

13/83

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.

1 ex

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
PROJET DE FIN D'ETUDES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

SUR

Alimentation en Eau Potable  
des Villes

Sidi - Aïssa - Aïn - El - Hadjel - Sidi - Hadjeres

4 PLANS

EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME D'INGENIEUR

Proposé par :

SONAGTHER

Etudie par :

LAYADI A.  
BOUDJELEL S.

Dirigé par :

Dr. BEDNARCZYK

PROMOTION JANVIER 1983

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUR

Alimentation en Eau Potable  
des Villes  
Sidi - Aïssa - Aïn - El - Hadjel - Sidi - Hadjeres

EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME D'INGENIEUR

Proposé par :

SONAGTHER

Etudie par :

LAYADI A.  
BOUDJELEL S.

Dirigé par :

Dr. BEDNARCZYK

PROMOTION JANVIER 1983

1871

10

[Faint, illegible handwritten text covering the majority of the page]

**NOUVEAU-DÉDITION**

**CETTE - THÈSE**

-----ooOoo-----

A LA MÉMOIRE DE NOS PÈRES

A

NOS PARENTS

EN TÉMOIGNAGE DE TOUT CE QUE NOUS LEUR DEVONS ET DE L'AMOUR QUE

NOUS LEUR PORTONS

A

NOS FRÈRES ET SŒURS

LEURS CONSEILS NOUS ONT TOUJOURS AIDÉ ET ÉCLAIRÉ DANS LA VOIE

CHOISIE...

A NOS PROCHEs

A NOS A M I S

A NOS CAMARADES DE PROMOTION.

AVEC TOUTE NOTRE AFFECTION



# NOUVEAU - FÉLICITATION

TOUS NOS PROFESSEURS :

Nous avons eu le privilège de nous compter parmi vos élèves.

Nous sommes heureux de vous exprimer notre profonde reconnaissance.

- Au promoteur = Dr B E D N A R C Y K
- Aux Responsables de la SONAGHTER, INGÉNIEURS ET PERSONNELS  
de la Division Technique.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration  
de cette Thèse ....

A Monsieur D A O U D Said .

Veuillez trouver ici le témoignage de votre gratitude.

S O M M A I R E  
~~RENDU DE LA COMMISSION~~

CHAPITRE / I - GENERALITES

1- Situation . . . . .	
2- Climat . . . . .	
3- Présentation actuelle . . . . .	2
4- Schéma d'un puit de forage . . . . .	3

CHAPITRE / 2 - ADDUCTION

1- Choix du tracé . . . . .	4
2- Variantes proposées . . . . .	4
3- Considérations économiques . . . . .	4
3.1- Etude des diamètres économique : Variante n° 1 . . . . .	7
3.2- " " " : Variante n° 2 . . . . .	11

CHAPITRE / 3 - RESERVOIRS

1- Utilités des réservoirs . . . . .	17
2- Projets . . . . .	17
2.1- Capacité des réservoirs . . . . .	18
2.2- Dimensionnement des réservoirs . . . . .	19
3- Equipement des réservoirs . . . . .	20

CHAPITRE / 4 - PROTECTION DES CONDUITES

1- Protection contre le coup de bélier . . . . .	23
2- Principe de calcul . . . . .	25
3- Mode de calcul du réservoir d'air . . . . .	27

CHAPITRE / 5 - CHOIX DES GROUPE

1- Choix des groupes pour la variante n° 1 . . . . .	54
2- Choix des groupes pour la variante n° 2 . . . . .	55
3- Fonctionnement des pompes . . . . .	59
4- Automatisation . . . . .	59
5- Etude comparative des 2 variantes . . . . .	62

.../...

CHAPITRE / 6 - ADDUCTION GRAVITAIRE

1- Importance du choix de la vitesse . . . . .	64
2- Calcul des pertes de charges . . . . .	64
3- Trace de la ligne piezométrique . . . . .	68
4- Etude du coup de bélier . . . . .	72
5- Réservoir de mise en charge . . . . .	76
5.1-Calcul de la capacité de KHC . . . . .	76

CHAPITRE / 7 - DISTRIBUTION

1- Démographie . . . . .	78
2- Evolution des besoins en eau potable . . . . .	78
3- Tableau récapitulatif des besoins de la ville de Sidi-Hajers..	79
4- Réseau de distribution . . . . .	80
4.1-Calcul du réseau . . . . .	80

CHAPITRE / 8 - PROTECTION CONTRE LA CORROSION

1- Corrosion par formation de pile . . . . .	91
2- Corrosion sous l'influence d'une installation électrique extérieure	92
3- Pratique de la protection cathodique . . . . .	93
4- Protection des conduites contre les phénomènes divers . . . . .	94

## ABREVIATIONS

**BN** : Numéro des forages  
**R.M.C** : Réservoir de mise en charge  
**R.N** : Réservoir de stockage (n° 1,2,3)  
**D<sub>E</sub>** : Diamètre de la tubulure  
**d** : diamètre de la tuyère  
**f** : Coefficient de mottement  
**a** : Célérité d'onde  
**Deq** : Diamètre équivalent -  $R/1$   
**V** : Vitesse moyenne  
**Vo** : Vitesse moyenne aréthmétique  
**Q** : Débit  
**T.P** : Côte du trop plein (m.N.C.A)  
**S.P** : Station de Pompage  
**C<sub>j</sub>** : Noeud de Jonction  
**r** : Résistance de la conduite  
**R.V** : Robinet - Vanne  
**Hm<sub>v</sub>** : Hauteur manométrique  
**Hg** : Hauteur géométrique  
**Le** : Longueur équivalente  
**E** : Rugosité absolue  
**J** : Gradient de perte de charge  
**DH<sub>v</sub>** : Perte de charge totale  
**A** : Section  
 $\frac{E}{D}$  : Rugosité relative  
**C.M.P** : Corecction propre à la maille  
**C.M.A** : Correction de la maille adjacente  
**VF** : Vitesse finale



## CHAPITRE -I-

### GÉNÉRALITÉS

#### INTRODUCTION :

Notre projet a pour but d'étudier une adduction mixte refoulement gravitaire pour les agglomérations de Sidi-Aïssa, Sidi-Hadjeres et Aïn-El-Hadjel, ainsi une **distribution pour Sidi-Hadjeres.**

#### 1-SITUATION :

Les villes de Sidi-Aïssa, de Aïn-El-Hadjel et de Sidi-Hadjeres font partie de la Wilaya de M'SILA.

Sidi-Aïssa est situé au nord-ouest de la ville de M'SILA, à la limite de la Wilaya de BOUIRA et DJELFA.

Aïn-El-Hadjel est reliée à la capitale par Sour-El-Ghozlane sur la route Nationale n° 8.

Sidi-Hadjeres se trouve à une vingtaine de kilomètres à l'Est de Aïn-el-Hadjel.

#### 2-CLIMAT :

Les trois villes se situent sur les hauts plateaux qui sont caractérisées par deux saisons, en hiver très froid et en été très chaud.

#### 3-PRESENTATION ACTUELLE :

Actuellement ces villes sont approvisionnées en eau par d'autres sources qui ne satisfont pas les besoins, en plus nous ne disposons pas des données concernant leurs sources d'alimentations et leurs capacités de stockage.

D'après une étude approfondie, la seule solution possible d'approvisionner les villes en eau potable, c'est à partir d'une zone de forage se trouvant dans la commune de BIRINE (Wilaya de DJELFA).

Pour cela notre étude consiste à établir un nouveau projet d'alimentation des villes précitées à partir des forages dont les essais de débits réalisés par la D.E.M.R.H. (Direction des Etudes du Milieu et de Recherche Hydraulique) en 1978 ont donné les résultats suivants :

N° B	HND	HNS	Q	H	D	P.F
B 1	57,95	30,78	50	141,22	19,18	180
B 2	82,98	29,70	6	220,30	54,28	250
B 3	58,79	50,35	60	249,65	9,44	300
B 4	57,93	47,07	60	192,93	10,86	240

HND : Hauteur du niveau dynamique (m)

HNS : Hauteur du niveau statique (m)

Q : Débit du forage (P/S)

H : Hauteur de la nappe (m)

D : Rabattement (m)

P.F : Profondeur du forage (m)

N°-B : Numéro des forages



.../...

HND = Hauteur du niveau dynamique ( M )

HNS = Hauteur de niveau statique ( M )

Q = Débit du barrage ( I/5 )

H = Hauteur de la vappe ( M )

 $\Delta$  = Rabattement ( M )

P.F = Profondeur de ferraillage ( M )

NB = Niveau des F.P. 1955.

## 4. SCHEMA D'UN PUIS DE FORAGE

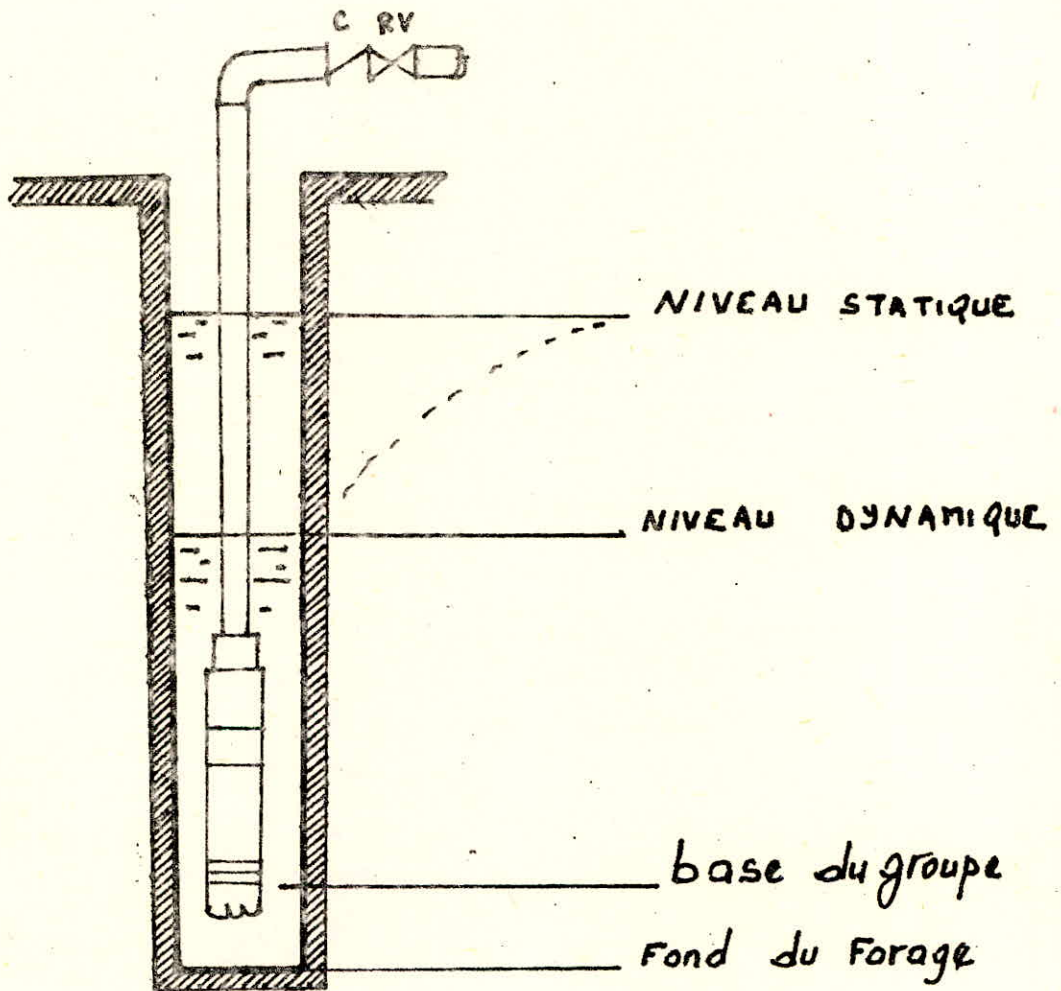


Fig. N°3

1) CHOIX DU TRACE :

Le tracé des conduites d'adduction a été étudié sur un plan d'état major à l'échelle 1/50000, en vue de l'établissement dans la conduite d'adduction il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de les respecter.

- Le tracé le plus court entre les forages et les réservoirs.
- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible.
- Dans la mesure du possible suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.
- Dans notre cas le topographie a imposé une adduction mixte refoulement-gravitaire, car la distance entre la Zone de forage et les réservoirs de stockage est importante.

2) VARIANTES PROPOSEES :

2.1 : Généralités: En tenant compte des impératifs concernant la construction des conduites et les conditions données par la nature, nous proposons deux variantes de refoulement pour l'aménagement de l'adduction de l'eau.

VARIANTE N° 1 : Refoulement direct des 4 forages (B4 B1 B3 B2) au réservoir de mise en charge (R.M.C) son schéma est présenté sur la Fig n° 4

VARIANTE N° 2:

Les forages refoulent sur une bache de station de pompage (S.P) qui a son tour refoule sur le réservoir de mise en charge (R.M.C) son schéma est représenté sur la fig n° 5.

3) CONSIDERATIONS ECONOMIQUES :

La fixation du diamètre et de perte de charge qui en résulte sera orienté en dernière analyse par des considérations d'ordre économique. Il est donc inférentif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances susmentionnées.

- Les frais d'amortissement de la conduite qui varient avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui varient quant le diamètre augmente.

PERTES DE CHARGES:

- Les pertes de charges sont calculées suivant la formule de Darcy-WEISBACH.

$$J = \frac{f}{Dh} \frac{V^2}{2g} \quad J \text{ gradient de p.d.c par m.l}$$

Dh: Diamètre de la conduite en (m)

V : Vitesse de l'eau en (m/s)

f: Coefficient de perte de charge qui est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité de la conduite. Ce coefficient a été établi par COOLBROOK de la façon générale et par d'autres scientifiques dans les diverses études détaillées, on le détermine grâce au programme pour T.I 59 (calculatrice).

$$J: \text{Vitesse cinématique de l'eau } V=10^5 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$Re = \frac{4Q}{P \cdot J} = \frac{V \cdot Dh}{\nu}$$

Re = nombre de Reynolds.

.../...

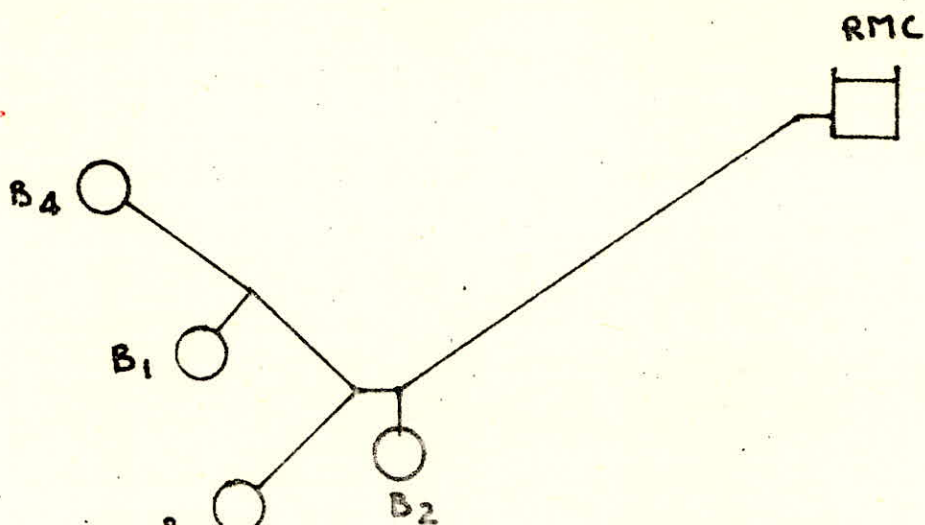


Fig : 4

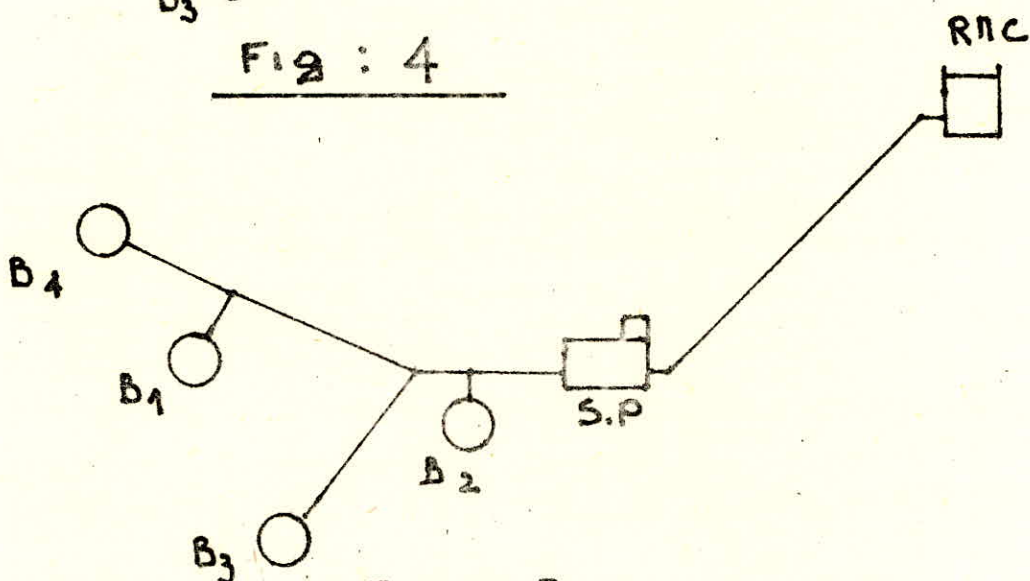


Fig : 5

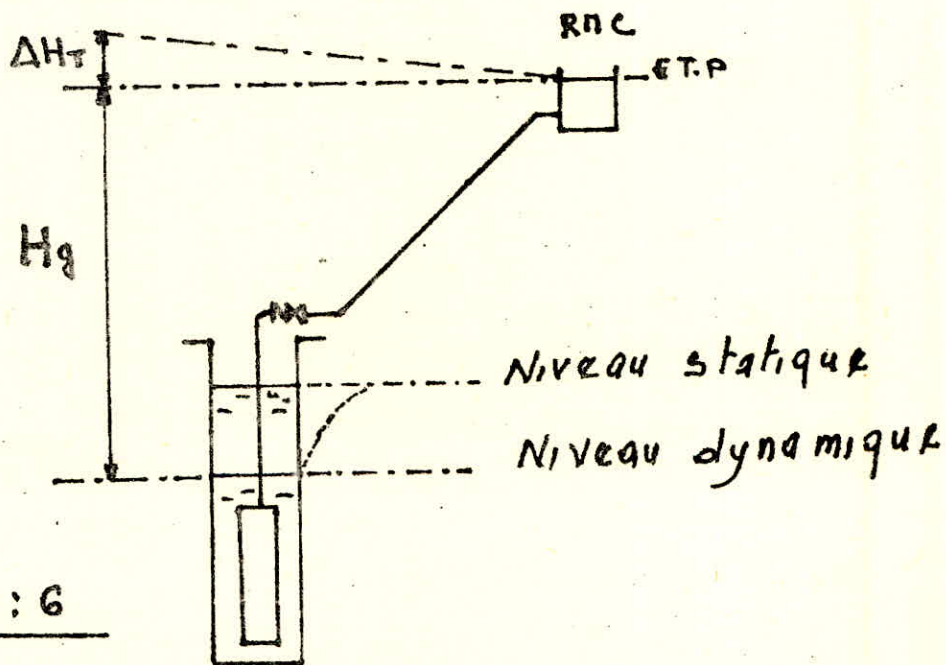


Fig : 6



Pour la rugosité  $\epsilon$ , vue la faible distance entre les forages et R.M.C, nous prenons  $\epsilon = 10^{-4}$  m.

Les pertes de charge singulière dans un appareil quelconque varie essentiellement suivant le type de l'appareil (forme et le degré des surfaces intérieures). La conduite d'adduction comprend un certain nombre de singularité (coudes, dérivation, vannes, clapets, robinets ..etc..) obordon se contente d'estimer à 15% les pertes de charges singulières des pertes de charges liniaires.

- les cotes et les coordonnées des forages sont :

FORAGE	X	Y	Z
B 4	552 211,91	248.772,09	734,00
B 1	553.220,79	246.694,44	727,80
B 3	553.971,43	243.633,64	738,45
B 2	555.552,70	245.040,52	736,43

#### Calcul des hauteurs geometrique pour chaque forage V n° I

Le refoulement aura pour hauteur geometrique la différence entre le niveau du trop plein du reservoir de mise en charge et les côtes du niveau dynamique de chacun des forages (B 4, B1, B3 et B2) Fig - 6

$$H_g = H_{tp} - H_{nd}$$

La cote du trop plein du R.M.C étant fixé à 809 m NGA avec une hauteur d'eau de 4 mètres par rapport à la côte étant 805 m- NGA.

#### FORAGE B4 :

$$H_g = 809 - 676,07 = 132,93 \text{ m}$$

#### FORAGE B1:

$$H_g = 809 - 669,84 = 139,16 \text{ m}$$

#### FORAGE B3 :

$$H_g = 809 - 679,66 = 129,34 \text{ m}$$

#### FORAGE B 2 :

$$H_g = 809 - 653,45 = 155,55 \text{ m}$$

#### HAUTEUR MANOMETRIQUE :

$H_m = H_g + DHT + 0,25$  avec 0,25 m perte de charge dans l'espace annulaire du forage (d'après catalogue J. Schneider).

$$DHT = \Delta H \text{ Liniaire} + \Delta H \text{ Singulière avec } \Delta H = J.L$$

$$\Delta H = \text{perte de charge total (m)}$$

$$J = \text{gradient de perte de charge par m/ liniaire}$$

$$L = \text{Longueur de la conduite (m)}$$

#### PUISSANCE :

.../...



$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mT}}{\eta} \left[ k w \right]$$

Q = debit en m<sup>3</sup> /s

η = Rendement du groupe .

Amortissement suivant les réglemets *financier*

Le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans avec un taux d'intérêt de 8% correspondant pour une somme de 1 DA à une annuite de 0,09 DA.

$$\text{Anuite} = \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \right] \text{ avec } i = 8\% \text{ et } n = 30 \text{ ans}$$

$$A = \left[ \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \right] = 0,09$$

3.1 ETUDE DES DIAMETRES ECONOMIQUE DE LA VARIANTE N° 1

Forage B<sub>1</sub> en première approximation nous determinons le diamètre économique d'après la formule de J. BONIN .

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{V}} \quad Q = 60 \text{ l/s}$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{60}{0,06}} = 0,245 \text{ m soit } D = 245 \text{ mm } L = 2359 \text{ m}$$

Diamètre normalisé supérieur 250 mm le choix définitif sera fait à la base d'un calcul économique en prenant les diamètres normalisés supérieur et inférieur. Tous les resultats de calcul seront représentés dans le tableau n° 2 :

TABLEAU N° 2 : B<sub>4</sub> - B<sub>1</sub>

FRAIS D'EXPLOITATIONS

D(mm)	J	L (m)	DH (m)	HmT (m)
200	0,01700	2359	85,84	219,02
250	0,005468	"	54,56	187,74
300	0,00220	"	45,70	178,88
350	0,00052	"	42,43	175,61

D(mm)	P=9,81.Q.HmT	Energie KwhAnnuel $\frac{P \times 24 \times 365}{1000}$	Prise de l'energie C=0,019DAKwh
200	169,62	1485917	282324
250	145,40	1273702	242003
300	138,54	1213591	230582
350	136,00	1191407	226367

FRAIS D'AMORTISSEMENT

D(mm)	Prix mLDA	L(a)	Prix de la Conduite	Annuité
200	138	2359	325542	29299
250	162	"	382158	34394
300	216	"	509544	45859
350	301	"	710059	63905

Bilan

D(mm)	F.D'AMORTISSEMENT	F.D'EXPLOITATION	TOTAL (DA)
200	29299	282324	2852543
250	34394	242003	276397
300	45859	230582	276441
350	63905	226367	290272

Le diamètre économique est bien D = 250 mm

N.B : Le même principe de calcul sera appliqué pour tous les autres diamètres de conduites de refoulement à partir de la Zone forage jusqu'au réservoir de mise en charge .

FORAGE B<sub>1</sub> : En première approximation on calcul de diamètre économique d'après J. BONNIN.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,110} = 0,332 \text{ m} = 332 \text{ mm} .$$

FRAIS D'EXPLOITATION :

T A B L E A U n° 03 B<sub>1</sub> - B<sub>2</sub>

D(mm)	J	L(m)	Δ H T(m)	H mt =
250	0,017659	2821	91,49	230,9
300	0,006876	"	39,72	179,13
350	0,003180	"	27,73	167,14
400	0,001632	"	22,70	162,11

D (mm)	$P=9,81 QH$	ENERGIE ANNUEL $E \times 24 \times 365$ (Kwh)	PRIX DE L'ENERGIE $e = 0,19$ DA (Kwh)
250	154,99	1357712	257965
300	120,36	1054360	200328
350	112,30	983786	186919
400	108,92	954180	181294

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D(mm)	PRIX DU ml	L(m)	PRIX CONDUITE	ANNUITE
250	162	2821	457002	41 130
300	216	"	608383	54 755
350	301	"	849121	76 421
400	345	"	973245	87 592

.../...



D (mm)	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL
250	41130	257965	299095
300	54755	200328	255083
350	76921	186919	263340
400	87592	181294	268886

EN VERTU DE CETTE ETUDE DE DIAMETRE D= 300 mm S'AVERE LE PLUS ECONOMIQUE

FORAGE B2:

En première approximation nous déterminons le diamètre économique d'après la formule de J. BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad Q = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{0,176} = 0,420 \text{ m soit } 420 \text{ mm}$$

T A B L E A U n° 4

FRAIS D'EXPLOITATION :

D (m)	J	L(m)	DH T ( m )	HnT
350	0,00791	3650	3420	190,00
400	0,00415	"	1741	173,21
450	0,00220	"	8,15	163,95
500	0,00130	"	5,46	161,26

D (m)	P = $\frac{9,81QH}{?}$	ENERGIE ANNUEL P $\times$ 24x365 (Kwh)	PRIX DE L'ENERGIE j = 0,19 DA Kwh )
350	16,21	148450	28205
400	14,50	127020	24134
450	13,79	120764	22945
500	13,56	118373	22569

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D(mm)	PRIX DU m(DA)	L (m)	PRIX CONDUITE(DA)	ANNUITE
350	301	3650	1217736	110814
400	345	"	1259250	113330
450	389	"	1419850	127787
500	432	"	1576800	141912

BILAN :

D (mm)	F.AMORTISSEMENT	F.EXPLOITATION	TOTAL
350	110814	28205	139019
400	113330	24134	137469
450	127787	22945	150732
500	141912	22569	164481

Le diamètre économique sera D= 400mm

FRAIS EXPLOITATION :

$D = \sqrt[0,06]{0,245} = 0,245$  m soit D = 245 mm / TABLEAU n° 5 B3 - B2

D(mm)	$C = \frac{J}{L}$	L ( m )	DH T	HmT
200	0,01700	2172	59,87	189,46
250	0,005468	"	31,07	160,66
300	0,00220	"	22,91	152,22
350	0,0010	"	19,91	149,50

D(mm)	$\rho = 9,81 \frac{QH}{L}$	ENERGIE ANNUEL $P \times 24 \times 365$ (Kwh)	PRIX DE L'ENERGIE 0,19 DA/ Kwh
200	146,73	1285370	244220
250	124,43	1090007	207101
300	118,89	1041476	197881
350	115,78	1014232	192704

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D (mm)	PRIX ML (DA)	L(m)	PRIX CONDUITE(DA)	ANNUITE
200	138	2172	299736	26 976
250	162	"	351864	31 668
300	216	"	469152	42 224
350	301	"	653772	58,839



D (mm )	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL
200	26 976	244220	271196
250	31 668	207096	238764
300	42 224	197881	240105
350	58 839	192711	251550

Le diamètre économique sera donc D = 250 mm

CALCUL DES HAUTEURS GEOMETRIQUE POUR CHAQUE FORAGE Vn° 2

Le refoulement aura pour hauteur géométrique la différence entre la cote trop plein de la bache de reprise et les côtes du niveau dynamique de charge des forages -

La hauteur manométrique sera calculée d'après l'expression suivante

$$H_{mT} = H_g + D_{ht} + 0,25$$

(0,25 m = p;d.c. dans l'espace annulaire du puit de forage  
- La cote du trop-plein de la bache de reprise est : 739mNGA.

FORAGE B4  $H_g = 739 - 676,07 = 62,93 \text{ m}$

FORAGE B1 :  $H_g = 739 - 669,84 = 69,16 \text{ m}$

FORAGE B3 :  $H_g = 739 - 679,66 = 59,34 \text{ m}$

FORAGE B2 :  $H_g = 739 - 653,45 = 85,55 \text{ m}$

SP - RMC :  $H_g = 809 - 739 = 70 \text{ m}$

3.2 ETUDE DU DIAMETRE ECONOMIQUE DE LA VARIANTE N° 2

FORAGE B4 : En première approximation nous déterminons le diamètre économique d'après la formule suivante J.BONNIN.

$$D = \sqrt{Q} \quad Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{0,06} = 0,245 \text{ m soit } 245 \text{ mm}$$

En prend un diamètre normalisé de 450 mm le choix définitif sera fait à la base d'un calcul économique en prenant les diamètres supérieurs et inférieurs dont les résultats sont représentés dans le tableau n° 06

TABLEAU n° 6 B4 — B1

FRAIS D'EXPLOITATION :

D (m)	J	L-(m)	DH t -(m)	H <sub>mT</sub>
200	0,01660	2359	67,89	131,07
250	0,00544	"	37,60	100,78
300	0,00219	"	28,80	91,98
400	0,000519	"	24,45	87,83



D(m)	P= 9,81 QH 2	ENERGIE ANNUEL P×24 ×365 (Kwh)	PRIX DE L'ENERGIE e= 0,19 DA/Kwh
200	101,51	889230	168954
250	78,05	683731	129909
300	71,24	624062	118572
400	68,02	595873	113216

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D(mm)	PRIX ml (DA)	I(m)	PRIX CONDUITE	ANNUITE
200	138	2359	325542	29299
250	162	"	382158	34394
300	216	"	509544	45852
400	345	"	813855	73247

BILAN :

D(mm)	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL (DA)
200	29299	168954	198253
250	34394	129909	164303
300	45852	118572	164424
400	73247	113216	186463

Le diamètre D= 250 mm s'avère le plus économique.

FORAGE : E<sub>2</sub>  $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,110} = 0,332 \text{ m.}$

FRAIS D'EXPLOITATIONTABLEAU N° 7 B<sub>2</sub>-B2

D (m)	J	L (m)	DHT	HmT
250	0,01766	2821	57,70	126,86
300	0,00697	"	22,85	92,26
350	0,00319	"	10,58	79,99
400	0,00163	"	5,51	74,92

D(mm)	P= 9,81 Q.H	ENERGIE ANNUEL EX24 X 355 Kwh	PRIX DE L'ENERGIE 0= 0,19(DA) Kwh
250	85,24	746698	141873
300	61,99	545042	103178
350	53,75	470821	89456
400	50,34	440980	83786

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D(mm)	PRIX DU ML(DA)	L(m)	PRIX CONDUITE	ANNULTE
250	162	2881	457002	41130
300	216	2821	609336	54840
350	301	"	849121	76421
400	345	"	973245	87592

BILAN :

D(mm)	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL
250	41130	141873	183003
300	54840	103178	158018
350	76421	89456	165877
400	87592	83786	171378

D'après cette étude le diamètre économique est bien D= 300 mm.

FORAGE : B3

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,06} = 0,245 \text{ Soit } 245 \text{ mm}$$

FRAIS D'EXPLOITATION :

TABLEAU n° 8 B3 - B2

D(mm)	J	L(m)	DHT	HmT
200	0,023408	2172	58,70	118,04
250	0,0054680	"	13,89	73,48
300	0,002181	"	5,44	65,03
350	0,0010091	"	2,75	62,34

D(mm)	P=9,81 QH	ENERGIE ANNUEL $P \times 24 \times 365$	PRIX DE L'ENERGIE C=0,19DA Kwh
200	56,91	498532	152159
250	56,91	498532	94721
300	50,96	446410	84818
350	48,28	422939	80358

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

D(mm)	PRIX ML (DA)	L(m)	PRIX CONDUITE	ANNUITE
200	138	2172	299736	26976
250	162	"	351864	31668
300	216	"	469152	42224
350	301	"	653772	58839

BILAN :

D (mm)	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL (DA)
200	26976	152159	179135
250	31668	94718	126386
300	42224	84818	127042
350	58839	80358	139197

Le diamètre économique est bien  $D = 250$  mm

FORAGE : B 2  $D = \sqrt{0,176} = 0,420$  ou soit 420 mm.

FRAIS D'EXPLOITATION :

TABLEAU n° 9 B2 - S.P

D(mm)	J	L/M	DHT	HMT
400	0,004009	50	0,23	86,03
450	0,002213	"	0,13	85,93
500	0,001302	"	0,075	85,88
600	0,00118	"	0,069	85,87

D(mm)	P=9,81 QH	ENERGIE ANNUEL $P \times 24 \times 365$ kwh	PRIX DE L'ENERGIE C=0,19 DA Kwh
400	7,43	63335	12034
450	7,32	63247	12017
500	7,32	63247	12017
600	7,32	63247	12017



FRAIS D'AMORTISSEMENT:

15

D(mm)	PRIX ML (DA)	L(m)	PRIX CONDUITE(DA)	ANNUITE
400	345	50	17250	1553
450	389	"	19450	1751
500	432	"	21600	1944
600	608	"	30400	2736

BILAN :

D(mm)	FRAIS AMORTISSEMENT	FRAIS EXPLOITATION	TOTAL (DA)
400	1553	12034	13587
450	1751	12017	13768
500	1944	12017	13961
600	2736	12017	14753

Le diamètre économique est bien  $D = 400 \text{ mm} / \text{S.P RMC}$

$\sqrt{D} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,175} = 0,420 \text{ m soit } D = 420 \text{ mm}$

TABLEAU N° 10

D (mm)	J	L(m)	DHT	HmT
300	0,01736	3600	71,87	144,87
400	0,004013	"	16,62	39,62
450	0,00221	"	9,17	82,17
500	0,00130	"	5,39	78,39

D(mm)	P=9,81 QH	ENERGIE ANNUEL P×24 × 365 (Kwh)	PRIX DE L'ENERGIE (DA) e= 0,19 DA (Kwh)
300	333,50	2921480	555081
400	206,31	1807297	343385
450	189,16	1657058	314841
500	180,46	1580830	300358

FRAIS AMORTISSEMENT :

D(mm)	prix ML (DA)	L(m)	PRIX CONDUITE(DA)	ANNUITE
300	216	3600	777 600	699 84
400	345	"	124 2000	111 780
450	389	"	140 0400	126 036
500	432	"	155 5200	139 968

BILAN :

D(mm)	F.AMORTISSEMENT	F.EXPLOITATION	TOTAL (DA)
300	69 984	555081	625065
400	111 780	343386	455166
450	126 036	314841	440877
500	139 968	300358	440326

En vertu de cette étude le diamètre D= 450 mm s'avère le plus économique .

CHOIX DES CONDUITES :

En fonction des conduites de l'adduction le choix des tuyaux en acier présentent les avantages suivants :

- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte , d'où économique sur le transport.
- Leurs résistances aux contraintes (choix, écrasement déplacement de terrains).

Par contre la corrosion est due à la qualité du revêtement intérieur est extérieur (Elle sera du type revêtement C) .

Neanmoins, on prévoit une protection cathodique



CHAPITRE : 03  
"RESERVOIRS"

UTILITES DES RESERVOIRS :

Les réservoirs sont destinés à régulariser l'apport d'eau, il sont absolument indispensable pour pouvoir restituer l'eau au moments des heures de pointes ( cas des réservoirs de stockage ). Ils permettent en cas d'accidents sur la conduite d'adduction ou en cas de panne électrique de satisfaire la demande en eau de la zone considérée pendant une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée c'est à dire le temps de réparation la panne ou le tronçon de conduite endommagé .

PROJET : En vue de satisfaire les besoins de chaque ville, on prévoit de projeter trois réservoirs de stockage .

RESERVOIRS	X	Y	Z	COTE DU TROP PLEIN ( M.NGA )
R 1	595.693,98	287.136,03	693	697
R 2	604.213,09	282.639,70	588	592
R 3	620.684,35	265.065,00	518	521

1. CAPACITE DES RESERVOIRS/

La détermination de la capacité du réservoir se calcule en fonction du débit d'apport et de soutirage d'eau pendant les différentes heures de la journée. Le réservoir doit être en mesure de stocker l'excès d'eau et y compris une réserve d'incendie de 120 m<sup>3</sup> pour une durée moyenne de deux heures.

- Si on appelle  $a$  la valeur du débit moyen horaire de distribution  $a = \frac{C}{24}$  ou  $C = \text{débit maximum journalier}$ .

En vertu du TOME II (hydraulique urbain A. DUPONT).

Pour une ville peu importante la répartition de la consommation en 24 heures se fait de la manière suivante.

de 6 heures à 7 heures	.....a
7 " " II "	.....3,5 a
II " " I6 "	.....0,4 a
I6 " " I8 "	.....2 a
I8 " " 22 "	.....0,5 a
22 " " 06 "	.....0,125a

Heures	Adduction avec un debit a	MATERIEUSE suivant le diagramme.	DIFFERENCE	
			+	-
0 - 1	a	0,125 a	0,875	
1 - 2	2a	0,250 a	1,750	
2 - 3	3a	0,375 a	2,625	
3 - 4	4a	0,500 a	3,50	
4 - 5	5a	0,625 a	4,375	
5 - 6	6a	0,750 a	5,25	
6 - 7	7a	1,190 a	6,25	
7 - 8	8a	2,250 a	2,75	
8 - 9	9a	3,750 a	0,25	
9 - 10	10a	12,250 a		2,25
10 - 11	11a	15,750 a		4,75
11 - 12	12a	16,150 a		4,15
12 - 13	13a	16,550 a		3,55
13 - 14	14a	16,950 a		2,95
14 - 15	15a	17,350 a		2,35
15 - 16	16a	17,750 a		1,75
16 - 17	17a	19,750 a		2,75
17 - 18	18a	21,750 a		3,75
18 - 19	19a	22,250 a		3,25
19 - 20	20a	22,750 a		2,75
20 - 21	21a	23,250 a		2,250
21 - 22	22a	23,750 a		1,750
22 - 23	23a	23,875 a		0,875
23 - 24	24a	24,000 a		0,100

## 22 - Dimensionnement des reservoirs :

Dimensionnement de R<sub>1</sub> (SIDI-AISSA) - le debit moyen horaire est :

$$a = \frac{C}{24} = \frac{1965}{24} = 328 \text{ m}^3$$

On etablit un tableau de calcul a la base des normes citees precedent. la plus grande valeur absolue est alors :

$$6,25 a + 4,75 a = 11 a$$

$$\text{Le volume du reservoir R 1 est: } V = 328 \times 11 = 3608 \text{ m}^3$$

En ajoutant a cela un volume d'incendie, le volume total sera de :  $V = 3608 + 120 = 3728 \text{ m}^3$

Nous proposons un volume de  $4000 \text{ m}^3$  pour une colonne d'eau  $H = 4 \text{ m}$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4000}{\pi \cdot 4}} = 35,69 \text{ m}$$

Le diametre interieur de la cuve sera donc :  $D = 35,69 \text{ m}$

En supposant une même repartition pour les deux autres villes (peu importante).

Dimensionnement de R<sub>2</sub> : (Ain - EL-Hadjel).

$$\text{debit moyen horaire est : } a = \frac{C}{24} = \frac{6374}{24} = 266 \text{ m}^3$$

ou  $C =$  Consommation maximale, journalière (se referer au chapitre 6)

.../...



Le volume sera alors

$$V = 266 \times 11 = 2926 \text{ m}^3$$

Volume total du réservoir

$$V = 2926 + 120 = 3046 \text{ m}^3$$

On propose un volume de  $3100 \text{ m}^3$ .

Pour une colonne d'eau de 4 m, le diamètre intérieur est de :  $D = 31,42 \text{ m}$

Dimensionnement de  $R_3$  ( Sidi- Hadjeres )

Le volume total du réservoir est de :  $V = 600 \text{ m}^3$

Pour une colonne d'eau de 3 m le diamètre intérieur sera donc :  $D = 16 \text{ m}$

On prévoit au niveau de chaque réservoir de stockage un système de Javelisation .

### 3- EQUIPEMENT DES RESERVOIRS $R_1$ , $R_2$ et $R_3$ :

Chaque réservoir doit être muni d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution, de vidange et enfin d'une conduite de trop plein. Les dispositions spéciales qui peuvent être prises pour constituer la réserve d'incendie ne modifient en rien ces principes, ce ne sont que des aménagements de détail .

#### 3.1 ARRIVEE DE LA CONDUITE D'ADDITION :

On prévoit une arrivée par surverse, ceci permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée. Cette arrivée sera réglée par un robinet à flotteur .

Les robinets à flotteurs ont pour but de maintenir à un niveau constant d'eau dans les réserves . Ils s'ouvrent quand le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referment progressivement au fur et à mesure de la remontée du plan d'eau jusqu'au niveau maximum .

Par leur fermeture progressive ces robinets permettent d'éviter le coup de belier.

Nous équiperons les réservoirs  $R_1$ ,  $R_2$  et  $R_3$  qui sont alimentés gravitairement, par des

robinets à flotteurs.

.../...

3.2 DISTRIBUTION : Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction dans la distribution de la boue et du sable qui éventuellement pourrait se décanter dans la cuve ( Fig 1 ) .

3.3 TROP - PLEIN ET VIDANGE :

La conduite de trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé. Elle débouche à un exutoire afin d'éviter toute pollution à partir de cet exutoire on y ménage un syphon qui maintient en eau un tronçon du trop-plein. La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier et se raccorde sur la canalisation du trop-plein ( Fig 2 ) .

3.4 RÉSERVE D'INCENDIE :

La réserve d'incendie doit toujours être prête en cas de sinistre . Afin d'éviter la stagnation de cette réserve dans la cuve .

Ainsi, le dispositif le plus souvent adopté est le suivant ( Fig 2 ) .

En service normal la Vanne N° 1 est ouverte (cette vanne est en réalité constamment ouverte sauf en cas de réparation ) . Le syphon se désamorçe dès-que le niveau de réserve est atteint grâce à l'évent ouvert à l'air libre une tranche d'eau se trouve ainsi constamment renouvelée . En cas d'incendie la vanne N° 2 est ouverte.

Fig 1

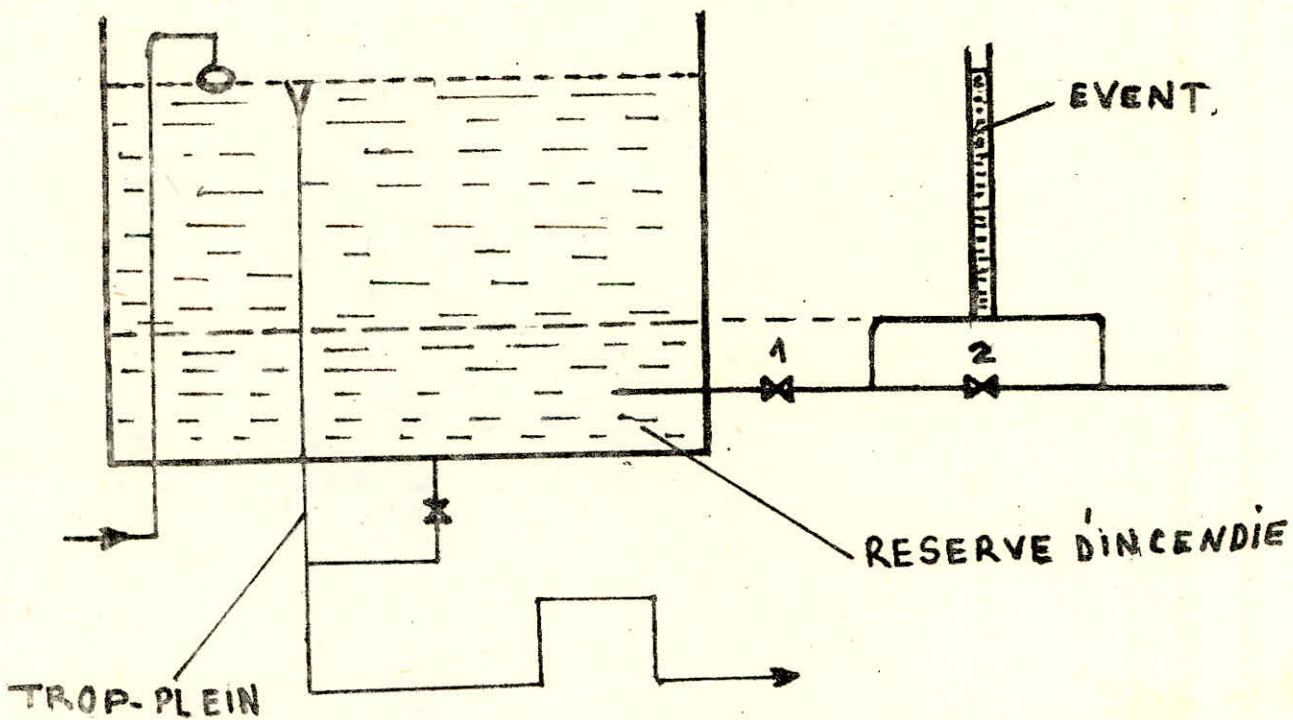
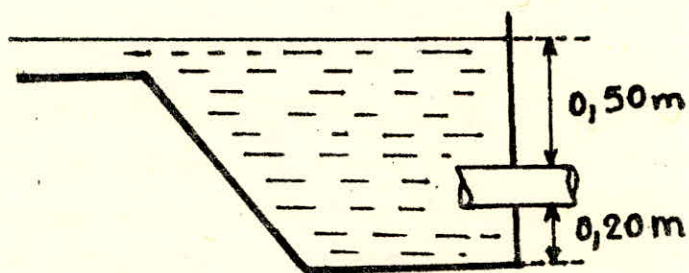


Fig 2



" LA PROTECTION DES CONDUITE "I. Protection contre le coup de belier .Phénomènes du coup de belier :

- Le coup de belier est un phénomène oscillatoire dans les causes les plus fréquentes sont les suivantes.

- Arrêt brusque par disjonction inopinées d'un ou plusieurs groupes électro pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir .

- Démarrage d'une pompe

Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction .

- Les conduites de refoulement doivent être toujours examinées du point de vue de protection contre le coup de belier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à la vanne par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues .

- Le coup de belier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service à basse pression .

- Il est donc indispensable d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisque il en résultera une économie dans la construction des tuyaux les quels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure donnée . Pour notre cas nous avons à étudier la protection du coup de belier pour deux variantes :

- VARIANTE N° : 01 -

- Refoulement direct des 4 forages au réservoir de mise en charge .

- VARIANTE N° : 02 -

- Refoulement des 4 forages sur la bache de reprise .

- Refoulement de la bache de reprise sur le réservoir de la mise en charge .

.../...

- L'étude du phénomène du coup de belier, dans l'ensemble des 4 forages est une entreprise complexe, du fait que les forages donnent des débits différents, et ils sont connectés avec des diamètres différents .

Dans la présente étude, nous étudions le coup de belier et nous calculons l'anti-belier avec les hypothèses suivantes :

- En Prenant chaque forage se parement lors de l'arrêt brusque du groupe électro-pompe  
*la conduite aura une section constante sur toute la longueur relevant de l'axe R.N.C.*  
 la section constante est une section ,équivalente aux sections admises dans le projet .

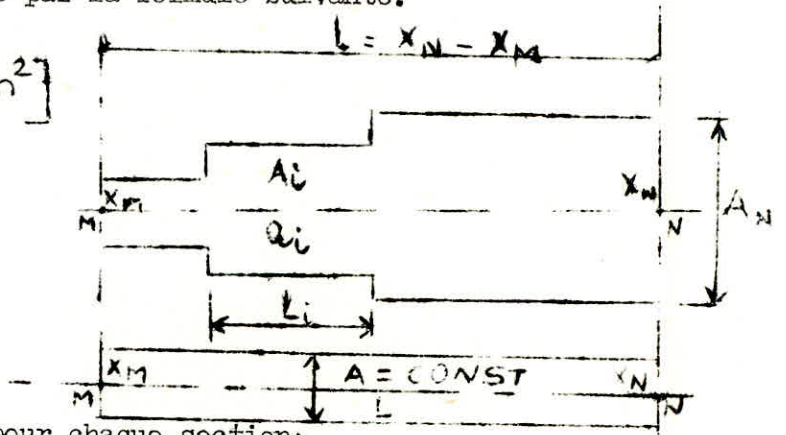
- Celerite équivalente .
- Moyenne arithmétique des vitesses
- Protection de la conduite contre une masse d'eau de :
- 176 Kg/s soit 176l/s pour le forage B<sub>2</sub>
- 170 " " 170 " " " B<sub>3</sub>
- 110 " " 110 " " " B<sub>1</sub>
- 060 " " 060 " " " B<sub>4</sub>

## 2. Principe de calcul du coup de belier

2.1 CALCUL DE LA SECTION EQUIVALENTE/

Pour différentes sections calculée pour le refoulement, la section Equivalente est calculée par la formule suivante.

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{A_i}} \quad [m^2]$$



- $l_i$  : Longueur de la Conduite pour chaque section;  
 $A_i$  : Section de chaque conduite;  
 $A$  : Section Equivalente.

2.2 La célérité Moyenne est calculée d'après la Formule suivante:

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{a_i}}$$

- $a_i$  : Célérité dans la conduite pour chaque section.  
 $a$  : Célérité Moyenne dans la section Equivalente.

.../...



$$a_i = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K D_i}{E e_i}}} \quad 26$$

$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$  - Module de compressibilité de l'eau .

$\rho = 1000 \text{ KG / m}^3$  - Masse Volumique de l'eau .

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$  - Module d'élasticité de la conduite .

$e_i =$  - Epaisseur de la conduite ( i )

$D_i =$  - Diamètre de la conduite ( i )

### 2.3 CALCUL DE LA VITESSE /-

La vitesse  $V_o$  est moyenne arithmétique de terminer comme suit :

$$V_o = \frac{V_1 + V_2 + \dots + V_n}{n} \quad \text{où } n = ( 1, 2, \dots, n )$$

### 2.4- COUP DE BELIER : SANS ANCI - BELIER .

La surpression Maximale est de :

$$b = \frac{a V_o}{g}$$

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

$a =$  La célérité moyenne ( m/s )

$V_o =$  Vitesse moyenne en marche normal .

Surpression =  $H'o + b$

Depression =  $H'o - b$

$H'_0$  Etant la pression pendant le fonctionnement normal .

$$H'_0 = H_{mt} - H_{na} = H'_0$$

$H_{mt}$  = Hauteur monometrique

$H_{no}$  = Hauteur separant le niveau dynamique et le sol .

- Si la sur pression ou la depression sont inadmissibles la protection de la conduite contre le coup de belier sera obligatoire .

Parmi les methodes de protection contre les coup de belier nous proposons un reservoir d'air celui-ci sera place à l'aval du chapet anti-retour.

Cette capacite contient de l'eau et de l'air et, en marche normale la pression de cet air equilibre la pression dans la conduite au point consideré . A la disjonction le chapet se ferme une partie d'eau de la cloche est chassée dans la conduite . A ce moment la pression de l'air de cloche est encore superieur à celle qui s'exerce à l'autre extremité de la conduite, au reservoir .

Après diminution progressive de sa vitesse, l'eau revient en arriere est remonte dans la cloche augmentant la pression dans la conduite de refoulement . La dissipation de l'energie de l'eau peut être obtenue par le passage de celui-ci au travers un organe d'etirement (qui sera constitue par un tuyere ) .

### 3 - MODE DE CALCUL DE RESERVOIR D'AIR .

Le calcul sera fait par l'application de la methode graphique de Bergeron .Toute fois au lieu des debits l'echelle des abscisses sera representée par les vitesses .

La methode consiste à déterminer pour approximations successive, les vitesses de K l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du reservoir d'air , pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est :

$$T = \frac{2l}{a} \text{ temps d'un aller retour de l'onde entre la pompe et le reservoir R' M C.}$$

On appelle  $V_f$  la vitesse finale de l'eau après intervalle de temps T

Nous partons d'un volume d'air initial arbitraire  $U_0$  . On se fixe une valeur de  $V_f$  et on calcule alors à la fin de l'intervalle T la pression dans le reservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas. On verifie sur le diagramme de bergeron que cette pression finale correspond à la vitesse choisie  $V_f$ , si non les calculs sont refait en choisissant une autre valeur de  $V_f$ .

Après l'amortissement des oscillations, la depression doit être admissible, sinon on recommence en prenant une autre valeur initiale de  $v_0$

### 3.1 CALCUL DE L'ETRANGLEMENT DE LA TUYERE .

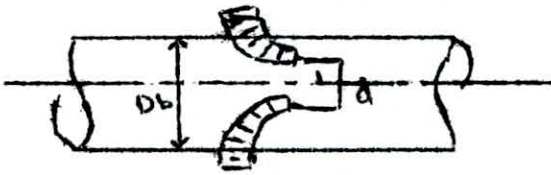
Pour calculer l'antibilâer , on fixe au prealable les caracteristiques du reservoir d' d'air :

-Volume  $V_0$  d'air en regime normal .

-Son dispoisif d'étranglement . Les caracteristique de la tuyere saont :

$D_t$  = Diametre de 10 tubulure

$d$  = " " " Tuyère



montage de la tuyere

A la montée de l'eau : La tuyère ayant un cofficient de debit de l'ordre de : 0,92 .

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{eg}^2}{(0,92 \cdot d)^2} = K$$

$D_{eg}$  = diametre equivalent de la conduite

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

La perte de charge  $\Delta h_1$  a la montée de l'eau s'évalue en, fonction du rapport  $m$  des sections de la veine contractée et de la tubulure que détermine sur le graphique un cofficient  $C$ .

$$m = \frac{(0,92 \cdot d)^2}{D_t^2}$$

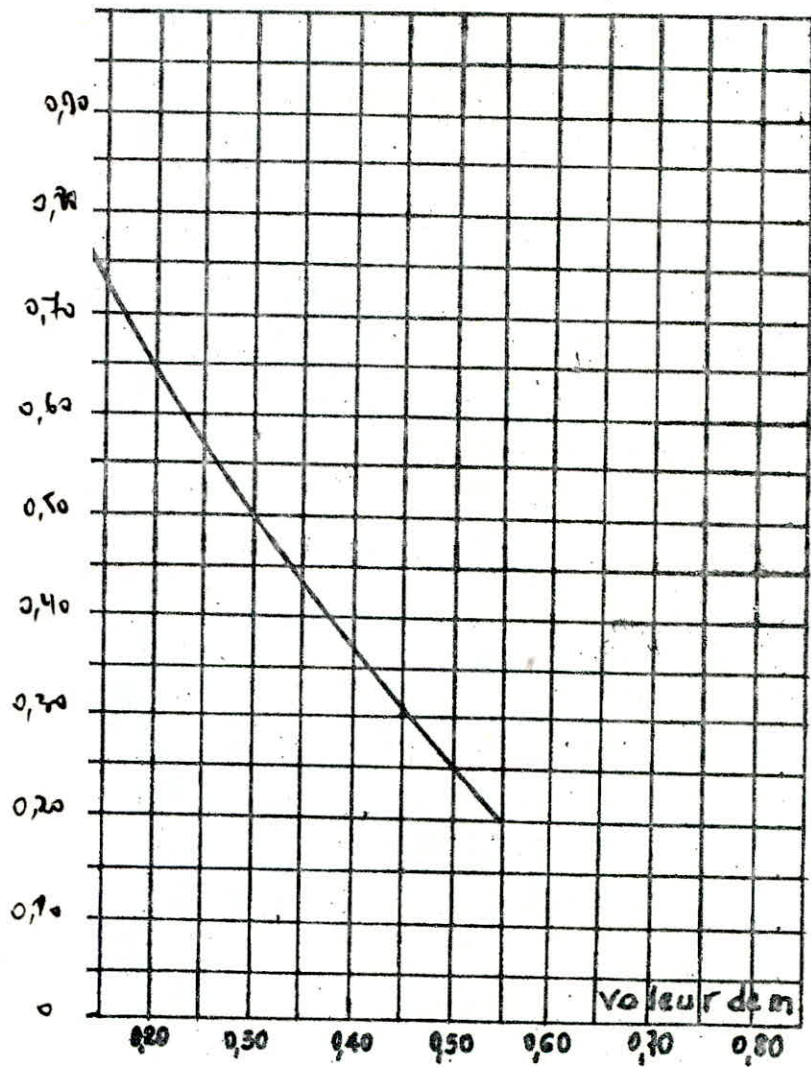
$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C$$

A la descente de l'eau : la tuyere agit comme unajutage rentrant de borda avec cofficient de conttaction de 0,5

$$V_2 = \frac{\frac{\pi}{4} D_{eg}^2}{0,5 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$$

La perte de charge  $\Delta h_2$  a la descente de l'eau s'evalue en fonction du nouveau rappor  $m$  des sections de la veine contractée et de tubulure qui determine sur le graphique un nouveau cofficient  $C$ .





Coefficient de Perte de charge  $C$  dans une tuyère

$$m = \frac{0,5 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}{\pi \frac{D^2}{4}}$$

$$h_2 = \frac{v^2}{2g} \times c'$$

APPLICATION:

A la base du schéma de principe de calcul présentée précédemment. Il sera appliqué aux deux à l'exception du tracé S.P - Rnc de la variante N°=2.

VARIANTE N°=1:

FORAGE B<sub>2</sub>.

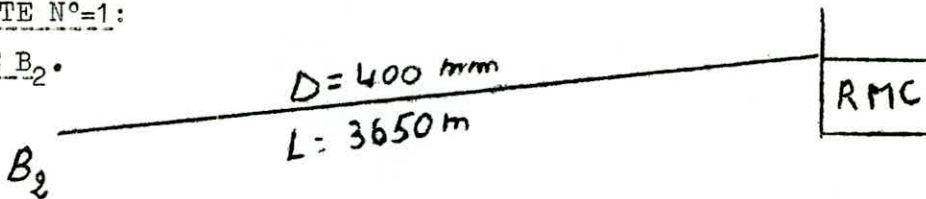


TABLEAU DES DONNEES

TRONCONS	LONGUEUR ( m )	DIAMETRE DE LA CONDUITE(m)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE(mm)	DEBIT HYPOT DE CALCUL( L/S )
B <sub>2</sub> - RMC	3650	400	05	176

CALCUL DU COUP DE BELIER .

$$b = \frac{avo}{g} = \frac{1,40 \cdot 1075}{9,8} = 153,57 \text{ m .}$$

Au niveau du puit la pression sera donc :

$$\text{Supression : } H'o + b = 90,23 + 153,57 = 243,8 \text{ m}$$

$$\text{Depression : } H'o - b = 90,23 - 153,57 = -63,34 \text{ m}$$

$$H'o = Hmt - HND = 173,21 - 82,98 = 90,23 \text{ m}$$

La protection contre le coup de belier s'avère donc obligatoire, car la depression n'est pas admissible.

CALCUL DE L'ANTI-BELIER .

On propose un reservoir d'air :

$$Q = 176 \text{ L/S , } L = 3650 \text{ m , } D = 400 \text{ mm . } S_0 = 15,33 \text{ m}$$

$$H_0 = H_g - hND = 155,55 - 82,98 = 72,57 \text{ m}$$

$$Z_0 = H_0 + 10 = 92,57 \text{ m .}$$

.../...

$$Z_0 + S_0 = 97,9 \text{ m}$$

CALCUL DE PERTES DE CHARGES DANS LA TUYERE:

Montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{400^2}{(0,92 \cdot 105)^2} = 17 = V_1 = V_f \cdot 17$$

$$m = \frac{(0,92d)^2}{200^2} = \frac{(0,92 \cdot 105)^2}{200^2} = 0,23 \text{ du graphe } C=0,82$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot 0,82$$

Descente de l'eau :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \cdot 400^2}{105^2} = 29 = V_2 = 29 V_f$$

$$m = 0,5 \cdot \frac{(105)^2}{200^2} = 0,14 \text{ on tire du graphique } C = 0,74$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot 0,74$$

La pente :

$$\frac{a}{gs} = \frac{1075}{9,8 \cdot 0,1257} = 873 \text{ m}^{-2} \cdot s$$

L'échelle des  $b$  est de : 1,5 cm pour 10 m , Donc 873 m seront représentés par 130,95cm  
Si l'échelle des débits est graduée a raison 14 cm pour 0,176 m<sup>3</sup>/S donc 1m<sup>3</sup>/S sera représenté par 79,5 cm .

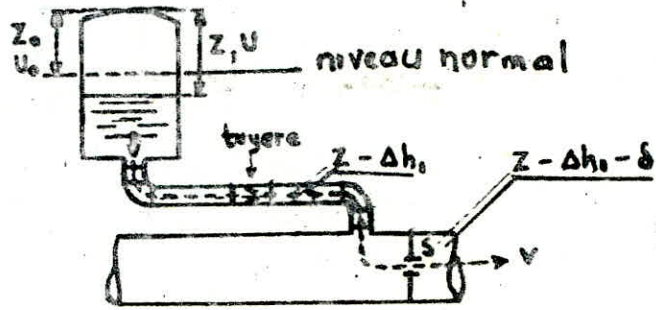
La pente  $\frac{a}{gs}$  sera donc  $\frac{130,95}{79,5} = 1,65$  à l'échelle de l'épure

Conclusion : Sur la base de la résolution graphique on trouve une depression maximale (en tenant compte des pertes de charges ) de 40 m environ et une surpression de 27 m environ .

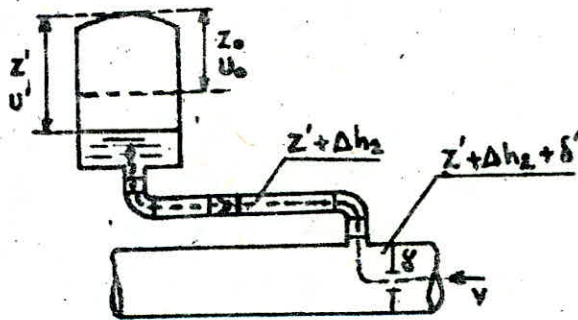
- Caractéristique finale du réservoir d'air : D'après la troisième colonne du tableau l'air peut occuper un volume max de 3,582 m<sup>3</sup> .

Il sera prévu une cloche de capacité totale 4 m<sup>3</sup> .





Perte de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



Perte de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir

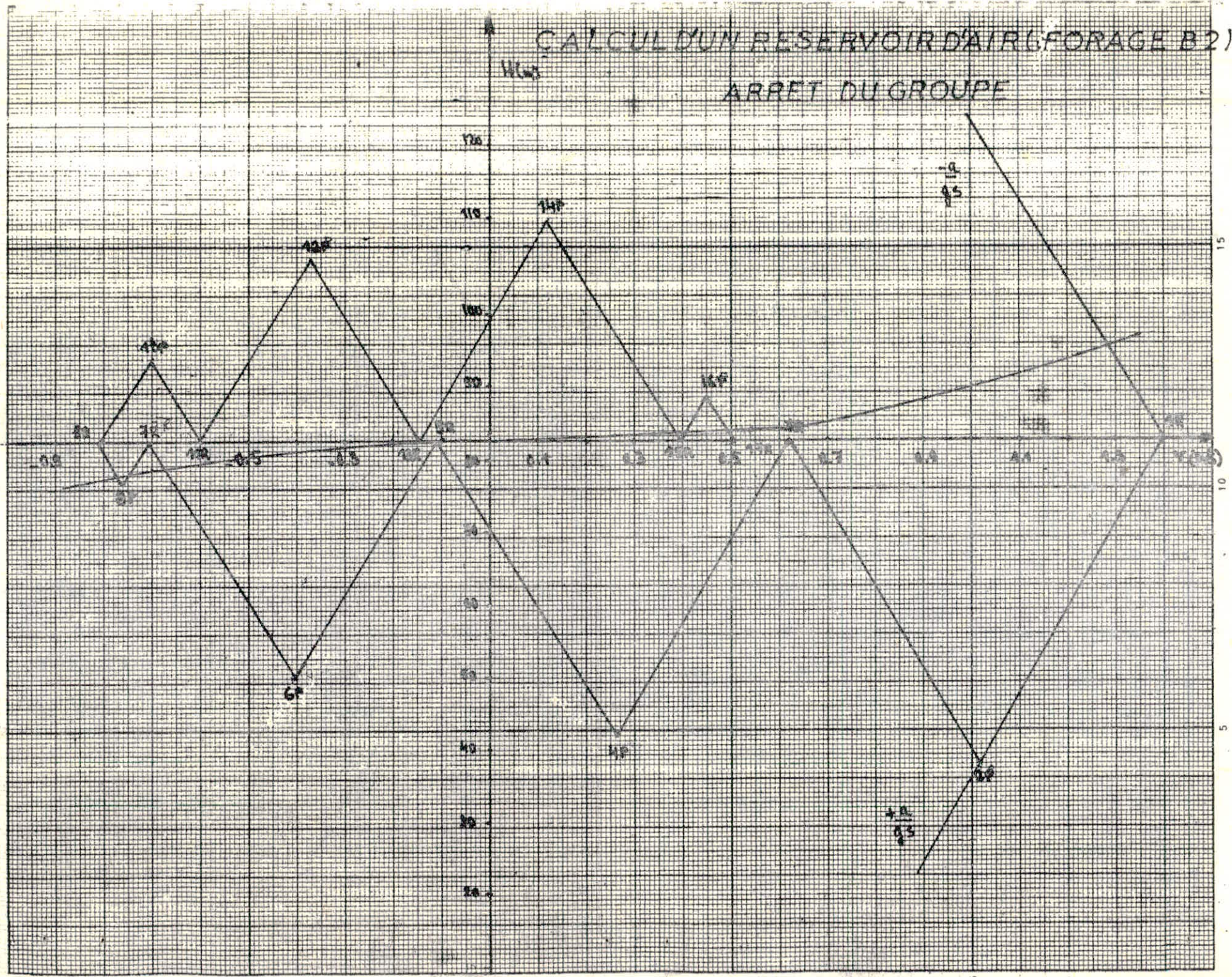
$\theta$	$\Delta U = \frac{SV_{10}^2}{g} = 0,85\theta$	$U$	$Z = \frac{258}{U^{1,4}}$	$V_1 = 17V_f$ $V_2 = 29V_f$	$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot 0,6$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot 0,774$	$Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$	$S$	$Z - \Delta h_1 - \delta$ $Z + \Delta h_2 + \delta$	$V_f$	Designation du point.	$V_m$	$V_f$
0	0	$U_0 = 2$	97,9			97,9	15,33	82,57	1,4	1R		
10	1,035	3,035	54,57	17,34	9,2	45,37	8,14	37,23	1,02	2P	1,21	1,02
20	0,547	3,582	43,24	14,42	0,6	42,64	0,53	42,11	0,26	4P	0,64	0,26
30	-0,06	3,522	44,27	11,6	5,08	49,35	1,25	50,6	-0,4	6P	-0,07	-0,4
40	-0,496	3,026	54,75	22,04	18,34	73,09	4,52	77,6	-0,76	8P	-0,58	-0,76
50	-0,620	2,402	75,48	20,3	15,56	91,04	3,83	94,83	-0,7	10P	-0,725	-0,7
60	-0,457	1,945	101,65	10,73	4,35	106	1,07	107,07	-0,37	12P	-0,535	-0,37
70	-0,107	1,838	110,04	2,04	0,73	109,91	0,11	109,8	0,12	14P	-0,725	0,12
80	0,244	2,082	92,42	7,65	1,79	90,63	1,58	89,05	0,45	16P	0,285	0,45



# CALCUL D'UN RESERVOIR D'AIR (FORAGE B2)

ARRET DU GROUPE

H<sub>cas</sub>



34



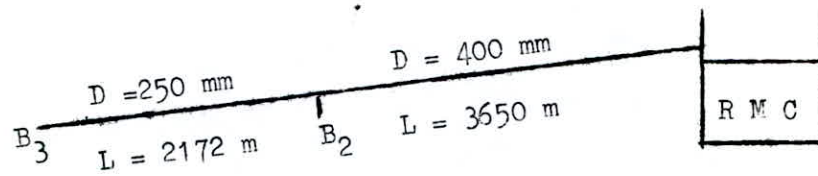
FORAGE B<sub>3</sub> :

TABLEAU DES DONNEES //

TRONCONS	LONGUEUR (m)	DIAMETRE DE LA CONDUITE(m)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE(mm)	DEBIT(L/S)	SECTION (Δ) (M <sup>2</sup> )
B <sub>3</sub> - B <sub>2</sub>	2172	250	3,5	60	0,0491
B <sub>2</sub> - RMC	3650	400	05	06	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS //

TRONCONS	CELERITE EQUI-VALENTE(M/S)	VITESSE MOYENNE (m/s)	SECTION EQUI-VALENTE (m <sup>2</sup> )	LONGUEUR ( m )	DEBIT DE CALCUL (L/S)
B <sub>3</sub> -RMC	1081	2,41	0,079436	5822	170

b (m)	H'o (m)	H'o + b(m)	H'o - b(m)	D <sub>t</sub> (mm)	d(mm)	(L/m <sup>3</sup> )
265;84	101,87	367,71	163,97	100	80	05

Sur la base de la resolution graphique :

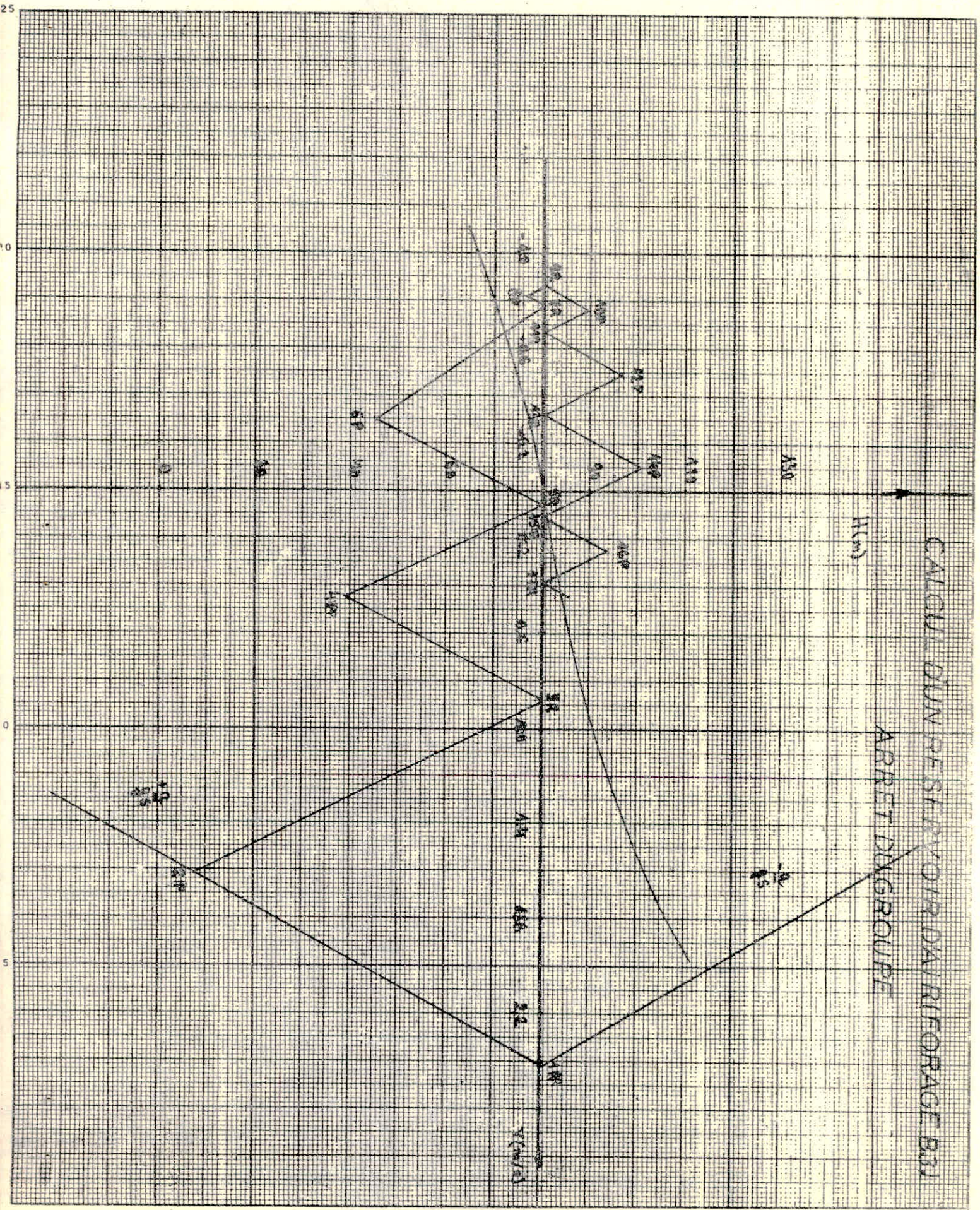
Depression maximale est de : 30 m

Sur pression maximale est de : 20m .

$\theta$	$\Delta H = S V_{in} \theta$ $\Delta H = 0,36 V_{in}$ (m <sup>3</sup> )	Volume du réservoir d'air (l) (m <sup>3</sup> )	$z = \frac{310}{0,74}$ (m)	$V_1 = 1,7 V_f$ $V_2 = 31,6 V_f$ (m/s)	$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g}$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g}$ (m)	$z - \Delta h_1$ $z + \Delta h_2$ (m)	$\delta$ (m)	$z - \Delta h_1 - \delta$ $z + \Delta h_2 + \delta$ (m)	$V_f$ (m/s)	Designation du Point	$V_m$ (m/s)	$V_f$ (m/s)
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	II	I2	I3
0	0	$V_0 = 1,5$	176	0	0	176	95,45	80,55	2,41	I.R	0	0
0	1,73	3,23	60,05	30,29	9,36	50,69	43,23	7,46	1,62	2.P	2,02	1,62
2.0	0,89	4,72	42,70	8,42	0,72	41,99	3,33	38,66	0,46	4.P	1,04	0,45
3.0	+ 0,07	4,19	41,71	9,48	2,20	43,91	1,48	45,39	- 0,30	6.P	+ 0,08	- 0,30
4.0	- 0,48	3,71	49,59	25,91	16,44	66,03	11,07	77,10	- 0,82	8.P	- 0,56	- 0,82
5.0	- 0,68	3,03	65,66	24,02	14,13	79,79	9,59	89,38	- 0,76	10.P	- 0,79	- 0,76
6.0	- 0,54	2,49	86,43	15,408	5,87	92,30	3,95	96,25	- 0,49	12.P	- 0,625	- 0,49
7.0	- 0,25	2,24	100,23	1,90	0,24	100,47	0,16	100,53	- 0,10	14.P	- 0,295	- 0,10
8.0	+ 0,07	2,31	96,01	7,9	1,53	94,48	1,03	93,45	+ 0,25	16.P	+ 0,075	+ 0,25

26





CALCUL D'UN PERSILBYOIR DA RIFORMAGE B33

ARRÊT DU GROUPE

H(m)

X(m)



FORAGE B<sub>1</sub>

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LOTTES NR (H)	DIAMETRE DE LA CONDUITE (mm)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE (mm)	DEBIT (L/S)	SECTION ni (m <sup>2</sup> )
B <sub>1</sub> - B <sub>2</sub>	2821	300	04	50	0,0707
B <sub>2</sub> - RMC	3650	400	05	06	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS :

TRONCONS	CHEUTE EQUIVALENTE (M/S)	VITESSE MOYENNE (M/S)	SECTION EQUIVALENTE (M <sup>2</sup> )	LONGUEUR (M)	DEBIT DE CALCUL
B <sub>1</sub> - R M C	1082	1,22	0,0935	6470	110

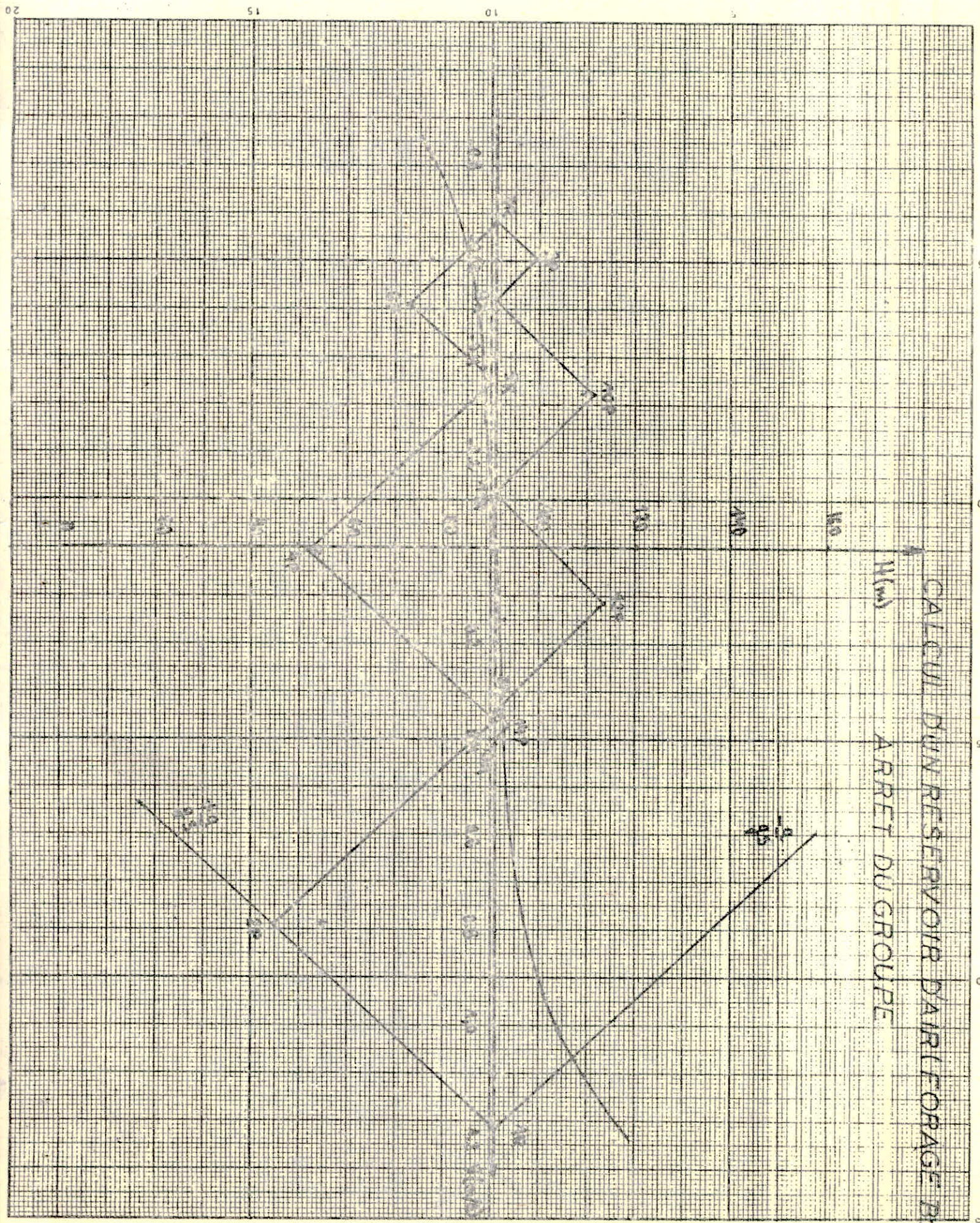
b (m)	H'o (m)	H'o + b (m)	H'o - b (m)	Dt (mm)	d (mm)	( $\surd$ ) (m <sup>3</sup> )
134,17	121,17	255,87	- 13,53	250	90	04

Sur la base de la resolution graphique.

Depression maximale est de 39 m

Surpression maximale est de : 24 m .







40

Intervall $\Delta z$	$\Delta U = \Sigma V_{h, \theta}$ $\Delta U = 1,12 V_m$ (m <sup>3</sup> )	$U$ (m <sup>3</sup> )	$Z = \frac{312}{11,4}$ (m)	$V_1 = 17,4 V_f$ $V_2 = 29,4 V_f$ (m/s)	$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = 0,82$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = 0,9$	$Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$ (m)	$\delta$ (m)	$Z - \Delta h_1 - \delta$ $Z + \Delta h_2 + \delta$	$V_f$ (m/s)	Designation Point	$V_m$ (m/s)	$V_f$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	$V_0 = 0,2$	118,10	-	-	118,10	26,90	91,20	1,22	I.R	-	-
0	1,13	3,13	63,15	13,75	7,91	55,24	10,35	44,89	0,79	2.P	1,01	0,79
2.0	0,45	3,58	52,33	0,5	0,01	52,32	0,002	52,318	0,01	4.P	0,40	0,01
3.0	- 0,28	3,30	58,65	14,99	10,32	68,97	4,12	73,09	- 0,51	6.P	- 0,25	- 0,51
4.0	- 0,62	2,68	78,48	17,79	14,53	93,01	0,07	99,08	- 0,605	8.P	- 0,56	- 0,605
5.0	- 0,52	2,16	106,15	9,41	4,06	110,21	1,70	14,91	- 0,32	10.P	- 0,46	- 0,32
6.0	- 0,11	2,05	114,20	2,00	0,16	114,04	0,17	113,87	+ 0,115	12.P	- 0,10	+ 0,115
7.0	+ 0,27	2,32	96,04	6,44	1,73	94,31	1,97	92,34	+ 0,35	14.P	+ 0,24	+ 0,37



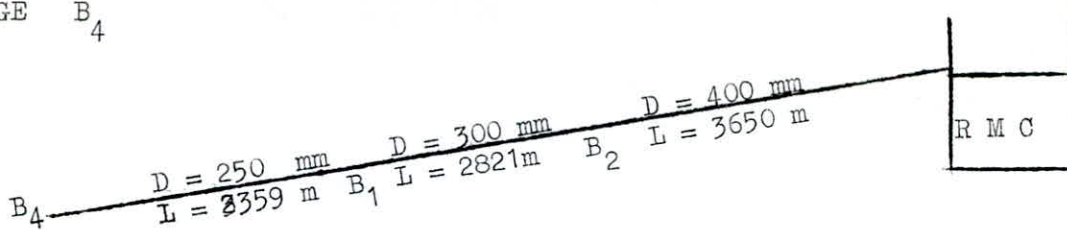
FORAGE B<sub>4</sub>

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LONGUEUR (m)	DIAMETRE DE LA CONDUITE(mm)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE ( mm )	DEBIT(L/S)	SECTION(M <sup>2</sup> )
B <sub>4</sub> - B <sub>2</sub>	2359	250	3,5	60	0,0491
B <sub>1</sub> - B <sub>2</sub>	2821	300	04	50	0,0707
B <sub>2</sub> - RMC	3650	400	05	06	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS :

TRONCONS	CELERITE EQUI-VALENTE (m/s)	VITESSE MOYENNE (m/s)	SECTION EQUI-VALENTE(m <sup>2</sup> )	LONGUEUR(m)	DEBIT DE CALCUL
B <sub>4</sub> - RMC	1087	0,85	0,07546	8830	60

b ( m )	H' <sub>0</sub>	H' <sub>0</sub> + b(m)	H' <sub>0</sub> - b	D <sub>t</sub> (mm)	d (mm)	(L / ( m <sup>3</sup> )
111	42,85	153,85	- 68,15	200	80	03

Sur la base de la resolution graphique

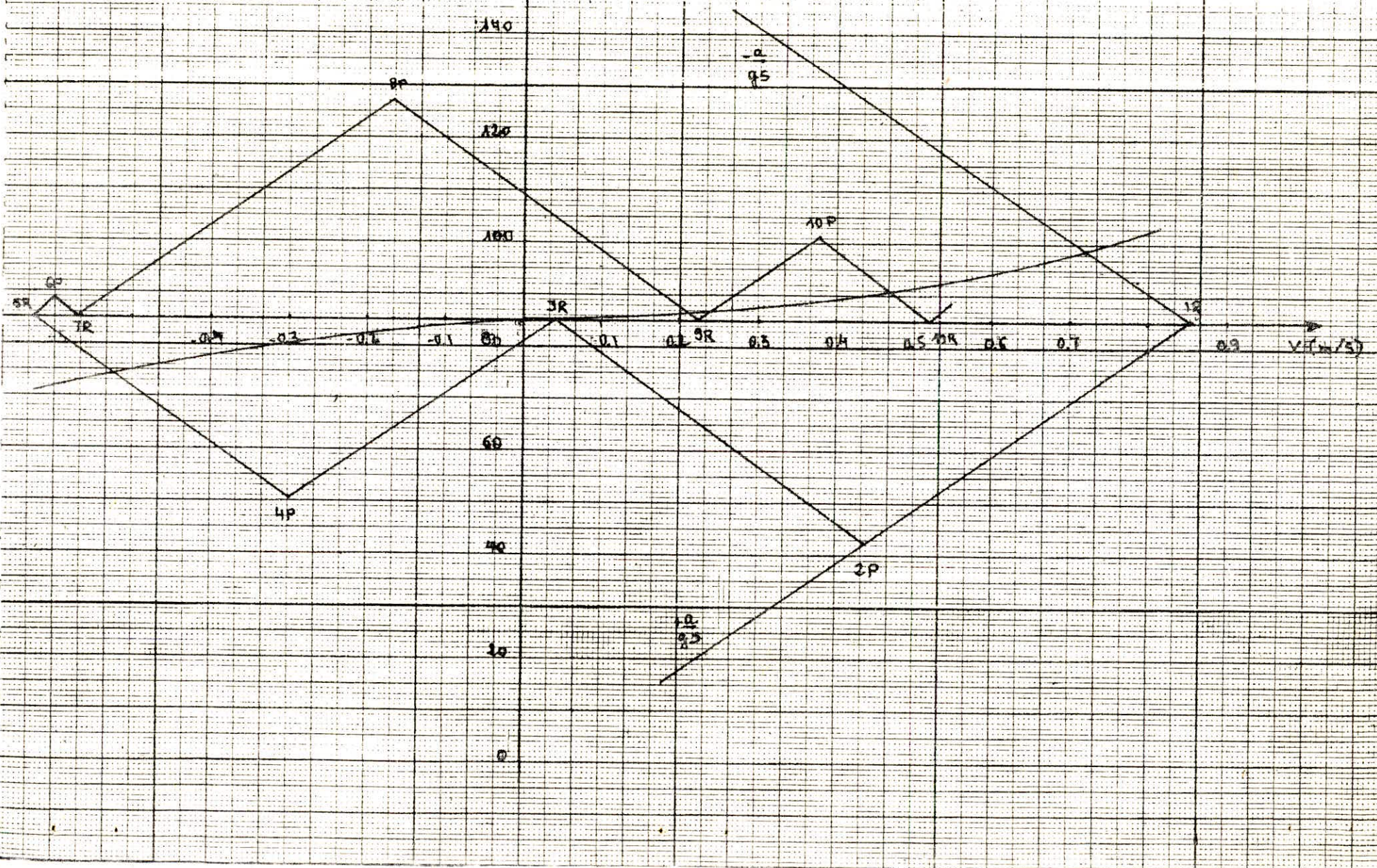
Depression maximale : 37 m

Surpression maximale : 42 m



42

CALCUL DUN RESERVOIR DAIR  
(FORAGE B<sub>4</sub>)  
ARRET DU GROUPE





$\theta$	$\Delta V = 104 \text{ Nm}^3$ (m <sup>3</sup> )	Volume U (m <sup>3</sup> )	$Z = \frac{104}{\gamma H}$	$V_1 = 17,7 \text{ VP}$ $V_2 = 30 \text{ VP}$	$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g}$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g}$	$Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$	$\delta$	$Z - \Delta h_1 - \delta$ $Z + \Delta h_2 + \delta$	$V_f$	Designation at point	$V_m$	$V_f$ in %		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	II	12	13		
0	0		104	-	-	104	19,00	85	0,85	I.R	-	-	-	-
0	+ 0,68	1,68	50,30	7,97	2,40	47,90	5,22	42,68	0,445	2.P	0,55	0,45	-	-
2.0	+ 0,09	1,77	46,76	09	1,24	48	2,32	50,32	- 0,30	4.P	+ 0,08	- 0,30	-	-
3.0	- 0,50	1,27	74,42	18	4,96	79,38	9,28	88,66	- 0,60	6.P	- 0,48	- 0,60	-	-
4.0	- 0,40	0,87	126,39	5,10	0,40	126,76	0,74	127,53	- 0,17	8.P	- 0,39	- 0,17	-	-
5.0	+ 0,11	0,98	106,98	6,73	1,71	105,27	3,72	101,55	0,38	10.P	+ 0,11	+ 0,38	-	-



ETUDE DE LZ VERLANTE N2 :/

-FORAGE B4 .

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LONGUEURS(m)	DIAMETRE (m)	EPAISSEUR (mm)	DEBIT(L/s)	SECTION( $\frac{m^2}{m}$ )
B <sub>4</sub> - B <sub>1</sub>	2359	250	3,5	60	0,0491
B <sub>1</sub> - B <sub>2</sub>	2821	300	04	50	0,0707
B <sub>2</sub> - SP	0050	400	05	06	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS :

TRONCONS	CELERITE EQUIVALENTE(m/s)	VITESSE MOYENNE(m/ )	SECTION EQUIVALENTE (NTF( $\frac{m^3}{m}$ ))	LONGUEURS ( m )	DEBIT DE CALCUL(L/S)
B4 - SP	1096	0,85	0,0594	5230	60

b (m)	H'o (m)	H'o + b	H'o - b	D <sub>1</sub> (mm)	d(mm)	$\frac{L}{d^5}$ ( $\frac{m^3}{m^5}$ )
95,06	37,85	132,91	- 57,21	130	70	03

du graphe on a :

Depression max est : 6 m d'eau .

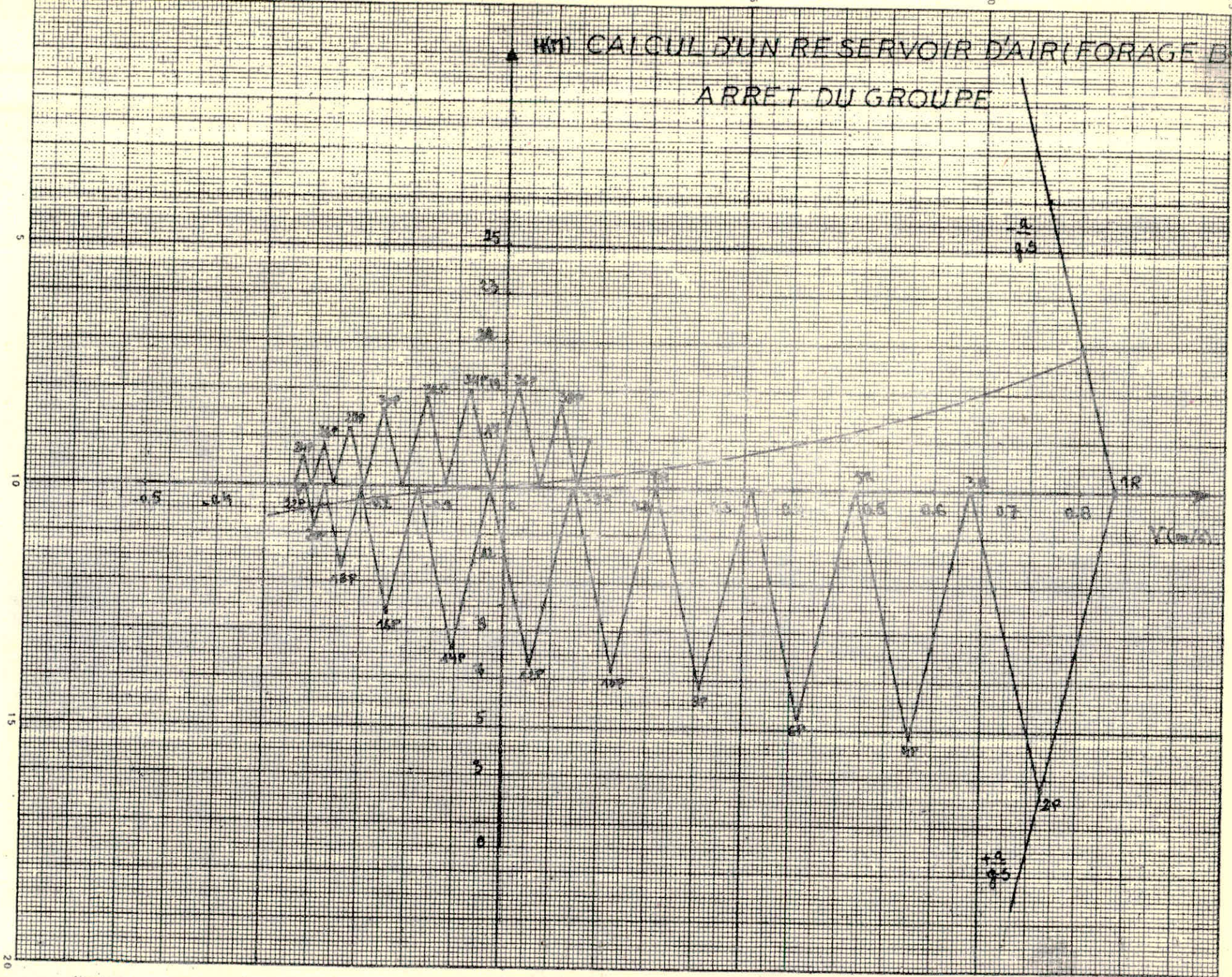
surpression max est 4 m d'eau .



# III) CALCUL D'UN RESERVOIR D'AIR (FORAGE B4)

## ARRET DU GROUPE

45





$\theta$	$\Delta U = 5V_m \theta$ $\Delta U = 0,57V_m$ (m <sup>3</sup> )	$U$ (m <sup>3</sup> )	$z = \frac{27,15}{U^{1,4}}$	$v_1 = 18V_m$ $v_2 = 31V_m$ (m/s)	$\Delta h_1 = \frac{v_1^2}{2g} \times 0,57$ $\Delta h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \times 0,74$	$z - \Delta h_1$ $z + \Delta h_2$	$\zeta$	$z - \Delta h_1 - \delta$ $z + \Delta h_2 + \delta$	$V_f$ line surle graphi	Designation timestep	$V_{in}$ (m/s)	$V_f$ closure
0	0	$U_0 = 1$	27,15				12,75	15	0,85	1R		.
10	0,46	1,46	16,34	13,5	5,3	11,04	8,43	2,41	0,75	2P	0,8	0,75
20	0,38	1,84	11,82	10,26	3,06	8,16	5,16	3,60	0,57	4P	0,66	0,57
30	0,28	2,12	9,69	7,56	1,66	8,03	2,71	5,32	0,415	6P	0,50	0,415
40	0,20	2,32	8,54	4,77	0,66	7,85	1,23	6,59	0,265	8P	0,34	0,265
50	0,12	2,44	7,96	2,70	0,21	7,75	0,40	7,35	0,155	10P	0,21	0,155
60	0,05	2,43	7,74	0,63	0,01	7,73	0,04	7,69	0,035	12P	0,09	0,035
70	-0,01	2,48	7,78	2,48	0,23	8,01	0,06	8,07	-0,08	14P	-0,02	-0,08
80	-0,07	2,41	8,10	4,96	0,96	9,03	0,45	9,48	-0,155	16P	-0,12	-0,16
90	-0,11	2,30	8,65	7,13	1,92	10,57	0,93	11,50	-0,23	18P	-0,20	-0,23
100	-0,14	2,16	9,44	8,37	2,64	12,08	1,28	13,36	-0,27	20P	-0,25	-0,27
110	-0,16	2,00	10,51	8,83	2,94	13,45	1,40	14,85	-0,29	22P	-0,28	-0,29
120	-0,16	1,84	11,82	8,68	2,84	14,66	1,40	16,06	-0,28	24P	-0,28	-0,28
130	-0,15	1,69	13,31	7,75	2,21	15,98	1,10	16,68	-0,25	26P	-0,27	-0,25
140	-0,13	1,56	14,89	6,67	1,68	16,57	0,78	17,35	-0,215	28P	-0,23	-0,215
150	-0,11	1,45	16,49	5,27	1,05	17,54	0,51	18,05	-0,17	30P	-0,19	-0,17
160	-0,08	1,37	17,86	3,41	0,44	18,30	0,25	18,55	-0,11	32P	-0,14	-0,11
170	-0,05	1,32	18,81	1,55	0,09	18,90	0,06	18,96	-0,05	34P	-0,08	0,05
180	-0,01	1,31	19,01	0,27	0,01	19,00	0,01	18,99	+0,015	36P	-0,02	0,015
190	+0,03	1,34	18,42	1,35	0,06	18,36	0,06	18,30	+0,075	38P	+0,05	+0,075

FORAGE B<sub>2</sub> :

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCON	LONGUEUR (m)	DIAMETRE DE LA CONDUITE (mm)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE (mm)	DEBIT L/S	SECTION ( m <sup>2</sup> )
B <sub>2</sub> 6 SP	50	400	05	06	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS :

TRONCON	CELERITE EQUIVALENTE m/s	VITESSE m/s	SECTION EQUI VALENTE	LONGUEUR (m)	DEBIT DE CALCUL (l/s)
B <sub>2</sub> 6 SP	1075	1,40	0,1256	50	176

b (m)	H'o (m)	H'o + b	H'o - b	D <sub>t</sub> (mm)	d (mm)	∠ ( m <sup>3</sup> )
153,57	3,05	156,62	150,52	200	110	03

La depression max est de 12 m d'eau environ .



FORAGE B<sub>1</sub>

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LONGUEURS ( m )	DIAMETRE DE LA GONDUITE (m)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE (mm)	DEBIT L/S	SECTION
B1 - B2	2821	300	4	50	0,0707
B - SP	50	400	5	6	0,1257

TABLEAU DES CONDUITES :

TRONCONS	CELERITE EQUI- VALENTE M/S.	VITESSE ( M/S/ )	SECTION EQUI- VALENTE M.	LONGUEUR M	DEBIT CAL- CULE L/S.
B <sub>1</sub> - SP	1091	1,22	0,0711	2871	110

b (m)	H'o	H'e + b	H'o - b	Dt ( mm )	d ( mm )	( ) ( m <sup>3</sup> )
135,82	34,30	170,12	- 101,52	150	<u>80</u>	4

APRES PROTECTION, LA DEPRESSION MAXIMALE EST DE 2,3 m D'EAU ENVIRON.

FORAGE B3

TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LONGUEURS ( m )	DIALETRE DE LA CONDUITE (mm)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE	DEBIT	SECTION
B <sub>3</sub> - B <sub>2</sub>	2172	250	3,5	60	0,0491
B <sub>2</sub> - SP	50	400	5	6	0,1257

TABLEAU DES RESULTATS :

TRONCONS	CELERITE (m/3)	V <sub>o</sub> (m/s)	A ( m <sup>2</sup> )	L (m)	Q L/S
B <sub>4</sub> - SP	1101	2,41	0,0499	50	170

b ( m )	Ho (m)	Ho + b	Ho - b	Dt (mm)	d (mm)	( $\frac{1}{L}$ )(m <sup>3</sup> )
270,76	14,14	274,90	-256,62	80	65	1:

La résolution graphique donne une depression max de : 38 m d'eau.



STATION DE POMPAGE:TABLEAU DES DONNEES :

TRONCONS	LONGUEURS (m)	DIAMETRE DE LA CONDUITE(mm)	EPAISSEUR DE LA CONDUITE (mm)	DEBIT L/S	SECTION m <sup>2</sup>
SP -RMC	3600	450	05	176	0,159

TABLEAU DES RESULTATS :

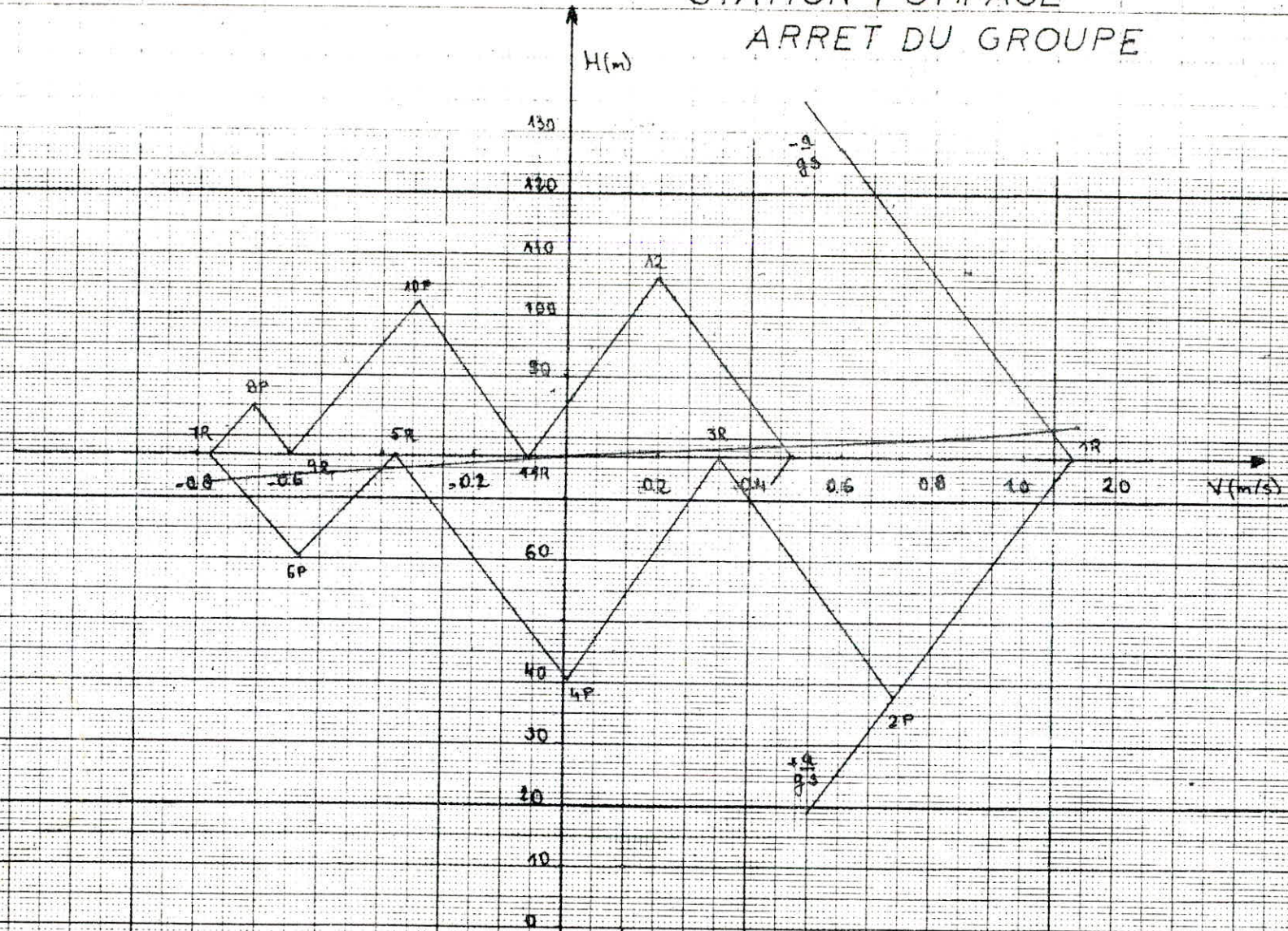
TRONCONS	a ( M/S )	v <sub>o</sub> (m/s)	b ( m )	Ho ( m )
SP - RMC	1026	1,11	116,27	12,17

H'o + b	H'o - b	D <sub>t</sub> (mm)	d (mm)	( $\surd$ ) <sub>o</sub> (m <sup>3</sup> )
128,38	- 104,04	300	120	04

L'analyse des résultats donne une dépression maximale de 37 m d'eau environ et une surpression de 25 m d'eau



# CALCUL D'UN RESERVOIR D'AIR STATION-POMPAGE ARRET DU GROUPE





intervalle de temps $\theta$	$\Delta U = S V_m \theta$ $\Delta U = 1,2 V_m$ (m <sup>3</sup> )	Volume d'air U (m <sup>3</sup> )	$Z = \frac{227}{U^{1/4}}$	$V_1 = 15,6 \text{ Vg}$ $V_2 = 29 \text{ Vg}$ (m/s)	$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = 0,74$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = 0,88$ (m)	$Z - \Delta h_1$ $Z + \Delta h_2$ (m)	$S$ (m)	$Z - \Delta h_1 - R$ $Z + \Delta h_2 + R$ (m)	$V_f$ (m/s)	Designation durant	$V_{in}$ (m/s)	$V_f$ caract m/s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0,02	86,17	-	-	86,17	9,17	77	1,11	I.R	-	-
0	1,02	3,02	48,31	I2, I2	5,55	42,76	4,85	37,91	0,73	2.P	0,92	0,73
2.0	0,410	3,43	40,42	0,17	0,001	40,42	0,0009	40,42	0,01	4.P	0,37	0,01
3.0	- 0,325	3,10	46,57	I6,24	11,30	57,87	3,06	60,93	- 0,58	6.P	0,29	- 0,58
5Z 4.0	0,700	2,34	57,00	I9,04	15,54	82,54	3,09	85,63	-0,68	8.P	-0,63	- 0,68
5.0	0,56	1,70	101,26	8,4	0,38	101,66	0,69	102,35	- 0,32	10.P	-0,50	- 0,32
6.0	0,07	1,71	107,11	3,32	0,41	106,70	0,27	106,43	+ 20	12.P	- 0,06	+ 0,20
7.0	0,46	2,07	81,97	7,47	2,10	79,87	3,01	76,87	0,44	14.P	+0,32	+ 0,44

PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER :

- Nous avons fait une étude pour protéger la conduite de refoulement, pour atténuer l'effet du coup de belier dans le cas d'un arrêt brusque du groupe électro-pompe. Cette protection sera assurée par un réservoir d'air.

Cependant il est nécessaire d'étudier la protection de la conduite au moment de démarrage du groupe, alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas en mouvement.

En effet, l'introduction, dans cette conduite de l'eau refoulée va engendrer un coup de belier qui se manifestera avec d'autant plus d'intensité que cet apport aura été brutal et important. En tenant compte de cette observation nous imposons un démarrage qui s'effectue à vanne fermée. Le coup de belier sera donc atténué lorsque on ouvrira progressivement la vanne. Pour notre étude on prévoit des Vannes motorisés.



CHOIX DE GROUPE

Le choix de groupe se fait en fonction du débit à refouler  $Q$  et de la hauteur d'élevation  $H_{mT}$ .

Nous avons à déterminer :

1) CHOIX DES GROUPEES POUR LA VARIANTE N° 1

\* FORAGE B<sub>4</sub>, B<sub>3</sub>, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> :

Nous choisissons un groupe électro-pompe immergé et nous prévoyons un groupe identiques en secours :

A l'aval, la pompe sera munie des accessoires suivants :

- Un clapet anti-retour.
- UN compteur de débit
- Un robinet vanne

FORAGE B 4

Les caractéristiques de refoulement sont suivantes :

$Q = 60 \text{ L/S} = 216 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = H_g + D_{H_t} = 187,74 \text{ m}$

Avec  $H_g$ : hauteur géométrique de refoulement

**DHT**: pertes de charge totales

Du catalogue JEUMONT -SCHNEIDER, pour les pompes immergées, on a déterminé la pompe qui correspondant à ces caractéristiques :

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE (Kg)	VITESSE DE ROTATION Tr /mm	
12220 R 10 C HA 220	143	0,76	3927	760	2900	
					$H_{mT} = 198$ $Q = 216 \text{ m}^3/\text{h}$	12"

FORAGE B 3 :

Les caractéristiques de refoulement sont les suivantes :

$Q = 60 \text{ L/s} \hat{=} 216 \text{ m}^3 / \text{h}$

$H_{mT} = H_g + D_{H_t} = 160,66 \text{ m}$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE DE ROTATION Tr/mm	
12220 R 8 C H A 180	126	0,76	3497	675	2900	
					$H_{mT} = 163$ $Q = 216 \text{ m}^3/\text{h}$	12"

.../...

FORAGE B 2 :

55

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

$Q = 6 \text{ l/s} = 21,6 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = 173,21 \text{ m}$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE	VITESSE DE ROTATION Tr/mn	
8030.R9.GA	21	0,70	1793	155	2900	
30					H <sub>mT</sub> = 188 ∅ = 21,6 m <sup>3</sup> /h	12"

Forage B 1 :

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

$Q = 50 \text{ l/s} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = 179,13 \text{ m}$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE DE ROTATION Tr/mn	
12220.R.8.C	126	0,73	3497	675	2900	
HA 980					H <sub>mT</sub> = 183 ∅ = 180 m <sup>3</sup> /h	12"

2) CHOIX DES GROUPEES POUR LA VARIANTE N° 2

FORAGE B4, B3 , B2 , B1 :

Nous choisissons aussi des groupes électro-pompe immergée et nous prévoyons des groupes identiques en secours dans chaque forage. Et nous choisissons des pompes centrifuges multi cellulaires pour la station de pompage (avec pompe de secours) A l'aval, la pompe sera munie des accessoires suivants :

- Un cône (divergent) pour le raccordement pompe-conduite de refoulement.
- Un clapet anti-retour
- Un robinet vanne
- Un compteur de débit

FORAGE B 4 :

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

$Q = 60 \text{ l/s} = 216 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = 100,78 \text{ m}$

.../...



TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE ROTATION Tr/mn
12220.R.8.C	126	0,76	3497	675	2900
H.A 180					HmT = 102 m Q = 216 m <sup>3</sup> /h
					12"

FORAGE B1

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

$$Q = 50 \text{ l/s} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT = 92,26 \text{ m}$$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE ROTATION Tr/mn
12220 R.4.	65	0,73	2654	512	2900
G.A. 95					HmT = 95 mm Q = 180 m <sup>3</sup> /h
					12"

FORAGE B 3 :

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

$$Q = 60 \text{ l/s} = 216 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT = 73,48 \text{ m}$$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE DE ROTATION Tr / mn
12220 . R.4	65	0,76	2654	512	2900
G.A. 95					HmT = 95 Q = 180 m <sup>3</sup> /h
					12"

FORAGE B 2 :

Les caractéristiques de refoulement sont les suivants :

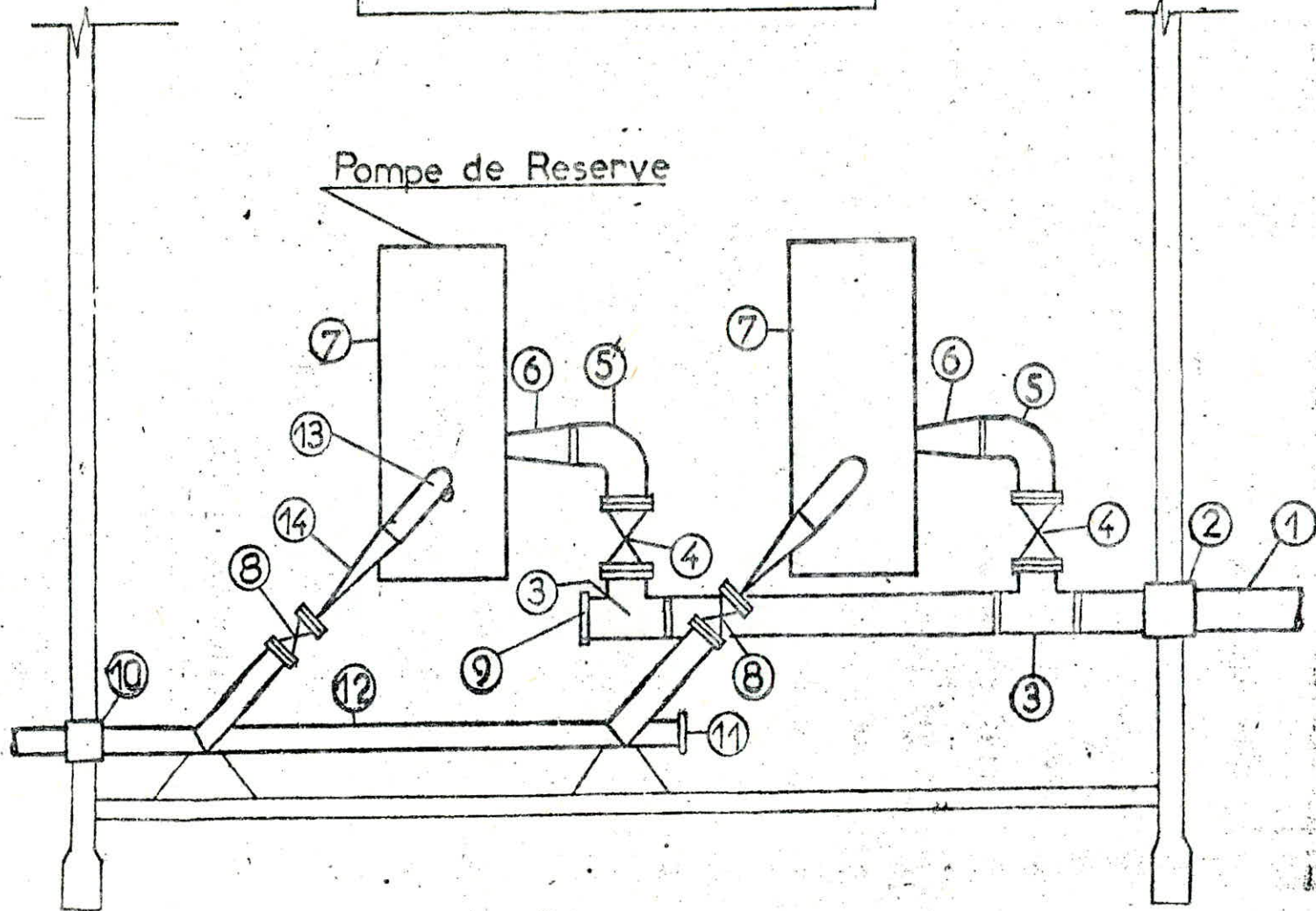
$$Q = 6 \text{ l/s} = 21,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT = 86,03 \text{ m}$$

TYPE DE POMPE	POMPE PUISSANCE ABSORBEE (Kw)	RENDEMENT	LONGUEUR (m)	MASSE Kg	VITESSE DE ROTATION Tr / mn
8030 R. 5 a	9,9	0,70	1564	120	2900
T.A 15					HmT = 95 m Q = 21,6 m <sup>3</sup> /h
					3"

STATION de POMPAGE

Pompe de Reserve



57



## NOMENCLATURE

N°	Denomination	D.N	Matériau
1	Tuyau	300	Acier
2	Gaine Etanche	350	"
3	Té	300-300	"
4	Robinet Vanne	300	Fonte
5	Coude	"	Acier
6	Cotte	300-200	"
7	Groupe	—	—
8	Robinet Vanne	200	Fonte
9	Plaque Pleine	300	Acier
10	Gaine Etanche	250	Acier
11	Plaque Pleine	200	"
12	Tuyau	200	"
13	Coude	"	"
14	Clapet de Retenue	"	"

STATION POMPAGE - RMC

La station de pompage comprend

- Une bache de reprise de  $2 \times 500 \text{ m}^3 = 1000 \text{ m}^3$
- Une saïlle de machines
- Locaux de service (exploitation)

On propose une pompe à axe horizontal, et une pompe identique sera prévue en secours. L'aspiration de la pompe se fera en depression en plaçant l'axe de la pompe au dessus du plan d'aspiration.

Les caracteristiques de refoulement sont ,  $Q = 176 \text{ L/s} = 633,6 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = 82,17 \text{ m}$

Le catalogue JEUMONT SCHNEIDER pour les pompes horizontales nous donne la pompe suivante : N.M.88.

Le rendement est de 75 % , et la vitesse de rotation du moteur est 1450 Tr/mn

3. FONCTIONNEMENT DES POMPES :

Le point de fonctionnement s'obtient en construisant la courbe caracteristique de refoulement pour differents debits  $Q$  , et la courbe caracteristique de la pompe QH. Le point P definit donc l'intersection de ces 2 courbes caracteristiques .

Si la pompe est installée dans un puit ou un forage , la recherche du point de fonctionnement devra tenir compte de la courbe QH de pompage établie lors de l'essai de debit (courbes qu'on n'est pas en possession de pour notre étude) QD, en fait, n'est autre que la caracteristique du puits et cette courbe s'utilise comme n'importe quelle autre caracteristique.

La courbe QH coupe la caracteristique de la conduite au point Q qui est le point de fonctionnement de la pompe qui est différent du point de fonctionnement désiré. En vue d'obtenir ce dernier, plusieurs solutions sont possibles:

\* Accepter le point de fonctionnement de la pompe tout en etudiant la non cavitation de la pompe, le debit de fonctionnement de la pompe est plus grand que le debit désiré, d'ou la durée de pompage sera diminuée .

\* Soit on roque la roue de façon à faire passer la courbe QH par le point de fonctionnement désiré.

\* On vanne sur le refoulement, pour creer une perte de charge. Le point de fonctionnement nous donnera le debit désiré.

4. AUTOMATISATION :

L'automatisation des installations d'un service d'eau est évidemment fort souhaitable . Elle ne peut, cependant, assurer une sécurité totale, ou des defaillances du matériel sont toujours possibles, ce qui exige parfois de doubler le commande pour des dispositifs differents.

En tout état de cause, l'automatisation permet une réduction du personnel d'exploitation ce qui constitue un serieux avantage.

4.1 AUTOMATISATION AU NIVEAU DES FORAGES:

Le niveau d'eau dans les forages pourrait eventuellement baisser, au dessous de la côte de fonctionnement prévue donc il est necessaire de commander sa mise en route et son arrêt en fonctionnement dun niveau d'eau à l'aspiration. De même un relai a minimum de puissance coupe l'alimentation si la puissance électrique

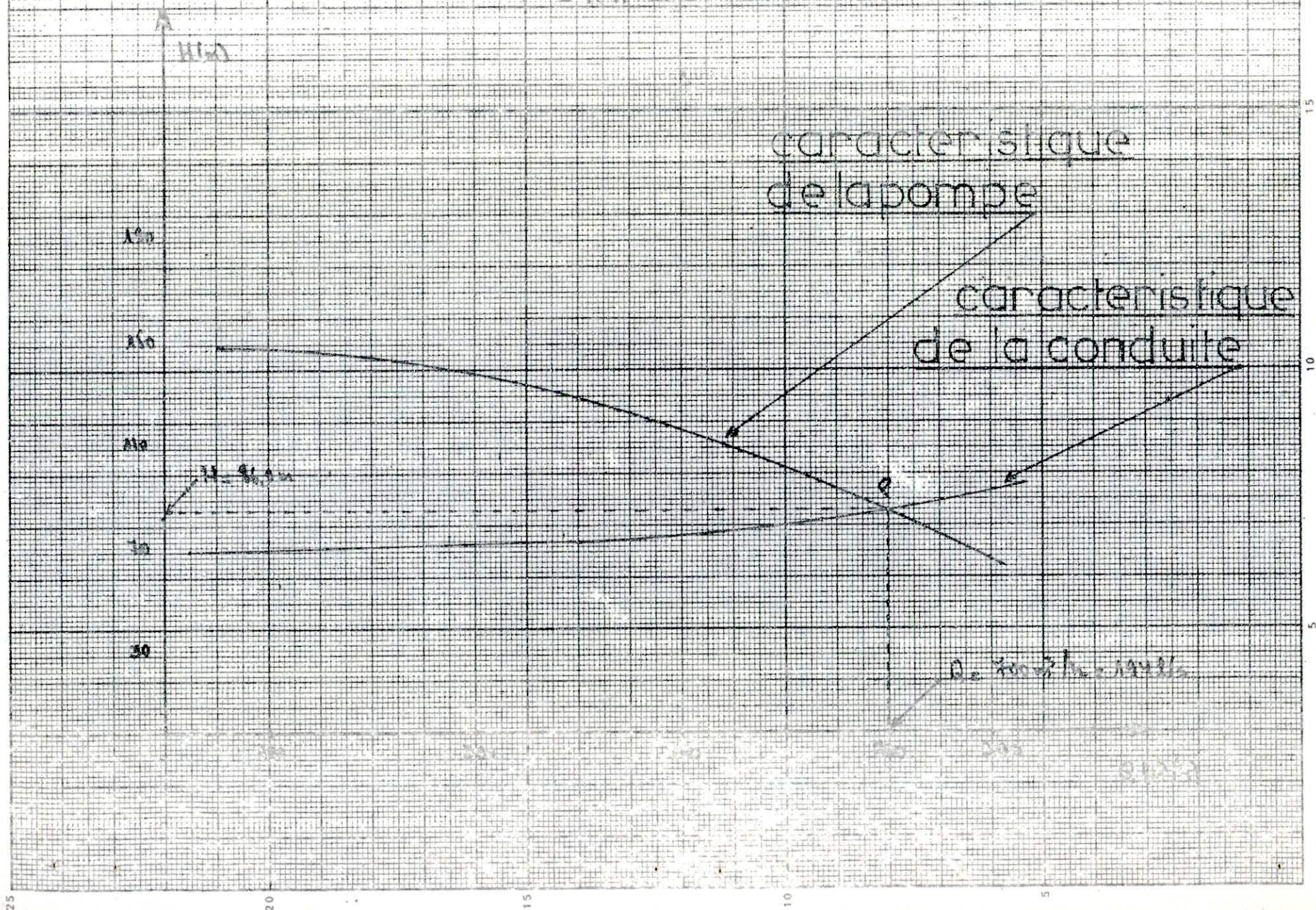
.../...



# Refoulement St-Paul

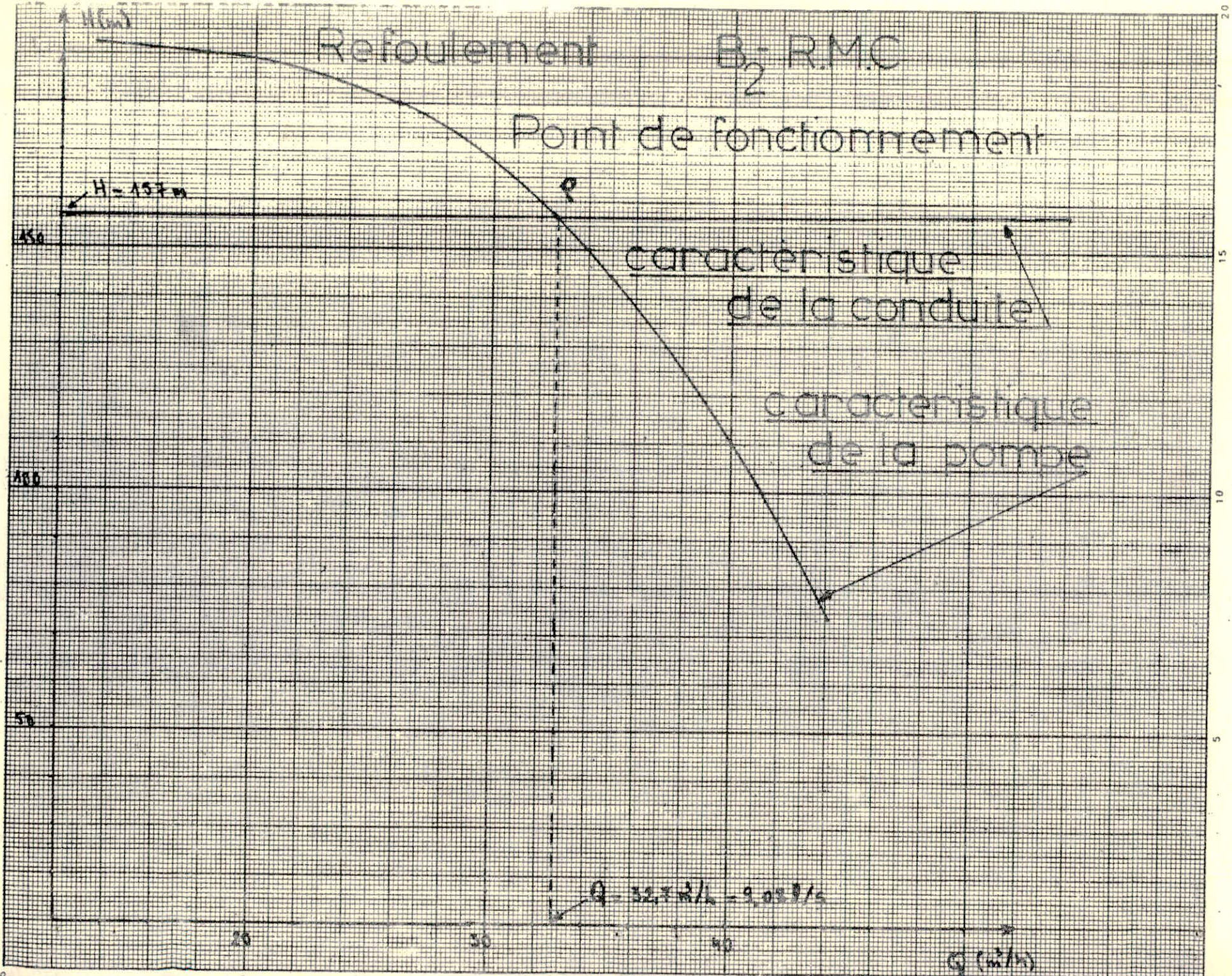
Point de fonctionnement

60





6/





consommée n'est pas suffisante, assure l'interdiction de ce mode de fonctionnement.

#### 4.2 AUTOMATISATION MOTEUR RESERVOIR :

Il est indispensable de commander l'arrêt du groupe, lorsque le réservoir atteint un certain niveau (plien), et sa mise en marche lorsque le niveau atteint une valeur de consigne.

La disposition d'un robinet flotteur à l'arrivée de refoulement présente l'inconvénient de ne pas être très étanche, et la fermeture devient défectueuse avec le temps.

Pour plus de sécurité, on a prévu pour une commande par ligne pilote.

#### POSE DE LA CONDUITE :

Lors de la pose de la conduite, généralement on exécute une tranche d'une largeur de façon à avoir 0,30 m départ et d'autre de la conduite  $B = D + 0,80 + 0,10 + 0,10$  m représente une couche de lit de fouille de gravier.  $P = (D + 2 \times 0,30) m$

(voir fig P1)

#### 5. ETUDE COMPARATIVE DES DEUX VARIANTES :

DESIGNATION DES OUVRAGES	PRIX EN (DA) VARIANTEN°1	PRIX EN (DA) VARIANTEN°2
Coût des travaux de terrassement	4.240.980,00	4.371.660,00
R.M.D	1.400.000,00	1.400.000,00
Abris de forage	678.648,00	678.648,00
Logement pour exploitation et gardiennage	925.711,00	925.711,00
Bache d'aspiration de 1000 m <sup>3</sup>		1.576.680,00
Poste de transformations	689.000,00	700.000,00
Groupe électropompe, clapet, vanne compteur, bûde, groupe de secours et pièces de rechange	4.330.000,00	5.100.000,00
TOTAL.....	12.264.339,00	14.752.699,00

La variante 1 est économique, mais elle présente beaucoup d'inconvénients:

-Si un accident se produit sur un des tronçons des conduites reliant les forages l'effet de cette accident se représente sur le débit total d'exploitation ce qui entraîne une diminution de débit total d'apport.

-L'exploitation des forages demandent plusieurs agents de surveillance, et beaucoup de déplacements.

La variante n° 2 qui présente un relèvement en 2 temps, bien qu'elle sera plus onéreuse en frais que la 1er variante consistant à un refoulement direct.

Neanmoins elle présente beaucoup d'avantages.

-Elle apporte une certaine souplesse, à l'occasion d'un accident sur une conduite reliant les forages, elle permet grâce à la réserve accumulée à la S.P de continuer à fonctionner avec le débit normal pendant que les dispositions sont prises, soit pour manœuvrer des robinets vannes soit pour réparer la conduite. .../...

- Un seul agent peut contrôler la marche de l'exploitation, grâce à toutes les informations qui parviennent au bâtiment de la station de pompage par automatisation, et il peut suivre sur des tableaux les défauts possibles d'exploitation.

- Elle est rationnelle, elle permet d'obtenir un rendement général.

6 Le groupement des installations dans la S.P. faciliteront l'exploitation et c'est un aspect du problème qu'il ne faut pas négliger.

A la base de cette étude, on a opté pour la 2ème Variante.

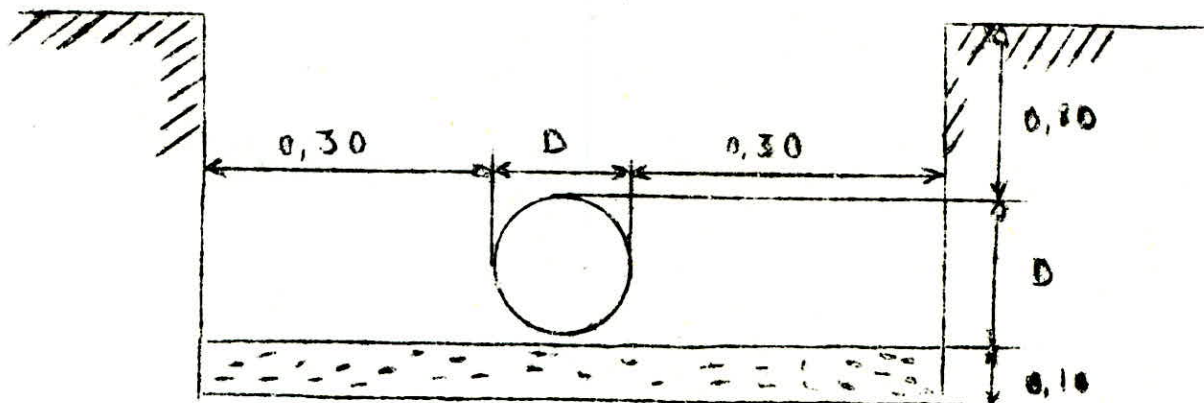


fig. P.



ADDOUCTION GRAVITAIRE

Le tracé de l'adduction gravitaire pour l'approvisionnement des réservoirs de stockage de Sidi-Aïssa, Ain El Hadjel et Sidi Hadjeres est d'une grande importance. Il présente une distance de 70 Km environ. L'influence de la rugosité absolue, sur le calcul du gradient de perte de charge sera prise en considération.

1 Importance du choix de la rugosité  $\epsilon$ .

La rugosité absolue  $\epsilon$  est donné par la mesure de l'épaisseur des rugosités des parois du tuyau. La rugosité relative  $\frac{\epsilon}{D}$  est le rapport de la rugosité absolue  $\epsilon$  au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, la rugosité absolue n'est pas uniforme, mais on peut la caractériser par une valeur moyenne qui au point de vue des pertes de charges est équivalente à une rugosité uniforme cependant, c'est par des mesures sur les tuyaux et conduite réels que l'on établit à l'heure actuelle la valeur de la rugosité uniforme équivalente correspondant à un matériaux (conduite) et à un finissage déterminés.

D'après "Memento des pertes de charges" I.E. IDELCIK la rugosité des tuyaux en acier soudé est donnée par le tableau suivant.

VALEURS DE LA RUGOSITE		$\epsilon$ (mm)
Tuyaux en acier	Neuf, ou vieux, en bon état joint soudé ou rivés	0,04 - 0,10
	Neuf, revêtus de bitume	0,05
	En service, le bitume partiellement corrodés	0,10

2 CALCUL DES PERTES DE CHARGES

L'écoulement de l'eau dans les conduites forcées à fait l'objet de nombreuses formules qui ont été traduites ou mises sous formes de tableaux. Cette diversité montre les difficultés qu'on rencontre les chercheurs scientifiques en vue d'établir une expression générale satisfaisante tenant compte à la fois de tous les parametre intervenant dans la résistance à l'écoulement tels que, nature du tuyau, nature et état du revêtement (degré d'usine, incrustations, dépôts). viscosité du liquide transporté ; ;.. ETC.

Toute fois, ces diverses influences peuvent être groupé sous un coefficient unique  $f$  dit de perte de charge, qui est fonction de  $(\frac{\epsilon}{D}, Re)$

DIAGRAMME UNIVERSEL DE MOODY

En se fondant sur les expériences de Nikuradses, sur l'analyse mathématique de brandt et voukarman, sur les observation de colobrok et white et sur un grand nombre d'expériences en conduites industrielle, moody à établi un diagramme, qui donne  $f$  Coefficient de frottement en fonction de Re et de  $\frac{\epsilon}{D}$ .

.../

Pour l'étude de notre projet, le choix de formule pour calculer  $f$  a été basé sur la formule de coolbrook.

Les pertes de charges sont calculés par 2 méthodes et pour différentes valeurs de rugosité  $\epsilon$

### 2.1 Méthode classique

Nous avons la formule de continuité  $Q = V.S$ ,  $Q = V.S. = \frac{V \cdot \pi \cdot D^2}{4}$   $\rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{V \cdot \pi}}$

Nous proposons une vitesse moyenne de 1 m/s, et on obtient D, nous prenons un diamètre normalisé et on calcule la vitesse V lui correspondant.

Les pertes de charges sont données par la formule de doncy-WEISBACH

$$\Delta H = J.L = \frac{fV^2}{Dn \cdot 2g} L$$

f Donnée par la formule de colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right), \quad Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

pour un débit constant  $Q = 176 \text{ l/s}$ , et une longueur de 39931,4 m et un diamètre constant  $D = 500 \text{ mm}$ .

on établit un tableau de calcul des pertes de charges lineaire et singulier (extimees à 15 %) pour voir l'influence de la rugosité absolue (TABLEAU N° 1)

Pour différentes rugosités absolues et températures  $\nu = \nu(T^\circ)$ ,  $Re = F(v, \epsilon, \nu)$

Régime d'écoulement est déterminée par

a)  $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$  } Diagramme de Moody

$$\frac{\epsilon}{D}$$

b) Pour formule d'altchoul :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,8 \lg \frac{Re}{Re \frac{\epsilon}{D} + 7}$$

$23 \leq \frac{\epsilon}{D} Re \leq 560$  Régime de transition

$\frac{\epsilon}{D} Re \geq 560$  Régime  $t$ . rugueux



$$Q = 176 \text{ l/s}, \quad D = 500 \text{ mm}$$

TABLEAU N° 1

E (mm)	T °C	J (m <sup>2</sup> /s)	Re	E/D	F	J	L (m)	BIT (m)	E/D Re
0,05	4	$1,57 \cdot 10^{-6}$	$2,85 \cdot 10^5$	0,0001	0,0158306	0,001308	39931,40	60,06	22,5
	10	$1,31 \cdot 10^{-6}$	$3,42 \cdot 10^5$	0,0001	0,0154324	0,001276	3993140,40	58,60	34,2
	20	$1,01 \cdot 10^{-6}$	$4,44 \cdot 10^5$	0,0001	0,0149173	0,0012329	"	56,62	44,10
	30	$0,83 \cdot 10^{-6}$	$5,40 \cdot 10^5$	0,0001	0,0145709	0,0012043	"	55,30	54,00
0,1	4	$1,57 \cdot 10^{-6}$	$2,85 \cdot 10^5$	0,0002	0,0166554	0,0013766	"	63,22	57,00
	10	$1,31 \cdot 10^{-6}$	$3,42 \cdot 10^5$	0,0002	0,01632154	0,0013490	-	61,94	68,40
	20	$1,01 \cdot 10^{-6}$	$4,44 \cdot 10^5$	0,0002	0,0159008	0,0013142	"	60,35	88,80
	30	$0,83 \cdot 10^{-6}$	$5,40 \cdot 10^5$	0,0002	0,015626	0,0012915	"	59,31	108,00
04	4	$1,57 \cdot 10^{-6}$	$2,85 \cdot 10^5$	0,0008	0,020170	0,0016537	"	75,94	228,00
	10	$1,31 \cdot 10^{-6}$	$3,42 \cdot 10^5$	0,0008	0,019990	0,0016389	"	75,26	273,60
	20	$1,01 \cdot 10^{-6}$	$4,44 \cdot 10^5$	0,0008	0,019776	0,0016213	"	74,45	355,20
	30	$0,83 \cdot 10^{-6}$	$5,40 \cdot 10^5$	0,0008	0,019643	0,00161046	"	73,95	432,00

P. 66

Interpretation du tableau N° 1 6+

on remarque

- 1°) Les pertes de charges diminuent au fur et à mesure que la T° augmente
- 2°) Pour une température constante et pour une variation  $\Delta E = 0,05$  mm il y a une variation moyenne de pertes de charges de 3,50 m
- 3°) Pour T = cte et  $\Delta E = 0,3$  mm il y a une variation moyenne de pertes de charges de 14 m à la base de ce tableau de calcul. Pour notre étude, en supposant que la température pour diverses saisons est en moyenne de 20°C, nous prenons un coefficient de rugosité  $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$  m, et ceci pour avoir une bonne sécurité de tenir compte du vieillissement de la conduite.

2-2 Longueur fluïdodynamique ( G. LAPRAY)

connaissant D et  $\epsilon$  on a :

$\frac{\epsilon}{D_h}$  Du diagramme de Moody, on détermine le régime d'écoulement  
 $Re$

$A = \frac{D}{D_0}$   $D_0$  = parametre adimensionnel du profil circulaire

$\epsilon$   
 D'après l'abaque 8 (etabli par G. LARRAY)  
 on détermine

$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} \Rightarrow J_r$ , si l'écoulement est en régime de transition

$Q$   
 on écrit  $J = \frac{5,3}{J_r} J_r$

$J^{5,3}$  est déterminé par l'abaque I7 C  
 Les pertes de charges  $\frac{\Delta H}{L} = J \cdot L \div 1,15(JL)$   
 JL : perte de charge lineaire.

Application R.M.C. Noend C<sub>1</sub>

Pour un débit de 176 l/s, et  $J = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

pour un diametre de 500 mm, le long du roncun

TABLEAU DONNANT LES PERTES DE CHARGES POUR DIFFERENTES VALEURS DE  $\epsilon$   
 (PAR LONGUEURS FLUIDCHYNAIQUE)

$\epsilon$ (mm)	D (mm)	$\frac{\epsilon}{D_n}$	Re	$A = \frac{D}{D_0}$ (m)	$J_r$ (s)	$\frac{5,3}{J}$ (I7c)	J	L (m)	$\frac{\Delta H}{L}$ (m)	$\Delta H$
0,10	500	$2 \cdot 10^{-4}$	$4,488 \cdot 10^5$	0,325	0,0011456	1,145	0,001311	39931,40	52,38	60,23
0,40	500	$8 \cdot 10^{-4}$	"	"	0,0015295	1,055	0,001616	39931,40	64,53	74,20



Les 2 Méthodes de calcul des pertes de charge nous ont donné les mêmes résultats pour notre étude nous prenons un coefficient de rugosité  $E = 1,4$  mm, et ceci pour avoir une bonne sécurité et tenir compte vieillissement de la conduite

### 3 Tracé de ligne piezométrique (planche N°4)

Le tracé de la ligne piezométrique, doit toujours passer au dessus de la conduite afin que celle-ci reste en pression.

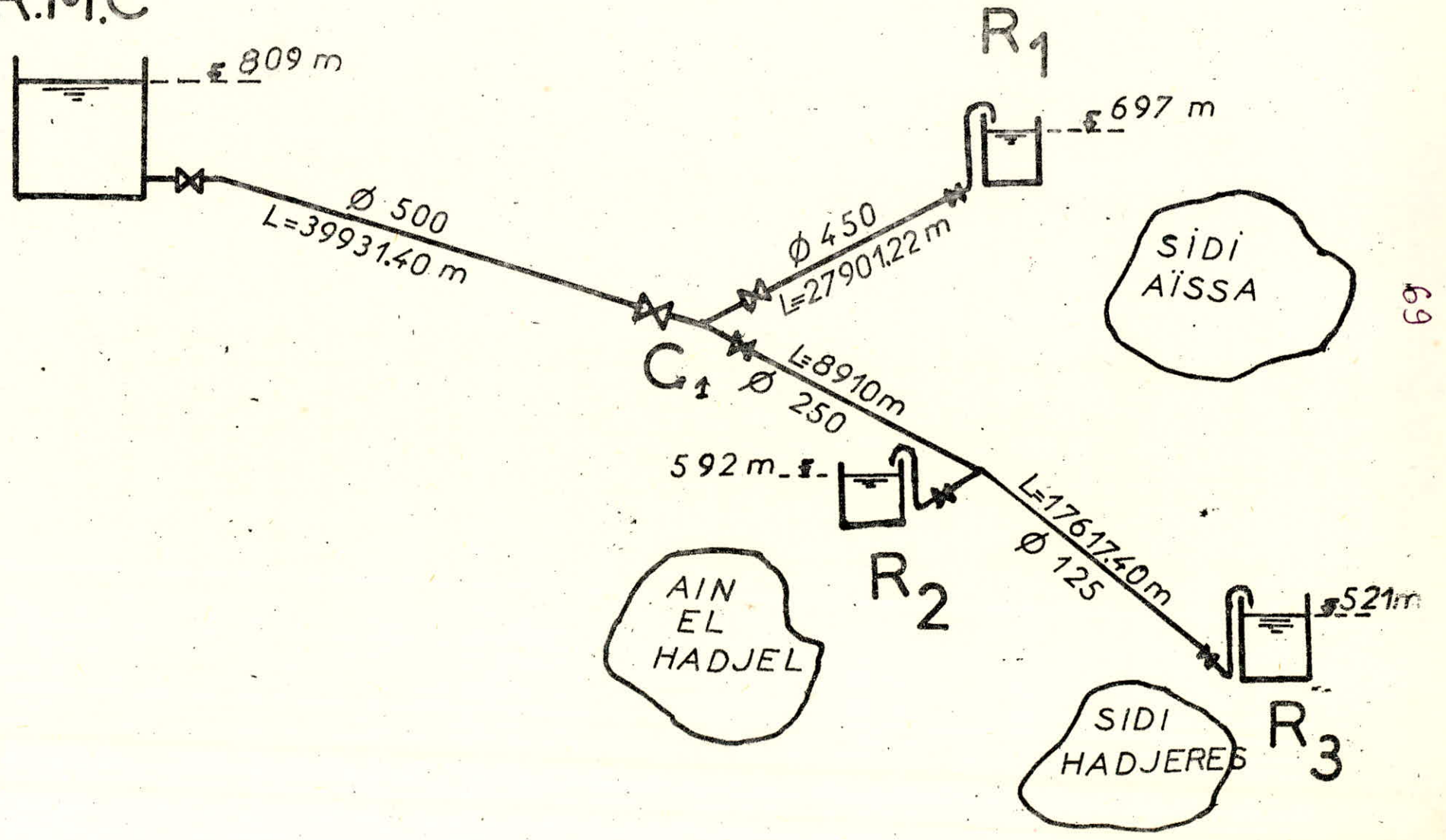
Suivant les besoins en eau potable des agglomération de Sidi-Aïssa, Ain el Hadjel et de Sidi Hadjones qui sont respectivement de 92 l/s, 741/S et 101/s, et pour  $D = 4,10$  m la ligne piezométrique sera tracé à la base des résultats de calcul du tableau N° 2 et du point de vue sécurité d'exploitation des vannes seront prévus sur les tronçons  $C_1-R_1$

$C_1-R_2$  et une vanne de sur vitesse sur le tronçon principal R MC -  $C_1$  dont le principe de fonctionnement est le suivant :

- elle se ferme automatiquement et iniversiblement dès que le débit a dépassé le maximum autorisé. Le temps de fermeture est réglable pour éviter le risque de coup de belier le réglage du débit de déclenchement se fait par déclenchement du contre poids.

SCHEMA : ADDUCTION GRAVITAIRE

R.M.C



69



TABLEAU N° 2

Désignation	Longueur	Diamètre	Débit	J	V	$\frac{\Delta H}{L}$	Hauteur Piezométri- que Amont	Hauteur Piezomé- trique Aval	Côte (N.G.A)	Pression
	(m)	(mm)	(l/s)		(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
RMC-C <sub>1</sub>	39931,40	500	176	0,001621	0,90	74,03	805,20	731,17	<del>T.N</del> 633,10	98,07
C <sub>1</sub> - R <sub>1</sub>	27901,22	450	92	0,000788	0,58	25,30	731,17	705,87	<del>HP</del> 697	8,87
C <sub>1</sub> - R <sub>2</sub>	8910	250	84	0,0137669	1,71	138,61	731,17	592,56	<del>T.P</del> 592	0,56
R <sub>2</sub> - R <sub>3</sub>	17617,40	125	10	0,0034769	0,81	70,44	592,56	522,12	<del>T.P</del> 521	1,12

70

La charge disponible pour le réservoir  $R_1$  est supérieur à la charge nécessaire, ce qui entraîne un débit important que celui demandé.

D'où la nécessité d'installer un robinet-vanne sur la conduite d'arrivée le réservoir pour dissiper la charge supplémentaire, dont nous calculerons le coefficient de fermeture.

Les pertes de charges singulières à dissiper par la vanne sont de la forme suivante

$$\Delta H_v = KQ^2 \quad (K \text{ résistance de la vanne})$$

$$\Delta H_v = KQ^2 = Y \frac{V^2}{2g} \Rightarrow Y = \frac{\Delta H_v \cdot 2g}{V^2} = \frac{KQ^2 \cdot 2g}{V^2} = 12,09 \frac{Q^2}{D^4} \cdot \Delta H_v$$

$Y$  Coefficient de perte de charge

$\Delta H_v$  charge à dissiper

$$\Delta H_v = Y \frac{V^2}{2g} = \left( \frac{v_v - V}{2g} \right)^2 \quad v_v \text{ Vitesse dans la section de la vanne}$$

$$A_v = A \frac{V}{v_v} \Rightarrow \Delta H_v = Y \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} \left( \frac{A}{A_v} - 1 \right)^2$$

$$Y = \left( \frac{A}{A_v} - 1 \right)^2 \Rightarrow A_v = \frac{A}{\sqrt{Y} + 1}$$

$$Y = 12,09 \frac{(0,450)^4}{(0,032)^2} \cdot 8,37 = 490,26$$

$$Y = \left( \frac{A}{A_v} - 1 \right)^2 \Rightarrow A_v = \frac{A}{\sqrt{Y} + 1} = \frac{0,1590}{\sqrt{490,26} + 1}$$

$$A_v = 0,00710 \text{ m}^2$$

$$A = 0,1590 \text{ m}^2$$

DH (m)	Q l/s	V	D (mm)	A m <sup>2</sup>	$\frac{A_v}{A}$	Coef. De fermeture en %
8,37	92	490,26	450	0,1590	0,0500	95, %

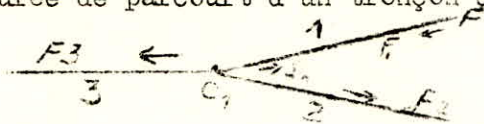


La manification du reseau dans la partie gravitaire nécessite une étude soignée sur les ondes de propagation le long de la canalisation.

TABEAU DES CELERITES DES ONDES DE PROPAGATION

N° DE LA CONDUITE	TRONÇON	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	CELERITE (m/s)	LONGUEUR (m)	T (s)
1	B <sub>1</sub> -C <sub>1</sub>	450	5	1045	27901,22	26,7
2	C <sub>1</sub> -R <sub>2</sub>	250	3,5	1103	8910	8,08
3	C <sub>1</sub> -R.M.C	500	5	1018	39931,40	39,2

$T = \frac{L}{a}$  est la durée de parcourt d'un tronçon de conduite par une onde de propagation



Une onde de choc venant à une bifurcation C<sub>1</sub> provoque l'apparition d'un coup d'intensité  $F_{1,0} = R_1 F_1$  qui part reflechit de signe négatif, deux ondes de même intensité  $F_{2,0} = S_1 F_1$ ,  $F_{3,0} = S_1 F_1$  qui se propage le long des deux autres conduites.

$$S_1 = \frac{2A_1/a_1}{A_1/a_1 + A_2/a_2 + A_3/a_3} \quad \text{et} \quad R_1 = S_1 - 1$$

R. Coefficient de reflexion  
 S. Coefficient de transmission

Au niveau de C<sub>1</sub>

$$R_1 = -0,21867 \quad R_3 = -0,00981 \quad R_2 = -0,77152$$

$$S_1 = 0,78133 \quad S_3 = 0,99019 \quad S_2 = 0,22846$$

a) à t = c en R<sub>1</sub> fermeture instantannée

$$F_1 = \frac{av_0}{g} = \frac{1045 \cdot 0,69}{9,8} = 73,58$$

Cette onde atteint C à T = 26,7s, elle se décompose en

$$F_{1,0} = R_1 F_1 = (-0,21867)(73,58) = -16,10 \text{ qui part vers } R_1$$

$$F_{2,0} = S_1 F_1 = (0,78133)(73,58) = +57,49 \text{ qui part vers } R_2$$

$$F_{3,0} = S_1 F_1 = (0,78133)(73,58) = 57,49 \text{ qui part vers R.M.C.}$$

à l'instant  $T = 26,7 \cdot 2 = 53,4$  S  $F_{1,0}$  arrive en P<sub>1</sub>

et se transforme en :

....

$$F1,1 = F1,0 \quad H1 = F1 + 2 F1,0 = 73,58 + 2(-16,10) = 41,38 \text{ m}$$

$$\text{à l'instant } T = 26,7 + 8,08 = 34,78 \text{ S}$$

F2,0 arrive en R2 et se transforme en F2,C en R2 la pression est constante

$$-F2,0 = F2,C = -57,49$$

$$\text{A l'instant } T = 34,78 + 8,08 = 42,86 \text{ s}$$

F2,C arrive en C, et se transforme en

$$F21 = F2, C = (-0,77152)(-57,49) = 44,35 \text{ qui part vers R2}$$

$$F1,1 = S2 \quad F2,0 = (0,22846)(-57,49) = -13,13 \text{ qui part vers R1}$$

$$F3,1 = S2 \quad F2,0 = (0,22846)(-57,49) = -13,13 \text{ qui part vers RMC}$$

$$\text{A l'instant } T = 42,86 + 26,7 = 69,56 \text{ D } F11 \text{ arrive en R1 et se transforme en } F12 = F11$$

$$H2 = H1 + 2 F11 = 41,38 + 2(-13,13) = 15,12$$

$$\text{A l'instant } T = 42,86 + 8,08 = 50,94 \quad F21 \text{ arrive en R2 et se transforme } F21 = -F21$$

$$\text{A l'instant } T = 50,94 + 8,08 = 59,02 \text{ S } F21 \text{ arrive en C et se transforme en}$$

$$F12 = S2 \quad F21 = (0,22846)(-44,35) = -10,13$$

$$F22 = F2 \quad F21 = (-0,77152)(-44,35) = 34,22$$

$$F22 = S2 \quad F21 = (0,22846)(-44,35) = -10,13$$

$$\text{A l'instant } T = 59,02 + 26,7 = 85,72 \text{ S}$$

F12 arrive en R1 et se transforme en :

$$F13 = F12 \quad H3 = H2 + 2 F12 = 15,12 + 2(-10,13) = -5,14 \text{ m}$$

$$\text{A l'instant } T = 59,02 + 8,08 = 67,1 \text{ S } F22 \text{ arrive en R2 et se transforme en}$$

$$F22 = -F22 = -34,22$$

$$\text{A l'instant } T = 67,1 + 8,08 = 75,18 \text{ S, } F22 \text{ arrive en c, et se transforme en :}$$

$$F13 = S2 \quad F22 = (0,22846)(-34,22) = -7,82$$

$$F33 = S2 \quad F22 = (0,22846)(-34,22) = -7,82$$

$$F23 = F2 \quad F22 = (-0,77152)(-34,22) = 26,40$$

$$\text{a l'instant } T = 75,18 + 26,7 = 101,88 \text{ S Soit } 1 \text{ mn } 42 \text{ S}$$

F13 arrive en R1 et se transforme

$$F14 = F13 \quad H4 = H3 + 2 F13 = -5,14 + 2(-7,82) = -20,78$$

et le procédé continue, nous sommes arrêtés au temps  $T = 101,88 \text{ S}$  soit  $1 \text{ mn } 42 \text{ S}$



TRANCON RMC-C1: Conduite issue de RMC et comportant une vanne en C1  
Les caractéristiques de cette adduction sont:

Q<sub>0</sub> = 0,176 M3/S , L = 39 931,4 m , D = 500 mm, e = 5 mm.  
Célérité de l'onde:

$$a = \frac{1466}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 500}{2,10^{11} \cdot 5}}} = 1018 \text{ m/s}$$

Vitesse de l'eau pendant le fonctionnement normale.  
Vo =  $\frac{Q}{A} = \frac{0,176}{0,196} = 0,898 \text{ m/s}$

Prenons comme unité de temps la valeur  $\frac{L}{a}$ , le temps mis par une onde de RMC à C1

$$\frac{L}{a} = \frac{39.931,40}{1018} = 39,23 \text{ s}$$

Valeur max du coup de bélier.

$$b = \frac{avo}{g} = \frac{1018 \times 0,898}{9,8} = 93,28 \text{ m}$$

Surpression.

$$H_o + b = 175,9 + 93,28 = 269,18 \text{ m}$$

Dépression.

$$H_o - b = 175,9 - 93,28 = 82,62 \text{ m}$$

Dans l'hypothèse où la fermeture s'effectue brusque, nous remarquons que cela donnerait lieu à une surpression trop grande par conséquent inacceptable. C'est pour pallier à cet inconvénient nous supposons que la fermeture sera assurée par un clapet qui opère ce travail en 39,23 X 6 = 235 s, et nous déterminerons la surpression qui passera.

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées par des paraboles 1, 2, 3, 4, 5, espacés de 39,23 s. Ces caractéristiques sont des paraboles dont l'équation caractéristique est:

$$Q = m \sqrt{2g (H_o + b)}$$

m = section réduite

m = Coef. de contraction

H<sub>o</sub> = pression statique

b = surpression due au coup de bélier.

$$H_o + b = \frac{Q^2}{2gM^2}$$

Au temps 0 la parabole 0 passe par 0,176 M3/s et par le point H<sub>o</sub> = 175,9 m. Pour trouver un point quelconque, point N de la parabole 0 nous procédons comme suit:

$$H = \frac{Q^2}{2gM^2} \text{ où } H_o + b = H \text{ et } 2gM^2 \frac{Q^2}{2} = K$$

$$H_N = \frac{Q_N^2}{K} \text{ et } H_o = \frac{Q_o^2}{K}$$

$$\frac{H}{H_o} = \frac{Q_N^2}{Q_o^2} \text{ d'où } Q_N^2 = H_N \times \frac{Q_o^2}{H_o}$$

Avec les deux points (H<sub>o</sub> = 175,9m et Q<sub>o</sub> = 0,176m3/s) et les points N, la parabole peut être tracée.

La fermeture de la vanne étant linéaire, les tracés des paraboles 1, 2, 3, 4, 5 respectivement par Q<sub>5</sub> = 0,029m3/s

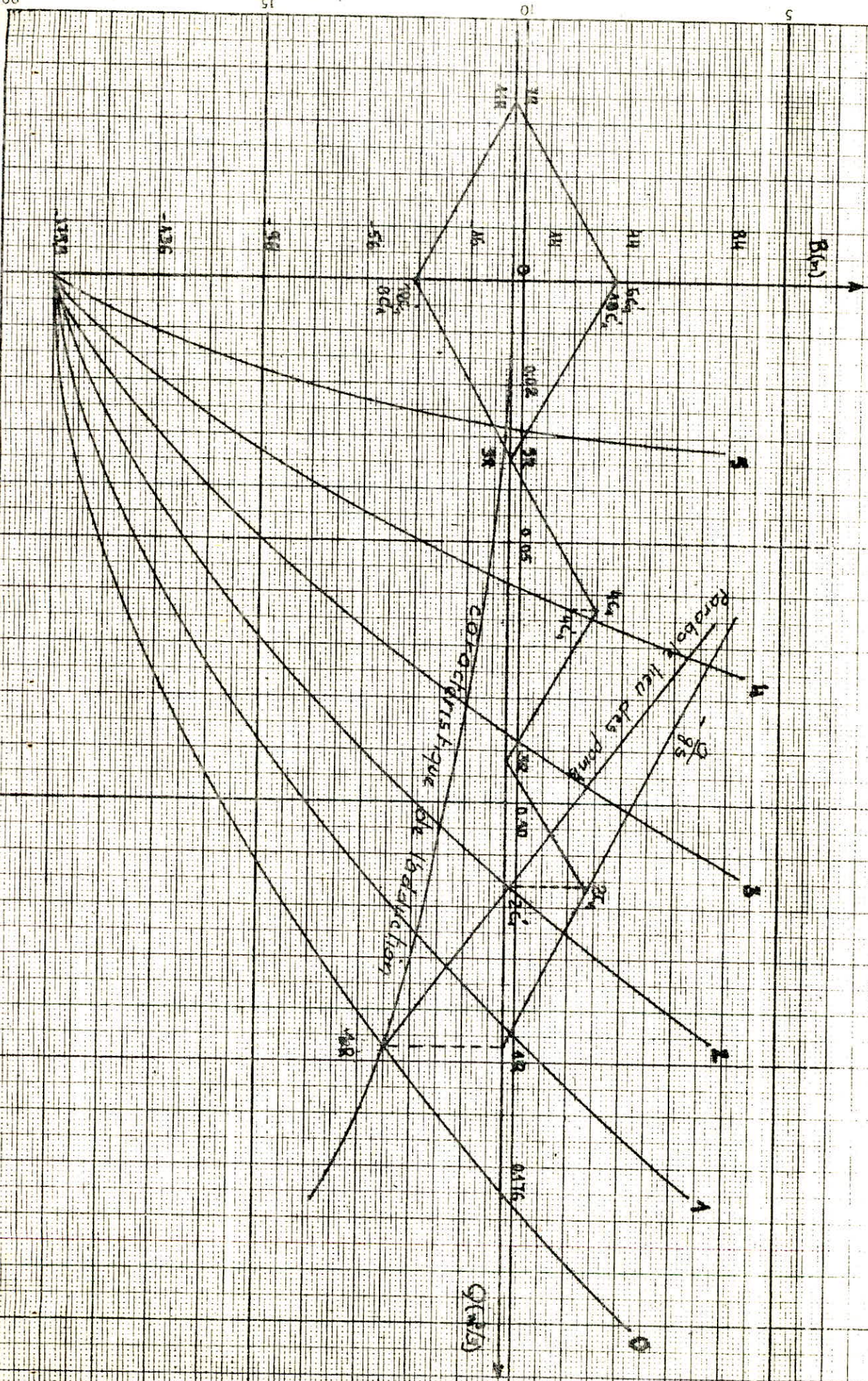
$$Q_4 = 0,059 \text{ m}^3/\text{s} , Q_3 = 0,088 \text{ m}^3/\text{s} , Q_2 = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 0,147 \text{ m}^3/\text{s} , Q_0 = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}.$$

et seront tg en H<sub>o</sub> = -175,9 m (on suppose m constant quelque soit t).



COUP DE BELIER  
 Adduction gravitaire RMC-C<sub>1</sub>  
 en tenant compte des pertes de charge





en effet  $Q_0 = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pour diminuer la valeur du coup de bélier en raison de la dissipation d'énergie engendrée par le frottement de l'eau le long des parois, la prise en compte des pertes de charge seront considérées.

$$\Delta H = r Q^2 \quad \text{d'où} \quad r = \frac{\Delta H}{Q^2} = \frac{74,03}{0,176^2} = 2390 \text{ m}^2/\text{s}$$

La variation des P.d.c. sont représentées par une parabole caractéristique de l'adduction.

Tracé graphique du coup de bélier, selon la méthode de BERGERON nous donne une surpression maximale de 4 bars. La pression en C<sub>1</sub> dans la conduite est donc  $175,9 + 40 = 215,9$  mètres d'eau ou environ 22 bars. la dépression maximale est de 4 bars.

#### RESERVOIR DE MISE EN CHARGE:

Le réservoir de mise en charge n'est autre qu'un réservoir de passage, sa capacité est basée sur la nécessité de maintenir toujours pleine la conduite gravitaire, quoi qu'il arrive et elle est déterminée d'après:

Le temps de fermeture de la vanne, qui sera déterminée en vue de limiter les effets du coup de bélier,

( $T = 235 \text{ s}$ ), plus un temps de déplacement d'un agent par voiture de la station de pompage jusqu'au point C<sub>1</sub> (en cas d'accident d'exploitation), ( $t = 3h$ ) = 10800 s.

Nous sommes conduit à projeter un RMC à raison des facteurs suivants:

- présence du relief à proximité de la station facilite l'établissement de celui-ci.

- Adduction présentant une grande longueur, établir un refoulement court sous une hauteur d'élévation telle que la côte de RMC permettra d'écouler le débit vers les trois réservoirs stockage.

- Facteur économique.

#### CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR RMC:

En fonctionnement normal, le niveau de l'eau dans RMC est fixe tant que le débit d'apport  $Q_a$  de refoulement 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 RMC va se vider, mais le robinet en C<sub>1</sub> va entrer en fonctionnement.

Au bout du temps  $t$  à partir de l'arrêt (ou au bout du temps de l'apparition de l'accident), le débit qui s'écoulera du RMC sera de:

$$q = 0,176 - \frac{0,176 t}{(235 + 10800)}$$

Le volume de secours compris entre le niveau trop bas et le radier du réservoir peut être calculé comme suit:

$$dV_s = \left( 0,176 - \frac{0,176 t}{11035} \right) dt$$

en intégrant de 0 à 11035 secondes: on aura:

$$V_s = \frac{0,176 \cdot 11.035}{2} = 971 \text{ m}^3$$

Le calcul du volume tampon  $V_t$  est déterminé en prenant un démarrage par heure. Si on désigne par  $t_f$  le temps de fonctionnement et  $T$  le temps entre l'arrêt et la marche celui-ci sera déterminé d'après les équations suivantes:

$$\begin{aligned} (V_t &= (Q_a - Q_d) t_f \\ (Q_a t_f &= Q_d \cdot T. \end{aligned}$$

d'où

77

$$V_t = (Q_a - Q_d) \times \frac{Q_d}{Q_a} \times T$$

Le volume tampon est max si la dérivée est nulle.

$$V'_t = \frac{dV_t}{dQ_d} = T - \frac{2 \cdot Q_d \cdot T}{Q_a} = 0$$

L'intervalle de temps entre l'arrêt et la marche est évidemment différent de zéro donc on aura :

$$1 - \frac{2 Q_d}{Q_a} = 0 \Rightarrow Q_d = \frac{Q_a}{2}$$

Le volume tampon est de :

$$V_t = \frac{1}{2} \times Q_a \times \frac{1}{2} T = \frac{Q_a \cdot T}{4} = \frac{0,176 \times 3600}{4} = 159 \text{ m}^3$$

T = le temps entre l'arrêt et mise en marche du groupe. (3600 s)

Pour plus de sécurité on prendra un deuxième volume de secours d'épaisseur de 50 cm du volume V.

$$V = V_t + V_s = 971 + 159 = 1130 \text{ m}^3$$

La section du deuxième volume de secours sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{1130}{4} = 283 \text{ m}^2$$

h = hauteur du réservoir = 4m

Le volume pour une épaisseur de 50 cm est bien :

$$V_{s2} = 283 \times 0,5 = 142 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de mise en charge est de :

$$\begin{aligned} \text{VRMC} &= V_t + V_s + V_{s2} \\ &= 159 + 971 + 142 = 1272 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Pour faciliter l'étude au génie-civil on prend VRMC = 1500 m<sup>3</sup>

d'où le diamètre est donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{1500}{3,14}} = 22 \text{ m}$$

Les coordonnées de RMC sont : X = 559 481,13 Y = 244 748,65 mNGA

T.P = 809 mNGA.



18  
 // CHAPITRE 7  
 (DISTRIBUTION)

1.- DEMOGRAPHIE:

La population actuelle de SIDI-HADJERES s'élève (recensement 77) à 1940 habitants, compte tenu d'une augmentation future qui interviendra obligatoirement nous avons accepté un taux d'accroissement annuel moyen de 3% augmenté d'un accroissement migratoire de 0,1% soit au total 3,1%.

L'accroissement de la population sera calculée par la formule suivante:

$$P_f = P_a (1 + \eta + t)^n$$

$P_a$  = population actuelle (1977)

$P_f$  = population future pour l'horizon considéré (2000)

$\eta$  = taux d'accroissement migratoire (%)

$t$  = taux d'accroissement (%)

$n$  = nombre d'années séparant l'horizon considéré et la date du dernier recensement.

Connaissant la population du dernier recensement (1977), calcul de la population actuelle (82) et future pour l'horizon (2000).

$$P_{82} = P_{77} (1 + \eta + t)^5$$

$$P_{2000} = P_{82} (1 + \eta + t)^{18}$$

APPLICATION NUMERIQUE:

$$P_{82} = 1940 \left(1 + \frac{3+0,1}{100}\right)^5 = 2260 \text{ hab.}$$

$$P_{90} = 2260 \left(1 + \frac{3,1}{100}\right)^8 = 2885 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 2260 \left(1 + \frac{3,1}{100}\right)^{18} = 3915 \text{ hab.}$$

2.- EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE SIDI-HADJERES:

Les évaluations en eau sont évaluées selon les divers besoins, qu'il faut satisfaire, à la base des normes collectées auprès de la D.H.W. de M'SILA.

USAGE DOMESTIQUE:

$$Q \text{ moyen journalier} = \frac{q_h \cdot N}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

d'où

$$q_h = \text{norme de consommation. } 1/\text{j} / \text{hab.}$$

$N$  = nombre d'habitants actuels.

$$Q_{mj} = \frac{2260 \times 150}{1000} = 339 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le coefficient  $K_j$  max est établi en fonction du changement de consommation par saison, par année, par jour.

$$q_{\text{max}j} = K_j \text{ max} \times q_{mj}$$

$$K_j \text{ max} = 1,1 + 1,3$$

$$q_{\text{max}j} = 1,3 \times 339 = 440,7 \text{ m}^3/\text{j}$$

calcul du débit futur.

$$q_{mj} = \frac{3915 \times 150}{1000} = 587,25 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q_{\text{max}j} = 587,25 \times 1,3 = 763,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

E C O L E :

La ville de SIDI-HADJERES comprend une école de 4 classes et un quartier.  
Sur la base de 35 élèves par classes le nombre total s'élève à 140 élèves.  
On attribue 50 l/ élève/j

a) BESOINS ACTUELS:

$$140 \times 50 = 7000 \text{ l/j} = 7 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Les besoins futurs seront pris aux mêmes titre que les besoins actuels.

CENTRE ADMINISTRATIF:

On leur attribue 1000 l/j.

M O S Q U E E :

On estime qu'il ya 15% de la population qui sont fidèles dont 10% seulement fréquentent les mosquées.

Les besoins actuels s'élèvent: (avec 20 l/j/fidèle).

$$\frac{2260 \times 10 \times 20}{100} = 4520 \text{ l/j} = 4,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Les besoins futurs seront de:

$$\frac{3915 \times 10 \times 20}{100} = 7830 \text{ l/j} = 7,83 \text{ m}^3/\text{j}.$$

SIDI-AISSA - AIN-EL-HADJEL:

Les besoins de la population de ces deux villes sont estimées respectivement à 6050 m<sup>3</sup>/j et à 4903 m<sup>3</sup>/j pour une dotation de 150 l/j /hab. pour l'horizon 2000 (données recueillies de la DHW de M'SILA par courrier).

Pour cela on majore ces besoins à 30%

Besoins majorés de la ville.

$$\frac{6050 \times 30}{100} + 6050 = 7865 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin majorés de la ville de AIN-EL-HADJEL.

$$\frac{4903 \times 30}{100} + 4903 = 6374 \text{ m}^3/\text{j}$$

5.- TABLEAU RECAPITULATIF N° 1 DES BESOINS JOURNALIERS DE LA VILLE SIDI-HADJERE

CATEGORIE	ACTUELS	FUTURS	PARAMETRE	CONSOMMATION EN l/j.	
	1982	2000	l/j	Actuelle	Future.
POPULATION	2260	3915	150	339.000	587.250
ECOLE	140	140	50 l/el/j	7.000	7.000
CENTRE ADMINISTRATIF	1	1	1000	1.000	1.000
MOSQUEE	226	392	20l/f/j	4.520	7.830
ARTISANAT			-	67.800	
T O T A L =				419.320 l/j	671.080 l/j
				419 m <sup>3</sup> /j	671



#### 4.- RESEAU DE DISTRIBUTION:

Lors de l'étude de la distribution du village de SIDI-HADJERIS on a constaté l'absence:

-du plan d'aménagement et celui de l'ancien réseau, mais d'après les informations recueillies auprès des responsables de la SONAGHTER nous en avons pu établir la forme du réseau de distribution. (En tenant compte de la configuration du terrain).

-Ce réseau sera alimenté par le réservoir à projeté de  $600 \text{ m}^3$  (TP: 520 m).

#### DEBIT DE SOUTIRAGE:

-Le débit soutiré a été déterminé suivant la répartition des débits et des divers services publics ont été uniformément répartis sur la longueur du réseau considéré.

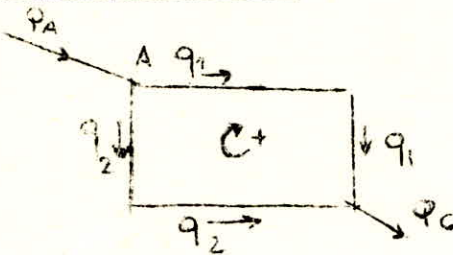
#### 4.1 - CALCUL DU RESEAU:

-La calcul du réseau maillé est conduit par approximation successive selon la méthode H. cross qui repose sur deux lois.

-La somme des débits rentrant est égale à la somme des débits sortant.

-Le long d'un parcours orienté et fermé la somme des pertes de charge est nulle.

#### étude d'une maille:



En vertu de la 1ere loi.

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C.$$

En vertu de la 2eme loi:

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

Etant donné que cette égalité n'est pas vérifiée du premier calcul, il est nécessaire de modifier la répartition initiale supposée. Admettons que  $q_1$  et  $q_2$  soient erronés de la quantité  $\Delta q_1$ ,  $q_1$  ayant été pris trop faible et  $q_2$  trop grand.

on peut écrire d'après Darcy:

$$\Delta H_1 = R_1 \cdot q_1^2 \quad \Rightarrow \quad R_1 = \frac{\Delta H_1}{q_1^2}$$

$$\Delta H_2 = R_2 \cdot q_2^2 \quad \Rightarrow \quad R_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2^2}$$

$$\text{D'après la 1ere loi: } R_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 (q_2 - \Delta q_1) = 0$$

En développant et en négligeant les termes en  $\Delta q_1^2$ , il vient:

$$\Delta q_1 = \frac{-R_2 q_2^2 + R_2 q_2}{2 (R_1 q_1 + R_2 q_2)}$$

$$\Delta q_1 = - \frac{\Delta H_1 + \Delta H_2}{2 \left( \frac{\Delta H_1}{q_1} + \frac{\Delta H_2}{q_2} \right)} = - \frac{\Delta H_1 - \frac{1}{2} \Delta H_2}{2 \left( \frac{\Delta H_1}{q_1} + \frac{\Delta H_2}{q_2} \right)}$$

Si on raisonne par rapport à un contour fermé quelconque et en désignant par  $Q_1$  la perte de charge totale dans le circuit fermé de la maille et par  $r$  la somme des termes  $r, Q_1, V_2, Q_2, \dots$  etc on a:

$$\Delta Q_1 = - \frac{-2 \sum r Q_1^2}{2 \sum r Q_1}$$

Pour la 1ere approximation les nouveaux débits deviennent:

$$Q_1 + \Delta Q_1 = Q_1 - \Delta Q_1$$

En respectant le sens choisi dans la maille:

$$Q_1 + \Delta Q_1 \text{ et}$$

$$- (Q_2 - \Delta Q_2) \text{ ou } - Q_2 + \Delta Q_2$$

Les corrections ( $\Delta Q$ ) qui seront apportées à la valeur estimée par estimation des débits sont divisés en deux.

-Celles propres à la maille adjacente, en ce qui concerne les débits communs à deux mailles avec le signe contraire à celui de  $\Delta Q$  calculée pour la maille adjacente.

-Celle propres à la maille considérée, avec le signe  $\Delta Q$  de la dite maille.

-Pour un écoulement en régime de transition seule la formule de Colebrook est applicable.

Dans notre cas, on a supposé l'écoulement en régime turbulent rugueux, cela la formule de Nikuradse à été prise en considération.

$$\Delta H_T = \frac{+f L_e}{2g D} \cdot V^2 = \frac{f \cdot L_e}{D^5} \frac{Q^2}{\pi^2} \cdot \frac{16}{2g \pi^2} \text{ on pose } r = \frac{16 \cdot f \cdot L_e}{2g \pi^2 \cdot D^5} \text{ on arrive}$$

$$\Delta H_T = r Q^2$$

$$f = (1,14 - 0,86 \text{ en } \frac{\epsilon}{D})^{-2} \text{ et } L_e = 1,15 \cdot LG$$

LG = Longueur géométrique.

L<sub>e</sub>) longueur équivalente.

$$\Delta H_T = r Q^2 = \Delta H_s + \Delta H_e = 0,15 \Delta H_L^2 + \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L^2$$

$\Delta H_T$  = perte de charge totale.

$\Delta H_s$  = " " " singulière.

$\Delta H_e$  = " " " linéaire.

CALCUL DE LA PRESSION:

La pression de service en un noeud est déterminé à partir de la cote géométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charges occasionnées par le cours du tronçon entre les dits noeuds et la cote du noeud considéré.

CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION: (R3 - POINT 1)

Le calcul sera fait par 2 méthodes:

a)classique.

b)fluidodynamique.

a)Pour un débit de 37 l/s, et une vitesse raisonnable de 1,2 m/s. on a:

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 37 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1,2}} = 198 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé de 200 mm.

$$\text{Donc } V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \cdot 0,037}{\pi \cdot 0,2^2} = 1,18 \text{ m/s}$$

...../.....



$$L = 145 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = J \cdot L_e = \frac{f_r \cdot L_e}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{0,03844 \cdot (1,18)^2}{0,2 \cdot 19,6} \cdot 1,15 \cdot 145$$

$$\Delta H_T = 2,28 \text{ m.}$$

$$\Delta H_T = \Delta H \text{ linéaire} + \Delta H \text{ singul. ,}$$

LONGUEUR FLUIDRYNAMIQUE:

$$\begin{aligned} Re &= \frac{V \cdot D}{\nu} = 1,18 \cdot 0,2 \cdot 10^6 = 0,24 \cdot 10^6 \\ \frac{\epsilon}{D} &= \frac{2}{200} = 0,01 \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \right\} \Rightarrow \text{régime turbulent rugueux} \\ \left. \begin{array}{l} \right\} \text{(Moody)} \end{array} \right.$$

Calcul des pertes de charge.

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,200}{1,539} = 0,13 \quad \left. \begin{array}{l} \right\} \text{abaque (8a)} \\ \left. \begin{array}{l} \right\} \end{array} \right.$$

$$\epsilon = 2 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \right\} \frac{Q}{VJ} = 0,32 \Rightarrow J_2 = J = \frac{(0,077)^2}{19,6} \\ \left. \begin{array}{l} \right\} J = J_2 = 0,01337. \end{array} \right.$$

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot L \cdot J = 1,15 \cdot 145 \cdot 0,01337 = 2,23 \text{ m}$$

Donc, on trouve les mêmes pertes de charges par les 2 méthodes précédemment.

La pression au point A sera de:

La cote piézométrique est de: 515,72 m.

La cote du T.N. est de: 500 m. N (A)

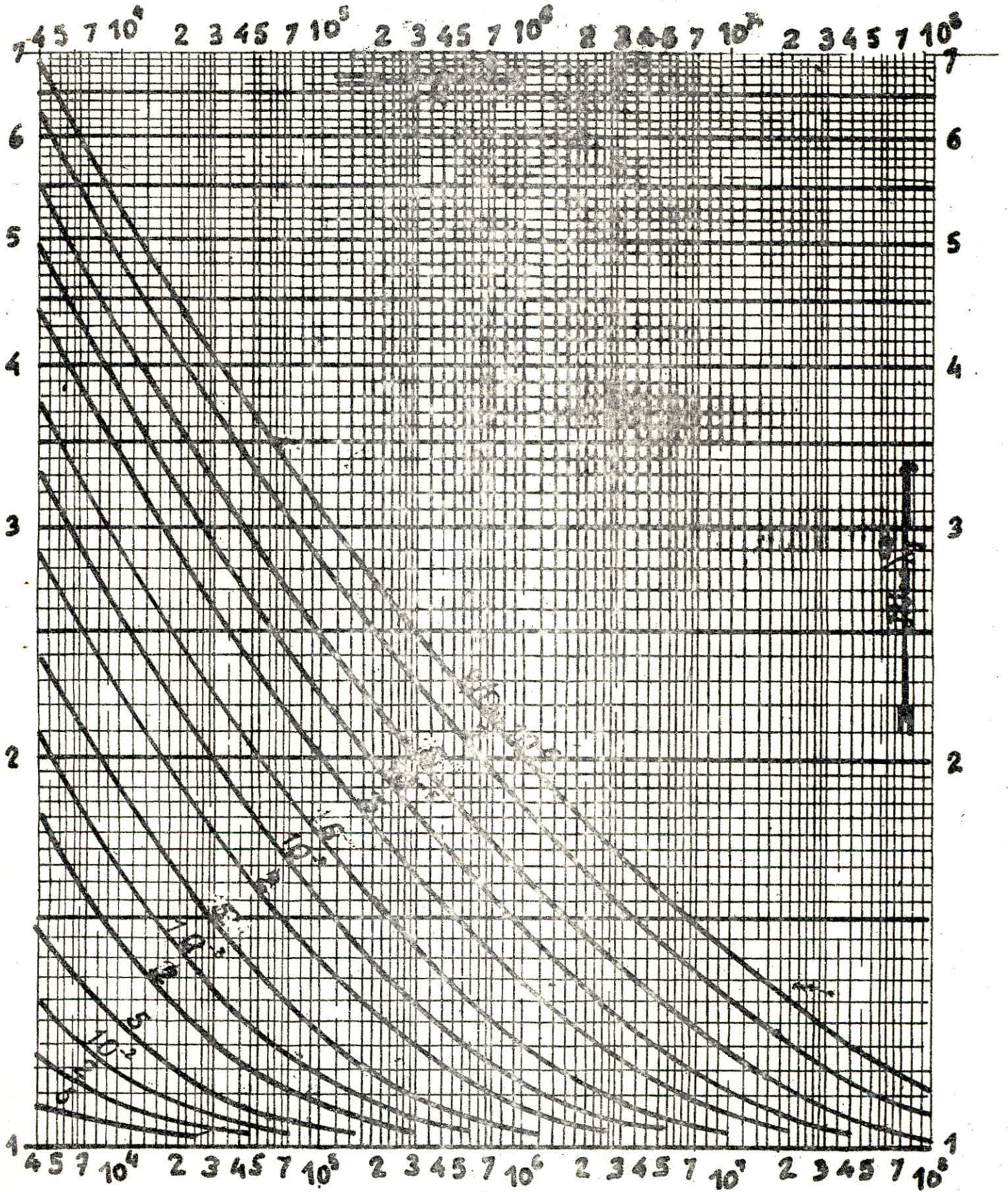
Donc la pression au point de jonction (A) avec le réservoir est: 515,72 - 500 m = 15,72 m -

On prévoit des bouches d'incendie qui seront installées:

- Soit sous trottoir, en d'autres endroits soumis à de faibles charges
- Soit en bordure de trottoirs.

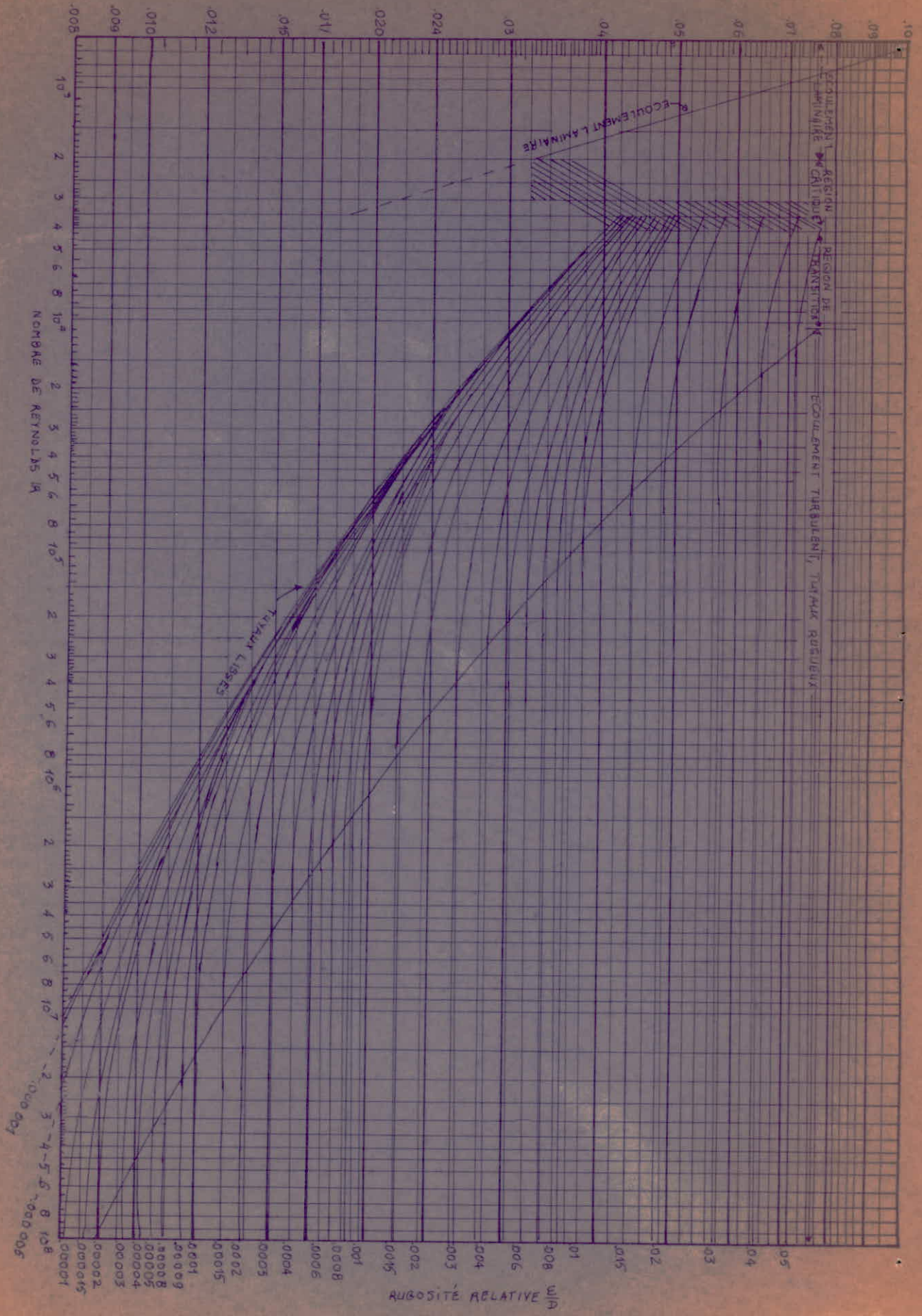


Determination du gradient de la perte de charge en regime de transition





COEFFICIENT DE RÉSISTANCE  $\lambda$

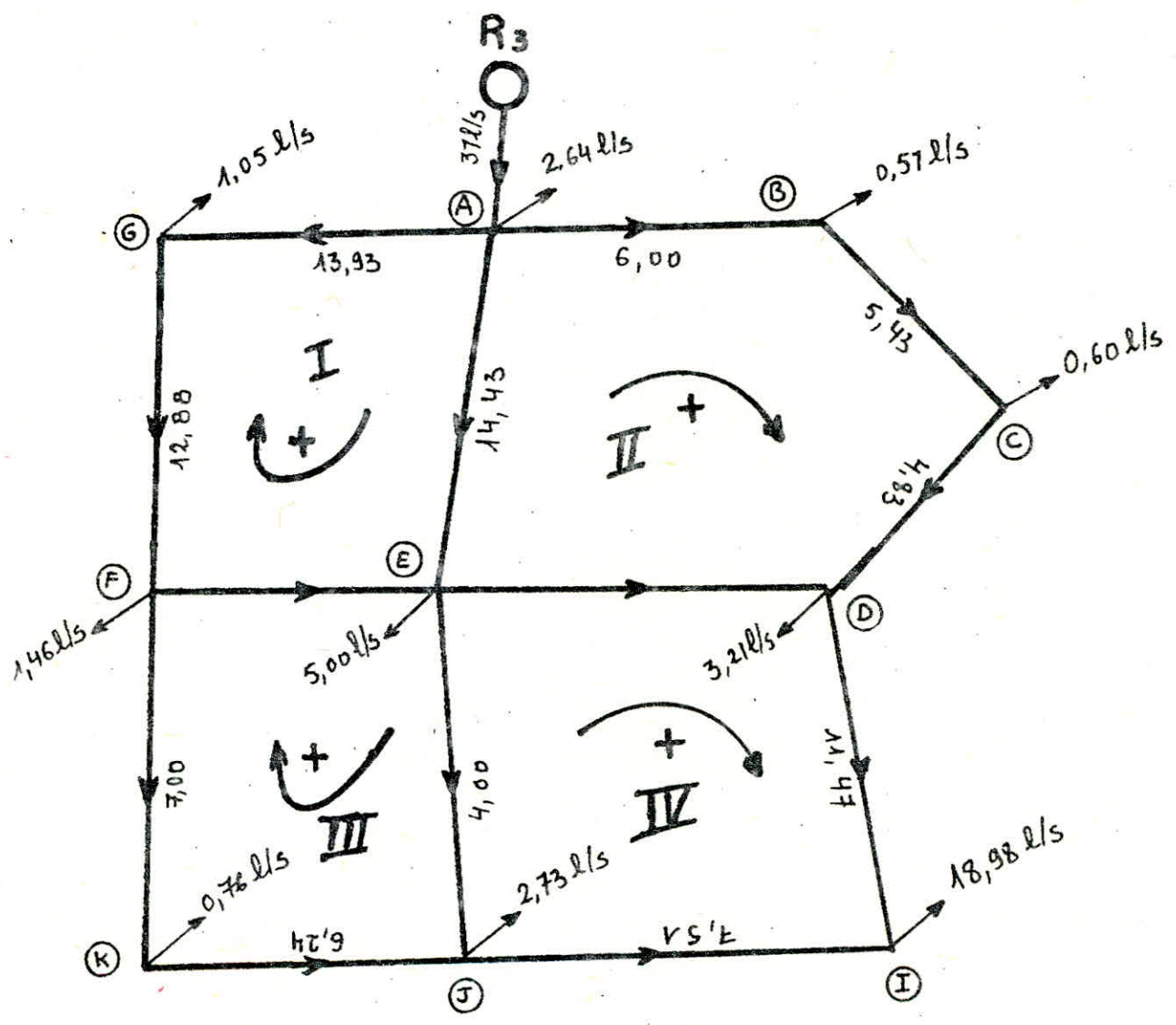








86  
 Repartition des debits et sens d'écoulement  
 supposés



Legende:

$\rightarrow$  6,0 Debit de transit (l/s)

$\swarrow$  1,05 Debit de soutrage (l/s).

N° Maille	N° maille adjacente	caractéristique de la Conduite			Q <sub>0</sub> (l/s)	1 <sup>ère</sup> approximation		1 <sup>ère</sup> Correction			Q <sub>n</sub> (l/s)
		Tronçon	D (mm)	Le (m)		$rQ_0^2$	$2rQ_0$	CMP	CMA	Total	
I		AG	150	208	-13,93	-2,58	371,07	+1,16		+0,16	-12,77
		GF	150	460	-12,88	-3,53	548,00	+1,16		+0,16	-11,72
	III	FE	125	300	-4,42	-0,91	412,81	+1,16	-0,62	+0,54	-3,88
	II	EA	150	489	+14,43	+4,71	652,66	+1,16	-0,03	+1,13	+15,56
					$\Sigma = -2,31$	$\Sigma 1984,74$	$\Delta Q_0 = +1,16$				
II		AB	125	403	+6,00	+1,78	594,29	+0,03		+0,03	+6,03
		BC	125	345	+5,43	+1,25	460,43	+0,03		+0,03	+5,46
		CD	100	368	+4,03	+3,50	1449,19	+0,03		+0,03	+4,06
	IV	DE	150	426	-9,85	-1,91	388,11	+0,03	-0,44	-0,41	-10,26
	I	EA	150	489	-14,43	-4,71	652,66	+0,03	-1,16	-1,13	-15,56
					$\Sigma = -0,09$	$\Sigma 3544,69$	$\Delta Q_0 = +0,03$				
III	I	EF	125	380	+4,42	+0,91	412,81	+0,62	-1,16	-0,54	3,88
		FK	125	575	-7,00	-3,46	989,25	+0,62		+0,62	-6,38
		KJ	125	362	-6,24	-1,73	555,18	+0,62		+0,62	-5,62
	IV	JE	100	357	+4,00	+4,00	1164,28	+0,62	-0,44	+0,18	+4,18
					$\Sigma = -1,95$	$\Sigma 3121,92$	$\Delta Q_0 = +0,62$				
IV	II	ED	150	426	+9,85	+1,91	388,11	-0,44	-0,03	+0,41	+10,26
		DI	150	374	+11,47	+2,28	396,77	+0,44		+0,44	+11,91
		IJ	125	443	-7,51	-3,07	817,63	+0,44		+0,44	-7,07
	III	JE	100	357	-4,00	-2,33	1164,28	+0,44	-0,62	-0,18	-4,18
					$\Sigma = -1,21$	$\Sigma 2766,84$	$\Delta Q_0 = +0,44$				



	2 <sup>e</sup> Approximation		2 <sup>e</sup> Correction			Q <sub>2</sub> (1/s)	3 <sup>e</sup> Approximation		3 <sup>e</sup> Correction		
	rQ <sub>1</sub> <sup>2</sup>	2rQ <sub>1</sub>	CMP	CMA	Total		rQ <sub>2</sub> <sup>2</sup>	2rQ <sub>2</sub>	CMP	CMA	Total
I	-2,17	340,17	+0,16		+0,16	-12,61	-2,12	335,91	+0,17		+0,17
	-2,92	498,65	+0,16		+0,16	-11,56	-2,84	491,84	+0,17		+0,17
	-0,70	362,37	+0,16	-0,35	-0,19	-4,07	-0,77	380,12	+0,17	-0,13	+0,04
	+5,48	703,77	+0,16	-0,26	-0,10	+15,46	+5,41	699,24	+0,17	-0,05	+0,12
	Σ -0,31	Σ 1904,96	ΔQ <sub>1</sub> = +0,16			Σ -0,32	Σ 1907,11	ΔQ <sub>2</sub> = +0,17			
II	+1,80	597,26	+0,26		+0,26	+6,29	+1,96	623,01	+0,05		+0,05
	+1,26	462,97	+0,26		+0,26	+5,72	+1,39	485,02	+0,05		+0,05
	+3,54	1458,19	+0,26		+0,26	+5,12	+3,93	536,20	+0,05		+0,05
	-2,07	404,26	+0,26	-0,26	+0,00	-10,26	-2,07	404,27	+0,05	-0,19	-0,14
	-5,47	703,76	+0,26	-0,16	+0,10	-15,46	-5,40	699,24	+0,05	-0,17	-0,12
	Σ -0,94	Σ 3626,44	ΔQ <sub>1</sub> = +0,26			Σ -0,19	Σ 3727,74	ΔQ <sub>2</sub> = +0,05			
III	+0,70	362,37	+0,35	-0,16	+0,19	+4,07	+0,77	380,12	+0,13	-0,17	-0,04
	-2,88	901,63	+0,35		+0,35	-6,03	-2,57	852,17	+0,13		+0,13
	-1,40	500,02	+0,35		+0,35	-5,27	-1,24	468,88	+0,13		+0,13
	+2,54	1216,68	+0,35	-0,26	+0,09	+4,27	+2,65	1242,87	+0,13	-0,19	-0,06
	Σ -1,04	Σ 2980,7	ΔQ <sub>1</sub> = +0,35			Σ -0,39	Σ 2944,04	ΔQ <sub>2</sub> = +0,13			
IV	+2,07	404,26	+0,26	-0,26	0,00	+10,26	-2,07	404,27	+0,19	-0,05	+0,14
	+2,45	412,00	+0,26		+0,26	+12,17	-2,56	420,99	+0,19		+0,19
	-2,72	769,78	+0,26		+0,26	-6,81	-2,52	741,47	+0,19		+0,19
	-2,54	1216,68	+0,26	-0,35	-0,09	-4,27	-2,65	1242,87	+0,19	-0,13	+0,06
	Σ -0,74	Σ 2802,72	ΔQ <sub>1</sub> = +0,26			Σ -0,54	Σ 2809,6	ΔQ <sub>2</sub> = +0,19			



	4 <sup>e</sup> Approximation			4 <sup>e</sup> Correction			5 <sup>e</sup> Approximat			5 <sup>e</sup> Correction		
	Q <sub>3</sub> (l/s)	v <sub>Q<sub>3</sub></sub> <sup>2</sup>	Σ Q <sub>3</sub>	CMP	CMA	Total	Q <sub>4</sub> (l/s)	v <sub>Q<sub>4</sub></sub> <sup>2</sup>	Σ Q <sub>4</sub>	CMP	CMA	Total
I	-12,44	-2,06	331,38	+0,05		+0,05	-12,39	-2,04	330,04	+0,04		0,04
	-11,39	-2,76	484,61	+0,05		+0,05	-11,34	-2,73	482,48	+0,04		0,04
	-4,03	-0,76	376,38	+0,05	-0,10	-0,05	-4,08	-0,78	381,05	+0,04	-0,04	0,00
	+15,58	+5,49	704,67	+0,05	-0,06	-0,01	15,57	+5,48	704,22	+0,04	-0,01	+0,03
	Σ -0,09			Σ 1897,04 ΔQ <sub>3</sub> = +0,05			Σ -0,07			Σ 1897,79 ΔQ <sub>4</sub> = +0,04		
II	+6,34	+1,99	627,97	+0,06		+0,06	6,40	2,03	633,90	+0,01		
	+5,77	+1,41	489,26	+0,06		+0,06	5,83	1,44	494,34	+0,41		
	+5,17	+4,01	1551,21	+0,06		+0,06	5,23	4,10	1560,21	+0,01		
	+0,40	-2,13	409,78	+0,06	-0,07	-0,01	-10,41	-2,13	410,18	+0,01	-0,05	-0,02
	-15,58	-5,49	248,31	+0,06	-0,05	+0,01	-15,57	-5,48	704,92	+0,01	-0,04	-0,03
	Σ -0,21			Σ 3326,53 ΔQ <sub>3</sub> = +0,06			Σ -0,04			Σ 3382,55 ΔQ <sub>4</sub> = +0,01		
III	+4,03	+0,76	376,38	+0,10	-0,05	+0,05	4,08	0,78	381,05	+0,04	-0,04	0,00
	-5,90	-2,46	833,80	+0,10		+0,10	-5,80	-2,38	819,07	+0,04		0,04
	-5,14	-1,18	457,31	+0,10		+0,10	-5,04	-1,13	448,42	+0,04		0,04
	+4,21	+2,58	1225,41	+0,10	-0,07	+0,03	4,24	2,62	1234,14	+0,04	-0,05	-0,01
	Σ -0,30			Σ 2892,9 ΔQ <sub>3</sub> = +0,10			Σ -0,11			Σ 2883,28 ΔQ <sub>4</sub> = +0,04		
IV	+10,40	+2,13	409,78	+0,07	-0,06	+0,01	10,41	2,13	410,18	+0,05	-0,04	+0,04
	+12,36	+2,64	427,56	+0,07		0,07	12,43	2,67	429,98	+0,05		0,05
	-6,62	-2,38	720,78	+0,07		+0,07	-6,55	-2,33	713,16	+0,05		0,05
	-4,21	-2,58	1225,41	+0,07	-0,10	-0,03	-4,24	-2,62	1234,14	+0,05		+0,01
	Σ -0,19			Σ 2783,53 ΔQ <sub>3</sub> = +0,07			Σ -0,15			Σ 2787,46 ΔQ <sub>4</sub> = +0,05		



	Q <sub>s</sub>	6 <sup>e</sup> Approximation		Vitesse (m/s)	Altitude au Sol (m)	Côte Nivelométrique (m)		Pression au Sol (m)
		(l/s)	$V \cdot Q_s^2$			$2VQ_s$	Amont	
I	-12,35	-2,03	328,98	0,70	498 <sup>G</sup>	515,72 <sup>A</sup>	513,69 <sup>G</sup>	15,09 <sup>G</sup>
	-11,30	-2,72	480,78	0,64	494 <sup>F</sup>	513,69 <sup>B</sup>	510,97 <sup>F</sup>	16,97 <sup>F</sup>
	-4,08	-0,78	381,05	0,33	492 <sup>E</sup>	510,97 <sup>F</sup>	510,19 <sup>E</sup>	18,19 <sup>E</sup>
	15,60	5,50	705,57	0,88	492 <sup>E</sup>	515,72 <sup>A</sup>	510,22 <sup>E</sup>	18,22
$\Sigma -0,03$ $\Sigma 1896,38$ $\Delta a = +0,02$								
II	6,41	2,03	634,90	0,52	493	515,72 <sup>A</sup>	513,69 <sup>B</sup>	20,69 <sup>B</sup>
	5,84	1,45	495,19	0,48	491	513,69 <sup>B</sup>	512,24 <sup>C</sup>	21,24 <sup>C</sup>
	5,24	4,12	1572,20	0,67	490	512,24 <sup>C</sup>	508,12 <sup>D</sup>	18,12 <sup>D</sup>
	-10,45	-2,15	411,75	0,59	490	510,19 <sup>E</sup>	508,04 <sup>D</sup>	18,04 <sup>D</sup>
	-15,60	-5,50	705,57	0,88	492	515,72 <sup>A</sup>	510,22 <sup>E</sup>	18,22 <sup>E</sup>
$\Sigma -0,05$ $\Sigma 3819,61$ $\Delta a = +0,01$								
III	4,08	0,78	381,05	0,33	492	510,97	510,19	18,19 <sup>J</sup>
	-5,76	-2,3	814,01	0,47	489	510,97	508,63	19,63 <sup>K</sup>
	-5,00	-1,11	444,86	0,41	488	508,63	507,52	19,52 <sup>J</sup>
	4,23	2,60	1231,23	0,54	488	510,19	507,59	19,59 <sup>J</sup>
$\Sigma -0,03$ $\Sigma 2871,15$ $\Delta a = +0,01$								
IV	10,45	+2,15	411,75	0,59	490 <sup>D</sup>	510,19 <sup>E</sup>	508,04 <sup>D</sup>	18,04 <sup>D</sup>
	12,48	+2,69	431,71	0,71	487 <sup>I</sup>	508,04 <sup>D</sup>	505,35 <sup>I</sup>	18,35 <sup>I</sup>
	-6,50	-2,30	707,72	0,53	487 <sup>I</sup>	507,52 <sup>J</sup>	505,22 <sup>I</sup>	18,22 <sup>I</sup>
	-4,23	-2,60	1231,31	0,54	488 <sup>J</sup>	510,19 <sup>E</sup>	507,59 <sup>J</sup>	19,59 <sup>J</sup>
$\Sigma -0,06$ $\Sigma 2782,49$ $\Delta a = +0,02$								

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION:

Vu l'importance de l'adduction présentant une grande longueur nous sommes conduit à l'étudier en détail.

La corrosion des canalisations en acier est caractérisée par :

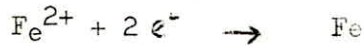
- Par une attaque du métal due à la nature agressive de l'eau.
- Par l'influence des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation d'eau.

1) CORROSION PAR FORMATION DE PILE:

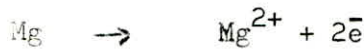
L'attaque de la canalisation en acier enterrée peut se comparer à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte où plongent deux métaux de natures différentes.

Si nous prenons comme métaux le fer et le magnésium nous obtenons :

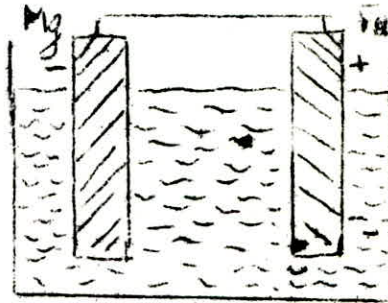
-Le fer se protège et joue le rôle de cathode caractérisée par une réduction du métal.



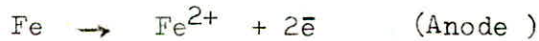
Le Mg se trouve attaqué et joue le rôle d'anode caractérisée par une oxydation du métal.



L'atome de magnésium ionisé se trouvant en solution va se combiner avec d'autres éléments.



Mais, si nous prenons le fer et le cuivre, nous obtenons :



Dans ce cas c'est le fer qui se trouve attaqué et le cuivre protégé.

Ainsi, les éléments métalliques (dans l'ordre du pouvoir qu'ils ont de réduire les ions des autres métaux) sont dressés dans le tableau suivant :

METAUX	ION CONSIDERE	Eo
ARGENT	Ag <sup>+</sup>	+ 0,7994
CUIVRE	Cu <sup>++</sup>	+ 0,3370
HYDROGENE	H <sup>+</sup>	+ 0
FER	Fe <sup>++</sup>	- 0,4400
ZINC	Zn <sup>++</sup>	- 0,76 28
ALUMINIUM	Al <sup>+++</sup>	- 1,66
MAGNESIUM	Mg <sup>++</sup>	- 1,66



$E_0$ : Potentiel normal de l'électrode correspondante du métal plonge dans un solution normale de l'un de ses sels à la  $t^0$   $25^{\circ}C$ , (rapportés à l'électrode de référence à hydrogène.)

D'après le classement du tableau, chaque métal peut réduire les métaux placés après lui, mais la réciproque est impossible.

Nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés, celui qui a le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente, la cathode et est protégé tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve dissout.

Le même phénomène se produit quand deux barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte et placées en deux points de concentrations différentes.

Ce phénomène s'appelle: Pile de concentration.

Les concentrations pratiques ont montré que les terrains argileux, rocheux et humides sont anodiques, tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques.

## 2.- CORROSION SOUS L'INFLUENCE D'UNE INSTALLATION ELECTRIQUE INTERIEURE:

Sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, la corrosion se produit. Ces sources sont généralement situées au voisinage des canalisations, parmi les cas les plus fréquents dans la pratique nous mentionnons le chemin de fer électrique.

L'appréciation du danger de corrosion, comme la définition des mesures de protection à prendre, demandent l'intervention de spécialistes et ne peuvent être entrepris directement par les constructeurs ou les exploitants. Néanmoins nous donnerons quelques indications sur le principe.

### PRINCIPE:

La protection d'un réseau de canalisations en acier est généralement commandée dans tous les cas.

Elle consiste à donner le rôle de cathode à la conduite et à lui imposer un potentiel minimal de  $-0,770$  Volt par rapport à l'électrode de référence à hydrogène.

Pratiquement il faut assurer un potentiel égal (de  $-0,90$  à  $-1,10$ ) pour une sécurité totale qui tient compte des fluctuations de potentiels (due par exemple à des indices climatiques saisonnières ou autres).

## 3.- PRATIQUE DE LA PROTECTION CATHODIQUE:

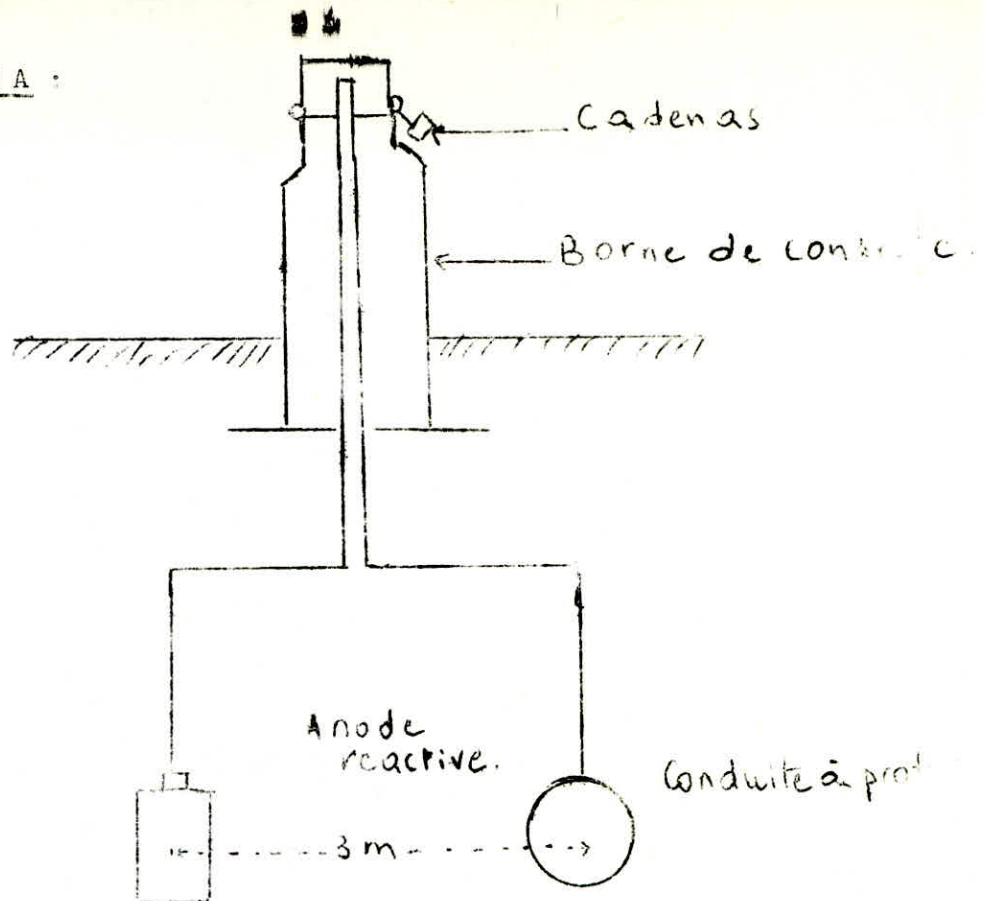
On ne dispose pas de données concernant les caractéristiques du processus, néanmoins, nous présentons donc le mode pratique de deux procédés de réalisation largement utilisés.

### PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE:

Elle consiste à relier la conduite à un métal plus-électro-négatif que le fer formant ainsi une pile dont la cathode est la canalisation, généralement le zinc et le magnésium sont les plus utilisés comme anodes réactives.

...../.....

S C H E M A :



La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de bas... pour faciliter le passage de courant", mais de préférence, il faut choisir les sols susceptibles de retenir les eaux (fossés, rives, des cours d'eau.....), les anodes doivent être posées de 2 à 4 m de la canalisation de manière verticale, la tête au niveau de la génératrice supérieure de la conduite.

Théoriquement la masse nécessaire de l'anode à dissoudre pendant la durée de passage du courant est donnée par la loi de Faraday, la loi de Faraday

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

m = masse dissoute de l'anode (g)

I = intensité du courant (A)

M = Masse atomique du métal (g)

t = temps de passage du courant (s)

V = Valence du métal de l'anode.

F = 1 Faraday (F = 96500 (ou 96485))

La masse dissoute d'une anode en zinc est mo

$$m_0 = \frac{1 \times 3600 \times 65,37}{96500 \times 2} \quad \begin{matrix} M = 65,37 \text{ g } \text{ Zinc} \\ V = + 2 \end{matrix}$$

Par mesure de sécurité et vues les variations irrégulières des caractéristiques du sol, on prend dans la pratique 2g par Ampère-heure.

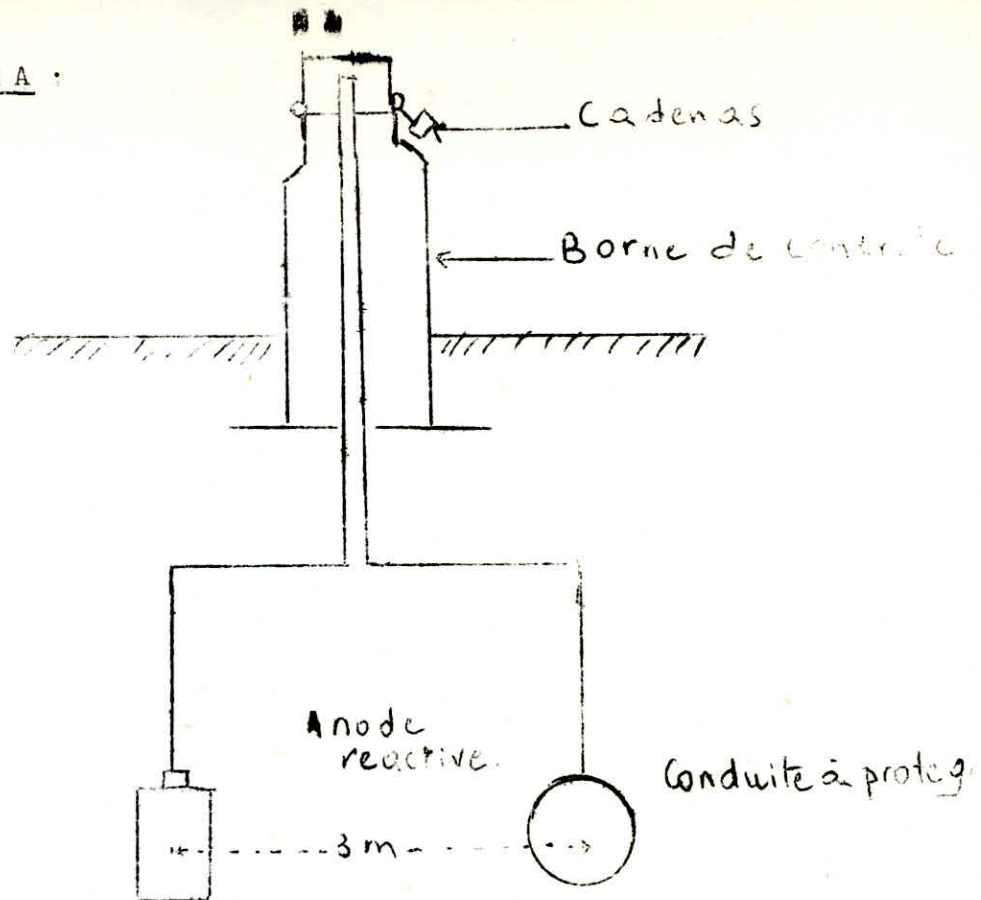
Le nombre d'anodes disponibles pour un réseau s'obtient de la manière suivante:

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

S: Surface de la canalisation à protéger (m<sup>2</sup>)  
i = Densité de courant (mA/m<sup>2</sup>)



S C H E M A :



La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistance pour faciliter le passage de courant, mais de préférence, il faut choisir des sols susceptibles de retenir les eaux (fossés, rives, des cours d'eau.....), les anodes doivent être posées de 2 à 4 m de la canalisation de manière verticale, et la tête au niveau de la génératrice supérieure de la conduite.

Théoriquement la masse nécessaire de l'anode à dissoudre pour assurer le passage du courant est donnée par la loi de Faraday, la loi de Faraday

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

m = masse dissoute de l'anode (g)

I = intensité du courant (A)

M = Masse atomique du métal (g)

t = temps de passage du courant (s)

V = Valence du métal de l'anode.

F = 1 Faraday (F = 96500 (Coulombs))

La masse dissoute d'une anode en zinc est mo

$$m_0 = \frac{1 \times 3600 \times 65,37}{96500 \times 2} \quad \begin{matrix} M = 65,37 \text{ g } \text{ Zinc} \\ V = + 2 \end{matrix}$$

Par mesure de sécurité et vues les variations irrégulières des caractéristiques du sol, on prend dans la pratique 2g par Ampère-heure.

Le nombre d'anodes disponibles pour un réseau s'obtient par la formule suivante:

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

S: Surface de la canalisation à protéger (m<sup>2</sup>)  
i = Densité de courant (mA/m<sup>2</sup>)

...../.....

I : Courant probable de l'anode (A)

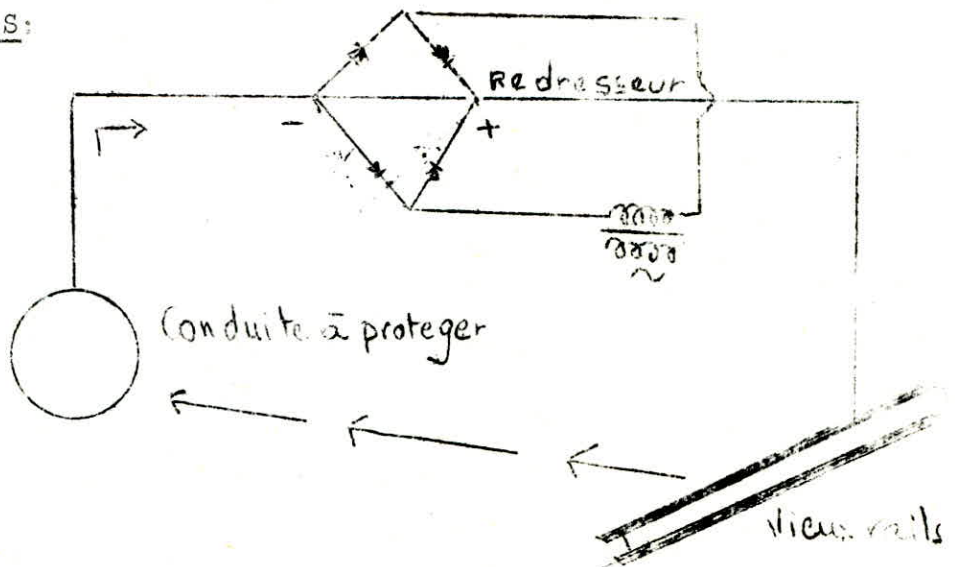
Les valeurs de  $i$  et  $I$  dépendent principalement de la résistivité

PROTECTION CATHODIQUE PAR SOUTIRAGE DU COURANT:

A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé), on relie la conduite à la borne négative de cette source.

La borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée généralement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance grande de la conduite (100 m)

S C H E M A S:



Le courant, en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution des vieux rails. Ce dispositif permet de protéger efficacement des réseaux de toute nature en présence de courants vagabonds. Il conduit, toutefois, à une déperdition non négligeable. En effet, 1 ampère/an détruit 0,8 Kg de fer. On peut alors placer les vieux rails enterrés par des anodes en graphite, en Ferro-silicium ou titane platiné.

C O N C L U S I O N :

Avant la protection cathodique prévue sur un réseau de canalisations souterraines en acier, il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentielles.

- L'état des revêtements intérieurs et extérieurs doit être convenable.
- Stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées doit être convenable.
- Assurer la continuité électrique au niveau de joints et raccords, sauf exception désirée (isolement des branches d'abonnés).



#### 4.- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES PHENOMENES DIVERS:

##### PRESENCE D'AIR:

Par suite des variations de température et de pression, l'air se trouvant dans l'eau se dégage, et aussi il peut y avoir présence d'air au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau. Cette air s'accumule aux points hauts et peut ainsi, soit diminuer le débit en cas d'adduction gravitaire, soit augmenter la consommation d'énergie en cas de refoulement.

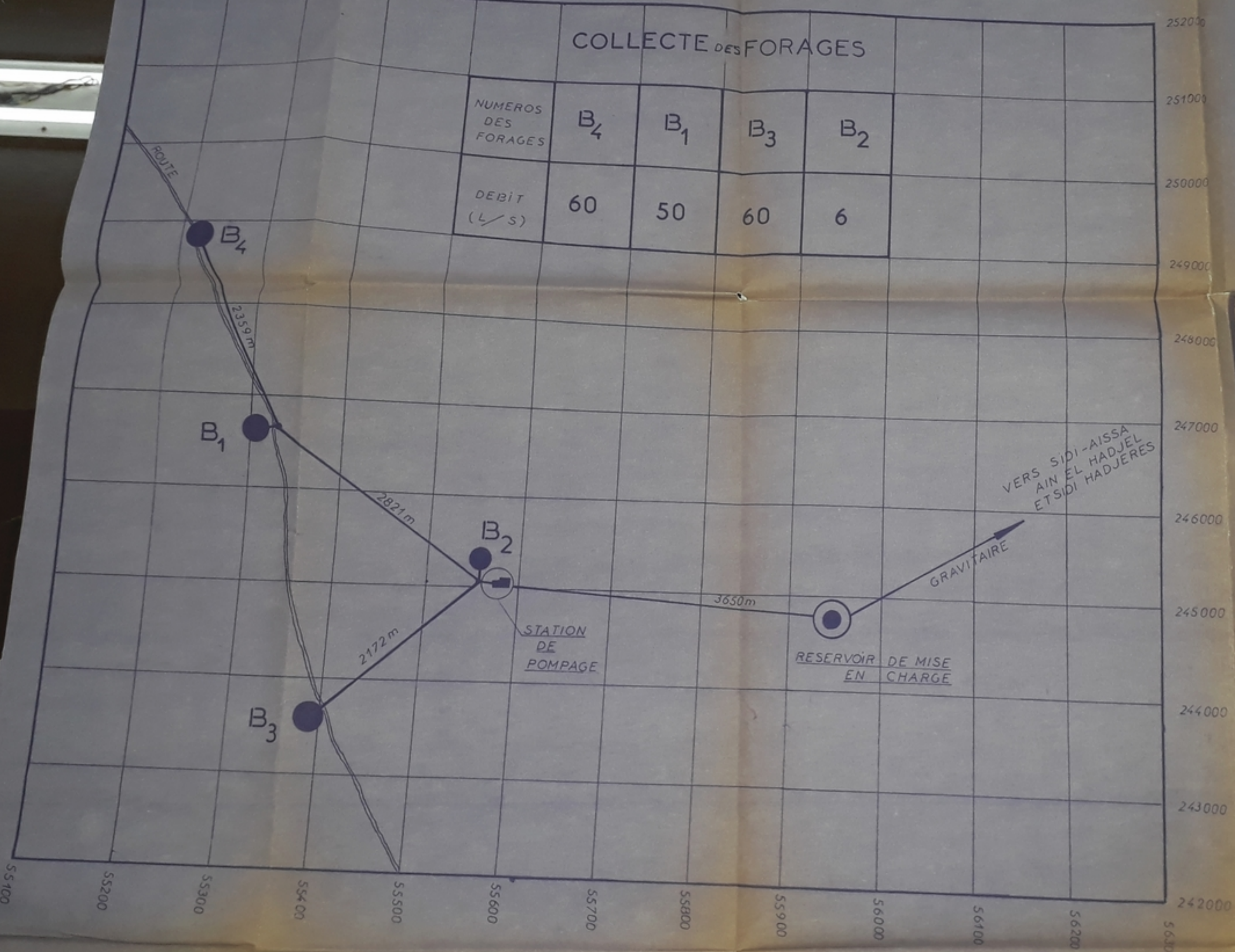
Donc, pour évacuer cette air nocif, nous prévoyons de doter l'adduction de ventouses installées au points hauts du réseau et des vidanges au point le plus haut (sur les fils en long.).

Ainsi que des vannes de séctionnement.

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

- × THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDODYNAMIQUE .....G. LAPRY
- X THEORIE DES ONDES ..... BEDNARCZYK
- × HYDRAULIQUE URBAINE ( tome 2)..... A. DUPONT
  
- × HYDRAULIQUE URBAINE ..... J. BONNIN
  
- × MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE..... A. LENCASTRE
  
- × HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE..... CARLIER
  
- × CATALOGUE DES POMPES..... J. SCHNEIDER
  
- x MEMENTO des Pertes de charge LE. ZOELCIK





NUMEROS DES FORAGES	B <sub>4</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>3</sub>	B <sub>2</sub>
DEBIT (L/S)	60	50	60	6

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية و الشعبية  
USTHB

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEL-HARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDES  
ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DES VILLES DE SIDI AISSA A INEL  
HADJEL ET DE SIDI HADJERES

BIBLIOTHEQUE

Etudie Par LAYADI Abdelouahab  
Dirige Par BOUDJELEL Saci  
DR BEDNARCZYK

COLLECTE DES FORAGES  
coordonnes du trace

PROMOTION JANVIER 83	PLANCHE N°1	PROPOSE PAR SONAGTHER
-------------------------	----------------	-----------------------------



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

USTHB PHD 13/83

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGER

PROJET DE FIN D'ETUDES  
ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DES VILLES DE SIDJACCA-PINCE  
HADJEL ET DE SIDI HADJERES

BIBLIOTHEQUE

Étudié Par: LAYADI Abdelhak  
BOUDJELEL Sadi  
Dirigé Par: DR BEDNARCZYK

PROFIL CUMULE DES  
FORAGES

ÉCHELLE E: 1/10000 V: 1/500	PLANCHE N°2	PROPOSÉ PAR SONAGHES
-----------------------------------	----------------	----------------------------

