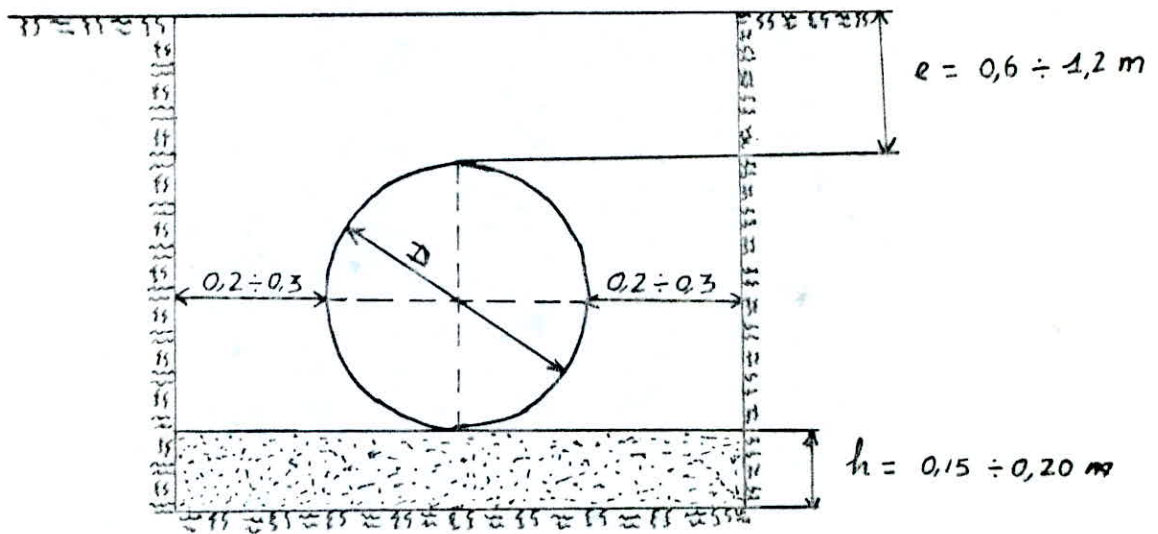
- Avant la descente en fouille les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui ont reçus des chocs.
- Avant la pose des tuyaux ; Les revêtements doivent être reconstitués partout où ils aurait été détériorés.

La pose doit s'effectuer par tronçons successifs en commençant par les points hauts, de façon à assurer s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

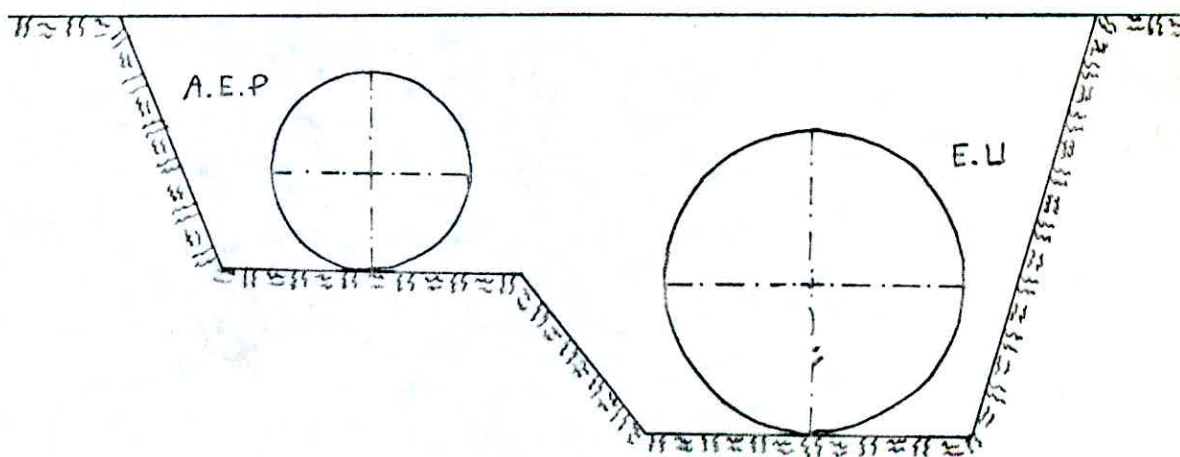
- La descente en fouille des canalisations ne doit s'effectuer qu'aux heures fraîches de la journée.
- Les joints soudés ne sont pas exécutés au fond, de la fouille mais au dessus, où les tuyaux se trouvent maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée. Il est procédé ensuite à l'essai des joints dont le but est de s'assurer de leur étanchéité la pression d'essai est de 6 bars. Cette opération s'effectué à l'aide d'une pompe d'épreuve. La durée de l'épreuve.

- est au moins 30 mn.
- Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où l'on aura disposé un purge.

Pose dans une tranchée



Pose à proximité d'une conduite d'eau usée



CHAPITRE IX

Protection des conduites contre la corrosion.

La corrosion des conduites en acier est caractérisé soit :

- par une attaque du métal due à la nature agressive du sol
- par l'influence des installations électriques à courant continu, situées au voisinage des réseaux d'alimentation d'eau.

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

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

- pH
- teneur en oxygène dissout dans l'eau
- vitesse de circulation de l'eau

a) - des procédés de lutte contre la corrosion - interne

- Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le metal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit un enduit special.
- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.

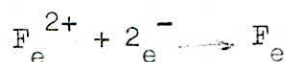
b) - corrosion - Externe.

1°/ Corrosion par formation de pile.

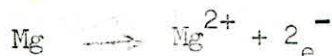
L'attaque de la canalisation en acier enterrée peut se comparer à ce qui se passe dans un bac d'électrolyse où plongent deux métaux de natures différentes.

Si nous prenons comme métaux le fer et le magnésium, nous aurons

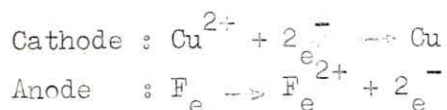
- Le fer se protège et joue le rôle de cathode
- Caractérisée à ce niveau par une réduction du metal



- L'autre métal se trouve attaqué et joue le rôle d'anode caractérisée par une oxydation du métal.



Dans un deuxième cas, si nous prenons le fer et le cuivre, nous obtenons :



Nous remarquons que dans ce cas, c'est le fer qui se trouve attaqué et le cuivre protégé.

C'est ainsi qu'a été dressé la liste des éléments métalliques dans l'ordre du pouvoir qu'ils ont de réduire les ions des autres métaux. Nous ne notons que les éléments les plus utilisés.

Le métal le plus réducteur étant en tête de la liste, chaque métal peut ainsi réduire les ions des métaux placés après lui, mais la réciproque est impossible (Tableau ci-dessous)

Métaux	Ion considéré	E ₀
Argent	Ag ⁺	+ 0,7994
Cuivre	Cu ⁺⁺	+ 0,3370
Hydrogène	H ⁺	+ 0
Fer	Fe ⁺⁺	- 0,4400
Zinc	Zn ⁺⁺	- 0,7628
Aluminium	Al ⁺⁺⁺	- 1,66
Magnésium	Mg ⁺⁺	- 2,371

E₀ : Potentiel normal de l'électrode correspondante du métal plongé dans une solution normale de l'un de ses sels à la température 25°C ; ces potentiels sont rapportés à l'électrode de référence à hydrogène.

A la base des explications précédentes, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés ; celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protégé ; tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve dissout.

2°/ Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure.

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

3°/ Protection cathodique.

- Principe.

La protection cathodique d'un réseau de canalisations en acier enterrées est recommandée dans tous les cas. Elle consiste à donner le rôle de cathode à la conduite .

- Pratique de la protection cathodique :

Ne disposant pas de données concernant les caractéristiques du sol, nous présentons donc le mode pratique de deux procédés largement utilisés.

A/ Protection cathodique par anodes réactives :

Elle consiste à relier la conduite à un métal plus électro-négatif que le fer formant ainsi une pile dont la cathode est la canalisation.

Les métaux les plus utilisés comme anodes réactives sont le Zinc et le magnésium. Ils sont présentés en cylindres ou en sections trapézoïdales avec des poids variables. (Voir - schémas).

La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de base résistivité "pour faciliter le passage du courant". Les anodes doivent être posées de 2 à 4 m de la canalisation de manière verticale, et telle que leur tête soit sensiblement au niveau de la génératrice supérieure de la conduite.

B/ Protection cathodique par soutirage du courant :

Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu.

Généralement, on ne dispose que d'un courant alternatif, d'où nécessité d'un redresseur, pour le transformer en courant continu.

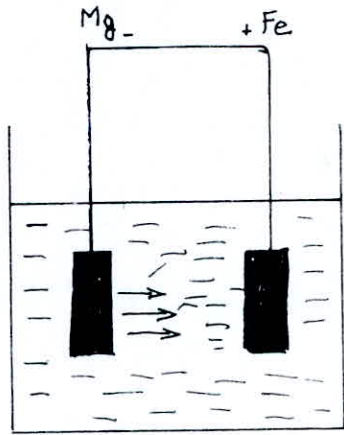
Le courant continu sort du redresseur et passe dans la prise de terre ; de cette dernière, il se répartit dans le sol et gagne la conduite qu'il traverse par sa surface latérale. Le courant chemine le long de la conduite et sort par le pôle de connection de cette dernière avec le point négatif du redresseur.

Pour obtenir le meilleur rendement de ces appareils, les prises de terre doivent être établies de manière

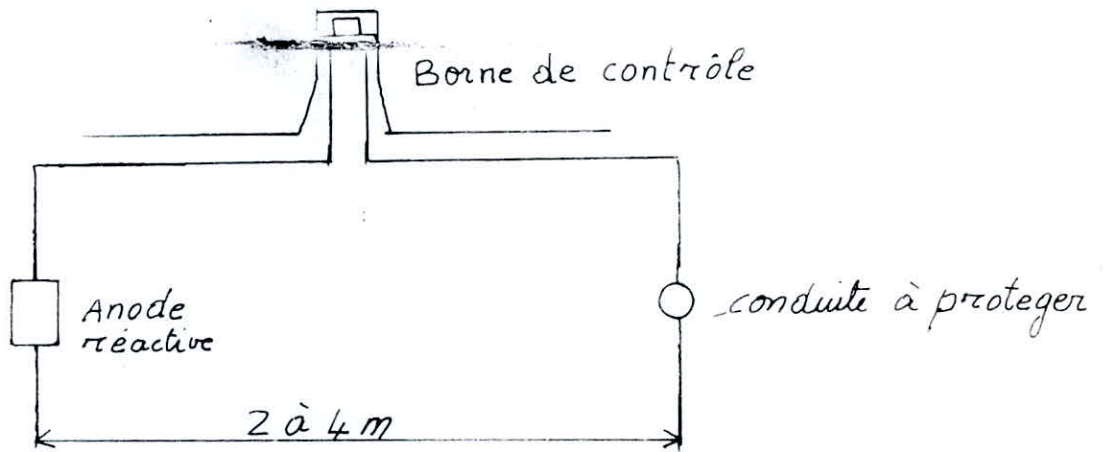
- à être graphite, fonte, ou bien sous forme de rails en acier. Ce dernier type est largement utilisé.
- les anodes constituées par des rails de fer sont installées dans une tranchée dont les caractéristiques sont les suivantes.
 - . Longueur : 50 m
 - . Largeur : 0,60 m
 - . Profondeur: 1 à 1,20 m

Conclusion : Avant la protection cathodique prévu sur un réseau de canalisation souterraines en acier, il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement.

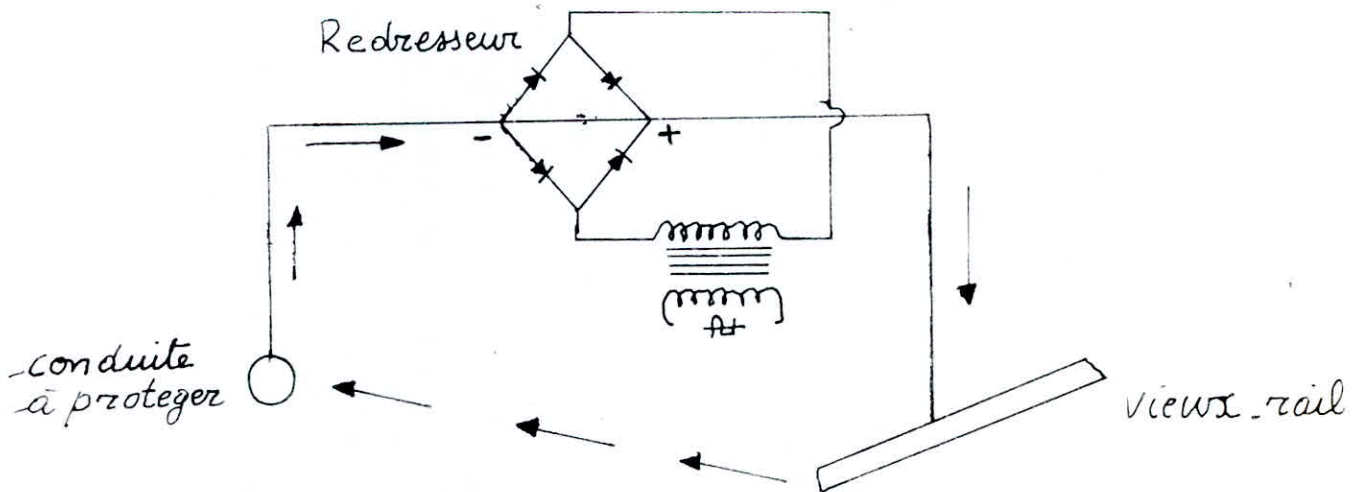
- L'état des revêtements intérieurs et extérieurs de la conduite doit être convenable.
- Le stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées de manière convenable.
- Les tuyaux peuvent se déboîter aux endroits des coudes par suite de la pression exercée l'eau en mouvement. Des butées en béton massif seront prévues en ces endroits, celles-ci, par leurs poids s'opposent au déboîtement.



Mecanisme de La corrosion



Protection cathodique par anode réactive



Protection par soutirage de courant

Chapitre I.

1.1 Introduction.

La croissance démographique liée vigoureusement à l'essor économique du pays conduit à des besoins en eau de caractère exponentiel qui est traduit par un accroissement permanent du volume des polluants dont l'abondance et la diversité des produits motifs qu'ils charrient neutralisent une fonction de plus en plus importante de la masse limitée par avance de la ressource globale en eau.

Dans le souci de préserver cette ressource et de prévenir la dégradation de l'environnement, nous projetons dans notre modeste travail, l'assainissement de la commune de Salah Bouchaour.

1.2. Données de base.

- Carte à l'échelle 1/2000
- Données d'accroissement ainsi que le nombre d'habitants déjà calculés dans la partie A.E.P. pour l'horizon 2005.
- Les consommations en eau potable prises des résultats trouvés en première partie (A.E.P.).
- Les données de pluviométrie sont communiquées par la D.H.W.

Chapitre II. Reconnaissance.

1.1. Situation actuelle : Actuellement SALAH BOUCHAOUR n'est pas doté de collecteurs principaux d'assainissement, les rejets des eaux usées se font dans les fossés et en milieu naturel donc il est indispensable d'assainir ce milieu par un système d'assainissement qui est un système unitaire.

1.2. Population actuelle : Selon les renseignements fournis par la D.H.W. en 1982 la population est 7046 habitants.

Conclusion :

Les collecteurs principaux que nous étudierons doivent être construits à cause des exigences sanitaires et en faveur du développement de la commune ces collecteurs serviront à l'avenir comme base du réseau d'assainissement développé.

1.3. Le système unitaire : L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collectée par un réseau unique. Les grandes mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

1.4. Conditions de fonctionnement d'égout :

Le réseau d'assainissement fonctionne en écoulement gravitaire. Un réseau de type unitaire doit, dans toute la mesure du possible être auto cureur de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases ferment soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

La condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour des vitesses supérieures à 0,6 m/s.

Toutefois, dans le souci de prévenir la dégradation des joints ouvrages non visibles ou d'assurer la sécurité de l'ensemble des ouvrages visitables, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4m/s.

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm. Pour les réseaux en système unitaire.

Chapitre III. Etude préliminaire :

1.1. Population estimée à l'horizon 2005

P = 15.545 habitants.

1.2. Calcul des débits.

1.2.1. Type d'eau à évacuer.

Notons que dans la commune de Salah Bouchaour il n'y a pas d'industrie projetée. Les seules eaux à évacuer seront :

- Les eaux pluviales ou de ruissellement.
- Les eaux usées d'origines domestique.
- Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage, les eaux de drainage.

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eau de lessive, de cuisine, de toilette etc...).

Le débit des eaux usées de l'agglomération est calculé d'après les données obtenues de l'alimentation en eau potable.

Selon les normes 20 % de l'eau asservie seront perdues au cours de l'utilisation, 80 % seulement, seront pris en compte pour dimensionner le réseau.

1.2.2. Méthode de calcul des réseaux :

1.2.2.1. Les eaux pluviales :

Le calcul des eaux pluviales, pour l'horizon 2005 est effectué selon la méthode "rationnelle" faisant intervenir :

i = intensité des précipitation (l/s/ha).

s = surface du bassin d'apport en (ha).

e = coefficient de ruissellement.

c : donné par le rapport totale qui tombe sur une surface. Plus la surface est imperméable, plus le volume qui ruisselle est grand donc le rapport tend vers l'unité.

$$c = 0,02 + 0,95$$

Dans notre calcul

$$C = \frac{C_i A_i}{\sum A_i}$$

Pour chaque bassin

Le tableau suivant tiré de la collecte GOMELLA nous donne les différentes valeur de C.

Surfaces	Coefficient "C"
Surfaces totalement imperméabilisées (toitures chaussées et trottoirs).	0,90
Lavage à larges joints	0,60
Voies non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
Surfaces boisées	0,05

$$Q = c \cdot i \cdot A$$

où Q = débit à l'exutoire (l/s)

- Intensité de pluie ; une précipitation est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement.

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes dans notre cas, l'intensité de pluie nous a été donnée par la D.H.W. $i = 180$ l/s/ha.

N.B : Compte tenu de la faible importance des débits d'eaux usées, par rapport à celles des eaux pluviales, le dimensionnement de notre réseau unitaire est effectué en tenant compte uniquement du débit des eaux de ruissellement.

Chapitre IV

Eléments constitutifs du réseau d'égout

Les éléments constitutifs de réseau d'égout se subdivisent en :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes

1.1. Ouvrages principaux : Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés.

Pour notre projet, nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme de diamètre fabriqués de ϕ 250 mm jusqu'à 300 mm et au delà.

Ces tuyaux de longueur utile d'au moins 2 m ; sont assemblés par emboîtement.

1.2. Ouvrages annexes.

Parmi ces ouvrages, on a utilisé les regards de visite (voir le plan n°2).

1.2.1 Rôle :

Les regards de visite permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des réseaux.

Ils comportent, en partie supérieure, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

1.2.2. Espacement et emplacement :

Sur les canalisations, un regard de visite doit être installé :

- à chaque changement de direction.
- à chaque jonction de canalisation.

Dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 m, au maximum.

Pour notre projet, les distances entre les regards de visite varient entre 40 - 60 m

Chapite V.

Pose des canalisations

1. Emplacement :

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés, en général, dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles, sont de ce fait, la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir simpose.

2. Execution de la tranchée : La largeur de la tranchée doit être égale, au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de 0,50 m.

Dans notre cas, la pose est en terrain sableux. S'il existe une nappe phreatique, le fond des tranchées doit être normalement arasé à 0,10 m; au moins, au dessous de la côte prévue pour le fil d'eau. Le lit de la pose doit être constitué de sable contenant moins de 12 % de particule inferieure à 0,1 mm.

3. Pose des canalisations en tranchée :

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboitement étant dirigé vers l'amont.

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de motte de terres tassées ou de coins en bois, l'usage de pierre étant prescrit.

Dans les chantier importants, le laser peut être utilisé pour établir l'alignement et la pente des canalisation.

4. Remblaiement des tranchées :

Un premier remblai doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, il doit être réalisé à la main avec du sable, terre franche ou gravier. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

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

Chapitre VI.

Entretien des réseaux d'égout.

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien telles que :

- Débouchages accidentelles.
- Curage mensuels.
- Nettoyages périodiques.
- Reparations des fuites.

1. Débouchage accidentels : sont les opérations pourtuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines.

Elles se font à l'aide des jocs manoeuvrés à la main.

2. Curage mensuels : La solution idéale des curages mensuels des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations consiste à l'autocurage de celles-ci.

3. Nettoyages périodiques : On fait appel au nettoyage sous forte pression d'eau à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique ou thermique.

4. Reparation des fuites : Les tuyaux peuvent sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre. Il est actuellement, possible de procéder à un examen interieur par une camera de télévision qui permet de localiser avec precision la nature des dommages.

Chapitre VII.

Protection des canalisations.

Les moyens de protection les plus couramment utilisés sont des revêtements à base de résines époxydes ou de brai époxy.

Les premières sont moins souples, par contre, les secondes présentent une bonne souplesse, résistant mieux à l'abrasion.

Divers autres moyens de protection ont été utilisés parmi lesquels peuvent être cités :

- La mise en place de mortier de ciment alumineux.
- L'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésium.
- La mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium.
- L'emploi de fluorure de silicium.
- La fixation de plaques prefabriquées en matières plastique.
- Le revêtement en caoutchouc chloré.

Chapitre VIII.

DEVERSOIRS D'ORAGE.

1°/ Déversoirs d'orage.

Les stations d'épuration ne peuvent d'une manière générale, recevoir que le double ou au maximum le quadruple du débit de temps sec. Il est donc, ordinairement, inutile de faire transiter jusqu'aux stations des débits d'orage destinés à être rejetés au préalable, au milieu naturel.

Les déversoirs d'orage, installés le long des collecteurs, sont donc destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire naturel, une fraction du débit d'orage.

2°/ Dimensionnement d'un déversoir d'orage.

Le déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau de canaux le calcul du déversoir d'orage en est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du déversoir ne peut pas être déterminé de façon précise.

Notre collecteur principal est soulagé par un déversoir d'orage quand la dilution (1 partie d'eau usé par 2 parties d'eau pluviales) est atteinte par rapport au débit de temps sec.

Calcul de la longueur du seuil de déversoir.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot B \sqrt{2g} \cdot H_o^{3/2}$$

$$B = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\sqrt{2g} \cdot H_o^{3/2}}$$

Le collecteur principal en direction du déversoir ϕ 1800 mm débit d'eaux par temps de pluie Q_1

$$Q_1 = 3728,80 \text{ l/s.}$$

$$Q_2 = 11,43 \text{ l/s.}$$

Comme on a choisie le coefficient de dilution égale à 3 alors le débit qui sera évacué vers station d'épuration sera

$$Q = Q_0 + 2Q_2 = 3Q_2 = 34,29 \text{ l/s.}$$

Le niveau d'eau dans le tuyaux d'arrivage (ϕ 1800) est H_1

$$Q_{p5} = 6000 \text{ l/s} , I = 0,5 \%$$

$$\frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{3728,80}{6000} = 0,62 \text{ de l'annexe (x)} \quad H = 0,57$$

$$H_1 = D \cdot C_H = 1026 \text{ mm}$$

par temps sec $\frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{34,29}{6000} = 0,005 \text{ de l'annexe (x)} .$

$H = 0,01$ $H_2 = 18 \text{ mm}$ la hauteur du seuil du deversoir on prend

$$H_2 = 25 \text{ mm}$$

Le difference $DH = H_1 - H_2 = 1026 - 25 = 1001 \text{ mm}$

d'où $H_o = \frac{1001}{2} = 500,5 \text{ mm}$

prenons $f' = 0,6$

$$= F(hr)(h)(r)$$

hv : hauteur du seuil

h : charge d'eau

r : forme de la crête

$$Q_o = Q_1 - Q = 3728,80 - 34,29 = 3694,51 \text{ l/s}$$

$$B = \frac{3}{0,6 \cdot \sqrt{2} \times 9,8^{0,5}} \cdot \frac{3694,51}{(0,5)^{3/2}} = 5,90$$

avec une sécurité d'environ 40% on aura :

$$\boxed{B = 8,26 \text{ m.}}$$

Chapitre IX. Station d'épuration.

Epuration biologique.

Les stations d'épuration en milieu rural doivent être rustiques, c'est à dire simple sur les plans d'exploitation et d'entretien.

L'épuration biologique se fait par plusieurs procédés. Ainsi plusieurs classifications ont été, suivant la faune ou la flore, suivant l'intervention de l'homme (artificiel, naturels) suivant l'occupation du terrain pour l'épuration extensifs).

1) Procédés intensifs

- lits bacteriens.
- Boues activées.

2) Procédés extensifs.

- La gunage.
- Ependage.
- Infiltration.

a) Procédés intensifs :

1) Lits bacteriens : Le procédé par lits bacterien résulte de limitation de l'auto-épuration naturelle, qui a pu être observée dans les cours d'eau par création de condition optimales pour les micro organismes le nombre de ces organismes est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en un fraction de temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux. Le principe de fonctionnement du lit bacterien ou filtre bacterien consiste à faire ruisseler les eaux préalablement decantées sur une masse de matériaux qui sert de support aux micro-organismes.

De plus un rapport d'oxygène est nécessaire aux maintiens des bacteries aérobies. On distingue le lit bacterien à faible charge et forte charge.

2) Boues activées. Elle est basée sur le principe de l'auto-épuration du milieu recepneur naturel avec acceleration du processus.

Dans le bassin, les bactéries qui sont soumises à une forte oxygénation continue uniforme, dégradent la matière organique et forment les flocons qui décantent, ces dernières constituent les boues, ou masse floculeuses ou boues activées.

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

L'aération artificielles est nécessaire car elle permet de :

- Conserver le métabolisme intense des boues activées.
- Favorise un contact interne entre toutes les parties de l'effluent.

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

L'aération par surface est la plus utilisée, le principe est qu'un moteur actionne une turbine ou brosse dans le bassin à boue activée.

L'avantage est qu'il n'y a pas de risque de colmatage, ainsi qu'une économie est moins d'entretien et un bon rendement.

L'insufflation d'air sous pression, c'est-à-dire l'envoi d'air à travers des tubes poreux dans le bassin, ce procédé a l'inconvénient que les pores peuvent être bouchés par les boues.

Le procédé classique des boues activées paraît trop délicat l'exploitation pour être utilisé par de petites collectivités.

b) Procédés extensifs.

1) Lagunage : Il consiste à favoriser la prolifération des organismes vivants (bactéries, et algues) au détriment de la matière contenue dans les eaux usées (matières organiques, sels minéraux) en présence ou non de O_2 .

1.1. Lagune anaérobies : La profondeur du bassin est importante, ce qui favorise l'anaérobiose.

On ne trouve que des bactéries anaérobies qui en dégradant la matière organique donne du CH_4 , CO_2 , NH_3 , H_2S etc....

1.2. Lagunes naturelles ou étangs de stabilisation :

Ou trouve un ou plusieurs bassins de profondeur 1 - 2 m

1.3. Lagunes aérées : C'est le même procédé que celui de la présence sauf que l' O_2 au lieu d'être apporté par l'air, est apporté par l'air, est apporté par des aérateurs de surface. Elle est comparable aux systèmes à boues actives sauf que la boue n'est pas recirculée.

2) L'épandage : L'épandage consisté à utiliser les eaux usées pour l'irrigation du terrain agricole le principe est la filtration par le sol.

Les eaux de drainage sont recueillies (eaux éparées) et canalisées vers le milieu receveur.

Nous proposons une épuration à lits bactériens dont le procédé est très valable dans le cas des effluents ruraux. Il peut être tenté d'utiliser le lit bactérien à faible charge en égard au peu de surveillance qu'il nécessite. Cependant, l'épuration n'est pas toujours parfaite et la question posée est de savoir si ce procédé doit être condamné.

Les lits bactériens à garnissage plastique ont jusqu'à ce jour trouvé leur domaine d'application essentiellement dans le traitement d'effluents industriels très chargés, rien ne s'oppose à ce que leur emploi se généralise dans les stations de traitement des effluents urbains le schéma suivant montre les différentes étapes constituant la station d'épuration.

3) Les prétraitements.

1) Dégrillage : L'objet du dégrillage est de débarasser l'effluent des matières les plus volumineuses à la surface des eaux.

Le dégrillage soulage le travail de la station d'épuration du point de vue biologique et protection mécanique de l'ouvrage.

2) Déssablage : La technique classique du déssablage consisté à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quelque soit le débit (une vitesse de 0,3 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables.

3) Le déshailage : Il se fait par flottation grace à l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses. Les graisses sont rassemblées dans une zone de tranquillisation.

4) Décanteur (I)(primaire).

Le processus principal du traitement primaire est la décantation.

La décantation est un phénomène provoqué par les forces de gravitation. Une particule solide charriée par l'égout, comme tout corps pesant tomberait suivant un mouvement uniformément accéléré, si sa chute n'est pas contrariée par les forces de frottement créées par son déplacement au sein de l'eau, forces dont l'effet se traduit par une vitesse de chute uniforme.

5) Décanteur (II)(secondaire) : La décantation secondaire assure la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent.

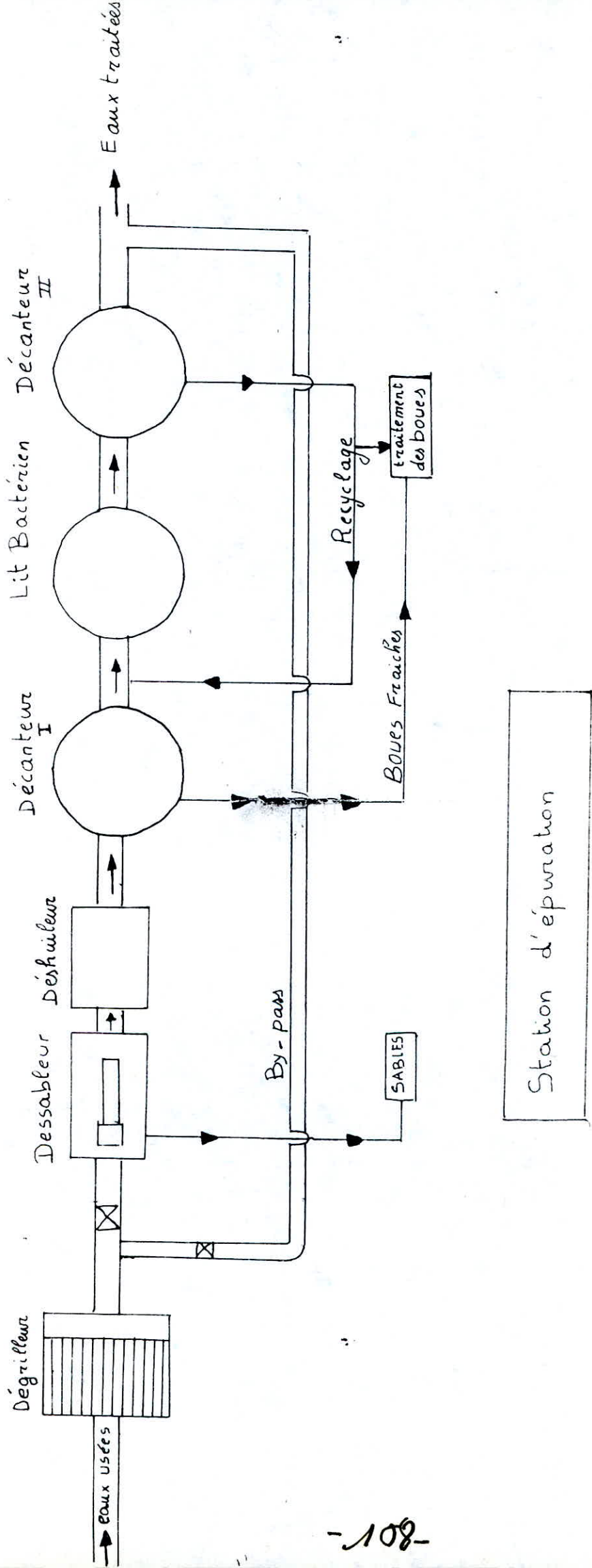
Chapitre X.

Interpretation du tableau de calcul des collecteurs principaux.

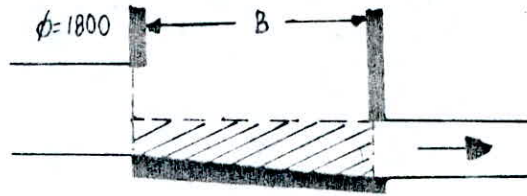
Le tableau de calcul se compose de 26 colonnes.

- Colonne 17 qui représente les diamètres (mm), Le diamètre de chaque tronçon est déduit à partir de l'abaque VII (formule de Bazin), En tenant compte du débit d'eau pluviale et la pente du radier.
- Colonne 19 Ayant le diamètre de chaque tronçon et la pente du radier dans la même abaque nous tirons la vitesse à pleine section V_{ps} et le débit à pleine section Q_{ps} .
- Colonne 20,21,22 Après avoir déterminé le rapport des débits $rQ = \frac{Q}{Q_{ps}}$, nous avons tiré le rapport des hauteurs $rH = \frac{H}{H_{ps}}$ ainsi que le rapport $rV = \frac{V}{V_{ps}}$ d'après l'abaque (X).
- Colonne 23 Elle est obtenue en multipliant la colonne 17 par 21
- Colonne 24 Elle est obtenue en multipliant la colonne 19 par 22
- Colonne 25 Elle exprime la vitesse de l'eau pour le dixième du débit à pleine section, d'après l'abaque (X) (la collecte) pour un rapport des débits de 0,1, le rapport des vitesses est de 0,6. La colonne 25 se déduit donc de la colonne 19 en multipliant les valeurs mentionnées par 0,6

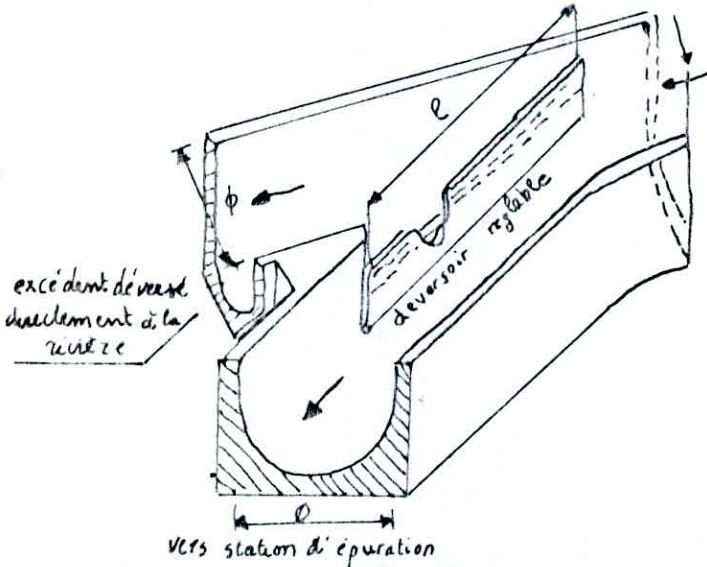
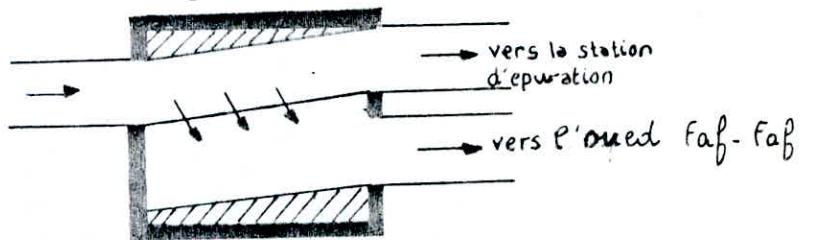
N.B : En conclusion on remarque que la vitesse de l'eau dans tous les tronçons est acceptable.



Station d'épuration



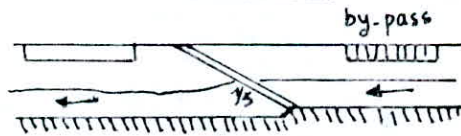
Plan horizontal



Déversoir d'orage précédant une station d'épuration

l : Longueur du déversoir
 ϕ : Diamètre

COUPE LONGITUDINALE



PLAN

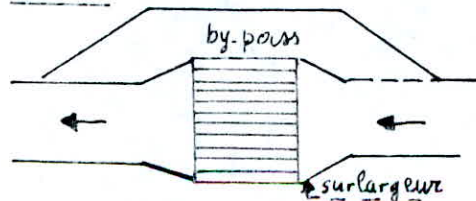
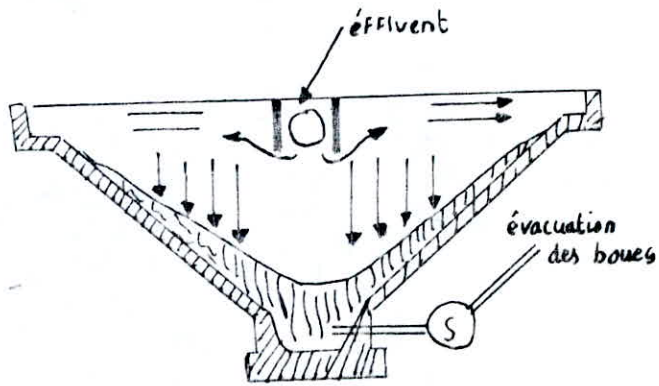
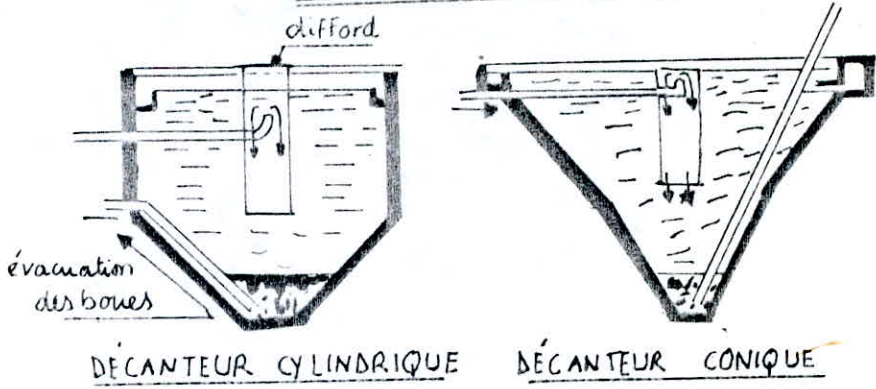
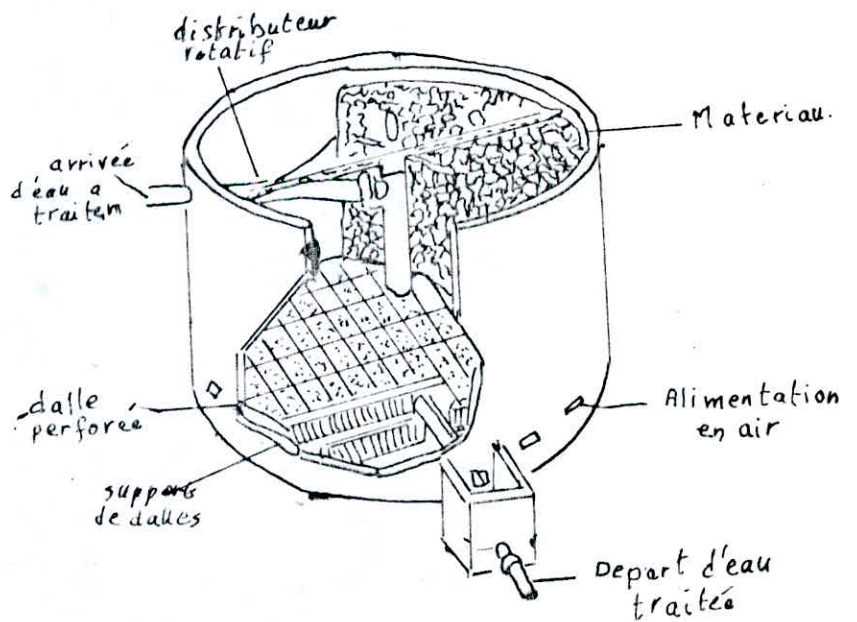


schéma d'une installation de dégrillage manuelle

Décanteurs primaires verticaux



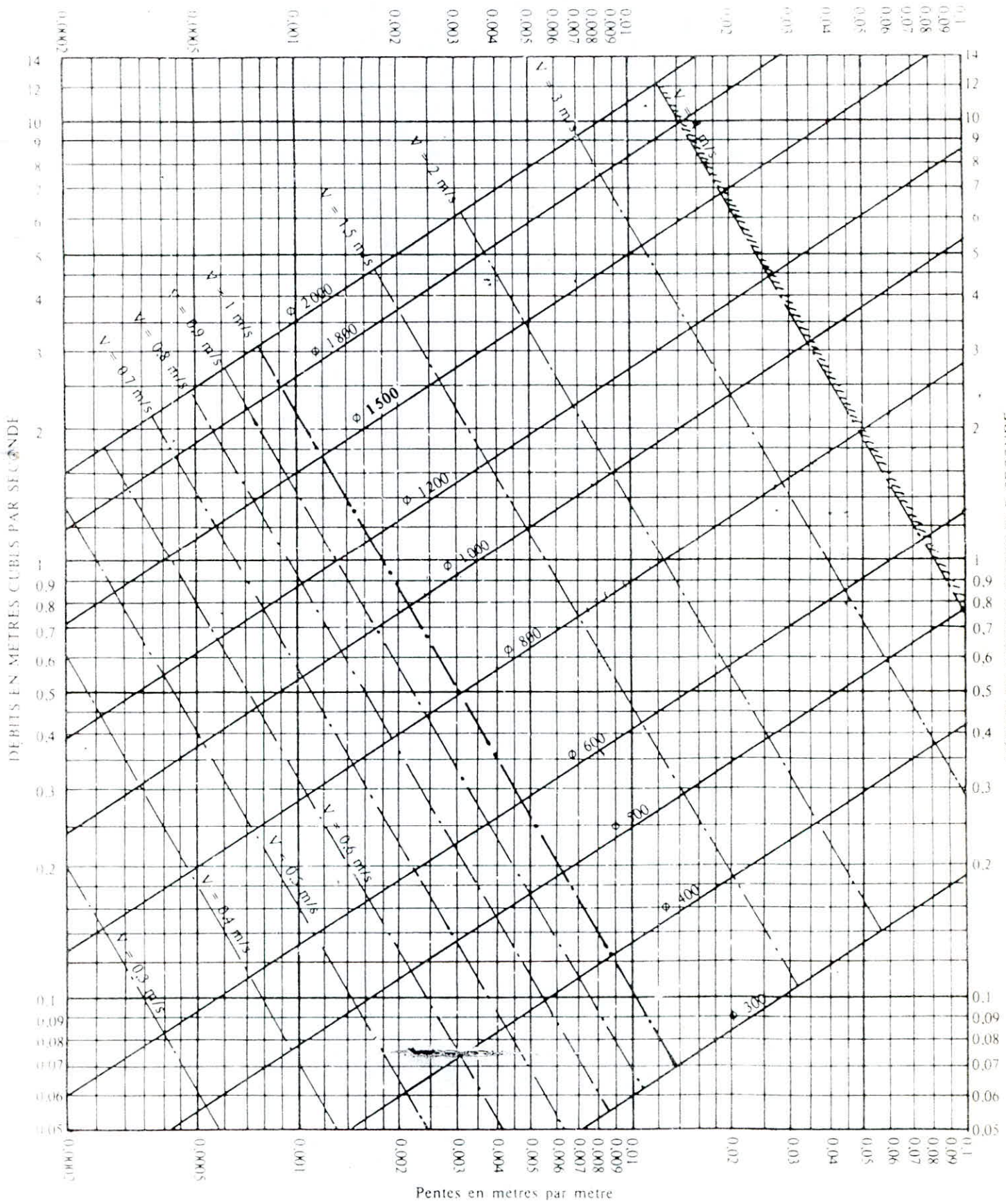
Décanteur secondaire à glissement de boues



coupe du lit bactérien.

ANNEXE VII

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

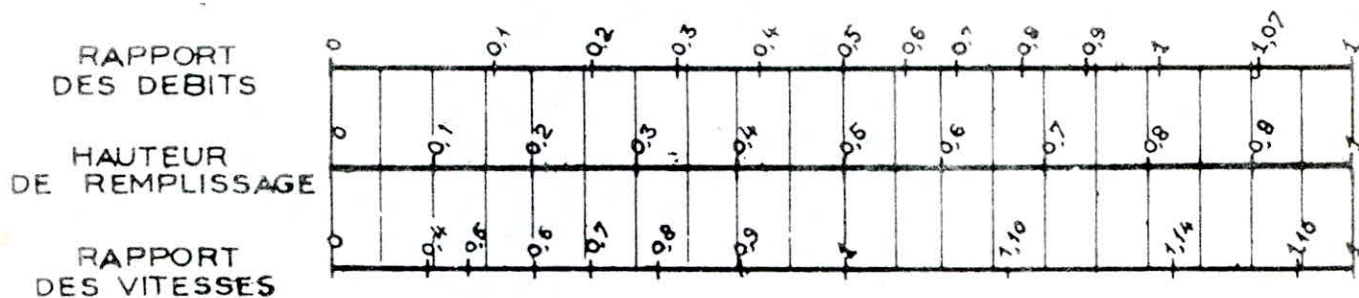


ANNEXE X

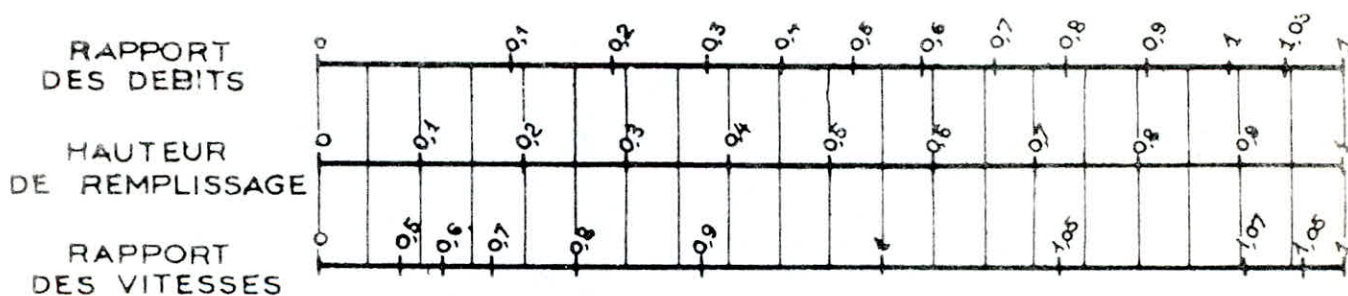
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

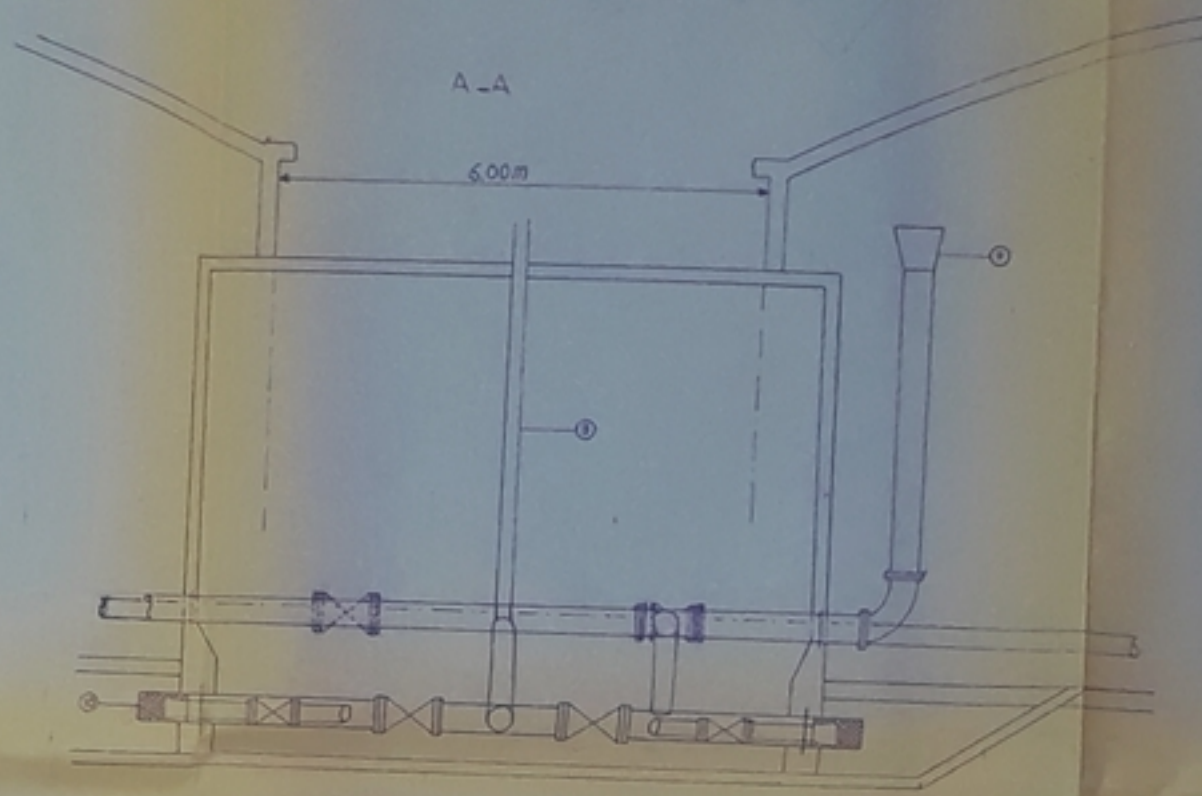
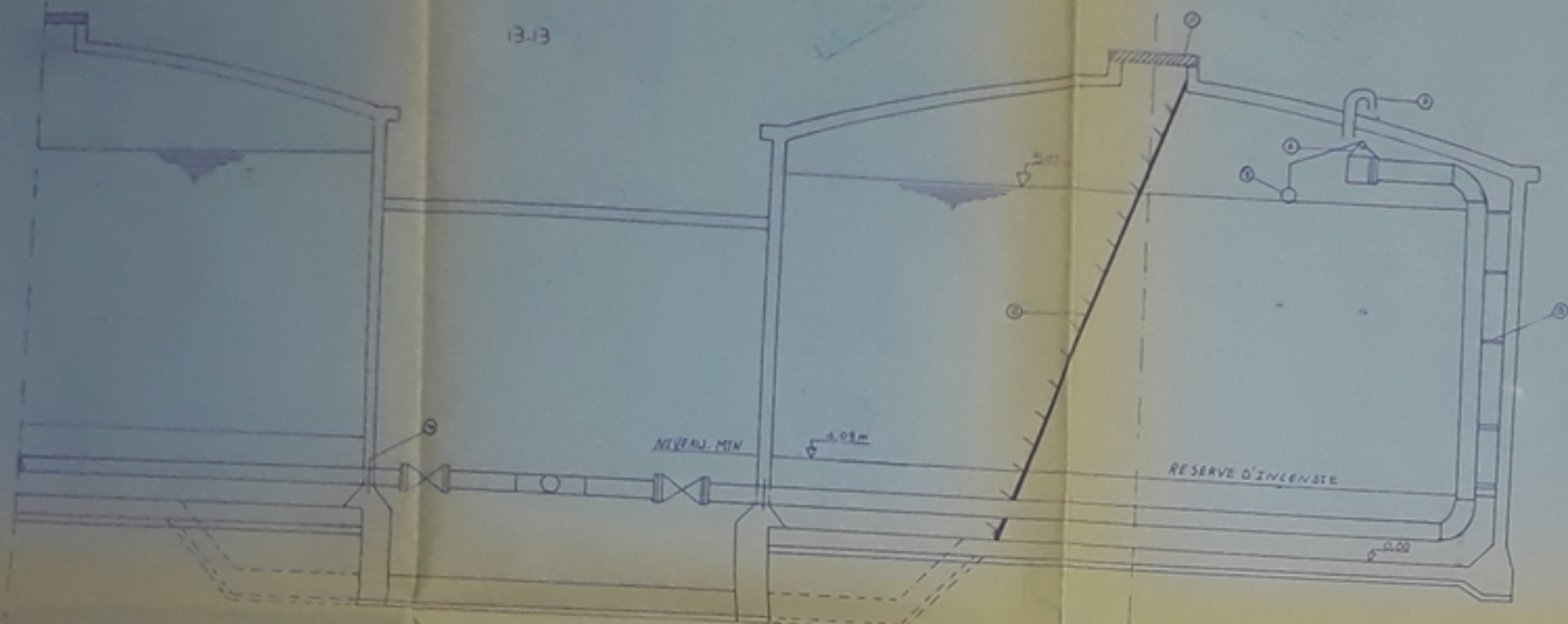


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



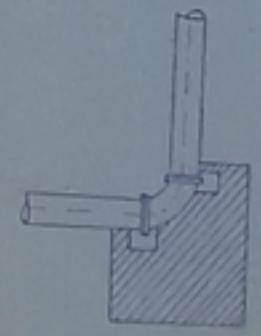
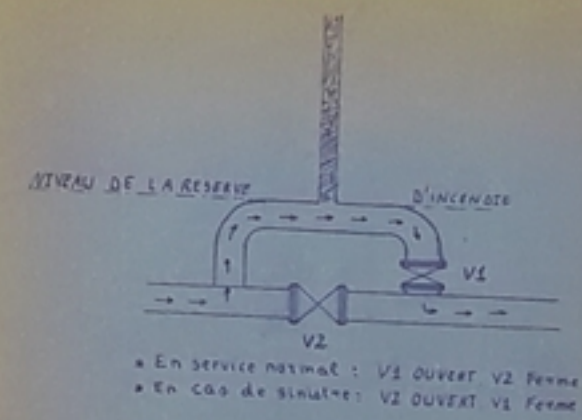
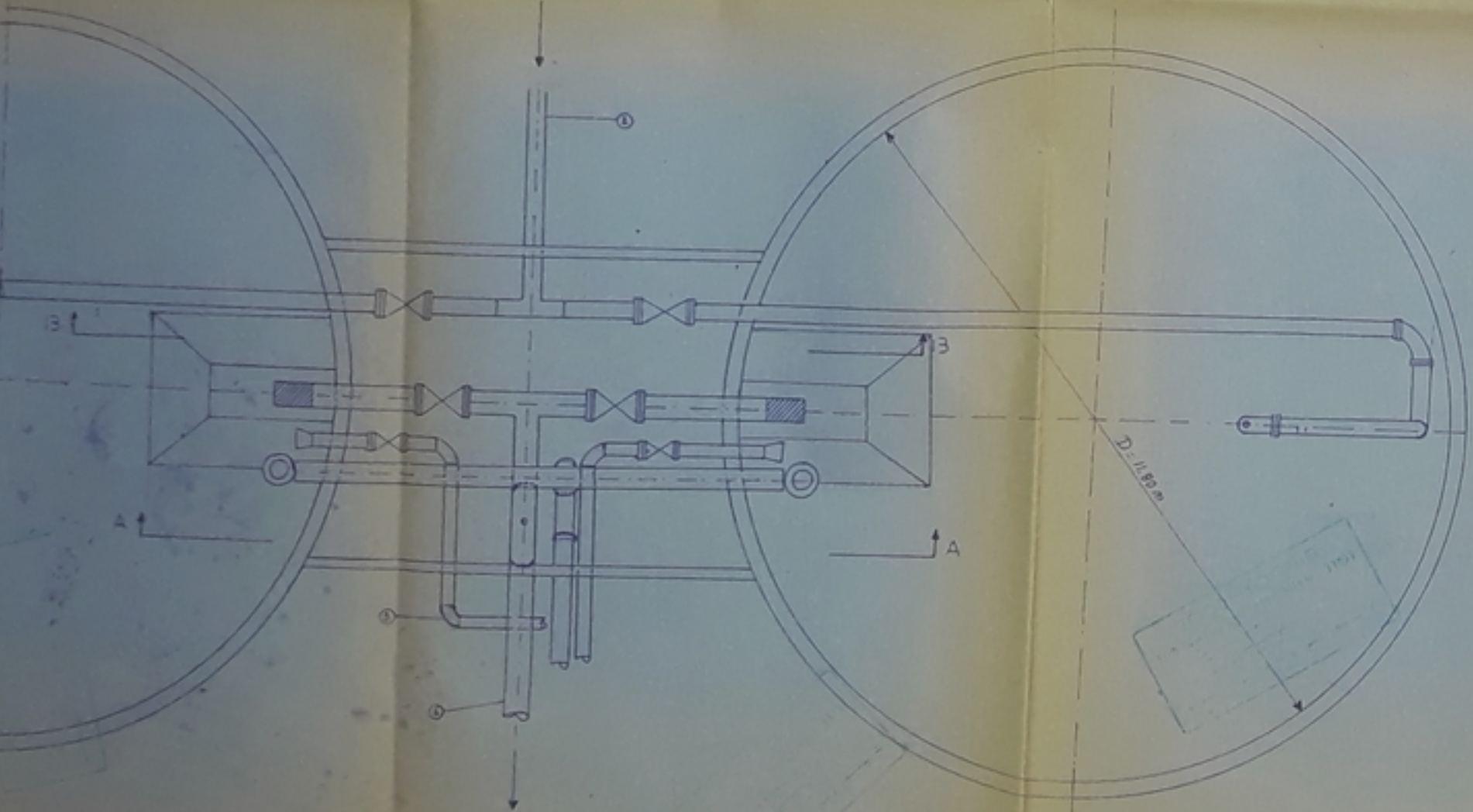
Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

13.13



- ① DISTRIBUTION
- ② Refoulement
- ③ vidange
- ④ robinet d'isolement
- ⑤ flotteur
- ⑥ dispositif de fermeture
- ⑦ tube d'aération
- ⑧ event
- ⑨ trap. pleu
- ⑩ incipie
- ⑪ d'ab. de visite
- ⑫ échelle
- ⑬ amarrage

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE BIBLIOTHEQUE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE SALAH
 BOUCHAOUR SKIKDA

RESERVOIR PROJETE
 JUMELE DE VOLUME
 2x 550 m³

PLAN N°1
 ECHELLE 1:50
 ETUDE PAR
 A. MALL FM
 A. BOUNES

DATE RAB 1954

