الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/84

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

RENOVATION DU RESEAU D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

6 PLANS

Proposé par : CNERU

Etudié par : AISSA-D
BEHLOULI-L

Dirigé par : Mr AKHOUNDOV

PROMOTION : Janvier 1984

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH - ALGER

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

=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=

NOUS TENONS A REMERCIER VIVEMENT:

- MESSIEURS A.BETTAB et G.LARRAY , POUR TOUS LES EFFORTS QU'ILS N'ONT CESSE DE NOUS FOURNIR DURANT NOTRE FORMATION.
- Mer AKHOUNDOV, CHEZ QUI NOUS AVONS TROUVE UN ACCUEIL CHALEUREUX ET DES CONSEILS POUR L'ELABORATION DE CET HUMBLE TRAVAIL.
- NOTRE SINCERE RECONNAISSANCE VA AUSSI A TOUS CEUX QUI ONT CONTRIBUE DE PRES OU DE LOIN A L'ELABORATION DE NOTRE PROJET.
- TOUTE NOTRE GRATITUDE A NOS PROFESSEURS ET ASSISTANTS POUR AVOIR CONTRIBUE A NOTRE FORMATION D'INGENIEUR A L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER.
- NOTRE RESPECT AUX MEMBRES DU JURY QUI NOUS FERA L'HONNEUR D'APPRECIER NOTRE TRAVAIL.

DERRADJI et LARBI.

=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=

==*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*

D E D I C A C E S

==*=*=*=*=*=*=*=*=*=*=*

Je dédie ce modeste ouvrage:

- A mon père pour tous ses sacrifices.
- A ma mère.
- A mon frère CHERIF qui fût mon second père et à sa femme.
- A mes frères et soeurs ainsi que leurs mari.
- A ma tante, son mari et leurs fils(en particulier MOULOUD)
- A tous mes amis en particulier AISSA DERRADJI.

LARBI BAHLOULI.
==*=*=*=*=*=*=*=

==*=*=*=*=*=*=*=*

D E D I C A C E S

==*=*=*=*=*=*=*=*

Je dédie ce modeste ouvrage:

- A mon père et à ma mère.
- Mes frères et soeurs.
- Ainsi que mon frère ABDELKRIM et sa femme.
- A tous mes amis(es) en particulier LARBI pour les 15 ans qu'on a vécu ensemble.

D. AISSA.

==*=*=*=*

TABLE DE MATIERES

Ier Partie :

A.E.P.

CHAPITRE I :

CHAPITRE II :

CHAPITRE III :

CHAPITRE IV:

CHAPITRE V:

1- CALCUL Technico- economique de la conduite de refoulment.

I- Introduction

1.2- Etude technique

1.3- Etude economique(calculdu diamètre economique)

1.4- Determination de la hauteur geometrique de refoulement

1.5- Choix du diamètre economique.

1.6- Choix de la rugosite.

1.7- Perte de charge.

1.8- Determination de la hauteur manometrique.

1.9- Determination de la puissance.

1.10- Amortissement annuel.

2: CALCULS: (formules utilisees)

CHAPITRE VI:

1- Caracteristique de la conduite de refoulement.
formules utiliseés

CHAPITRE VII:

- Choix de pompe
- Choix du type de pompe
- Point de fonctionnement
- Conclusion

CHAPITRE VIII:

Reservoire de mise en charge (R M C)
1- Introduction
2- Calcul du R M C.

CHAPITRE IX:

Protection des conduites contre les effets du coup de belier.
1- Generalités
2- Moyens à diminuer les effets du coup de belier.
3- Methode de resolution du coup de belier
Etude du coup de belier au refoulement (Arretbrusque)
1- Station de pompage au R M C
2- Principes de calcul du reservoire d'air

CHAPITRE X:

Reseau de distribution
1- Generalités
1.2- Debits
1.3- Choix de diamètre
1.4- Vitesse de l'eau
1.5- Determination des debits aux noeuds
1.6- Calcul du réseau maillé.

CHAPITRE XI:

Protection des conduites contre la corrosion

1.1- Facteurs de la corrosion

1.2- Corrosion electro-chimique

1.3- Remédes contre la corrosion

1.4- CORROSION interne

Protections contre les phenomènes divers (effets de l'eau).

CHAPITRE XII:

Pose des conduites

1- Pose des conduites en tranchée

2- Traversée de routes .

2eme PARTIE :

ASSAINISSEMENT :

I- Introduction

CHAPITRE I

1- Choix du sghema du réseau

2- Principes de construction de réseau.

3- Conditions de transport des eaux useés

4- Conditions d'écoulement .

5- Choix du materiau

II: Travail préliminaire:

III: Origine des eaux useés

- Notes de calcul (dimensionnement du reseau d'egout).

_ Conclusion

CHAPITRE II:

1- Pose des canalisations

2- Exécution de la tranchée

3- Essai du reseau

4- Remblaiment des tranchées

5- Nettoyage du résea d'egout

- Observation

CHAPITRE.I.

1/ INTRODUCTION:

L'objet de notre étude consiste en la rénovation totale du réseau d'alimentation en eau potable de la Ville de ZERALDA.
Le réseau actuel étant défecteux (il date de l'époque coloniale).Notre but est donc de le remplacer par un autre réseau pouvant véhiculer les ressources déjà existantes et celles qui couvriront les besoins futures (horizon 2010).

2/ PRESENTATION:

La Ville de ZERALDA a une vocation agricole et touristique. La Ville de ZERALDA est une commune de la Daira de CHERAGUA et de la Wilaya d'Alger. Elle se situe à 30 Km au Nord d'Alger. La dynamique de développement de la capitale tend cependant à la transformer progressivement en une banlieue d'Alger.
La réalisation du tronçon de la rocade Sud venant de BEN-AKNOUN vers ZERALDA va accentuer cette tendance.

LES CARACTERISTIQUES DE LA VILLE:

- ZERALDA occupe une superficie de 104 Ha.
- sa population est de l'ordre de 17200 Habitants en 1981, elle sera de 20100 hab. en 85, de 23800 Habitants en 1990 et 26800 Habitants en 1995 et 33067 Habitants en 2000 et 46644 Habitants en 2010.

Le plan d'Urbanisme a prevu une Z.H.U.N(Zone d'Habitat Urbaine Nouvelle).
Le programme des logements à prévu:
- 400 logements pour la période 83 - 85
- 700 logements pour la période 86 - 90
- 1000logements pour la période 91 - 95.

Ce qui nous donne pour la période 83 - 95 :2100 logements.En plus de çela on a un certain programme d'équipement visant à améliorer le niveau de vie des habitants.
L'Industrie dans cette Ville est pratiquement inéxistante, l'Artisanat est presque inéxistante.
Les ≠ tes équipements sus-indiqués sont cités dans les tableaux servant à l'evaluation des besoins en eau.

SITUATION TOPOGRAPHIQUE:

La topographie de la Ville de ZERALDA présente par des terrains presques plats avec une très faible ≠ d'altitude entre les ≠ points de la Ville.

RESSOURCES :

Les ressources existantes:

- Oued MAZAFRAN assurant un debit de 2000 m3 /s
- 2 forages l'un se trouvant à l'entrée de la Ville debitants 17l/s, l'autre à la sortie assurant un débit de 3 l/s.

Les ressources existantes n'arrivent pas à couvrir les besoins actuels.

- Le present projet consiste à étudier la renovation du reseau existant et assurer l'alimentation complete de la ville de ZERALDA.

CLIMAT:

L'étude climatique est très necessaire pour toute étude en matière hydraulique afin de permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau en liaison avec l'étude géologique et pédologique.

ZERALDA a le même climat qu'Alger avec une pluviométrie moyenne et une température maximale de 45°C en été et minimale de 10°C on a donc un climat méditéranéen.

DEMOGRAPHIE:

D'aprés les recensements en 1981 la population est de l'ordre de 17200 habitants, elle servira comme année de référence pour les calculs, la population prévue en l'an 2010 est de l'ordre 46644 habitants.

Le taux d'accroissement moyen national est de 3,5 % (d'aprés le P.N.D).

La formule des intérets composés nous permet de déterminer la population à n'importe quelle année.

La formule est la suivante:

$$P = Po\ (1 + \alpha)^{t}$$

Po: population de base ou de référence

P: population future à la année, tout en se réferant à l'année de base(1981

α : taux d'accroissement (3,5 %)

t : nombre d'année séparant la date de réference à celle de l'horizon futur.

Population actuelle (1983) est de l'ordre de 18485 Habitants.

TABLEAU DE L'ACCROISSEMENT DEMOGRAPHIQUE

ANNEE	EVOLUTION de la POPULATION	AUGMENTATION
1981	17200	—
1985	19737	2537
1990	23442	3705
1995	27842	4400
2000	33067	5225
2010	46644	13577

L'implantation d'une Z.H.U.N est prévue et comportera 2100 logements. Le taux d'occupation est de 06 personnes par logement (d'après P.U.D).

On aura : 2100 X 6 = 12600 Habitants, la population globale pour l'horizon 1995 sera de: 27842 + 12600 = 40442 Habitants.

Pour l'horizon 2000 la population sera de: 46644 + 12600 = 59244 Habitants.

II . BESOINS EN EAU:

2.1- Besoins Domestiques.

Horizon	Population	Consomation Moyenne Journalière L/J/Hab.	Consomation Journalière m3/J.
1990	23442	150	3516,30
1995	27842	160	4454,72
2000	33067	170	5621,39
2010	59244	180	8395,92

2-2- BESOINS PUBLICS:

a) besoins scolaires:

Pour ZERALDA on a prévu pour l'an 1995 la construction de 2 E.F.S ; 1 E.F.E et 1 C.F.P.A dont les nombres d'élèves sont successivement 1200, 480 et 1600.

Nature de l'Etablissement	Nbres d'élèves	Rotation Journalière	Consomation Journalièrem3/J.
2. E.F.S	1200	80	96
1. E.F.E	480	70	33,6
2; C.F.P.A	1600	85	136
			265,6 m3/J.

2-3 BESOINS SANITAIRES:

Pour l'année 1995 une P.M.I est prévu, sa capacité est de 50 lits.

Nature de l'Etablissement	Nbres de lits	Consomation Specifique l/J/lit	Consomation Journalière m3 / J.
1. P.M.I.	50 lits	900	45
			45 m3/J.

2-4 BESOINS MUNICIPAUX:

Nature	Superficie m2	Consommation spécifique l/J/m2	Consommation journalière m3/J.
Administration	1150	10	11,5
Services et commerces	3880	5	19,4
			30,9 m3/J.

2-5 BESOINS DIVERS :

La consommation est peu importante vue que d'ici 1995 il n'y aura que l'implantation d'une mosquée et d'une crèche.

Nature	Consommation Journalière m3/J.
Mosquée	15
Crèche	30
	45 m3/J.

2-6 Bilan:

Nous résumons sur le tableau ci-dessous les ≠ consommations pour l'horizon 2010.

2-6 TABLEAU RECAPITULATIF -

Types de Besoins	Consommation m3/J.
Doméstiques	8395,92
Scolaires	266
Sanitaires	45
Municipaux	31
Divers	45
	8782,92 m3/J.

2-7 CONCLUSION:

Sans tenir compte des autres facteurs tels que la majoration saisonnière et les fuites dans les réseaux 8782,92 m3/J, est le débit nécessaire pour l'alimentation de la Ville ZERALDA.

C H A P I T R E .II.

1/ ETUDE DES VARIATIONS DU DEBIT:

Le débit varie suivant les ≠ tes consommations horaires, journalières et mensuelles. soit:

K1 : le coefficient de l'irrigularité de la consommation horaire qui est défini par le rapport entre la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire.

$$K1 = \frac{\text{consommation horaire maximale}}{\text{consommation horaire moyenne}}$$

soit K2: Le coefficient de l'irrigularité journalière qui est défini par le rapport entre la consammation journalière maximale et la consommation moyenne.

$$K2 = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation journalière moyenne.}}$$

Pour lasVilles d'importante moyenne

K1 = 2 , K2 = 1,5

le coefficient de pointe étant le produit entre K1 et K2

soit K3 = K1 K2 = 2 X 1,5 = 3

K2 = 1,5 qui tient compte des perts d'eau dans le réseau de distribution éstimées à 15% et d'une majoration de 30% (facteur de pointe saisonnière).

2/ VARIATION DE LA CONSOMMATION:

- la consommation moyenne journalière est le produit de la dotation (150 l/ J / ha) par le nombre d'habitations augmenté des besoins publics.
- la consommation maximale journalière est le produit de la consommation moyenne journalière par le coefficient K2.
- le débit de pointe horaire est égale à la consommation moyenne journalière divisée par 24 et multiplié par K3 (qui est le coefficient de pointe).

$$Q\ P\ h = \frac{\text{consommation moyenne journalière X K3}}{24}$$

(consommation de pointe)

Année	Besoins Domestiques m/3 J.	Besoins Publics m3/J.	Consommation moyenne Journalière m3/J.	K2	Consommation Maximale Journalière m3/J.	K1	Consommation de pointe m3/h.
1990	3516,30	387	3903,3	1,5	5854,95	2	487,92
1995	4454,72	"	4841,72	1,5	7262,50	2	605,22
2000	5621,39	"	6008,31	1,5	9012,47	2	751,04
2010	8395,92	"	8782,92	1,5	13174,38	2	1097,87

$$Q_P = \frac{8782,92 \times 3}{24 \times 3600} = \boxed{304,96 \text{ l/s}}$$

N.B : ce sont les besoins doméstiques qui varient d'années en année (à ces besoins viennent s'ajouter les besoins collectifs à savoir:

- les besoins sanitaires
- les besoins sociales et divers.

Ces besoins sont éstimés à 387 m3/J.

3- Etude comparative des ressources:

Actuellement la Ville de ZERALDA est alimentée par un réservoir semi-entré de côté 97,50 m dont la capacité de stockage est de 1000 m3. L'adduction au réservoi est une adduction de refoulement qui se fait à partir d'1 point situé à proximité de l'Oued MAZAFRAN de débit 173,61 l/s dont 150,46 l/s servent à l'alimentation des Villes cotières (STAOUALI-AIN BENIAN - SIDI-FERROUCH) .

Le reste c'est à dire 23,15 l/s alimenté la Ville de ZERALDA soit (2000 m3/J.).

Au debit de 23,15 l/s provenant du MAZAFRAN, 2 autres forages viennent renforcer le reseau. L'un se trouvant à l'entree de la ville debitant 17 l/s connecté directement au point de jonction du reseau de distribution, l'autre par contre se trouve à la sortie de la ville debite 3 l/s n'etant pas relié à la conduite principale.
En comparant ces ressources avec les besoins demandés, il s'avere que ces dernieres ne seront plus suffisantes à partir de 1990.
Notre etude ne s'est pas limitee à palier au deficit de la ville de Zeralda uniquement mais egalement les autres villes situees à l'aval de celle-ci.
Pour cela nous avons estimé les besoins globaux pour les villes concerneés à savoir (Zeralda qui est l'objet de notre étude, Staoueli, Ain-Benian I, et Sidi-ferruch.). Les besoins sont évalués à 35000 m³/j soit 0,405 m³/s. Tout en ayant en vue le barrage de Keddara qui sera operationnel à partir de 1986 (D'aprés DHWA) dont l'une de ces principales tâches est de repondre aux besoins D'AEP pour la ville d'Alger-est, qui elle même est alimentée actuellement à partir du MAZAFRAN.
A cet effet, nous avons decidé de prelever sur le debit (140.000 m³/j) refoulé sur Alger-est notre deficit (35000 m³/j) qui sera repris par le reservoir et vehiculé par la conduite Ø700 comme le montrera l'etude technico-economique.

CHAPITRE. III.

1- RESERVOIRS

1-1 UTILITE DU RESERVOIR:

Le réservoir est indispensable pour le bon fonctionnement d'un système d'A E P.
son rôle est :

* d'uniformiser la marche des pompes
* de desservir les abonnés en cas de déterioration des ouvrages à l'amont
* d'assurer aux heures de pointe les débits maximas demandés
* de régulariser les pressions dans les réseau de distribution
* de combattre éfficacement les incendies
* maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination
* lutter contre les fortes variation de températures.

1-2 Reservoirs existants.

Actuellement nous disposons d'un réservoir de capacité 1000 m3 ayant une cote de terrain de 97,50m.

côté du radier	côté du terrain	côté trop-plein	hauteur d'eau
97,10	97,50	101,50	4,0

1-3 CAPACITE DU RESERVOIR:

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortie du réservoir pendant les différentes heures de la journée. Le présent ouvrage nous permet de stocker l'eau pendant les heures de faibles consommations pour assurer les débits de pointe.
Il comporte une réserve d'incendie (120 m3), disponible à tout moment correspondant à l'extinction d'un sinistre évalué à 2 heures ,l'alimentation du réservo et la consommation sont continue sur 24 heures.

1-4 CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR:

Pour ce calcul on admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires suivants: qui dépendent de la population (nombre d'habitants) ainsi pour notre population qui compte 59.244 Ha nous aurons le tableau ci-dessous:

HEURES	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Pourcentages (ah)	3,0	3,2	2,5	2,6	3,5	4,10	4,5	4,9
HEURES	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
Pourcentages(ah)	4,9	5,6	4,8	4,70	4,4	4,1	4,2	4,4
HEURES	16-17	17-18	18-19	19-20	20-4	4-22	22-23	23-24
Pourcentages(ah)	4,30	4,10	4,50	4,50	4,50	4,8	4,6	3,30

Les coefficients horaires (ah) sont répartis suivant les différentes heures de la journée (voir le tableau de la page 10) et on doit les multiplier par $\frac{24}{100}$ pour les dépourcentager ainsi, pour une heure bien déterminée on prend le débit maximal horaire (Q Δt) et on le multiplie par son coefficient correspondant afin de trouver le volume consommé horaire (colonne 4) du tableau " DETERMINATION DU VOLUME DU RESERVOIR ". Ensuite nous faisons le cumul des volumes consommés d'une part et ceux apportés d'autre part (colonne 5 et 6); la différence entre les colonnes 5 et 6 nous donne les colonnes (7 et 8).

La somme en valeur absolue de la plus grande valeur positive et de la plus grande valeur négative augmenté de la réserve d'incendie nous donne le volume théorique du réservoir projetté.

Le débit maximal horaire est égale à :

$$Q \text{ max horaire} = \frac{Q \text{ max jour}}{24} = \frac{13174,38}{24} = 548,93 \text{ m3/h}$$

tous les résultats de calcul sont rapportés dans le tableau qui suit:

$$Vr = / V^{+}_{max} / + / V^{-}_{max} / + 120 \text{ m3}$$

$$Vr = 803,03 + 114,16 + 120 = 1037,19 \text{ m3}$$

taleau donnant les coefficients a_h
pour des intervalles de populations differents.

Population / heure	<10.000	10.001 ÷ 50.000	50.001÷100.000	> 100.000	Agglomeration rurale
0-1	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1-2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2-3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3-4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4-5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5-6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6-7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7-8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8-9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9-10	5,50	6,25	5,60	5,05	6,00
10-11	4,50	6,25	4,80	4,85	8,50
11-12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12-13	7,00	5,00	4,40	4,60	6,00
13-14	7,00	5,00	4,10	4,55	5,00
14-15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15-16	4,50	6,00	4,40	4,70	3,50
16-17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17-18	6,50	5,50	4,10	4,35	6,00
18-19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19-20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20-21	4,50	4,00	4,50	4,30	3,00
21-22	3,0	3,00	4,80	4,20	2,00
22-23	2,0	2,00	4,60	3,75	1,00
23-24	1,0	1,50	3,30	3,70	0,75

DETERMINATION DU VOLUME DU RESERVO

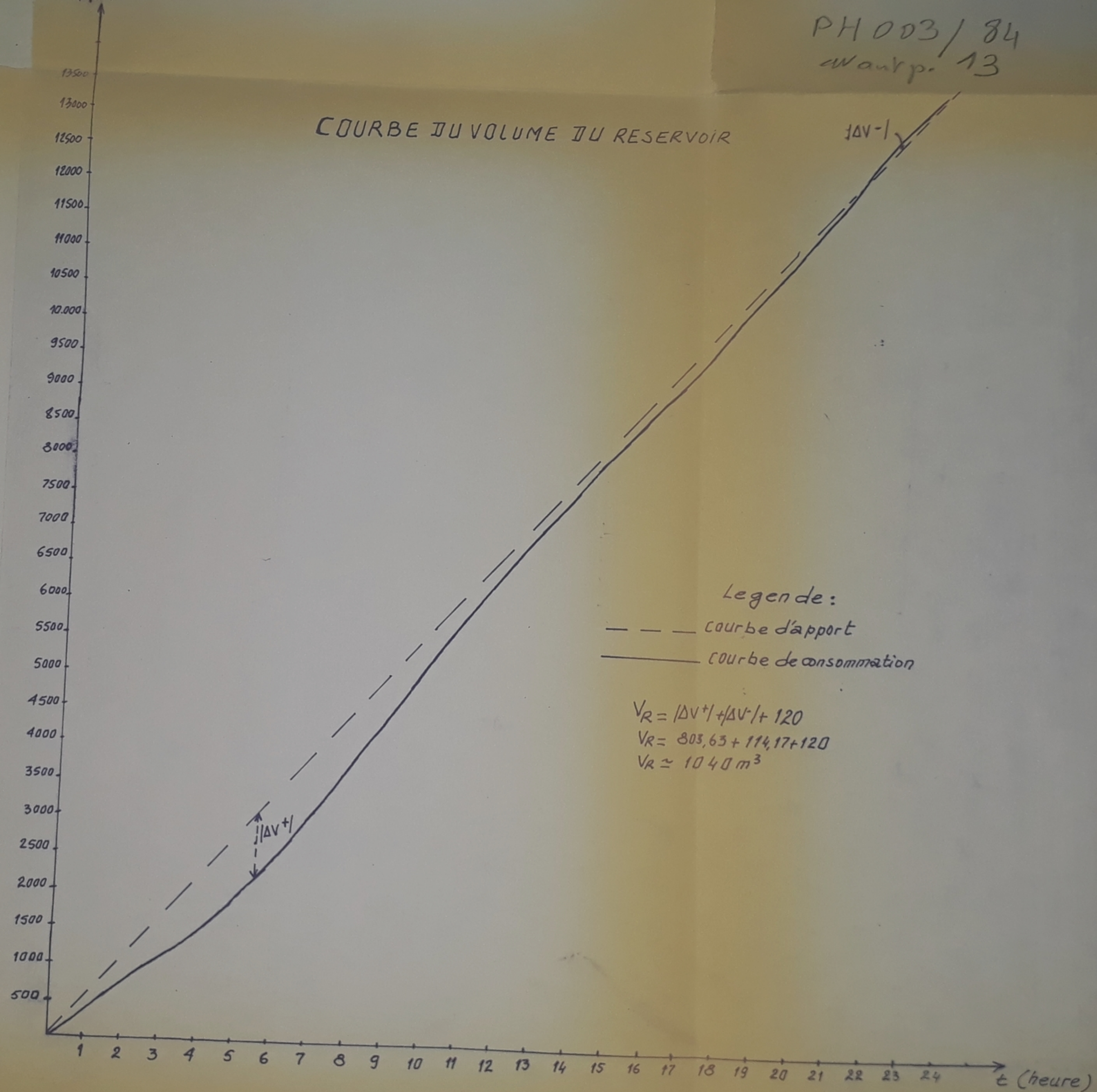
$\Delta t = 1h$	a_h %	VOLUMES (m^3)		VOLUMES CUMULES (m^3)		DIFFERENCE ΔV (m^3)	
		$Q.\Delta t$	$Q\Delta t a_h \cdot 0,24$	V_{apport}	$V_{consommé}$	ΔV^+	ΔV^-
0-1	3,00	548,93	395,23	548,93	395,23	153,7	
1-2	3,20	"	421,58	1097,86	816,81	281,05	
2-3	2,50	"	329,36	1646,79	1146,17	500,62	
3-4	2,60	"	342,53	2195,72	1488,70	707,02	
4-5	3,50	"	461,10	2744,65	1949,80	794,85	
5-6	4,10	"	540,15	3293,58	2489,95	**803,63**	
6-7	4,50	"	592,84	3842,51	3082,79	759,72	
7-8	4,90	"	645,54	4391,44	3728,33	663,11	
8-9	4,90	"	645,54	4940,37	4373,87	566,5	
9-10	5,60	"	737,76	5489,3	5111,63	377,67	
10-11	4,80	"	632,37	6038,23	5744,00	294,23	
11-12	4,70	"	619,19	6587,16	6363,19	223,97	
12-13	4,40	"	579,67	7136,09	6942,86	193,23	
13-14	4,10	"	540,15	7685,02	7483,01	202,01	
14-15	4,20	"	553,32	8233,95	8036,33	197,62	
15-16	4,40	"	579,67	8782,88	8616,00	166,88	
16-17	4,30	"	566,50	9331,81	9182,50	149,31	
17-18	4,10	"	540,15	9880,74	9722,65	158,09	
18-19	4,50	"	592,84	10429,67	10315,49	114,18	
19-20	4,50	"	592,84	10978,6	10908,33	70,27	
20-21	4,50	"	592,84	11527,53	11501,17	26,36	
21-22	4,80	"	632,37	12076,46	12133,54		57,08
22-23	4,60	"	606,02	12625,39	12739,56		**114,17**
23-24	3,30	"	434,75	13174,32	13174,31		0,01

$V_R = 803,63 + 114,17 + 120$
$= 1037,8 \simeq 1040\ m^3$

$V_{incendie} = 120\ m^3$

PH003/84
annexe 13

COURBE DU VOLUME DU RESERVOIR



Legende :

— — — courbe d'apport

——— courbe de consommation

$V_R = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| + 120$

$V_R = 803{,}63 + 114{,}17 + 120$

$V_R \simeq 1040\ m^3$

E_V : 1/50000

E_H : 1cm → 1heure

1-5: Etude Reservoir:

La capacite de notre reservoir est de $1000 m^3$, nous proposons le maintien de ce reservoir puisque La capacite du reservoir theorique (V_R) est de $1040 m^3$.

1-6: Etude du diametre interieur:

avec $V = 1000 m^3$

$h = 4m$ (hauteur d'eau dans le reservoir)

et pour un reservoir de forme cylindrique

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

$$4V = \frac{\pi D^2 . h}{4} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{V}{\pi . h}} = 2\sqrt{\frac{1000}{3,14 \times 4}}$$

$$D = 18,0 m$$

1-7 EQUIPEMENT DU RESERVOIR:

L'équipement du réservoir disposé dans la chambre de manoeuvre et autre, remplit diverses fonctions:
réception de l'adduction, départ de l'eau vers la distribution (trop plein,vidange by-passe et matérialisation de la réserve d'incendie).

1-7-1- Arrivée de la conduite d'adduction:

L'alimentation de notre réservoir seifait par surverse en chute libre pour provoque une oxygénation de l'eau souterraine du forage ce qui permet aussi d'avoir pour notre débit constant une altitude constante.

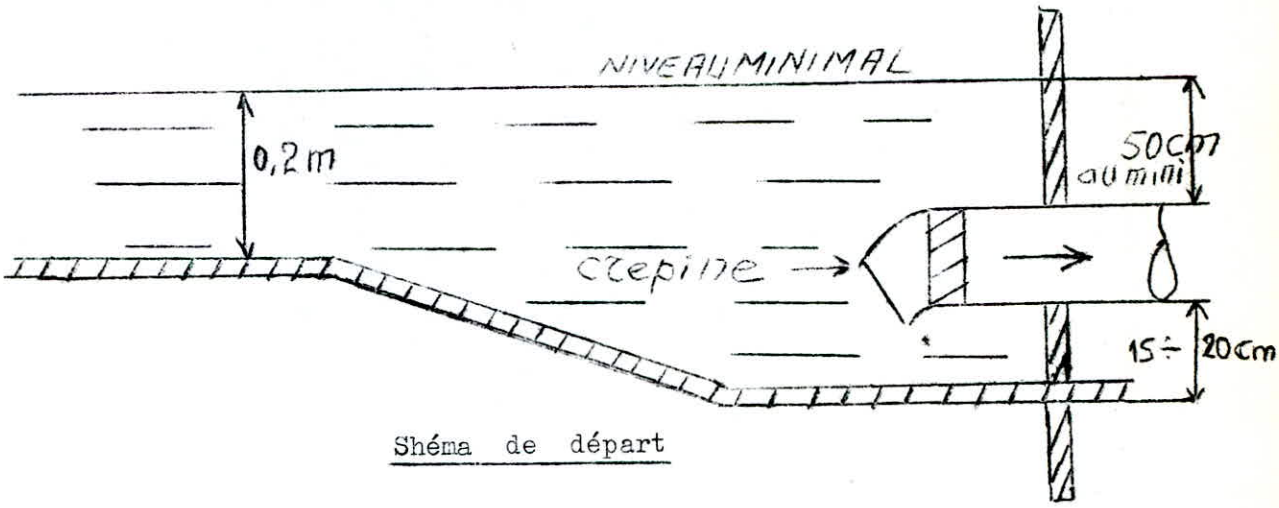
1-7-2- Robinet - Flotteur:

A l'arrivée de la conduite de refoulement on prévoit un robinet flotteur qui a pou but d'empêcher l'eau de surpasser son niveau maximal et provoquer des inondations. Il ne s'ouvre que lorsque l'eau déscend de son niveau maximal et se ferme quand elle tend à la dépasser.

1-73- Départ de la conduite de distribution:

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de l'arrivée.Il s'effectuera à 0,20 M au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues, des sables qui éventuellement pouraient se décanter dans la cuve. On prévoit aussi un minimum de 0,50 M au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'une baiss rapide de l'eau.
L'orifice de départ sera menu d'une crépine afin d'empêcher la pénétration des matières en suspension, en plus il sera nécessaire de prévoir un bobinet vanne juste au départ de la conduite pour avoir la possibilité d'isoler le réservoir en cas d'accident.

Pour faciliter le nettoyage du réservoir, le radier est réglé en pente vers le puisard ou prendra naissance le départ.



Shéma de départ

1-7-4- TROP - PLEIN:

On doit avoir une conduite pouvant évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. lorsque le robinet flotteur ne fonctionne plus, la section transversale dela conduite doit être disposer selon un plan horizontal situé à une distance H au dessous du niveau max. succeptible d'être atteint dans la cuve . Elle doit avoir au départ un envasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un deversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous un lame d'eau h. Le débit évacué dans ces conditions est donné par la formule:

$$Q = 27,82\ 8\ \mu R h^{3/2}$$

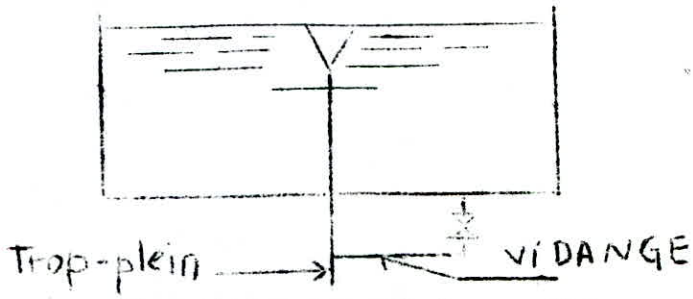
$$0,393 < \mu < 0,415 \quad \text{quand} \quad 0,5 < \frac{h}{R} < 0,2$$

on peut prendre : $Q = 11,15\ R\ h^{3/2}$

- la cavalisation du trop plein débouchera à un exutoire voisin mais l'exposition de l'eau à la pollution et à l'introduction d'un insecte qui pouvaient aussi pénétrer dans le réservoir est à craindre. Pour cela pour une question de sécurité on ménagera un point hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon du Trop-Plein.

1-7-5 - VIDANGE:

La conduite part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du Trop-Plein, elle comporte un robinet - vanne.



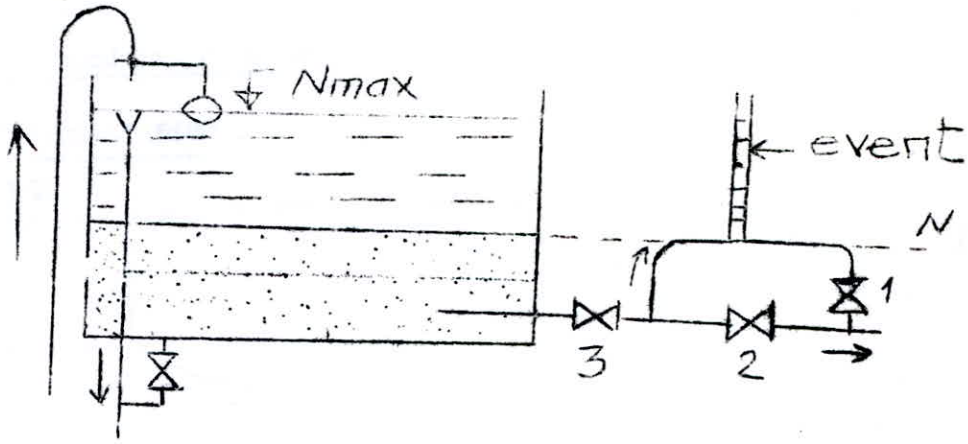
Disposition Trop-Plein - Vidange.

1-7-6 -Réserve d'incendie:

La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre afin d'éviter d'une part la stagnation de cette réserve dans la cuve et d'autre part à ce qu'elle ne soit pas utilisée dans la distribution. Ainsi le dispositif le plus souvent utilisé est constitué par un syphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint: en service normal, 1 est ouvert et 2 est fermé, si le niveau dans le réservoir est atteint le syphon se désamorce grace à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée .

(voir shéma ci-aprés)

MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE

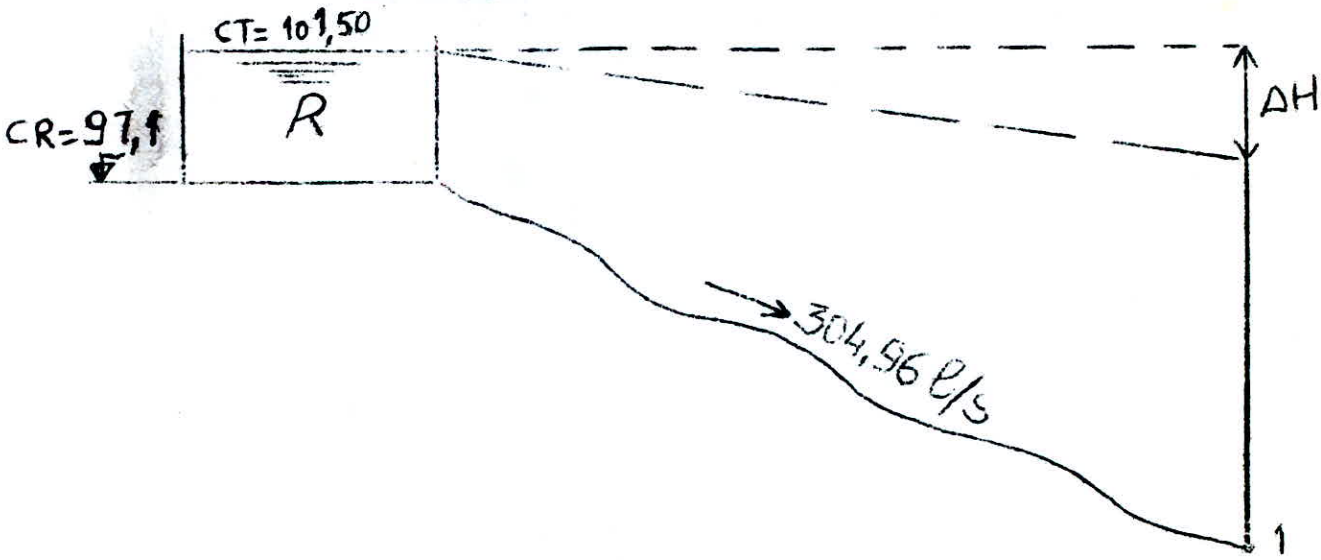


en service normal, 1 est ouvert et 2 fermé. si le niveau dans le reservoir devait descendre en N, le siphon se desamorcerait grâce à l'event ouvert à l'air libre et la reserve ne serait pas entammée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir 2. tout en restant imprenable, la tranche d'eau constituant la reserve se trouve ainsi constamment renouvellée.
Il est bon de prevoir un 3e robinet vanne 3 normalement ouvert qui permet de reparer 1 ou 2 en cas de besoin.
La vanne 2 sera de preference une vanne-papillon à ouverture rapide et commandée electriquement.

C H A P I T R E IV:

1- La conduite d'Amenée:

1-1 PRESENTATION :



Shéma de la conduite d'amenée

CR = côte du radier en (m)

CT = côte trop-plein (m)

Q = débit (l/s)

ΔH: pertes de charges le long de la conduite

P1: pression au point 1 (m)

R: réservoir

1-2 CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE:

Le diamètre de la conduite d'amenée sera calculé en choisissant une vitesse raisonnable comprise dans la gamme (0,4 ÷ 1,4 m/s

prenons 1,20 m/s

$Q = V.A$ A: aire de la section circulaire de la conduite (m2)

$$Q = V \frac{\Pi D2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4\,Q}{\Pi V}} = 2\sqrt{\frac{Q}{\Pi V}} = 2\sqrt{\frac{304{,}96 \times 10^{-3}}{3{,}14 \times 1{,}20}} = \boxed{0{,}57 \text{ m}}$$

Donc nous aptons pour un diamètre normalisé supérieur soit 600 Mm.

La nouvelle vitesse sera donc de:

$$V = 4\,\frac{Q}{\Pi D2} = \frac{4 \times 304{,}96}{3{,}14.\ (0{,}60)^2} = \boxed{1{,}08 \text{ m/s}}$$

1-3 CALCUL DES PERTES DE CHARGES:

La méthode simplifiée de la théorie dela longueur fluidodynamique de notre professeu Mr GEZA LAPRAY va nous permettre de calculer les pertes de charges entre le réservoi et le point de jonction 1.

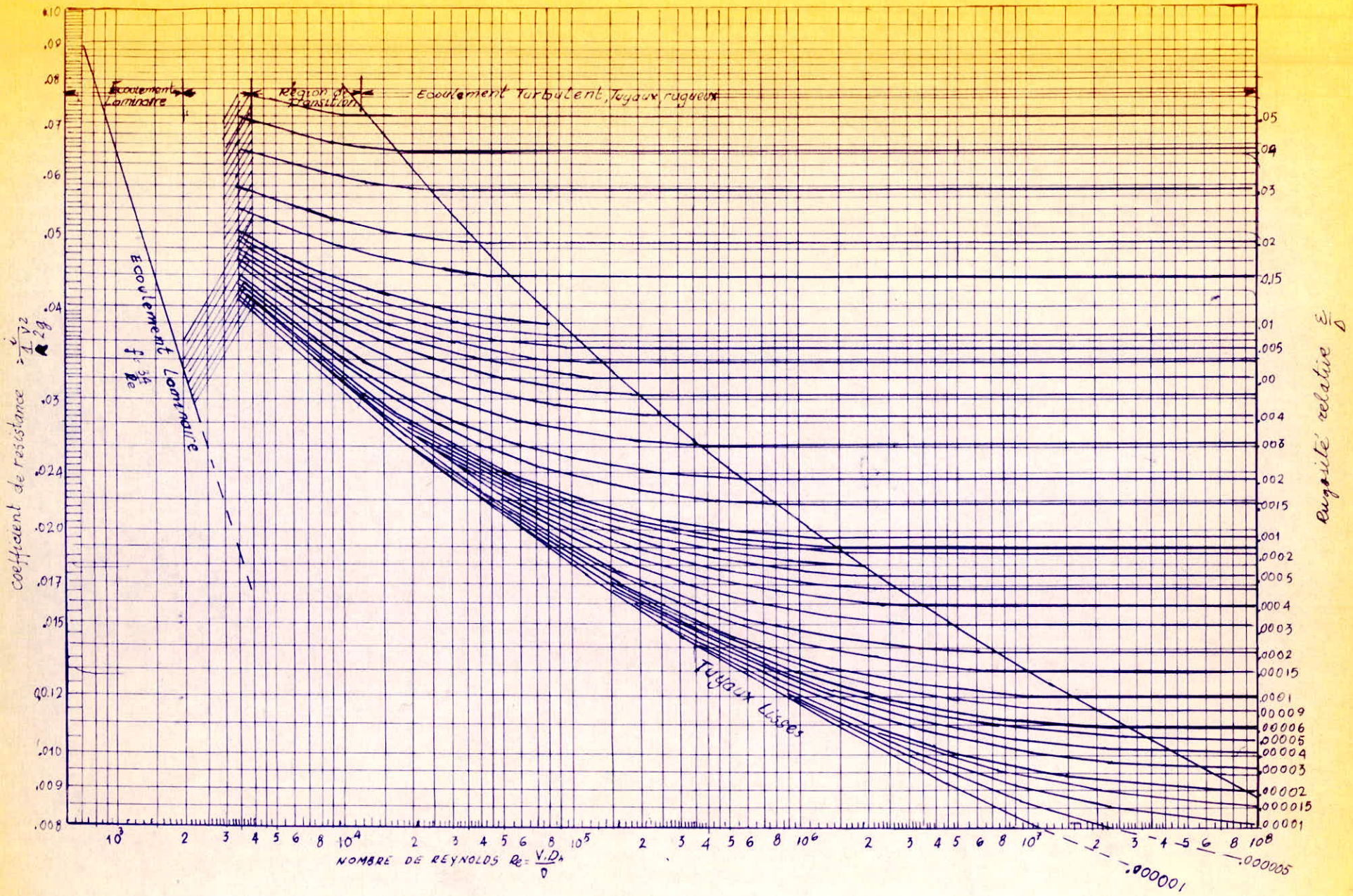
$$Re = \frac{V\,D}{\nu} = \frac{1{,}08 \times 0{,}60}{10^{-6}} = 0{,}648\ 10^{6}.$$

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

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0{,}001}{0{,}600} = 0{,}0017$$

D'après le diagramme de MOODY le régime est turbulent rugueux.

Diagramme de Moody



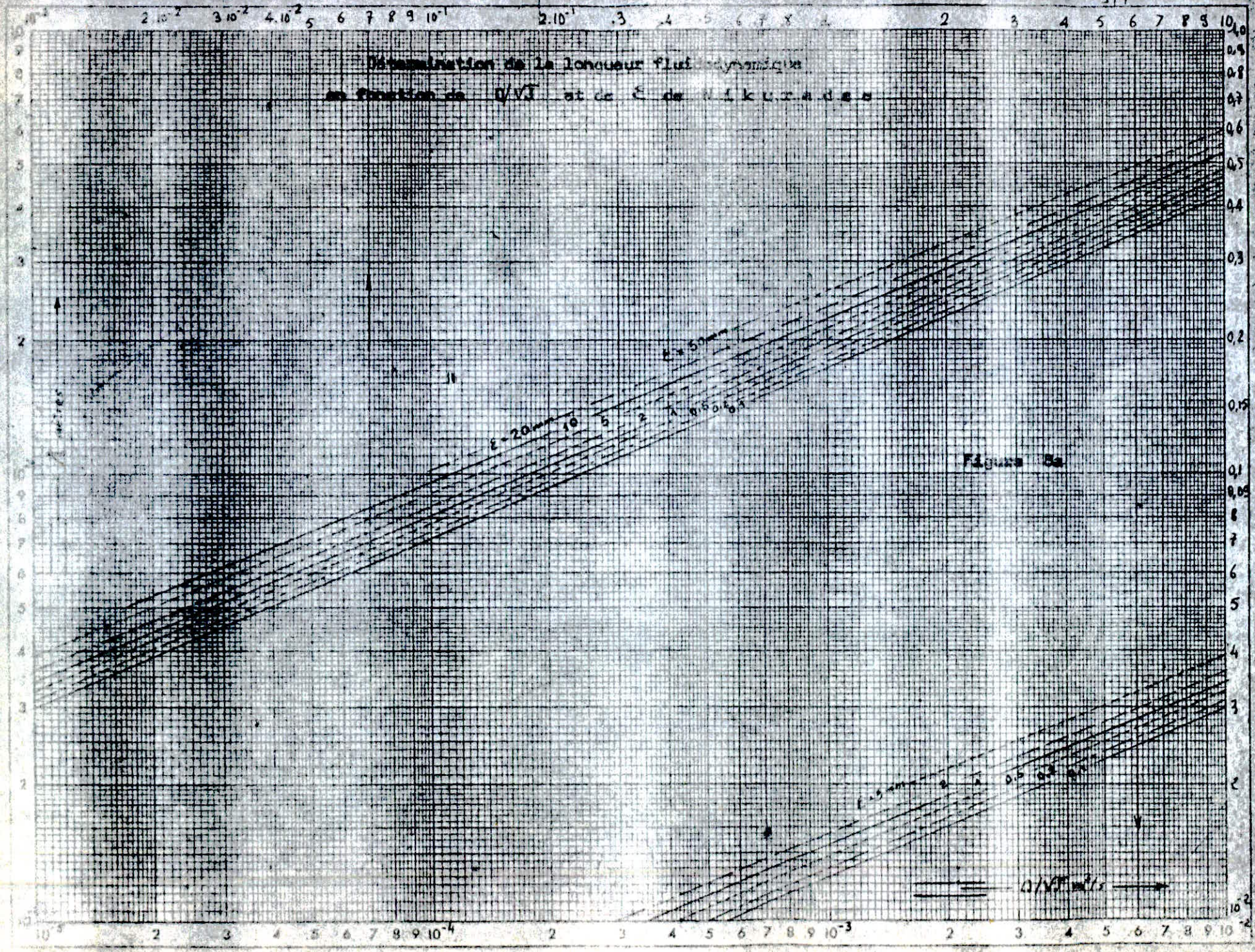

Détermination de la longueur flui dynamique
en fonction de Q/√J et de ε de Nikuradse
ε = 50 mm
ε = 20 mm
ε = 5 mm
Q/√J m³/s

Figure 8a

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,60}{1,539} = 0,3899 \quad \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \quad \frac{Q}{\sqrt{J}} = 6,43$$

$\varepsilon = 1$ MM

on a $\frac{Q}{\sqrt{J}} = 6,43 \rightarrow \frac{Q^2}{J} = 41,3449$

donc $J = \frac{Q^2}{41,3449} = \frac{(0,30496)^2}{41,3449} = 0,002249$

Or la longueur équivalente est estimée à 15% de la longueur géométrique , donc les pertes de charges seront:

$$\Delta Ht = Jr.\ 1,15\ Lc = 0,002249 \times 1,15.\ 2000 = 5,17m$$

1.3.1. VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE:

Dans le cas de la méthode classique les pertes de charges totales sont égales à la somme des pertes de charges singulière (vannes, robinets, coudes, changements de directions etc...) et des pertes de charges dues aux frottements le long des conduites.

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Les pertes de charges suingulières peuvent être exprimées par la longueur équivalente dela conduite appelée (Lc) lors du passage d'un débit Q de sorte que d'après DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_s = \frac{Lc.}{D} \frac{V^2}{2g} \ (m)$$

où f : le coefficient de frottement

D : est le diamètre de la conduite (m)

Lc : est la longueur équivalente (m)

V : est la vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

Les pertes de charges dues aux frottements sont données par:

$$\Delta Hf = f . \frac{L}{D} . \frac{V^2}{2g}.$$

Mais dans notre cas les pertes des charges suingulières sont estimées à 15% des pertes de charges dûés aux frottements donc

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

En régime turbulent rugueux comme notre cas le coeifficient (f) ne dépend que dela rugosité relative ($\frac{\varepsilon}{D}$)

donc d'après NIKURADZE:

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

avec ε = 1mm

D = 600 mm

$$f_N = (1,14 - 0,86 \ln \frac{1}{600})^{-2}$$

$$f_N = (6,64135)^{-2} = \frac{1}{(6,64135)^2} = 0,022672$$

or $$\Delta Ht = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donc $$\Delta Ht = 1,15 \times 0,022672 \times \frac{2000}{0,600} . \frac{(1,08)^2}{2.9,8}$$

$$\boxed{\Delta H_t = 5,17 \text{ m}}$$

donc pour les deux méthodeson a ΔHt = 5,17 m

NB: Vu L'etat neuf des conduites on a pris ε = 1mm

C H A P I T R E - V -

1- Calcul technique-économique de la conduite de refoulement:

1-1: I N T R O D U C T I O N:

Il s'agit d'une adduction par refoulement dont le captage se fait à partir d'un forage qui se situe à un niveau inferieur à celui du réservoir de mise en charge. On disposera donc d'une station de pompage qui relevera donc ces eaux.

1-2: ETUDE TECHNIQUE:

Le cheminement imposé d'une part par la position du réservoir de mise en charge du point de captage et de l'autre part par le relief, qui est irregulier. La contre pente est donc inévitable. Le captage étant situé en un point bas, il y'a lieu d'avoir une adduction par refoulement jusqu'au point le plus haut où sera placé un réservoir de mise en charge et d'où prendra naissance l'adduction par gravitation et ce jusqu'au réservoir d'accumulation.
L'étude technico-économique se fera uniquement pour l'adduction de refoulement puisque'les frais d'exploitation n'existent que pour ce cas.

1-3: ETUDE ECONOMIQUE (calcul du diamètre économique).

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.
En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même delit à relever, plus la P.D.C est grande; ce qui nécessite un moteur d'entraînement puissant donc l'énergie sera importante.
Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique résultant d'un compromis entre les 2 tendances suivants:

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation décroissent quand le diamètre augmente.

Il y'a donc interêt de choisir le diamètre qui permettera d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation c'est ce qu'on appellera:
(diamètre économique).

1-3: CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE:

1-3-1 CHOIX DU TYPE DE TUYAUX.

Toutes les conduites ont été prises en acier. Généralement, dans les adductions on utilise des conduites en fonte, en acier ou en amiante ciment.
Le choix des tuyaux en acier s'est imposé vu leur disponibilité sur le marché. Outre cela, les tuyaux en acier n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte des posseder des joints présentant une certaine élasticité. L'élasticité du tuyau lui-même est suffisante pour se prêter aux efforts divers auquels les canalisations seront exposés en service.

1-4: DETERMINATION DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE DE REFOULEMENT:

La hauteur géométrique de refoulement est égale à la différence de côte entre le niveau maximal de refoulement et le niveau rabattu en pompage au debit correspondant. Les caracteristiques de refoulement sont les suivantes:

Q = 0,4051 m3 / S.
L = 1472,5 m

La colonne d'eau dans le réservoir de mise en charge est de : 4 m.
Nous préconisons une alimentation par surverse (hs = 0,5 m)
côte du trop plein C T P : 66,00 m (reservoir de reprise)
côte d'arrivée : 165,35 m
Hg = côte d'arrivée - C T P (RR)
= 165,35 - 66,00 = 99,35 m

1-5: CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE:

Le choix est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes differentes et qui sont exposées comme suit:

La relation de B O N I N :

$D = \sqrt{Q}$ ou D en (M)
Q en m3/S

$Q = VA = V\frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4}{\pi} = 1,273 m/s$

$D = \sqrt{Q}$ (BONNIN " Hydraulique Urbaine ")

Cette vitesse est plus économique que celle de BRESSE qui est de l'ordre de 0,566m/S. La relation de BONNIN nous donne une approche au diamètre économique, ou se fixera une serie de trois ou quatre diamètre sur laquelle portera notre étude technico - économique proprement dite.

Enfin, un tableau comparatif nous permettera de fixer notre choix.

1-6 : CHOIX DE LA RUGOSITE:

Le vieillissement de la canalisation entraîne une augmentation de la rugosité et par ordre de conséquence une diminution relative du debit estimée à 10 %.

1-7: PERTES DE CHARGES:

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de DARCY-WEISBACH.

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

Pertes de charges lineaires:

$$\Delta H = J.L$$

Pertes de charges singuliers:

$$\Delta H \text{ sing} = 0,15 \, \Delta H \text{ Lineaire.}$$

Perte de charge totale:

$$\Delta H_t = \Delta H_{Lineaire} + \Delta H \text{ sing}$$

$$\Delta H_t = J.L + 0,15 J.L$$

$$\Delta H_t = 1,15 J.L$$

Dh: diamètre dela conduite en (M)

V: vitesse de l'eau en (M/S)

F: coefficient de P.D.C donné par la formule de COLEBROOK:

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

En partant de Fr qui est le coefficient de P.D.C donné par la formule de NIKURADZE:

$$Fr = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{Dh} \right) - 2$$

Re = Nbre de REYNOLDS

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

ν : viscosité cinématique de l'eau

$\nu = 10^{-6}$ m2/s

ε : rugosité

$\varepsilon = 10^{-3}$m(tenant compte de l'état dans lequel sera la conduite aprés un certain temps de fonctionnement. Ce qui conduit par suite de corrosion et d'incrustation à augmenter la rugosité par ordre de conséquence le coefficient de p.d.c).

1-8: DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE:

$$Hmt = Hg + \Delta Ht$$

Hg étant la hauteur géométrique $\Delta Ht = 1,15 \Delta H_L = 1,15 J.L$

(p.d.c dûes aux frottements)

1-9: DETERMINATION DE LA PUISSANCE :

$$P = \frac{9,81\ Q.\ Hmt}{\eta}$$

g = 9,81 m/S^2 (acceleration de la pesanteur)

Q = 0,4051 m3/S (debit de l'adduction complémentaire qu'on a prévu).

η = 0,70 (c'est le rendement en %)

η = 70 %

1-10: AMORTISSEMENT ANNUEL:

La durée d'exploitation de la conduite est estimée à 30 ans, dont l'amotissement annuel sera égal au prix total de la conduite divisé par 30. .

L'annuité est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$ où:

i = taux d'annuite; i = 8 % (adopté en Algerie)

n: nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

d'où: $A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088027$

2- CALCULS:

Sachant le debit d'exploitation qui est 0,4051 m^3/S avec l'application de la formule de B O N N I N.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,4051} = 0,636 \text{ M} \qquad 636 \text{ MM}$$

prenons le diamètre normalisé D = 600 MM, faisons une étude économique en prenant les diamètre normalisés légerement supérieurs et inferieurs à celui que nous venons de calculer (600 MM).

La plus petite somme du prix avec annuité et frais d'énergie nous donne le diamètre le plus économique.

Les résultats de calcul sont portés sur les tableaux suivants:

TABLEAU DONNANT LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE DE REFOULEMENT

D(MM)	Q(m3/s	R	fr	fc	L(M)	$J = \frac{8 f Q^2}{g \pi^2 D^5}$	$Dh_1 = J.L$	$\Delta Ht = 1,15 \times \Delta H_L$	HMT = Hg+ Δ Ht Hg = 99,35 M
500	0,4051	1,0321019 x 10^6	0,02378	0,02378	1472,5	0,010329	15,21	17,49	116,84
550	"	0,938274464 x 10^6	0,02319	0,02319.	"	0,006254	9,21	10,59	109,94
600	"	0,86008 4925 x 10^6	0,02267	0,02267	"	0,003957	5,83	6,70	106,05
650	"	0,793924546 x 10^6	0,02221	0,02221	"	0,002598	3,83	4,40	103,75
700	"	0,73721565 x 10^6	0,02179	0,02221	"	0,001794	2,64	3,04	102,39

NOTA : R.T.R: (regime turbulent rugueux)

f r: coefficient de p.d.c. de NIKURADZE : $fr = (1,14-0,86 \ln \frac{\varepsilon}{Dh})^{-2}$

fc : coefficient de p.d.c de COLEBROOK. (

(quand le régime se trouve en transition)

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

FRAIS D'EXPLOITATION:

η = 70 %

D(MM)	H M T (M)	Puissance PENKW $P = \frac{9,81 \ Q \ H \ M \ T}{\eta}$	Energie annuelle E=P x 24 x 365	Prix de l'Energie e = 0,19 DA le K W h
500	116,84	663,32	5810683,2	1104029,81
550	109,94	624,15	5467554,0	1038835,26
600	106,05	602,06	5274045,6	1002068,66
650	103,75	589,01	5159727,6	980348,24
700	102,33	580,95	5089122,0	966933,18

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D (MM)	Prix au mL (DA)	L (M)	Prix de la conduite (DA)	ANNUIETE (DA)
500	628,45	1472,5	925392,625	925392,625 x 0,088827 = 82199,85
550	656,07	"	966063,075	966063,075 x 0,088827 = 85812,48
600	686,72	"	1011195,2	1011195,2 x 0,088827 = 89821,44
650	724,34	"	1066590,65	1066590,65 x ,0088827 = 94742,05
700	741,00	"	1091122,5	1091122,5 x 0,088827 = 96921,14

B I L A N :

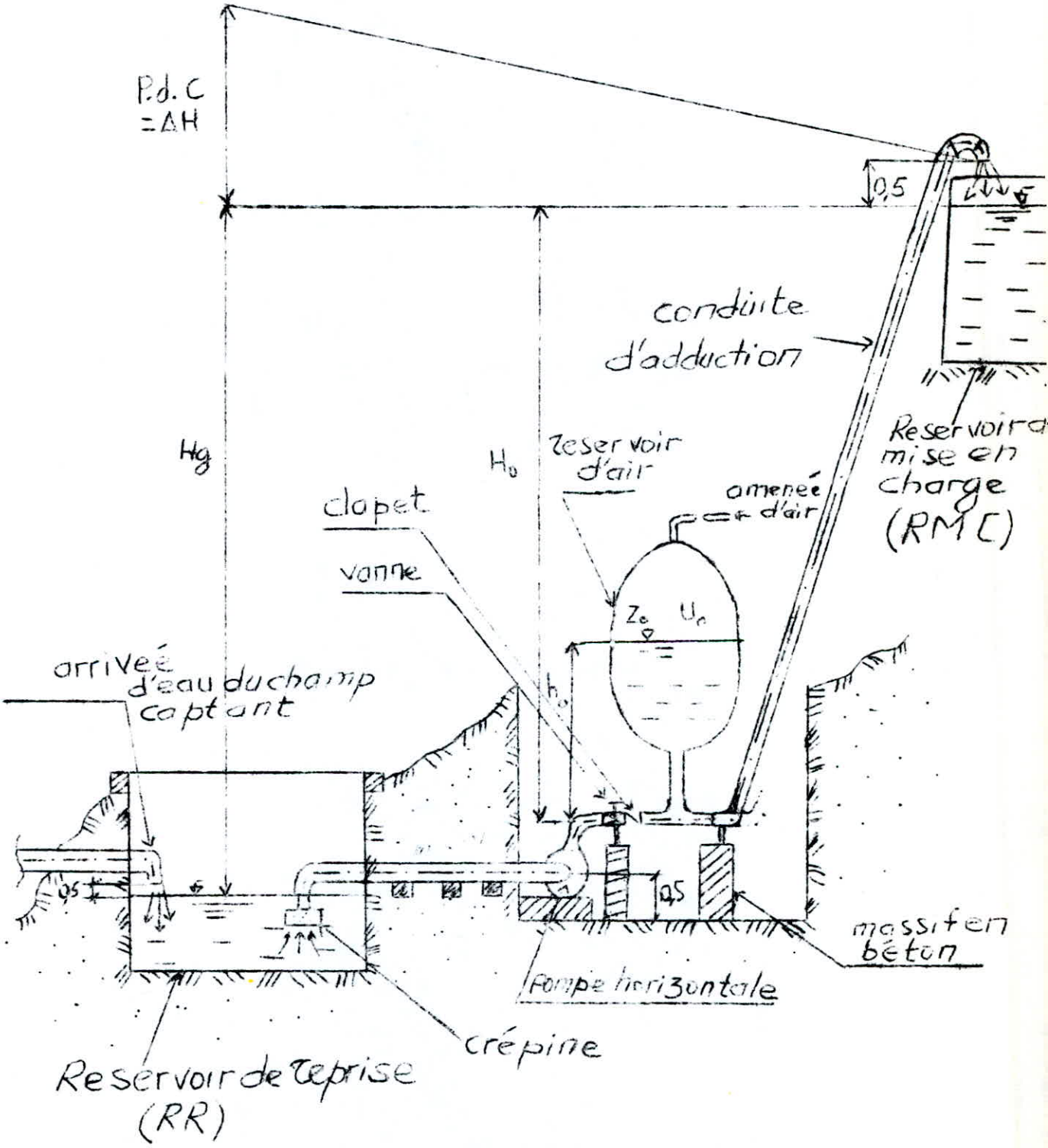
Diamètre (MM)	500	550	600	650	700
Amortissement	82199,85	85812,48	89821,44	94742,05	96921,14
Exploitation	1104029,81	1038835,26	1002068,66	980348,24	966933,18
TOTAUX	1186229,66	1124647,74	10918901,1	1075090,29	1063854,32
Diamètre Economique					D économique

Le diamètre économique est D = 700 Mm notre conduite est en acier doux soudable: notre choix de l'acier repose sur les critères suivants :

- plus légers que les tuyaux en fonte d'où économique pour le transport
- ils présentent une grande pression de service qui,est de l'ordre de 50 bars environ
- ils permetent une pose beaucoup plus souple. Le joint entre tuyauteries s'effectue bout à bout par simple soudage.

Ce pendant ces tuyaux en aciers sont très sensible à la corrosion, ils doivent donc être revêtus interieurement et exterieurement (enduit au bitune).

SCHEMA D'ADDUCTION RR-RMC



Chapitre VI :

1- caracteristiques de la conduite de refoulement :

formules utilisées :

$$\Delta H = f(Q)$$

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \; ; \text{ avec } \Delta H_S = 0{,}15\,\Delta H_L$$

donc :

$$\Delta H = \Delta H_L + 0{,}15\,\Delta H_L = 1{,}15\,\Delta H_L$$

$$J = \frac{f}{D_h} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{(formule de DARCY-WEISbach)}$$

avec : $V = \frac{Q}{A}$ on aura :

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{2A^2 g} \; ; \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \; ; \; J \text{ sera egal à :}$$

$$J = \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{2g\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2} = \frac{8 f Q^2}{g \pi^2 D^5}$$

$D = 0{,}7m$; $g = 9{,}81 m/s^2$; $L = 1472{,}5m$

ayant J, on pourra calculer ΔH_L et ΔH_S.

f donné d'aprés NIKURADZE est :

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

f donné d'aprés NIKURADZE S'Applique pour le regime turbulent rugueux.

Si le regime d'écoulement est en transition, on applique f donné d'aprés Coolebrook :

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

tous les calculs sont rapportés au tableau qui suivra

Tableau des caractéristiques de la conduite de refoulement D = 700Mm ε = 1Mm;

$\frac{\varepsilon}{Dh} * \frac{1}{700} = 0,0014$ L = 14725.

Q (m3/s)	Q (m3/h)	Re	Fr	Fc	$J=8 \frac{F \; Q^2}{g \pi^2 D^5}$	$\Delta H_L = J.L$ (m)	$\Delta Ht=1,15 \Delta HL$ (m)
0,110	396,00	200080,50	0,02168	0,02301	0,000137	0,20	0,23
0,130	468,0	236458,77	0,02168	0,02285	0,000190	0,28	0,32
0,135	486,11	245553,34	0,02168	0,02282	0,000204	0,30	0,35
0,14	504	254647,90	0,02168	0,02279	0,000219	0,32	0,37
0,16	576	291026,18	0,02168	0,02270	0,000286	0,42	0,48
0,18	648	327404,45	0,02168	0,02260	0,000360	0,53	0,61

Chapitre VII

CHOIX DE POMPE:

Nous avons équipé notre station de 3 pompes identiques à axe horizontale placées en parallèle, tout en maintenant la H M T constante et en prenant le débit refoulé par une seule pompe. nous avons prevu egalement une 4e pompe de même type qui servira de secours.

CHOIX DU TYPE DE POMPE:

Le choix du type de pompe est fonction du débit à refouler Q et de la hauteur d'élévation totale H m t.

- Caracteristiques de refoulement:

  Q = 35 000 m3/J = 1458,33 m3/ h.

  Hmt = 102,39 M.

du catalogue K S B pour les pmopes à axe horizontal, nous déterminons la pompe répondant aux caractéristiques sus-indiquées.

- pompe R D L 200 - 620
- nombre de tour par minute 1450 t/min.
- diamètre de la roue Ø. 590 Mm.
- le rendement 69%

La courbe caracteristique (Q'/H') de la pompe est représentée sur la (fig 1).
Sur la courbe de (fig 1) nous avons le point P de débit Q = 486,11 m3/h et H = 102,39 M qui représente le point de fonctionnement désiré.
La courbe (Q'/H') passe un peu plus haut que notre point de fonctionnement désiré et coupe la caractéristique de la conduite de refoulement au point P'.
Vu la différence qui existe entre les points P et P' on étudiera les différentes possibilités de les rapprocher.

1 ere SOLUTION:

Si on accepte le point de fonctionnement P' on doit diminuer le temps de pompage.

pour le point P' on a : $\begin{cases} Q = 552 \text{ m3/h} = 153{,}33 \text{ l/s} \\ H = 100 \text{ M} \end{cases}$

pour le point désiré P on a: $\begin{cases} Q = 486{,}11 \text{ m3/h} = 135{,}03 \text{ l/s;} \\ H = 102{,}39 \text{ M.} \end{cases}$

Le volume entrant dans le réservoir pendant 24 h est:

$$V = 486{,}11 \times 24 = 11666{,}64 \text{ m3}$$

ce qui donne un temps de pompage de :

$$t = \frac{11666{,}64}{0{,}15333 \times 3600} = 21{,}14$$

$$\boxed{t = 21 \text{ h}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera de :

$$Np_1 = \frac{9{,}8\ Q.H}{\eta} = \frac{9{,}8 \times 0{,}153 \times 100}{0{,}683} = 219{,}53 \text{ kw}$$

en majorant de 10% on aura:

$$Np_1 = \boxed{241{,}5 \text{ Kw}}$$

2 eme SOLUTION:

La 2eme solution consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de char égale à P P''' où:

PP''' = 106,8 - 102,39 = 4,41 m

Cette perte de charge provoque une augmentation de d en gardant le débit désiré et par ordre de conséquence un gaspillage d'énergie.

La puissance de la pompe sera dans ce cas égale à :

$$NP_2 = \frac{9,8 \times 0,135 \times 106,8}{0,688} = 205,37 \text{ Kw}$$

en majorant de 10% nous aurons:

$$NP_2 = 225,91 \text{ Kw}$$

3mme SOLUTION:

Si l'on désire faire passer (Q'/H') par le point P,la solution consiste à rogn la roue de la pompe.

Appliquons les relations suivantes:

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

où:

d est le diamètre de la roue rognée, ce diamètre rogné devra correspondre au déb Q désiré.

en posant : d = m.D

m étant le coefficient de rognage, l'expression (1) devient:

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{1}{m2}$$

En se réferant à la (fig 1) on peut déduire des triangles semblables OPQ et OP''Q' la relation suivante:

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} \quad (2)$$

d'après la relation (1) $\frac{Q'}{Q} = \frac{1}{m2}$

donc: $Q' \; m2 = Q \Rightarrow m2 = \frac{Q}{Q'} \Rightarrow m = \sqrt{\frac{Q.}{Q'}}$

sachant Q = 486,11 m3/h; en se referant à la (fig 1) nous pouvons lire aisemment la valeur Q' = 499 m3/h.

$$m = \sqrt{\frac{Q.}{Q'}} = \sqrt{\frac{486,11}{499}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage sera donc de :

1 - 0,99 = 0,01 soit 1%

ainsi nous pourrons tracer la nouvelle courbe (Q'/H') par points; car on a:

OP = m2. OP''

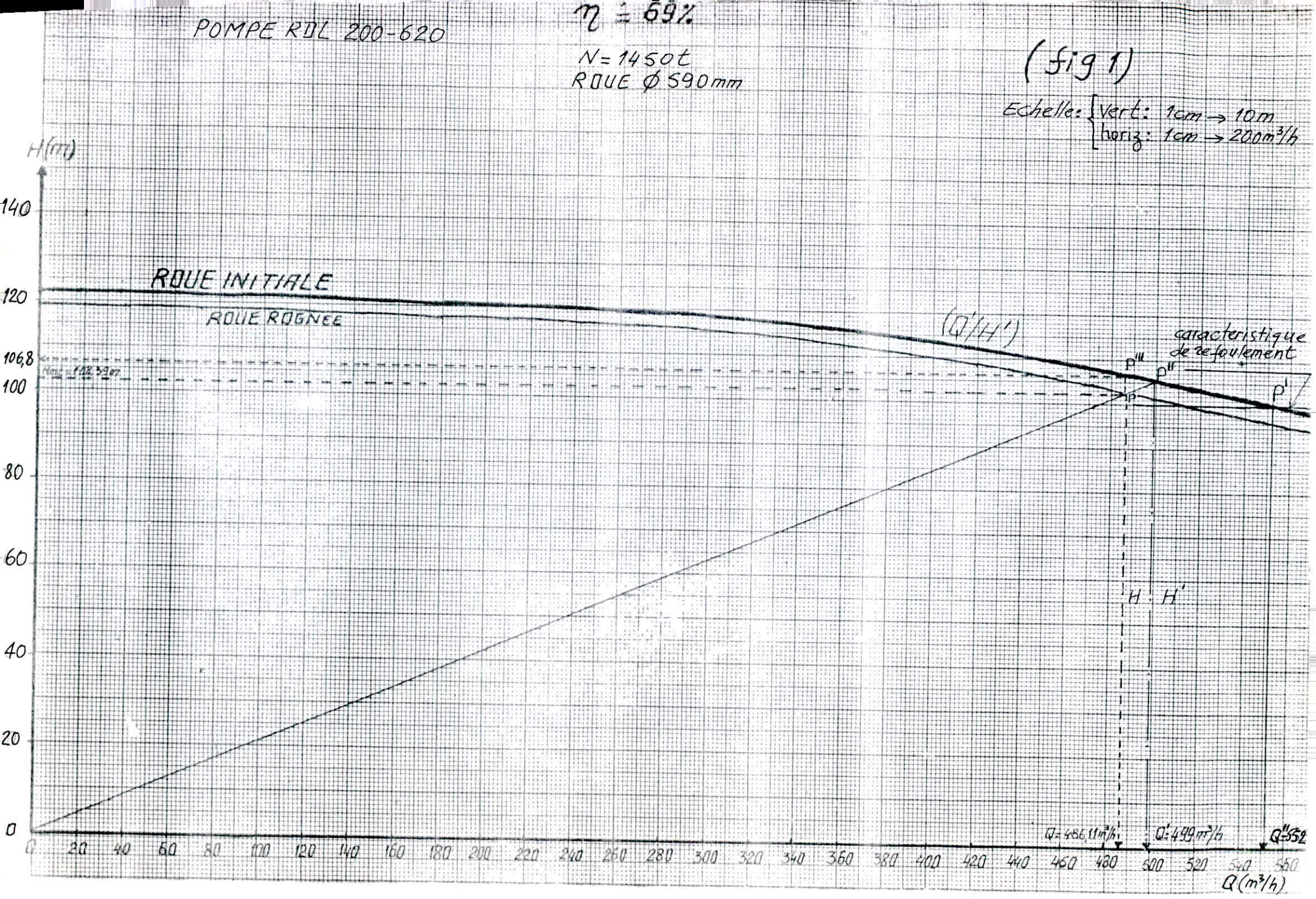
Le diamètre de la roue rognée est:

d = 0,99 x 590 = 584,1 Mm

La puissance absorbée par la pompe dans ce cas est alors de:

$$NP_3 = \frac{9,8 \times 0,135 \times 102,39}{0,69} = 196,32$$

on majorant de 10% on aura NP_3 = 215,95 kw


POMPE RDL 200-620
η ≈ 69%
N = 1450t
ROUE Ø 590mm
(fig 1)
Echelle: vert: 1cm → 10m
horiz: 1cm → 200m³/h
H(m)
ROUE INITIALE
ROUE ROGNEE
(Q'/H')
caracteristique de refoulement
P'''
P''
P'
P
H
H'
Q = 486,11 m³/h
Q' = 499 m³/h
Q'' = 552
Q (m³/h)
140
120
106,8
100
80
60
40
20
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280
300
320
340
360
380
400
420
440
460
480
500
520
540
560

C O N C L U S I O N:

La puissance absorbée en rognant la roue est inférieure à celles absorbées de la 1ere et 2eme solution.
Vu cette différence nous optons pour la 3eme solution qui consiste au rognage de la roue avec un pourcentage de 1%.

chapitre VIII

RESERVOIR DE MISE EN CHARGE (R M C):

1-INTRODUCTION:

Le réservoir de mise en charge n'est autre qu'un réservoir de passage. Sa capacité est basée sur la necessité de maintenir toujours pleine la conduite gravitaire , quoi qu'il en soit, la capacité du réservoir de mise en charge est calculée d'après le temps de ferméture de vannes situées à l'arrivée de réservoirs de stockage notamment celui de ZERALDA et les autres réservoirs alimentés par la conduite gravitaire commune. Ce temps de ferméture de vannes est déterminé afin de limiter les effets du coup de bélier sur la conduite gravitaire. Il est évalué approximativement à 45 min soit 2700 s (temps mis pour communiquer l'accident).

2- CALCUL DU RESERVOIR DE MISE EN CHARGE R.M.C:

En fonctionnement normal, le niveau de l'eau dans le R M C est fixé tant que le débit d'apport Q_A est égal au débit de distribution Q_D, survient l'arrêt des groupes de refoulement ou accident de la conduite gravitaire, on aura $Q_D > Q_A$ le R M C va donc se vider, mais dans ce cas les robinets d'arrivées de réservoirs de stockage vont être en fonctionnement, au bout du temps t à partir de l'arrêt, le débit qui s'écoulera du réservoir de mise en charge sera de :

$$q = 0{,}5787 - \frac{0{,}5787}{2700} t \quad \text{(ferméture lineaire)}$$

et le volume d'eau dV écoulé pendant un temps dt sera de: $dV = q.dt$

c'est à dire : $dV = \left(0{,}5787 - \frac{0{,}5787}{2700} t \right) . dt$

en intégrant de 0 à 2700 s nous déterminerons le volume V:

$$V = \int_0^{2700} \left(0{,}5787 - \frac{0{,}5787}{2700} t \right) dt$$

$$V = 0{,}5787 \int_0^{2700} dt - \frac{0{,}5787}{2700} \int_0^{2700} t \, dt$$

$$V = 0{,}5787 \times \left(t \right)_0^{2700} - \frac{0{,}5787}{2700} \left(t^2 \right)_0^{2700}$$

$$V = 0{,}5787 \times 2700 - \frac{0{,}5787}{2700} \times \frac{(2700)^2}{2}$$

$$V = 0{,}5787 \times 2700 - 0{,}5787 \times \frac{2700}{2}$$

$$V = \frac{0{,}5787 \times 2700}{2} = 781{,}25 \text{ m3}$$

Par sécurité lacapacité du R M C sera majorée à V = 1000 m3 pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt des groupes et le commencement de la ferméture de robinets.

Le R M C existant est donc capable de faire le transit des débits vehiculés par l'ancienne conduite Ø 600 (15000 m3/J) soit 0,1736 m3/s et de la nouvelle conduite Ø 700 vehiculant un débit de (35000 m3/J) soit 0,405 m3/s.

au total le débit d'apport est de 0,5787 m3/s.

Si la hauteur d'eau dans le réservoir de mise en charge est de 4,0 M ;le diamètre sera de :

$$V = S.h.$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times h. \rightarrow 4 V \pi D.^2 h.$$

avec h = 4 m nous aurons :

$$V = \pi D^2 \rightarrow D^2 = \frac{V}{\pi} \rightarrow D = \sqrt{\frac{V}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{1000}{3{,}14}} = \sqrt{318{,}47}$$

$$D = 17{,}85 \text{ m}$$

on prendra $\boxed{D = 18{,}0\text{m}}$

chapitre IX

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES COUP DE BELIER.

1-GENERALITES :

Le coup de belier est un phénomène oxillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de surpression ou de depression provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite.

LES CAUSES LES PLUS FREQUENTES SONT:

- l'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite
- le demarrage des pompes alimentant la conduite.
- la ferméture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obtuation au bout d'une conduite d'adduction.

Les coups de belier en dehors des ruptures spectaculaires de conduites et de destruction d'appareils de pompage peuvent par leur répétition causer:

- la destruction de joints
- des débcitements de conduites
- des pertes d'eau importantes
- la détérioration de robinetterie ou d'appareils de COMPTAGE

2-MOYENS A DIMINUER LES EFFETS DU COUP DE BELIER:

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de belier, mais il convient de chercher leur limitation à une valeur compatible avec la resistance des installations.

LES PRINCIPAUX DISPOSITIFS UTILISES SONT:

- les volants d'inertie qui protégent la conduite contre les dépressions
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre la surpressir
- les réservoirs d'air qui interviennent à la fois contre les dépressions et les surpressions.

2-1 DISPOSITIFS CHOISIS POUR LES CONDUITES DE REFOULEMENT:

a) Protection à l'arrêt brusque.

Puisque nous disposons des hauteurs de refoulement assez grandes et des groupes éléctriques, nous avons opté pour l'utilisation des réservoirs d'air.
Les cheminées d'équilibre sont avantagers lorsque les hauteurs de refoulement sont faibles.

2-2 AMELIORATION DE L'AMORTISSEMENT DE CE PROCESSUS:

L'amélioration s'effectue en interposant entre le reservoir d'air anti-belier et la conduite de refoulement un étranglement qui amortira rapidement les oxillations et permettera aussi de réduire le volume du réservoir d'air, dans notre cas cet étranglement sera une tuyère.

3-METHODE DE RESOLUTION DU COUP DE BELIER:

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que le volume du réservoi d'air sera déterminé. Cette méthode nécéssite quelques tatonnements très limités mais la pression est bonne.

3-1 PRINCIPE DU CALCUL DU RESERVOIR D'AIR:

La méthode de BERGERON consiste à détérminer par approximation; succesives les vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du reservoir d'air pendant les oxillations.
Nous partons d'un volume d'air initial arbitraire Uo , ou se fixera une valeur de Vf (vitesse finale de l'eau aprés l'intervalle $\Theta = \frac{2L}{a}$) et on calcul la variation du volume d'air ΔU, puis le volume d'air U, la pression dans le réservoir d'air, la pression dans la conduite en ajoutant ou en rétranchant les p.d.c suivant les cas (montée on descente), on vérifiera ensuite sur le diagramme de BERGERON si la pression finale correspond à la vitesse choisie Vf, sinon on refait le même procedé de calcul.

ETUDE DE COUP DE BELIER AU REFOULEMENT (Arrêt brusque).

1- Station de pompage au réservoir de mise en charge (R.M.C).

Les calculs sont faits pour l'horizon 2010, avec la méthode graphique de BERGERON.

La conduite à protéger est de $\emptyset = 700$ Mm

donc de section $S = \frac{\Pi \ D^2}{4} = \frac{3,14 \ x \ (0,7)^2}{4} = 0,3848 \ m^2$

La conduite est en acier d'épaisseur 5Mm

le débit vehiculé est $Q_0 = 0,4051$ m3/S

longueur de la conduite est L = 1472,5 M

la hauteur géométrique de refoulement est : Hg = 99,35 M.

on negligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement $Q_0 = V_0 \ S \rightarrow V_0 = \frac{Q_0}{S} = \frac{0,4051}{0,3848} = 1,05$ m/S

la perte de charge est évaluée à 3,04 M (voir tableau de la page 27).

1-1 VITESSE DE L'ONDECELERITE :

D'aprés la formule d'ALLIEVI on a :

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

K : coeff qui dépend du matériau de la conduite
on prendra pour l'acier K = 0,5.

D : diamètre interieur en mètre (D = 0,7m).

e : epaisseur du tuyau en M e = 0,005 M

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \times 0,7}{0,005}}} = 910,21 \text{ m/S}$$

REMARQUE :

La dépression peut conduire à un applatissement de la conduite si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante.

1-2 VALEUR MAXIMALE DU COUP DE BELIER:

$$b = \frac{aVo}{g} = \frac{910,21 \times 1,05}{9,81} = 97,42 \text{ m d'eau}$$

1-3 SURPRESSION OU DEPRESSION DANS LA CONDUITE:

si Ho est la pression avant l'apparition du coup de belier

*) Cas de surpression :

$Hg + b = 99,35 + 97,42 = 196,77$ M.

*) Cas de dépression:

$Hg - b = 99,35 - 97,42 = 1,93$ M.

1-4 TEMPS D'ALLER ET RETOUR DE L'ONDE :

$$\sigma = \frac{2\,L}{a} = \frac{2 \times 1472,5}{910,21} = 3,2\text{s}$$

1-5 PERTE DE CHARGE DANS LA CONDUITE DE REFOULEMENT:

Les pertes de charge sont représentées sur l'epure de BERGERON par la parabole classique qui n'est autre que la caractéristique de la conduite.

Ces pertes de charge sont supposées concentrées en un point, au départ de la pompe, comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge (DUPONT page 275), donc ces pertes de charge doivent s'exprimer en fonction de la vitesse qui se forme en ce point

$$\Delta h = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02221 \times 1472,5}{0,7} \cdot \frac{V^2}{2 \times 9,81} = 2,38 \; V^2$$

$\Delta h = 2,38 \; Vf^2$ où Vf: sera la vitesse finale de l'eau dans la conduite dans un intervalle de temps considéré.

1-6 PERTES DE CHARGE A LA MONTEE DE L'EAU qu RMC:

Pour amortir rapidement les oxillations et reduire le volume du réservoir d'air, on a utilisé une tuyère à la base de celui-ci voir fig (1 a), à la montée de l'eau, la tuyère aura un coefficient de débit de l'ordre de 0,92.

Le rapport des vitesses $\frac{V1}{Vf}$ sera égal au rapport inverse des carrés des diamètres comme le montre la formule qui suit:

$$\frac{V1}{Vf} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = K$$

0,92 : coeff de contraction

ϕ = diamètre de la conduite de refoulement

d : diamètre interieur de la tuyère

d^1: diamètre de la veine contractée

V_1: vitesse de l'eau au niveau de la tuyère

lors de la montée de l'eau vers le R M C

Vf: vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps τ.

1-7 CHOIX DU DIAMETRE INTERIEUR DE LA TUYERE (d)

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20: $15 < K < 20$

prenons d = 0,180 M

$$K = \frac{(0,7)^2}{(0,92 \times 0,180)^2} = 18; \text{ prenons } K = 18$$

$$15 < 18 < 20$$

$\Rightarrow d = 180$ Mm

1-8 PERTES DE CHARGE A LA MONTEE DE L'EAU VERS LE R M C.

$$\Delta h_1 = \frac{C V_1^2}{2g}$$

Δh_1: p.d.c à la montée de l'eau, elle est calculée en fet du rapport m

$$m = \frac{(d^1)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 180)^2}{(350)^2} = 0,22$$

$m = 0,22$ en se référant au graphique donnant le coeff de p.d.c C dans une tuyère

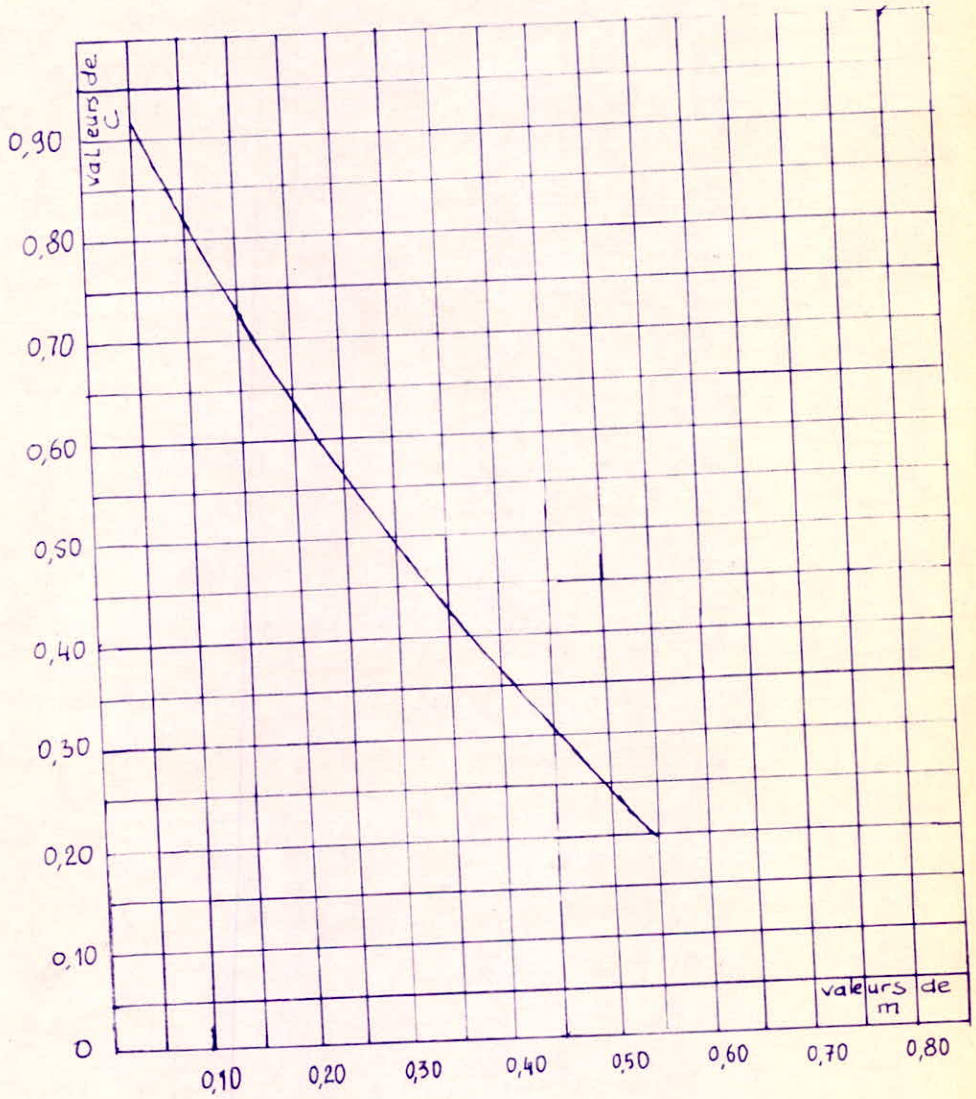
on tire C = 0,62

d'où $\Delta h_1 = \frac{0,62}{19,62} V_1^2 = 0,0316 V_1^2$

$$\Delta h_1 = 0,0316 V_1^2$$

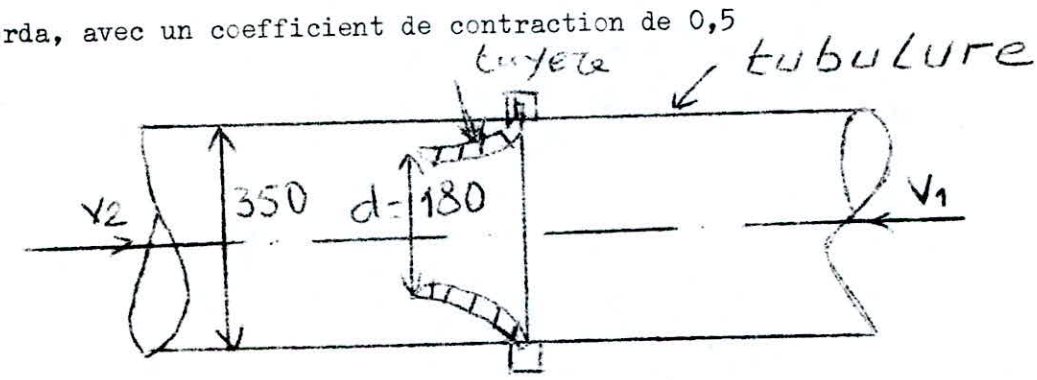
COEffient de Perte de charge C

dans une tuyere



1-9 PERTES DE CHARGE A LA DESCENTE DE L'EAU DU R M C.

A la descente de l'eau, la tuyère de diamètre (d = 180 Mm) incorporée dans une tubulure de diamètre $D = \frac{\phi}{2} = \frac{700}{2} = 350$ Mm, agit comme un ajutage rentrant de Borda, avec un coefficient de contraction de 0,5



$$\frac{V_2}{Vf} = \frac{\frac{\pi \phi^2}{4}}{\frac{0,5 \pi d^2}{4}} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2 \times (700)^2}{(180)^2} = 30$$

$$\frac{V2}{Vf} = 30 \Rightarrow \boxed{V2 = 30 \ Vf}$$

V2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau

par ailleurs

$$m' = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{0,5 \ d^2}{D^2} = 0,5 \times \frac{(180)^2}{(350)^2} = 0,132$$

Le graphique donne $C' = 0,76$.

donc $\Delta h_2 = \frac{C'^2 \ V_2^2}{2g} = \frac{0,76}{19,62} V_2^2 \Rightarrow \Delta h_2 = 0,0387 \ V_2^2$

$$\boxed{\Delta h_2 = 0,0387 \ V_2^2}$$

1-10 VARIATION DU VOLUME D'AIR.

$$\Delta U = S.\theta.V_M$$

V M : vitesse moyenne qui sera supposée égale à la moyenne arithmetique des vitesses au début et à la fin de l'intervalle

$$\Delta U = 0,3848 \times 3,2 \ V_M$$
$$\Delta U = 1,231 \ V_M$$

1-11 PRESSION DANS LE RESERVOIR D'AIR.

La pression dans le réservoir d'air est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue conformément à la loi de POISSON:

$$Z = \frac{(Zo + \Delta H)}{U^{1,4}} Uo^{1,4}$$

où: Zo : pression absolue en marché normale

Δh : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale

Uo : volume d'air choisi arbitrairement

nous avons choisi un Uo = 4 m3

U = le nouveau volume d'air

$$Z = \frac{(Zo + \Delta Ho)}{U^{1,4}} Uo^{1,4} = \frac{(103,35 + 10 + 3,04).4^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{811}{U^{1,4}}$$

2- PRESSION DANS LA CONDUITE AVEC PERTE DE CHARGE:

a) montée : $Z - \Delta h1 \Rightarrow Z - 0,0316 \; V_1^2$

b) descente $Z + \Delta h2 \Rightarrow Z + 0,0387 \; V_2^2$

2-1: PRESSION DANS LA CONDUITE SANS p.d.c/

On cherche sur la parabole des p.d.c dans la conduite, la valeur ΔH pour la vitesse finale Vf considerée.

a) montée :

$$P = Z - \Delta h1 - \delta = Z - 0,0316 \; V_1^2 \; 2,38 \; Vf^2$$

b) descente:

$$P^1 = Z + \Delta H_2 + \delta \Rightarrow P = Z + 0,0387 \; V_2^2 + 2,38 \; Vf^2$$

2-2: Par la valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+ \frac{a}{gs}$ en un point tel que 2 P, 4 P,.....
et qui devra correspondre à la finale Vf choisie ou fixée au départ.

2-3: DETERMINATION DE LA PENTE DE LA DROITE.

Les abxisses sont gradués selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits. Ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite présenente un diamètre uniforme.

$\emptyset$ = 0,700 M

S = 0,3848 m2

a = 910,21 m/s.

donc : $\frac{a}{gs} = \frac{910,21}{9,81 \times 0,3848} = 241,122 \; [T \; L^{-2}]$

a $[L\,T^{-1}]$

g $[L.T^{-2}]$

S $[L^2]$

d'où : $\frac{L.T^{-1}}{LT^{-2} \times L^2} = T^{-1}\ T^{2}\ L^{-2} = [T\,L^{-2}]$

Puisque $\frac{b}{q} = \frac{241,122}{1m3/s}$ de même dimension

échelles des pressions (ordonnée b)

l'échelle des pressions est graduée
à raison de 1 Cm pour 10 Cm

1 Cm → 10 m

X Cm ← 241,122

X = 24,112 Cm

échelles des vitesses (abxisse q)

l'échelle des vitesses est graduée à raison de 1 Cm pour 0,1 m/s on transforme théoriquement l'échelle des vitesses en l'échelle des débits:

1 Cm → 0,1 m/s soit : Q = 0,1 x 0,3848 = 0,03848 m3/s.

1 Cm → 0,03848 m3/s

X ← 1 m3/s

X = 25,988 Cm

la pente sera de : $\frac{a}{gs} = \frac{24,112}{25,988} = 0,9278$

tg X = 0,9278 ⇒ X = 42° 86 '

on prendra X = 43.°

2-4: VOLUME DU RESERVOIR D'AIR/

D'après les résultats obtenus au tableau de calcul du coup de belier, on remarquera facilement que l'air peut occuper un volume maximum de:

$U_{max} = 5,404 \ m^3$

mais a cet instant le réservoir doit contenir de l'eau ce qui permettra d'éviter le passage de l'air dans la conduite.

Nous proposons donc un volume d'air totale:

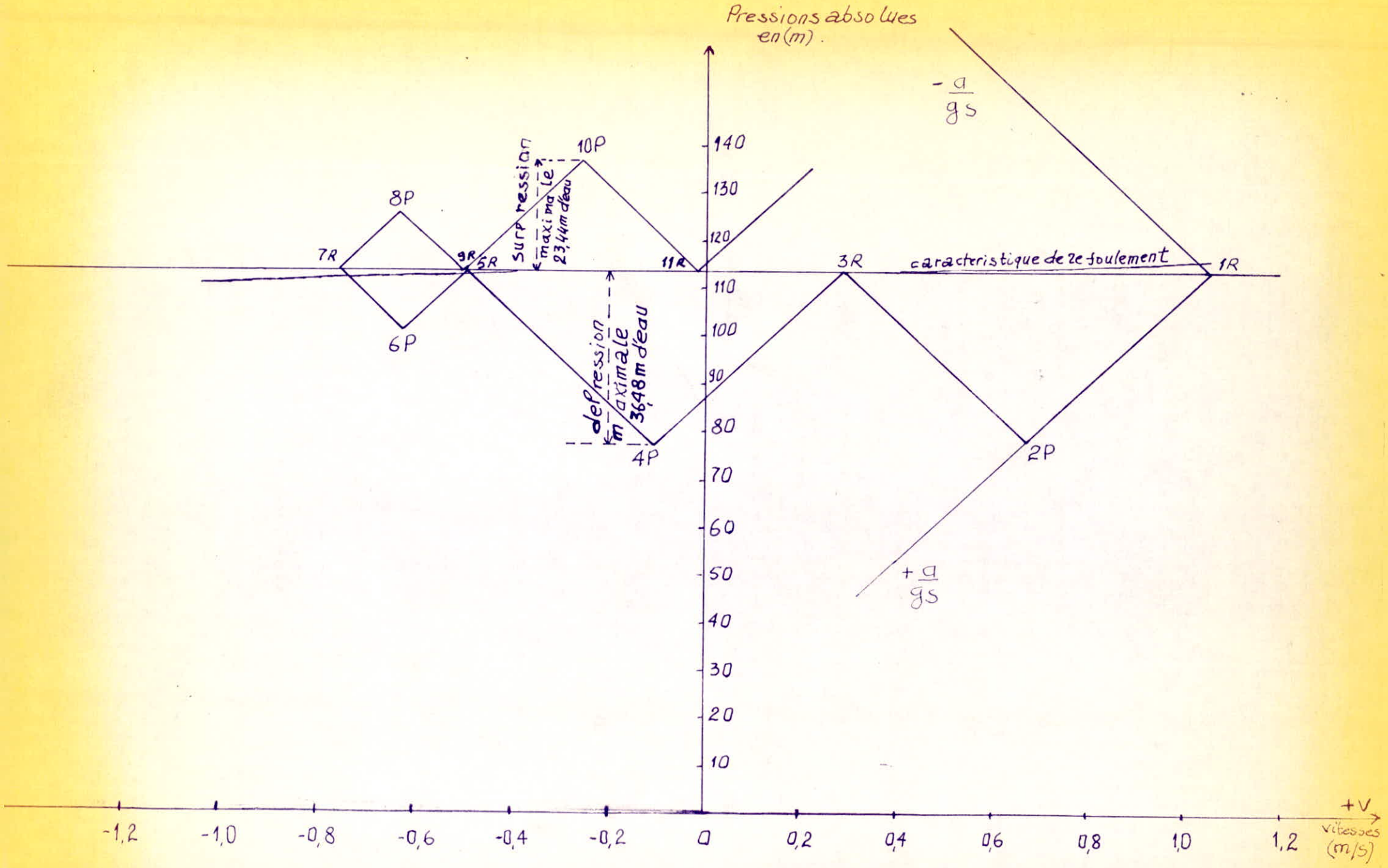
$U = 6 \ m^3$.

RESULTATS DE CALCUL DU COUP DE BELIER

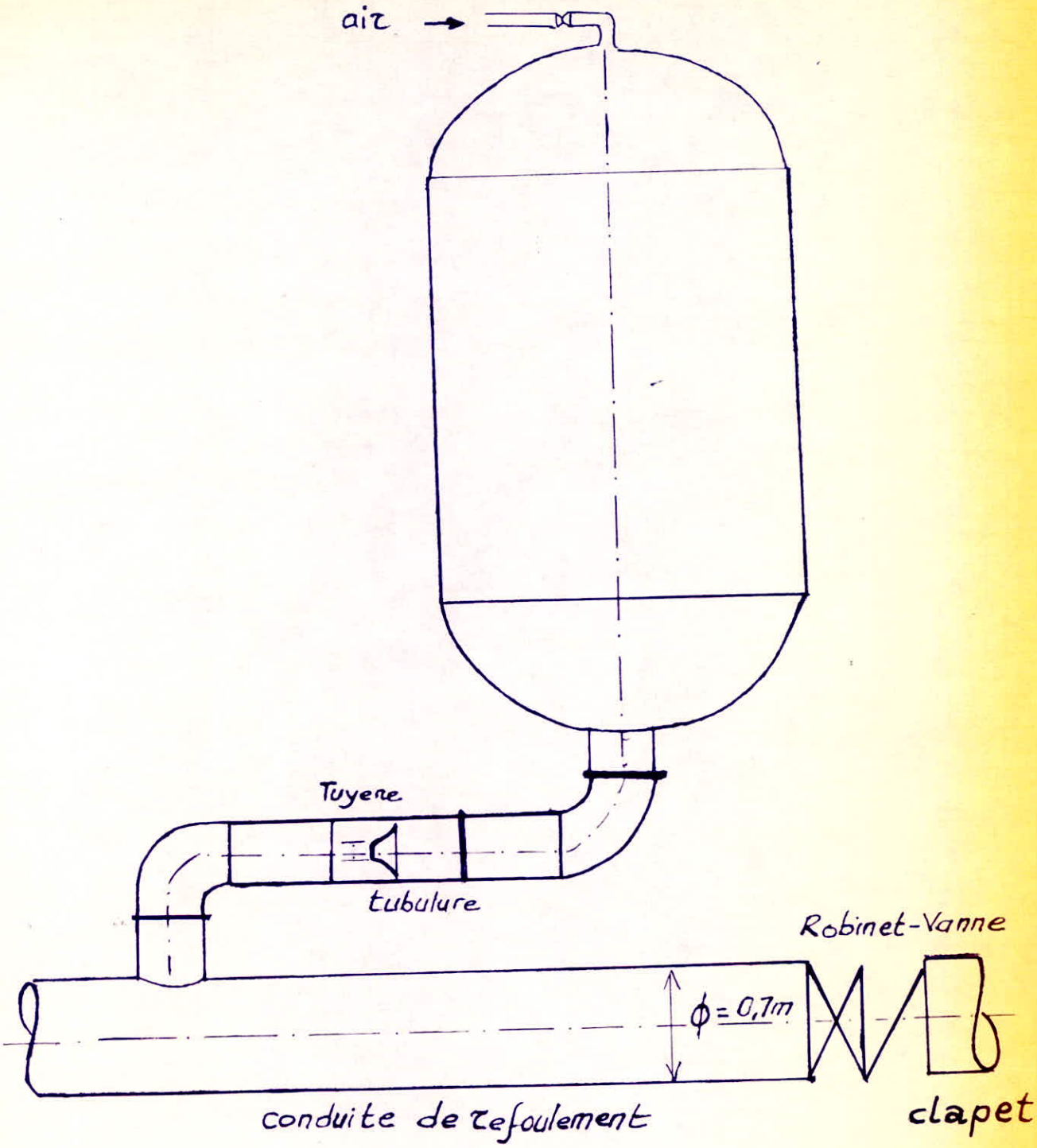
SP.- RMC

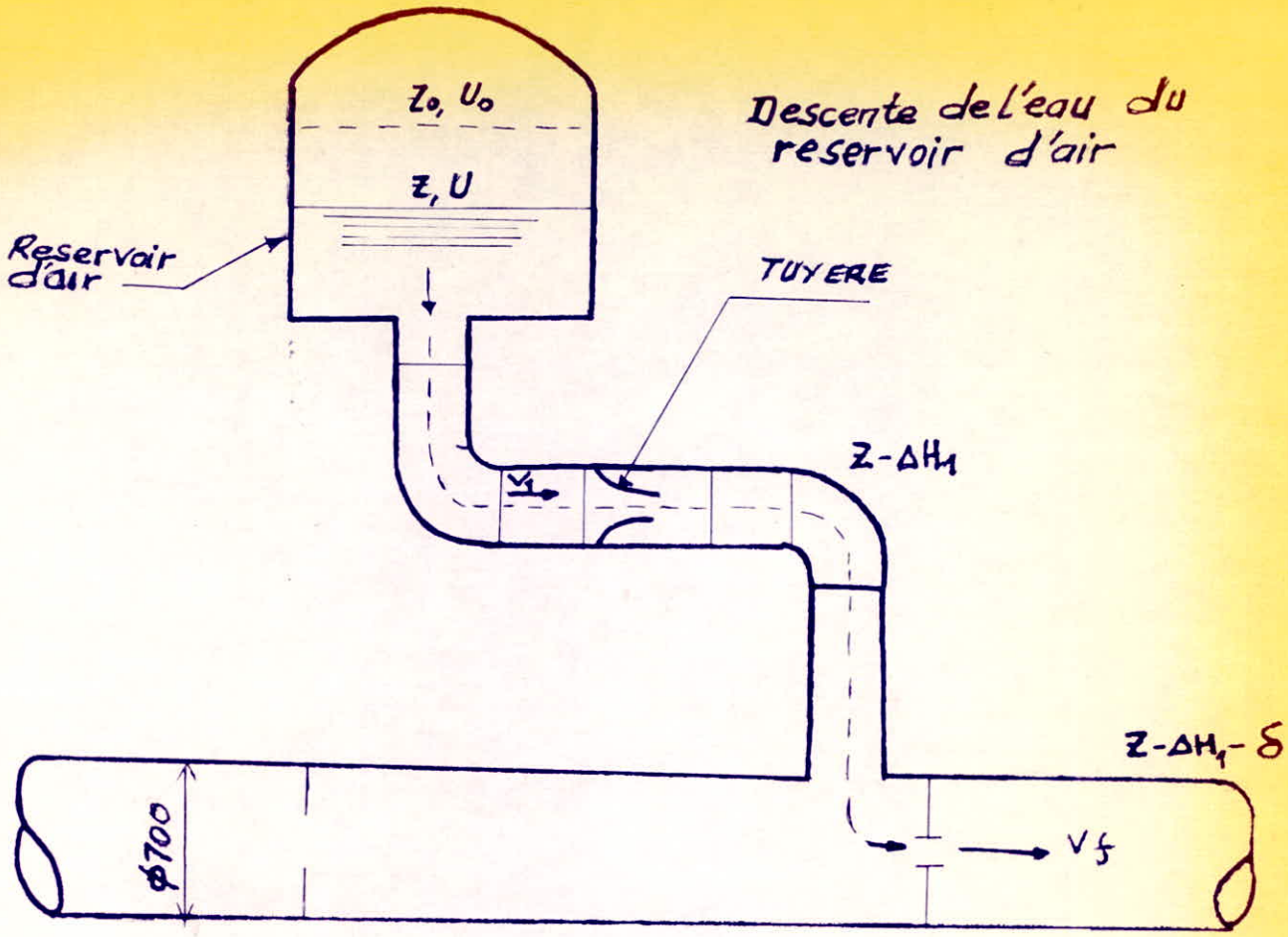
Intervalles de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S.\theta.V_m = 0,3848 \times 3,2\ V_m$ $\Delta U = 1,231\ V_m$	Volume d'air U en (m^3)	Pression dans le reservoir d'air: $Z = \frac{(113,35+3,04) \times 4^{1,4}}{U^{1,4}}$ (m)	Vitesse dans la tubulure de branchement: montée: $V_1 = 18 V_f$ Descente: $V_2 = 30 V_f$	Perte de charge dans la tuyère: montée: $\Delta h_1 = 0,0316\ V_1^2$ Descente: $\Delta h_2 = 0,0387\ V_2^2$	Pression dans la conduite avec pertes de charge: montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge de refoulement: $S = 2,38\ V_f^2$ (m)	Pression dans la conduite sans pertes de charge: montée: $Z - \Delta H_1 - S$ descente: $Z + \Delta H_2 + S$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Designation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale V_f choisie (m/s)
0	0	$U_0 = 4 m^3$	$Z_0 + \delta_0 = 116,4$	•	•	116,4	3,04	113,36	$V_0 = 1,05$	1R		
θ	1,059	5,059	83,82	12,06	4,60	79,22	1,07	78,15	0,67	2P	0,860	0,67
2θ	0,345	5,404	76,42	-3,30	0,42	76,84	0,03	76,87	-0,11	4P	0,280	-0,11
3θ	-0,455	4,949	86,44	-18,90	13,82	100,26	0,94	101,20	-0,63	6P	-0,370	-0,63
4θ	-0,782	4,167	109,97	-19,20	14,27	124,24	0,97	125,21	-0,64	8P	-0,635	-0,64
5θ	-0,554	3,613	134,28	-7,80	2,35	136,63	0,16	136,79	-0,26	10P	-0,45	-0,26
6θ	-0,025	3,588	135,59	3,96	0,49	135,1	0,12	134,98	0,22	12P	-0,02	0,22

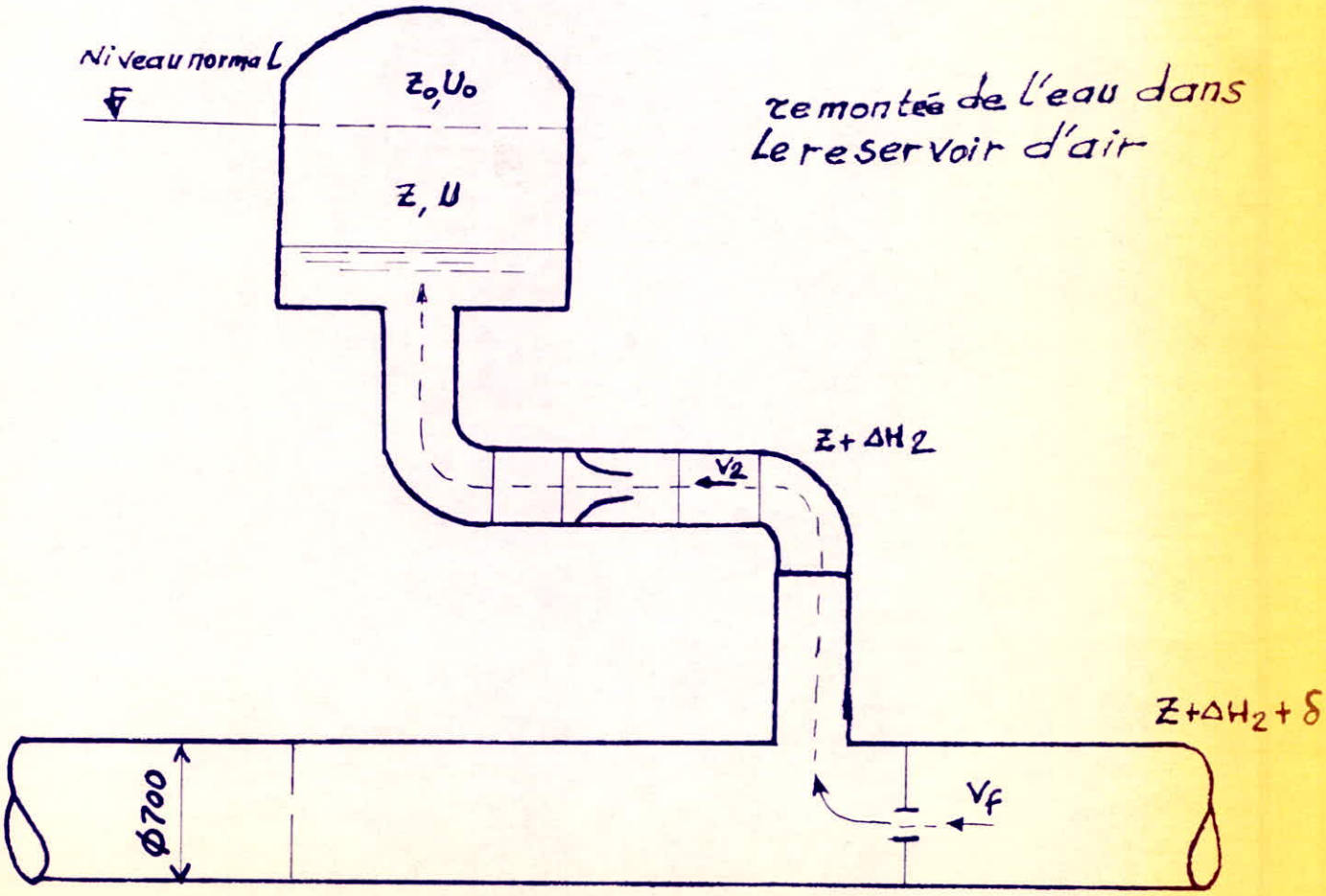
EPURE DE BERGERON - ARRET BRUSQUE DE LA POMPE SP-RMC



SHEMA DU RESERVOIR D'AIR




Descente de l'eau du reservoir d'air
Z_0, U_0
Z, U
Reservoir d'air
TUYERE
V_1
$Z-\Delta H_1$
$Z-\Delta H_1-\delta$
$\phi 700$
V_f


Niveau normal
Z_0, U_0
Z, U
remontée de l'eau dans le reservoir d'air
$Z+\Delta H_2$
V_2
$Z+\Delta H_2+\delta$
$\phi 700$
V_f

chapitre X

--0-- RESEAU DE DISTRIBUTION --0--

1-1 GENERALITES.

La distribution se fait à partir du réservoir dans le réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués pour l'alimentation de nos abonnés.
Les canalisations devront donc présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maxima avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

1-2 DEBITS.

On doit avoir des conduites capables de transiter les plus forts débits en tenant compte des débits de pointe.
Le coefficient de pointe qui a été pris en considération est égale à 3,0, les canalisations seront calculées avec un débit de pointe de 3 Q m. j + Qri.

1-3 CHOIX DU DIAMETRE:

On se refère au diamètres normalisés. Ne pas descendre au dessous de 0,040 M voire 0,060 m. [illegible]

1-4 VITESSE DE L'EAU:

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,4 à 1,60 m/s, dans notre cas nous avons pris des vitesses entre 0,41 et 1,52 m/s.
pour augmenter les pertes de charges ce qui entraine des pressions au sol dont celle maximale est 60 M et la pression minimale est supérieur à 10 m.

- Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devont pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol d'au moins 1 bar (10 m d'eau).
  Les appareils hydrauliques utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie, soit des poteaux d'incendie, mieux visible, ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres.
  Si les risques sont faibles l'ecartement pourra être porter à 400m.

1-5 DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS:

En ce qui concerne le débit de chaque noeud on délimite la zone desservie par ce dernier.

La Ville de ZERALDA et sa Z.H.U.N seront composé de plusieurs mailles (8) dans lesquelles les densités seront identiques dans la zone limitant le noeud, car on a pris une distribution homogène de la population.

La superficie de chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices, et ayant les densités identiques nous trouvons la population possible avec la consommation spécifique et nous déduissons le débit dans chaque noeud et multipliant ce débit par un coefficient depointe

K = 3,0; nous obtindrons le débit de pointe au noeud.

FORMULES UTILISEES :

* densité de la population

$d = \frac{Np}{St}$ (hab/ha) où Np : population

St : surface totale des mailles

* consommation spécifique:

$q = \frac{Q\ moy.\ jour}{Np}$ Q moy.jour = débit moyen journalier

q en m3/j/hab ou L/J/hab.

* la population dans chaque zone du noeud :

$Ni = Si \times d.$ où S_i : surface de la zone du noeud

* la consommation par noeud sera :

$Qi = Ni.q$

APPLICATION numerique:

* densité: $\left.\begin{array}{l} Np = 59255\ hab \\ St = 93,46\ ha \end{array}\right\} \Rightarrow d = \frac{Np}{St} = \frac{59255}{93,46} = 634\ hab/ha$

* consommation spécifique:

$\left.\begin{array}{l} Q_{moy\ jour} = 8782,92\ m^3/J \\ Np = 59255\ hab \end{array}\right\} \Rightarrow q = \frac{8782,92}{59255} = 0,1482\ m^3/J/hab$

$q = 148,2\ l/J/hab$

DEbits soutizes

NOEUDS	Mailles	Surface de zones (ha)	cons specifique L/j/hab	Densité hab/ha	Population possible	cons. par noeud l/s	Coeff de pointe	Debits soutirés L/s
1	I, II	4,54	148,2	634	2878	4,94	3	14,82
2	I	1,36	"	"	862	1,48	"	4,44
3	I	3,46	"	"	2194	3,76	"	11,28
5	I, V	5,64	"	"	3576	5,94	"	17,82
6	V	2,28	"	"	1446	2,48	"	7,44
7	V	1,00	"	"	634	1,09	"	3,27
8	V	0,84	"	"	533	0,91	"	2,73
9	V, VI	0,78	"	"	495	0,85	"	2,55
10	VIII	1,68	"	"	1065	1,83	"	5,49
11	VI	1,52	"	"	964	1,65	"	4,95
12	VI	0,24	"	"	152	0,26	"	0,78
13	VI, VII	3,20	"	"	2029	3,48	"	10,44
14	VII	1,30	"	"	824	1,41	"	4,23
15	VII	2,02	"	"	1281	2,20	"	6,60
16	VII, VIII	1,34	"	"	850	1,46	"	4,38
17	VI, VII, VIII	7,26	"	"	4603	7,89	"	23,67
19	III, V, VIII	5,62	"	"	3563	6,11	"	18,33
20	III	6,24	"	"	3956	6,79	"	20,37
22	I, III	7,08	"	"	4489	7,70	"	23,10
23	IV, I, III	8,58	"	"	5440	9,33	"	27,99
24	IV, I, V	4,66	"	"	2954	5,07	"	15,21
25	V, IV, II	5,22	"	"	3309	5,68	"	17,04
26	IV, V, VI	5,82	"	"	3690	6,33	"	18,99
27	IV, VIII, VI	7,48	"	"	4742	8,13	"	24,39
	Σ:	93,46		Σ:	59255		Σ:	304,35

1-6 CALCUL DU RESEAU MAILLE PAR LA METHODE DE HARDY-GROSS:

Le calcul du réseau maillé est conduit par approximations successives selon la méthode d'HARDY-GROSS. Cette méthode repose sur les deux lois successives:

1 re loi : en un noeud quelconque de conduites la somme des débits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des débits qui en partent, cette loi est évidente et est à rapprocher de la loi de KIRCHOFF en électricité.

2eme loi : le long d'un parcour orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle l'orientation positive est donné par le sens de déplacement des aiguilles d'une montre.

Les pertes de charges seront affectués du signe des débits puisqu'elles y croissent dans le sens de l'écoulement de l'eau.

*longueur équivalente:

Les pertes de charge singulières peuvent être exprimer par la longueur équivalente de conduite (Le) c'est à dire par la longueur d'une conduite ayant des caractéristiques bien déterminées occasionnant la même perte de charge lors du passage du même débit de sorte que:

$$\Delta H = F \frac{Le\,\gamma}{D_h\,2.\,g} V^2 = \frac{\gamma}{2\,g} V^2$$

d'où la longueur équivalente aux pertes de charge singulière $Le\gamma = \frac{\gamma\, Dh}{F}$ (A)

En vue de pouvoir profiter des facilités offertes par la théorie de la longueur fluidodynamique en application de la formule de DARCY WEISSBACH:

$$\Delta H = F \frac{L}{Dh} \frac{V^2}{2g} = \frac{F\,L}{2g\,D_h} \frac{Q^2}{A^2}$$

ou L = longueur géomètrique du tronçon (m)

ε = coefficient de frottement

Dh = D (conduite pleine)

$\frac{Q}{A}$ = vitesse d'écoulement

en introduisant le concept de la perte de charge débitaire $\Delta H\ Q$ qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité.

$$\Delta H\ Q = \frac{F.L}{2\ g\ D_h\ A^2} = \frac{\Delta H}{Q^2}$$

Dans ce cas le gradient de la perte de charge débitaire $J\ Q$ qui est la perte de charge débitaire $J_Q = \frac{\Delta H\ Q}{L} = \frac{J}{Q^2} = \frac{F}{2gDh\ A^2}$ (B)

la dimension de JQ est $L^{-6}\ T^2$ son unité S I $M^{-6}\ S^2$

pour les profits circulaire avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8\ M/S^2$ on aura:

$$J_Q = \frac{8,28.\ 10^{-2}\ F}{D^5}\ (M^{-6}\ S^2)$$

En zone pleine de turbulence $F = F_Q$ ne dépend que de la rugosité relative de la conduite donc J_Q sera considéré comme constante caractéristique de la conduite mais la valeur J_Q n'est plus valable pour un régime de transition

$$Fr = 2g\ Dh\ A^2\ J_Q$$

pour les profits circulaires on a: $fr = 12,09.D^5.J_Q$

en éliminant F entre A et B on trouve

$$Le\ Y = \frac{\varepsilon\ Y}{2g\ A^2 J_Q}$$ et pour les profits circulaires

$$Le\ Y = \frac{16\ \varepsilon\ Y}{2g\ \pi^2\ D^4\ J_Q} = \frac{8,28.\ 10^{-2}\ \varepsilon\ Y}{D^4\ J_Q}$$

En ajoutant la longueur le γ équivalente aux pertes de charges singulières à la longueur géométrique de la conduite, on obtient la longueur équivalente totale

$Le = L + Le\,\gamma$

dans notre cas nous avons pris $Le\,\gamma = 15\%\ L$

En régime turbulent rugueux la perte de charge se produisant le long de la conduite peut être exprimée par:

$$\Delta H = J.Le = Q^2.\ J_Q.\ Le = Q^2.\ \Delta H_Q$$

d'où la perte de charge débitaire, caractérisant une telle conduite est:

$$\Delta H_Q = J_Q.\ Le = r$$

Cette dernière équation montre que la perte de charge débitaire constituée par le produit JQ, Le est une grandeur ayant une analogie avec une résistance d'un conducteur éléctrique alors $J_Q = \Delta H_Q = r$

d'où nous prouvons écrire $\Delta H = Q.^2\ JQ.Le = r.Q^2$

Cette formule sera utilisée pour les calculs des maille s si le régime n'est pas turbulent rugueux le coefficient de frottement sera calculé par la formule de COLEBROOK, en prenant comme première approximation la valeur de F calculé par NIKURADZE qui est : $F = \left(1{,}14 - 0{,}86\ \ln\frac{\varepsilon}{D_h}\right)^{-2}$

on procéde ensuite par itération jusqu'à ce qu'on trouve la valeur éxacte de F avec laquelle on calcul les pertes de charges.

CALCUL DU DEBIT CORRECTIF:

Nous avons $\Delta H = r\, Q^2$
les première débits Qo supposés de façon à satisfaire la première loi des débits après une première approximation les débits Qo corrigés par un débit Δ Qo alors le nouveau débit sera:

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

et on aura une perte de charge égale à $\Delta H = r\, Q_1^2$ d'où $\Delta H = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2$
le long d'un contour fermé nous avons : $\sum_{i=0}^{n} \Delta H_i = \sum_{i=0}^{n} r_i (Q_i + \Delta Q_i)^2 = 0$

$$\Rightarrow \sum_{i=0}^{n} \Delta H_i = \sum_{i=0}^{n} r_i (Q_i^2 + 2 Q_i \Delta Q_i + \Delta Q_i^2) = 0$$

comme Δ Qi est petit devant Qi on pourra le négliger ce qui entraine:

$$\sum_{i=0}^{n} \Delta H_i = \sum_{i=0}^{n} r_i (Q_i^2 + 2 Q_i \Delta Q_i)$$

$$= \sum = \sum_{i=0}^{n} r_i Q_i^2 + 2 \sum_{i=0}^{n} r_i Q_i \Delta Q_i = 0$$

d'où $2 \sum_{i=0}^{n} r_i Q_i \Delta Q_i = - \sum_{i=0}^{n} r_i Q_i^2$

donc le débit correctif ΔQ_i sera:

$$\Delta Q_i = \frac{-\sum_{i=0}^{n} r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=0}^{n} |r_i Q_i|}$$

avec une rugosité absolue $\varepsilon = 10^{-3}$ m et une viscosité cinématique $\nu = 10^{-6}$ m/s
on procéde aux calculs (planche N° 3)

Chaque maille est ainsi calculée séparement et la valeur de ΔQi est trouvée d'après la formule donné plus haut.
Les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux:

- celles propres à la maille considéré avec le signe de ΔQi de la dite maille
- celles propres à la maille adjacente en ce qui concerne les conduites communes à deux mailles avec le signe contraire à celui de ΔQi calculé par la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algebrique de ces corrections et de l'ajouter au débit Qi pour avoir le nouveau débit Qi + 1.
Les mêmes ppérations sont recommencées avec le débit Qi + 1 puis on poursuit les approximations jusqu'à ce que les valeurs de Q_i^p soient voisines de Zéro (pratiquement on prend $\Delta Q = 0$ quand $\Delta Q < 0,4$) et jusqu'à ce que les pertes de charge sur le conterer fermé soient inférieurs à 0,5m environ).

7-6-2 PRESSION AU SOL:

On complète enfin le tableau par le calcul de la pression au sol

$Ps = C_p - C_t$ où Ps : pression au sol
C_p : côte du piézométrique
C_t : côte du terrain

La valeur maximal des pressions au sol doit être (60 m dans notre cas 59,85 m.
La côte piézométrique au bout d'un tronçon est égale à la côte piézométrique au début de ce tronçon moins les pertes de charge le long de ce tronçon.
La côte piézométrique du point de liaison, réseau de distribution, conduite de distribution est égale à la côte du radier du réservoir moins les pertes de charge la long de la conduite de distribution .
Dans notre cas le point de liaison est le point (1). Dans nos calculs nous avons utilisé un programme de la calculatrice T I 59 qui se présente comme suit: page suivante

Calcul de la pression au point 1

$P_{S_1} = C_{TP} - P.D. C_{R-1} - \hat{C}ote(1)$

$P_{S_1} = 101,5 - 5,17 - 36,5 = 59,83 m$

Reseau marche ...

Programme:

```
2nd Lbl
A
2nd Stflg
8
RCL
3
÷
RCL
0
=
2nd log
×
2
+/-
+
1
•
1
4
=
x²
1/x
STO
5
2nd Lbl
=
2
•
5
1
×
RCL
0
×
2nd π
×
RCL
4
÷
4
÷
RCL
1
2nd |x|
÷
RCL
5
√x
+
RCL
3
÷
3
•
7
÷
RCL
0
=
2nd log
×
2
+/-
=
x²
1/x
STO
6
−
RCL
5
=
2nd √|x|
INV
2nd x≥t
x²
RCL
6
STO
5
STO
=
2nd Lbl
x²
RCL
6
×
8
×
RCL
1
x²
÷
2nd π
x²
÷
9
•
8
÷
RCL
0
yˣ
5
=
STO
7
R/S
×
RCL
2
=
STO
8
SUM
9
R/S
÷
RCL
1
=
STO
10
SUM
11
R/S
2nd Lbl
B
RCL
9
R/S
÷
RCL
11
R/S
÷
2
=
+/-
STO
12
RCL
9
+/-
SUM
9
RCL
11
+/-
SUM
11
RCL
12
R/S
```

1) Introduction

$\phi_i \rightarrow$ STO 00

$Q_i \rightarrow$ STO 01

$L_i \rightarrow$ STO 02

$\varepsilon \rightarrow$ STO 03

$\nu \rightarrow$ STO 04

Precision $x \geq t$

2) Resultats:

APPUYER SUR

$\boxed{A} \Rightarrow J_i$

$\boxed{R/S} \Rightarrow \Delta H_i$

$\boxed{R/S} \Rightarrow \dfrac{\Delta H_i}{Q_i}$

Repeter la même chose pour tous les "n" tronçons puis APPUYER SUR:

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

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

$\boxed{R/S} \Rightarrow \Delta Q = -\dfrac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

Remarque:

a) si $Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (−) → 01 et introduire L avec le signe (−) → 02 on aura:

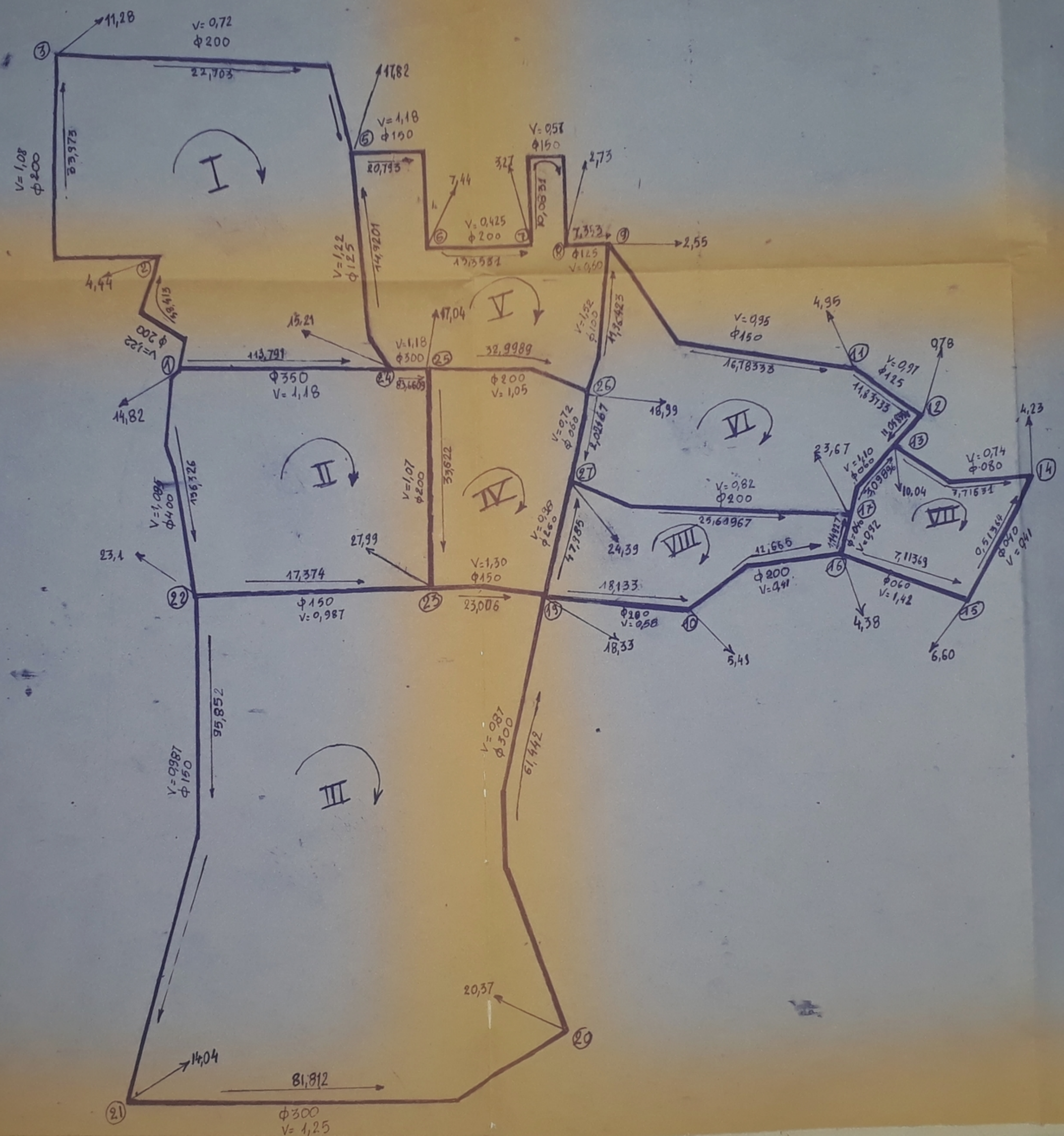
$\Delta H_i < 0$ et $\dfrac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$

b) Ne Jamais utiliser la touche CLR

PH003/84

avant p. 61

REPARTITION DEFINITIVE DES DEBITS DANS LES DIFFERENTS TRONÇONS



ACCESSOIRES DES RESEAUX:

Pour des raisons économiques (de transport et de pose ....),dans notre étude nous avons opté pour des conduites en acier qui seront évidemment complétées par des appareils hydrauliques.

ROBINETS - VANNE:

Les robinets-vanne permettent l'isolement des divers tronçons de canalisations. Nous les trouverons donc à chaque noeud du réseau ou sur le parcours d'une longue conduite,afin d'avoir la facilité de réparer un bref accidenté tout en limitant la gêne ainsi occasionnée.

VENTOUSES:

Les ventouses seront placées sur les points, les plus hauts, leur rôle est d'évacuer l'air entrainé par l'eau venant s'accumuler en ces points et qui a tendance à perturber l'écoulement ou à detruire la canalisation.

BOUCHE D'INCENDIE:

Les bouches d'incendie doivent être raccordées sur des canalisations capables des fournir au point correspondant un débit de 17l/s sous une pression suffisante.

TES:

On envisage un té dans chaque ramification à trois daimètres. Si leurs dimensions ne sont pas les mêmes, il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvo les placer.

Chapitre XI

Protection des conduites contre la corrosion/

Quand on a une conduite en acier à poser dans un sol, il est indispensable de connaître certaines données du terrain en question afin de pouvoir mettre en évidence le phénomène de la corrosion et l'éviter par un moyen de protection s'adaptant à la situation.

1-1 FACTEURS DE LA CORROSION:

a) L'eau:

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

b) Le P H:

Le P H de l'eau dépent de la teneur en GAZ dissous tels que CO_2 et H_2S, en pratique si le P H de l'eau est inférieur à 10, l'eau dans le cas a un effet corrosif envers l'acier. Pour éviter donc la corrosion, on doit augmenter le P H de l'eau tout en veillant sur son oxygenation.

c) La température:

Les fortes variations de température entraînent une accélération de la corrosion admet que pour une variation de 30°C le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.

d) Le métal:

L'acier étant dans notre cas compté dans un milieu de potentiels différents sera constament attaqué si une protéction ne sera pas envisagée.

1-2 LA CORROSION ELECTRO-CHIMIQUE:

Elle est caractérisé par la circulation d'un courant éléctrique.(corrosion par éléctrolytes).

1-2-1 MECANISME DE LA CORROSION:

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

La réaction d'oxydation du fer est shématisée ainsi:

$$Fe \longrightarrow Fe^{2+} + 2\bar{e}$$

pour empêcher cette réaction de se produire il faut s'opposer à la perte d'éléctrons c'est le but de la protection cathodique.

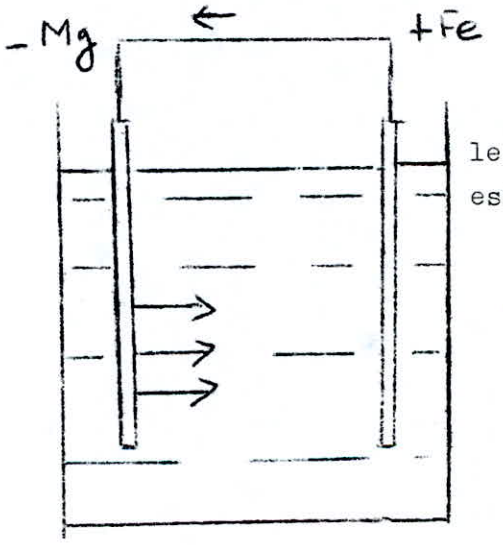
1-2-2 CORROSION PAR FORMATION DE PILE:

La corrosion dans ce cas se présente sous 2 aspects/

a) comple galvanique (pile constituée de métaux différents) une simple analogie nous donne l'explication à cette forme.

Deux métaux, à potentiels d'équilibre différents, reliés éléctriquement et plongés dans un éléctrolyte forment une pile.

Le métal dont le potentiel est le plus négatif (anode) se dissout, l'autre métal (cathode) se trouve protegé.



le fer est protégé le magnesium est attaqué

Le magnesium qui présente le potentiel (- 1,49 VOLTS) devient anode et se trouve corroder (oxydation du métal)

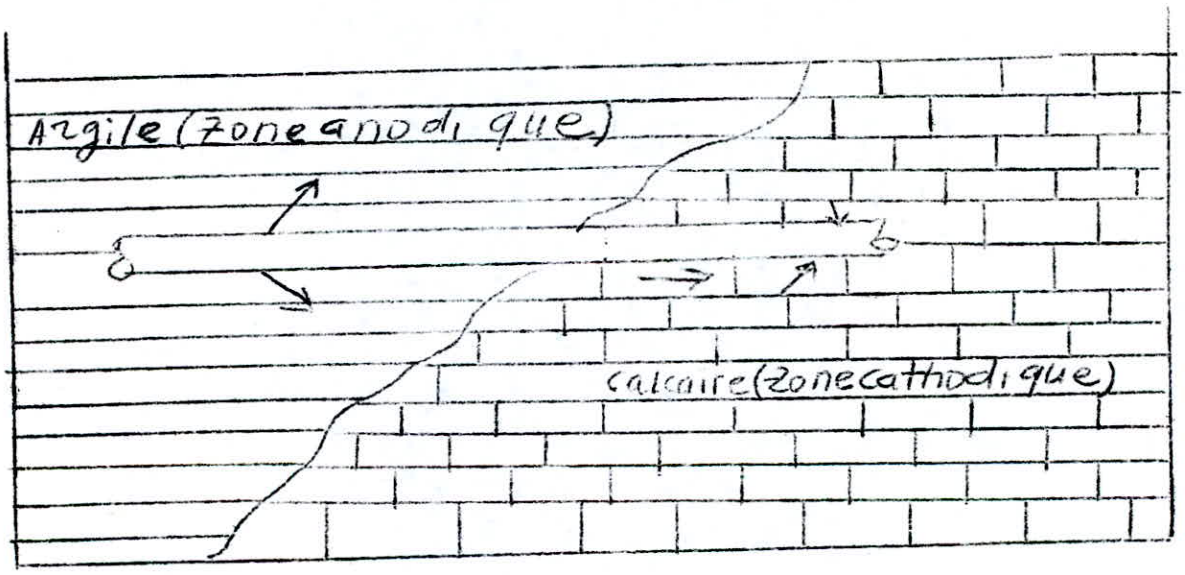
$$Mg \longrightarrow Mg^{2+} + 2\bar{e} \quad (\text{ perte d' } \bar{e} \text{ })$$

Le fer par contre présente le potentiel (- 0,34 volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protéger (reduction du métal)

$$Fe^{2+} + 2\,\bar{e} \longrightarrow Fe \qquad (\text{ gain d' } \bar{e} \text{ }).$$

1-2-3 PILE DE CONCENTRATION (pile géologique).

Elle s'obtient quand on plonge deux éléctrodes de même métal dans un éléctrolyte à concentrations différentes:
en terme d'illustration nous citons l'exemple suivant:
les terrains argileux,marecageux, humides et peu aérés sont anotiques, par contre ceux calcaires sableus secs et bien aérés sont cathodiques; ceci représente un éléctrolyte à des concentrations differentes.



Corrosion par formation de pile.

1-3 REMEDE CONTRE LA CORROSION:

1-3-1: Qualité du terrain:

L'agressivité du terrain est determinée en fonction de la resistivité du sol le long de la canalisation.
Le terrain est considéré comme agressif quand sa résistivité moyenne descend au dessous de 50 Ω.m, entre 50 et 100, le terrain est faiblement agressif, au delà de 100 Ω. m, le terrain est non agressif.

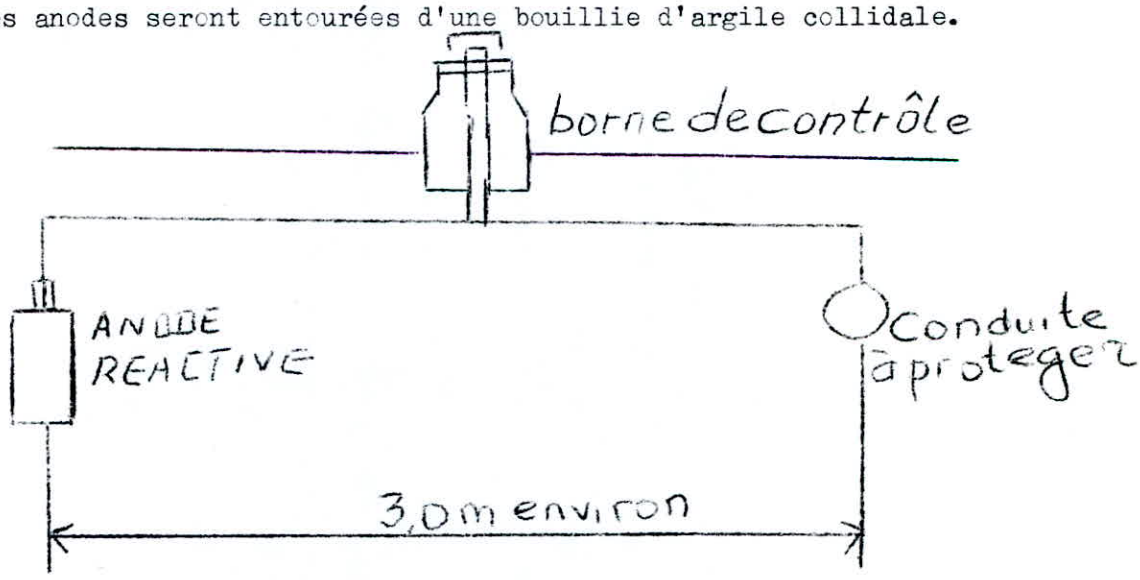
1-3-2: Principe de la protection cathodique:

La protection cathodique consiste:

- soit à constituer avec un métal plus éléctronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode
- soit à relier la conduite, d'une part à une source d'energie éléctrique exterieure et, d'autre part à une anode enfoine dans le sol et destinée à se corroder.

a) protection cathodique par anode reactive:

il s'agit de relier de place en place, dans les terrains agressifs la conduite à une pièce de métal plus éléctronegative que le fer (ZINC ou MAGNESIUM).
On enfouie dans le sol des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 Kg à 3,0 m de la conduite à laquelle elles sont reliées.Pour l'efficacité de la protection les anodes seront entourées d'une bouillie d'argile collidale.



en guise d'illustration nous donnons les 2 relations qui calculent la masse et le nombre d'anode qu'il faut pour cette protection.
La masse nécessaire d'anode à dissoudre est donnée pour une certaine durée de passage est donnée par la loi de FERADAY:

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

où : I : intensité du courant (A)
M : masse atomique du métal de l'anode en gramme
t : temps de passage du courant
V : valence du métal de l'anode
F : 1 FARADAY = 96500 Coulombs
M : masse dissoute de l'anode (g)

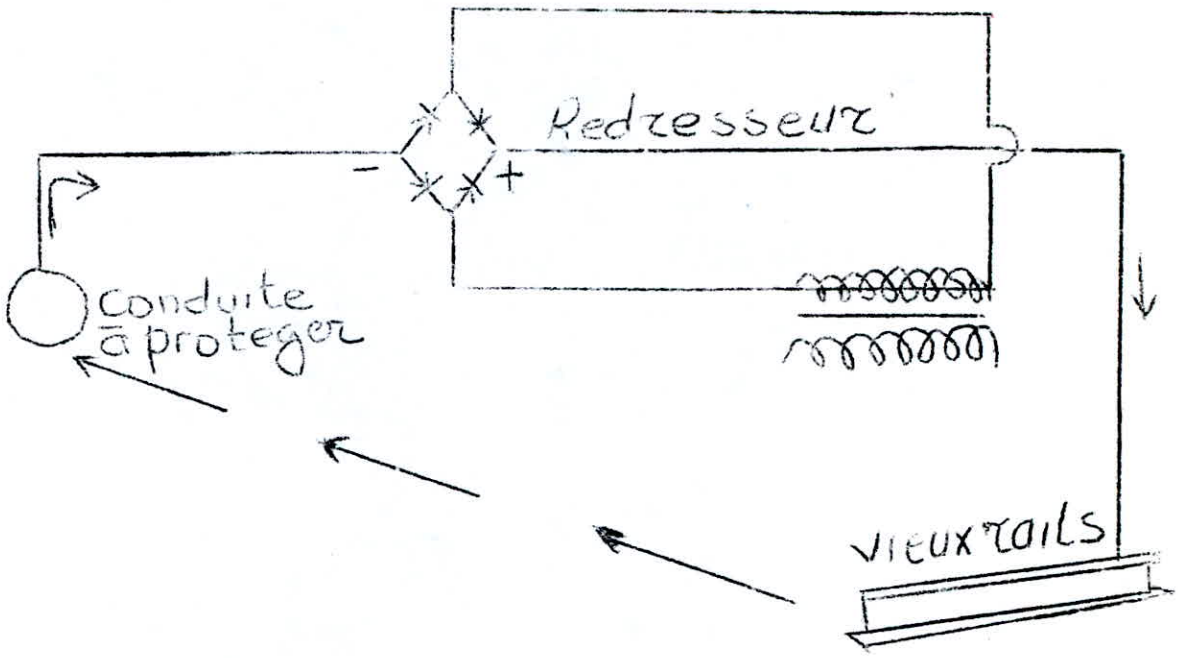
le nombre d'anode nécessaire pour la protection est donné par la relation suivante

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

où : S : surface de la canlisation à protection
i : densité du courant (mA/m2)
I : courant probable de l'anode (mA)

b) Protection par soutirage de courant:

Elle permet de proteger les reseaux de toute nature menacée par un courant continu (courants vagabonds).
Il suffit de relier la conduite à la borne négative d'une source de courant continu.
La borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une centiane de mètre de la conduite



Protection par soutirage de courant.

Le courant en quittant la prise de terre, gagnera le pôle négatif de la source en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.
Les anodes sont généralement en graphite, en ferro-silicium ou en titane platiné dont les consommations respectives par ampère / an sont : 0,2 Kg, 0,1 Kg à 0,15Kg outre cela, on couvre la conduite d'un revêtement protecteur isolant impregné d'un produit bitumineux ou synthetique.

1-4: CORROSION INTERNE:

La présence du fer dans l'eau, même à faible dose est très dangereuse et entraine une diminution rapide de l'épaisseur en vue de remedier à cette corrosion, il faut avant tout exiger un revêtement interieur de la conduite.

- eviter les entrées d'air (ventouses aux points hauts)
- éviter les faibles vitesses

enfin l'exécution des travaux doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

PROTECTION CONTRE LES PHENOMENES DIVERS

Effets de l'eau:

D'après l'analyse, l'eau de la nappe du MARAFRAN ne contient pas des éléments qui ont des effets conséquents sur la conduite. Donc, aucune protection particulière à prévoir.
De même qu'elle ne présente aucune particularité du point de vue potabilité. Une simple chloration suffit pour son traitement.

CHAPITRE.XVII ;

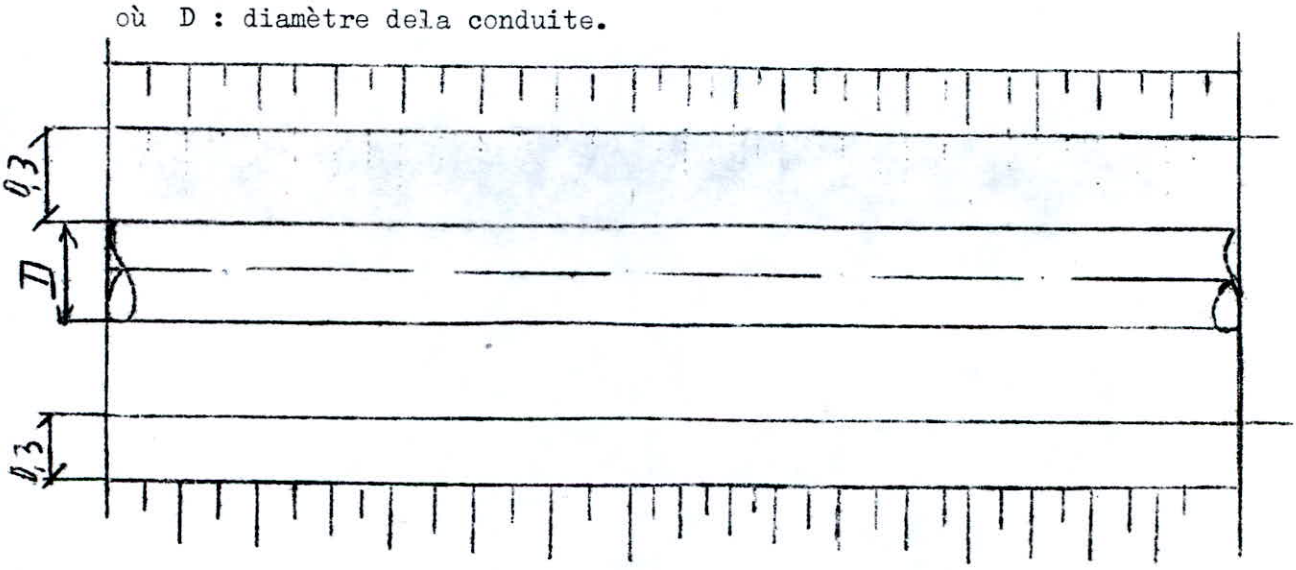
POSE DES CONDUITES:

-1- Pose des conduites en tranchée:

Cette opération s'effectue par tronçons successifs. La largeur et la profondeur de la tranchée dépendent du diamètre de la conduite, au droit des joints, on établit des niches c'est à dire des élargissements de tranchée pour faciliter le raccordement ou la soudure.

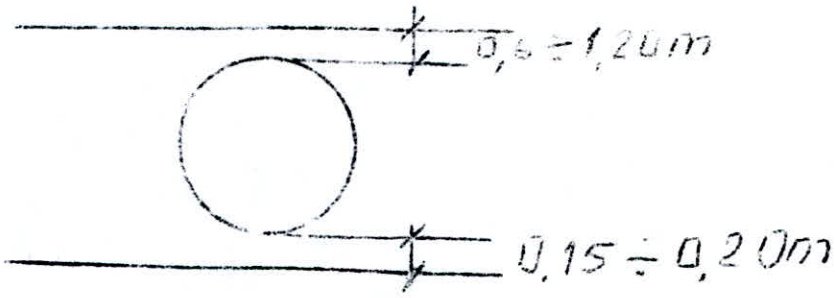
La largeur du fond B = D + 2 x 0,30 M.

où D : diamètre dela conduite.



La profondeur dela tranchée est déteminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure de la conduite pour éviter les dégats qui pourraient être causés par le gel ou les oscillations des charges mobiles.

Cette distance varie de 0,6 M à 1,20 M , selon que la région n'est pas ou est exposée à des gels importants.
Le fond de fouille est recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,20 M d'épaisseur bien nivelé suivant les côtes du profit en long.



Le lit de pose est constitué par:
- du gravier, dans les terres ordinaires
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains emperméables ou rocheux.

Le remblai se fait par succession de couches soigneusement tasséés et arrosées.
Une fois le remblai atteind 0,30 M au dessus de la génératrise supérieure de la conduite, le reste est exécuté à l'aide de tout venant.

-2- Traversée des routes:

Pour des traversées des routes qui peuvent causer des ruptures dans la conduite en raison des charges supportées, la pose des conduites se fait dans une gaine (buse le diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite) et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs et vibrations, et d'évacuer les fuites eventuelles hors de la chaussée.
La profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée et 0,7 M sous accotement.
Donc le remblaiement et la reconstruction de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

1 - INTRODUCTION:

L'UTILISATION DE L'EAU POTABLE POSE IMMEDIATEMENT UN AUTRE PROBLEME CELUI DE L'EVACUATION DES EAUX DEVENUES NUISIBLES APRES LEUR UTILISATION ET CELUI DU TRAITEMENT DE CES EAUX AVANT DE LES RENDRE DE NOUVEAU DANS LE CYCLE HYDROLOGIQUE NATUREL.

L'ASSAINISSEMENT EST DONC LA TECHNIQUE QUI PERMETTRA D'EVACUER RAPIDEMENT ET SANS STAGNATION LES EAUX USEES DE TOUTES SORTES,C'EST à DIRE PROVENANT à LA FOIS DES MAISONS D'HABITATION, DES INDUSTRIES, ET DES PLUIES.

CHAPITRE - I -

1-1 CHOIX DU SCHEMA DE RESEAU:

Le schéma d'équipement perpendiculaire est le schéma qui s'adapte le mieux pour notre bassin versant.
En effet les collecteurs secondaires disposés de part et d'autres du collecteur principal fonctionnent selon le mode gravitaire et deversent leur effluent dans celui-ci. Le collecteur principal longera la Ville vers une station d'épuration avant de se deverser en mer.

1-2 PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT:

L'agglomération urbaine est divisé en bassins d'apports partiels. Chacun de ces bassins est drainé par un égout en système unitaire (faisant la collente des eaux domestiques, pluviables et industriels), qui deversera dans le collenteur principal.

1-3 CONDITION DE TRANSPORT DES EAUX USEES:

Nous savons que les eaux usées d'origine domestiques contiennent des matières en suspension décantables et des matières organiques fermentexibles, il y'aura donc lieu:

a) d'éviter les dépôts en réalisant au maximun les conditions d'autocurage.
b) d'éviter les fermentations en assurant une bonne ventilation des ouvrages.

Pour les eaux usées d'origine industrielle un traitement en usine devrait se faire car ces eaux pourraient entraîner des dommages dans le réseau dans le cas où elles sont rejettées directement dans le collecteur.
Pour notre cas, le problème ne se pose pas puisque ZERALDA ne dispose d'aucune industrie.

5-4 CONDITION D'ECOULEMENT:

Nous avons opté pour un réseau d'assainissement du type unitaire. Il recueillera donc,les eaux domèstiques (eaux ménageres + eaux vannes) et les eaux pluviables à la fois . Toutes ces eaux aboutissent à une station d'épuration avant de se deverser en mer.

Le réseau d'assainissement du type unitaire doit être dans la mesure du possible autocureur c'est à dire qu'il doit être conçu de telle manière que:

- les sables soient automatiquement entrainés pour des débits pluviaux atteints assez frequemment.
- Les vases fermentexibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

  Pour assurer les 2 propositions sus-indiquées, il est indispensable de respecter les conditions d'autocurage qui sont les suivantes:
- à pleine ou à demi-section, la vitesse d'écoullement doit être supérieure à 0,7m/s
- Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen .

5-5 CHOIX DU MATERIAU:

Les materiaux utilisés pour des installations du réseau d'assainissement doivent être fonction de trois considérations principales.

- Résistance aux actions chimiques du sol, ainsi que celles des eaux transportées.
- Bonne étanchiété.
- Résistance aux actions mécaniques dûes aux charges extérieures.

L'attention particulière est attirée sur notre Ville rivéraine de la mer pour laquelle le réseau doit être étanche pour éviter la pénétration d'eaux salines. En effet les chlorures favorisent les attaques du béton et des structures métalliques.

-II- TRAVAIL PRELIMINAIRE:

1- Délimination de la zone à assainir. Donc toute eau usée ainsi que toute goutte de pluis tombante sur le périmètre délimité deversera au collecteur avant que ce dernier ne se jette dans le collecteur principal.

2- Aprés avoir placé le collecteur pour la zone délimitée appellée encore bassin d'apport,on calcul pour le dit bassin son aire et on estime son coefficient de ruisselement.
Il est à noter que le coefficient de ruisselement est déterminé suivant la nature de l'habitation (denses, moins denses, quartiers résidentiels....). Nous avons preconisé 3 zones pour lesquelles on a affecté trois coefficients moyens qui sont

0,6 ; 0,4 ; 0,3.

3- Le tracé du profil du collecteur suit toujours le point bas. Il doir être de préférence placé dans les rues larges.
Les rues situées au fond de vallée et à circulation peu intense sont à préférer.

-III- ORIGINE DES EAUX USEES:

Dans une Ville telle que la notre on peut trouver différents sortes d'eaux usées à savoir:
Les eaux domèstiques (eaux ménagères + eaux vannes).
a)- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette etc...)
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matières fécales et urines).
b)- Les eaux de pluie.
c)- Les eaux d'infiltration (ces eaux non polluées d'origine souterraines peuvent s'infiltrer dans le réseau d'égout).
d)- Les eaux usées industriels ne sont pas pris en considération pour notre cas, car la Ville de ZERALDA ne dispose d'aucune usine.
)- [illegible]

a) Les eaux domèstiques:

Connaissant le débit soutiré en chaque noeud et en prenant comme eaux usées 80% des eaux consommées, nous déterminerons facilement le débit d'eaux usées.

b) Les eaux de pluie:

Selon les données de la station de CLAIRBOIS, la pluie base choisie est celle dont la durée vaut 15 minutes et fréquence N = 2 l'intensité de la pluie est de 175 l/s/ha.

Les collecteurs seront donc dimensionnées à partir de l'intensité de cette pluie. Le système étant unitaire donc le débit à évacuer est le débit total des eaux usées et des eaux pluviables.

$$Q = Q_p + Q_u$$

Q_p : étant le débit d'eaux pluviables.

Qu: étant le débit d'eaux usées.

$$Q_p = C.\ I\ .\ A$$

C : coefficient de ruisselement de la surface.

I : intensite de precipitation en l/s/ha.

A : Aire d'apport en ha.

C) Les eaux d'infiltration:

En grande partie, ce sont des eaux souterraines qui affluent par les regards. Ces eaux sont en général non polluées. Nous considérons que l'infiltration est nulle (sans effet devant une bonne étancheité des conduite).

d) Les eaux industrielles:

Pour la Ville de ZERALDA, le débit d'eaux industrielles est nul vu que la Ville ne dispose d'aucune usine donc aucun rejet sur le réseau d'egoût.

NOTE DE CALCULS (Voir le tableau).

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont dressés sur un tableau de 24 colonnes.

La colonne 1:

Elle désigne la numération des collecteurs.

La colonne 2:

Elle désigne la numération des bassins d'apport.

La colonne 3:

Cette colone nous montre la surface du bassin d'apport exprimée en ha.
ex.: pour le bassin N° 1, la surface est de 4,3 ha.

La colonne 4:

Cette colonne fait apparaître les coefficients de ruisselement pour chaque bassin d'apport. Ce coefficient de ruisselement est fonction de la densité de population on plus exactement dela densité de construction.
En général plus celle-ci est forte, plus le pourcentage de la surface du sol revêtu est grand; en consequence les revêtements de (chaussées,places etc...) sont meilleurs est imperméables. Le coefficient de ruisselement est d'une importanc capitale puisque une faible variation de celui-ci entraîne une variation de débit et par ordre de consequence les dimensions de canalisation.
Pour notre étude nous avons pris 3 coefficients moyens relatifs à chaque bassins d'apport.

C = 0,6 pour une région dense
C = 0,4 pour une région peu dense.
et C = 0,3 pour une région à faible densité.
comportant des espaces verts et des terrains de jeu.

La co lonne 5:

C'est la co lonne des surfaces reduites A'_i exprimée en ha

$$A'_i = Ai \times Ci.$$

A'_i est le produit de surface d'apport par le coefficient de ruisselement approprié.

ex: pour le bassin d'apport N° 1 qui a pour surface 4,3 ha et de coefficient de ruisselement 0,3, la surface réduite est:

$$A'_1 = 4,3 \times 0,3 = 1,29 \text{ ha.}$$

La co lonne 6:

Elle montre l'intensité de pluie qui est de 175 l/s / ha (renseignements recueillies auprès de la Subdivision de l'Hydraulique de CHERAGA).

La co lonne 7:

Cette co lonne carcterise les débits d'eaux pluviables Qp_i. exprimés en (l/s).

$$Qp = C.I.A.$$

C : coeff de ruisselement

I : intensité de pluie en (l/s/ha).

A : surface du bassin d'apport exprimée en (ha)

On peut noter également:

$$Qp = A'.I$$

où A' est la surface reduite expliquée en co lonne .5. pour le bassin N° 1, le débit d'eaux pluviables est:

$$Qp = 0,3 \times 175 \times 4,3 = 225,75 \text{ l/s.}$$

Colonnes 8:

Elle montre le débit d'eaux usées qui est de l'ordre de 80% du débit consommé dans chaque zone d'apport.

Connaissant la superficie du bassin d'apport nous déterminérons à partir de la densité uniforme le nombre d'habitant du bassin considéré.

ainsi pour le bassin N° 1:

la densité uniforme est de : $\frac{634 \text{ ha}}{\text{hect.}}$

la superficie du bassin N° 1 est de 4,3 ha.

donc le nombre d'habitant estimé est de : 2726 ha.

ayant la population du bassin et la consommation specifique qui est de 148,2l/j/ha (voir tableau des débits sontires) nous déterminerons aisement le débit consommé pour le bassin en question qui sera de :

$Q_{Consommé} = 148,2 \times 2726 = 403993,2$ l/J.

soit Q consommé = 4,67 l/s.

le débit d'eau usées est:

$Q_{usée} = \frac{80}{100} Q_{cons} = 0,8 \times 4,67 = 3,74$ l/s.

La colonne 9:

Représente le débit d'eau industriel qui est nul pour notre cas.

La colonne 10:

Est le cumul d'eau usées domèstiques et industriels , ce cumul n'est que le débit d'eau usées domèstiques puisque Q industriel est nul.

Colonne 11:

Le débit total = Q usée + Q pluvial.

Colonne 12 :

Elle représente la longueur respéctive de chaque collecteur.

Les colonnes 13-14:

représentent respéctivement les côtes amont et aval du terrain.

La colonne 15:

Elle montre la pente qui est le ≠ de côte de terrain amont et aval sur la longeur de collecteur respéctif.

Colonne 16:

Ayant la pente et le débit d'eau usée, moyennant l'annexe IX de MANNING STRICKLER. On détermine le diamètre correspondant exprimée en (Mm).

Les colonnes 17-18:

Elles sont établies à l'aide de l'annexe VII (formule de BAZIN) c'est à dire ayant la pente et en projettant cette valeur de la pente sur le diamètre de la canalisation donné par :
Annexe IXde MANNING STRICKLER nous pouvons déterminer la valeur du débit de pleine section Q ps (M3/S) et la valeur de vitesse de pleine section dénotée Vps. exprimée en (m/s).

La colonne 19:

Elle corréspond au rapport de la colonne 11 et 17 c'est à dire le rapport du débit d'eau usée et celui du débit de pleine section.

La colonne 20:

Elle corréspond au rapport des hauteurs de remplissage c'est à dire après avoir déterminé le rapport des débits expliqué en colonne 19, moyennant l'Annexe (X) (ouvrages circulaires). On peut lire directement sur cet annexe le rapport de hauteur de remplissage et le rapport des vitesses.

Pour le collecteur 1-2, le rapport de débit est:

$$\eta Q = \frac{Q.}{Qps} = \frac{0,22949}{0,23} = 0,997$$

On fixera cette valeur sur l'annexe X en projettant sur les axes de rapport de hauteur de remplissage et rapport des vitesses on lit respectivement les valeurs de r H et de rV.

Colonne 22:

Elle correspond à la hauteur de remplissage, Cette hauteur de remplissage H exprimée en (Mm) est le produit du diamètre (colonne 16) et de η H colonne (20) pour collecter 1 - 2:

$H = \emptyset \times \eta H$

$H = 400 \times 0,81 = 324$ Mm.

Colonne 23:

Elle correspond à la vitesse d'eau pour le débit Q, elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et Le rapport de vitesse
r v : soit la colonne (18) x la colonne (21).
pour le collecteur 1 - 2:
$V = 1,68 \times 1,135 = 1,91$ m/s.

Colonne 24;

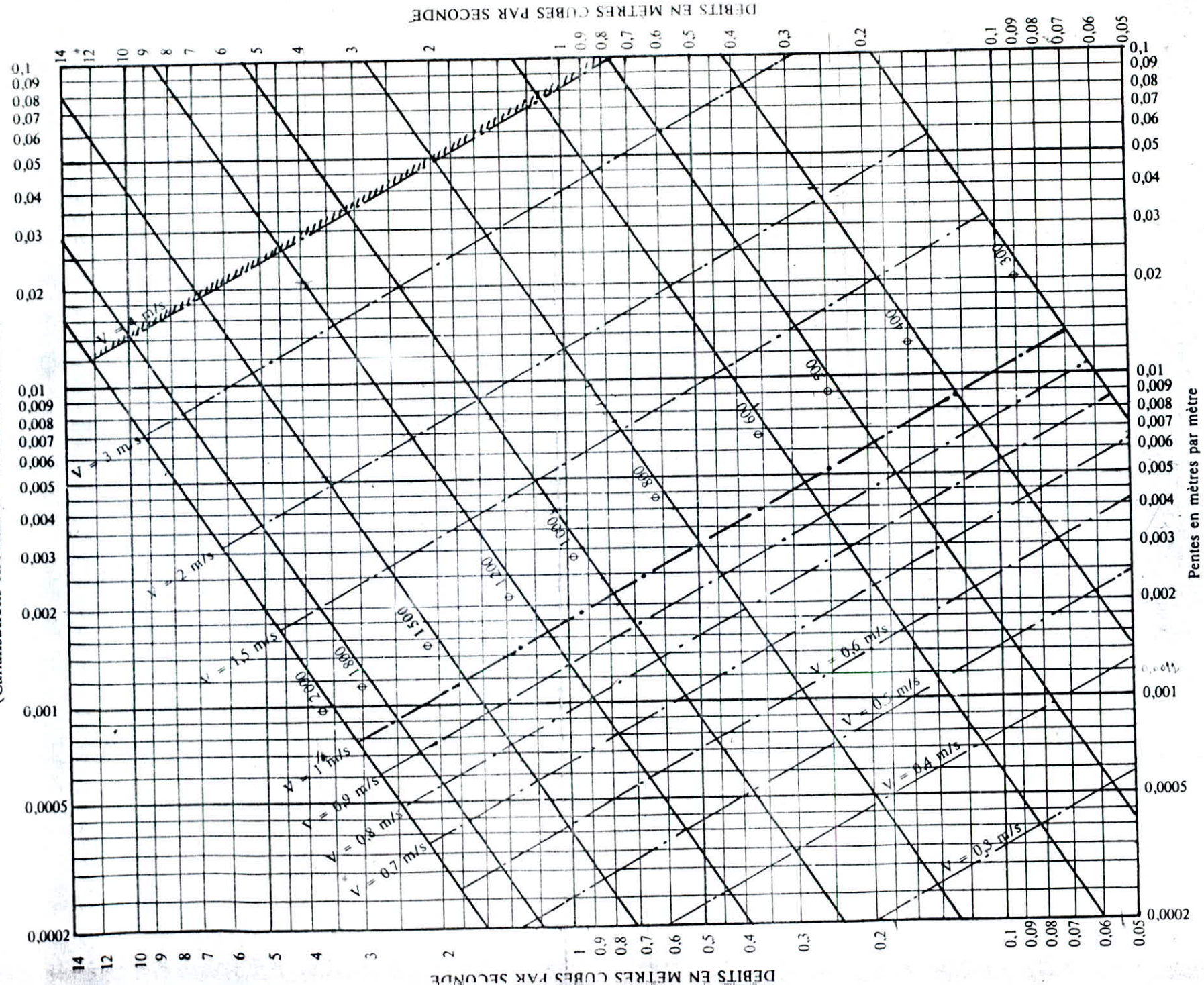
Enfin cette colonne exprime la vitesse de l'eau pour le $\frac{1}{10}$ du débit à pleine section

Après examen de l'annexe X, pour un rapport des débits de 0,1, le rapport des vitesses est de 0,6 donc la colonne 24 se déduit de la colonne 18 en multipliant les valeur de cette colonne (18) par 0,6.
En effet pour collecteur 1-2:

$$\frac{Q_1}{10} Qps = 0,6 \times 1,68 = 1,01 \text{ m/s.}$$

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires — Formule de Bazin)

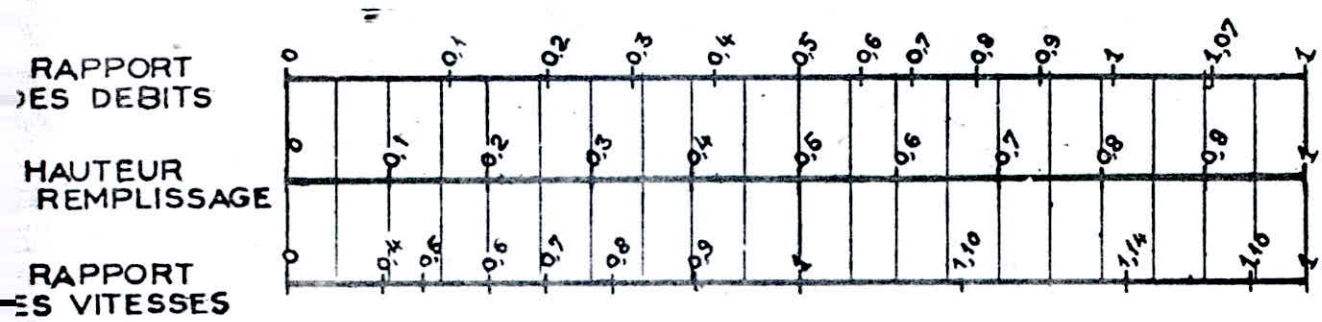


ANNEXE X

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

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



C O N C L U S I O N:

L'examen du tableau montre que:

- la vitesse de l'eau est acceptable pour tous les tronçons.
- la vitesse fixée pour l'autocurage (0,6 m/s) est respéctée.

chapitre II :

1 - POSE DES CANALISATIONS :

Pour les rues dont la largeur n'excède pas 15 mètres, les égoûts sont placés dans l'axe de la chaussée; ce qui est le cas pour la Ville de ZERALDA.
Dans les rues plus larges, la pose d'un égoût sous chaque trottoir s'avère indispensable.

2 - EXECUTION DE LA TRANCHEE:

La largeur dela tranchée doit être égale au minimum à 0,60 M ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,5 mètres. Au droit des joints, des niches seront établies pour faciliter la pose.

3 - ESSAI DU RESEAU :

Il est necessaire de procéder à un essai général du réseau. Cet essai portera sur les conditions d'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage. Un bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à intervalles successifs, 10 à 20 l d'eau, selon le diamètre dela canalisation. Ce qui permettra de vérifier le passage des ondes pour chaque déversement dans le regard aval.

4 - REMBLAIEMENT DES TRANCHEES :

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'a une hauteur de 0,15 M au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.
Ce remblaiement est efféctué avec la terre des déblais expurgée de tous éléments suxeptibles de porter atteinte aux tuyaux (sable, terre franche, gravier...).
La deuxième étape de remblaiement est efféctuée à l'aide d'engins mécaniques.
La terre utilisée dans ce cas, ne doit contenir ni blocs de roches, ni débrits végétaux ou animaux.

5 - NETTOYAGE DU RESEAU D'EGOUT :

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons de canalisati n.
Ce nettoyage périodiques peut s'effectuer au moyen de l'eau sous très forte pression de 40 bars à 100 bars, selon le cas.
On utilisera alors, des engins comportant une citerne à eau, une pompe entrainée par moteur éléctrique et à l'extremité du tuyau de refoulement de la pompe une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à efféctuer.

O B S E R V A T I O N S:

Les collecteurs seront implantés au milieu des routes.
La profondeur des collecteurs sera de 2,00 m, chaque collecteur possède un regard permettant la ventilation des ouvrages implanté aux points suivants:

- changement de sens d'écoulement
- changement de pente du collecteur
- changement du diamètre à chaque carrefour de collecteur, la distance entre 2 regards est prise en moyenne égale à 50 m.

B I B L I O G R A P H I E

A - DUPONT. (Hydraulique Urbaine)

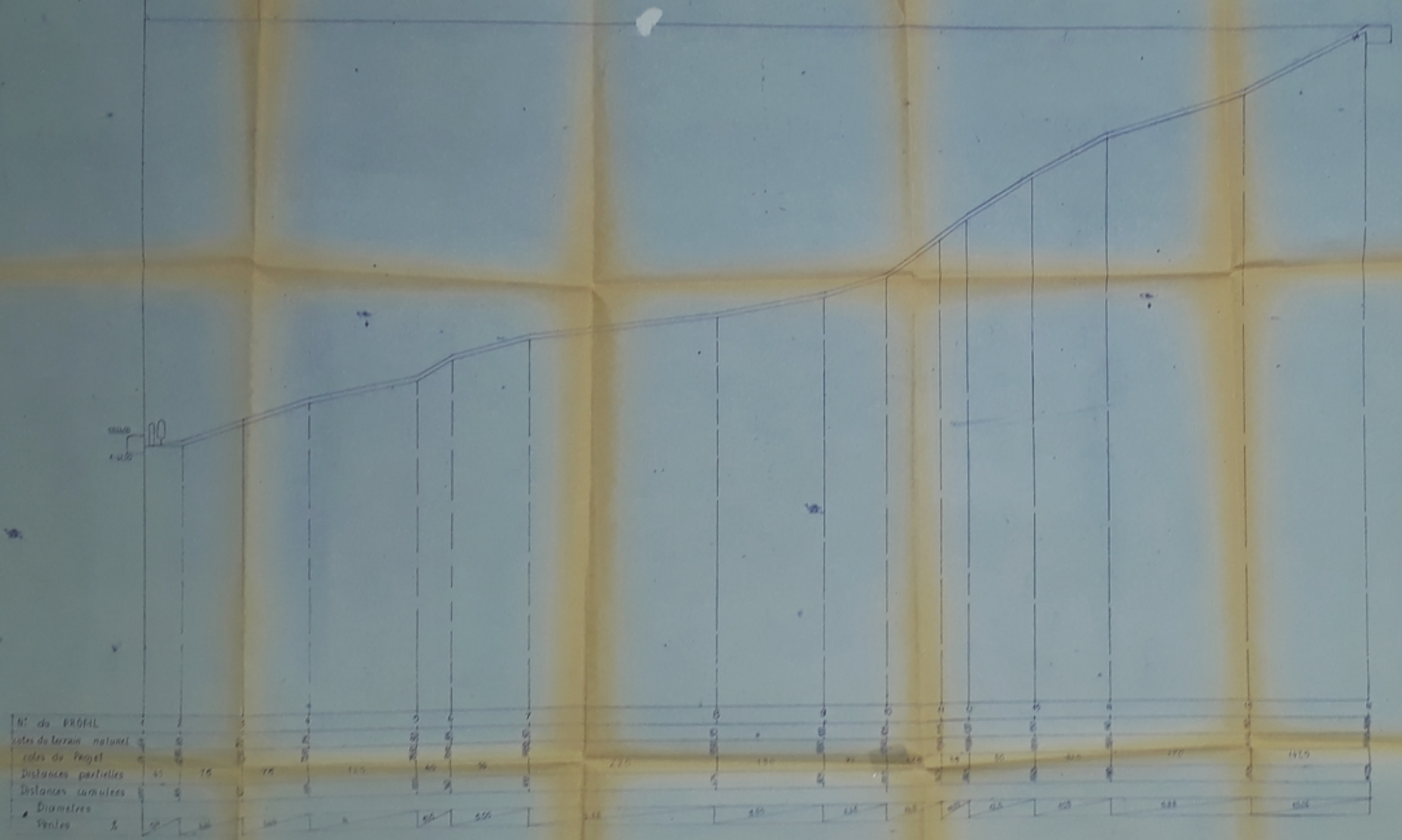
J - BONNIN. (Hydraulique urbaine)

G - LAPRAY. (Théorie de la lourdeur fluidodyna

I LIGASTRE. (Manuel d'Hydraulique Générale)

H-GUERREE ET C-GOMELLA (Les eaux usées dans les agglomérati urbaines ou rurales)

STUTTGARTER (Cours d'assainissement urbain)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

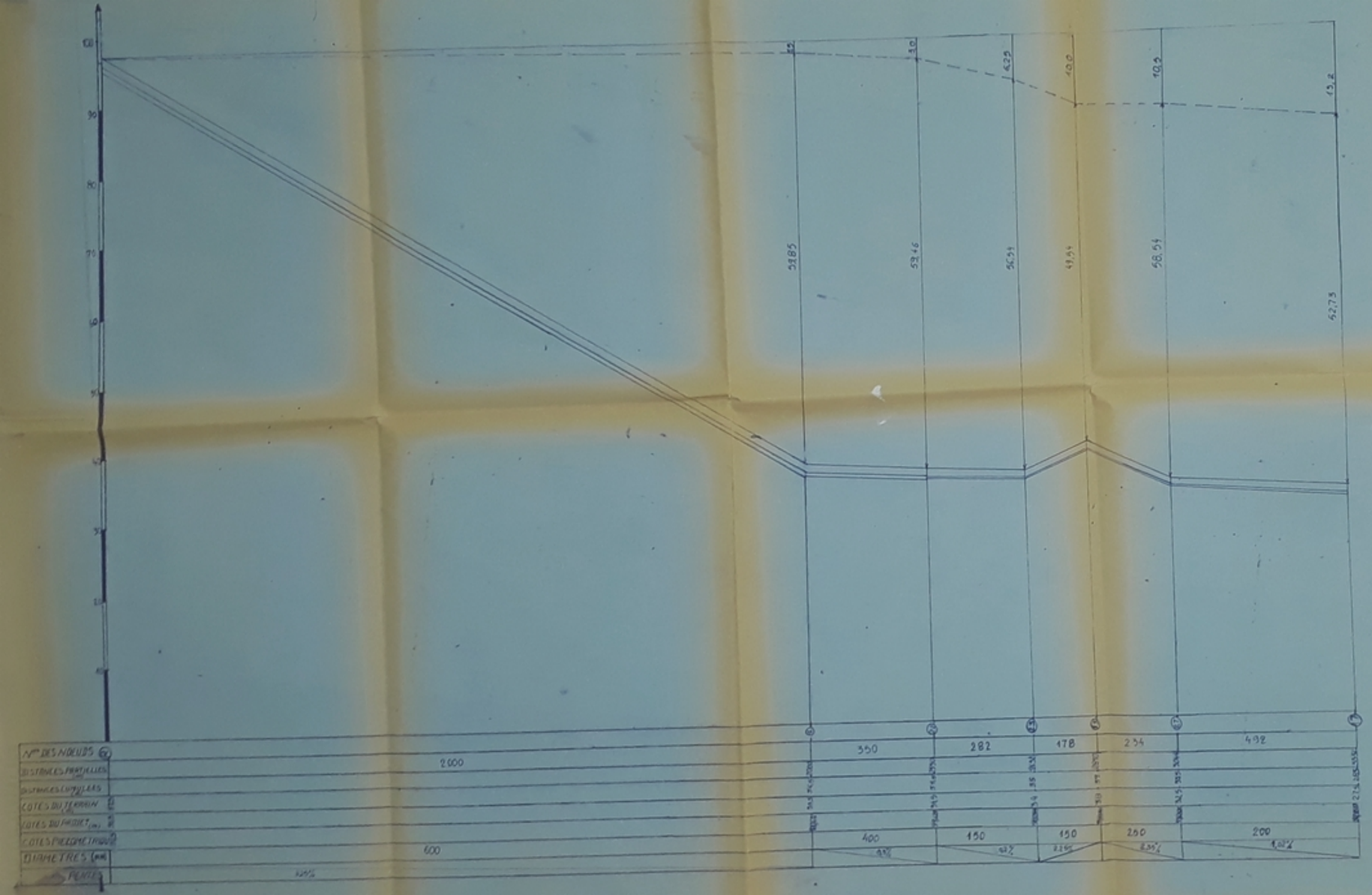
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

RENOVATION DU RESEAU D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

ETUDIE PAR : MISSA DERRADJI BENBOUZI LAMIA	PLANCHE N°1	ECHELLE : V: 1/100 H: 1/2000
DIRIGE PAR Mr. BENDJEBBOUR		PROPOSE PAR : ONEDD



PH 0038.
2.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

E.N.P.A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

ETUDE D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT

DE LA VILLE DE ZERALDA

PROFIL EN LONG DU TRONCON

D'AMENEE A-1 — ET DE DISTRIBUTION

1-22-23-19-27-17

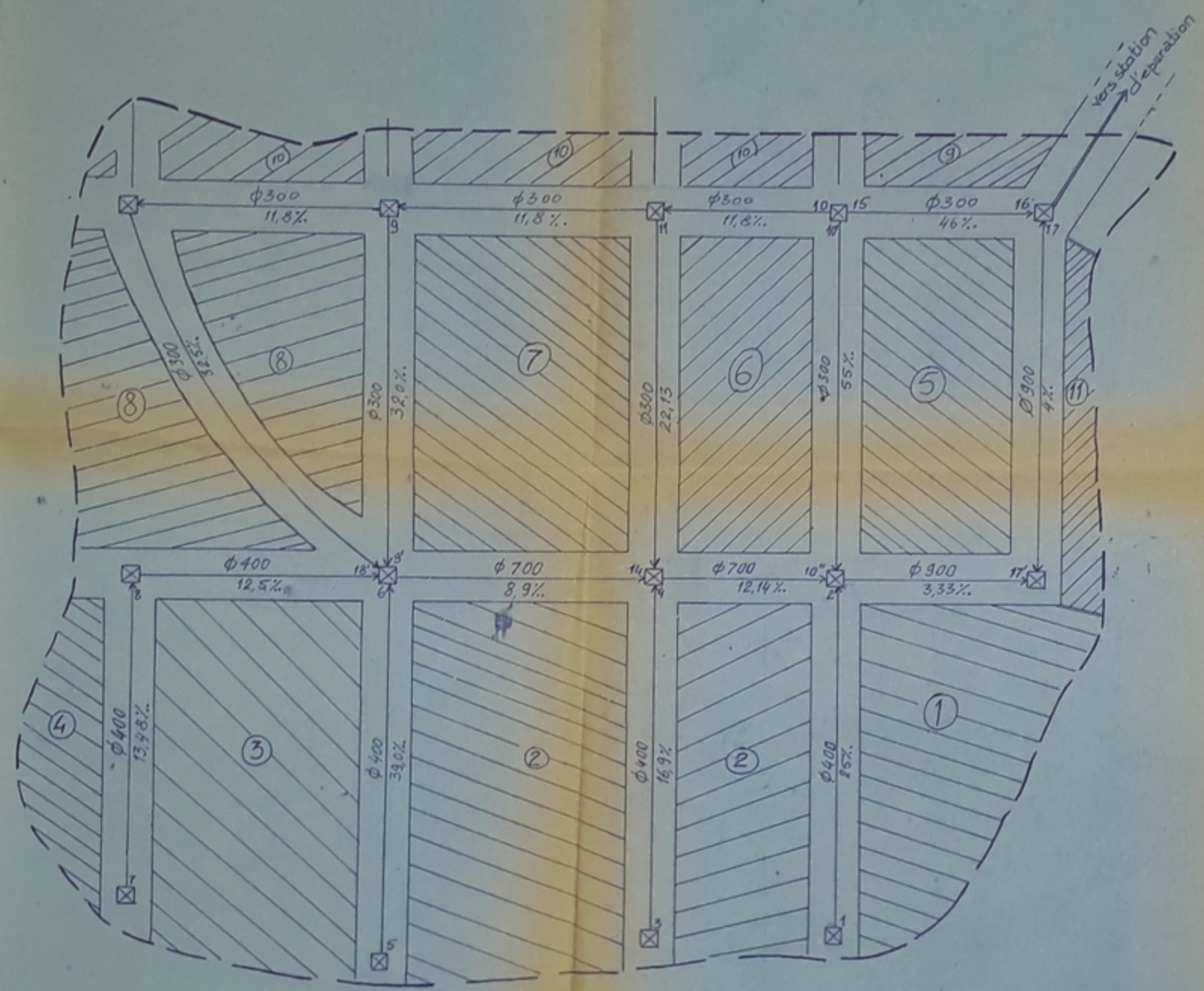
ETUDIE PAR:
AISSA DERRADJI
BEHLOULI LAMIA

DIRIGE PAR:
Dr ARHOUNDOV

PLANCHE N°2

H. 1/500
V. 1/50

PROPOSE PAR:
ENERG



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

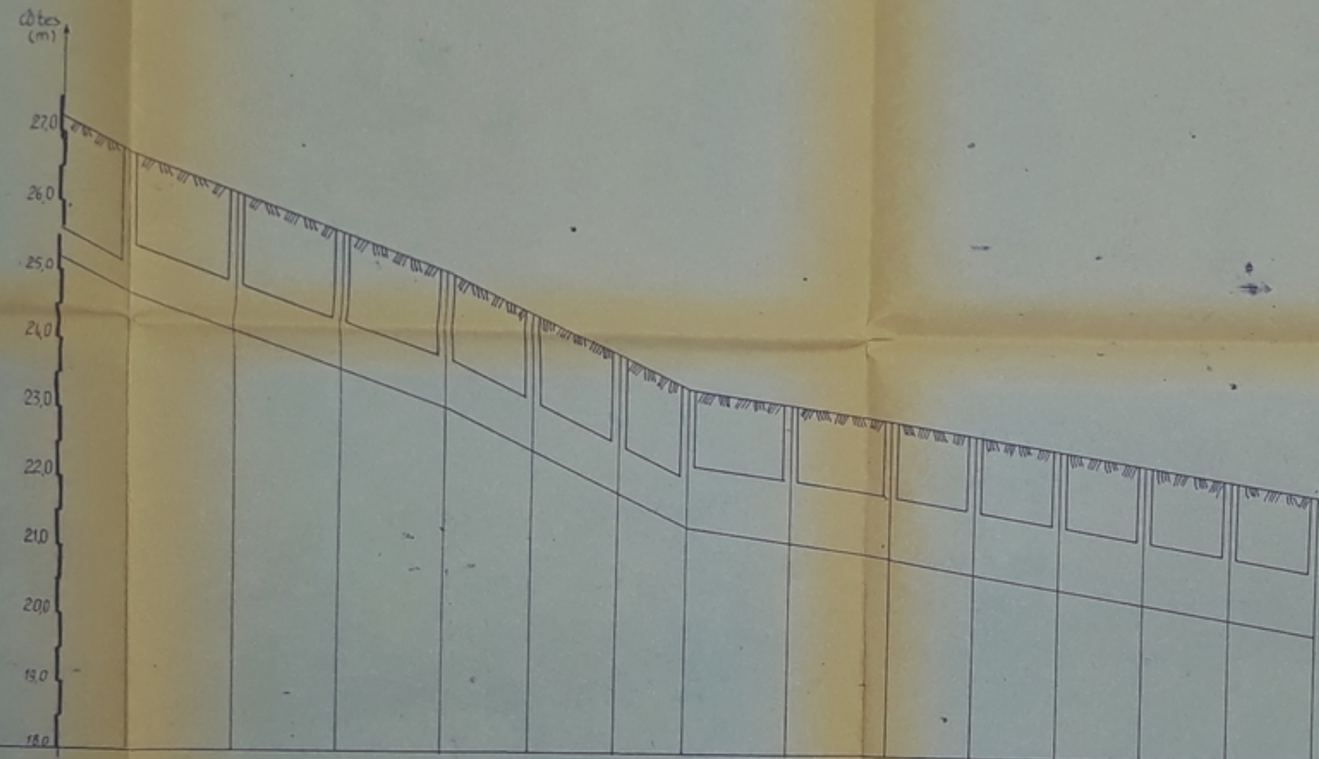
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

RENOVATION DU RESEAU D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

ETUDIE PAR: AISSA DERRADJI, BEHLOULI LARBI	PLANCHE N°3	PROPOSE PAR: C.N.E.R.U
DIRIGE PAR: Mr AKHOUNDJI		



Tronçons	8	18'				14			10''		19'					17
Diametres (mm)	400		700			700			900			900				
Longueurs partielles (m)	40		180			140			120			250				
Longueurs cumulées (m)	0	40														
Côtes du sol (m)	27,2	26,7				25,1	25,0		23,4	23,60	23,0	23,0				22,0	22,30
Pentes ‰	12,5		8,9			12,14			3,33			4,0				
N° de regards		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14	
Distance entre les regards (m)	40	60	60	60	50	50	40	60	60	50	50	50	50	50		

الجمهورية الجزائرية الديموقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

RENOVATION DU RESEAU D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL 8-17

ETUDIE PAR:
AISSA DERRADJI
BEHLOULI LARBI

DIRIGE PAR MONSIEUR
A KHOUNDOV

PLANCHE N° 1

Echelle:
H: 1/2000
V: 1/50

PROPOSE PAR
CNERU

COLLECTEUR	N° BASSINS D'APPORT	SURFACES DES BASSINS D'APPORT A en ha	COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT C	SURFACES REDUITES F = C.A ha	INTENSITE DES PLUIES I en L/s/ha	DEBITS PLUIES $Q_p = C.I.A$ en L/s	EAUX USEES DOMESTIQUES en L/s	EAUX USEES INDUSTRIELLES en L/s	EAUX USEES TOTALES en L/s	DEBIT TOTAL $Q = Q_{eaux} + Q_{pluie}$	LONGUEUR DES COLLECTEURS en m	COTES DU TERRAIN EN (m) AMONT	COTES DU TERRAIN EN (m) AVAL	PENTES en ‰	DIAMETRES en mm	DEBIT A PLEIN SECTION Q_B en m³/s	VITESSE A PLEIN SECTION V_B en m/s	$\tau Q = \frac{Q}{Q_B}$	τH	τV	HAUTEUR DE REMPLISSAGE $H = D \times \tau H$	VITESSE $V = V_B \times \tau V$	$\tau V/V_B \times 0.6$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1-2	1	4.30	0.3	1.29	175	225.75	3.74	—	3.74	229.49	180	27.9	23.4	25.0	400	0.230	1.680	0.996	0.81	1.135	324	1.91	1.01
3-4	2	3.13	0.3	0.94	"	164.50	2.72	—	2.72	167.22	160	27.8	25.1	16.90	400	0.170	1.390	0.982	0.88	1.132	320	1.57	0.83
5-6	3	2.35	0.6	1.41	"	246.75	2.04	—	2.04	248.79	200	34.5	26.7	39.0	400	0.270	2.07	0.913	0.76	1.124	304	2.33	1.24
7-8	4	2.88	0.3	0.86	"	150.50	2.51	—	2.51	153.01	230	36.7	33.6	13.48	400	0.158	1.25	0.962	0.78	1.128	312	1.41	0.75
10-18	10	1.80	0.4	0.72	"	126.00	1.57	—	1.57	127.57	500	28.9	23.0	11.80	400	0.148	1.20	0.858	0.72	1.114	288	1.34	0.72
18-18'	8	1.46	0.4	0.58	"	101.50	1.27	—	1.27	102.77	80	29.3	26.7	32.50	300	0.110	1.53	0.927	0.76	1.122	228	1.72	0.92
9-9'	7	1.23	0.4	0.49	"	85.75	1.07	—	1.07	86.82	100	29.9	26.7	32.00	300	0.109	1.51	0.789	0.67	1.103	201	1.66	0.91
11-14	6	1.55	0.3	0.47	"	82.25	1.35	—	1.35	83.60	235	30.3	25.1	22.13	300	0.088	1.29	0.943	0.77	1.127	231	1.45	0.77
10'-10"	5	1.28	0.6	0.77	"	134.75	1.11	—	1.11	135.86	100	28.9	23.4	55.0	300	0.140	1.98	0.964	0.78	1.128	234	2.23	1.19
15-16	9	0.79	0.4	0.32	"	56.00	0.69	—	0.69	56.69	150	28.9	22.0	46.0	300	0.130	1.82	0.05	0.079	0.380	237	0.69	1.09
17'-17	11	0.40	0.4	0.16	"	28.00	0.35	—	0.35	28.35	250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8-18'	4	—	—	—	"	150.50	2.51	—	2.51	153.01	40	27.2	26.7	12.5	400	0.158	1.25	0.962	0.78	1.128	312	1.41	0.75
18-14	1+2+3+4+5	—	—	—	"	710.50	8.46	—	8.46	718.96	180	26.7	25.1	8.90	700	0.850	1.71	0.847	0.72	1.112	504	1.90	1.03
14-10'	1+2+3+4+5+6	—	—	—	"	957.25	12.53	—	12.53	969.78	140	25.1	23.4	12.14	700	1.00	2.0	0.970	0.79	1.129	553	2.26	1.20
10'-17'	1+2+3+4+5+6+9	—	—	—	"	1317.75	17.38	—	17.38	1335.13	120	23.4	23.0	3.33	900	1.60	1.44	0.834	0.76	1.053	684	1.52	0.86
17-17'	1+2+3+4+5+6+9+11	—	—	—	"	1345.75	17.73	—	17.73	1363.48	250	23.0	22.0	4.00	900	1.78	1.56	0.766	0.72	1.050	648	1.64	0.94

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

RENOVATION DU RESEAU D'AEPET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZERALDA

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL 8-17

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDIE PAR:	PLANCHE	PROPOSE PAR
FISSA DERRADJI BEHLOULI LARBI	N°2	CNERU
DIRIGE PAR Mr: AKHOUNDOV		

CALCUL APPROXIMATIF DES DEBITS —— CALUL DES PRESSIONS AU SOL

N° des mailles	N° des mailles adjacentes	N° de tronçons	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débits (l/s)	1re approximation							2me approximation						
						J	ΔH1	ΔH1/Q1	C.M.P	C.M.A	TOTALE	Q1 (l/s)	J2	ΔH2	ΔH2/Q2	C.M.P	C.M.A	TOTALE	Q2 (l/s)
I	—	1-2	200	244	58,53	0,01190	3,452	90,040	-0,036	—	-0,036	58,494	0,01178	3,446	83,970	-0,031	—	-0,031	58,463
	—	2-3	200	286	34,09	0,00932	2,739	80,357	-0,036	—	-0,036	34,054	0,0092	2,7356	80,27	-0,031	—	-0,031	34,023
	—	3-5	200	498	22,82	0,0042	2,085	91,47	-0,036	—	-0,036	22,784	0,00416	2,073	90,98	-0,031	—	-0,031	22,753
	V	5-24	125	300	-14,79	0,0211	-6,342	428,56	-0,036	-0,006	-0,042	-14,8316	0,02150	-6,379	430,03	-0,031	-0,0044	-0,0354	-14,867
	II	24-1	350	372	-114	0,0055	-1,636	14,770	-0,036	0,099	0,063	-113,937	0,00554	-1,454	12,760	-0,031	0,087	0,056	-113,881
							[illegible]	702,44	ΔQ = -0,036					0,44	704,05	ΔQ = -0,031			
II	—	22-1	400	350	-136	0,0039	-1,373	13,705	-0,099	—	-0,099	-136,099	0,00377	-1,326	9,7193	-0,087	—	-0,087	-136,186
	III	23-22	150	282	-16,9	0,0108	-3,050	178,55	-0,099	-0,049	-0,148	-17,048	0,01048	-3,012	176,66	-0,087	-0,041	-0,128	-17,176
	IV	24-23	200	342	34	0,0092	3,140	[illegible]	-0,099	-0,015	-0,114	33,886	0,00914	3,128	92,50	-0,087	-0,014	-0,101	33,785
	I	1-24	350	372	114	0,0055	1,636	42,77	-0,099	0,036	-0,063	113,937	0,00553	1,454	42,744	-0,087	0,031	-0,056	113,881
	V	24-25	300	040	84	0,0065	0,263	3,134	-0,099	-0,0054	-0,1044	83,8956	0,00654	0,2617	3,120	-0,087	-0,0044	-0,0914	83,804
							[illegible]	[illegible]	ΔQ = -0,099					0,51	294,56	ΔQ = -0,087			
III	—	19-21	350	456	-96	0,0044	-1,785	18,05	0,049	—	0,049	-95,951	0,0039	-1,733	18,44	0,041	—	0,041	-95,91
	—	20-21	300	532	-81,96	0,0064	-3,355	40,55	0,049	—	0,049	-81,911	0,0062	-3,317	40,53	0,041	—	0,041	-81,87
	—	18-20	300	468	-61,59	0,0035	-1,720	27,96	0,049	—	0,049	-61,541	0,0035	-1,719	27,93	0,041	—	0,041	-61,5
	IV	19-18	150	476	22,91	0,0148	3,445	149,37	0,049	-0,015	0,034	22,944	0,01516	3,427	149,46	0,041	-0,014	0,027	22,971
	II	18-23	150	282	16,9	0,0105	3,050	178,55	0,049	0,099	0,148	17,048	0,01068	3,015	176,67	0,041	0,087	0,128	17,176
							[illegible]	[illegible]	ΔQ = 0,049					0,34	413,25	ΔQ = 0,041			
IV	II	23-24	200	342	-34	0,0092	-3,140	91,60	0,015	0,099	0,114	-33,886	0,00926	-3,128	92,30	0,014	0,087	0,101	-33,785
	V	25-26	200	441	32,96	0,0096	3,566	108,19	0,015	-0,0056	0,0094	32,969	0,0087	3,548	108,22	0,014	-0,0044	0,0096	32,979
	VIII	27-19	250	254	-48	0,0056	-1,318	27,48	0,015	-0,011	0,004	-47,996	0,00563	-1,318	27,46	0,014	-0,0096	0,0044	-47,9916
	III	18-19	150	476	-22,91	0,0148	-3,445	149,37	0,015	-0,049	-0,034	-22,944	0,01516	-3,427	149,46	0,014	-0,041	-0,027	-22,971
	VI	26-27	060	490	1,97	[illegible]	3,740	[illegible]	0,015	0,0016	0,0166	1,9866	[illegible]	3,706	[illegible]	0,014	0,0041	0,0181	2,0047
							[illegible]	[illegible]	ΔQ = 0,015					-0,61	2242,4	ΔQ = 0,014			
V	I	24-5	125	300	14,79	0,0211	6,342	428,56	0,0056	0,036	0,0416	14,8316	0,0215	6,3775	430,03	0,0044	0,031	0,0354	14,867
	—	5-6	150	248	20,78	0,0158	3,924	188,84	0,0056	—	0,0056	20,7856	0,0158	3,927	188,89	0,0044	—	0,0044	20,79
	—	6-7	300	572	13,34	0,0044	0,538	40,36	0,0056	—	0,0056	13,3456	0,0045	0,5388	40,376	0,0044	—	0,0044	13,35
	—	7-8	150	320	10,07	0,0037	1,205	119,67	0,0056	—	0,0056	10,0756	0,00377	1,2068	119,76	0,0044	—	0,0044	10,08
	—	8-9	125	408	7,34	0,0052	0,569	77,55	0,0056	—	0,0056	7,3456	0,00525	0,5704	77,65	0,0044	—	0,0044	7,35
	II	25-24	300	040	-84	0,0065	-0,263	3,134	0,0056	0,099	0,1046	-83,8954	0,0065	-0,2617	3,120	0,0044	0,087	0,0914	-83,804
	IV	26-25	200	441	-32,96	0,0086	-3,566	108,19	0,0056	-0,015	-0,0094	-32,969	0,0086	-3,548	108,22	0,0044	-0,014	-0,0096	-32,979
	VI	9-26	100	196	-12	0,0453	-8,941	745,08	0,0056	0,0016	0,0072	-11,9928	0,0466	-8,929	744,9	0,0044	0,0011	0,0055	-11,9873
							[illegible]	[illegible]	ΔQ = 0,0056					-0,15	[illegible]	ΔQ = 0,0044			
VI	IV	27-26	060	490	-1,97	[illegible]	-3,740	[illegible]	-0,0016	-0,015	-0,0166	-1,9866	[illegible]	-3,725	[illegible]	-0,0011	-0,014	-0,0151	-2,0017
	VIII	17-27	200	412	-25,93	0,0058	[illegible]	100,41	-0,0016	-0,011	-0,0126	-25,9356	0,0058	-2,628	100,74	-0,0011	-0,0086	-0,0097	[illegible]
	VII	15-17	060	208	3,1	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0016	0,0019	0,0003	3,1003	0,0470	9,734	3153,5	-0,0011	0,0011	[illegible]	[illegible]
	—	12-13	125	050	11,06	[illegible]	[illegible]	53,86	-0,0016	—	-0,0016	11,0584	0,0115	0,5536	53,67	-0,0011	—	-0,0011	11,0573
	—	11-12	125	216	11,64	[illegible]	[illegible]	247,86	-0,0016	—	-0,0016	11,6384	[illegible]	2,935	247,93	-0,0011	—	-0,0011	11,6373
	—	9-11	150	362	16,77	[illegible]	[illegible]	223,47	-0,0016	—	-0,0016	16,7684	[illegible]	3,7505	223,40	-0,0011	—	-0,0011	16,7673
	V	26-9	100	196	12	[illegible]	8,941	745,08	-0,0016	-0,0056	-0,0072	11,9928	0,0466	8,929	744,91	-0,0011	-0,0044	-0,0055	11,9873
							0,14	[illegible]	ΔQ = -0,0016					0,14	[illegible]	ΔQ = -0,0011			
VII	VIII	16-17	040	052	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,144	[illegible]	-0,0011	-0,0096	-0,0107	1,67
	VI	17-15	060	208	-3,10	0,0471	[illegible]	[illegible]	-0,0013	0,0016	0,0003	[illegible]	0,0471	9,795	[illegible]	-0,0011	0,0011	0,000	[illegible]
	—	13-16	080	590	3,72	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0013	—	-0,0013	[illegible]	[illegible]	4,5297	[illegible]	-0,0011	—	-0,0011	[illegible]
	—	14-15	040	364	-0,51	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0013	—	-0,0013	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0011	—	-0,0011	[illegible]
	—	15-16	080	244	-2,91	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0013	—	-0,0013	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0011	—	-0,0011	[illegible]
							[illegible]	[illegible]	ΔQ = -0,0013					0,35	[illegible]	ΔQ = -0,0011			
VIII	IX	[illegible]	150	254	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	VI	[illegible]	200	412	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	II	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

N° de tronçons	3me approximation							4me approximation						
	J3	ΔH3	ΔH3/Q3	C.M.P	C.M.A	TOTALE	Q3 (l/s)	J4	ΔH4	ΔH4/Q4	C.M.P	C.M.A	TOTALE	Q4 (l/s)
1-2	0,01174	3,43	85,90	-0,027	—	-0,027	58,436	0,01174	3,453	89,846	0,023	—	-0,023	58,413
2-3	0,00920	2,726	80,20	-0,027	—	-0,027	33,996	0,00909	2,689	79,102	0,023	—	-0,023	33,973
3-5	0,0045	2,07	90,86	-0,027	—	-0,027	22,724	0,00444	2,063	90,750	0,023	—	-0,023	22,703
5-24	0,0214	[illegible]	431,06	-0,027	-0,002	-0,029	-14,896	0,0244	-6,433	431,87	-0,023	-0,0019	-0,0249	-14,9201
24-1	0,0054	[illegible]	12,758	-0,027	0,076	0,049	-113,82	0,00538	-1,4516	12,753	-0,023	0,064	0,041	-113,791
		0,35	704,77	ΔQ = -0,027					0,32	704,32	ΔQ = -0,023			
22-1	0,0038	[illegible]	9,716	-0,076	—	-0,076	-136,262	0,0038	-1,324	9,7213	-0,064	—	-0,064	-136,326
23-22	0,0108	[illegible]	177,97	-0,076	-0,033	-0,109	-17,285	0,01091	-3,0966	178,05	-0,064	-0,025	-0,089	-17,374
24-23	[illegible]	[illegible]	92,025	-0,076	-0,012	-0,088	33,697	0,00904	3,093	91,789	-0,064	-0,011	-0,075	33,622
1-24	0,0054	[illegible]	42,758	-0,076	0,027	-0,049	113,832	0,0054	1,4516	42,753	-0,064	0,023	-0,041	113,791
24-25	[illegible]	[illegible]	3,117	-0,076	-0,002	-0,078	83,726	-0,0065	0,2615	3,1165	-0,064	-0,0011	-0,0651	83,6604
		[illegible]	295,6	ΔQ = -0,076					0,38	296,47	ΔQ = -0,064			
19-21	0,0038	-1,731	18,067	0,033	—	0,033	-95,877	0,0038	-1,731	18,051	0,025	—	0,025	-95,852
20-21	0,0063	[illegible]	40,509	0,033	—	0,033	-81,837	0,0063	-3,3359	40,493	0,025	—	0,025	-81,812
18-20	0,0035	[illegible]	27,933	0,033	—	0,033	-61,467	0,0035	-1,715	27,91	0,025	—	0,025	-61,442
19-18	[illegible]	3,437	149,64	0,033	-0,012	0,021	22,992	0,0153	3,4437	149,78	0,025	-0,011	0,014	23,006
18-23	[illegible]	[illegible]	177,47	0,038	0,076	0,109	17,285	0,0109	3,0966	178,05	0,025	0,064	0,089	17,374
		[illegible]	[illegible]	ΔQ = 0,033					-0,22	455,31	ΔQ = 0,025			
23-24	[illegible]	[illegible]	91,03	0,012	0,076	0,088	-33,697	0,0090	-3,093	91,28	0,011	0,064	0,075	-33,622
25-26	0,0088	[illegible]	107,69	0,012	-0,002	0,010	32,989	0,0087	3,572	108,5	0,011	-0,0011	0,0099	32,9989
27-19	[illegible]	[illegible]	27,45	0,012	-0,0085	0,0035	[illegible]	0,0055	-1,348	27,46	0,011	-0,0071	0,005	-47,985
18-19	[illegible]	[illegible]	149,68	0,012	-0,033	-0,021	-22,992	0,0153	-3,4437	149,78	0,011	-0,025	-0,014	-23,006
26-27	[illegible]	3,75	1872,90	0,012	0,0044	0,01244	[illegible]	0,0200	3,804	1889,4	0,011	-0,0007	0,0103	2,0247
		[illegible]	2254,9	ΔQ = 0,012					-0,48	2266,5	ΔQ = 0,011			
24-5	0,0214	6,415	431,04	0,002	0,027	0,029	14,896	0,0214	6,433	431,87	0,0016	0,023	0,0246	14,9201
5-6	[illegible]	3,926	188,8	0,002	—	0,002	20,792	0,0166	3,928	188,9	0,0011	—	0,0011	20,793
6-7	[illegible]	[illegible]	40,389	0,002	—	0,002	13,352	0,0045	0,5555	40,39	0,0011	—	0,0011	13,3531
7-8	0,0037	1,2074	119,81	0,002	—	0,002	10,082	0,0038	1,2081	119,83	0,0011	—	0,0011	10,0831
8-9	0,0052	[illegible]	77,01	0,002	—	0,002	7,352	0,0052	0,5789	77,61	0,0011	—	0,0011	7,353
25-24	[illegible]	[illegible]	3,117	0,002	0,076	0,078	-83,726	0,0065	-0,2614	3,114	0,0011	0,064	0,0651	-83,6604
26-25	[illegible]	[illegible]	107,69	0,002	-0,012	-0,010	-32,989	0,0087	-3,572	108,5	0,0011	-0,011	-0,0099	-32,9989
9-26	[illegible]	[illegible]	743,24	0,002	0,0044	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-8,884	742,71	0,0011	-0,0007	[illegible]	[illegible]
		[illegible]	1713,27	ΔQ = 0,002					[illegible]	1711,8	ΔQ = 0,0011			
27-26	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	-0,012	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-3,804	1888,4	-0,0007	-0,011	[illegible]	-2,0247
17-27	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	-0,0066	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-2,582	100,81	-0,0007	-0,0075	[illegible]	[illegible]
15-17	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	0,0006	[illegible]	[illegible]	0,0470	9,7927	[illegible]	-0,0007	0,0007	[illegible]	[illegible]
12-13	[illegible]	[illegible]	53,86	-0,0004	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0,5594	53,67	-0,0007	—	-0,0007	11,0565
11-12	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	2,944	247,3	-0,0007	—	-0,0007	11,6579
9-11	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,748	223,5	-0,0007	—	-0,0007	[illegible]
26-9	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-0,0004	0,002	[illegible]	[illegible]	[illegible]	8,884	742,71	-0,0007	-0,0011	[illegible]	[illegible]
		[illegible]	[illegible]	ΔQ = -0,00014					-0,022	[illegible]	ΔQ = -0,00017			
16-17	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,059	[illegible]	[illegible]	-0,0075	[illegible]	[illegible]
17-15	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0,0014	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,7927	[illegible]	[illegible]	0,0017	-0,0007	[illegible]
13-16	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	4,519	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]
14-15	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]
15-16	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-12,90	[illegible]	[illegible]	—	[illegible]	[illegible]
		[illegible]	[illegible]	ΔQ = -0,00076					0,18	[illegible]	ΔQ = -0,00063			

N° de tronçons	VITESSE (m/s)	Re	λ	λ	ΔH	ALTITUDES (m) AMONT	ALTITUDES (m) AVAL	P.d.c (m)	COTES PIEZOMETRIQUES AMONT	COTES PIEZOMETRIQUES AVAL	PRESSION	OBSERVATIONS
1-2	1,22	0,244	[illegible]	[illegible]	3,48	36,50	33	3,48	96,33	92,85	59,85	
2-3	1,06	0,216	[illegible]	[illegible]	2,76	33	31,5	2,76	92,85	90,09	58,59	
3-5	0,72	0,144	[illegible]	0,0284	2,07	31,5	29	2,07	90,09	88,02	59,02	
5-24	1,22	0,1525	[illegible]	[illegible]	-6,62	29	35,5	-6,62	88,02	94,64	59,14	
24-1	1,19	0,430	[illegible]	[illegible]	-1,47	35,5	36,5	-1,47	94,64	96,41	59,67	
22-1	1,065	0,434	[illegible]	0,02574	1,35	35,5	36,5	-1,35	94,98	96,33	59,83	
23-22	0,985	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-3,25	32,5	35,5	-3,25	91,71	94,96	59,46	
24-23	1,07	0,214	[illegible]	[illegible]	3,14	36,5	35,0	3,14	94,86	91,71	56,71	
1-24	1,18	0,413	[illegible]	[illegible]	1,47	36,5	35,5	1,47	96,33	94,86	59,36	
24-25	1,18	0,354	[illegible]	[illegible]	0,26	35,5	36,5	0,26	94,86	94,60	58,10	
19-21	0,937	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-1,76	34	35,5	-1,76	93,2	94,96	59,46	
20-21	1,16	0,345	[illegible]	[illegible]	-3,38	31	34	-3,38	89,82	93,20	59,20	
18-20	0,87	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-1,76	37	31	-1,76	88,06	89,82	58,82	
19-18	1,30	0,195	[illegible]	[illegible]	3,48	35	39	3,48	91,54	88,06	49,06	
18-23	0,953	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,25	31	35	3,26	94,79	91,54	56,54	
23-24	1,07	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,14	35	36,5	-3,14	91,85	94,99	58,49	
25-26	1,05	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,64	36,5	32	3,64	94,99	91,35	59,35	
27-19	0,96	0,245	[illegible]	[illegible]	-1,35	26	39	-1,35	86,71	88,06	49,06	
18-19	1,30	0,195	[illegible]	0,0417	-3,48	37	35	-3,48	88,06	91,54	56,54	
26-27	0,72	0,0432	[illegible]	[illegible]	3,56	27	33,5	3,56	91,35	87,59	53,89	
24-5	1,22	0,1525	[illegible]	[illegible]	6,62	31,5	29	6,62	94,64	88,02	59,02	
5-6	1,18	0,177	[illegible]	[illegible]	4,03	27	26	4,03	88,02	83,99	57,99	
6-7	0,415	0,085	[illegible]	[illegible]	0,549	26	35,5	0,549	83,99	84,441	47,941	
7-8	0,57	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1,27	35,5	24,5	1,27	83,441	82,171	57,671	
8-9	0,60	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0,57	24,5	23,5	0,57	82,171	81,601	58,101	
25-24	1,18	0,354	[illegible]	[illegible]	-0,26	34,5	35,5	-0,26	94,60	94,86	59,36	
26-25	1,05	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-3,64	32	34,5	-3,64	90,96	94,60	58,1	
9-26	1,52	0,152	[illegible]	[illegible]	-9,02	23,5	32	-9,02	81,94	90,96	58,96	
27-26	0,72	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-3,96	33,5	32	-3,96	87,39	91,35	59,35	
17-27	0,81	0,162	[illegible]	[illegible]	-2,597	32	33,5	-2,597	84,793	87,39	53,89	
15-17	1,10	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-10,046	28,5	32	-10,046	74,747	84,793	52,793	
12-13	0,90	0,1125	[illegible]	[illegible]	0,60	25,5	28,5	0,60	75,347	74,747	46,247	
11-12	0,97	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,02	23,5	26,5	3,02	78,367	75,347	48,847	
9-11	0,95	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,82	23,5	23,5	3,82	82,187	78,367	54,887	
26-9	1,52	0,152	[illegible]	[illegible]	9,02	32	23,5	9,02	91,207	82,187	58,687	
16-17	0,92	[illegible]	[illegible]	[illegible]	3,09	33	32	3,09	87,883	84,793	52,793	
17-15	1,10	[illegible]	[illegible]	[illegible]	10,046	32	26,5	10,046	84,793	74,747	46,247	
13-16	0,74	[illegible]	[illegible]	[illegible]	4,61	26,5	31,5	4,61	74,747	70,137	38,637	
14-15	0,41	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-4,38	31,5	32	-4,38	70,137	74,517	42,517	
15-16	1,42	[illegible]	[illegible]	[illegible]	-13,83	32	33	-13,83	74,517	87,747	54,747	
[illegible]	0,98	[illegible]	[illegible]	[illegible]	4,35	37	33,5	4,35	87,74	83,39	[illegible]	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	2,46	33,5	32	2,46	87,50	84,73	[illegible]	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	34	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	

- 9 -

الجمهورية الجزائرية الديموقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

RENOVATION DU RESEAU D'AEP
ET D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE
ZERALDA

CALCUL APPROXIMATIF ET DEFINITIF DES DEBITS
CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

ETUDIE PAR: AISSA BERRADJI, BEHLOULI LARBI DIRIGE PAR Mr AKHOUNDOV	PLANCHE N°3	PROPOSE PAR: CNERU