

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

S U J E T

**Alimentation en Eau Potable
et Assainissement
de la Ville d'Ain Salah**

Proposé par :

S.D.H.W. TAMANRASSET

Etudié par :

M.A. BENDAOU

M. EL-KHIR

Dirigé par :

B. SALAH

PROMOTION : Juin 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

»«

DEPARTEMENT : **HYDRAULIQUE**

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

***Alimentation en Eau Potable
et Assainissement
de la Ville d'Ain Salah***

Proposé par :

S.D.H.W. TAMANRASSET

Etudié par :

M. EL-KHIR

M.A. BENDAOU

Sous la direction de :

B. SALAH

Promotion Juin 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement

-Notre promoteur Mr SALAH qui a bien voulu suivre notre projet

-Mr KETTAB et tous les professeurs qui ont contribué à notre formation

-Les membres de Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

M. BENDAOU

Mr EL-KHEIR.

D E D I C A C E S

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL EN SIGNE DE RECONNAISSANCE:

-A ma grand-Mère qui a tant consenti

Pour ne voir reussir

-A mes parents

-A toute la Famille

-A Tous mes frères dans l'Islam

M. A BENDAOUD

JE DIDIE CE MODESTE TRAVAIL EN SIGNE DE RECONNAISSANCE ET DE
RESPECT

--A mes parents

-A mes Frères et Soeur

-A mes proches

-A Tous mes amis.

EL-KHEIR M.

TABLEAU DES MATIÈRES

INTRODUCTION DE LA PARTIE

CHAPITRE I

- 1 - 1 INTRODUCTION
- 1 - 2 SITUATION GÉOGRAPHIQUE
- 1 - 3 SITUATION TOPOGRAPHIQUE
- 1 - 4 SITUATION CLIMATIQUE
- 1 - 5 SITUATION HYDRAULIQUE
- 1 - 6 SITUATION DE L'OCÉANIQUE

CHAPITRE II DÉTERMINATION DES BESOINS

- 2 - 1 BESOINS DOMESTIQUES
- 2 - 2 BESOINS SCOLAIRES
- 2 - 3 BESOINS SANITAIRES
- 2 - 4 BESOINS SOCIO-CULTURELS
- 2 - 5 BESOINS COMMERCIAUX
- 2 - 6 BESOINS DES LOISIRS
- 2 - 7 TABLEAU RÉCAPITULATIF

CHAPITRE III VARIATIONS DES DÉBITS

- 3 - 1 ÉTUDE DES VARIATIONS DES DÉBITS
- 3 - 1 - 1 COEFFICIENT DE VARIATION HOORAIRE
- 3 - 1 - 2 COEFFICIENT DE VARIATION JOURNALIÈRE
- 3 - 1 - 3 COEFFICIENT DE POINTE
- 3 - 1 - 4 CALCUL DU DÉBIT DE POINTE
- 3 - 1 - 5 CALCUL DU DÉBIT D'APPORT

CHAPITRE IV RESERVOIR

- 4 - 1 ROLE DES RESERVOIRS
- 4 - 2 DETERMINATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR
- 4 - 3 DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER
- 4 - 4 EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

CHAPITRE V DISTRIBUTION

- 5 - 1 RESEAU DE DISTRIBUTION
- 5 - 2 DETERMINATION DES DEBITS EN NOEUDS
- 5 - 3 CALCUL DU RESEAU MAILLE
- 5 - 4 CALCUL DES PRESSIONS
- 5 - 5 EQUIPEMENT DU RESEAU

CHAPITRE VI ADDUCTION

- 6 - 1 CHOIX DU TRACE
- 6 - 2 CHOIX DE TYPE DE CONDUITE
- 6 - 3 BACHE DE REPRISE
- 6 - 4 DETERMINATION DES HAUTEURS GEOMETRIQUES
- 6 - 5 CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

CHAPITRE VII CHOIX DES POMPES

- 1. CHOIX DU POMPE POUR LE FORAGE DE SAHELA (F1)
- 2. CHOIX DU POMPE POUR LE FORAGE D'ANRODRONE (F2)
- 3. CHOIX DU POMPE BACHE DE REPRISE RESERVOIR EXISTANT
- 4. CHOIX DU POMPE BACHE DE REPRISE RESERVOIR PROJETE

C H A P I T R E VIII PROTECTION DES CONDUITES EN RETOULEMENT

- 8 - 1 PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER
- 8 - 2 MOYEN DE PROTECTION
- 8 - 3 CALCUL DU RESERVOIR D AIR (arret brusque)

c h a p i t r e IV POSE DES CONDUITES

- 9 - 1 REALISATION DES TRANCHEE
- 9 - 2 ESSAI DU RESEAU
- 9 - 3 REVETEMENT DE LA TRANCHEE
- 9 - 4 TRAVERSEE DES ROUTES
- 9 - 5 BUTRES

A S S A I N I S S E M E N T

C H P I T R E I

- 1 - 1 INTRODUCTION
- 1 - 2 RESEAU DE CANALISATION
- 1 - 3 CONSTITUTION DU RESEAU

C H A P I T R E II CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU

- 2 - 1 DEBIT DES EAUX USEES
- 2 - 2 PLAN DE CALCUL DU RESEAU D ASSAINISSEMENT
- 2 - 3 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE RETOULEMENT

C H A P I T R E III STATION DE RELEVEMENT

- 3 - 1 PRESENTATION
- 3 - 2 ETUDE DE LA STATION DE RELEVAGE
- 3 - 3 DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE
- 3 - 4 POMPES

C H A P I T R E IV

- 4 - 1 NATURE DE LA CANALISATION
- 4 - 2 POSE DE CANALISATION
- 4 - 3 EXPLOITATION DU RESEAU

P L A N C H E S

- N° I PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT
BACS DE REPRISE - RESERVOIR PROJETE
- N° II PLAN DE RESEAU DE DISTRIBUTION ET EQUIPEMENTS
- N° III PLAN ET TABLEAU DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
- N° IV PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR N°1
- N° V PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'ASSAINISSEMENT
SECTION DE RELEVAGE N°16 - COLLECTEUR N°1

TABLE DES ABAQUES

- DIAGRAMME DE MOODY
- ABAQUES: 8a ; 9 , 17 c
- ANNEXE XI; RESEAU D'EAUX USEES EN SYSTEME SEPARATIF
- ANNEXE X ; VARIATION DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION
DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

C H A P I T R E

INTRODUCTION

L'objet de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville d'AIN-SALAH

I . I Situation géographique

La ville d'AIN-SALAH est située à l'extrême sud de l'Algerie dans la wilaya de tamanrasset distante de 700 Kms au Nord ouest du chef lieu de la wilaya sur la route Nationale N° I

elle est limité :

- à l'EST par la commune de Fouggarat
- a l'ouest par l'obstacle (Dunes)
- au Nord par les localites de sahela Fougania et sahela talitania

I . 2 Situation topographique

AIN - SALAH s'etent sur une superficie totale de 800 Ha y compris les dunes et les espaces vides

- les côtés du terrain naturel sont comprise entre les altitudes 270m et 290 m
- Le terrain descend graduellement de l'EST a l'OUEST avec des pentes, generalement très faibles

I . 3 Situation climatique

la ville Jouit d'un climat sec caracterisé par la chaleur elevée en été

la temperature moyenne maxi 43°c

la temperature moyenne mini 26°c

Les vents prédominant sont ceux de l'EST à L'OUEST

I . 4 Ressources:

l'Unique ressource en eau de la region sont les eaux souterraines.

D'après l'étude hydrogéologique et du point de vue qualité chimique, l'eau d'AIN-SALAH a une minéralisation comprise entre 2 et 3 , mais cette concentration diminue en allant vers le Nord; Pour cette raison deux forages sont implantés dans le nouveau champ de captage approximativement 7 à 10 Kms au nord de la ville

les débits des forages

- forage près de SAHELLA 44 l/s
- forage près de l'aérodrome 50 l/s

si les débits de ces forages sont insuffisants un troisième forage est recommandé, le débit de ce forage s'attendait 40 l/s

I . 5 Situation Hydraulique de la ville

à l'heure actuelle la ville est alimentée à partir d'un forage débitant 35 l/s

Distribution :

Le réseau de distribution existant est de type maillé les conduites constituant ce réseau sont en P.V.C. et amiante - ciment, son état est plus au moins anarchique et vétuste, et dépourvu des bouches d'incendies

Adduction

la conduite d'adduction reliant le forage au réservoir est caractérisée par :

- un diamètre économique Ø 300 en amiante - ciment
- la longueur de la conduite 600 m
- véhiculer un débit de 35 l/s
- l'adduction se fait par refoulement

Réservoir

le réservoir existant à la forme cylindrique surélevé de capacité 500m³ niveau de T.P 314 m de bon état, une réserve d'incendie de 120m³ est incorporée dans le volume stockage du réservoir, mais ce stockage est insuffisant pour l'alimentation correcte de l'ensemble du réseau.

Conclusion

- le reseau de distribution existant archaïque sera remplacé par un reseau entièrement rénové
- En raison de la capacité de stockage existant au reservoir de 500m (insuffisant) on envisage dans notre projet la capacité de stockage complémentaire.

I . 6 Situation demographique

- le Nombre d'habitant en 1982 etait de 11210 hab
- le taux d'accroissement de la population est de 3,75%

Evaluation de la population

On Algerie l'evaluation de la population est on croissance geometrique, la formule des interets composé permet d'estimer la population a l'horizon voulu

= population pour l'horizon considéré (2010)

= population à l'année de reference (=11210)

t = taux d'accroissement de la population (t=3,75%)

= nombre d'année separant l'année de reference de l'horizon considéré (=28)

donc

$$P_{28} = 11210 (1+0,0375)^{28} = 31425 \text{ hab}$$

Estimation des besoins

2.1 Besoins domestiques

Population	Dotation l/j . hab	Consommation journaliere m^3/d
31425	150	4713,75

2.2 Besoins scolaires

Designation	N ^{bre}	N ^{bre} d'élèves	Dotation l/j . élève	Consommation journaliere m^3/d
Ecoles	4	1820	100	182
C.E.M	2	980	100	98
Lycée	1	600	100	60
$\Sigma =$				340

2.3 Besoins sanitaires

Designation	N ^{bre}	Unité Surface ou occu	Dotation l/j unite	Consommation journaliere m^3/d
Hopital	2	200 lits	300	60
Centre de santé	1	1800 m^2	3	5,4
Bain	2	80 personnes/j	100	8
$\Sigma =$				73,4

2.4 Besoins Socio culturels

Designation	Nbre	unite occup.-ou. surface	Dotation $\ell/j \cdot unite$	Consommation journaliere m^3/j
Cinéma	1	300 personnes	5	1,5
Centre culturel	1	3500 m^2	3	10,5
Mosquée	7	200 x 7 personnes	25	35
$\Sigma =$				47

2.5 Besoin Commercial

Désignation	Nbre	unite occup.- surface	Dotation $\ell/j \cdot unite$	Consommation journaliere m^3/j
Marché	1	6400 m^2	3	19,2
Centre Commer	3	13800 m^2	3	41,5
Restaurant et café	7	1400 m^2	3	4,2
Abattoir	1	30 ℓ/j	500	15
Boulangerie	2	—	800 ℓ/j	1,6
Hôtel	2	170 pers-	100 $\ell/j \cdot pers$	17
Base Naftal	1	—	—	10
SONELGAZ	1	—	—	10
Unité menuiserie	1	20 empl-	120	2,4
$\Sigma =$				120,9

2.6 Besoins des loisirs

Désignation	Nbre	Superficie m ²	Dotation lit. unité	Consommation journalière m ³ /j
Stade omnisport	1	8300	10	83
Jardin public	1	3000	5	15
Piscine	1	1500 m ³	-	150
Camping	1	10800	5	54
$\Sigma =$				302

2.7 Tableau récapitulatif

Désignation	Consommation journalière m ³ /j
Besoins domestiques	4713,75
Besoins scolaires	340
Besoins sanitaires	73,4
Besoins socio culturels	47
Besoin commercial	120,9
Besoins des loisirs	302
Total	5597,05

Perte et marge

En raison de l'augmentation éventuelle de la consommation et les pertes dans le réseau de distribution on est contraint de prévoir une marge de sécurité de 20%.

Le débit moyen journalier sera : 6716,46 m³/j.

CHAPITRE III

VARIATION des debits

3.1 Etude de variation des debits

En raison des differentes consommations horaires, journalieres mensuelles, et par consequent la variation des debits, on applique au debit moyen des coefficients correspondant afin d'obtenir le debit de pointe du jour le plus charge de l'annee.

3.1.1 Coefficient de variation horaire K_0

$$K_0 = \frac{\text{consommation maximal horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

la valeur de K_0 varie en fonction des coefficient α et B

$$K_0 = \alpha B$$

où α prend les valeurs 1,2 à 1,4

et B : varie suivant la population

Population	1000	1500	2000	6000	10000	20000	50000
B	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

on prend pour notre cas

$$\alpha = 1,3$$

$$B = 1,16 \text{ (par interpolation)}$$

d'où

$$K_0 = \alpha B = 1,3 \times 1,16 = 1,508 \approx 1,5$$

3.1.2 Coefficient de variation journaliere K_1

$$K_1 = \frac{\text{Consommation journalier maximale}}{\text{Consommation moyenne journaliere}}$$

$$K_1 = (1,1 \text{ -- } 1,3)$$

on prend $K_1 = 1,2$

3.1.3 Coefficient de pointe K_p

$$K_p = K_o \cdot K = 1,5 \times 1,2 = 1,8$$

3.1.4 Calcul du debit de pointe Q_p

$$Q_p = Q_{\text{moy}} \cdot K_p$$

$$Q_p = 6716,46 \cdot 1,8 = 12089,628 \text{ m}^3/\text{J} \text{ soit } 503,73 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec lequel sera dimensionner la conduite de distribution

3.1.5. Calcul du debit d'apport Q_a

$$Q_a = Q_{\text{moy}} \cdot K$$

$$Q_a = 6716,46 \cdot 1,2 = 8059,752 \text{ m}^3/\text{J}$$

Avec lequel sera dimensionner la conduite d'adduction et le reservoir.

C H A P I T R E IV

R E S E R V O I R

4.1. Rôle des réservoirs

Ils ont pour rôle essentiel de servir de régulateur aux différentes consommations journalières, ils se remplissent pendant les heures creuses où la consommation est inférieure à l'apport et ils se vident lorsque la consommation excède la production.

Ils ont pour rôle aussi :

- . Assurer les pressions dans le reseau de distribution.
- . Combattre efficacement les incendies.
- . Faire face sans suspendre (complètement) le service à une interruption imprévue des installations de refoulement.
- . Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et le préserver contre les fortes variations de température.

4.2. Détermination de la capacité du reservoir

Le calcul du volume se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant du reservoir pendant les différentes heures de la journée.

Le découpage en tranches horaire pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide des coefficients horaires (ah % =)

Ces coefficients sont en fonction de l'importance de la population.

$$V_r = V_{\max}^+ + V_{\max}^- + V_{r_i}$$

V_{\max}^+ et V_{\max}^- étant respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

V_{r_i} : Volume de reserve d'incendie. $\left\{ \begin{array}{l} \text{dans l'intention de conserver} \\ \text{le chateau d'eau existant d'un} \\ \text{volume de } 500 \text{ m}^3 \text{ (TP.314,0), le} \\ \text{volume du chateau projeté sera} \\ \text{1200 m}^3. \end{array} \right.$

Dimensionnement du reservoir

La hauteur d'eau dans le reservoir prise à 16 m ; alors le diamètre :

$$D = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} = \frac{4 \cdot 1200}{\pi \cdot 14.6} = 15,95 \text{ soit } 16 \text{ m}$$

Tableau de Calcul de la Capacité du réservoir

Heures	Cof ah	Volume m ³		Volume cumulé		Différence de Volume	
		Q·Δt	Q·Δt·a _h ^{24/100}	Apport	Consommation	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	1,5	335,82	120,895	335,82	120,895	214,925	
1-2	1,5	"	120,895	671,64	241,79	429,85	
2-3	1,5	"	120,895	1007,46	362,685	644,775	
3-4	1,5	"	120,895	1343,28	483,58	859,7	
4-5	2,5	"	201,492	1679,1	685,072	994,028	
5-6	3,5	"	282,089	2014,92	967,161	1047,759	
6-7	4,5	"	362,686	2350,74	1329,847	1020,893	
7-8	5,5	"	443,282	2686,56	1773,129	913,431	
8-9	6,25	"	503,73	3022,38	2276,859	745,521	
9-10	6,25	"	503,73	3358,2	2780,589	577,611	
10-11	6,25	"	503,73	3694,02	3284,319	409,701	
11-12	6,25	"	503,73	4029,84	3788,049	241,791	
12-13	5	"	402,984	4365,66	4191,033	174,627	
13-14	5	"	402,984	4701,48	4594,017	107,463	
14-15	5,5	"	443,282	5037,3	5037,299	000,001	
15-16	6	"	483,581	5373,12	5520,88		147,76
16-17	6	"	483,581	5708,94	6004,461		295,521
17-18	5,5	"	443,282	6044,76	6447,743		402,983
18-19	5	"	402,984	6380,58	6850,727		470,147
19-20	4,5	"	362,686	6716,4	7213,413		497,013
20-21	4	"	322,387	7052,22	7535,8		483,58
21-22	3	"	241,790	7388,04	7777,59		389,55
22-23	2	"	161,194	7723,86	7938,784		214,924
23-24	1,5	"	120,895	8059,68	8059,679		0,001

$$V_R = |\Delta V^+|_{\max} + |\Delta V^-|_{\max} = 1047,759 + 497,013 = 1664,772 \text{ m}^3$$

$$\approx 1700 \text{ m}^3$$

4.3. Détermination de la côte du radier

$$C_r = C_t + H + H_{w_i} + P_s + H_{w_c}$$

C_r : côte du radier du réservoir

C_t : côte du terrain au point le plus élevé (294,5)

H : hauteur donnée en fonction du nombre d'étages (6m (R + 1))

H_{w_i} : perte de charge singulière (3m)

P_s : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe eau et autre appareil prise égale à (5m)

H_{w_l} : perte de charge linéaire dans la conduite de distribution

La côte radier du réservoir sans tenir compte des H_{w_l} en premier lieu :

$$C_r = 294,5 + 6 + 5 + 3 = 308,5 \text{ m}$$

Nous projetons notre chateau d'eau à la côte du terrain 291,0.

La longueur de la conduite maîtresse de distribution égale à 250m.

- Détermination du gradient de perte charge dans la conduite maîtresse.

Prenons comme vitesse d'écoulement $V = 1\text{m/s}$

$$Q = V.A = V \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{===} \quad D = \frac{4Q}{\pi V} = \frac{4 \cdot 0,102047}{3,14 \times 1} = 0,360$$

Le diamètre normalisé 400 mm

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,1020472}{3,14 (0,4)^2} = 0,81 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique, de M^r LAPRY ayant λ^* dans le cas du régime turbulent rigoureux $\lambda = 1$

$\lambda \neq 1$ dans le régime en transition.

- supposons que le régime est turbulent rigoureux $\lambda = 1$

le paramètre de forme $\lambda = \frac{h}{D} = 1$ (conduite pleine) de l'abaque(9)

on tire $D_0 = 1,539$

. le paramètre adimensionnel sera

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,2599$$

$$= 10^{-4}$$

$$\lambda = 0,2599$$

} de l'abaque 8a on aura $\frac{Q}{\pi D^2} = 2,9$

mais $Q = 0,1020472$ on trouve

$$\lambda = \left(\frac{0,1020472}{2,9} \right)^2 = 0,001238$$

- Vérification du régime

$$Re = \frac{V D_G}{\nu} = \frac{Q D_G}{A \nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} = \frac{4 \cdot 0,1020472}{3,14 \cdot 0,4 \cdot 10^{-6}} = 3,248 \cdot 10^5$$

$$\frac{D}{D_h} = \frac{0,0001}{0,4} = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 3,248 \cdot 10^5 \\ \frac{D}{D_h} = 0,00025 \end{array} \right\} \text{abaque Moody} \implies \text{régime en transition}$$

On corrige la valeur de ν

$$\nu = 5,3$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 3,248 \cdot 10^5 \\ \frac{D}{D_h} = 0,00025 \end{array} \right\} \text{abaque 17 c} \implies \nu = 5,3 = 115$$

$$\nu = 5,3 = 1,15 \cdot 0,001238244 = 0,001423981$$

- Vérification par la méthode classique

$$f = \frac{F \cdot v^2}{2g D_h}$$

F : coefficient de frottement donné par la relation de NIKURADZE

(régime turbulent rigoureux)

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

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

En première approximation on prend F_n et on obtient F_c par itérative

$$F_c = 0,016490025$$

donc

$$f = \frac{0,016490025 \cdot (0,81)^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 0,4} = 0,001379988$$

- la perte de charge dans la conduite $L = 250$

$$H_{w1} = J_L = 0,001379988 \cdot 250 = 0,3449$$

En introduisant les P.d.c. singulières

$$H_t = 1,15 \cdot H_{w1} = 115 \cdot 0,3449 = 0,3967 \text{ m}$$

- côte du radier du reservoir

$$C_r = 308,5 \text{ °} + 0,4 = 308,9$$

Pour assurer une distribution correcte du reseau étendu on place le reservoir à la côte 314 m

- Equipement des réservoirs

L'arrivée de l'adduction dans le reservoir s'effectue par surverse arrivée en chute libre à son débouché on prévoit des robinets flotteurs permettant l'arrêt du moteur quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal.

- trop-plein

s'il arrive que le robinet flotteur ne fonctionne pas et c'est pour cette raison qu'on doit prévoir une conduite de trop plein qui devra évacuer le débit total arrivant au reservoir, sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

Elle comporte au départ un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q

Le débit évacué est donné par la formule

$$Q = 11,5 R h^{3/2}$$

- vidange

Pour permettre l'inspection et le nettoyage et la réparation du reservoir il est indispensable de la vidanger au moyen d'une conduite partant du point bas et raccordée à la conduite du trop plein, elle comporte un robinet vanne.

- By-pass

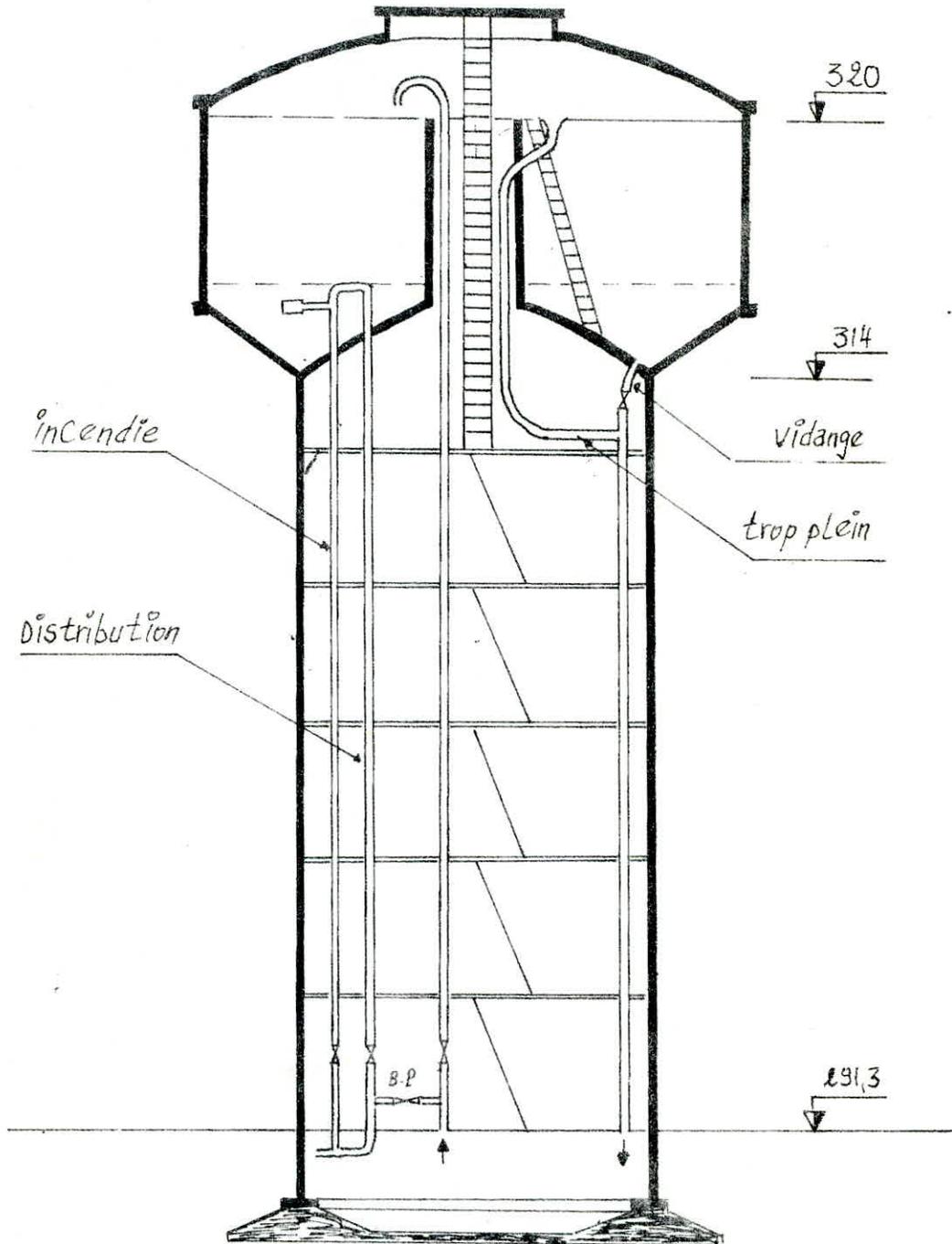
On dispose un by-pass entre la conduite d'amenée et la distribution pour assurer l'alimentation pendant la vidange du chateau d'eau. En service normal la vanne du by-pass sera fermée.

- Distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au dessus du radier. Pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou du sable, la conduite sera amenée d'un robinet pour isoler le reservoir du reservoir en cas de rupture de la canalisation maîtresse.

- Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve doit être constamment renouvelée et prête à l'utilisation en cas de sinistre.



Reservoir surélevé Projeté

C H A P I T R E V
D I S T R I B U T I O N

4.1. Reseau de distribution

AIN-SALAH contient deux reseaux de distribution de type maillé.

- Un reseau pour la partie ancienne de la ville comporte 6 mailles alimenté par le reservoir existant de 500 m³.
- Un reseau pour la Z.H.U.N et l'extension comporte 11 mailles alimenté par le reservoir projeté de 1200 m³.

4.2. Détermination des débits aux Noeuds

On évalue d'abord la zône desservie par chaque noeud et cela par la méthode des médiatrices, connaissant la dotation spécifique on détermine le débit soutiré par chaque noeud.

$$Q_i = q \quad N_i \quad K_p$$

K_p : coefficient de pointe

q : débit spécifique

$$q = \frac{Q_J \text{ moy}}{N}$$

N_i : population dans la zône desservie par le noeud

$$N_i = S_i d$$

S_i : Surface de la zône desservie

d : densité

$$d = \frac{N}{S}$$

N : population totale

S : surface totale des mailles

4.3. Calcul du reseau maillé

Le calcul se fait par la méthode de Hardy Cross dont les bases ressortent des lois de KIRCHOFF appliqués à l'hydraulique.

- Première loi (équation de continuité)

la somme des débits qui aboutissent à un noeud est égale à la somme des débits qui s'en sortent.

Tableau de calcul des débits soutirés (réseau)

N ^o Noeud	N ^o Maille	Surface desservie (ha)	Consommation Spécifique l/s/ha	Densité hab/ha	Population dans la zone	Consommation par noeud m ³ /j	coeff de pointe	Débits Soutirés l/s
1	I	4,78	213,73	71,35	341	72,893	1,8	1,52
2	I	5,49	"	"	392	83,72	"	3,08
	II	4,17	"	"	297	63,591	"	
3	II	2,99	"	"	213	45,596	"	2,56
	III	5,08	"	"	362	77,468	"	
4	III	5,38	"	"	384	82,043	"	3,23
	IV	4,77	"	"	340	72,74	"	
5	IV	5,43	"	"	387	82,805	"	2,73
	V	3,14	"	"	224	47,883	"	
6	V	5,49	"	"	391	83,72	"	3,78
	VI	6,4	"	"	456	97,597	"	
7	VI	6,03	"	"	430	91,959	"	1,92
8	VI	7,28	"	"	519	111,017	"	2,31
9	VI	7,12	"	"	508	108,577	"	3,51
	V	3,95	"	"	282	60,236	"	
10	V	4,84	"	"	345	73,808	"	3,01
	IV	4,63	"	"	330	70,605	"	
11	IV	5,3	"	"	378	80,823	"	3,29
	III	5,08	"	"	362	77,468	"	
12	III	5,08	"	"	362	77,468	"	2,53
	II	2,89	"	"	206	44,071	"	
13	II	4,15	"	"	296	63,286	"	1,32
	I	4,37	"	"	311	66,64	"	1,40
14	I	5,39	"	"	384	82,105	"	1,72
								Σ = 37,91

Tableau de calcul des débits soutirés (reseau II)

N° Noeud	N° Maille	Surface desservie (ha)	Consommation Spécifique (l/l·ha)	Densité hab/ha	Population dans la zone	Consommation par noeud m ³ /j	coef de pointe	Débits soutirés l/s
1	I	6,98	213,73	71,35	498	106,437	1,8	2,25
2	I	6,26	"	"	447	95,463	"	4,22
	II	7,03	"	"	502	107,204	"	
3	II	9,81	"	"	700	149,598	"	6,37
	III	10,24	"	"	731	156,156	"	
4	III	9,23	"	"	659	140,754	"	5,86
	IV	9,24	"	"	660	140,906	"	
5	IV	8,55	"	"	610	130,384	"	5,09
	V	7,46	"	"	532	113,762	"	
6	V	8,75	"	"	624	133,434	"	2,78
7	V	9,96	"	"	711	151,886	"	5,18
	VI	6,36	"	"	454	96,987	"	
8	IV	11,43	"	"	816	174,303	"	11,21
	V	8,46	"	"	604	129,011	"	
	VI	6,13	"	"	437	93,48	"	
	VII	9,26	"	"	661	141,211	"	
9	III	10,9	"	"	778	166,221	"	10,68
	IV	9,29	"	"	663	141,669	"	
	VII	9,11	"	"	650	138,924	"	
	VIII	4,34	"	"	310	66,183	"	
10	II	11,08	"	"	790	168,965	"	11,24
	III	9,26	"	"	661	141,211	"	
	VIII	5,02	"	"	358	76,553	"	
	IX	10,04	"	"	716	153,106	"	

11	I	7,32	243,73	74,35	522	111,627	1,8	7,65
	II	7,28	"	"	519	111,017	"	
	IX	4,13	"	"	295	62,98	"	
	X	5,34	"	"	381	81,433	"	
12	I	6,31	"	"	450	96,625	"	3,75
	X	5,51	"	"	393	84,025	"	
13	X	4,62	"	"	330	70,453	"	1,47
14	IX	7,31	"	"	521	111,475	"	4,18
	X	5,87	"	"	419	89,515	"	
15	VIII	4,48	"	"	320	68,318	"	3,74
	IX	7,31	"	"	521	111,475	"	
16	VII	3,47	"	"	247	52,916	"	2,72
	VIII	5,09	"	"	363	77,62	"	
17	VII	4,74	"	"	336	71,825	"	5,36
	VI	5,69	"	"	406	86,77	"	
	XI	6,46	"	"	461	98,512	"	
18	VI	5,63	"	"	402	85,855	"	4,01
	XI	7	"	"	499	106,744	"	
19	XI	6,54	"	"	467	99,732	"	2,08
20	XI	6,94	"	"	495	105,832	"	2,2

- Deuxième loi (équation de perte de charge)

La somme de P.d.c. est nulle le long du périmètre d'une maille du réseau , la valeur absolue des P.d.c. étant affectée du signe choisi pour les débits, et on corrige par approximation successives les débits supposés.

- A partir des débits supposé on a été procédé au calcul provisoir des diamètres.
- les pertes de charge dans chaque tronçon.

$$H = r Q_0^2$$

r : resistance de la conduite

On respectant les deux lois il s'en déduit une expression générale des débits correctifs qui sont à ajouter on a retrancher aux débits supposés pour obtenir les débits exacts.

- expression du débit correctif

Admettons que le débit Q_0 supposé soit erroné de la quantité ΔQ l'égalité des pertes de charge permet d'écrire :

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

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

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

En négligeant le terme ΔQ^2

$$r Q_0^2 = - 2 r Q_0 \Delta Q$$

$$\text{d'ou } \Delta Q = - \frac{r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

les corrections portées aux débits sont :

- correction propre à la maille considérée avec le signe de ΔQ
- correction de la maille adjacente avec le signe contraire de ΔQ

On poursuit les approximations jusqu'à ce que les sommes algébriques des pertes de charge dans chaque maille soient inférieures à la valeur admissible 0,5 m et la valeur de $\Delta Q < 0,4$ l/s.

Resultat des calculs du reseau maille (I)
Donnés par ordinateur H.P 9836

Branche	Longueur Equivalente (m)	Diametre (mm)	Debit (l/s)	Perte de charge _m	Vitesse m/s
1	575	100	1,583	0,332	0,201
2	408,25	100	5,144	2,069	0,655
3	483	150	10,953	1,333	0,620
4	471,5	150	17,467	3,148	0,988
5	325	150	12,240	1,176	0,693
6	603,75	100	3,933	1,857	0,501
7	632,5	100	2,013	0,568	0,256
8	828	100	0,297	0,024	0,038
9	402,50	100	0,720	0,058	0,092
10	425,50	100	3,183	0,885	0,405
11	517,50	100	3,177	1,070	0,404
12	350,75	100	3,896	1,059	0,496
13	471,50	100	1,657	0,296	0,211
14	488,75	100	0,063	0,001	0,008
15	540,5	100	0,481	0,038	0,061
16	488,75	100	3,250	1,051	0,414
17	603,75	100	3,283	1,322	0,418
18	632,50	100	5,473	3,605	0,697
19	598	100	4,527	2,388	0,576

Resultats des calculs du reseau maille (II)
 donnees par ordinateur H.P 9736

Branche	Longueur Equivalente (m)	Diamtre mm	Debit l/s	Perte de charge m	Vitesse m/s
1	678,50	100	4,049	2,196	0,515
2	695,75	150	11,826	2,219	0,669
3	718,75	250	42,381	1,981	0,863
4	586,50	250	38,240	1,331	0,779
5	580,75	200	20,952	1,292	0,667
6	799,25	200	18,172	1,361	0,578
7	833,75	150	12,208	2,825	0,691
8	759,00	150	15,559	4,069	0,880
9	741,75	200	24,185	2,162	0,770
10	707,25	100	3,557	1,799	0,453
11	638,25	100	1,799	0,464	0,229
12	644	100	2,519	0,867	0,321
13	920	150	9,281	1,863	0,525
14	632,50	100	0,690	0,084	0,088
15	730,25	100	0,596	0,073	0,076
16	540,50	100	1,170	0,181	0,149
17	586,50	200	11,823	0,448	0,376
18	632,50	100	2,763	1,009	0,352
19	494,50	100	3,593	1,282	0,457
20	414	100	4,354	1,534	0,554
21	517,50	100	2,669	0,774	0,340
22	281,75	100	0,558	0,025	0,071
23	575	100	0,902	0,122	0,115
24	891,25	100	2,413	1,112	0,307
25	471,50	100	1,809	0,349	0,230
26	948,75	100	0,936	0,217	0,119
27	540,50	100	2,571	0,757	0,327
28	638,75	150	5,242	0,449	0,297
29	580,75	150	3,162	0,163	0,179
30	632,50	100	0,962	0,151	0,122

4.4. Calcul des pressions

La pression en chaque noeud est déterminée à partir de la cote piézométrique du noeud précédent en retranchant :

- les pertes de charge qui se produisent le long de la conduite
- la cote du terrain du noeud considéré

La pression maximale est de 5 bars et minimale de 1 bar.

On détermine en premier lieu la cote piézométrique au point de raccordement :

$$C_{P_1} = C_R - H_{R-1}$$

C_{P_1} = cote piézométrique au point de jonction

C_R : cote du radier

H_{R-1} : les pertes de charge totales dans la conduite maitresse et

la pression sera $P = C_{P_i} - C_{T_i}$

N ^o De maille	Trançon	Côtes de terrain		Pertes De Charges	Côtes piezometrique		Pression au Sol
		Montés	Avales		Montés	Avales	
IV	R-5	304	294,03	0,192	302	308,809	17,779
	5-10	294,03	280,85	3,605	308,809	305,204	24,354
	10-11	280,85	282,77	0,885	305,204	304,319	21,549
	11-4	282,77	294,78	1,322	304,319	305,647	13,861
	4-5	294,78	294,03	3,148	305,647	308,789	17,759
V	5-6	294,03	288,32	1,176	308,733	307,673	19,293
	6-9	288,32	279,45	2,388	307,673	305,225	25,775
	9-10	279,45	280,85	0,058	305,225	305,167	24,375
	10-5	280,85	294,03	3,605	305,167	308,772	17,742
VI	6-7	288,32	287,82	1,857	307,673	305,756	17,936
	7-8	287,82	284,30	0,568	305,756	305,188	23,888
	8-9	284,30	279,45	0,024	305,188	305,164	25,714
	9-6	279,45	288,32	0,388	305,164	307,552	19,232
VII	3-4	289,14	291,78	1,333	303,871	305,647	13,847
	4-11	291,78	282,77	1,322	305,647	304,319	21,549
	11-12	282,77	278,34	1,07	304,319	303,849	24,909
	12-3	278,34	289,14	1,051	303,849	302,198	13,058
II	2-3	286,64	289,14	2,069	300,729	302,198	13,058
	3-12	289,14	278,34	1,051	302,198	301,147	22,807
	12-13	278,34	280,84	1,059	301,147	300,088	19,248
	13-2	280,84	286,64	0,033	300,088	300,126	13,486
I	1-2	284,63	286,64	0,332	299,794	300,126	13,486
	2-13	286,64	280,84	0,038	300,126	300,088	19,248
	13-14	280,84	280,20	0,296	300,088	299,792	19,592
	14-1	280,20	284,63	0,004	299,792	299,793	18,163

Tableau de calcul des pressions au sol réseau II

N° de Maille	Tronçon	Cotes de terrain		Pertes De charges _m	Cotes piezometriques		Pression au sol
		Amonts	Avalés		Amonts	Avalés	
III	R-4	314	289,32	0,397	314	313,603	24,283
	4-3	289,32	287,65	1,981	313,603	311,622	23,972
	3-10	287,65	288,07	2,162	311,622	309,46	21,39
	10-9	288,07	289,18	0,084	309,46	309,544	20,364
	9-4	289,18	289,32	4,069	309,544	313,613	24,293
IV	4-5	289,18	291,68	1,331	313,603	312,272	20,592
	5-8	291,68	284,62	2,825	312,272	309,447	24,227
	8-9	284,62	289,18	0,073	309,447	309,52	20,34
	9-4	289,18	289,32	4,069	309,52	313,589	24,269
V	5-6	291,68	294,58	1,292	312,272	310,98	16,4
	6-7	294,58	285,84	1,361	310,98	309,619	23,779
	7-8	285,84	284,62	0,182	309,619	309,438	24,818
	8-5	284,62	291,68	2,825	309,438	312,263	20,583
VI	8-7	284,62	285,84	0,182	309,438	309,619	23,779
	7-18	285,84	284,45	0,448	309,619	309,171	24,721
	18-17	284,45	287,82	0,757	309,171	308,414	20,594
	17-8	287,82	284,62	1,009	308,414	309,423	24,803
VII	17-18	287,82	284,45	0,757	308,414	309,171	24,721
	18-19	284,45	282,20	0,449	309,171	308,722	26,522
	19-20	282,20	281,30	0,163	308,722	308,559	27,259
	20-17	281,30	287,82	0,151	308,559	308,408	20,588
VIII	9-8	289,18	284,62	0,073	309,52	309,447	24,227
	8-17	284,62	287,82	1,009	309,447	308,438	20,618
	17-16	287,82	291,30	0,217	308,438	308,221	17,191
	16-9	291,03	289,18	1,534	308,22	309,755	20,575

suite reseau II

N° De Maille	Tronçon	Côtes de terrain		Pertes De Charges	Cotes piezometriques		Pression au Sol
		Amonts	Avaies		Amonts	Avaies	
VIII	10 - 9	288,07	289,18	0,084	309,46	309,544	20,364
	9 - 16	289,18	291,03	1,882	309,544	308,262	17,232
	16 - 15	291,03	291,78	0,349	308,262	307,913	16,133
	15 - 10	291,78	288,07	1,534	307,913	309,447	21,377
II	2 - 3	284,15	287,65	2,219	309,403	311,622	23,972
	3 - 10	287,65	288,07	2,162	311,622	309,461	21,39
	10 - 11	288,07	284,70	1,863	309,46	307,797	23,097
	11 - 2	284,70	284,15	1,799	307,597	309,396	25,246
IX	11 - 10	284,70	288,07	1,863	307,597	309,46	21,39
	10 - 15	288,07	291,78	1,534	309,46	307,926	15,68
	15 - 14	291,78	286,64	1,112	307,926	306,814	20,174
	14 - 11	286,64	284,70	0,774	306,814	307,588	22,888
I	1 - 2	280,80	284,15	2,196	307,207	309,403	25,253
	2 - 11	284,15	284,7	1,799	309,403	307,604	22,904
	11 - 12	284,70	281,12	0,867	307,604	306,737	25,617
	12 - 1	281,12	280,80	0,464	306,737	307,201	26,401
X	12 - 11	281,12	284,7	0,867	306,737	307,604	22,904
	11 - 14	284,70	286,64	0,774	307,604	306,83	20,19
	14 - 13	286,64	281,63	0,122	306,83	306,708	25,078
	13 - 12	281,63	281,12	0,025	306,708	306,733	25,613

4 - 5 Equipement du reseau de distribution

Les conduites du reseau de distribution seront en P.V.C aux joints collés peut supporter une pression maximale de service de 10 bars Il presente l'avantage de:

- Resistera l'agressivite deseaux saumatre
- Diminuer les pertes de charge
- Les joints facilement execute

Accessoir

-Robinet Vanne

Ils permettent l'isolement des divers tronçon de canalisation donc il doivent etre presents sur chaque branchement et sur les longues conduites

-Ventouses

Placées aux point les plus haute des conduites pour evacuer l'air entrainé par l'eau et qui s'accumule aux points haut des conduites

-Robinet de decharge

placées aux points bas des canalisations pour en permettre la vidange des canalisations et l'evacuation des depôts

-bouche d'incendie

les poteaux d'incendie sont prevue dans les deux reseaux de distribution espaces de 350M

-tés et cones,

Les tés seront instalé a chaque ramification des 3 Conduites et les cones de reduction pour permettre le raccordement des conduites a diametre differents

Nottons que tous les accessoir sont mis dans les chambres afin d'empecher l'ensablement.

CHAPITRE V

ADDUCTION

6 - 1 Choix du tracé

On a effectué le tracé de refoulement en respectant dans la mesure de possible les conditions suivantes :

- la recherche d'un trace en long aussi bien regulier que possible, et le chemin le plus court
- eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts à des contonnement d'air plus ou moins difficile à évacuer
- le tracé doit suivre si possible l'accotement des routes

6 - 2 Choix de type de conduite

le choix entre les differents types de tuyaux a été établi sur des criteres techniques a savoir le diametre, pression de serirce serirce et les conditions de pose, et sur les criteres technico - economiques qui comportent le prix de fourniture, et les frais de transport

- ous Avons choisi des conduites en P.V.C. rigide (P.MS.16 bans) parcequ'on est en presence d'un sol agressif dûe a la remente des eaux souteraines, et Pour les avantages qui presentent
- Ils sont pas touché par un environnement corrosif se qui elémine lebesoin d'une protection cathodique
 - Ils sont très lisse et faciles a Cintrer (a chaud ou a froid)
 - Très economique et disponible sur le marché fabriqué sur la S.N.M.C. de setif.

6 - 3 Bache de reprise

Elle servira de collecteur Pour deux forages er reprise pour les stations de pompages.

- Capacité et dimensionnement.

la capacité sera déterminé par la différence des volumes le volume d'zpport cumilé et le volume de refoulement cumulé Pendant 24 Heures.

le debit de pompage disponible est celui des deux puits

$$QP = 44 + 50 = 94 \text{ l/s} \quad \text{soit } 8121,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$app = r = 335,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{le volume de refoulement } 335,82 \times 24 = 8059,68 \text{ m}^3$$

La difference est de :

$$8121,6 - 8059,68 = 61,92 \text{ m}^3$$

Pour plus de securité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 80 m³

Nous mobilisons ce volume dans une cuve cylindrique la hauteur d'eau dans la cuve $H = 4 \text{ m}$

$$V = S H = \frac{\pi d^2}{4} H$$

d'ou

$$D = \frac{4V}{\pi H} = \frac{4 \cdot 80}{\pi \cdot 4} = 5,04 \text{ m}$$

On prend un diametre de 5m

et lame d'air d'epaisseur 0,5 m

la hauteur total

$$HE = H + 0,5 = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m}$$

6 - 4 Determination des hauteurs geometriques

a) hauteur geometrique de refoulement entre le forage FI et la bache de reprise

Côte du niveau maximum de la bache de reprise

$$N_{\max} = 270 + 4,5 = 274,5 \text{ m}$$

Hauteur d'aspiration dans le forage est de 2m

Cote du trop plein de la bache : $274,5 + 0,5 = 275 \text{ m}$

Niveau dynamique du forage FI = 208 m

$$H_o = 275 - 208 = 67\text{m} \quad \text{Hasp} = 2 \text{ m}$$

la hauteur geometrique $67+2 = 69\text{m}$

b) Determination de la hauteur geometrique de refoulement entre le forage F2 et la bache de reprise

Niveau dynamique de forage F2 = 204

$$H_o = 275 - 204 = 71 \text{ m} \quad \text{Hasp} = 2\text{m}$$

la hauteur geometrique : $71 + 2 = 73\text{m}$

c) Determination de la hauteur geometrique de refoulement

entre la bache de reprise et le reservoir projeté

$$H_o = \text{hauteur de refoulement} = \text{CTP} - N_{\max} = 320 - 275 = 45\text{m}$$

Hasp = hauteur d'aspiration dans la bache prise 3m

$$H_g = H_o + H_{asp} = 45 + 3 = 48m$$

d) Determination de la hauteur geometrique de refoulement entre la bache de reprise et le reservoir existant

$$H_o = CTP - N_{max} = 314 - 275 = 39m$$

$$H_g = 39 + 3 = 42m$$

6 - 5 Calcul technico - economique

Dans les conduites de refoulement le debit et la hauteur d'élèvation sont habituellement connus, et les inconnues sont le diametre et la puissance du groupe élévatoire - si en effet on prend un grand diametre le prix de la conduite (P_c) augmente, mais la vitesse, et les pertes de charge diminuent et de même le prix de la machine (P_m) - si au contraire il est choisi un diametre plus petit P_c diminue mais la vitesse, la perte de charge et finalement P_m augmente.

Les deux prix P_c et P_m varient ainsi en sens inverse en fonction du diametre, il existe donc une valeur de D pour laquelle la somme $P = P_c + P_m$ est minimale, cette valeur est celle du diametre économique.

En première approximation il sera fait emploi de la formule de Bonnin

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

On effectue un calcul de rentabilité avec les deux diametres inferieurs et superieurs à D en calculant l'ensemble des frais qui interviennent a divers titres

- frais d'investissements
- frais d'exploitations

le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'interet de 8%

$$\text{l'annuité sera } A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} = 0,088827$$

6-5.2 Calcul des pertes de charge ;

Elles sont calculées par la formule de Darcy-weis bach

$$DHo = JLT = \frac{f_c}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot LT \quad \text{avec } LT = 1,15 LG$$

f_c : coefficient de frottement calculé - l'aide de la formule de Colebrook

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

en première approximation on prend la valeur de NIKURADZE

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

ϵ : rugosité absolue = 0,1m

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

les pertes de charge singulieres sont estimées à 15 %
DES pertes de charge totale

$$DHT = 1,15 DH.$$

6-5.3 - Hauteur manométrique de refoulement

c'est la hauteur - laquelle monterait l'eau dans la conduite.

$$Hmt = Hg + DHT$$

6 -5.4 Puissance absorbée par la pompe

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

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

g = accélération de la pesanteur = 9,8 m/S²

Q = débit à refouler (m³/S)

HmT = hauteur manométrique (m)

η = rendement de la pompe pris égal à (75%)

Tableau de calcul des hauteurs manométriques

Forage Sahla - Bâche de reprise

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

$$E = 10^{-4} \text{ m}$$

$$Q = 0,05 \text{ m}^3/\Delta$$

$$H_g = 73 \text{ m}$$

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

$$\Delta H_{asp} = 0,5$$

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

\emptyset mm	V m/s	$Re \cdot 10^5$	J m/m	ΔH_L m	ΔH_S m	ΔH_T m	f_r	f_c	H _{MT} m
200	1,59	3,97	0,011757	11,76	1,76	13,52	0,016968	0,018130	87,02
250	1,02	3,19	0,003795	3,79	0,57	4,36	0,016151	0,017874	77,86
300	0,71	2,66	0,001519	1,52	0,23	1,75	0,015525	0,017721	75,25
350	0,52	2,27	0,000698	0,70	0,10	0,80	0,015025	0,017702	74,30
400	0,4	2	0,000362	0,36	0,05	0,41	0,014611	0,017744	73,92

Tableau de calcul des hauteurs manométriques

Forage aérodrome - Bâche de reprise

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

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

$$Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 69 \text{ m}$$

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

$$\Delta H_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m}$$

$$H_{\text{MT}} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{\text{asp}}$$

ϕ mm	V m/s	$Re \cdot 10^5$	J m/m	ΔH_L m	ΔH_s m	ΔH_T m	f_r	f_c	H_{MT} m
150	2,49	4,67	0,040163	24,10	3,61	27,71	0,018117	0,019045	97,21
200	1,4	3,5	0,009186	5,51	0,83	6,34	0,016968	0,018372	75,84
250	0,9	2,81	0,002985	1,79	0,27	2,06	0,016151	0,018056	71,56
300	0,62	2,32	0,001174	0,70	0,11	0,81	0,015526	0,017962	70,31
350	0,46	2,01	0,000554	0,33	0,05	0,38	0,015025	0,017954	69,88

Tableau de calcul des hauteurs manométriques

Bâche de reprise - Réservoir existant

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

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

$$Q = 0,0253 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 42 \text{ m}$$

$$L = 8050 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0,5 \text{ m}$$

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_f + \Delta H_{asp}$$

ϕ mm	V m/s	$Re \cdot 10^5$	J m/m	ΔH_L m	ΔH_s m	ΔH_T m	f_r	f_c	H_{MT} m
150	1,43	2,68	0,013632	109,74	16,46	126,2	0,018117	0,019599	168,70
200	0,8	2,00	0,00313	25,19	3,78	28,97	0,016968	0,01918	71,47
250	0,51	1,59	0,001014	8,16	1,22	9,38	0,016151	0,019105	51,88

Tableau de calcul des hauteurs manométriques

Bâche de reprise — Reservoir projeté

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

$$E = 10^{-4} \text{ m}$$

$$Q = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 48 \text{ m}$$

$$L = 7000 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{ref}} = 0,5 \text{ m}$$

$$H_{\text{tot}} = H_g + \Delta h + \Delta H_{\text{ref}}$$

ϕ mm	V m/s	$Re \cdot 10^5$	J m/m	ΔH_L m	ΔH_S m	ΔH_T m	f_r	f_c	H_{tot} m
250	1,38	4,31	0,006799	47,59	7,14	54,74	0,016151	0,017496	101,24
300	0,96	3,6	0,002705	18,93	2,84	21,77	0,015526	0,017257	70,27
350	0,71	3,1	0,001259	8,82	1,32	10,14	0,015025	0,017141	58,64
400	0,54	2,7	0,000637	4,46	0,67	5,13	0,014811	0,017131	53,63
450	0,43	2,42	0,000359	2,52	0,38	2,89	0,014259	0,017151	51,39

Recherche du diamètre économique F. Sahia - B. R

Frais d'amortissement en D.A.

ϕ mm	L m	Prix unitaire	Prix total	Annuité
200	1000	350	350 000	31 089,45
250	"	450	450 000	39 972,15
300	"	500	500 000	44 413,50
350	"	560	560 000	49 743,12
400	"	750	750 000	66 620,25

Frais d'exploitation en D.A.

ϕ mm	H_{MT}	P Kw/h.	E Kw/an	Prix de l'énergie
200	87,02	56,85	498 032,86	94 626,24
250	77,86	50,87	445 608,35	84 665,59
300	75,25	49,16	430 670,80	81 827,45
350	74,30	48,54	425 233,76	80 794,41
400	73,92	48,29	423 058,94	80 381,20

Bilan en D.A.

mm	200	250	300	350	400
Amortissement	31 089,45	39 972,15	44 413,50	49 743,12	66 620,25
Exploitation	94 626,24	84 665,59	81 827,45	80 794,41	80 381,20
Total	125 715,69	124 637,74	126 240,95	130 537,53	147 001,45

Le diamètre économique est le $\phi = 250$

Recherche du diamètre économique Aerodrome - B.R

Frais d'amortissement en D.A.

ϕ mm	L m	Prix unitaire	Prix total	Annuité'
150	600	280	16 8000	14 922,94
200	"	350	210 000	18 653,67
250	"	450	270 000	23 983,29
300	"	500	300 000	26 648,10
350	"	560	336 000	29 845,87

Frais d'exploitation

ϕ mm	H_{MT} m	P Kw/h	E Kw/an	Prix d'énergie
150	97,21	55,89	489 589,99	93 022,09
200	75,84	43,60	381 961,78	72 572,74
250	71,56	41,14	360 405,93	68 477,13
300	70,31	40,42	354 110,41	67 280,98
350	69,88	40,18	351 944,75	66 869,50

Bilan en D.A

mm	150	200	250	300	350
ortissement	14 922,94	18 653,67	23 983,29	26 648,10	29 845,87
xploitation	93 022,09	72 572,74	68 477,13	67 280,98	66 869,50
total	107 945,03	91 226,41	92 460,42	93 929,08	96 715,37

Le diamètre économique est le $\phi = 200$ mm.

Recherche du diamètre économique B.R - Résistant

Frais d'amortissement en D.A

ϕ mm	L m	Prix unitaire	Prix total D.A	Annuité
150	8050	280	2254000	200216,06
200	"	350	2817500	250270,07
250	"	450	3622500	321775,81

Frais d'exploitation en D.A

ϕ mm	H_{MT} m	P kw/h	E kw/an	Prix d'énergie
150	168,70	55,77	488544,94	92823,54
200	71,47	23,63	206912,77	39324,83
250	51,88	17,15	150244,32	28545,85

Bilan en D.A

ϕ mm	150	200	250
Amortissement	200216,06	250270,07	321775,81
Exploitation	92823,54	39324,83	28545,85
Total	293039,60	289594,90	350321,66

Le diamètre économique est le ϕ 200 mm

Recherche du diamètre économique B.R - R projeté

Frais d'amortissement en D.A

ϕ mm	L m	Prix unitaire total	Prix total	Annuité
250	7000	450	315 0000	279 805,05
300	"	500	3500 000	310 894,50
350	"	550	392 0000	348 201,84
400	"	750	525 0000	466 341,75
450	"	850	5950 000	528 520,65

Frais d'exploitation en DA

ϕ mm	H_{R17}	P kw/h	E kw/an	Prix d'énergie
250	103,24	91,73	803 573,94	152 679,04
300	70,27	62,44	546 950,20	103 920,54
350	58,64	52,10	456 427,49	86 721,22
400	53,63	47,65	417 431,89	79 312,06
450	51,39	45,66	399996,74	75 999,38

Bilan en D.A

ϕ mm	250	300	350	400	450
Amortissement	279 805,05	310 894,50	348 201,84	466 341,75	528 520,65
Exploitation	152 679,04	103 920,54	86 721,22	79 312,06	75 999,38
Total	432 484,09	414 815,04	434 923,06	545 653,81	604 520,03

Le diamètre économique est le $\phi = 300$ mm.

C H A P I T R E VII

Choix des pompes

Les hauteurs manométriques des débits à assurer sont reportées sur les courbes caractéristiques des divers pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable.

En pratique, il y a lieu de rechercher le type de pompe donnant le meilleur rendement économique

7 - I Choix de la pompe pour forage sahela (FI)

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$\text{Hmt} = 77,86 \text{ m}$$

Notre forage sera équipé d'une électropompe immergée multicellulaire à axe vertical

On prévoit une pompe identique de secours du catalogue E.M.U. type de pompe KM 150

Nombre de tours 2900 tr/min

Puissance 63 kW

Rendement 69%

Le point de fonctionnement M donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est déclaré du point de fonctionnement voulu M2

Nous étudierons les méthodes de rapprochement de ces points

- Première méthode :

Diminution de la section du passage du débit par création d'une perte de charge singulière (vannage sur la conduite de refoulement)

$$M, M2 = 82,65 - 77,86 = 4,79 \text{ m}$$

la puissance de la pompe sera $P = \frac{9,8 \cdot 0,05 \cdot 82,65}{0,69} = 58,69 \text{ kW}$

- Deuxième méthode : Rognage de la roue initiale

les coordonnées du point M l'intersection de la droite OM2 avec la caractéristique de la pompe sont dans le système (QH) : $H = 82,65 \text{ m}$ $Q = 183,75 \text{ m}^3/\text{h}$

$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D2}{d2}$ on pose $d = mD$ ou m : coefficient de rognage

$$\frac{Q}{q} = \frac{D2}{m2 D2} = \frac{1}{m2} \quad m = \frac{q}{Q} = \frac{180}{183,75} = 0,989$$

soit 1,1% la puissance absorbé par la pompe sera :

$$P = \frac{9,8 \cdot 0,05 \cdot 77,86}{0,69} = 55,29 \text{ KW}$$

7 - 2 Choix de la pompe pour le forage de l'Aerodrome(F2)

$$Q = 44 \text{ l/s}$$

$$H_{mT} = 75,84\text{m}$$

le forage sera équipé d'un groupe electro pompe immergé multicellulaire a axe verticale Du Catalogue E.M.U.

type de pompe KM 35

Nombre de tous 2900 tv/min

Puissance 45 KW

Rendement 75 %

le point de fonctionnement M donné par l'intersection des caractéristique de la pompe et de la conduite coincide avec le point de fonctionnement voulu M2

7 - 3 Choix de la pompe bache de reprise - Reservoir projeté

$$Q = 68 \text{ l/s}$$

$$H_{mT} = 70,27$$

la bache sera équipée d'une pompe immergé a axe vertical du catalogue E.M.U.

type de pompe SCH 200

Nombre de tours 2900 tr/min

Rendement 77%

Puissance 69 KW

le point M est decalé du point M2 on traite les methodes de rapprochement de ces points

Première methode:

Vannage sur la conduite de refoulement

$$M, M2 = 76,8 - 70,27 = 6,53$$

$$\text{la puissance de la pompe sera } = P = \frac{9,8 \cdot 0,068 \cdot 76,8}{0,77} = 66,46 \text{ KW}$$

Deuxieme methode : rognage de la roue

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{244,8}{249,75} = 0,99$$

le pourcentage de rognage $I = 0,99 = 0,01$ soit 1%
la puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{9,8 \cdot 0,068 \cdot 70,27}{0,77} = 60,81 \text{ KW}$$

7-4 Choix de la pompe Bache de reprise - Reservoir existant

$$Q = 25,3 \text{ l/s}$$

$$\text{Hmt} = 71,47 \text{ m}$$

Du Catalogue E.M.U.

Type de pompe K 85

Nombre de tours 2900 tx/min

Puissance 28 KW

Rendement 74 %

le point M est décalé du point M2 on traite les méthodes de rapprochement

Première méthode : vannage sur la conduite de refoulement

$$M, M2 = 75,20 - 71,47 = 3,73 \text{ m}$$

la puissance de la pompe sera $P = \frac{9,8 \cdot 0,0253 \cdot 75,20}{0,74} = 25,20 \text{ KW}$

Deuxième méthode : rognage de la roue initiale

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{91,08}{92,9} = 0,99$$

le pourcentage de rognage : $1 - 0,99 = 0,01$ soit 1%

la puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{9,8 \cdot 0,0253 \cdot 71,47}{0,74} = 23,95$$

Conclusion :

Parmi toutes les solutions envisagées le pourcentage de rognage est très faible (1%) alors on garde les mêmes pompes sans aucune modification.

Caractéristique de la conduite de refoulement

Forage SAHEL 2 F₂ Bache de reprise

$$Q = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

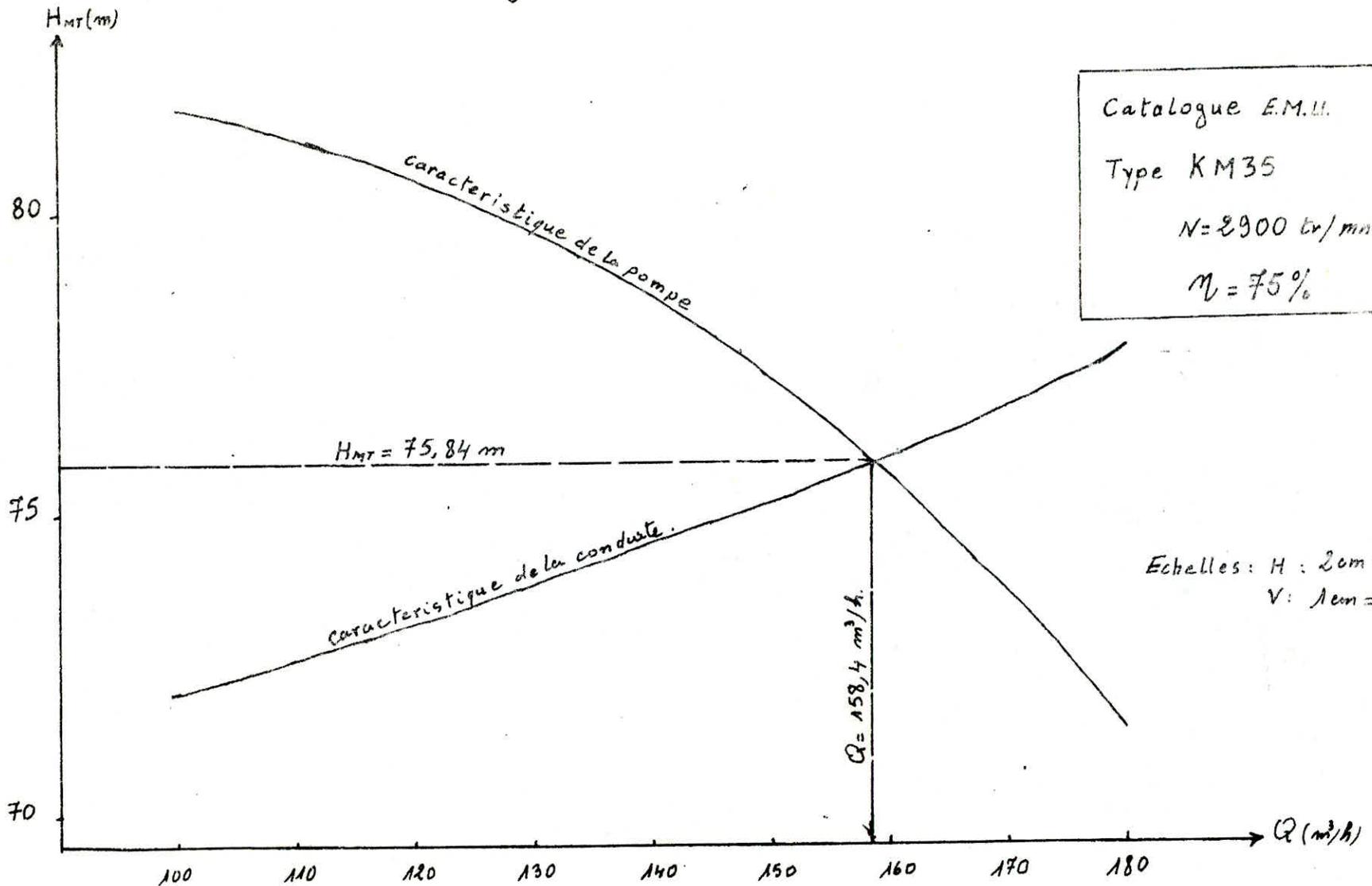
$$L = 1000 \text{ m}$$

$$H_g = 73 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 77,86 \text{ m}$$

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{h)}$	$V \text{ (m/s)}$	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L	ΔH_S	$\Delta H_T \text{ (m)}$	f_{COFF}	$H_{MT} \text{ (m)}$
130	0,0367	0,73	2,28	0,002	2,0	0,3	2,30	0,018398	75,80
140	0,0389	0,79	2,47	0,002326	2,33	0,35	2,68	0,018263	76,18
150	0,0417	0,85	2,66	0,002675	2,67	0,40	3,07	0,018145	76,57
160	0,0444	0,90	2,81	0,002985	2,98	0,45	3,43	0,018056	76,93
170	0,472	0,96	3,0	0,003378	3,38	0,51	3,89	0,01796	77,38
180	0,5	1,02	3,19	0,003795	3,79	0,57	4,36	0,017874	77,86
190	0,0527	1,07	3,34	0,004161	4,16	0,62	4,78	0,017808	78,28
200	0,0555	1,13	3,53	0,004622	4,62	0,69	5,31	0,017736	78,81
210	0,0583	1,19	3,72	0,005107	5,11	0,76	5,87	0,017670	79,37

Choix de pompe
Forage Sahla - Bache de reprise.



Caractéristique de la conduite de refoulement
 Forage Aerodrome (F) Bache de reprise

$Q = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\phi = 200 \text{ mm}$
 $L = 600 \text{ m}$

$H_g = 69 \text{ m}$
 $H_{MT} = 75,84 \text{ m}$

$Q (\text{m}^3/\text{h})$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$V (\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L	ΔH_S	ΔH_T	$f_{D'PPe}$	$H_{MT} (\text{m})$
100	0,0278	0,88	2,2	0,003757	2,25	0,34	2,59	0,019019	72,09
110	0,0305	0,97	2,425	0,004528	2,72	0,40	3,12	0,018864	72,62
120	0,0333	1,06	2,65	0,005369	3,22	0,48	3,70	0,018733	73,20
130	0,0361	1,15	2,875	0,006281	3,77	0,56	4,33	0,018619	73,83
140	0,0389	1,24	3,1	0,007264	4,36	0,65	5,01	0,018513	74,51
150	0,0417	1,33	3,325	0,008317	4,99	0,75	5,74	0,018433	75,24
160	0,0444	1,41	3,525	0,009313	5,59	0,84	6,43	0,018363	75,93
170	0,0472	1,50	3,75	0,010499	6,30	0,94	7,24	0,018293	76,74
180	0,05	1,6	4,00	0,011901	7,14	1,07	8,21	0,018223	77,71

Choix de pompe

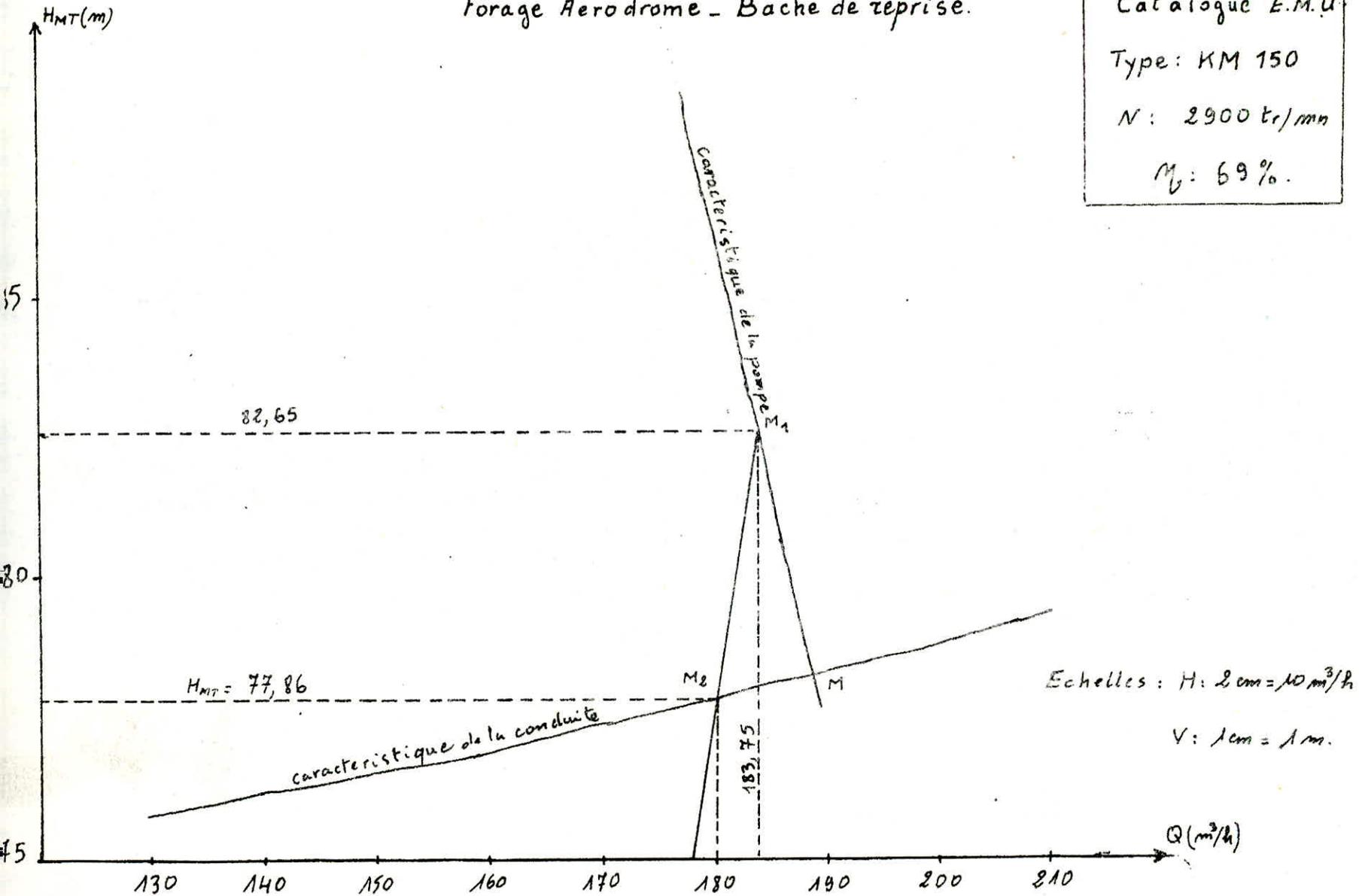
Forage Aerodrome - Bache de reprise.

Catalogue E.M.U.

Type: KM 150

N: 2900 tr/mn

η_p : 69%.



Caractéristique de la conduite de re-foulement
Bache de reprise - Reservoir existant

$$Q = 0,0253 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$L = 8050 \text{ m}$$

$$t/g = 42 \text{ m}$$

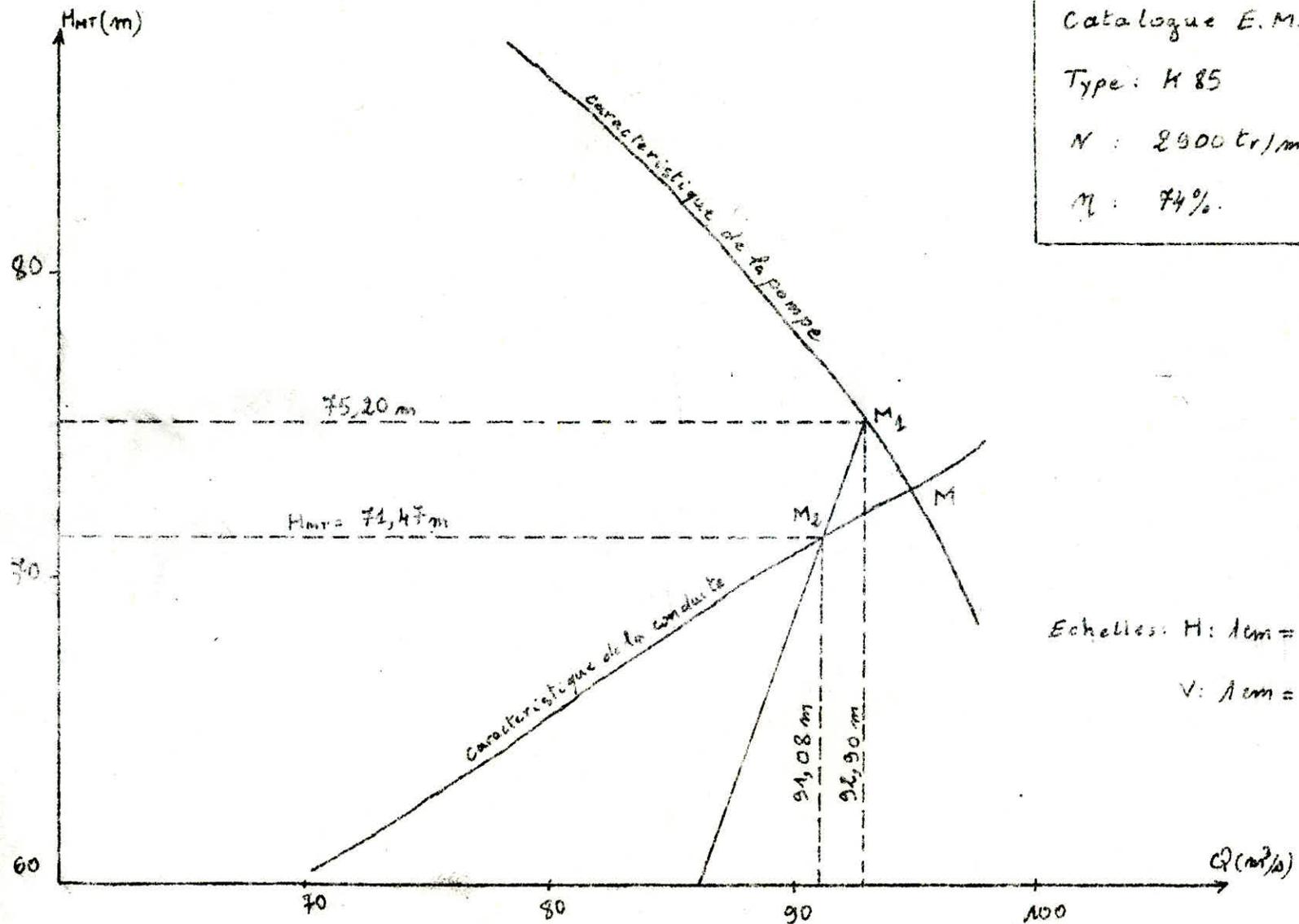
$$H_{MT} = 71,47 \text{ m}$$

$Q (\text{m}^3/\text{h})$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$V (\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L	ΔH_s	$\Delta H_{T(m)}$	f_{coeff}	$H_{MT(m)}$
70	0,0194	0,62	1,55	0,001928	15,52	2,33	17,85	0,015666	60,35
80	0,0222	0,71	1,775	0,002494	20,08	3,01	23,09	0,019397	65,59
90	0,025	0,79	1,975	0,003057	24,61	3,69	28,30	0,019202	70,80
100	0,027	0,86	2,15	0,003595	28,94	4,34	33,28	0,019056	75,78
110	0,0305	0,97	2,425	0,0045279	36,45	5,47	41,92	0,018864	84,42
120	0,035	1,06	2,65	0,005369	43,22	6,48	49,71	0,018733	92,21

Choix de pompe .

Bache de reprise - Reservoir existant

Catalogue E. M. U.
Type: K 85
N : 2900 tr/mn
 η : 74%.



Echelles: H: 1cm = 2,5 m

V: 1cm = 2 m.

Caractéristique de la conduite de refoulement

Bache de reprise - Reservoir projeté

$$Q = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 300 \text{ mm}$$

$$L = 7000 \text{ m}$$

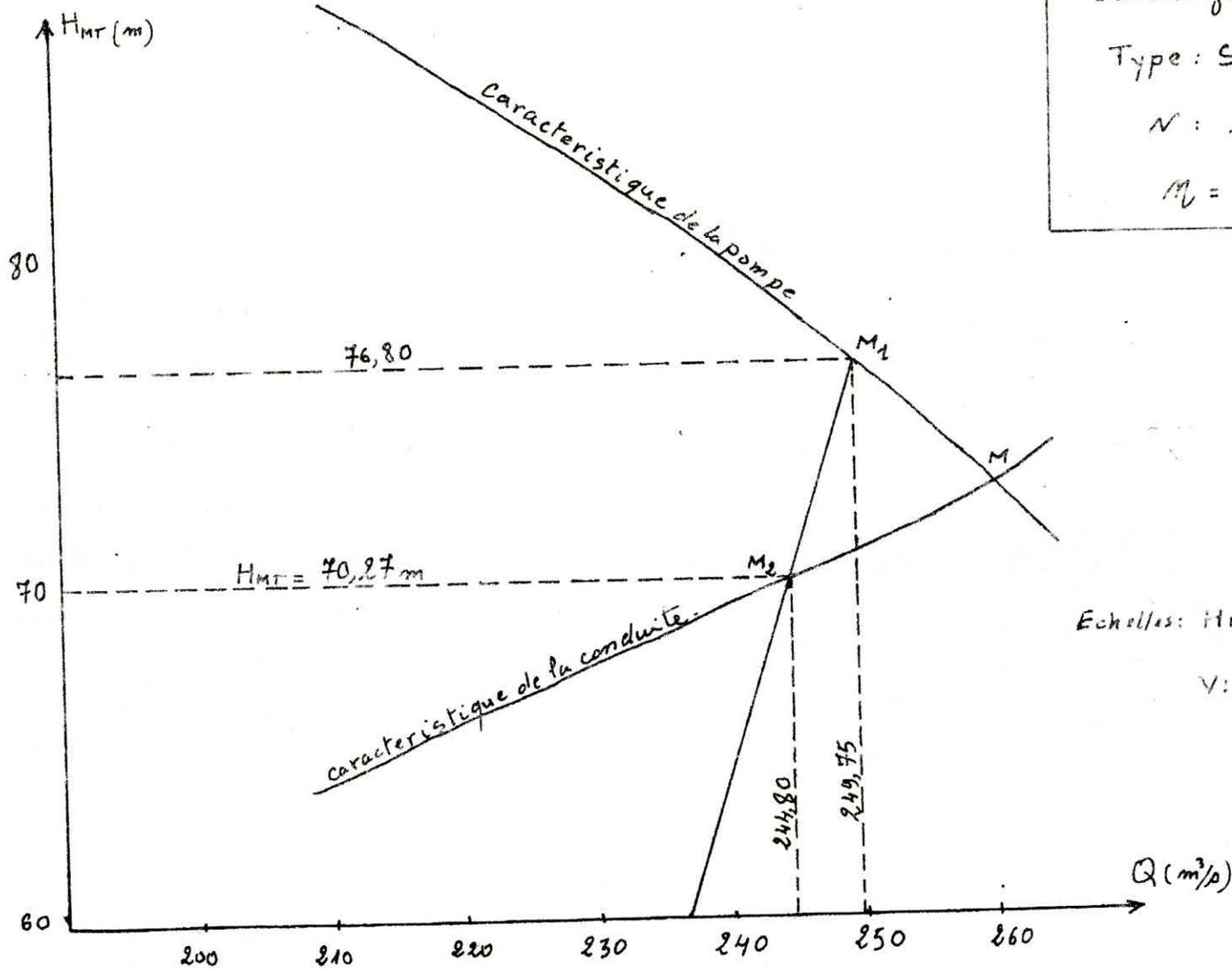
$$H_g = 48 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 70,27$$

$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$	$V (\text{m}/\text{s})$	$Re \cdot 10^5$	J	ΔH_L	ΔH_S	$\Delta H_{T(m)}$	f_{coll}	$H_{MT} (m)$
210	0,0583	0,82	3,07	0,001999	14,00	2,10	16,10	0,017488	64,60
220	0,0611	0,86	3,22	0,002190	15,33	2,30	17,63	0,017416	66,13
230	0,0638	0,90	3,37	0,002389	16,73	2,51	19,24	0,017349	67,74
240	0,0666	0,94	3,52	0,002598	18,18	2,73	20,91	0,017286	69,41
245	0,06805	0,96	3,60	0,002705	18,93	2,84	21,77	0,017257	70,27
250	0,0694	0,98	3,67	0,002814	19,70	2,95	22,65	0,017228	71,15
260	0,0722	1,02	3,82	0,003038	21,27	3,19	24,46	0,017174	72,96

Choix de pompe
Bache de reprise - Reservoir projeté.

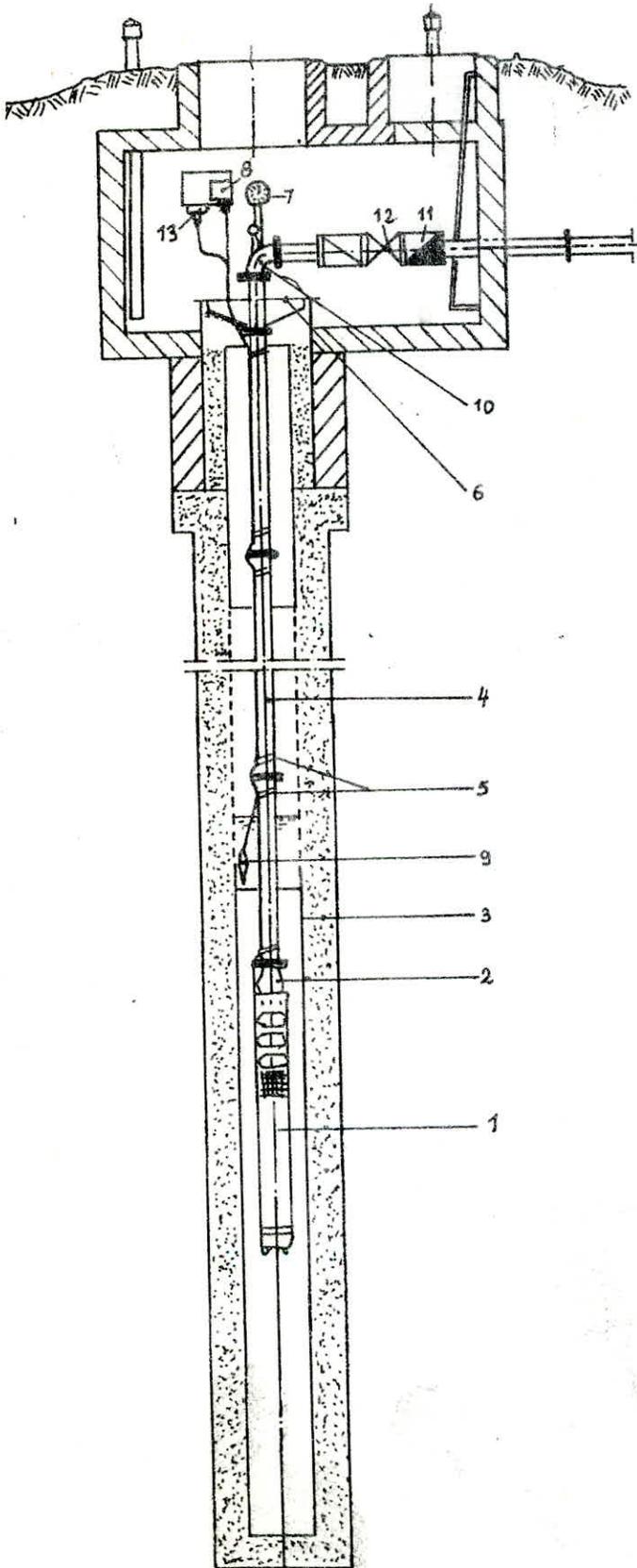
Catalogue E.M.L
Type: SCH 800
 $N: 2900 \text{ tr/min}$
 $\eta = 77\%$



Echelles: H: 2 cm = 10 m³/s.

Q: 1 cm = 2 m.

Installation de pompage pour puits profond
(forage)



- 1 Pompe immergée
- 2 Clapet de retenue
- 3 Tuyau non perforé
- 4 Tuyauterie ascensionnelle
- 5 Colliers de fixation de cable.
- 6 Couvercle du puits
- 7 Indicateur pneum. de niveau d'eau
- 8 Garde-niveau d'eau
- 9 Electrode
- 10 Coude avec raccord pour manomètre
- 11 Compteur d'eau.
- 12 Vanne
- 13 Boite de jonction de cable.

CHAPITRE VIII

P

PROTECTION DES CONDUITES D'ÉCOULEMENT

Protection contre le coup de belier:

Il est porte sous la denomination de coup de belier l'ensemble des variations de pression brusques dans une conduite fonctionnant à l'arrêt ou en régime permanent par suite d'une manœuvre de la vanne;

Les causes les plus fréquentes sont:

- Arrêt brutal d'un groupe électro-pompe alimentant une conduite de refoulement.
- Démarrage d'un groupe électro-pompe.
- Manœuvre d'une vanne de sectionnement.

Le phénomène du coup de belier est oscillatoire et les variations des pressions peuvent endommager la conduite pour l'étudier correctement il faut tenir compte de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité de la conduite.

Moyen de protection:

Les moyens mis en œuvre pour la protection sont classés en deux catégories:

- Procédé agissant sur les causes;
- Procédé apportant des remèdes.

Procédés agissant sur les causes.

Ils tendent à diminuer la vitesse de propagation et par conséquent la surpression et la dépression..

La diminution de la célérité de l'onde peut être obtenue par:

- Le volant d'inertie: ils ont pour effet de supprimer radicalement le coup de belier en obligeant la pompe à s'arrêter progressivement.

- Démarrage et arrêt sur vanne fermée: des vannes à ouverture ou fermeture contrôlée électriquement de telle manière que l'ouverture s'effectue progressivement lorsque le groupe a sa vitesse de régime, la fermeture se produisant progressivement et l'arrêt de la pompe n'ayant lieu qu'à la fin de l'opération.

Choix des matériaux de canalisation:

D'après la formule de LAMÉ (1) la célérité de l'onde varie dans le sens de l'élasticité (E). L'utilisation des canalisations en matière plastique permet donc une diminution sensible de ce facteur.

Procédés apportant les remèdes:

- Réservoir d'air.
- Cheminée d'équilibre.
- Soupape anti-belier.

Pour remédier à ce phénomène nous avons opté pour un réservoir d'air qui présente une grande sécurité de fonctionnement.

- Calcul du reservoir d'air:

Les calculs seront facilites à l'aide du programme sur EI59 etabli par Monsieur G. LAPIN, base sur la methode graphique de BERGHOFF.

- Methode de BERGHOFF

Elle consiste à determiner par approximation successives les vitesses de l'eau dans une conduite refoulement au niveau du reservoir d'air pendant les oscillations.

Le volume d'air dans le reservoir et son dispositif d'etirement sont fixes au prealable.

Ayant fixe le volume d'air (U_0), et en partant d'une vitesse arbitrairement choisie (V_{2ip}) comme vitesse finale de l'eau dans un intervalle de temps considere.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives (temps d'aller-retour d'une onde): $= \frac{2L}{C}$; on calcul alors à la fin de cet intervalle la pression dans le reservoir d'air, puis celle dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas.

On verifera cette derniere sur l'epure en menant une horizontale passant par la valeur de pression finale que cette droite coupe bien C/A_{gg} au droit de la vitesse choisie.

Si le premier essai n'est pas admissible les calculs seront recommences avec une autre valeur de vitesse (V_{2ip}).

L'augmentation de (U) du volume d'air (quand l'eau monte) ou sa diminution (quand l'eau redescend)

;.../...

Cette variation de volume d'air n'est autre que le produit de la section (A_c) de la conduite par la vitesse moyenne (V_m) pendant le temps θ : $\Delta U_i = V_{mi} \cdot A_c \cdot \theta_i$

$$\text{où } V_{mi} = \frac{V(z_i - 1)^p + V_{eip}}{2}$$

Le volume d'air est obtenu en ajoutant où retranchant suivant que l'eau monte où redescend (de où vers) la bache de reprise.

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i$$

+ ΔU_i = quand l'eau monte.

- ΔU_i = quand l'eau redscend

La nouvelle pression dans le reservoir sera exprimé en admettant que la detente d'air s'effectue suivant la loi de poisson :

$$z_i = \frac{z'_0 U_0^{1,4}}{U_i^{1,4}}$$

où z'_0 : pression dans le reservoir à l'arrêt $z'_0 = (H_0 - h_0 + 10)$.

H_0 : hauteur geometrique de refoulement.

h_0 : hauteur d'eau en regime normal entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le reservoir d'air.

U_0 : volume d'air du reservoir à l'arrêt

Dans notre cas le dispositif d'etraglement est un diaphragme qui permet d'avoir des pertes de charges negligeeables à la montée par rapport à celle qui peuvent avoir lieu lors de la descente.

Les pertes de charges dans le diaphragme (δ_v) où :
Arret brusque :

Tronçon forage sahla - Bache de reprise.

$$\delta = \frac{C V^2}{2g} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{C}{2g}$$

est exprimé par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir
écoule vers la conduite ou reçoit d'elle au cours du régime
transitoire.

Lors de la dépression et où la $V > 0 \Rightarrow \delta r = 0$

En cas de surpression et où la $V < 0 \Rightarrow \delta r = \beta v^2$

D'après la formule de BORDA - CARNOT.

$$\delta r = \frac{V^2}{2g} \left(\frac{A_t}{mA_D} - 1 \right)^2$$

D'après l'équation de continuité on aura

$$V \cdot A_c = V_t \cdot A_t \Rightarrow V_E = \frac{A_t}{A_c} V$$

$$\delta r = \left(\frac{A_t}{A_c} V \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{A_t}{mA_D} - 1 \right)^2$$

$$\frac{A_c}{A_t} = \frac{D_c^2}{D_t^2} ; \quad \frac{A_t}{A_D} = \frac{\pi t^2}{d^2}$$

$$\delta r = \frac{1}{2g} \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_t^2}{md^2} - 1 \right)^2 \cdot V^2$$

où : A_c : Section de la conduite de refoulement $A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$

A_t : Section de la tubulure $A_t = \frac{\pi D_t^2}{4}$

A_D : Section de l'orifice du diaphragme $A_D = \frac{\pi d^2}{4}$

m : coefficient de contraction de l'orifice de diaphragme

$m = f \left(\frac{d}{D_t} \right)$ tiré du tableau I77

Manuel d'hydraulique générale.

V : Vitesse d'eau dans la conduite de refoulement pour
chaque intervalle de temps

V_t : Vitesse dans la tubulure à chaque intervalle
correspondant les pertes de charges dans la conduite

pour chaque intervalle de temps : $\delta c = \alpha \frac{V^2}{2g}$

où $\alpha = \frac{f}{D_c} \cdot \frac{L_g}{2g}$

L_g : Longueur géométrique

f : coefficient de frottement

Stocker :

- La précision absolue dans le registre T.
- K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).
- E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).
- t' en 02 : épaisseur de la conduite (m).
- E en 03 : rugosité de la conduite (m)
- D_c en 04 : diamètre de la conduite (m).
- m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice.
- d en 06 : diamètre de l'orifice (m).
- D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m).
- L en 08 : longueur de la conduite (m).
- h_g + h_{atm} en 09 - H en 10 - h_{asp} en 11 - U₀' en 12 (volume d'air au repos)
- Q₀ en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

2) Appuyer sur A : 0 à l'affichage .

- RCL 14 : Z₀' = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt.
- RCL 15 : Z₀ = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.
- RCL 16 : U₀ = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.
- RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).
- RCL 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.
- RCL 35 : constante de calcul = Z₀' U₀'^{1.4}
- RCL 36 : g/o
- RCL 37 : α - RCL 38 : β
- RCL 39 : A₀ = section de la conduite - RCL 40 : A_ct_r

3) Afficher une valeur hypothétique de V_{2iP}. Appuyer sur B.: affichage de N_i.

- V_{(2i+1)R} 18 - U_{i-1} 19 - δ_r 20 - δ_c 21 - V_{2iP} 23
- V_{m_i} 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28
- ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2iP} 41

Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant
 Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329.

Nombre de mémoires utilisées : 42

000	76	2nd Lbl	053	43	RCL	106	01	1	159	75	-
001	11	A	054	08	00	107	93	.	160	43	RCL
002	43	RCL	055	95	=	108	01	1	161	07	07
003	09	09	056	42	STO	109	04	4	162	35	1/x
004	43	RCL	057	32	32	110	95	=	163	33	x ²
005	10	10	058	42	STO	111	35	1/x	164	95	=
006	15	-	059	34	34	112	33	x ²	165	33	x ²
007	43	RCL	060	65	X	113	65	X	166	55	+
008	11	11	061	53	(114	43	RCL	167	01	1
009	43	RCL	062	89	2nd	115	08	08	168	09	9
010	95	=	063	65	X	116	55	+	169	93	.
011	42	STO	064	43	RCL	117	01	1	170	06	6
012	14	14	065	04	04	118	09	9	171	65	X
013	65	X	066	33	x ²	119	93	.	172	43	RCL
014	43	RCL	067	55	+	120	06	6	173	04	04
015	12	12	068	04	4	121	55	+	174	45	y ^x
016	45	y ^x	069	54)	122	43	RCL	175	04	4
017	01	1	070	42	STO	123	04	04	176	95	=
018	93	.	071	39	39	124	95	=	177	42	STO
019	04	4	072	95	=	125	42	STO	178	38	38
020	95	=	073	42	STO	126	37	37	179	00	0
021	42	STO	074	40	40	127	65	X	180	42	STO
022	35	35	075	43	RCL	128	43	RCL	181	31	31
023	43	RCL	076	13	13	129	17	17	182	91	R/S
024	00	00	077	55	+	130	33	x ²	183	76	2nd Lbl
025	55	+	078	43	RCL	131	85	+	184	12	B
026	01	1	079	39	39	132	43	RCL	185	42	STO
027	00	0	080	95	=	133	14	14	186	22	22
028	00	0	081	42	STO	134	95	=	187	77	2nd x=t
029	00	0	082	17	17	135	42	STO	188	68	2nd NOP
030	55	+	083	42	STO	136	15	15	189	33	x ²
031	53	(084	18	18	137	35	1/x	190	65	X
032	01	1	085	09	9	138	65	X	191	43	RCL
033	85	+	086	93	.	139	43	RCL	192	38	38
034	43	RCL	087	08	8	140	35	35	193	95	=
035	00	00	088	55	+	141	95	=	194	42	STO
036	65	X	089	43	RCL	142	22	INV	195	20	20
037	43	RCL	090	33	33	143	45	y ^x	196	61	GTO
038	04	04	091	95	=	144	01	1	197	95	=
039	55	+	092	42	STO	145	93	.	198	76	2nd Lbl
040	43	RCL	093	36	36	146	04	4	199	68	2nd NOP
041	01	01	094	43	RCL	147	95	=	200	00	0
042	55	+	095	03	03	148	42	STO	201	42	STO
043	43	RCL	096	55	+	149	19	19	202	20	20
044	02	02	097	43	RCL	150	42	STO	203	76	2nd Lbl
045	95	=	098	04	04	151	16	16	204	95	=
046	34	√x	099	95	=	152	43	RCL	205	43	RCL
047	42	STO	100	23	lnx	153	05	05	206	22	22
048	33	33	101	65	X	154	35	1/x	207	65	X
049	35	1/x	102	93	.	155	55	+	208	50	2nd x
050	65	X	103	08	8	156	43	RCL	209	65	X
051	02	2	104	06	6	157	06	06	210	43	RCL
052	65	X	105	75	-	158	33	x ²	211	37	37



40

212	95	=	242	95	+/-	272	23	13	302	42	STO
213	42	STO	243	65	X	273	75	-	303	18	18
214	21	21	244	43	RCL	274	43	RCL	304	43	RCL
215	43	RCL	245	35	35	275	22	22	305	26	26
216	22	22	246	95	=	276	95	=	306	42	STO
217	85	+	247	42	STO	277	50	2nd x	307	19	19
218	43	RCL	248	27	27	278	22	2nd V	308	43	RCL
219	17	17	249	75	-	279	77	2nd x>t	309	27	27
220	95	=	250	43	RCL	280	69	2nd OP	310	85	+
221	25	+	251	21	21	281	43	RCL	311	43	RCL
222	02	2	252	85	+	282	23	23	312	20	20
223	95	=	253	43	RCL	283	12	B	313	85	+
224	42	STO	254	20	20	284	76	2nd Lbl	314	43	RCL
225	24	24	255	75	-	285	69	2nd OP	315	10	10
226	65	X	256	43	RCL	286	43	RCL	316	95	=
227	43	RCL	257	14	14	287	23	23	317	42	STO
228	40	40	258	95	=	288	42	STO	318	28	28
229	95	=	259	42	STO	289	17	17	319	01	1
230	42	STO	260	30	30	290	65	X	320	44	SUM
231	25	25	261	65	X	291	43	RCL	321	31	31
232	85	+	262	43	RCL	292	39	39	322	43	RCL
233	43	RCL	263	36	36	293	95	=	323	34	34
234	19	19	264	95	=	294	42	STO	324	44	SUM
235	95	=	265	42	STO	295	41	41	325	32	32
236	42	STO	266	29	29	296	43	RCL	326	43	RCL
237	26	26	267	35	+	297	23	23	327	31	31
238	45	y*	268	43	RCL	298	85	+	328	91	R/S
239	01	1	269	18	18	299	43	RCL			
240	93	.	270	95	=	300	29	29			
241	04	4	271	42	STO	301	95	=			

Arret brusque : forage sahela - bache de reprise

A Données

$L = 600 \text{ m}$	$D_t = 100 \text{ mm}$	$h_g + h_{atm} = 77 \text{ m}$
$D_c = 200 \text{ mm}$	$d = 50 \text{ mm}$	$E = 2 \cdot 10^{10} \text{ pa}$
$Q_0 = 44 \text{ l/s}$	$m = 0,624$	$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ pa}$
$z = 0,1 \text{ mm}$	$h_{asp} = 2 \text{ m}$	$u_0 = 1 \text{ m}^3$
$e = -6 \text{ mm}$	$z_0 = 2 \text{ m}$	

Resultats :

$z'_0 = 73 \text{ m}$
 $z''_0 = 78,09 \text{ m}$
 $u_0 = 0,953 \text{ m}^3$
 $V_0 = 1,4 \text{ m/s}$
 $C = 684,9 \text{ m/s}$
 $t_r = 1,755$

$z'_0 u_0^{14} = 73$
 $z''_0 u_0^{14} = 0,0143$
 $\beta = 2,597$
 $\beta = 23,894$
 $AC = 0,031$
 $AC_r = 0,055$

La valeur du coup de belier :

$$b = \frac{C V_0}{g} = 97,84 \text{ m}$$

La valeur de la surpression : $H_0 + b = 67 + 97,84 = 164,84 \text{ m}$

La valeur de la depression : $H_0 - b = 67 - 97,84 = -30,84 \text{ m}$

Les details sont portés au tableau

Calcul du rapport $\frac{C}{A_{cg}} = 2254,44 \left[\frac{T}{L^2} \right]$

Echelle de pression 1 cm = 2m

Echelle de vitesse 1 cm = 0,1 m/s

La perte de la droite c/A_{cg} selon l'echelle indiquée 3,4943

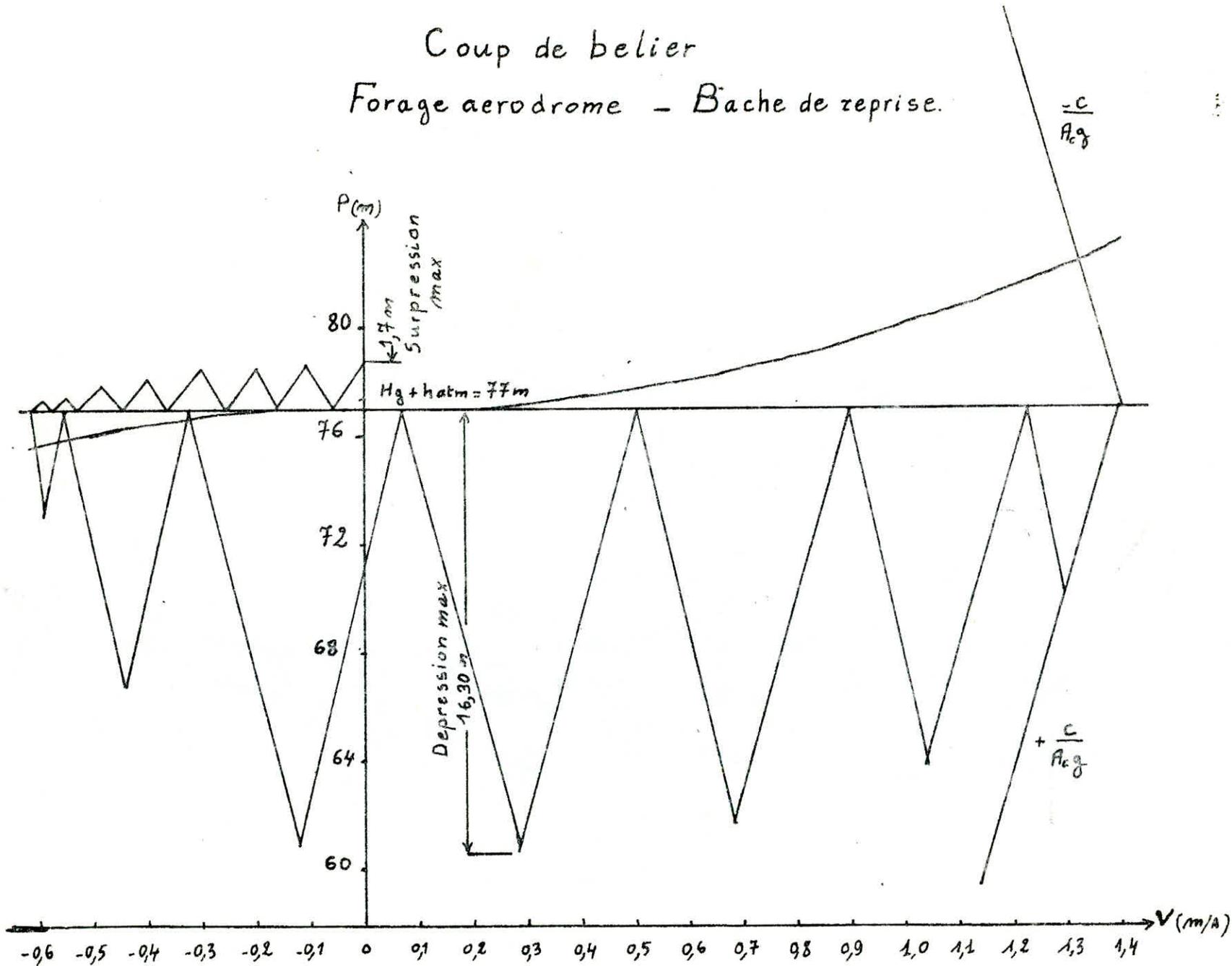
$$\text{tg} \alpha = 74,03^\circ$$

Resultats du coup de belier à l'arrêt brusque. Forage aéro-drome - Bac de reprise.

Intervalles De temps θ_i	Variation du Volume d'air ΔU (m ³)	Volume d'eau U (m ³)	Pression dans le réservoir d'eau Z (m)	Vitesse $V_{(v_{0.1})R}$ m/p	Perte de charge dans l'orifice $\zeta_r = \beta \rho^2$	Pression dans la conduite avec Perte de charge	Perte de charge au refoulement ζ_c	Pression dans la conduite sans P.d.C	Vitesse $V_{0.1P}$ (m/p)	Vitesse moyenne V_m (m/p)	Vitesse choisie (m/p)	$P_{2.1P}$ (m/p)
0	0	0,953	78,09	-	0	83,34	6,34	77	1,4	-	-	0,044
10	0,074	1,027	70,303	1,198	0	72,303	4,384	69,919	1,299	1,349	1,299	0,0408
20	0,064	1,092	64,57	0,877	0	66,57	2,797	63,773	1,037	1,168	1,037	0,0326
30	0,0474	1,139	60,84	0,494	0	62,84	1,219	61,621	0,685	0,861	0,685	0,0275
40	0,027	1,166	58,89	0,084	0	60,89	0,217	60,673	0,289	0,487	0,289	0,0091
50	0,005	1,171	58,559	-0,319	0,329	60,889	-0,036	60,925	-0,117	0,0858	-0,117	-0,0037
60	-0,0153	1,155	59,646	-0,556	4,571	66,217	-0,497	66,714	-0,437	-0,277	-0,437	-0,137
70	-0,028	1,127	61,744	-0,617	8,221	71,966	-0,894	72,86	-0,587	-0,512	-0,587	-0,0184
80	-0,033	1,094	64,346	-0,589	8,692	75,038	-0,945	75,983	-0,603	-0,596	-0,603	-0,0189
90	-0,0319	1,062	67,068	-0,524	7,400	76,469	-0,804	77,273	-0,556	-0,579	-0,556	-0,0175
100	-0,0286	1,034	69,681	-0,442	5,575	77,257	-0,606	77,863	-0,483	-0,519	-0,483	-0,0152
110	-0,024	1,009	72,031	-0,351	3,754	77,786	-0,408	78,194	-0,396	-0,439	-0,396	-0,0125
120	-0,0192	0,99	73,996	-0,253	2,178	78,173	-0,237	78,41	-0,302	-0,349	-0,302	-0,0095
130	-0,0139	0,976	75,472	-0,151	0,977	78,449	-0,106	78,555	-0,202	-0,252	-0,202	-0,0064
140	-0,0083	0,968	76,379	-0,047	0,236	78,614	-0,026	78,64	-0,093	-0,151	-0,093	-0,0031
150	-0,0026	0,966	76,666	0,058	0	78,666	0,00007	78,666	-0,0052	-0,047	-0,0052	0,00016

Coup de belier

Forage aerodrome - Bache de reprise.



Conclusion :

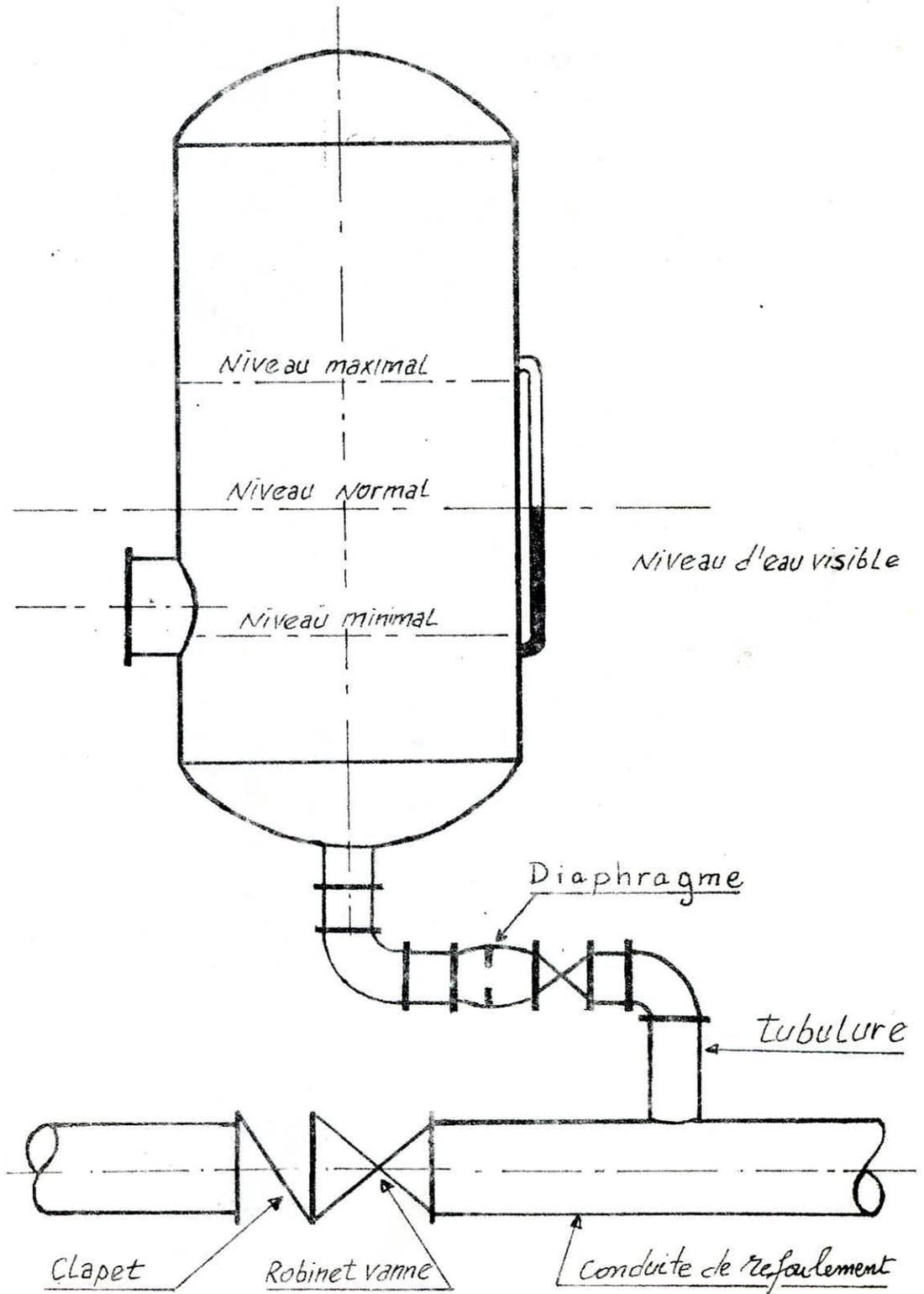
Le volume maximal de l'air à l'arrêt brusque est de $1,171\text{m}^3$ qui correspond à la fin de la phase de depression.

On majore ce volume à $1,5\text{ m}^3$ pour raison de securité

- La pression minimale dans la conduite est de $60,673\text{m}$ ceci correspond à une deprssion de $77-60,673=16,327\text{m}$
- Lors de phase de surpression le volume d'air atteint $0,968\text{ m}^3$, et la pression dans la conduite est de $78,666$

$78,666 - 77 = 1,666\text{m}$ (faible surpression).

schema d'un Reservoir d'air



CHAPITRE IX

Pose des conduites

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous sol marin. Dans notre projet on a choisi la pose en terre;

I. Réalisation des tranchées.

a) Largeur de la tranchée

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,60 m. Elle pourra être calculée en fonction du diamètre de la conduite :

$$B = \varnothing + 2.0,30 \text{ (m)}$$

\varnothing : diamètre de la conduite en (m)

B : Largeur de la tranchée en (m)

Au droit des joints on doit pratiquer des niches (E largissement de la tranchée) de façon à faciliter le raccordement.

b) Profondeur de la tranchée.

La profondeur de la tranchée sera choisie de telle manière de tenir l'eau à l'abri de la chaleur extérieure en été et de l'importance du gel en hiver dans notre étude on prévoit une profondeur de 1,0m au dessus de la génératrice supérieure.

Le fond de la tranchée sera bien bien nivelé qui sera constitué de sable (terrain naturel)

2) Essai du réseau

On procède à la mise en pression générale du réseau par le réservoir, les robinets et vannes de branchements étant fermés.

Après une durée de 48h de mise en pression la perte dans le réseau est constatée.

3) Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des conduites en P.V.C. doit se faire soigneusement en commençant par un lit de sable fin, puis remblayer la conduite par une autre couche de sable le reste de remblayage sera achevé à l'aide du tout venant-

4) Traversée des routes:

En raison de protéger les conduites les traversées des routes doivent être limitées au maximum . en cas de traversée des route on prévoit des gaines dont, les quelles ces conduites sont protégées contre les chocs et vibrations.

5) Butées :

C'est la construction des massifs en biton (butées) qui par leur poids s'opposent à la poussée exercée par l'eau dans la conduite aux endroits des caudes et branchements qui ont tendance à la rupture et de boitement.

A S S A I N I S S E M E N T

C H A P I T R E I

1.1. Introduction

Aucun reseau d'assainissement cohérent n'existe actuellement, car le reseau existant est réalisé dans les limites de chaque bâtiment ou de chaque maison d'habitation se composant généralement de conduite \varnothing 125 - 150 mm et d'un petit regard décanteur ou d'un regard filtre.

1.2. Reseau de canalisation

Vu la quantité peu importante de précipitations dans la région on prévoit la collect des eaux domestiques et leur transit dans les ouvrages d'épuration.

Les eaux épurées sont destinées pour les besoins de l'agriculture et notamment pour l'irrigation des palmeraies après agrément des services sanitaires.

1.3. Constitution de reseau

Le reseau sera en système séparatif, il se composera de quatre collecteurs I , II , III et IV gravitaires, de trois conduites sous pressions et de trois stations de relèvement.

L'ensemble des collecteurs se raccorderont à la sortie de la ville à proximité de la station d'épuration.

C H A P I T R E II

CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU

2.1. Débit des eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eau évacuée par jour s'effectuera à partir de la consommation journalière de l'année.

Sachant que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée au réseau (puits ...) il sera admis que l'eau évacuée n'est que les 80% de l'eau consommée.

$$Q_{up} = 0,80 \cdot d \cdot S \cdot q_m \cdot K_p$$

Q_{up} : débit de pointe des eaux usées (l/s)

d : densité de la population

S : surface de la zone à assainir (ha)

q_m : consommation spécifique moyenne en eau potable l/s/ha

K_p : coefficient de pointe

K_p est calculé d'après la formule :

$$K_p = 2,6 - 0,4 \text{ Log } \frac{H}{1000} \quad \text{ou } H : \text{ nombre d'habitants.}$$

$$K_p = 2$$

2.2. Plan de calcul du réseau d'assainissement

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont portés sur le tableau, planche n° (III)

Le débit de dimensionnement pour chaque tronçon sera le débit cumulé des eaux usées transitant à travers ces tronçons.

On fixe la pente en satisfaisant la condition d'autocurage en fonction de la valeur de la pente adoptée et de celle de débit de dimensionnement on tire le diamètre de tronçon considéré, la vitesse à pleine section (V_{ps}), le débit à pleine section (Q_{ps}) à partir de (l'abaque de l'annexe XI réseaux d'eaux usées en système séparatif.)

On calculera le rapport des débits : $p = \frac{Q}{Q_{ps}}$ et en fonction de ce dernier on déterminera le rapport des hauteurs $H = \frac{H}{\phi}$ ainsi que celui des vitesses $v = \frac{v}{v_{ps}}$ et ce à partir de l'abaque de l'annexe (X) (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage).

En suite, on pourra calculer les deux paramètres :

- la hauteur de remplissage : $H = r_H \cdot \emptyset$

- la vitesse réelle : $V = r_V \cdot V_{PS}$

La dernière colonne du tableau donne la vitesse d'écoulement pour le 1/10 du débit à plein section ($1/10 Q_{PS}$).

2.3. Dimensionnement des conduites de refoulement

Ces conduites seront dimensionnées par la formule de Bonin donnant le diamètre économique approximatif.

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

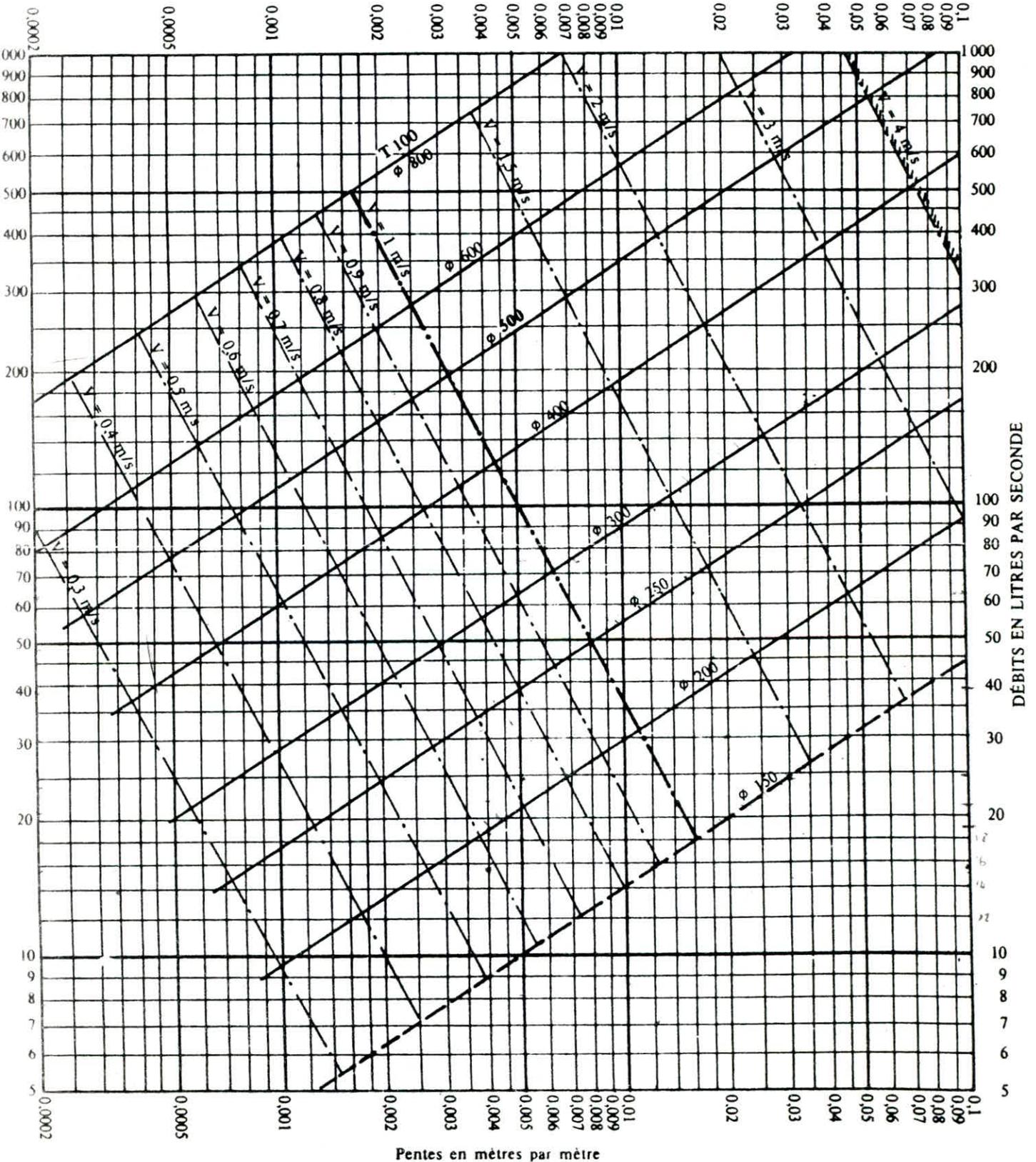
D : diamètre de la conduite circulaire (m)

Q : débit transitant la conduite en m^3/s

ANNEXE XI

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

Pentes en mètres par mètre



Pentes en mètres par mètre

C H A P I T R E III

STATION DE RELEVEMENT

(Refoulement)

3.1. Présentation

La création de ces stations s'impose par l'impossibilité de rejet gravitaire des eaux usées depuis les zones des collecteurs citées.

Ces stations se limitent à élever le niveau des eaux sur place en vue de leur deversement dans une (fosse d'arrivée.) Il s'agit, d'installation mécanique d'entretien toujours délicat. Il faudra donc, même au prix de dépenses de premier établissement supérieures, essayer de réaliser, autant que faire se peut, un écoulement gravitaire éventuellement avec mise en charge du réseau.

3.2. a) Etude de la station :

Pour l'étude des stations modernes de pompage d'eaux d'égouts il convient de tenir compte d'un certain nombre d'éléments :

- la station doit être suffisamment enterrée, de façon que les eaux du réseau puissent toujours être évacuées.
- la capacité de la bêche d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon à limiter les dépenses d'infrastructure.
- le radier de la fosse d'arrivée doit comprendre une forme de pente, très accentuée, de façon que les eaux convergent vers le point d'aspiration sans risque de sédimentation.

3.2. b) Dimensionnement de la bêche :

Le volume utile de la chambre d'aspiration (en dessous du fil d'eau de la conduite d'amenée) doit être déterminé de façon que le nombre de démarrages dans l'heure du groupe en service reste dans les limites admissibles (4 à 5 démarrages à l'heure).

A l'aide de la formule $V = \frac{t}{4n} \cdot Q_p$ on calcule la capacité de la bêche.

où : V : volume de la bêche en (m³)

Q_p : débit de pointe des eaux usées en (m³/s)

n : nombre d'engins de relèvement de mêmes caractéristiques.

t : intervalle de temps entre deux démarrages successifs de l'engin en (s) il s'echelonne entre 6 et 15 minutes.

Le volume de la station de relèvement du collecteur I si celle-ci fonctionne avec un seul engin (n = 1 et t = 10 min sera :

$$V_I = \frac{10 \cdot 60}{4 \cdot 1} \cdot 0,05447 = 8,17 \text{ m}^3$$

On prend $V_I = 10 \text{ m}^3$

diamètre de la conduite de refoulement $D = \sqrt[3]{\frac{V_I}{Q}} = 0,054 = 0,233 \text{ m}$.

$D = 250 \text{ mm}$ qui correspond à la vitesse de $1,11 \text{ m/s}$

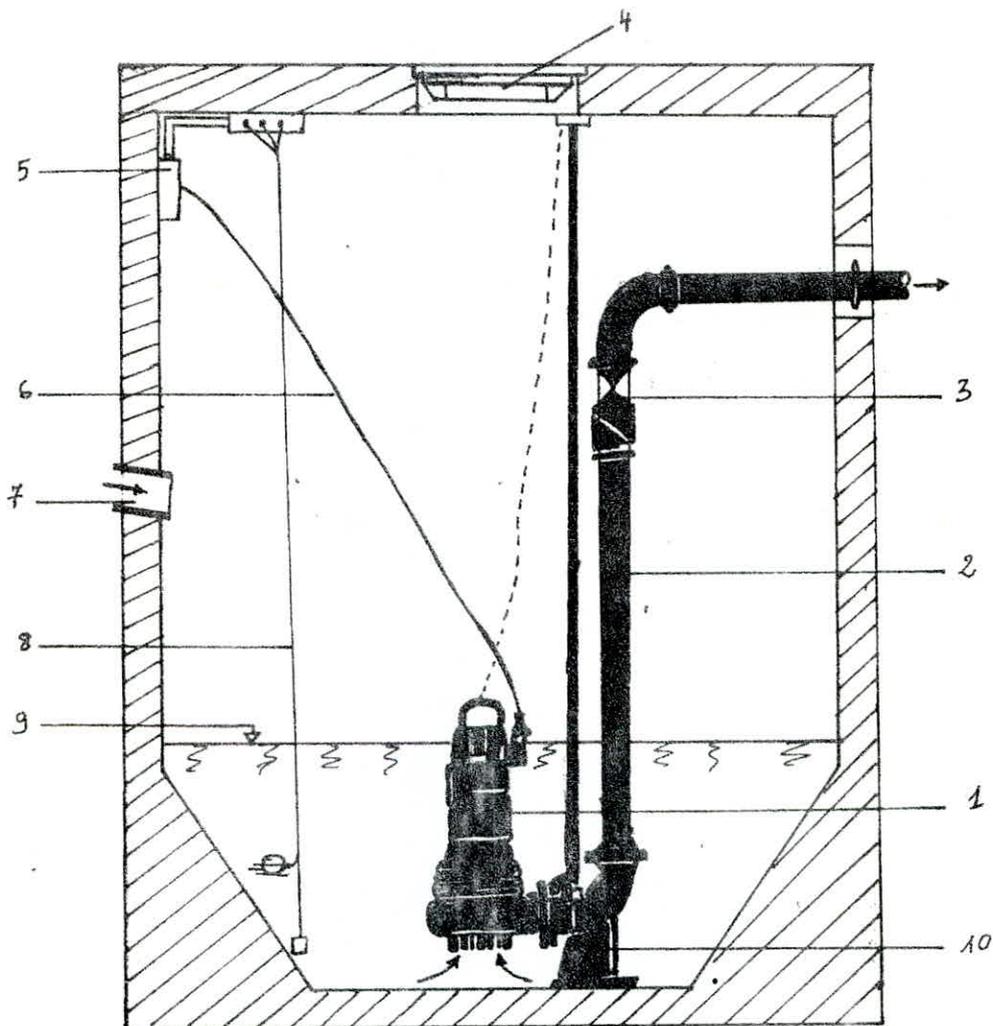
3.3. Pompes :

Pour éviter la mise en place des stations de pompage coûteuses, exigeant de l'entretien. Il est avantageux d'utiliser des pompes submersibles ayant un libre passage minimum de 100 mm.

Le fonctionnement de ces pompes est automatique, sûr et silencieux, et ne nécessite que peu d'entretien.

Station de relevage

(Pompe à moteur immergée)



1. Pompe à eaux d'égouts inondable
2. Conduite de refoulement
3. Robinet vanne
4. Aération
5. Coffret électrique
6. Câble électrique d'alimentation
7. Conduite d'arrivée.
8. régulateur de niveau.
9. niveau d'eau
10. Socle support.

C H A P I T R E IV

4.1. Nature de la canalisation

4.1. a) Les canalisations des collecteurs gravitaires seront en béton.

Le béton résiste aux attaques chimiques intérieures des eaux transportées et extérieures celles des sols, présentent une bonne étanchéité, le profil adopté c'est le profil circulaire.

4.1. b) Les canalisations des conduites de refoulements seront en P.V.C. paraissent bien adaptées en regard à leurs bonnes résistances à la corrosion et à la faible célérité des ondes dues aux coups de belier.

Leurs assemblages à bague en elastomère offrent une grande sécurité.

4.2. Pose des canalisations

La profondeur de la pose des conduites ne doit pas être inférieure à 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure. Ce qui permet l'éventuelle des conduite A.E.P. au niveau supérieur de la canalisation (condition obligatoire).

Le lit de la pose sera choisi en fonction du type de terrain, sa capacité portante, et nature de la canalisation.

4.3. Exploitation du reseau de canalisation

- Réaliser les visites régulières en vue de l'état des regards...
- Examen de l'état technique et des conditions hydrauliques du reseau.
- Essai du reseau qui doit se faire avant le remblaiement.

BIBLIOGRAPHIE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

- Hydraulique urbaine..... A. DURFONT
- Theorie de la longueur
Fluido-Dynamique..... G. LAPRAY
- Elements d'Hydraulique..... A. CAUVIN
H. GUERREE
- Manuel d'Hydraulique A. LANCASIRE
- Catalogue des pompes.....E.M.U

Assainissement

- Les eaux usées dans les agglomeration
urbaines ou rurales(I)H. GUERREE
C. COMELLA.

