

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.S.T.H.B

1/82

2 ex

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

الكلية الوطنية للدراسات
الهيدروليكية
العلمية
الكلية الوطنية للدراسات
الهيدروليكية
العلمية
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

ADDITION DE RENFORCEMENT ET DE SECOURS
POUR LE RESEAU D'A.E.P. D'ALGER

Proposé par :

S. E. D. A. L.

Etudié par :

M. B. HAFSI

Dirigé par :

M^r. M^{me} ILLIE

M^r SEKKAL

REMERCIEMENTS

/)/os remerciements vont à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, et à toutes les personnes qui nous ont aidé, en particulier.

A Mr G.LAPRAY

A Mr et Mme ILLIE

A Mr SEKKAL

M. B. HAFSI

D.EDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

- A MES PARENTS.

- A MES FRERES ET SOEURS.

- A TOUS MES AMIS ET CEUX QUI M'ONT AIDE.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I / GENERALITES

- I - Situation actuelle 1
- II - But du projet. ... 2

CHAPITRE II RESERVOIRS

- I - Situation actuelle. ... 3
- II - Projet. ... 4
- III - Détermination de l'emplacement des réservoirs. ... 5

CHAPITRE III / ADDUCTION

- I - Choix du tracé. ... 7
- II - Variantes proposées. ... 7
- III - Etude de la variante N° 1. ... 15
 - Calcul de la pdc par la L.F. ... 17
- IV - Etude de la variante N° 2. ... 23
- V - Calcul du coût des travaux de terrassement. ... 28

CHAPITRE IV / STATION DE POMPAGE

- I - Choix des groupes. ... 34
- II - Automatisation. ... 43

.../...

Chapitre V : Protection des conduites.

I - Protection contre le coup de bélier.	... 44
1°) Tronçon R : G.C R : B.K.	... 45
2°) Tronçon R : B.K R : B.B.	... 59
3°) Tronçon R : B.K R : H.	... 58
4°) Tronçon R : B.K R : EL. A.	... 58

II - Protection des conduites contre la corrosion.

1°) Corrosion externe.	... 68
2°) Protection cathodique.	... 69
3°) Corrosion interne.	... 70
- Devis estimatif.	... 71
- Bibliographie.	

Chapitre I / Généralités

(1) Situation actuelle

A présent la capitale est alimentée par les eaux en provenance des forages exécutés à

- HAOUCH FELIT ((19 Forages))
- OUID ADDA
- BARAKI (49 F)
- MAZAFRAN I (17 F)
- MAZAFRAN II (21 F)
- HAOUCH BEL ABBES

Des réservoirs et des baches permettent de stocker et puis distribuer ces eaux; parmi les plus importants on peut citer :

- Les réservoirs d'EL HARRACH (Cap : 30.000 m³)
- Les réservoirs KOUBA Ben Omar (Cap : 40.000 m³)

(II) But du projet

- La chaîne d'adduction partant des forages à exécuter à Baraki vers Alger, a pour rôle d'alimenter à partir du réservoir de Birkhadem (R₂ B.K) les trois réservoirs suivants :
- Réservoir de Hydra (R₂ H) qui permettra d'envoyer l'eau vers chateau Neuf, Rostomia et Bouzaria.
- Réservoir des bois de boulogne (R₂ B.B) qui à son tour fera la distribution à Boulogne et alimentera gravitairement Kablé, Télémy Bab El-Oued etc....
- Réservoir d'El-Anasser (R₂ El.A) qui alimentera gravitairement le réservoir de Kouba (côte 117m) celui là fera la distribution vers Alger centre soit Belcourt, Ruisseau etc...

Il faut noter que l'étude économique des stations de pompages se fera d'après le cas le plus défavorable c'est à dire, dans le cas de la rupture de :

- la conduite quatre chemin Boufarik
- la conduite El Harrach - Kouba
- la galerie.

Au début la station de pompage fonctionnera quatre ou cinq heures par jour jusqu'à remplissage des réservoirs.

.../...

CHAPITRE II / RESERVOIRS

I°) Situation actuelle

a) Hydra : Il existe un réservoir avec les caractéristiques suivantes :

R ₂ H	{	Capacité :	1600 m ³
		C.T.P :	240,00m N.G.A
		C.R :	234,00m N.G.A

Ce réservoir est alimenté à partir du réservoir de Birmandreis par trois conduites de diamètre.

∅ 250 mm

∅ 300 mm

∅ 600 mm

A son tour ce réservoir alimente le reservoir de chateau Neuf qui se trouve à la côte C.R : 276,80 m par deux conduites de diamètre ∅ 250mm et ∅ 400 mm.

b) Bois de Boulogne

On trouve deux réservoirs soit R₂ B.B 1 et R₂ B.B 2 avec les caractéristiques suivantes :

R ₂ B.B.1	{	Cap :	10.000 m ³
		C.T.P :	208,86m N.G.A
		C.R :	203,96m N.G.A

R ₂ B.B.2	{	Cap :	1 000m ³
		C.T.P :	208,86m N.G.A
		C.R :	203,96m N.G.A

.../...

c) EL - ANASSER :

- La existe un réservoir, un chateau d'eau et une station

R. El.A	{	Cap : 5500 m ³
		C.T.P : 162,80m N.G.A
		C.T : 156,80m N.G.A

Chateau d'eau	{	Cap : 1000 m ³
		C.T.P : 195 m N.G.A
		C.R : 157 m N.G.A

La station	{	Cap : 600 m ³
		C.T.P : 107,5m N.G.A
		C.R :

Le réservoir est alimenté par celui du vieux Kouba

2) Projet

Il nous est demandé de concevoir un réservoir et une station de pompage à Birkhadem et au Gué de constantine dont on connaît les côtes et les volumes.

a) Gué de constantine :

R. G.C	{	Cap : 10.000 m ³
		C.T.P : 25m N.G.A
		C.R : 19m N.G.A

b) Birkhadem :

R. B.K.	{	Cap : 10.000 m ³
		C.T.P : 126,00 m N.G.A
		C.R : 120,00 m N.G.A

- Nous rappelons que le volume $V_e = 120 \text{ m}^3$ qui est réservé à l'incendie est supposé pris en compte dans le volume total.

TABLEAU RECAPITULATIF

RESERVOIRS	CAPACITE (m ³)	COTE DU RADIER C.R (en m N.G.A)	COTE DU TROP PLEIN C.T.P (en m N.G.A)
R ₁ H	1.600	234,00	240,00
R ₂ B.B.1	10.000	203,96	208,86
R ₃ B.B.2	1 000	203,96	208,86
R ₄ EL.A	5.500	156,80	162,80
R ₅ G.	10.000	19,00	25,00
R ₆ B.K	10.000	120,00	126,00

c) - Calcul du diamètre des réservoirs.

On prévoit deux réservoirs jumelés de capacité $V = 5000 \text{ m}^3$ chacun. Calculons leur diamètre intérieur en prenant une colonne d'eau $h = 6\text{m}$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 V}{\pi H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 5000}{\pi \cdot 6}}$$

$$D = 32,57 \text{ m}$$

d) Emplacement des réservoirs et stations de pompages.

1) Gué de constantine.

Non loin de l'intersection de la route nationale N° 38 avec la route départementale D 14 nous avons délimité un terrain pour l'emplacement de l'ouvrage environ un demi hectare à la cote 19m N.G.A aux coordonnées :

$$X = 508,235$$

$$Y = 4060,740$$

2) Birkhadem

Au chemin romain on a trouvé un terrain à la côte
120 m N.G.A et dont les coordonnées sont :

$$X = 504,255$$

$$Y = 4062,450$$

.../...

1°) Choix du tracé :

Le choix des différents tracés a été effectué à la base des impératifs suivants :

- Le tracé le plus court possible entre les réservoirs
- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible
- Eviter les contres pentes qui peuvent être en exploitation le siège de contournement d'air de plus dans le cas d'un refoulement il peut y résulter en ces endroits une cavitation par suite d'un arrêt inopiné.
- Dans la mesure du possible, suivre les accottements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.

Nous signalons que les tracés ont été étudiés sur des cartes à l'échelle 1/10.000.

2°) Variantes proposées.

Nous proposons deux variantes qui ont une partie ~~commune~~ qui consiste en un refoulement du R. G.C au R. B.K par deux conduites en parallèle qui suivent l'accottement de la D 14 puis la Nationale N° 1 /.

.../...

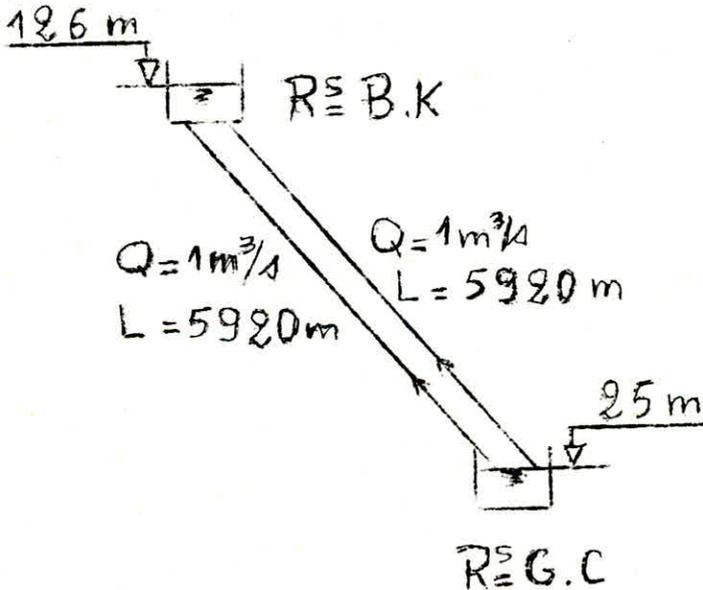
a) La première variante.

Il y aura une conduite qui transportera un débit de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ du R. de B.K au R. EL.A et une autre conduite qui transportera $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau au R. H et de cette dernière conduite part une canalisation vers R. B.B avec un débit de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (voir les schémas).

b) La deuxième variante.

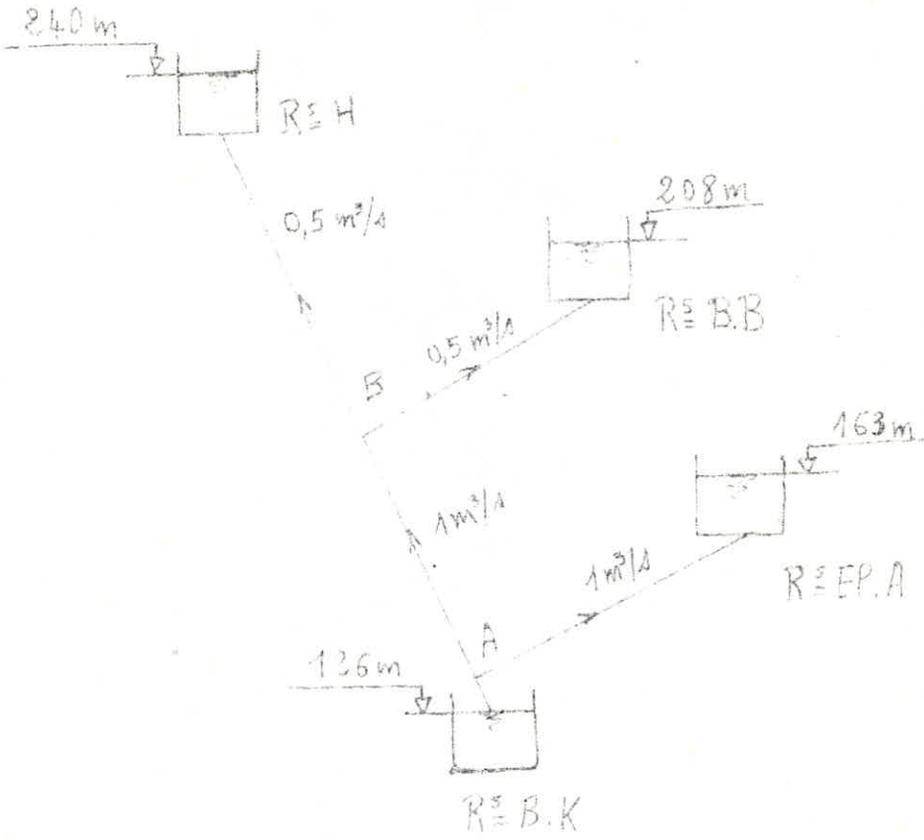
Elle comprend trois conduites distinctes qui partent du R. B.K et arrivent au réservoir R. H au R. B.B au R. EL.A avec les débits respectifs $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$; $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Partie commune aux 2 Variantes



.../...

вариант № 1



вариант № 2

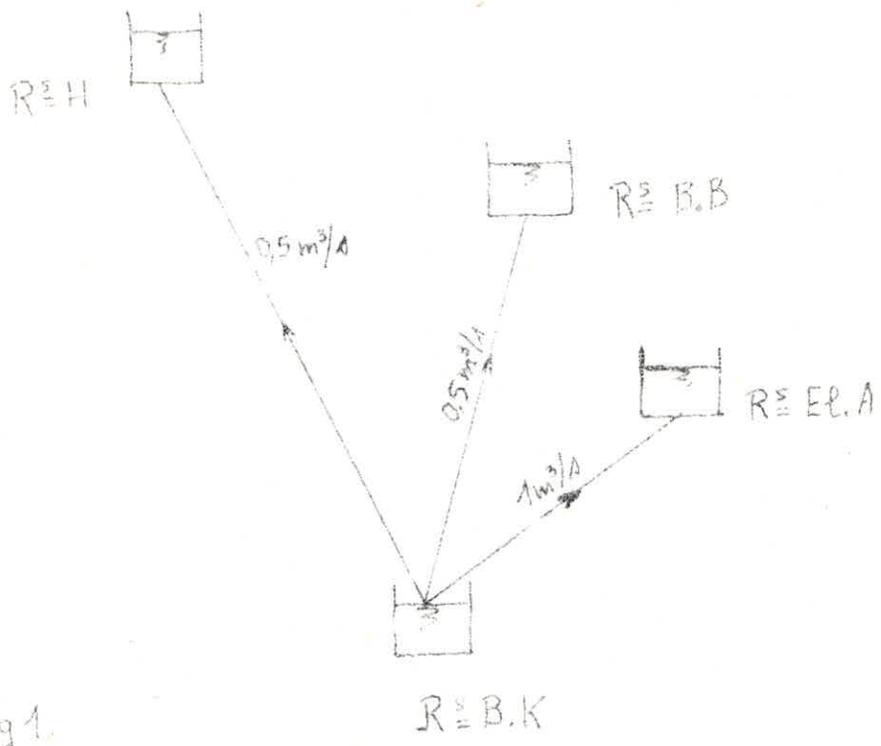


Fig 1.

Etude de la partie commune.

Refolement d'un débit de 2 m³/s dans deux conduites en parallèle du réservoir R¹ G.C au R² B.K .

Coordonnées des réservoirs.

RESERVOIRS	COTES (m NGA)	X	Y
R ¹ . G.C	19,00	508,235	4060,740
R ² . B.K	120,00	504,255	4062,450

Formules de calcul :

Hauteurs géométriques de refolement :

Les hauteurs géométriques de refolement seront égales à la différence de niveau entre les côtes des radiers des reservoirs augmenté de la colonne d'eau du reservoir supérieur.

Nous prenons une colonne d'eau de H = 6m dans les deux réservoirs; d'où la hauteur géométrique.

$$H_g = 120 - 19 + 6 = 107 \text{ m}$$

Détermination du diamètre des conduites.

Le diamètre économique qui correspond aux conditions actuelles serait $D = \sqrt[3]{Q}$ (D en m, Q en m³/s). A noter que le choix définitif du diamètre, sera fait à la base d'un calcul économique tenant compte des frais d'amortissement et des frais d'exploitation.

.../...

Calcul des pertes de charge.

Les pertes de charge seront calculées moyennant la formule de Darcy - Weisbach; les p.d.c singulières sont évaluées à 15% des p.d.c linéaires.

$$\Delta H_t = \Delta H_c + \Delta H_s \qquad \Delta H_t = 1,15 f \frac{Lg}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$J = \frac{F}{D} \frac{V^2}{2g} \qquad (J : \text{gradient de p.d.c})$$

Dh : diamètre hydraulique de la conduite en m
(Dh = D conduite pleine)

V : vitesse de l'eau en m/s

F : coefficient de p.d.c donné par la formule de colcbrook.

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

Fr est donné par la formule de Nikuradsé.

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

avec $Re = \frac{V D}{\nu}$ $\left(\begin{array}{l} \nu : \text{Viscosité cinématique de l'eau} \\ \nu : 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ en supplantant} \\ \text{eau} = 10^\circ \text{ C} \end{array} \right)$

$$E = 10^{-3} \text{ m}$$

Hauteur manométrique totale

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t$$

Puissance : $P = \frac{9,81 Q H_{mt}}{\eta_1 \eta_2}$

Q : débit en m³/s

η_1 : rendement du moteur pris égal à 0,9

η_2 : rendement pompe $\eta_2 = 0,8$

Amortissement :

La durée d'exploitation de la conduite est estimée à 30 ans en divisant le prix total de la conduite par trente ou obtient l'amortissement annuel.

Etude économique.

Le refoulement est supposé 24h/24h

* Longueur de la conduite LG = 5960 m

* Débit véhiculé Q = 1 m³/A

* Temps d'exploitation de la conduite : 30 ans

* Temps d'exploitation de la station de pompage 15 ans

* Prix du Km : Pe = 0,19 DA

* Puissance d'installation N : = 1,4 P

$$\text{où } P = \frac{9,81 Q \text{ Hmt}}{0,72}$$

* Energie : F = P.Tf

(où Tf : temps de fonctionnement Tf = 24 × 365).

Calcul du diamètre

Nous prendrons deux conduites qui transportent chacune un débit de $1 \text{ m}^3/\text{d}$. La formule utilisée sera

$$D = \sqrt[3]{\frac{4Q}{\pi v}} \quad D = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 1}{\pi \cdot 1}} = 1 \text{ m} \quad (D = 1000 \text{ mm})$$

Nous ferons une étude économique en prenant les diamètres normalisés immédiatement supérieurs et inférieurs. Les conduites utilisées sont en acier.

Frais d'amortissement de la conduite

D (mm)	PRIX DU ml (DA)	L (m)	PRIX TOTAL (DA)	AMORTISSEMENT (DA)	AMORT POUR LES 2 CONDUITES (DA)
1200	3825	5920	22.644.000	754.800	1.509.600
1100	3400	"	20.128.000	670.933	1.341.867
1000	2980	"	17.641.600	588.053	1.176.107
900	2550	"	15.096.000	503.200	1.006.400
860	2380	"	14.089.600	469.653	939,307

Remarque :

Le prix du mètre linéaire des conduites en acier données ci-dessus comporte la fourniture des trayaux, le transport la pose, l'équipement hydromécanique G.C et chantier l'actualisation plus le prix des revêtements et de la protection cathodique. (Non compris les traversées d'oued).

Nous notons aussi que la distance entre les deux réservoirs est de 5920 m, mais comme il y aura 2 conduites identiques en parallèle, nous prendrons les prix doubles.

.../...

D (MM)	J (10 ⁻³)	L (M)	A H E (M)	DHT = 1,15 DHE (M)	HMT = 107 + DHE (M)
1200	0,632	5920	3,78	4,34	111,34
1100	1,003	"	5,94	6,83	113,83
1000	1,648	"	9,76	11,22	118,22
900	2,856	"	16,91	19,44	126,44
860	3,621	"	21,44	24,65	131,65

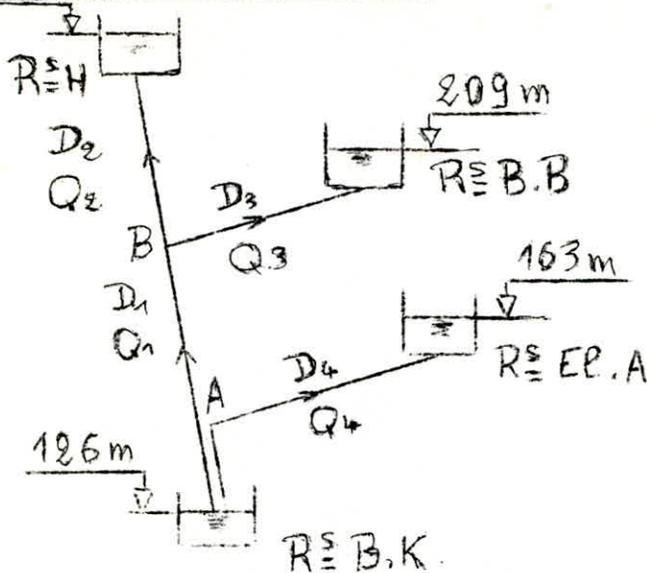
D (MM)	P = $\frac{9,81 Q HMT}{0,72}$	Energie Annuelle E = P x 24 x 365 (KM)	Prix de l'Energie C = E x P (DA)	Prix pour les 2 Conduites C x 2 (DA)
1200	1517,01	13.288.985	2.524.907	5.049.814
1100	1550,93	13.586,178	2.581.374	5.162.748
1000	1610,75	14.110.148	2.680.928	5.361.856
900	1722,74	15.091.246	2.867.337	5.734.673
860	1793,73	15.713.085	2.985.486	5.970.972

BILAN : (1 CONDUITE)

D (MM)	Frais d'Exploitation (DA)	Frais d'Amortissement (DA)	T O T A L (DA)
1200	2.524.907	754.800	3.279.707
1100	2.581.374	670.933	3.252.307
1000	2.680.928	588.053	3.268.981
900	2.867.337	503.200	3.370.537
860	2.985.486	469.653	3.455.139

- En vertu de cette étude le Diamètre D = 1100 MM s'avère le Plus économique.

240 m Etude de la première variante.



- \$D_3 = ?\$
- \$Q_3 = 0,5 \text{ m}^3/\text{A}\$
- \$D_2 = ?\$
- \$Q_2 = 0,5 \text{ m}^3/\text{A}\$
- \$D_1 = ?\$
- \$Q_1 = 1 \text{ m}^3/\text{A}\$
- \$D_4 = ?\$
- \$Q_4 = 1 \text{ m}^3/\text{A}\$

Calcul du diamètre économique \$D_4\$

Conduite entre le réservoir de birkhadem et celui d'El Anasser

Hauteur géométrique de refoulement

\$H_g = 163 - 126 + 6 = 43 \text{ m}\$

Le débit à transporter est \$Q_4 = 1 \text{ m}^3/\text{A}\$

\$D_4 = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{1} \quad D_4 = 1 \text{ m}\$

Etude économique

Frais d'amortissement

D (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	Prix total PT (DA)	Amortissement (PT/30)(DA)
1200	3825	3560	13.617.000	453.900
1100	3400	"	12.104.000	403.467
1000	2980	"	10.608.800	353.627
900	2550	"	9.078.000	302.600
860	2380	"	8.472.800	282.427

.../...

D (MM)	J (10^{-3})	L (M)	D.H.E (M)	DHT = 1,15 DHP (M)	HMT = 43 + DHT (M)
1200	0,638	35,60	2,27	2,61	45,61
1100	1,003	"	3,57	4,11	47,11
1000	1,648	"	5,87	6,75	49,75
900	2,856	"	10,17	11,69	54,69
860	3,621	"	12,89	14,82	57,82

D (MM)	P = 9,81 Q H M E 0,72	Energie Annuelle E = P x 24 x 365 (KW)	Prix de l'Energie E x P (DA)
1200	621,44	5.443.782	1.034.318
1100	641,87	5.622.814	1.068.335
1000	677,84	5.937.911	1.128.203
900	745,15	6.527.525	1.240.230
860	787,80	6.901.106	1.311.210

B I L A N :

D (MM)	Frais d'Exploitation (DA)	Frais d'Amortissement (DA)	T O T A L (DA)
1200	1.034.318	453.900	1.488.218
1100	1.068.335	403.467	1.471.802
1000	1.128.203	353.627	1.481.830
900	1.240.230	302.600	1.542.830
860	1.311.210	282.427	1.593.637

- En regardant ces Résultats on voit que le Diamètre D = 1100 MM est le Plus économique.

Marche à Suivre;

On propose D.2 on Trouve une perte de charge total $DH.T$ entre $R \frac{1}{2} H$ et $R \frac{1}{2} B.B$ à consommer, qui à son tour nous donne un Diamètre D.3 correspondant; on doit Toujours vérifier si les vitesses de l'eau dans les conduites dépassent pas la Vitesse admissible dans les conduites en acier ($V_{ad} = 4 M/S$) Puis on propose une série de diamètre D.1 on Tire à la fin une combinaison économique (D.1)i, D.2 D.3

Calcul de la perte de Charge entre $R \frac{1}{2} B.K$ et $R \frac{1}{2} el A$ par la longueur fluidodynamique

$$\varepsilon = 10^{-3} M$$

$$V = 1,31 \cdot 10^{-6} M^3/A$$

$$D_h = D = 1,1 M$$

$$Q = 1 M^3/A$$

De la formule de continuité $Q = V.S$ on tire $V = \frac{Q}{S}$

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 1}{\pi (1,1)^2}$$

$$V = 1,05 M/A$$

Le nombre de Reynold

$$R = \frac{V D}{\nu} = \frac{1,05 \times 1,1}{1,31 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 8,8167 \cdot 10^5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{10^{-3}}{1,1} = 9,0909 \cdot 10^{-4} \\ R_e = 8,8167 \times 10^5 \end{array} \right\}$$

\Rightarrow du diagramme de Moody on détermine le régime d'écoulemen : régime de transition.



$$A = \frac{D}{D_c} = \frac{1,1}{1,539} = 0,715$$

- 18 -

D_c : paramètre adimensionnel du profil circulaire.

Pour $\begin{cases} \epsilon = 10 \\ A = 0,715 \end{cases}$ } abaque N° 8 $\rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 31 \text{ m}^3/\text{A}$

Pour $Q = 1 \text{ m}^3/\text{A}$ en tire $J_r = \frac{(1)^2}{(31)^2} \quad J_r = 1,0405 \cdot 10^{-3}$

Puisque l'écoulement est en régime de transition, on écrit

$$J = \lambda_j^{5,3} \times J_r \quad (\lambda_j \text{ est déterminée à partir de l'abaque N° 17c})$$

$$\lambda_j^{5,3} = 1,04 \Rightarrow J = 1,04 \times 1,0405 \quad J = 0,00108$$

d'où les pertes de charge :

$$\Delta H_c = J \cdot L = 0,00108 \times 3560 = 3,84 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_c; \Delta H_t = 4,42 \text{ m}$$

alors qu'avec la méthode classique on trouve $\Delta H_t = 4,11 \text{ m}$

on a une légère différence.

a) On propose $D_2 = 800 \text{ mm}$

Frais d'amortissement

D_2 (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix total (DA)	Amortissement (DA)	Vitesse V_2 (m/s)
860	2000	2300	4.760.000	158.667	0,861
800	2000	2100	4.240.000	141.333	0,995
700	2000	1700	3.400.000	113.333	1,299

Frais d'exploitation

D (mm)	J_3 (10 ³)	L (m)	ΔH_c (m)	ΔH_t (m)	Hmt = 95 + ΔH_t (m)
860	0,915	2000	1,83	2,10	97,10
800	1,334	"	2,67	3,07	98,07
700	2,678	"	5,36	6,16	101,16

.../...

D (mm)	D= $9,81 \frac{0,5H_{mt}}{0,72}$	En annuelle (Kw) E= P x 24 x 365	Prix de l'énergie E. Pe (DA)
960	661,49	5794685	1.100.990
800	668,10	5852572	1.111.989
700	689,15	6036976	1.147.025

B I L A N :

D (mm)	Frais d'exploit. (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Total (DA)
860	1.100.990	158.667	1.259.657
800	1.111.989	141.333	1.253.322
700	1.147.025	113.333	1.260.358

On voit que pour un débit $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ le diamètre $D_2 = 800 \text{ mm}$ s'avère économique.

b) Détermination du diamètre D3.

Frais d'amortissement.

D3 (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix total (DA)	Amortissement (DA)	V3 Vitesse (m/s)
400	840	980	823.200	27.440	3,98
450	"	1060	890.400	29.680	3,14
500	"	1190	999.600	33.320	2,55

De ce tableau on voit que l'amortissement économique est pour $\phi 450 \text{ mm}$.

Calcul des pertes de charge (p;d.c)

D (mm)	J ₃ (10 ⁻³)	L (m)	ΔHC (m)	ΔHt (m)
400	50,439	840	42,37	48,72
450	27,145	840	22,80	26,22
500	15,607	840	13,11	15,08

La perte de charge à consommer entre le R. H et le R. B.B

est de : $\Delta H_c = 240 + 3,07 - 209$

$\Delta H_c = 34,07 \text{ m}$

D'après le graphe le diamètre économique normalisé est ϕ 450 mm (Fig 2); mais nous devons mettre une vanne pour créer une p.d.c singulière de valeur

$\Delta H_s = 34,07 - 26,22$

$\Delta H_s = 7,85 \text{ m}$

c) on propose des diamètre D 1

Frais d'amortissement.

D (mm)	L (m)	PRIX DU M ³ (DA)	PRIX TOTAL (DA)	AMORTISSEMENT (DA)	V ₁ : VITESSE (m/s)
1200	4690	3325	17.939.250	597.975	0,88
1100	4690	3400	15.946.000	531.533	1,05
1000	4690	2980	13.976.200	465.873	1,27

Frais d'exploitation

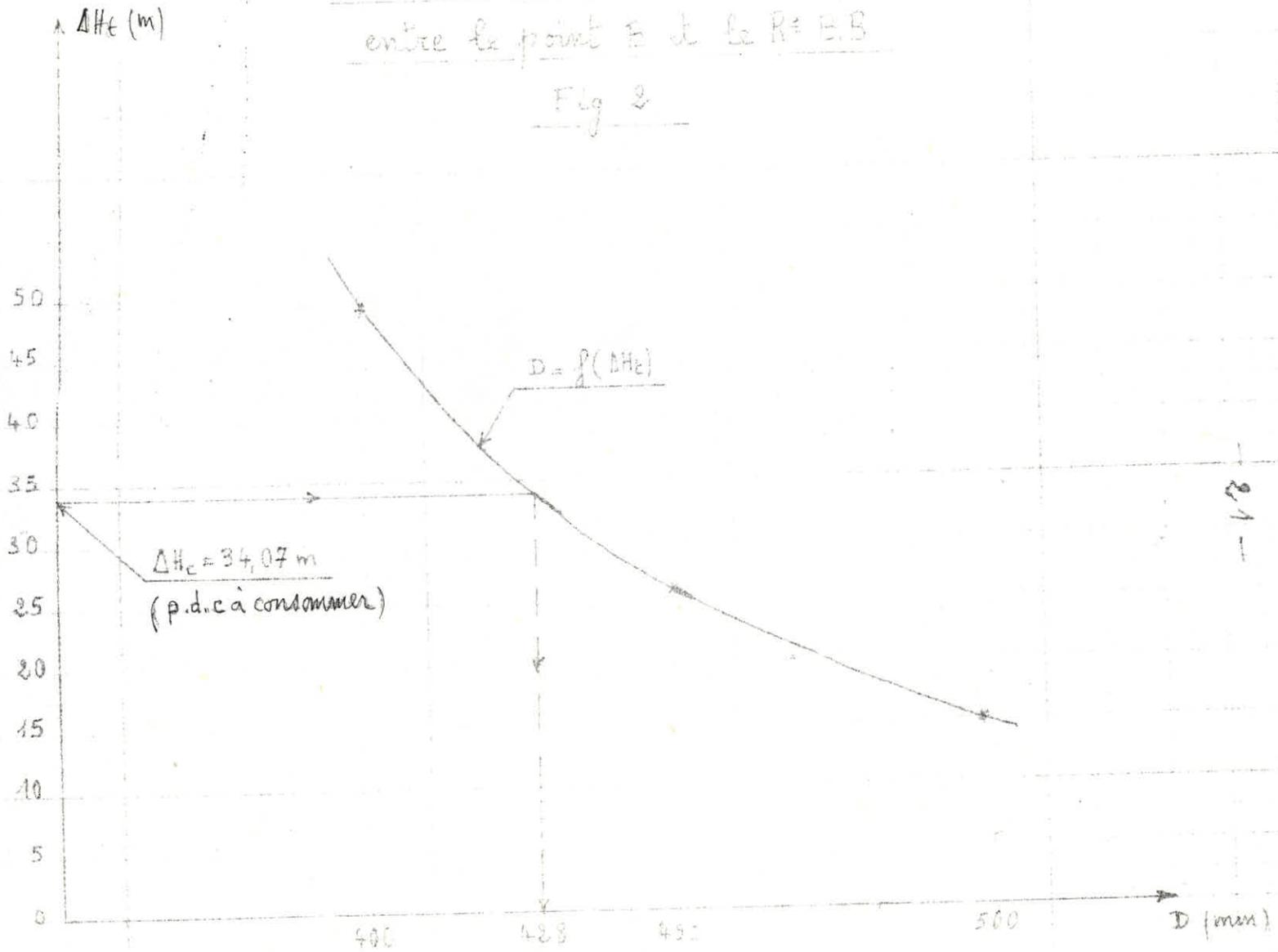
D (mm)	J ₃ 10 ⁻³	L (m)	ΔH_c (m)	ΔH_s (m)	HMT = CPB + ΔH_c - CT (BK)
1200	0,638	4690	2,99	3,44	126,51
1100	1,003	"	4,70	5,41	128,48
1000	1,648	"	7,73	8,89	131,96

D (mm)	$P = \frac{9,81 \times 1 \times \text{HMT}}{0,72}$	Energie annuelle (Kw) P x 24 x 365	Prix de l'energie (DA)
1200	1723,70	15.099,600	2.868.924
1100	175054	15.334.730	2.913.599
1000	1797,96	15.750.085	2.992.516

.../...

calcul du diamètre économique D_3 1^{re} variante
entre le point B et le R = E.B

Fig 2



$$HM_t = C.P. + C.T + \Delta H_t$$

$$C.P. = H_{m,t} + C.T = 98,07 + 145 \Rightarrow C.P. = 243,07 \text{ M}$$

$$C.T = 120 \text{ M}$$

$$H_{m,t} = 243,07 + \Delta H_t - 120$$

C.P : cote Piézométrique

C.T : cote du Terrain

H_{m,t} : Hauteur manométrique économique
 etc

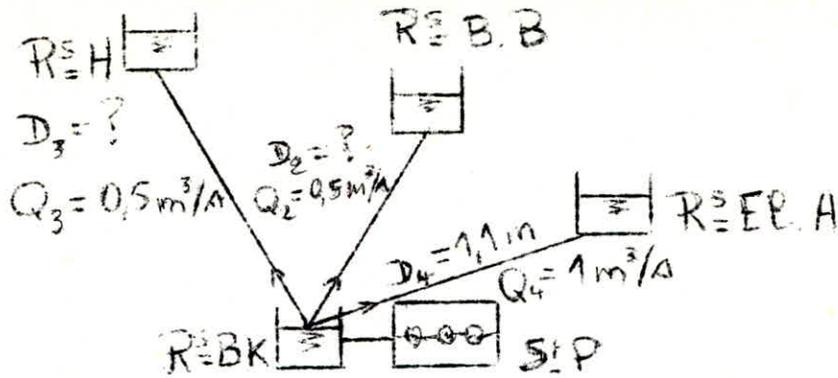
B I L A N :

Diamètres (MM)	Frais d'Amortissement DA			Frais d'Exploit.	Frais Totals
	REBK → B	B → REH	B → REB.B	DA Totales	(DA)
(D ₁) ₁ = 1200	597.975	141.333	29.680	2.868.924	3.637.912
D ₂ = 800					
D ₃ = 450					
(D ₁) ₂ = 1100	531.533	141.333	29.680	2.913.599	3.616.145
D ₂ = 800					
D ₃ = 450					
(D ₁) ₃ = 1000	465.873	141.333	29.680	2.992.516	3.629.402
D ₂ = 800					
D ₃ = 450					

Dans ce Tableau on voit que la Combinaison des 3 Diamètres économiques est :

- D.1 = 1100 MM
- D.2 = 800 MM
- D.3 = 450 MM

En réalité il existe une infinité de combinaison pour trouver la plus économique, mais on s'arrête là car nous décidons d'obter pour la deuxième variante, vue que celle ci présente des difficultés de réalisation.



La seconde variante prévoit 3 conduites distinctes qui partent du réservoir de Birkadern et se dirigent vers les 3 réservoirs. Nous remarquons que le diamètre D.4 a été déjà calculé lors de l'étude de la première variante.

Calcul du Diamètre économique D.2
Hauteur géométrique de refoulement

$$H_g = 208 - 126 + 6 = 88 \text{ M}$$

le débit à Transporter est $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$

$$D = 0,5 = 0,707 \text{ M}$$

Etude Economique - Frais d'Amortissement

D (MM)	Prix du Ml (DA)	L (M)	Prix Total (DA)	Amortissement (DA)
900	2550	5530	14.101.500	470.050
860	2380	"	13.161.400	438.713
800	2120	"	11.723.600	390.787
700	1700	"	9.401.000	313.367
600	1430	"	7.907.900	263.597

D (MM)	J 10^{-3}	L M	A H E M	D H T M	H M T = 88 + D H T M
900	0,722	5530	3,99	4,59	92,59
860	0,915	"	5,06	5,82	93,82
800	1,334	"	7,38	8,48	96,48
700	2,678	"	14,81	17,03	105,03
600	5,999	"	33,17	38,15	126,15

D MM	P = $\frac{9,81 \cdot Q \cdot H M T}{0,72}$	Energie Annuelle P x 24 x 365	Prix de l'Energie DA
900	630,77	5.525.539	1.049.852
860	639,15	5.598.943	1.063.799
800	657,27	5.757.685	1.093.960
700	715,52	6.267.927	1.190.906
600	859,40	7.528.316	1.430.380

BILAN :

D (MM)	Frais d'Exploitation (DA)	Frais d'Amortissement (DA)	T O T A L (DA)
900	1.049.852	4.700.50	1.519.902
860	1.063.799	438.713	1.502.512
800	1.093.960	390.787	1.484.747
700	1.190.906	313.367	1.504.273
600	1.430.380	263.597	1.693.977

- On voit dans ce Tableau que le Diatetre ϕ 800 MM est économique.

$$H_g = 240 - 126 + 6 = 120 \text{ m}$$

$$Q_3 = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_3 = \sqrt{1} = 0,707 \text{ m}$$

Etude Economique

Frais d'Amortissement

D (MM)	Prix du Ml (DA)	L (M)	Prix Total (DA)	Amortissement (DA)
900	2550	6400	16.320.000	544.000
860	2380	"	15.232.000	507.733
800	2120	"	13.568.000	452.267
700	1700	"	10.880.000	362.667
600	1430	"	9.152.000	305.067

FRAIS D'EXPLOITATION

D (MM)	J 10^{-3}	L (M)	ΔH_e (M)	ΔH_t (M)	H M T = 120 + (H) ΔH_t
900	0,722	6400	4,62	5,31	125,31
860	0,915	"	5,86	6,73	126,73
800	1,334	"	8,54	9,82	129,82
700	2,678	"	17,14	19,71	139,71
600	5,999	"	38,39	44,15	164,15

D (MM)	$P = \frac{9,81 Q HMT}{0,72}$	Energie Annuelle $P \times 24 \times 365$	Prix de l'Energie (DA)
900	853,67	7.478.187	1.420.856
860	863,35	7.562.929	1.436.956
800	884,40	7.747.333	1.471.993
700	951,77	8.337.543	1.584.133
600	1118,27	9.796.061	1.861.252

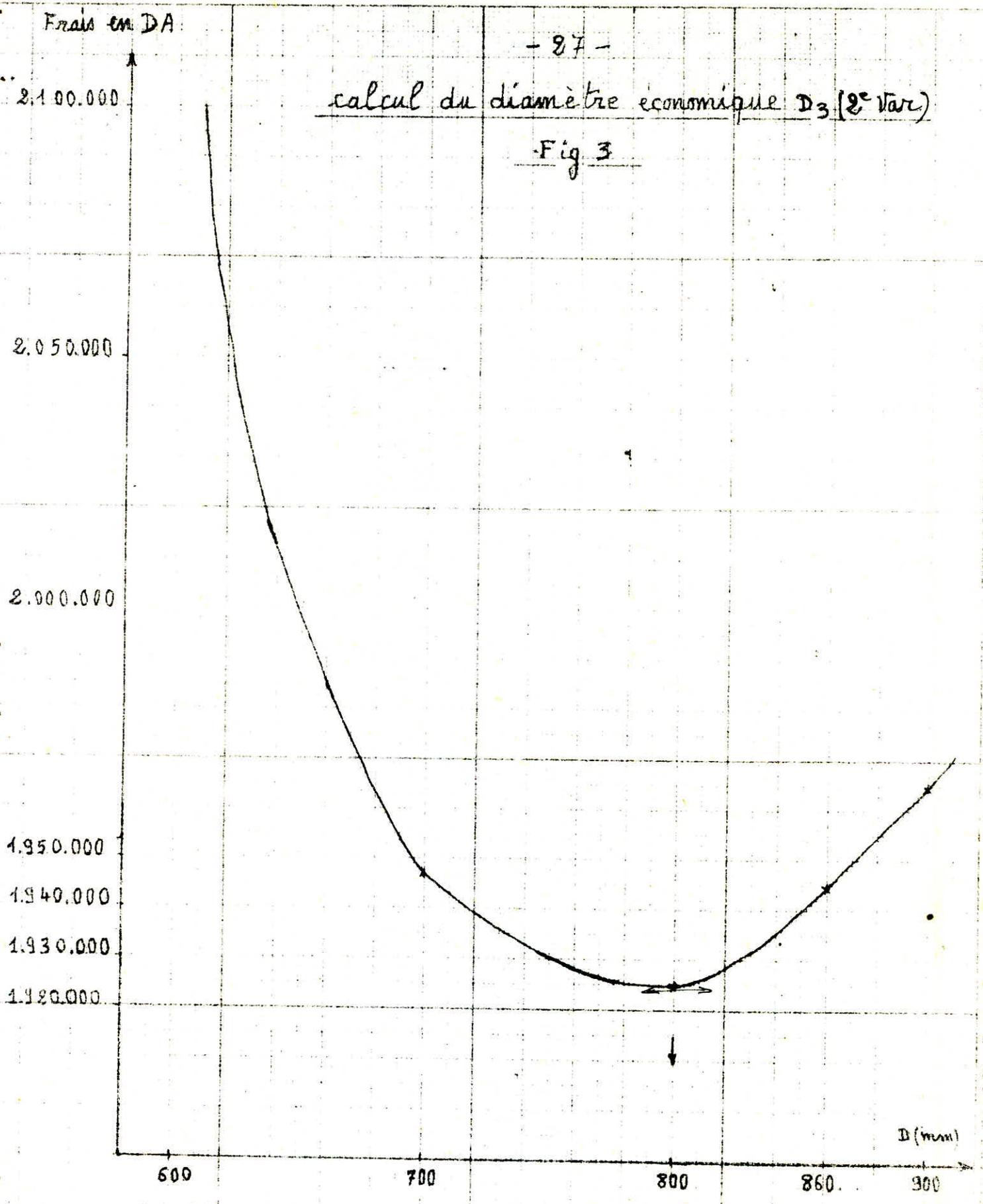
B I L A N

D (MM)	Frais d'Exploit. (DA)	Frais d'Amort; (DA)	T o t a l (DA)
900	1.420.856	544.000	1.964.856
860	1.436.956	567.733	1.944.689
800	1.471.993	452.267	1.924.260
700	1.584.133	362.667	1.946.800
600	1.861.252	305.067	2.166.319

En vertu de cette étude on trouve que le Diamètre économique est
ø 800 MM (Voir Fig. 3)

calcul du diamètre économique D_3 (2^e var)

Fig 3



Calcul du coût des travaux de terrassement.

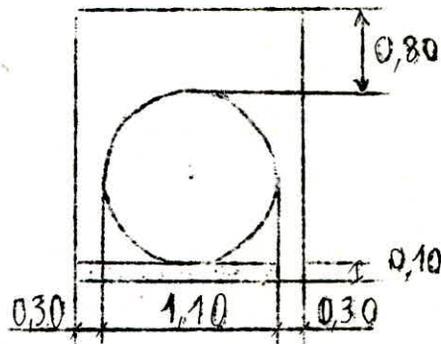
La largeur de la tranchée sera $l = D + 2 \times 0,30$ (m)

La profondeur $h = D + 0,80 + 0,10$ (m)

On estime actuellement le prix de revient d'un m³ de déblai et remblai à 160 DA.

ETUDE DE LA PARTIE COMMUNE.

Nous signalons que les deux conduites longeront la route des deux côtés; ceci vue l'étroitesse de la bordure dans certains endroits.



$D = 1,1$ m

$l = 1,1 + 2 \times 0,30 = 1,70$ m

$h = 1,1 + 0,80 + 0,10 = 2,00$ m

le volume de déblai $VD = l \times h \times \rho$

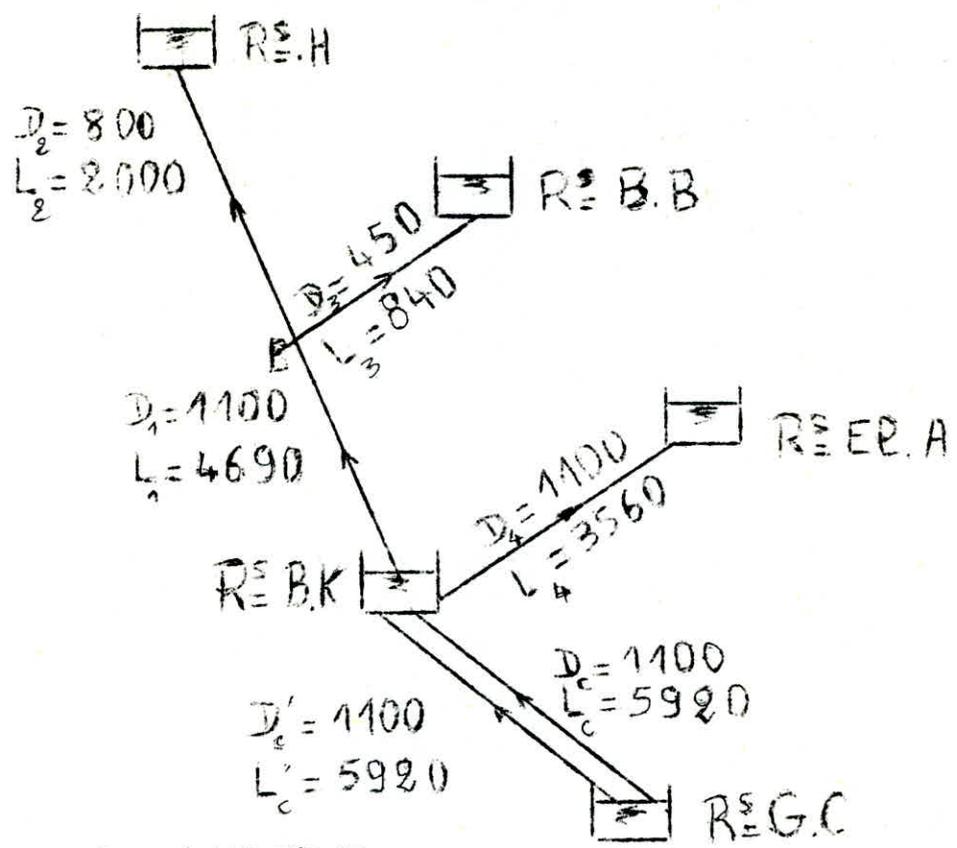
$VD = 1,70 \times 2,00 \times 600 = 2040$ m³

le coût du terrassement sera :

$Cc = 2040 \times 2 \times 160 = 644000$ DA

.../...

Calcul du coût des travaux de terrassement 1 variante



$C_c = 6.440.960$ DA

* Rs B.K Rs El A

$L = 3560$ m

$l = 1,10 + 2 \times 0,30 = 1,70$ m

$h = 1,10 + 0,80 + 0,10 = 2,00$ m

Volume de déblai $V_4 = 1,70 \times 2,00 \times 3560$ $V_4 = 12104$ m³

Coût du terrassement

$C_4 = 12104 \times 160$ $C_4 = 1,93 6,640$ DA

*Rs B.K-B

$L_1 = 4690$ m

$l_1 = 1,10 \times 2 \times 0,30 = 1,70$ m

$h_1 = 1,10 + 0,80 + 0,10 = 2,00$ m

Volume de déblai $V_1 = 1,70 \times 2,00 \times 4690$ $V_1 = 15.946$ m³

Coût de terrassement $C_1 = 15946 \times 160$ $C_1 = 2.551.360$ DA

.../...

Point B → Rs B.B

$$L3 = 840$$

$$h3 = 0,45 \times 4 \times 0,30 = 1,05 \text{ m}$$

$$h3 = 0,45 + 0,80 + 0,10 = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Volume de déblai } V3 = 1,05 \times 1,35 \times 840 \quad V3 = 1190,7 \text{ m}^3$$

Coût de terrassement

$$C3 = 1190,7 \times 160$$

$$\underline{C3 = 190.512 \text{ DA}}$$

* Point B → Rs H

$$L2 = 2000 \text{ m}$$

$$l2 = 0,80 + 2 \times 0,30 = 1,40 \text{ m}$$

$$h2 = 0,80 + 0,80 + 0,10 = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{Volume de déblai } V2 = 1,40 \times 1,70 \times 2000 \quad V2 = 4760 \text{ m}^3$$

Coût de terrassement

$$C2 = 160 \times 4760$$

$$\underline{C2 = 761.600 \text{ DA}}$$

Coût total du terrassement de la 1° Variante

$$CT = Cc + C1 + C2 + C3 + C4$$

$$CT = 6.440.960 + 2.551.360 + 761.600 + 190.512 + 1.936.640$$

$$\underline{CT = 11.881.072 \text{ DA}}$$

.../...

Nous signalons que sur la route entre le Rs B.K et l'échangeur passe trois conduites. La conduite qui va vers le Rs H à gauche de la route et les 2 conduites vers le Rs B.B et Rs EL.A ensemble dans une seule tranchée à droite de la route.

* Du Rs B.K → Rs H

$$L = 6400 \text{ m}$$

$$l = 0,80 + 2 \times 0,30 = 1,40 \text{ m}$$

$$h = 0,80 + 0,80 + 0,10 = 1,70 \text{ m}$$

Volume de déblai.

$$V1 = 1,7 \times 1,4 \times 6400 \qquad V1 = 15\,232 \text{ m}^3$$

Le terrassement s'élèvera à

$$C1 = 15232 \times 160$$

$$\underline{C1 = 2.437.120 \text{ DA}}$$

* Du Rs B.K à l'échangeur

$$L = 2690 \text{ m}$$

$$l = 3,00 \text{ m}$$

$$h = 2,00 \text{ m}$$

$$V2 = 16\,140 \text{ m}^3$$

$$\underline{C2 = 2.588.400 \text{ DA}}$$

.../...

* De l'échangeur au Rs B.B

$$L = 2840 \text{ m}$$

$$l = 1,40 \text{ m}$$

$$h = 1,70 \text{ m}$$

Volume de déblai

$$V3 = 2840 \times 1,40 \times 170$$

$$V3 = 6759,2 \text{ m}^3$$

Le coût du terrassement sera

$$C3 = 160 \times 6759,2$$

$$\underline{C3 = 1081472 \text{ DA}}$$

* De l'échangeur au Rs EL.A

$$L = 870 \text{ m}$$

$$l = 1,70 \text{ m}$$

$$h = 2,00 \text{ m}$$

Volume de déblai

$$V4 = 870 \times 1,70 \times 2,00$$

$$V4 = 2958 \text{ m}^3$$

Le coût du terrassement sera

$$C4 = 2958 \times 160$$

$$\underline{C4 = 473\ 280 \text{ DA}}$$

Le coût total de terrassement de la 2° variante.

$$CT = C1 + C2 + C3 + C4 + Cc$$

$$CT = 2.437.120 + 2.582.400 + 1.081.472 + 473.280 + 6.440.960$$

$$\underline{CT = 13\ 015\ 232 \text{ DA}}$$

.../...

Investissement totales de la 1^e Variante

	Investissements (DA)
Partie commune	3.252.307
Conduites de diamètre D1 D2 D3	3.616.145
Conduite de diamètre D4	1.471.802
Terrassements	11.881.072
TOTAL	20.221.326

Investissements globales de la 2^e variante.

	Investissements (DA)
Partie commune	3.252.307
Conduite de diamètre D4	1.471.802
Cond. de diamètre D3	1.924.260
Cond. de diamètre D2	1.484.747
Terrassements	13.015.232
TOTAL	21.148.348

Nous remarquons que la première variante est plus économique mais nous obtenons pour la deuxième variante vue qu'elle présente plus de sécurité et une facilité d'exécution en empruntant les grandes routes.

.../...

1) Choix des groupes

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler Q et de la hauteur d'élévation H_{int}. Nous devons déterminer plusieurs pompes. Il y aura une station de pompage au Gué de constantine et une autre à bir khadem.

A l'aval de chaque pompe on aura les accessoires suivants :

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

Du catalogue Jeumont schneider nous avons choisir les pompes qui répondent aux caractéristiques cherchées tous les résultats sont groupés dans un tableau.

!Réservoirs	!Caractérist. du !refoulement	! Type de ! pompe	!Vitesse de !rotation ! (tr/mn)	!rendement ! %	!Puissance ! sur arbre ! (kw)
Rs G.C → Rs B.K	Q=3600 m ³ /h Hp=113,83m	HP650 N°2 ∅ 640 2Pom.en série	985	81	720
Rs=B.K → Rs=EL;A	Q=3600m ³ /h Hp=47,11m	MP450 N°1 ∅420 2Pom.en //	1470	83	280
Rs=B.K - Rs=B.B	Q=1800m ³ /h Hp=96,48m	MPE450 n°1 ∅590 1 pompe	1480	83	610
Rs=B.K → Rs=H	Q=1800m ³ /h Hp=129,82m	MPE200N°1Bis ∅ 348 2pompe en //	2960	80	425

.../...

Le point de Fonctionnement s'obtient en traçant la courbe caractéristique de la conduite pour différents débits voir les tableaux. Le point de Fonctionnement est donné par l'intersection de cette courbe avec la caractéristique de la pompe (voir Fig 4 - 5 - 6 - 7) nous remarquons que dans certains cas le débit obtenu est légèrement supérieur au débit cherché, pour avoir le débit voulu il suffit de créer une perte de charge locale en réglant la vanne à l'aval de la pompe.

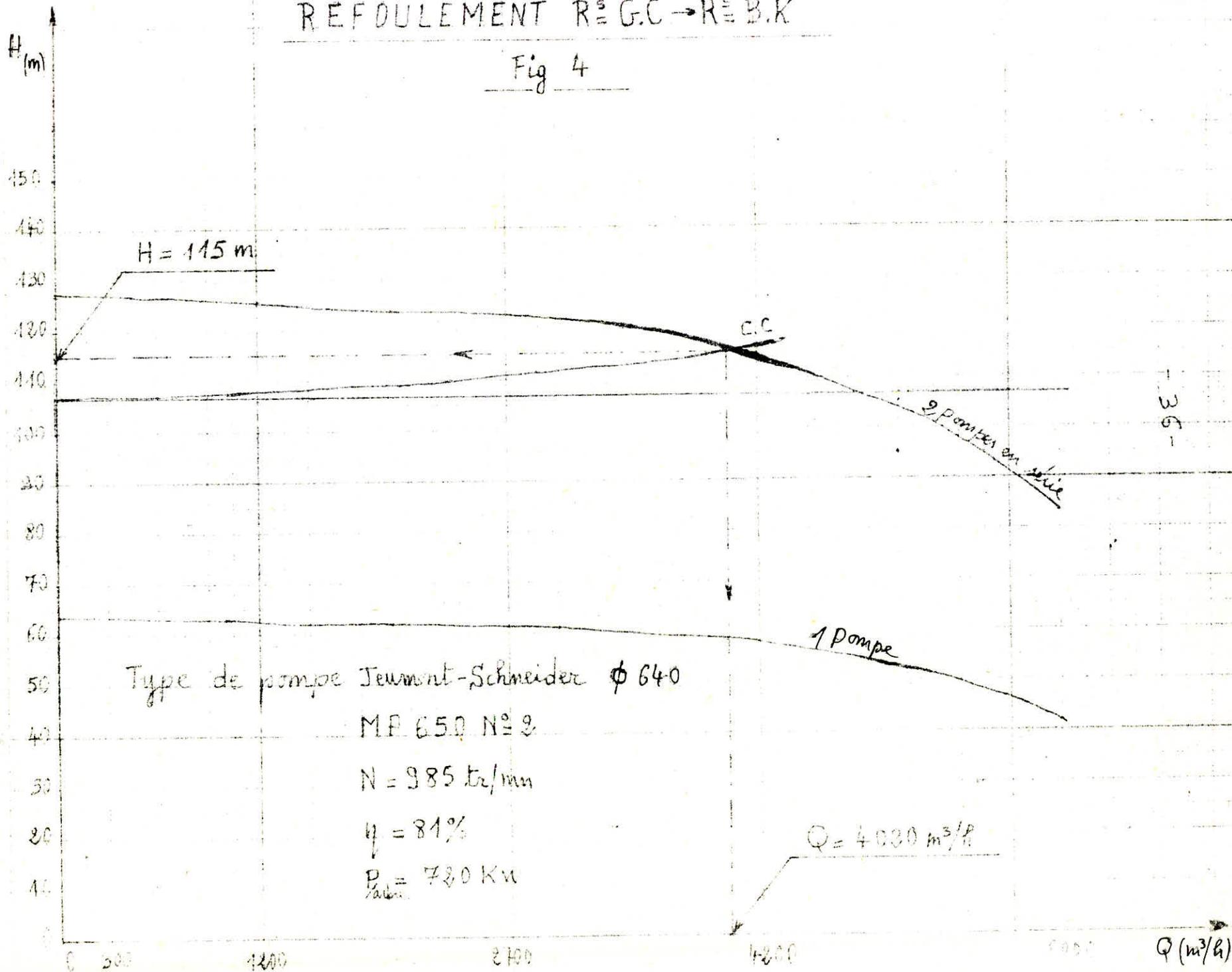
CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE

R. S. C. → R. S. B. K (Q = 107 + Dh²)

Q (M ³ /A)	J 10 ⁻³	L (M)	Dhe (M)	Dht (M)
0,05	0,003	5920	0,018	0,020
0,10	0,011	"	0,065	0,075
0,15	0,024	"	0,14	0,16
0,20	0,042	"	0,25	0,28
0,25	0,065	"	0,38	0,44
0,30	0,093	"	0,55	0,63
0,35	0,126	"	0,74	0,86
0,40	0,164	"	0,97	1,12
0,45	0,207	"	1,22	1,41
0,50	0,255	"	1,51	1,74
0,55	0,307	"	1,82	2,09
0,60	0,365	"	2,16	2,48
0,65	0,428	"	2,53	2,91
0,70	0,495	"	2,93	3,37
0,75	0,567	5920	3,36	3,86
0,80	0,643	"	3,81	4,38
0,85	0,725	"	4,30	4,94
0,90	0,812	"	4,81	5,53
0,95	0,905	"	5,36	6,16
1,00	1,003	"	5,94	6,83
1,05	1,106	"	6,55	7,53
1,10	1,214	"	7,18	8,26
1,15	1,327	"	7,85	9,03
1,20	1,445	"	8,56	9,84

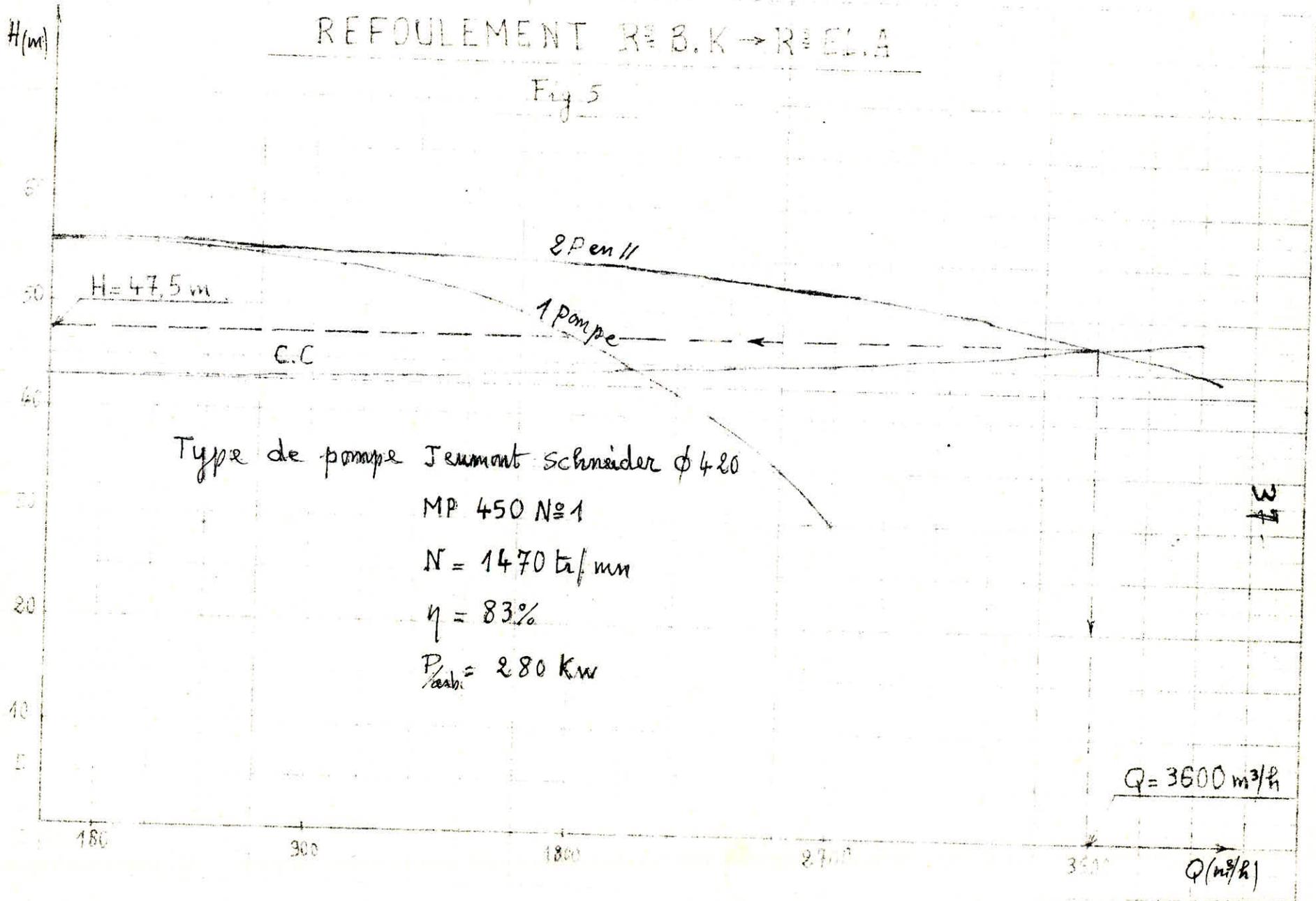
REFOULEMENT R^o G.C. → R^o B.K

Fig 4



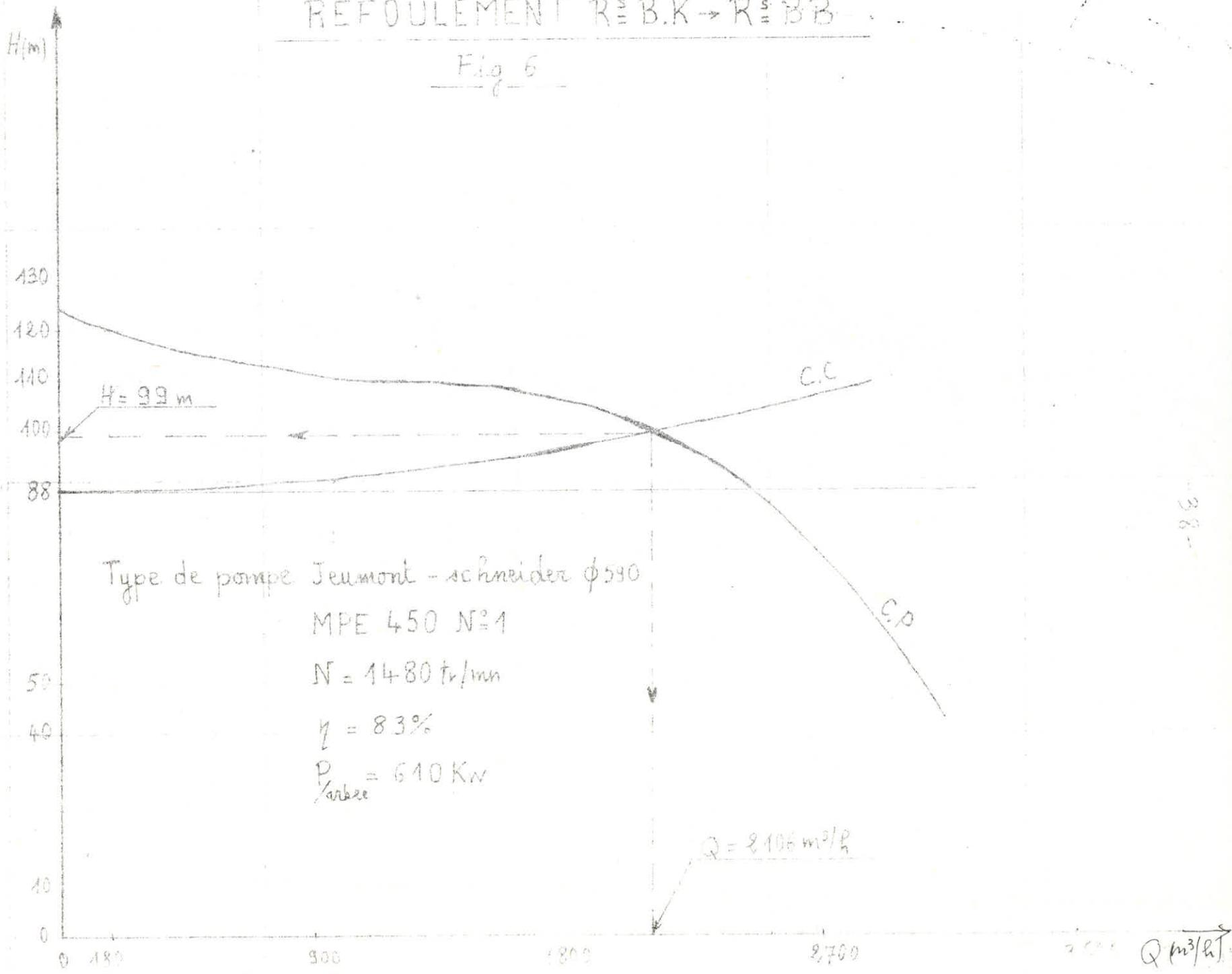
REFOULEMENT R³B.K → R³EL.A

Fig 5



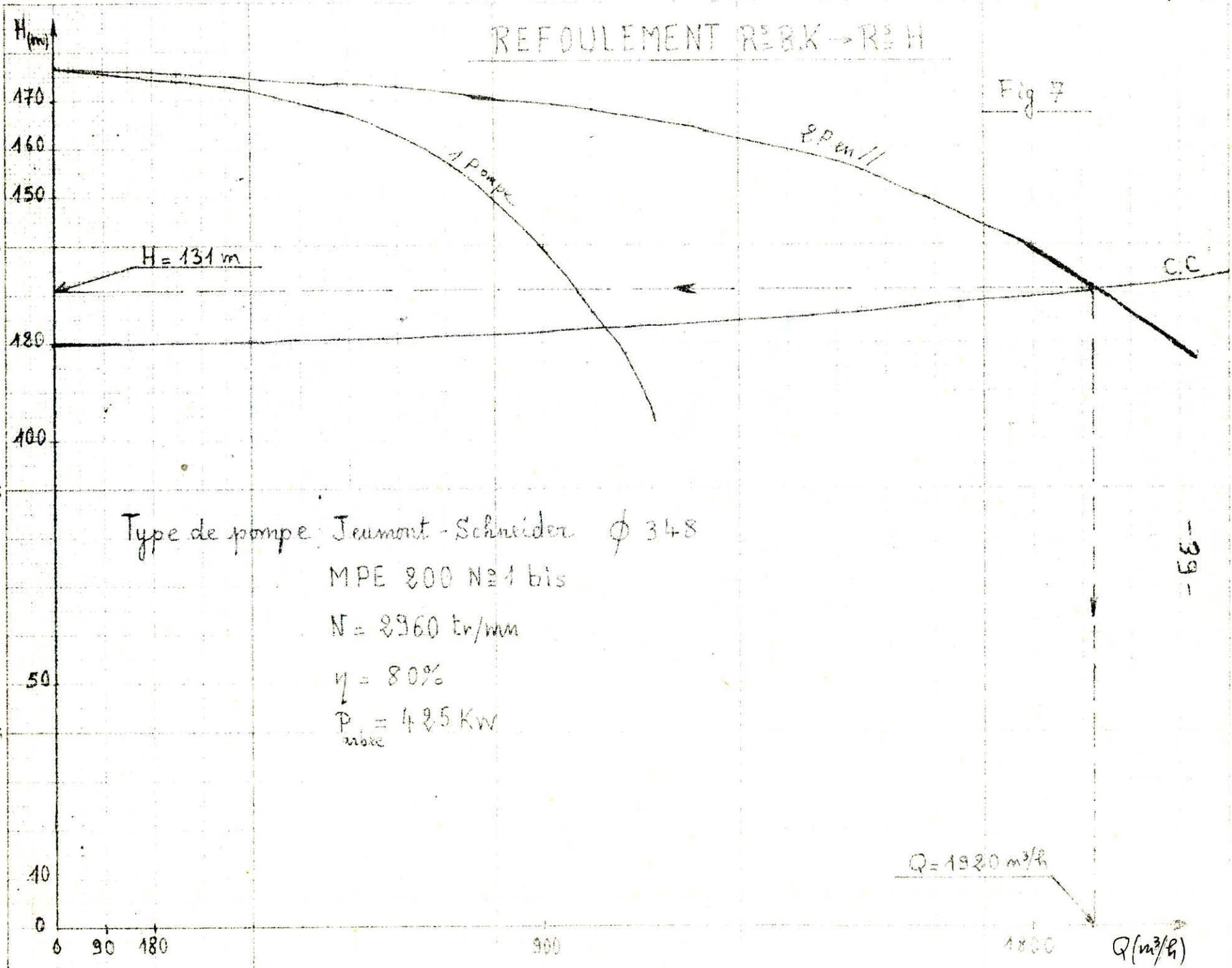
REFOULEMENT R₁ B.K → R₂ B.B

Fig 6



REFOULEMENT R₂B.K → R₂H

Fig 7



Type de pompe: Jeumont - Schneider ϕ 348
MPE 200 N \approx 1 bis
N = 2960 tr/min
 $\eta = 80\%$
P_{utile} = 425 Kw

Q = 1320 m³/h

R ≈ B.k → R ≈ B

$\frac{Q}{(M \cdot s/A)}$	$J \cdot 10^{-3}$	$L (M)$	$DH_0 (M)$	$DH_t (M)$
0,05	0,015	5530	0,083	0,095
0,10	0,057	"	0,32	0,36
0,15	0,125	"	0,69	0,79
0,20	0,219	"	1,21	1,39
0,25	0,339	"	1,87	2,16
0,30	0,486	"	2,69	3,09
0,35	0,659	"	3,64	4,19
0,40	0,858	"	4,74	5,46
0,45	1,083	"	5,99	6,89
0,50	1,334	"	7,38	8,48
0,55	1,612	"	8,91	10,25
0,60	1,915	"	10,59	12,18
0,65	2,245	"	12,41	14,28
0,70	2,601	"	14,38	16,54
0,75	2,983	"	16,50	18,97
0,80	3,391	"	18,75	21,56

- 40 -
 $Q = 88 + \Delta H_t$

$R \cong B.K$ ——— $R \cong EL A$

$Q = (43 + \Delta Ht)$

Q (M^3 / A)	J (10^3)	L (M)	ΔH_e (M)	ΔH_t (M)
0,05	0,003	3 5 6 0	0,011	0,012
0,10	0,011	"	0,039	0,045
0,15	0,024	"	0,085	0,098
0,20	0,042	"	0,15	0,17
0,25	0,065	"	0,23	0,27
0,30	0,093	"	0,33	0,38
0,35	0,126	"	0,45	0,52
0,40	0,164	"	0,58	0,67
0,45	0,207	"	0,74	0,85
0,50	0,255	"	0,91	1,04
0,55	0,307	"	1,09	1,26
0,60	0,365	"	1,30	1,49
0,65	0,428	"	1,52	1,75
0,70	0,495	"	1,76	2,03
0,75	0,567	"	2,02	2,32
0,80	0,643	"	2,29	2,63
0,85	0,725	"	2,58	2,97
0,90	0,812	"	2,89	3,32
0,95	0,905	"	3,22	3,70
1,00	1,003	"	3,57	4,11
1,05	1,106	"	3,94	4,53
1,10	1,214	"	4,32	4,97

$R_{B.K} \text{ --- } R_{H} (Q = 120 + \Delta Ht)$

Q (M^3 / Δ)	J (10^{-3})	L (M)	D_{He} (M)	D_{Ht} (M)
0,05	0,015	6 4 0 0	0,096	0,11
0,10	0,057	"	0,36	0,42
0,15	0,125	"	0,80	0,92
0,20	0,219	"	1,40	1,61
0,25	0,319	"	2,17	2,50
0,30	0,416	"	3,11	3,58
0,35	0,619	"	4,22	4,85
0,40	0,858	"	5,49	6,31
0,45	1,083	"	6,93	7,97
0,50	1,334	"	8,54	9,82
0,55	1,612	"	10,32	11,86
0,60	1,915	6 4 0 0	12,26	14,09

Le Fonctionnement rationnel et économique d'une Pompe dépend de deux niveaux d'eau :

- A l'aspiration, le niveau dans les puits ou dans le réservoir d'aspiration.
- Au refoulement le niveau dans le réservoir d'accumulation. Il est nécessaire de procéder à :
- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.
- La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou sitôt que le niveau d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient rendues automatiques.

Liaison aspiration Moteur

Station de reprise

Un flotteur installé dans le réservoir est en liaison avec un interrupteur raccordé au moteur. Dès que le flotteur atteint le niveau de la réserve d'incendie ($H = 0,14$ M à partir du radier) le Moteur s'arrête

Liaison Moteur Réservoir

Un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié par un câble entenu au contacteur du Moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau supérieur et le déclenche pour un niveau inférieur.

Remarque

Nous supposons que la liaison des nouveaux forages réalisés au sud de Baraki au réservoir du Gué de Constantine ne pose aucun problème.

Protection contre le coup de bélier

déf : Le coup de Bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes.

- Arrêt brutal, par dés fonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

- Démarrage d'une pompe .

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

les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de Bélier .

Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues. le coup de Bélier 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 sur les réseaux 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 - 45 -
 contre le coup de Bélier de quatre conduites de refoulement.

Conduite R Σ G.C ————— R Σ B.K

A l'arrêt Brusque

Les caractéristiques du refoulement sont regroupées dans
 dans le Tableau suivant.

L (M)	D (M)	H _G (M)	Q (M ³ /A)	V (M/A)
5920	1,10	107	1	1,05

Sans système anti-bélier la surpression maximale est

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

a : vitesse de propagation ondes
 V : vitesse de l'eau en marche normale.
 K = 2,15 x 10⁹ N/m : module d'élasticité de l'eau
 P = 1000 Kg/m masse volumique de l'eau
 E = 2 x 10¹¹ N/m : module d'élasticité de la Conduite
 e = 0,012 m : épaisseur de la conduite
 D = 1,10 m : diamètre de la conduite

$$a = 1040 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times 1,0}{3,14 \times (1,1)^2} = 1,05 \text{ m/A}$$

On trouve $b = \frac{1040 \times 1,05}{9,8} = 111,43 \text{ m}$ soit $b = 112 \text{ m}$

Au niveau du R Σ G.C la pression sera :

Sur pression : $H_b + b = 106 + 112 = 218 \text{ M}$

Dépression : $H_b - b = 106 - 112 = -6 \text{ M}$

H₀ : étant la pression pendant le fonctionnement normal.

$$H_b = H_G - 1 = 106 \text{ M}$$

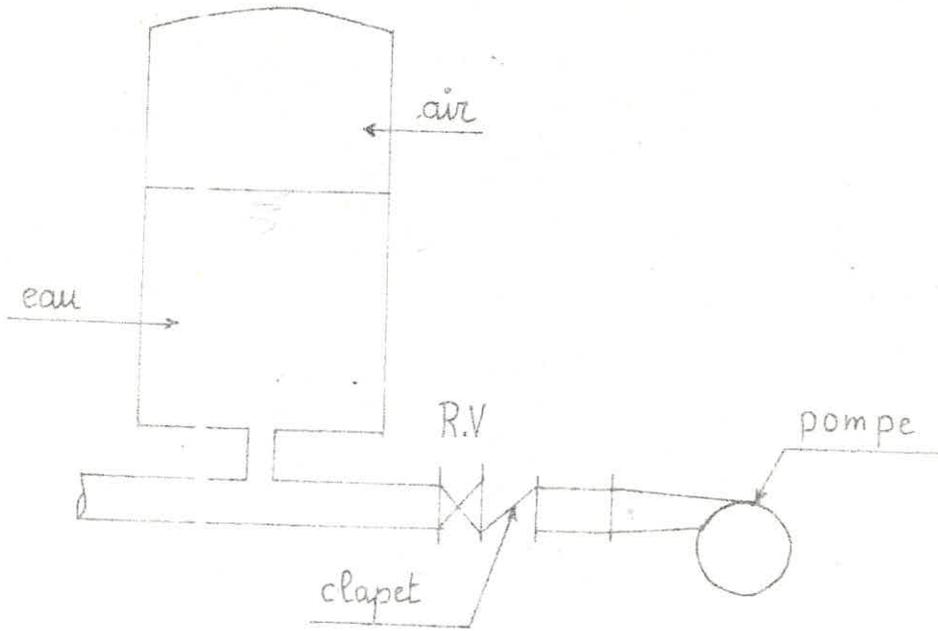
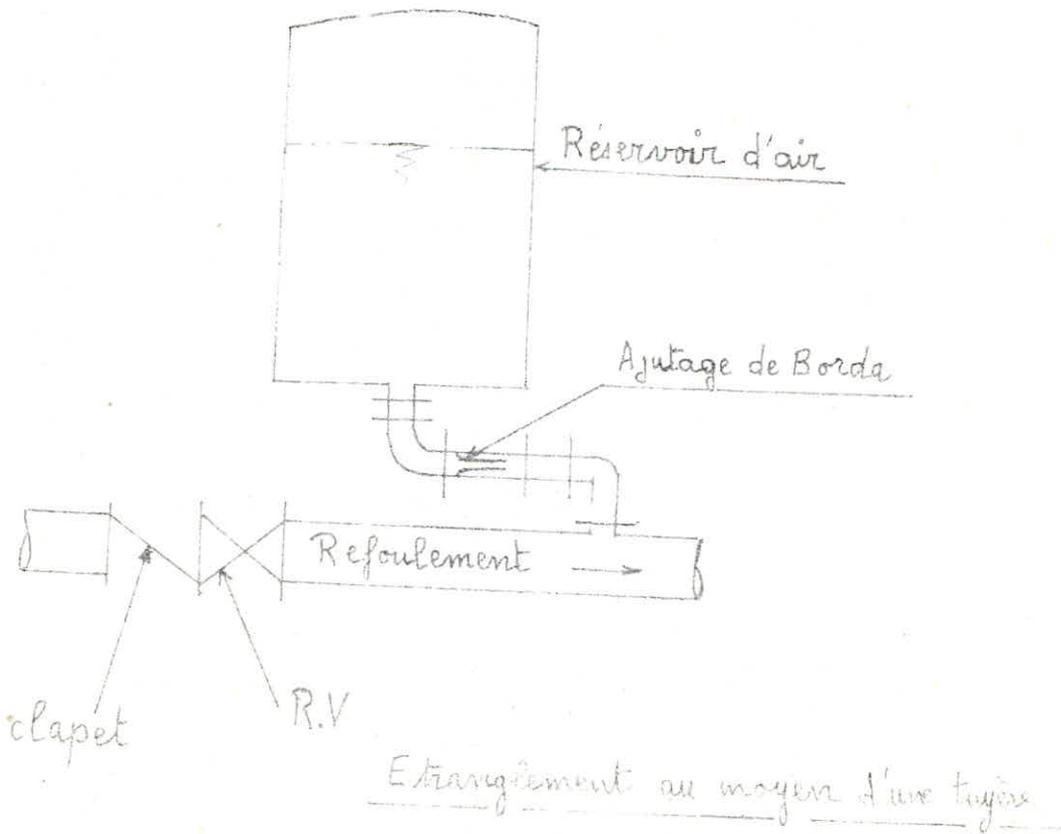


Fig 8



Etranglement au moyen d'une tuyère

Fig 9

Nous nous trouvons dans l'obligation de protéger les conduites contre le coup de bélier, car ni la surpression ni la dépression ne sont admissibles.

Les appareils anti-bélier les plus utilisées sont les suivants :

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

Pour notre cas nous choisissons le réservoir d'air qui sera placé à l'aval du clapet anti-retour. (Fig 8) cette capacité contient de l'eau et de l'air et en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction le clapet se ferme, une partie de la cloche est chassée dans la conduite.

En effet à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir. Après diminution progressive de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la conduite de refoulement (Fig 10)

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

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme.
- Soit par une tuyère.
- Soit par un clapet à battant percé.

Cet étranglement constituera une perte de charge singulière.

La tuyère fonctionnant au retour de l'eau dans le réservoir d'air comme ajutage de borda permet théoriquement d'avoir une p.d.c quatre fois plus grande au retour qu'à l'allée.

(le coefficient de contraction de l'ajutage étant de 0,5)

C'est pourquoi nous proposons à l'étranglement la tuyère (Fig 9)

Principe de calcul du reservoir d'air.

calcul du Réservoir d'air - 48 -

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON, que le réservoir d'air sera déterminé. Toutefois au lieu des débits, l'échelle des abscisses sera représentée par les vitesses la méthode consiste à déterminer par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations. L'intervalle de temps entre les deux vitesses successives est $\theta = \frac{2l}{a}$ ($\theta = 11,38s$) temps d'un aller retour de l'onde entre la pompe et le réservoir de Birkhadem.

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

Nous partons d'un volume d'air initial arbitraire U_0 . On se fixe une valeur de V_f , on calcule alors à la fin de l'intervalle θ la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les p.d.c suivant le cas. On vérifie sur le diagramme de BERGERON que cette pression finale correspond à la vitesse choisie V_f , sinon les calculs sont refaits en choisissant une autre valeur de V_f . Après l'amortissement des oscillations, la dépression doit être admissible sinon on recommence en prenant une autre valeur du volume initial U_0 .

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

V_m étant la moyenne arithmétique entre la vitesse initiale V_f et la vitesse V_{fn} après l'intervalle de temps θ .

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

.../...

Il faut considérer la pression absolue dans le réservoir d'air
 $Z = (H_0 - h) + 10$ ($H_0 = 6m$: distance entre le plan d'eau dans
le réservoir d'air et l'axe de la conduite)

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

$$(Z + S) U^{1,4} = Z U^{1,4} \Rightarrow Z = \frac{(Z + S) U^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = 106 - 6 + 10 = 110m$$

$$S = 6,83 m$$

$$Z = \frac{116,83 \times U^{1,4}}{U^{1,4}}$$

S. perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement
normal; celles-ci sont considérées comme étant un diaphragme fictif
au niveau de la tubulure du réservoir d'air.

Le refoulement se présente comme suit :

$$Q = 1m^3/s = 1000 l/s \quad L = 5920m \quad D = 1,1m \quad H_0 = 106m$$

* La tuyère (Fig 10) aura les caractéristiques suivantes :

$$D = 400mm \quad d = 280mm$$

Ces dimensions sont choisies de telle façon que l'on ait le
rapport suivant :

$$\frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K \quad (15 < K < 20)$$

$d' = 0,92d$ car le coefficient de débit est 0,92 quand l'eau
descend dans la conduite.

Pour notre cas :

$$\frac{D^2}{(d')^2} = \frac{(1100)^2}{(0,92 \times 280)^2} = 18,2$$

Calcul des p.d.c au niveau de la tuyère.

Montée de l'eau dans le Rs = B.K (Fig 10)

$$K = \frac{V1}{Vf} = \frac{D^2}{(d)^2} = 18,2$$

V1 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la montée de l'eau dans le réservoir B.K

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

La P.d.c à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections contractées (diamètre d) et la tubulure (diamètre D) qui détermine un coefficient c.

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

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 280)^2}{(400)^2} = 0,41$$

c = 0,35 (c = f(m)) est donné par un graphique)

alors :
$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times 0,35$$

Descente de l'eau du réservoir B.K (fig 11)

La tuyère agit comme un ajutage de borda $d^* = 0,5d$

$$K' = \frac{V2}{Vf} = \frac{D^2}{0,5d^2} = \frac{(1100)^2}{0,5(280)^2} = 30,9$$

Dans une tuyère K est lié à K' (K' = 1,7.K environ)

V2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau du réservoir B.K

$$m' = \frac{0,5 d^2}{(D')^2} = \frac{0,5 (280)^2}{(400)^2} = 0,245 \quad c' = 0,57$$

alors
$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \times 0,57$$

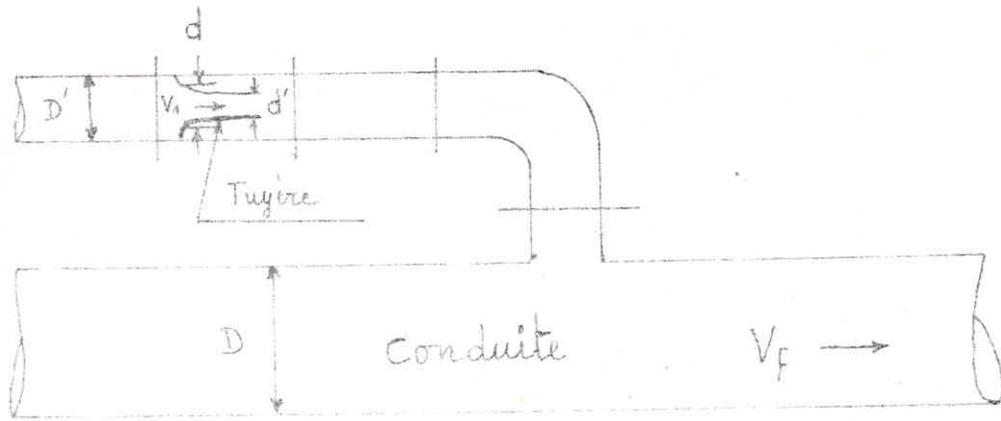


Fig 10

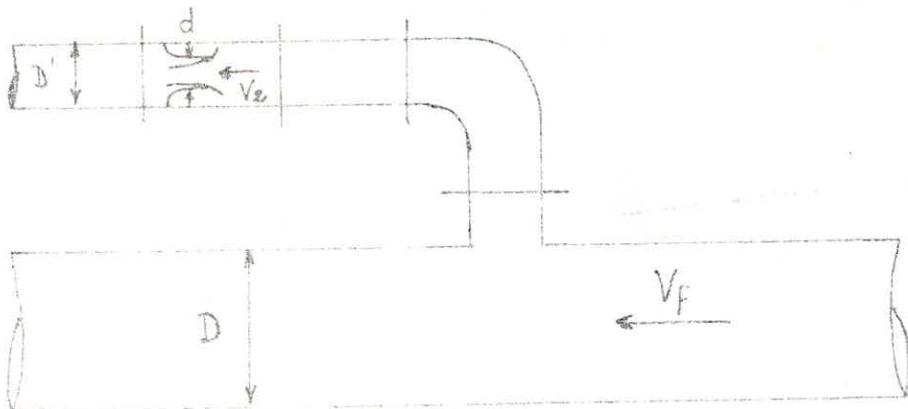


Fig 11

Nous proposons U. = 20 m³ valeur initiale du réservoir d'air
déterminons la pente de la droite $\frac{a}{gs}$ (fig 14)

D = 1100 mm

a = 1040 m⁴ $\frac{a}{gs} = 111,7$

S = 0,95033 m²

L'échelle des pression est 1/1000 donc 111,7 seront représentée
par 11,17 cm

L'échelle des débits, 1m³/s est représenté par 12 cm donc la
pente de la droite sera :

$\frac{11,17}{12} = 0,93083$ ($\alpha = 42^{\circ}54'$)

Pendant la phase dépression. La pression dans la conduite
tombe à 68,78 m soit une dépression de :

116,83 - 68,78 = 48,05m d'eau.

Pendant la phase surpression, la pression dans la conduite
monte à 160,50 m , soit une surpression de :

160,50 - 116,83 = 43,67 m d'eau

(116,83 m d'eau c'est la pression dans la conduite, compte-tenu
des p.d.c)

La surpression et la dépressions sont donc dans des limites
acceptables, puisque nous utilisons des tuyaux dont la pression
de service dépasse 20 bars.

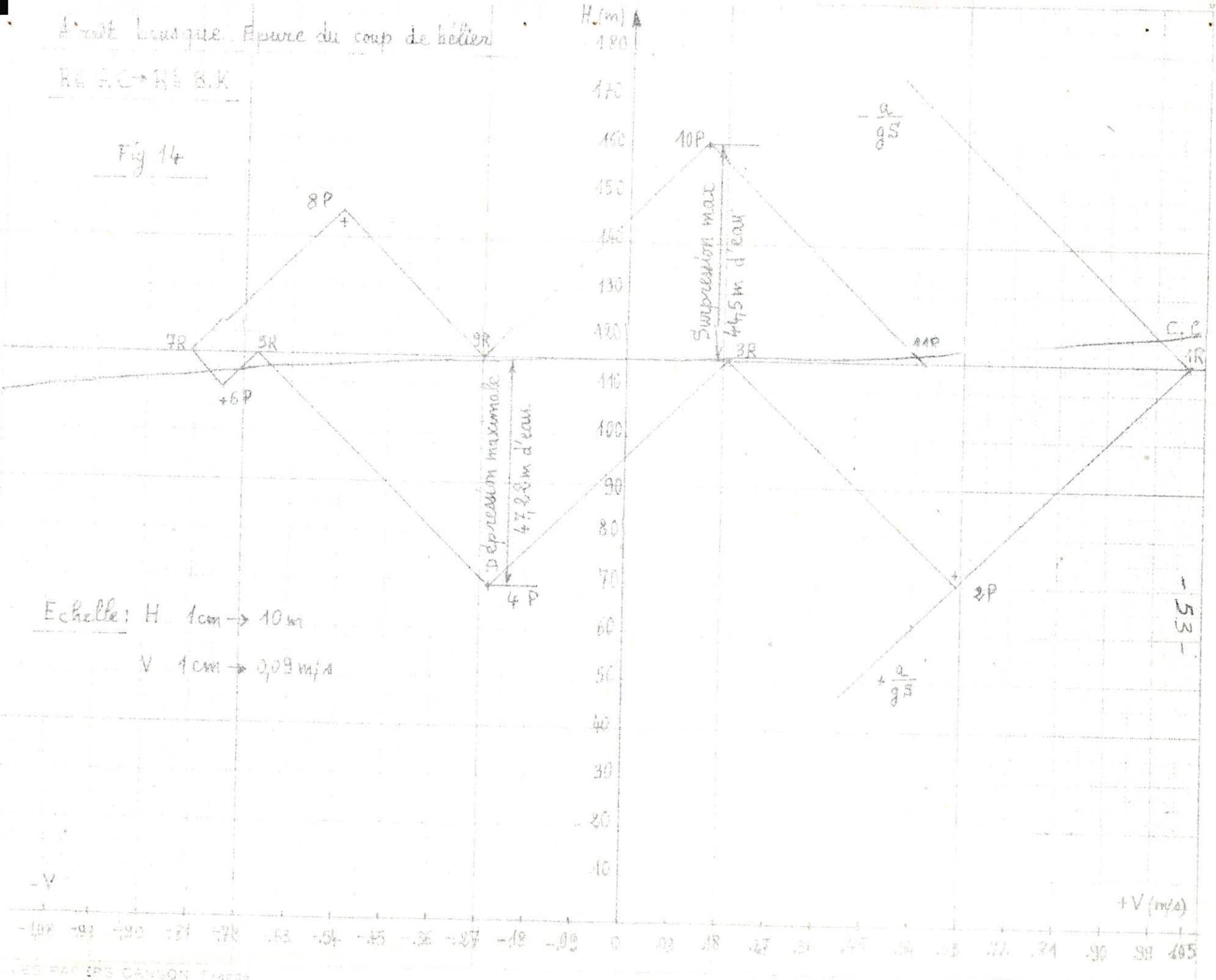
Interprétation du tableau.

Nous remarquons que la plus grande valeur du volume d'air est
31,035 m³ au temps 20~~0~~ puisque lorsque l'air occupe cet espace, il
faut qu'il y ait encore de l'eau dans le réservoir, nous proposons
une capacité de 35 m³ . En marche normale l'air occupera un volume
de 20 m³

A' est l'usque. Epure du coup de bélier

R.E.C. → R.E.K.

Fig 14



Echelle: H. 1cm → 10m

V. 1cm → 20 m/s

Calcul du réservoir d'air Arrêt brusque des groupes $R \equiv G.C \rightarrow R \equiv B.K$

Intervalle de temps $\theta = 12,38 A$	Variation du volume d'air $\Delta V = 5,32 V_m$ $\Delta U = 10,32 V_m$	Volume d'air U (m^3)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{Z_0 + \frac{U}{U_0}}{U_0}$ $Z = \frac{77,46}{116,83}$	Perte de charge dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 5,92 V_f^2$ Descente: $\Delta h_2 = 27,77 V_f^2$	Pression dans la conduite avec p.d.c. Montée: $Z + 6 - \Delta h_1$ Descente: $Z + 6 + \Delta h_2$	p.d.c. au refoulement δ	Pression dans la conduite sans p.d.c. Montée: $Z + 6 - \Delta h_1 - \delta$ Descente: $Z + 6 + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur la graphique V_f	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie V_f
0	0	$U_0 = 20 m^3$	$Z_0 + 6 = 116,83$		116,83	6,83	110	$V_0 = 1,05$	1R		
0	2,035	29,035	69,33	2,88	73,05	2,88	70,77	0,62	2P	0,835	0,62
20	4,000	34,035	63,15	0,37	68,78	0,37	68,41	-0,25	4P	0,485	-0,25
20	-2,464	25,571	82,82	16,04	104,86	3,40	108,20	-0,76	6P	-0,505	-0,76
40	-7,033	19,538	129,93	8,10	144,03	1,74	145,77	-0,54	8P	-0,650	-0,54
5A	-2,110	16,428	153,88	0,58	160,50	0,13	160,63	0,15	10P	-0,485	0,15

Intervalle de temps $\theta = 10,29 A$	Variation du volume d'air $\Delta V = 5,17 V_m$	Volume d'air U (m^3)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{44,525}{114}$	Perte de charge dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 9,48 V_f^2$ Descente: $\Delta h_2 = 37,6 V_f^2$	Pression dans la conduite avec p.d.c. Montée: $Z + 5 - \Delta h_1$ Descente: $Z + 5 + \Delta h_2$	p.d.c. au refoulement δ	Pression dans la conduite sans p.d.c. Montée: $Z + 5 - \Delta h_1 - \delta$ Descente: $Z + 5 + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur la graphique V_f	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie V_f
0	0	$U_0 = 15$	$Z_0 + 5 = 100,48$		100,48	8,48	92	$V_0 = 0,99$	1R		
0	4,420	19,42	69,33	4,34	70,08	4,44	65,64	0,72	2P	0,855	0,72
20	2,275	21,695	59,34	0,24	64,70	0,25	64,45	0,16	4P	0,44	0,16
30	-0,465	21,23	61,78	4,35	71,13	1,03	72,16	-0,34	6P	-0,09	-0,34
40	-2,378	18,852	78,96	12,65	90,61	2,90	93,51	-0,58	8P	-0,45	-0,58
50	-2,818	16,03	91,53	9,78	106,31	2,25	108,56	-0,51	10P	-0,545	-0,51
60	-1,913	14,117	109,33	1,33	115,38	0,49	116,87	-0,23	12P	-0,37	-0,23
70	-0,258	13,859	112,85	0,64	117,88	0,17	118,05	0,13	14P	-0,05	0,13
80	1,267	15,126	93,31	1,23	103,08	1,15	101,93	0,36	16P	0,245	0,36

$R \equiv B.K \rightarrow R \equiv B.B$

b) Coup de bélier au démarrage des pompes (fig 15)

La vitesse de l'eau dans la tuyère est exprimée en fonction du débit qr .

Montée de l'eau vers Rs B.K

$$qr = V1 \cdot S1 \quad \text{avec} \quad S1 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0,92 \times 0,280)^2}{4} = 5,212 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\text{alors } V1 = \frac{qr}{S1} \quad V1 = 19,19 \text{ qr}$$

Descente de l'eau du Rs B.K

$$qr = V2 \cdot S2 \quad \text{or } S2 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi 0,5 d^2}{4} = \frac{\pi 0,5 (0,28)^2}{4}$$

$$S2 = 3,079 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \quad V2 = 32,48 \text{ qr}$$

Calculons la pente de la droite $\frac{a}{gs}$

$$\frac{a}{gs} = 111,7 \text{ m}$$

111,7 m seront représentés par 55,85 cm à l'échelle choisie

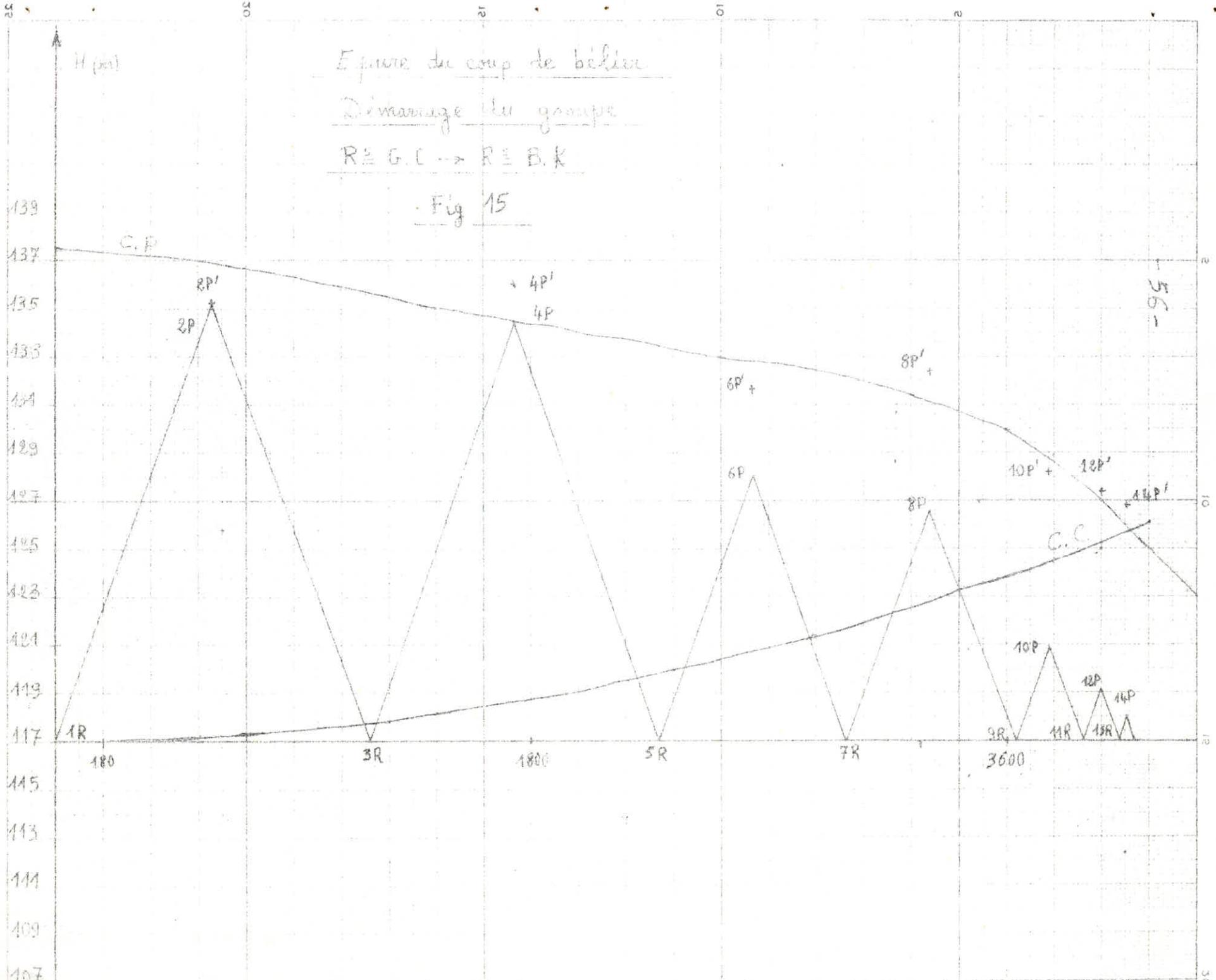
pour l'échelle des débits $1 \text{ m}^3/\text{s}$ est représenté par 20 cm

donc la pente de la droite sera :

$$\frac{55,85}{20} = 2,7925 \quad (\alpha = 70,3)$$

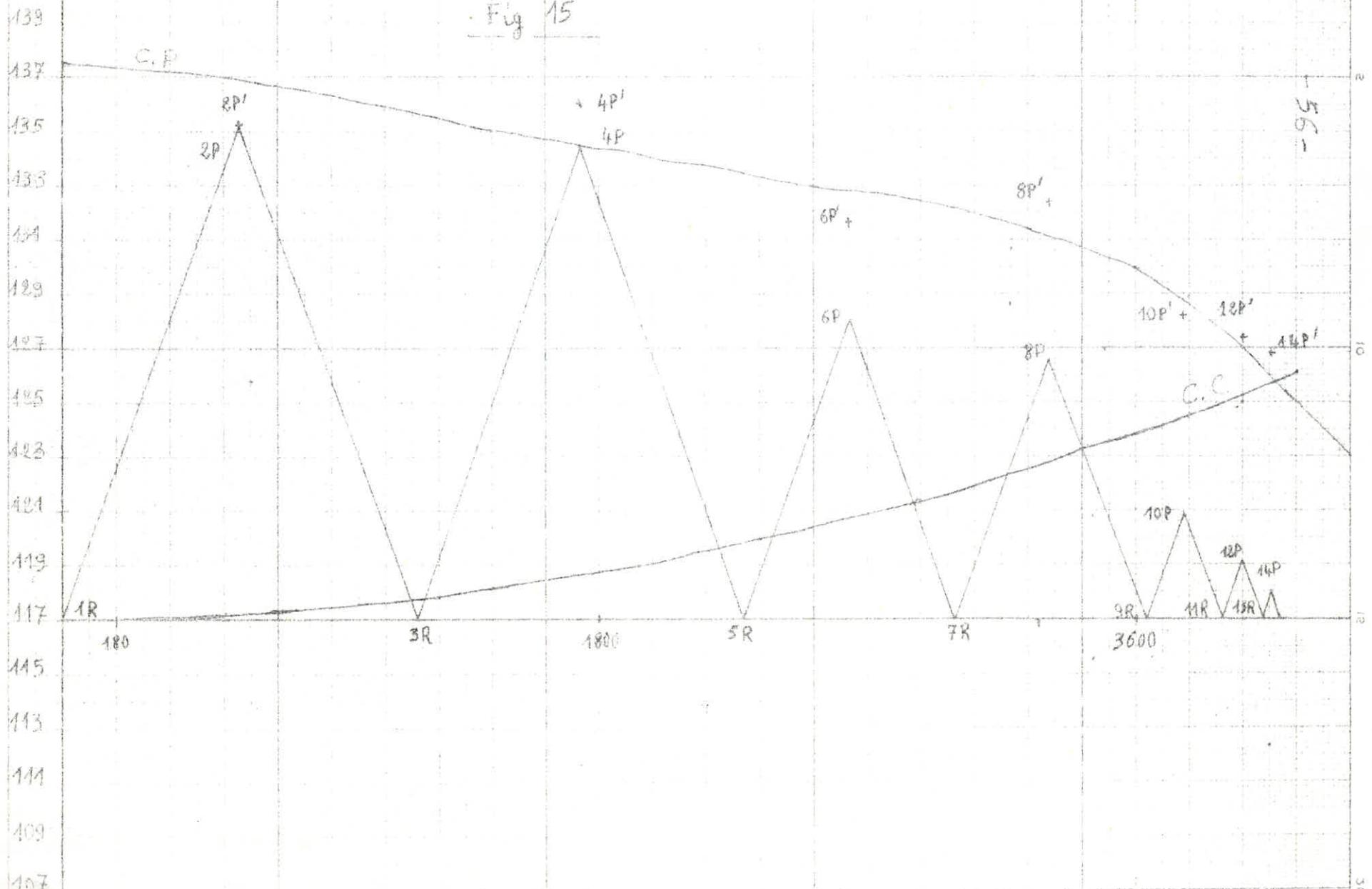
La construction graphique (fig 15) donne une surpression maximale de 18,2 m, la dépression est négligeable.

Ces valeurs sont admissibles par rapport à la pression de service des tuyaux. Le système anti bélier est bon.



Epreuve du coup de bélier
 Dimanche du groupe
 R ≡ G.C. → R ≡ B.K.

Fig 15



R² G.C + R² B.K Dimensionage des pompes

Intervalle de temps θ (s)	Débit de la pompe Q (m ³ /s)	Débit de la conduite q_c (m ³ /s)	Débit qui entre ou qui sort du réservoir d'eau q_v (m ³ /s)	Débit moyen entrant ou sortant du réservoir d'eau q_m (m ³ /s)	Variation du volume d'air $\Delta U = 11,38 q_m$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{7744,6}{U/4}$ (m d'eau)	p.d.e. dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 6,58 q_v^2$ Descende: $\Delta h_2 = 30,68 q_v^2$	Hauteur piézométrique choisie arbitrairement H_B Valeurs absolue (m)	Pression dans la conduite correspondant à H_B choisie $H_B - 1$ (m d'eau)	Pression dans la conduite correspondant à la piez Z dans le réservoir d'eau $H_i: Z + 0,81$ $H_d: Z + 6 + 0,82$	perte de charge dans la conduite S (m)	Point correspondant
0	0,375	0,445	0,840	0,405	1,135	18,805	42,736	1,35	135,2	134,2	134,71	0,20	AR
20	0,275	0,4825	-0,2575	0,0175	5,044	18,131	42,443	1,38	136,0	135,2	134,81	1,60	4P 4P
30	0,880	0,7325	0,1475	-0,113	-0,341	19,132	42,432	0,14	134,6	134,2	132,62	3,7	0P 0P
40	0,800	0,920	-0,180	0,0432	0,150	18,975	42,575	0,44	132,4	131,4	132,22	5,8	8P 8P
50	1,002	1,145	-0,147	-0,0545	-0,5814	19,562	42,954	0	128,2	127,2	126,51	7,4	10P 10P
60	1,00	1,10	-0,10	0,1135	0,1338	19,582	42,885	0	127,4	126,4	126,85	8,3	12P 12P
70	1,105	1,1275	-0,0225	-0,1164	-0,1243	19,707	42,825	0	126,80	125,80	125,27	8,7	14P 14P

5-

5-

3°) TRONÇON R^S B.K -----> R^S H

Les caractéristiques du refoulement sont :

$L = 6400 \text{ m} ; D = 0,8 \text{ m} ; H_g = 120 \text{ m} ; Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Sans système anti bélièr la surpression maximale est

$$b = \frac{a V_0}{g} \quad a = \frac{\sqrt{K/P}}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E e}}} \quad \boxed{a = 1075 \text{ m/s}}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad V_0 = \frac{4 \times 0,5}{\pi (0,8)^2} = 0,99 \text{ m/s}$$

d'où $b = \frac{1075 \times 0,99}{9,8} = 108,6 \text{ m} \quad b = 108,6 \text{ m}$

Au niveau du R^S B.K la pression sera :

Surpression : $H_0 + b = 119 + 108,6 = 227,6 \text{ m}$

Dépression : $H_0 - b = 119 - 108,6 = 10,4 \text{ m}$

On voit qu'il n'est presque pas nécessaire de protéger les conduites vu que leur pression de service va jusqu'à 25 bars et plus.

4°) TRONÇON R^S B.K -----> R^S E.C.A

Les caractéristiques du refoulement sont :

$L = 3560 \text{ m} ; D = 1,10 \text{ m} \quad H_g = 43 \text{ m} \quad Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

La valeur du coup de bélièr est :

$$B = \frac{a V_0}{g} \quad a = 1040 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad V_0 = 1,05 \text{ m/s}$$

On trouve

$b = 111,4 \text{ m}$

Au niveau du R^S B.K la pression sera :

Surpression : $H + b = 42 + 111,4 = 153,4 \text{ m d'eau}$

Dépression : $H_0 - b = 42 - 111,4 = -69,4 \text{ m d'eau}$

On voit que la dépression n'est pas admissible il faut un système anti bélièr.

2°) TRONÇON R^S B.K → R^S B . B .

Les caractéristique du refoulement sont groupées dans le tableau suivant :

L M	D M	Q M ³ /s	Hg M	V ₀ M/s
5530	0,8	0,5	88	0,99

La célérité de l'onde :

$$a = \frac{1466}{\left(\frac{1 + 2,15 \times 10^{-5} \times 0,8}{2 \times 10^{11} \times 0,01} \right)^{1/2}} \qquad a = 1075 \text{ m/s}$$

La vitesse de l'eau pendant le fonctionnement normal est

$$V_0 = \frac{Q}{S} \qquad S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,50265 \text{ M}^2 \qquad \underline{V_0 = 0,99 \text{ m/s}}$$

a) A l'arrêt brusque

La valeur maximale du coup de bélier est

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{1075 \times 0,99}{9,8} \qquad \underline{b = 108,6 \text{ m}}$$

La charge au niveau du R^S B.B est H₁ = Hg - 1 H₁ = 87 m

Surpression H₁ + b = 87 + 108,6 = 195,6 m

Dépression H₁ - b = 87 - 108,6 = - 21,6 m

La protection de la conduite contre le coup de bélier est nécessaire car si la surpression est juste admissible, la dépression par contre ne l'est pas.

Nous proposons l'utilisation d'un réservoir d'air qui sera placé à l'aval du clapet anti-retour ; ainsi qu'un étranglement constitué d'une tuyère qui créera une P.D.C. singulière.

Nous appliquons la méthode graphique de BERGERON pour le calcul du réservoir d'air. Nous devons déterminer par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est

$$\theta = \frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 5530}{1075} = 10,29 \text{ s}$$

C'est le temps d'un aller retour de l'arde entre la pompe et le réservoir des bois de Boulogne.

La pression absolue dans le réservoir d'air est

$$Z_2^0 = H_2 - h_2 + 10$$

$$Z_2 = 87 - 5 + 10 = 92 \text{ m}$$

Suivant la loi de POISSON la nouvelle pression dans le réservoir d'air est de la forme.

$$Z = \frac{100,48 U_1^{1,4}}{U^{1,4}}$$

La tuyère aura les caractéristiques suivantes :

$$D' = 350 \text{ MM} \quad d = 200 \text{ MM}$$

$$K = \frac{D^2}{(d')^2} = \frac{(800)^2}{(0,92 \times 200)^2} = 18,9$$

Calcul des: P.D.C. au niveau de la tuyère.

Montée de l'eau dans le réservoir d'eau R^S B.B

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{(D)^2}{(d')^2} = K \quad \underline{V_1 = 18,9 V_f}$$

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

$$M = \frac{d^2}{D'^2} = \frac{(0,92 d)^2}{D'^2} = \frac{(0,92 \times 200)^2}{(350)^2} = 0,28 \Rightarrow c = 0,52$$

On aura

$$\boxed{\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \times 0,52}$$

Descente de l'eau du R^S B.B

La tuyère agit comme ayutage de Borda : $d'' = 0,5 d$

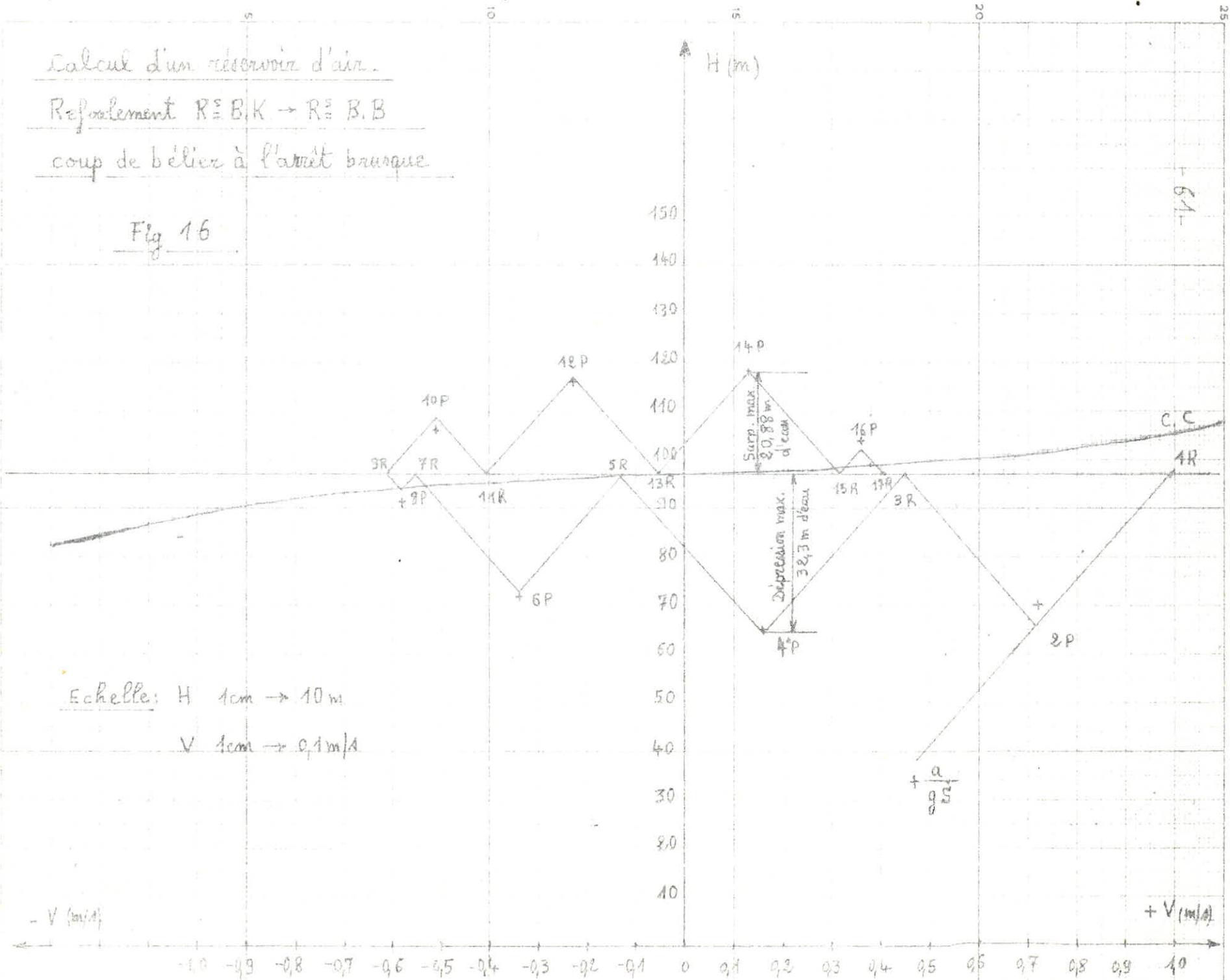
$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{0,5 d^2} \quad \frac{V_2}{V_f} = \frac{(800)^2}{0,5(200)^2} = 32 \quad \underline{V_2 = 32 V_f}$$

Calcul d'un réservoir d'air.

Refoulement $R \rightarrow B, K \rightarrow R \rightarrow B, B$

coup de bélier à l'arrêt brusque

Fig 16



Echelle: H 1cm \rightarrow 10m

V 1cm \rightarrow 0,1m/s

- V (m/s)

+ V (m/s)

Rapport M des sections contractées.

$$M = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (200)^2}{(350)^2} = 0,16 \text{ (=====) } C = 0,72$$

... alors
$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \times 0,72$$

Nous partons d'une valeur initiale du réservoir d'air

$$U_2 = 15 \text{ m}^3$$

Détermination de la pente de la droite (fig I6)

$$\left. \begin{array}{l} D = 0,8 \text{ m} \\ a = 1075 \\ S = 0,50265 \end{array} \right\} \frac{a}{g \cdot s} = 218,23$$

Suivant l'échelle 218,23 M seront représenté par 21,823 CM l'échelle des débits 1 m³/s est représenté par 20 CM d'où la pente de la droite

$$t \cdot g \cdot x = \frac{21,823}{20} = 1,0912 \quad (x = 47^\circ,5)$$

Nous construisons le tableau qui suit. La résolution graphique donne les résultats suivants /

Pendant la phase de dépression, la pression dans la conduite tombe à 64,70 M soit une dépression de

$$100,48 - 64,70 = 35,78 \text{ M d'eau.}$$

Pendant la phase de surpression, la pression dans la conduite monte à 117,88 M soit une surpression faible de

$$117,88 - 100,48 = 17,4 \text{ M}$$

(100,48 M d'eau est la pression dans la conduite, compte tenu des P.D.C.)

La surpression et la dépression sont dans des limites acceptables, puisque nous utilisons des tuyaux dont la pression de service va jusqu'à 25 bars.

INTERPRETATION DU TABLEAU :

Nous remarquons que la plus grande valeur du volume d'air est 21,695 M³ au temps 2 s. Puisque lorsque l'air occupe cet espace, il faut qu'il y ait encore de l'eau dans le réservoir nous proposons une capacité de 25 M³.

En marche normale l'air occupera un volume de 15 M³ pour que cette condition soit respectée il faut ajouter au réservoir d'air un compresseur d'air de façon à amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée correspondant au volume occupé par l'air pendant l'exploitation.

Le compresseur fonctionnera automatiquement dès que le niveau d'eau remonte.

b) COUP DE BELIER AU DEMARRAGE DES POMPES :

A près avoir étudié la protection de la conduite contre le coup de béliier à l'arrêt brusque, il importe d'étudier le comportement de l'installation au moment du démarrage du groupe électropompe. En effet l'introduction de l'eau refoulée dans la conduite va engendrer un coup de béliier. La vérification se fera par la méthode graphique de BERGERON.

Si on désigne par H. La hauteur géométrique de refoulement à partir du point d'installation du réservoir d'air, la pression absolue dans la cloche est $Z = H_g + 10$.

Nous représentons le diagramme $Q=f(H)$ de la pompe ; traçons l'horizontale passant par l'extrémité $Z = H_g + 10$. Considérons les situations à tous les allés et retours d'onde. A chaque instant le débit Q fourni par la pompe se divise en deux :

- q c qui est évacué dans la conduite de refoulement en engendrant une P.D.C.

- q r qui est dirigé dans le réservoir d'air en donnant lieu à une perte de charge Δh au passage de l'étranglement on aura $Q = q c + q r$ (fig 13)

Pour une hauteur piézométrique H_b dans la conduite mesurée à partir du plan d'aspiration, une horizontale donne immédiatement avec l'intersection de la droite $\frac{a}{g s}$ augmentée des ordonnées de la parabole des P.D.C. dans la conduite les valeurs de q c et q r .

Par approximations successives, on cherche à vérifier que pour une hauteur piézométrique donnée, mesurée à partir du plan d'aspiration, la pression est la même dans le réservoir d'air et dans la conduite aux P.D.C. près.

La variation du débit est $\Delta U = q n \theta$

q n étant la moyenne arithmétique des débits q r au début et à la fin de l'intervalle θ .

Le volume s'obtient en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant le cas

La vitesse de l'eau dans la tuyère est exprimée en fonction du débit q r.

* Montée de l'eau vers R^S B.B

$q r = V_1 S_1$ avec $S_1 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0,92 \times 0,2)^2}{4} = 2,659 \times 10^{-2} \text{ m}^2$

Alors $V_1 = 37,6 q r$

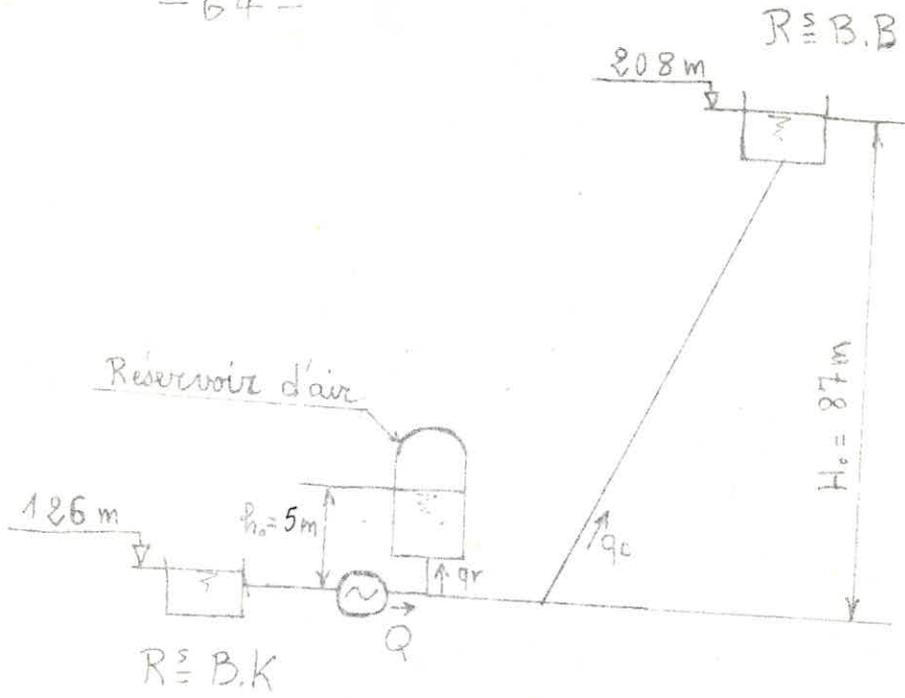


Fig 13

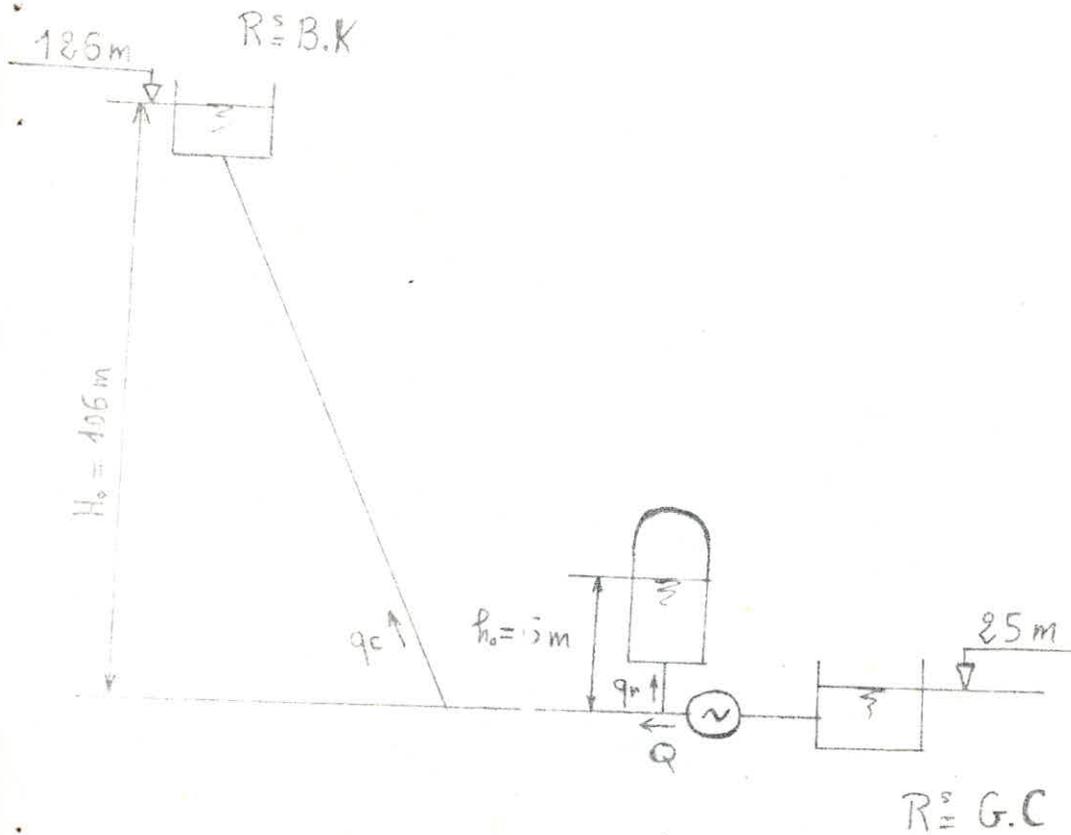


Fig 12

CALCULONS LA PENTE DE LA DROITE $\frac{a}{g \cdot s}$

$$\left. \begin{array}{l} a = 1075 \\ S = 0,50265 \end{array} \right\} \frac{a}{g \cdot s} = 218,23 \text{ M}$$

L'échelle des pressions est 1/400 donc 218,23 M seront représentés par 54,56 CM

L'échelle des débits donne pour 1 M³ 20 CM

La pente de la droite sera

$$\text{tg } \alpha = \frac{54,56}{20} = 2,728 \quad (\alpha = 69^{\circ},9)$$

L'intervalle de temps entre l'allée retour d'une onde est

$$\theta = \frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 5530}{1075} = 10,29 \text{ A}$$

En suivant le schéma tracé précédemment, on établit le tableau qui va suivre

La construction graphique (fig I7) donne une surpression maximale de 21,2 M, la dépression est négligeable. Ces valeurs sont admissibles par rapport à la pression de service des tuyaux.

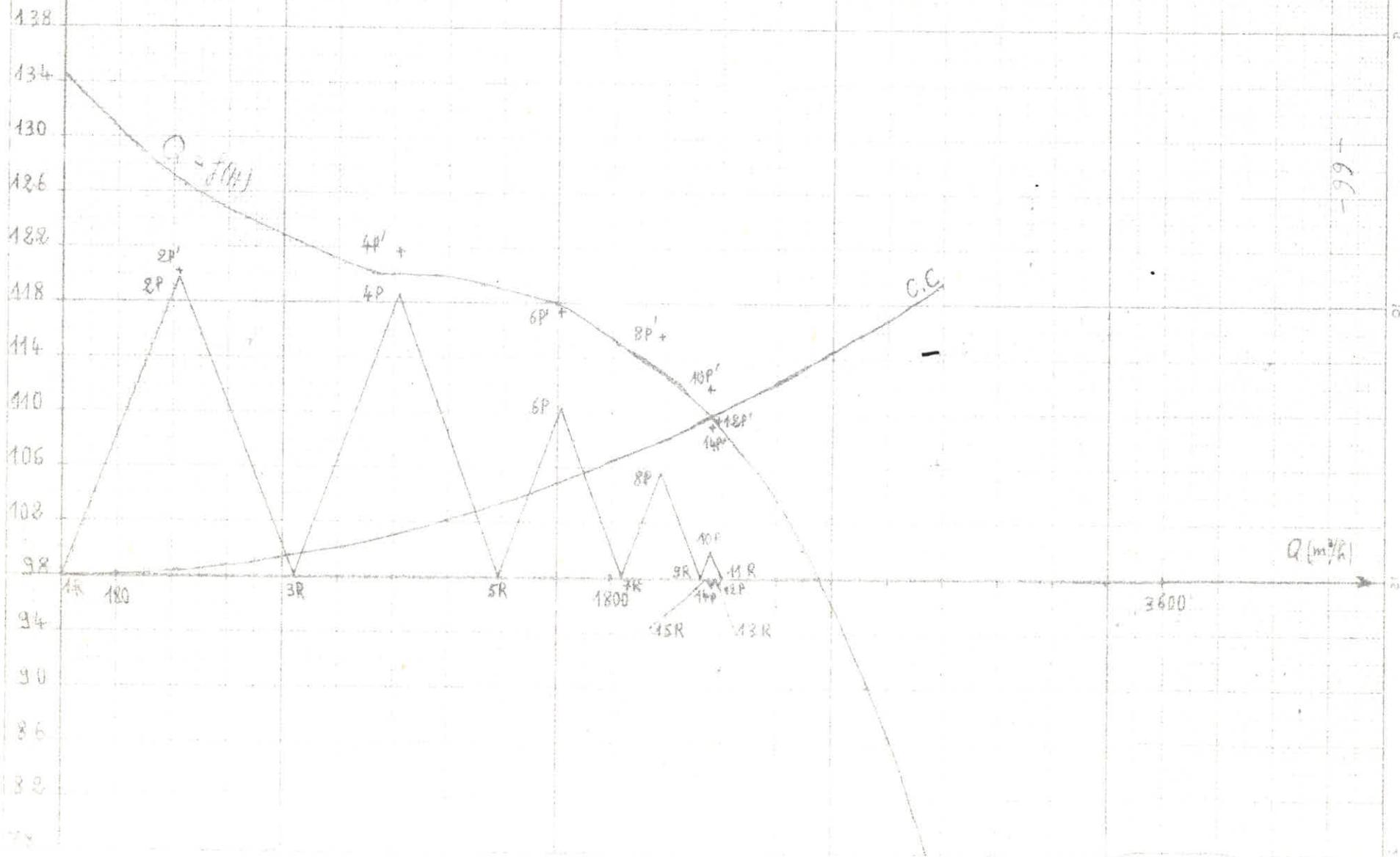
Notre système anti béliet est donc apte à protéger l'installation aussi bien à l'arrêt brusque qu'au démarrage des pompes.

Epure du coup de bélier.

Démarrage du groupe à vanne ouverte

$R \rightleftharpoons B.K \rightarrow R \rightleftharpoons B.B.$

Fig 17



R = B.K → R = B.B Démarrage des groupes

Intervalle de temps θ (s)	Débit de la pompe Q (m ³ /s)	Débit de la conduite q_c (m ³ /s)	Débit qui entre ou qui sort du réservoir q_r (m ³ /s)	Débit moyen entrant ou sortant du réservoir d'air q_m (m ³ /s)	Variation du volume d'air $\Delta V = 10,299m$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{445845}{U \cdot 14}$ (m d'eau) p.d.c. dans la tuyère Montée: $\Delta h_1 = 37,51 q_r^2$ Descente: $\Delta h_2 = 149,96 q_r^2$ Hauteur piézométrique choisie arbitrairement H_B Valeur absolue (m)	Pression dans la conduite correspondant à H_B choisie $H_B - 1$ (m d'eau)	Press dans la cond. corresp. à la pres Z dans le réservoir Montée: $Z + 5 + \Delta h_1$ Descente: $Z + 5 + \Delta h_2$ P.d.c. dans la conduite S (m)	Point correspondant			
0	0	0	0	0	0	$U_0 = 15$	$Z_0 = 98$	0	$H_{B0} = 98,00$	97	97	0	1R
0	0,280	0,105	0,175	0,0875	0,300	14,10	109,57	4,56	120,20	119,20	119,13	0,40	2P' 2P
20	0,230	0,305	-0,075	0,05	0,514	13,586	115,42	0,84	121,70	120,70	121,26	3,20	4P' 4P
30	0,465	0,4525	0,0125	-0,0312	-0,322	13,308	111,70	"	117,40	116,40	116,70	6,97	6P' 6P
40	0,435	0,545	-0,05	-0,0188	-0,193	14,101	109,56	0,69	115,60	114,60	114,65	10,07	8P' 8P
50	0,565	0,590	-0,025	-0,0375	-0,386	14,487	105,50	0,52	111,70	110,70	110,58	11,80	10P' 10P
60	0,5925	0,5875	-0,005	-0,015	-0,154	14,141	103,94	0	109,50	108,50	108,94	12,05	12P' 12P
70	0,595	0,5925	0,0025	-0,0012	-0,0129	14,654	103,82	0	109,10	108,10	108,82	11,89	14P' 14P

la corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent soit avec la nature du sol, soit avec des installations électrique à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

L'attaque peut se produire sous forme de couches de rouille croûteuses amenant une diminution de l'épaisseur du métal.

Les conduites en acier sont plus sujettes à ces attaques que les conduites en fonte.

Parmi les corrosions externes, il y a :

La corrosion par formation de pile

Pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé. le métal présentant le plus bas potentiel se dissoud anodiquement. Il a été constaté que les terrains argileux, humides et peu aérés sont anodique et que les terrains calcaires, sableux secs et bien aérés sont cathodiques

La Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieur

La corrosion est due à une électrolyse à la suite de courants dits vagabonds comme il peut s'en trouver à proximité de voies électrifiées en courant continu.

Elle consistera d'abord à ne mettre en terre que des Tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante, et par ailleurs, à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec tout le soin désirable en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

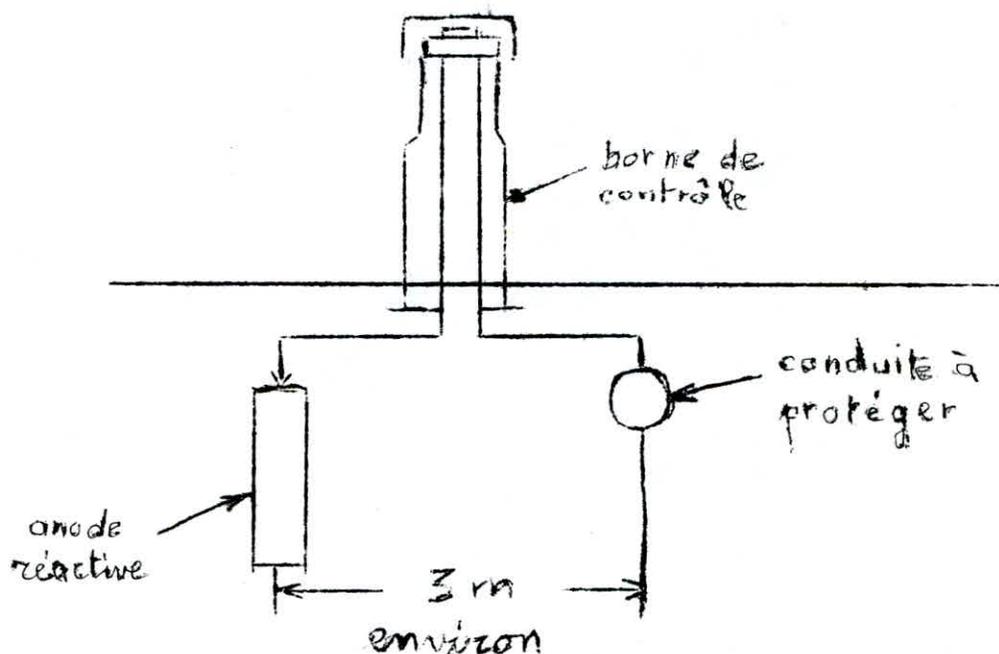
Enfin il sera procédé à la protection cathodique .

La Protection cathodique

Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

Protection cathodique par anode réactive

Il suffit de relier, de place ^{en place} la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer; zinc ou magnésium de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.



ces anodes réactives seront disposées dans les zones de terrain -70 -
agressif : ce sont des cylindres de 15 à 30 Kg que l'on enfouit dans le sol à 3,00
le sol à 3,00 m environ de la Conduite l'espacement des anodes est
fonction de la surface S (m²) de la canalisation à protéger, de la
densité i (m.A/m²) de courant de protection nécessaire et du débit
I m;A probable de l'anode.

le nombre d'anodes à prévoir est alors :

$$N = \frac{S i}{I}$$

Protection cathodique par soutirage de courant

Il consiste à partir d'une source électrique de courant continu courant alternatif redressé à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par des vieux rails enterrés à une distance de cent mètre environ.

le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraîne la dissolution des vieux rails.

La corrosion interne des canalisations

Des eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier à ces inconvénients, il est indispensable, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations: il faut éviter les faibles vitesses.

Des ventouses seront placées aux points hauts pour l'évacuation de l'air.

Nous devons tenir compte des Frais suivants :

- Frais de la Conduite
- Frais des Réservoirs
- Frais des Stations de Pompage

A) Frais de la Conduite

Ils représentent la Somme des Frais suivants :

Frais d'Amortissement + Frais d'Exploitation + Frais de Terrassement
cela fait :

$$F_c = 21.148.348 \text{ DA}$$

B) Frais des Réservoirs

Nous avons prévu l'Emploi de Deux réservoirs jumelés de 5000 m³ chacun au ~~Cue~~ de Constantine et deux autres à Birkkadem. Leur coût s'élève à
Fr = 20 M DA

C) Frais des stations de Pompage

Le coût d'une Usine de Pompage complète : équipement électromécanique + Tuyauteries intérieurs + Protection **antifouling** + Génie Civil + actualisation est fait par statistiques. Le coût moyen par Kw installé est donné par une courbe; nous avons relevé les prix de revient en Million de DA par Kw installé. Tous les résultats sont groupés dans le tableau qui suit.

Trançon	Puissance Installée (KW)	Frais Total en Million de DA
R. G.C - R. B.K	2 x 1551 = 3102	28,4
R. B.K - R. H	885	
R. B.K - R. B.B	658	
R. B.K - R. el A	642	
$\Sigma P =$	2185	24,8
Tstp :		= 53,2

La Somme des investissements nous donne : $F_t = F_c + F_r + F_{stp}$

$$F_t = 21,15 + 20 + 53,2$$

$$F_t = 94,35 \text{ Millions de Dinars}$$

BIBLIOGRAPHIE

- Théorie de la longueur fluide-dynamiqueG.LAPRAY
- Hydraulique urbaine (tombe 2)A.DUPOINT
- Catalogue des pompesJeumont schneider (pompes)

