

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Alimentation en eau potable et
assainissement de la Ville de
BOGHNI*

Proposé par :

D. H. W. * TIZI - OUZOU

Etudié par :

L. ABBACI

A. OUMOHAND

Dirigé par :

Dr Ing. A. KETTAB

Mr O. BOUDENE



PROMOTION : Juin 1984

D E D I C A C E S

- A ma mère pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse.
- A mon père pour l'aide morale et matérielle dont j'ai bénéficié de sa part.
- A tous mes frères et soeurs
- A tous mes amis et camarades.

L. ABBACI

- A ma mère, je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance.
- A Doudouche et tous mes neveux.
- A toute ma famille.
- A tous les anciens de la Maison d'Enfants de Chouhada de Larbaâ Nath Irathen.
- A tous les Enseignants qui ont rempli la noble tâche de nous former.
- A tous mes amis et camarades, en particulier Mustapha Ziane.

A. OUMOHAND

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : Généralités Page 1.

1. Introduction
2. Situation géographique
3. Situation topographique
4. Situation climatique
5. Habitat et équipements.

CHAPITRE II Page 3

1. Démographie
2. Estimation du nombre d'habitants à différents horizons

CHAPITRE III ETUDE DES BESOINS EN EAU Page 4

1. Besoins en eau pour l'horizon 2000
2. Besoins en eau pour l'horizon 2015

CHAPITRE IV Page 8

1. Etude des variations des débits
2. Calcul des consommations journalières max. et les débits de pointe
3. Etude comparative des ressources

CHAPITRE V Page 10

1. Choix du schéma de distribution
2. Evaluation des besoins en eau pour chaque étage

CHAPITRE VI ETUDE DES RESERVOIRS Page 13

1. Dimensionnement des réservoirs
 - A. Volume
 - B. Détermination des diamètres des réservoirs
 - C. Altitude et emplacement des réservoirs
 - D. Choix du type de réservoir
 - E. Equipements des réservoirs

CHAPITRE VII ETUDE DES ADDUCTIONS Page 24

1. Choix du tracé
2. Choix du type de tuyaux
3. Etude technico économique des diamètres de refoulement
 - 3.1 Méthode de calcul
 - 3.2 Calcul de l'adduction F_I - Réservoir étage inférieur -

3.3 Calcul de l'adduction F_{II} - Réservoir étage supérieur -

CHAPITRE VIII ETUDE ET CHOIX DES POMPES Page 35

1. Choix des pompes
2. Point de fonctionnement de la pompe
3. Equation de la caractéristique de la pompe
4. Etude de la cavitation
5. Choix de pompe pour le forage F_I
6. Choix de pompe pour le forage F_{II}

CHAPITRE IX RESEAU DE DISTRIBUTION Page 49

1. Dimensionnement de la conduite d'amenée de l'étage inférieur
2. " " " supérieur
3. Détermination des débits aux noeuds
4. Calcul du réseau de distribution
- 4.1 Méthode de HARDY-CROSS
- 4.2 Programme de calcul du réseau maillé sur T.I 59
- 4.3 Calcul des pressions au sol
- 4.4 Equipement du réseau de distribution

CHAPITRE X PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER Page 60

1. Présentation du problème
2. Equipements et moyens de protection
3. Arrêt brusque du groupe electropompe
- 3.1 Méthode de calcul
- A Méthode graphique de BERGERON
- B Programme sur TI 59
4. Démarrage du groupe electropompe
- Programme sur TI 59 (Démarrage à vanne ouverte)
- Etude du coup de bélier (pompe du forage F_I)
- " " " (" " F_{II})
- 1°) Arrêt brusque du groupe electropompe
- 2°) Démarrage du groupe electropompe
5. Calcul du coup de bélier de la conduite forcée d'adduction gravitaire de l'étage inférieur

CHAPITRE XI PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES Page 90

1. Protection externe
2. Protection interne

CHAPITRE XII POSE DES CONDUITES Page 93

- Pose en tranchées
- Traversée de rivière
- Traversée des routes
- Butées
- Désinfection de la canalisation

CHAPITRE XIII ASSAINISSEMENT Page 96

1. Introduction
2. Types d'eaux usées
3. Principe de construction du réseau
4. Principe du tracé des collecteurs
5. Type de canalisation
6. Conditions de transport des eaux usées
7. Note de calculs
8. Equipements du réseau d'assainissement
9. Déversoir d'orage

CHAPITRE XIV CHOIX DU PROCÉDE DE TRAITEMENT DE REJETS Page 108

A Mécanismes de l'épuration biologique par voie aérobie

1. Procédés extensifs, lagunage aéré
 2. **Procédés intensifs**
 - a) Epuration par lit bactérien
 - b) " " boues activées
 3. Chaine de traitement
- * Indication sur la protection de la qualité de l'eau de consommation

CONCLUSION Page 111

Bibliographie Page 112

TABLE DES FIGURES ET ABAQUES

N° Fig.	Nomenclature	Pages
1	Shéma de distribution	11
2	Graphe de calcul de la capacité du réservoir de l'étage inférieur.....	16
3	Graphe de calcul de la capacité du réservoir de l'étage supérieur	18
4	Fontainerie d'équipement	22
5	Départ de la distribution	22
6	Schéma type du réservoir	23
7	Schéma en plan des réservoirs jumelés	23
8	Abaque de M Peter LAMONT	27
9	Schéma général d'adduction	30
10	Caractéristique et point de fonctionnement de la pompe du forage F_I	38
11	Graphe donnant la nouvelle vitesse de rotation de la pompe du forage F_I	42
12	Caractéristique et point de fonctionnement de la pompe du forage F_{II}	45
13	Installation de pompage sur puits	48
14	Epure du coup de bélier (arrêt brusque de la pompe du forage F_I)	76
15	Epure du coup de bélier (arrêt brusque de la pompe du forage F_{II})	80
16	Réservoir d'air de la pompe du forage F_{II} ..	82
17	Epure du coup de bélier (démarrage de la pompe du forage F_{II} à vanne grande ouverte)	86
18	Epure du coup de bélier. Adduction gravitaire de l'étage inférieur	88
19	Schéma de protection par soutirage de courant	91
20	Schéma de protection par anode réactive	91

.../...

21	Pose en tranchée de la canalisation	94
22	Butée sur un coude horizontal	94
23	Butée sur un branchement	94
24	Butée sur un coude vertical	94
-	Diagramme universel de MOODY (fig 14).....	50
-	Profil partiellement mouillé - (de la théorie de la longueur fluïdo-dynamique)- abaque n°9	51
25	Vue en plan des collecteurs d'assainissement	97
	Annexe VII : Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif	101
	Annexe X : Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage	102
26	Regard de visite.....	104
27	Joint d'emboîtement	104
28	Déversoir d'orage	105

ANNEXE DES PLANCHES

Planche I : Calculs du réseau maillé de l'étage inférieur

Planche II : " " " " " supérieur

Planche III : (A) Plan du réseau maillé
(répartition définitive des débits)

(B) Plan d'équipement du réseau maillé de l'étage inférieur

(C) Plan d'équipement de réseau maillé de l'étage supérieur

Planche IV : Profil de l'adduction F_I - Réservoirs étage inférieur - point de raccordement -1-

Planche V : Profil de l'adduction F_{II} - Réservoirs étage supérieur - point de raccordement -1-

Planche VI : Profil du collecteur "Oued Boghni"

Planche VII : Profil du collecteur "Oued Souk el Had"

Planche VIII : Calcul du dimensionnement des collecteurs d'assainissement.

CHAPITRE 1

GENERALITES

1. INTRODUCTION :

Les réseaux actuels desservant la ville de Boghni sont défectueux; D'une part, ils ne véhiculent pas les débits en eau nécessaires à une alimentation correcte de la population et n'assurent pas non plus des pressions suffisantes aux niveaux les plus élevés de la ville dans lesquels s'opèrent les extensions de celle ci, d'autre part.

(La côte du radier du réservoir existant se trouve en deça de quelques habitations).

Le but de notre étude est de projeter de nouveaux réseaux pouvant couvrir la demande en eau actuelle et celle des besoins futurs. En outre, on se propose l'étude de la rénovation totale du réseau de collecte des eaux usées et la station d'épuration.

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La ville de Boghni (Daïra de Draâ El Mizan) fait partie des communes de la Wilaya de Tizi-Ouzou.

Elle est située à 35 km, au Sud Ouest, de cette dernière.

La ville est desservie par la route nationale R.N 30, et le chemin départemental C.W 128.

3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La topographie de la ville se présente en deux zones naturelles successives distinctes :

- Zone basse : elle est caractérisée par de très faibles différences de niveaux.

Cette zone est comprise entre les altitudes 230 et 265 m N.G.A.

- Zone haute : les différences de niveaux sont plus accentuées dans cette zone qui se trouve entre les côtes 265 et 300 m N.G.A

La ville est traversée par l'Oued Boghni prenant source du Djurdjura ayant un sens d'écoulement Sud-Nord; A celui ci viennent se jeter les eaux de la rivière "Souk EL Had".

Le point de rencontre de ces deux affluents se trouve au Nord Ouest de Boghni à la côte 232,7 m N.G.A

4. SITUATION CLIMATIQUE :

Le climat est du type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et un été sec. La température moyenne est de 20 ° C. Les vents dominants proviennent du Nord et de l'Ouest.

La pluviométrie moyenne de la région est d'environ 800 mm de pluie par an.

5. HABITAT ET EQUIPEMENTS :

D'après les renseignements recueillis auprès de l'A.P.C de la localité, nous avons comme suit :

A - Logements : 2720 logements.

B - Equipements Sanitaires : 1 hôpital 200 lits
1 polyclinique ... 90 lits

C - Equipements Scolaires : 3 Ecoles primaires 2537 Elèves
2 C.E.M 1600 Elèves

D - Equipements Socio-Culturels : 1 Stade
1 Cinéma
1 Salle de Prière.

E - Equipements Artisanals et Commerciaux :

1 Huilerie traditionnelle.

2 Biscuiteries (dont l'une est alimentée en eau par son propre forage)

2 Gaufretteries

2 Limonaderies

1 Fabrique d'eau de javel et vinaigre

2 Confiseries

1 Station de lavage

1 Fabrique communale de buses et parpaings

1 Fabrique privée de parpaings (alimentée par son propre forage)

1 Marché public

50 Magasins de commerce.

Equipements Municipaux : 1 A.P.C
1 Agence P.T.T
1 Gendarmerie
1 Banque.

1. DEMOGRAPHIE :

L'étude de l'estimation des besoins en eaux est étroitement liée au développement démographique d'une part et à l'élévation du niveau de vie d'autre part; D'où l'évaluation de la population à différents horizons considérés dans la présente étude.

D'après l'enquête menée auprès des Services de l'A.P.C, le nombre d'habitants recensé en 1977 est de 9335 hab.

Celui ci est estimé à 11.637 hab. pour l'année 1984.

2. ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS A DIFFERENTS HORIZONS :

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés.

$$P_n = P_o (1 + T)^n \quad (1.II)$$

où P_n : population future à l'horizon quelconque.

P_o : population à l'année de référence.

n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

T : taux d'accroissement annuel de la population.

Ne possédant aucune information sur le taux d'accroissement local, nous le fixerons égal au taux d'accroissement moyen national (3,2%).

Considérant que notre réseau rentre en service à partir de 1985, notre étude sera donc conduite pour les horizons 2000 et 2015 - (les réseaux d'A.E.P sont en général amortis pour une durée de service de 30 ans) -

2000 : horizon moyen terme.

2015 : horizon long terme.

Les calculs de l'évolution du nombre d'habitants pour ces horizons sont portés dans le tableau suivant :

(I)

Années	1985	2000	2015
Population	12009	19263	30897

CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAUX

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :

Nous évaluerons les besoins en eau potable suivant deux horizons 2000 et 2015.

Les consommations moyennes journalières sont adoptées en fonction des ressources disponibles, de l'importance de la population et de son niveau de vie et enfin des normes d'hygiène.

1. BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2000 :

a) Besoins domestiques :

Nombre d'hab.	Dotation moy. (l/j/hab)	(II) Consommation totale (m ³ /j)
19263	150	2889,45

b) Besoins sanitaires :

Nature d'établ.	Nbre lits	Consom. spécifique (l/j/lit)	(III) Consom. journ. (m ³ /J)
1 Hôpital	200	500	100
1 Polyclinique	90	500	45

c) Besoins scolaires :

Nature d'établ.	Nbre d'élèves	Dotation spéc. (l/j/élève)	(IV) Cons. journ. (m ³ /j)
3 ecoles primaires	2537	80	202,96
2 C.E.M	1600	80	128,00
Total			330,96

g) Récapitulatif des différents types de besoins majorés de 15 %

Généralement les réseaux d'A.E.P sont soumis au phénomène de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent parfois des pertes en eau considérables. Ceci nous amène à prévoir une majoration de compensation sur le débit total journalier.

Nous prendrons une majoration de 15% pour l'horizon 2000 et une majoration de 20% pour l'horizon 2015.

(VIII)

Types de besoins	Consommation journalière m^3/j	Majoration de 15%	Total après majoration m^3/j
Domestiques	2889,45	433,42	3322,87
Sanitaires	145,00	21,75	166,75
Scolaires	330,96	49,64	380,60
Socio- Cult.	28,00	4,20	32,20
Commerce et Artisanat	240,00	36,00	276,00
Municipaux	35,00	5,25	40,25
Total			4218,67

2. BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2015

Tenant compte de l'élévation du niveau de vie et de l'expansion démographique, les dotations spécifiques sont majorées jusqu'à 180 l/j/hab.

a) Besoins domestiques :

(IX)

Nbre d'hab.	Consom. moy. journ. l/j/hab	Consom. tot. journ. m^3/j
30897	180	5561,46

b) Autres besoins :

(X)

Types de besoins	consommation journ. m^3/j
Sanitaires	145,00
Scolaires	330,96
Socio-Culturels	28,00
Commerce et artisanat	240,00
Municipaux	35,00

L'indice des pertes et fuites sera porté à 20% pour l'horizon 2015 à la suite de l'accentuation du vieillissement des équipements hydrauliques.

c) Tableau récapitulatif des différents types de besoins majorés de 20%

(XI)

Types de besoins	Consom. journ. m^3/j	Majoration de 20% (m^3/j)	Consom. Tot. (m^3/j)
Domestiques	5561,46	1112,29	6673,75
Sanitaires	145,00	29,00	174,00
Scolaires	330,96	66,19	397,15
Socio-Cult.	28,00	5,60	33,60
Commerce et Artisanat	240,00	48,00	288,00
Municipaux	35,00	7,00	42,00
Total			7608,50

d) Tableau récapitulatif des besoins en eau pour les deux horizons (2000 et 2015)

(XII)

Années	Besoins m^3/j
2000	4218,67
2015	7608,50

Donc le débit à soutirer en l'an 2015 sera de $7608,50 m^3/j$ soit 83 l/s

C H A P I T R E I V

1. ETUDE DES VARIATIONS DE DEBIT :

Le débit appelé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation.

Ces variations sont horaires, journalières ..., et annuelles.

En raison de ces variations, on applique au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

a) Coefficient de variation horaire : " K_o "

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

Pour les communes rurales, ce coefficient peut atteindre la valeur de 2,00

b) Coefficient de variation journalière : " K_j "

$$K_j = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

Pour les villes d'importance moyenne, celui-ci prend la valeur de 1,2

c) Coefficient de pointe : " K_p "

Ce coefficient est défini comme le produit entre K_o et K_j

$$K_p = K_o \cdot K_j = 2,4$$

2. CALCUL DES CONSOMMATIONS JOURNALIERES MAXIMALES ET LES DEBITS DE POINTE

$$Q_j^{\max} = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_j$$

$$Q_p = Q_j^{\max} \cdot K_o = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_p$$

Q_j^{\max} : débit maximal journalier

Q_j^{moy} : débit journalier moyen

Q_p : débit de pointe journalier

Tableau des consommations moyennes, maximales, journalières et de pointe horaire.

(XIII)

Années	Conson. moy. journ. m^3/j	K_j	conson. max. journ. m^3/j	K_o	débit de pointe horaire (m^3/h)
2000	4218,67	1,2	5062,40	2,00	421,87
2015	7608,50	1,2	9130,20	2,00	760,85

3. ETUDE COMPARATIVE DES RESSOURCES :

Les besoins en eau potable de la ville de Boghi s'élèvent à 105,67 l/s pour l'an 2015.

Actuellement la ville est alimentée en gravitaire à partir d'un champ de sources dont le débit d'étiage est de 29 l/s.

Donc nous avons un déficit de 76,67 l/s pour cette même année.

Pour y remédier, il a été proposé l'exploitation des forages déjà effectués à proximité des oueds traversant la ville.

Caractéristiques des forages :

F_I : $Q = 22$ l/s (débit d'essai)

Niveau dynamique : 12,9 m

Niveau statique : 7,5 m

$x = 612,70$

$y = 360,20$

F_{II} : $Q = 65$ l/s (débit d'essai)

Niveau dynamique : 19,5 m

Niveau statique : 12,7 m

$x = 613,70$

$y = 361,10$

(x, y coordonnées géographiques LAMBERT)

C H A P I T R E V

1. CHOIX DU SCHEMA DE DISTRIBUTION : (voir fig. 1)

Le territoire de notre agglomération a un relief accentué ayant des différences de niveau considérables (supérieures à 60 m).

Alors dans ce cas, nous pensons qu'il est rationnel de diviser le réseau de distribution en zones verticales, afin d'éviter des surpressions aux points bas du réseau, ce qui est inadmissible selon les conditions d'exploitation des réseaux de distribution.

La détermination des limites et du nombre de zones dépend du relief, de la configuration et de l'étendue du réseau et de la cote de l'ancien réservoir.

Dans notre cas, nous avons opté pour deux étages de distribution dont les fonctionnements seront indépendants.

Quant à la limite séparant ces deux zones, elle a été déterminée à 263,8 m N.G.A compte tenu des deux critères suivants :

- Avoir une pression ne dépassant pas 40 m (qui représente le seuil maximal) aux points les plus bas de l'étage inférieur.
- Avoir une pression suffisante aux points les plus hauts de l'étage inférieur.

Remarque :

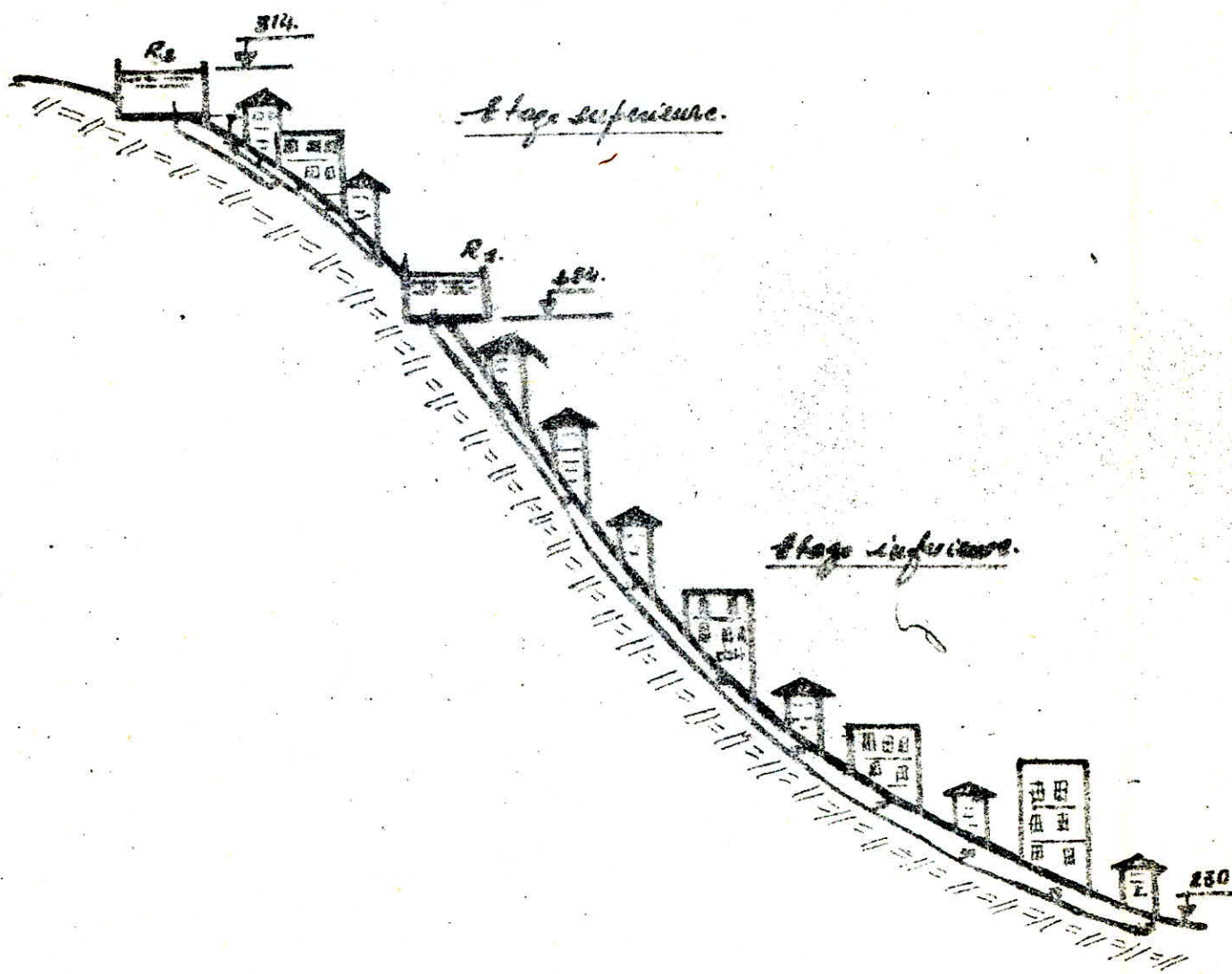
Il existe d'autres procédés de distribution étagée tout en maintenant les dépendances entre les étages :

Ces procédés consistent à briser la charge par des réducteurs de pression ou par un brise charge.

Néanmoins dans notre cas ces procédés sont immédiatement rejetés, car il n'est pas économique de créer une charge artificielle (par refoulement) souvent très onéreuse au vu des frais d'exploitation qu'elle entraîne, puis la briser partiellement.

Toutefois, ces procédés peuvent être préférables dans le cas d'adduction gravitaire.

fig. 1. - Schema de distribution -



- A.E.P. Bogh^P -

2. EVALUATION DES BESOINS POUR CHAQUE ETAGE :

La ville de Bogani présente une répartition uniforme de la population. Sur une superficie de 58,30 hectares le nombre d'habitants est estimé à 30.897 hab. pour l'an 2015.

$$\text{Densité : } d = \frac{N}{S} \quad (2) \quad \begin{array}{l} N = \text{nombre d'habitants} \\ S = \text{superficie en ha.} \end{array}$$

Consommation spécifique par habitant :

$$q = \frac{Q_m}{N} \quad (1/j/hab) \quad (3) \quad Q_m = \text{débit moyen journalier}$$

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique nous déduisons les consommations maximales journalières et les débits de pointe pour chaque étage et pour chaque horizon.

Tableau des différents débits pour chaque étage pour l'an 2015

(XIV)

Etage	Densité hab/ha	superf. ha	nbre hab	q 1/j/ hab	consom moy. j m ³ /j	K _j	cons. max. m ³ /j	K _o	débit de pointe m ³ /h
inférieur	530	26,20	13886	246,25	3413,43	1,2	4103,31	2	341,94
Supérieur	530	32,10	17011	246,25	4188,96	1,2	5026,75	2	418,90

Les débits nécessaires pour chaque étage seront donc :

	Etage inférieur	Etage supérieur
2015	47,50 l/s	58,13 l/s

Avec les débits maximaux journaliers seront dimensionnés les différents réservoirs et les adductions y arrivant.

Alors que les adductions partant des réservoirs ainsi que les réseaux de distribution seront dimensionnés avec les débits de pointe.

ETUDE DES RESERVOIRS

La répartition des débits par le réseau de distribution se réalise selon un graphique journalier de consommation d'eau (voir fig. 2 et 3) qui varie considérablement pour toute la journée.

D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction amènent l'eau uniformément (ou presque). Pour la coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution on se sert des réservoirs de stockage.

Pendant les heures de consommation minimale, les différences des débits de l'adduction et du réseau de distribution coule dans les réservoirs de stockage, alors que pendant les heures de pointe, où la consommation d'eau est maximale le déficit de débit coule des réservoirs de stockage vers les réseaux de distribution.

1. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

A - Volume : Les calculs seront faits par deux méthodes :

a) Méthode analytique :

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide d'un analyseur de débit. Dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients ($a_h\%$). Ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

$$V_T = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{ri}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

ΔV = volume apport - volume consommé.

volume apport = volume max journalier

ΔV_{ri} = volume de la réserve d'incendie prise à 120 m^3
c'est à dire un volume nécessaire pour une durée
d'extinction de 2 heures.

$$\text{Volume consommé} = \text{volume apport} \times \frac{a_h \times 24}{100}$$

(Les différents calculs sont reportés aux tableaux n° 15 et 16)

b) Méthode graphique :

On représente les courbes d'apport et de consommation.
Le volume sera, en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport.

$/\Delta V_1 / + / \Delta V_2 /$ = volume du réservoir auquel on ajoute
la réserve d'incendie pour obtenir le
volume total (voir graphe - fig. 2 et 3)

Capacité des réservoirs :

Etage inférieur : $V = 906,44 \text{ m}^3$, on prendra un volume standard de
 1000 m^3

Actuellement il existe un réservoir de 500 m^3 ce qui nous donne à
projeter un réservoir de 500 m^3 .

Etage supérieur : $V = 1083,45 \text{ m}^3$, on prendra un volume standard
de 1100 m^3 , pour lequel on projettera deux réservoirs jumelés, l'un
de 500 m^3 et l'autre de 600 m^3 (*)

B. DETERMINATION DES DIAMETRES DES RESERVOIRS

Etage inférieur :

On prendra pour le réservoir projeté une hauteur utile

$h = 4 \text{ m}$; $V = 500 \text{ m}^3$

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi h} \right)^{\frac{1}{2}} = 12,62 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 13 m.

Etage supérieur :

La hauteur h sera la même pour les deux réservoirs et on la fixe à 4 m.

Pour le réservoir de 500 m^3 on aura :

$$D = 13 \text{ m}$$

Pour le réservoir de 600 m^3 on aura :

$$D = \left(\frac{4 \cdot 600}{\pi \cdot 4} \right)^{\frac{1}{2}} \approx 14 \text{ m}$$

* Le réservoir de 600 m^3 sera immédiatement installé par contre
le 500 ne le sera qu'en temps opportun.

de l'étage supérieur.

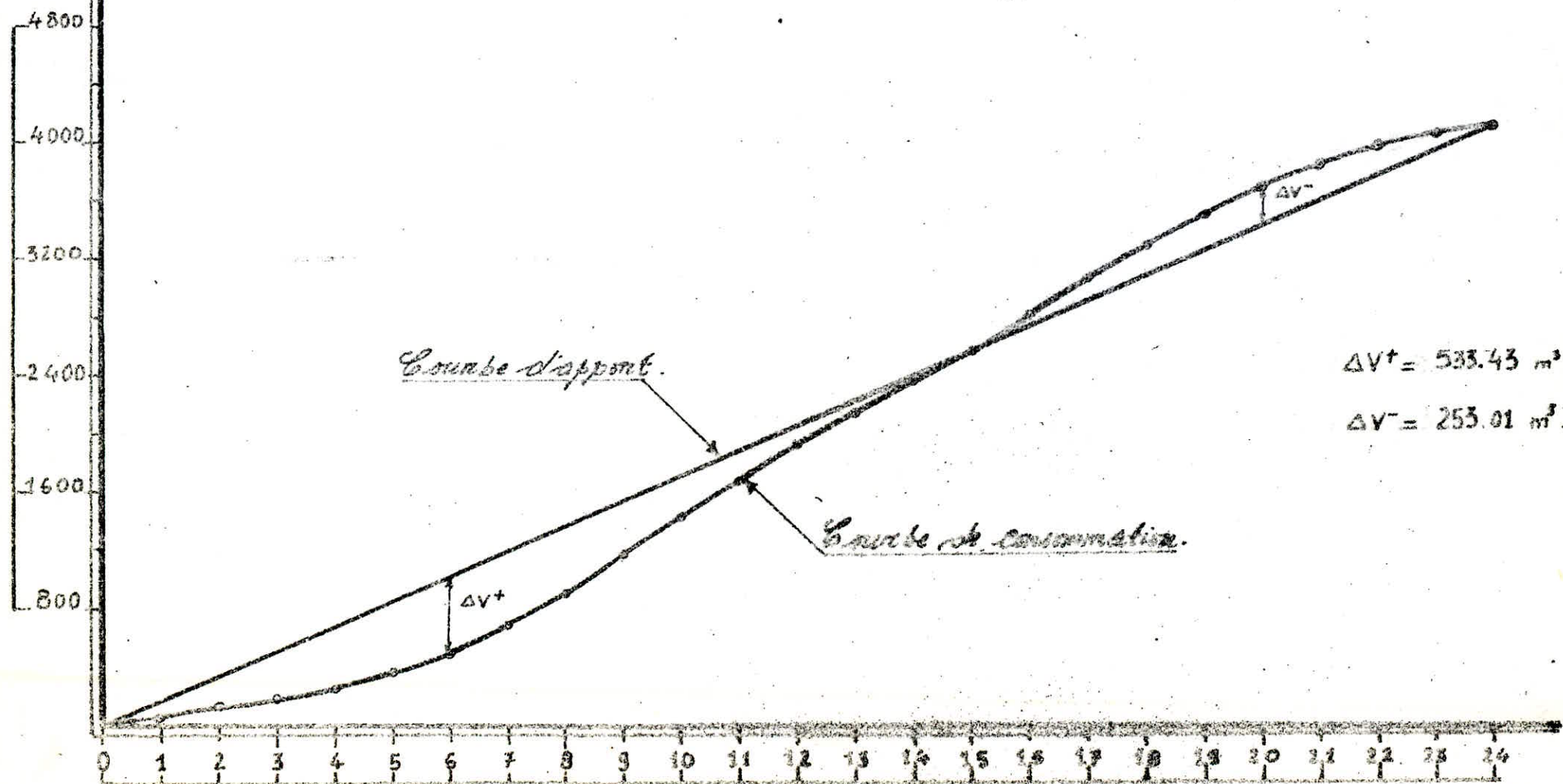
$\Delta t =$ s	$q_h \%$	Volumen (m ³)		Volumen cumulé (m ³)		Différences ΔV . (m ³)	
		Q. dt.	Q. dt. q_h 0,20	V. apport	V. consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	4,50	170,97	61,55	170,97	61,55	109,42	
1-2	4,50		61,55	341,94	123,10	218,84	
2-3	4,50		61,55	512,91	184,65	328,26	
3-4	4,50		61,55	683,88	246,20	437,68	
4-5	3,50		202,53	854,35	348,78	506,07	
5-6	3,50		143,61	1025,22	492,53	533,43	
6-7	4,50		184,65	1196,79	677,06	519,75	
7-8	5,50		225,68	1367,76	902,72	465,04	
8-9	6,25		256,45	1538,73	1159,17	379,56	
9-10	6,25		256,45	1709,70	1415,62	294,08	
10-11	6,25		256,45	1880,67	1672,07	208,60	
11-12	6,25		256,45	2051,66	1928,52	123,12	
12-13	5,00		205,16	2222,61	2193,68	28,93	
13-14	5,00		205,16	2393,58	2338,86	54,74	
14-15	5,50		225,68	2564,55	2564,58	0,03	
15-16	6,00		246,20	2735,52	2810,72		75,20
16-17	6,00		246,20	2906,49	3056,92		150,43
17-18	5,50		225,68	3077,46	3282,60		205,14
18-19	5,00		205,16	3248,43	3487,76		239,33
19-20	4,50		184,65	3419,40	3672,41		253,01
20-21	4,00		164,13	3590,37	3836,56		246,17
21-22	3,00		123,10	3761,34	3959,64		198,30
22-23	2,00		82,07	3932,31	4041,71		109,40
23-24	1,50		61,55	4103,28	4103,26	0,02	

$$V_R = 533,43 + 253,01 + 120 = 906,44 \text{ m}^3 \approx 1000 \text{ m}^3$$

Consommation/apport.

fig. 2.

Graphique de calcul de la capacité du réservoir
de l'étage supérieur.



A.E.P. Cognac.

Temps
16.

XVI Tableau de calcul de la capacité du réservoir
de l'étage inférieur.

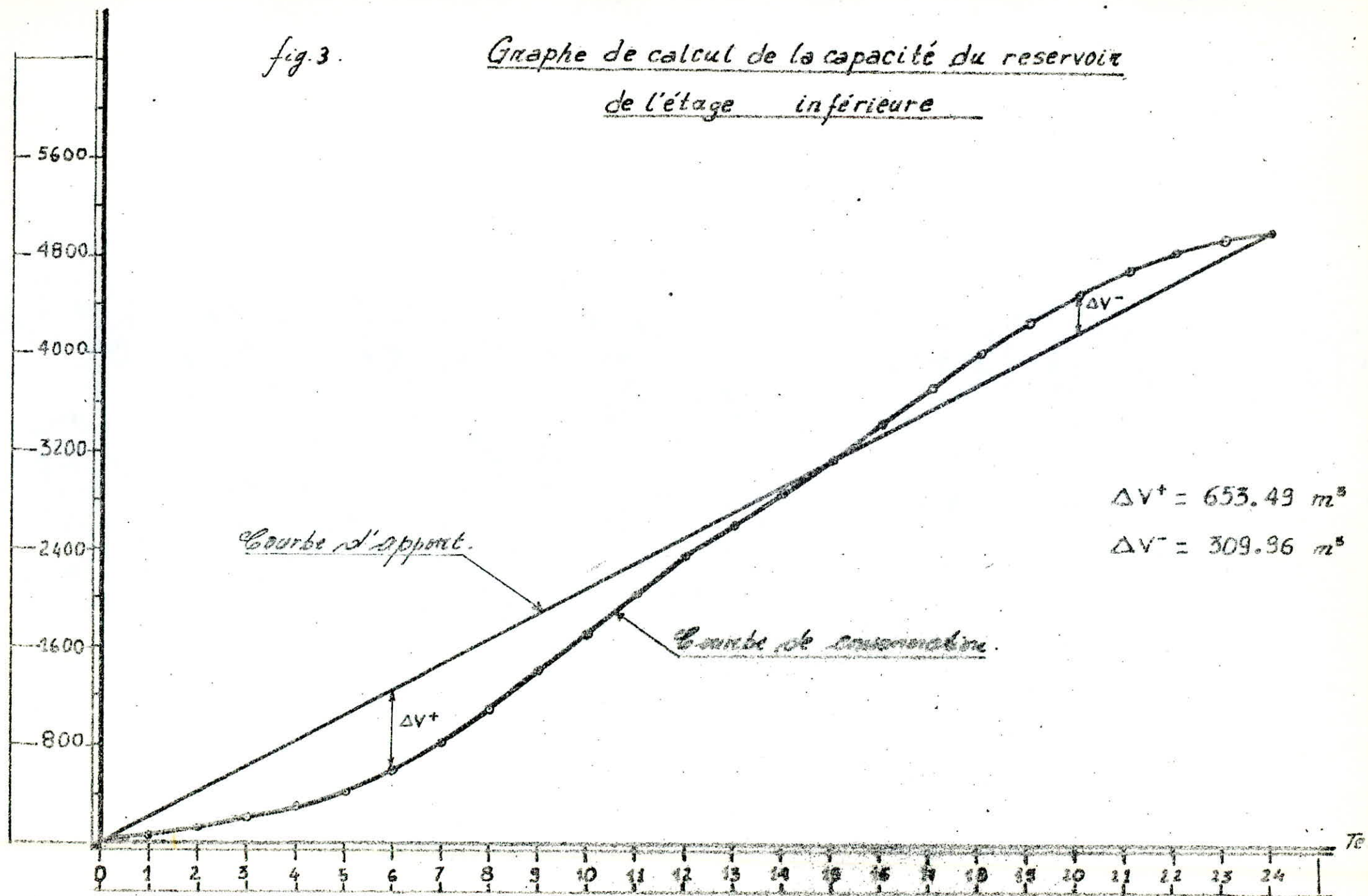
17.

$\Delta t =$ 1h.	q_h	Volumen (m^3)		Volumen cumulés (m^3)		Différences ΔV (m^3)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot q_h$ 0,24	V_{apport}	$V_{\text{consommé}}$	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	209,45	75,40	209,45	75,40	134,05	
1-2	1,50		75,40	418,90	150,80	268,10	
2-3	1,50		75,40	628,35	226,20	402,15	
3-4	1,50		75,40	837,80	301,60	536,20	
4-5	2,50		125,67	1047,25	427,27	619,98	
5-6	3,50		175,94	1256,70	603,21	653,49	
6-7	4,50		226,21	1466,15	829,42	636,73	
7-8	5,50		276,47	1675,60	1105,89	569,71	
8-9	6,25		314,17	1885,05	1420,06	464,99	
9-10	6,25		314,17	2094,50	1734,23	360,27	
10-11	6,25		314,17	2303,95	2048,40	255,55	
11-12	6,25		314,17	2513,40	2362,57	150,83	
12-13	5,00		251,34	2722,85	2613,91	108,94	
13-14	5,00		251,34	2932,30	2865,25	67,05	
14-15	5,50		276,47	3141,75	3141,22	0,03	
15-16	6,00		302,61	3351,20	3443,33		92,13
16-17	6,00		302,61	3560,65	3744,94		184,29
17-18	5,50		276,47	3770,10	4021,41		251,31
18-19	5,00		251,34	3979,55	4272,75		293,20
19-20	4,50		226,21	4189,00	4498,96		309,96
20-21	4,00		201,07	4398,45	4700,03		301,58
21-22	3,00		150,80	4607,90	4850,83		242,93
22-23	2,00		100,54	4817,35	4951,37		134,02
23-24	1,50		75,40	5026,80	5026,77	0,03	

$$V_R = 653,49 + 309,96 + 120 = 1083,45 m^3 \approx 1100 m^3$$

fig. 3.

Graphe de calcul de la capacité du reservoir
de l'étage inférieure



C. ALTITUDE ET EMPLACEMENT DES RESERVOIRS :

Etage inférieur : le réservoir projeté pour cet étage sera jumelé au réservoir existant dont la cote du radier est : 294 N.G.A et la cote du trop plein est 298 m N.G.A.

Etage supérieur : l'altitude du radier du réservoir doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée sur le réseau.

Donc on doit estimer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piezométrique pour avoir en première approximation l'altitude du radier du réservoir.

$$C_{rv} = C_t + H + h_{wi} + P_s + h_{we}$$

C_{rv} : cote du radier du réservoir

C_t : cote du terrain au point le plus élevé.

H : hauteur donnée en fonction du nombre d'étages

h_{wi} : pertes de charges intérieures (singulières)

P_s : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffe-eau et autres appareils utilisant l'eau.

h_{we} : P.D.C linéaires sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé.

§ C_t : 295 m

H : 7,00 m (rez de chaussée + 1 étage)

h_{wi} : 2,5 m

P_s : 3,00 m

La cote approximative du réservoir sera de :

$$C_{rv \text{ app}} = 307,5 \text{ m}$$

Tenant compte des pertes de charges h_{we} , on prendra , la cote du radier du réservoir à 310 m.

Pour faciliter la construction des réservoirs, leur emplacement respectif sera à proximité des pistes existantes (voir plan de masse).

D. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR :

Les réservoirs projetés seront du type semi enterrés.

Notre choix a été conduit par les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

E. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS : (fig 4, 5, 6, 7)

a) Adduction : l'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, arrivée noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium.

Néanmoins, cette solution présente un inconvénient, qui est celui de vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction.

On prévoit donc, à cet effet, un clapet anti retour.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier pour empêcher la pénétration des boues qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. (voir fig. 4 et 5).

b) Trop plein et vidange :

La conduite de trop plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui ci atteint sa limite maximale.

Un joint hydraulique constitué d'un siphon est prévu à l'extrémité aval de cette conduite pour éviter l'introduction de corps nocifs dans le réservoir.

Une vidange est prévue au point bas du réservoir et sera raccordée sur la canalisation du trop plein et comportera un robinet vanné. (voir fig 4 et 7).

c) Commande par ligne pilote : un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

d) Matérialisation de la réserve d'incendie :

En cas de fonctionnement normal, les vannes (3) et (1) seront ouvertes
- la (2) fermée - .

En cas d'incendie, les vannes (2) et (3) seront ouvertes et la vanne (1)
fermée. (voir fig. 4 et 7).

fig. 4 FONTAINERIE D'EQUIPEMENT

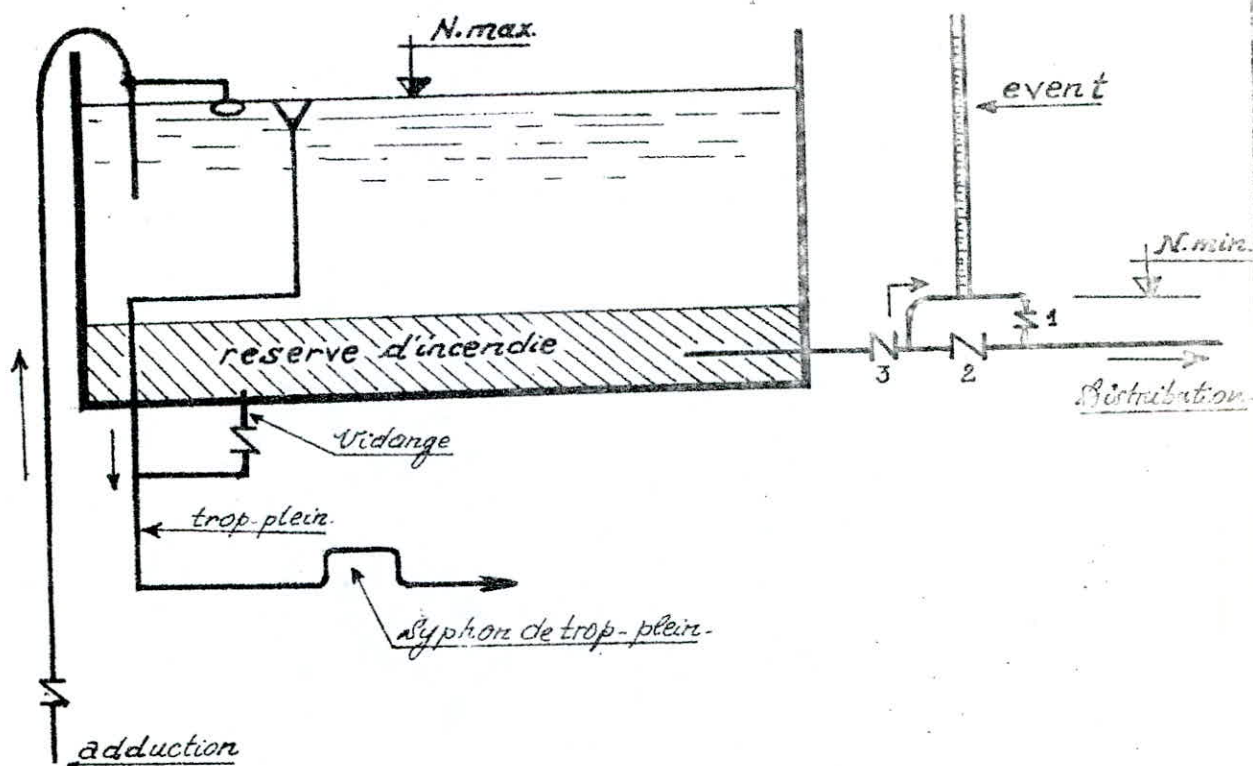
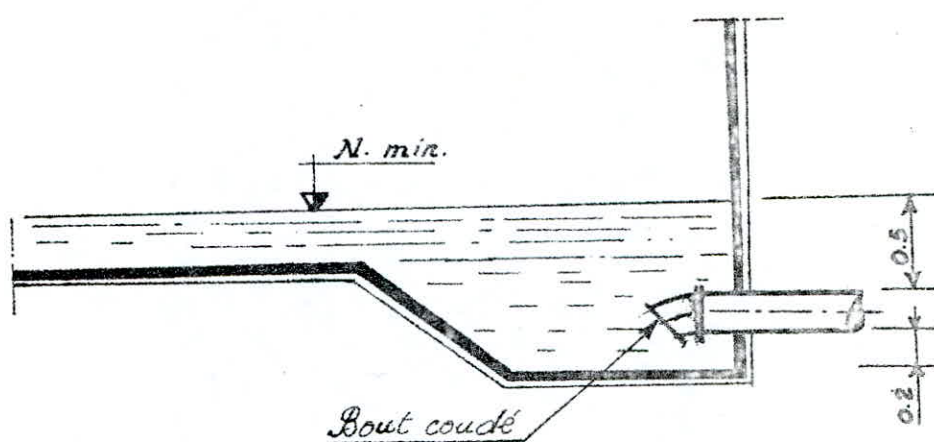


fig. 5. - Sépart de la distribution.



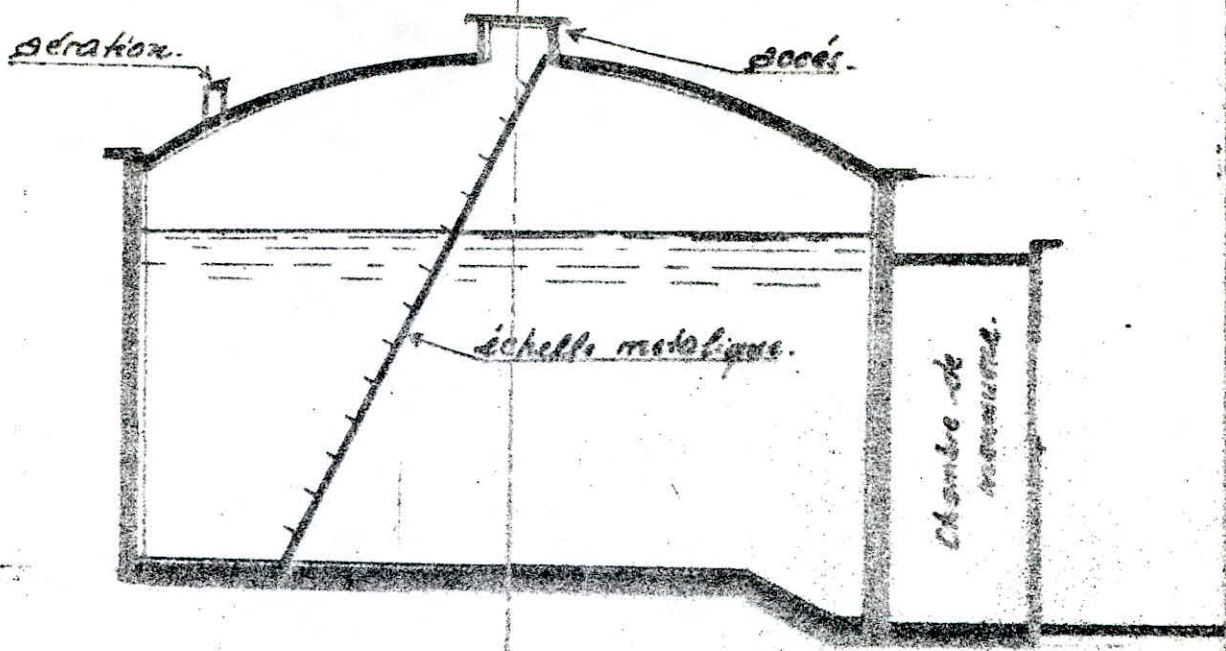
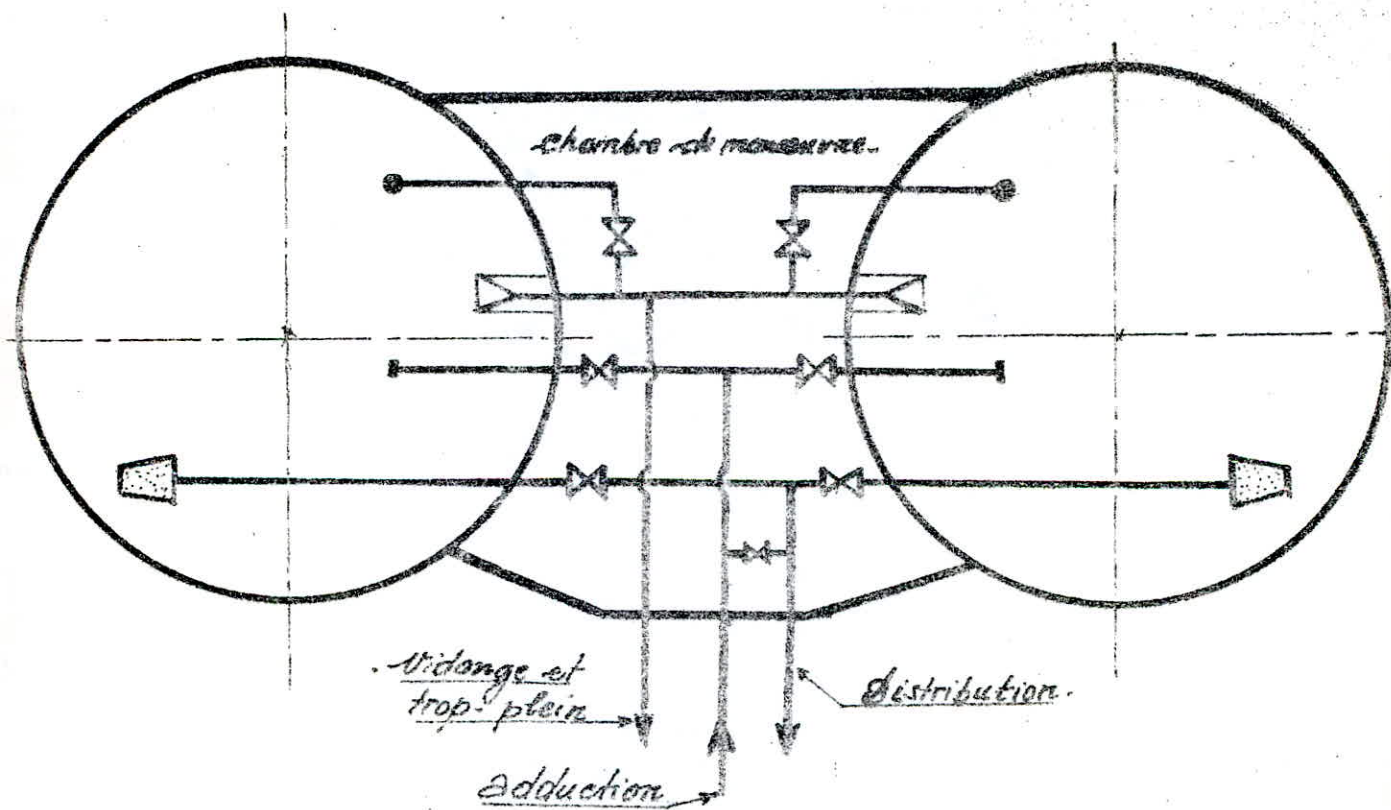


fig. 1. Schema en plan des réservoirs jumelés



ETUDE DES ADDUCTIONS

1. CHOIX DU TRACÉ :

Le choix du tracé a été effectué en respectant, dans la mesure du possible les conditions suivantes :

- Recherche d'un profil en long aussi régulier que possible avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir de stockage.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer.
Ces derniers peuvent créer en ces points des cavitations entraînant la rupture de la veine liquide.
- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

* Nous avons étudié le tracé des différentes adductions sur une carte topographique d'échelle 1/ 10.000 eme.

2. CHOIX DU TYPE DE TUYAUX :

Le choix entre les différents types de conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir, le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture et le transport à pied d'oeuvre.

Dans notre projet, nous avons choisi des conduites en acier vu les avantages qu'elles présentent :

- Les conduites en acier résistent à des pressions importantes (supérieures à 20 bars)
- Par leur élasticité les conduites en acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.
- Très économiques et disponibles sur le marché National.

3. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE REFOULEMENT :

Pour élever un débit "Q" à une hauteur géométrique " H_g " donnée, on peut choisir différents diamètres. Si on adopte un grand diamètre, les frais d'investissement seront élevés par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles.

Mais si on prend un diamètre plus faible, le contraire sera observé.

Il est donc nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir des dépenses totales minimales.

3/1. Méthode de calcul :

Le choix de la gamme des diamètres sur lesquels portera notre étude sera donnée par les relations de BONNIN et de BRESSE :

$$D = K (Q)^{\frac{1}{2}} \text{ (expression générale)}$$

$$\text{Dans la formule de BONNIN : } K = 1 \left(\frac{S}{m} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{" " BRESSE : } K = 1,5 \left(\frac{S}{m} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \text{débit en (m}^3/\text{s)}$$

3/1.1. Pertes de charge :

Les pertes de charge linéaires seront déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_l = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente (L_{ev}) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit Q de sorte que :

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L_{ev} \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

La somme des deux types de pertes de charge nous donnera la perte de charge totale :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \frac{f \cdot L_t \cdot V^2}{D_h \cdot 2g}$$

L : longueur géométrique

// D_h : diamètre hydraulique

V : vitesse moyenne d'écoulement

// L_{ev} : longueur équivalente aux pertes de charges singulières.

$$L_t = L + L_{ev}$$

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique, donc $L_t = 1,15 L$.

f : coefficient de frottement

Le coefficient f dépend de la nature du régime d'écoulement qui, lui, est fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS.

Ayant ces deux derniers paramètres on peut déterminer le régime d'écoulement en se référant au diagramme de MOODY.

En régime turbulent rugueux, le coefficient " f " est donné par la formule de NIKURADZE :

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

Où ϵ est la rugosité absolue.

En régime de transition le coefficient " f " est donné par la formule de COLEBROOK :

$$f_o = \left[-0,86 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{\sqrt{R} f} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation " f " est déterminé par la relation de NIKURADZE.

$$R = \frac{V \cdot D_h}{\nu} \quad (\text{nombre de REYNOLDS})$$

ν = viscosité cinématique de l'eau. Elle est prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à la température de 20°C .

$$V = \text{est tirée de l'équation de continuité : } V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

$$\text{Par conséquent, on aura : } \Delta H_t = 1,15 \cdot L \cdot f \cdot \frac{0,0826}{D^5} Q^2$$

Avec D : diamètre de la conduite.

3/1.2 Etude de la rugosité :

$$\epsilon = \epsilon_o + \alpha t$$

ϵ_o : rugosité absolue à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier)

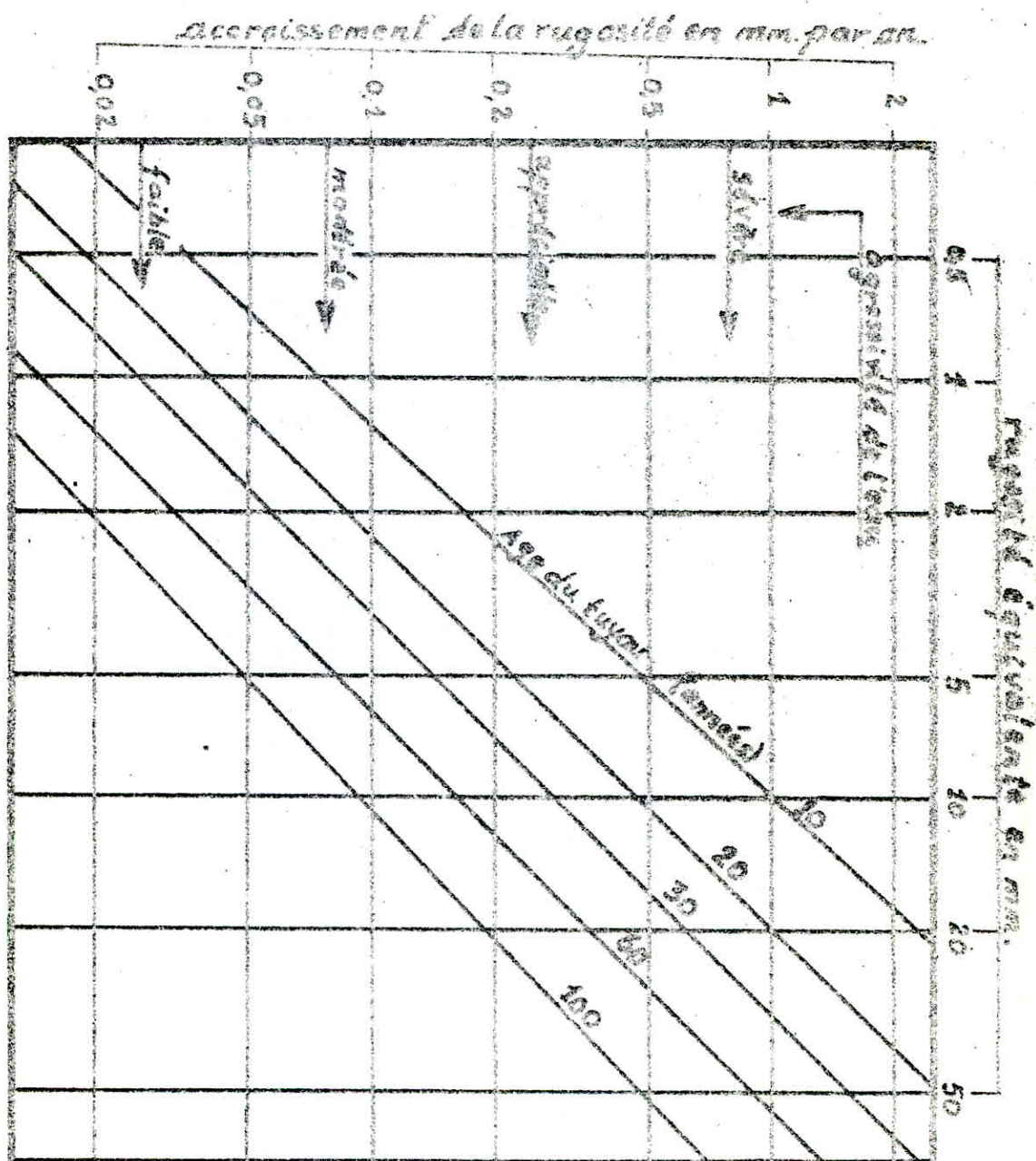
α : coefficient de vieillissement.

On prendra $\alpha = 0,03 \text{ mm/an}$, coefficient correspondant à la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de Peter LAMONT (abaque fig 3)

t = temps de service en années (30 ans)

d'où $\epsilon = 10^{-4} + 0,03 \times 30 = 10^{-3} \text{ m}$

abaque donnant l'augmentation de la rugosité d'un conduit
en fonction du perçage.



3/1.3 Calcul de la hauteur manométrique totale "H_{mt}" :

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

H_r : hauteur de refoulement

ΔH_t : pertes des charges totales

H_a : hauteur d'aspiration ($H_a = 2$ m pour les deux forages)

H_r : étant la différence de côte entre l'axe des pompes jusqu'à la génératrice supérieure de la crosse de surverse.

H_g : hauteur géodésique totale d'élévation.

3/1.4 Puissance de pompage :

$$g \cdot Q \cdot H_{mt}$$

$$P = \frac{\quad}{n}$$

P : puissance en Kw

n : rendement de pompage

l'énergie consommée par le pompage :

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

E : énergie en Kw/h

t : nombre d'heures de pompage par jour.

Tarif d'énergie (d'après la tarification donnée par SONELGAZ)

$$e = 0,19 \text{ DA / Kw h}$$

3/1.5 Amortissement annuel :

l'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

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

i : taux d'annuité = 8 % (adopté en Algérie)

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

$$\text{On aura donc : } A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888274$$

Les différents calculs des diamètres économiques correspondant à chaque adduction sont portés dans les tableaux qui suivent :

Calcul du :

- Coefficient de frottement par NIKURADZE

- " " COLEBROOK

- Nombre de REYNOLDS

- Programme sur "TI 59 ":

- 2 nd Lbl A (1,14 - RCL 02 Lnx $\approx 0,86$) $\times^2 \frac{1}{x}$ STO 05 - STO 14 R/S.
- 2 nd Lbl B 4 \times RCL 01 : RCL 09 : RCL 00 : 2 nd II = STO 03 INV SBR
- 2nd Lbl C (RCL 02 : 3,7 + 2,51 RCL 03 : RCL 05 \sqrt{x}) Lnx $\approx 0,86 = \frac{1}{x}$
 $\times x^2$ STO 06 RCL. 05 STO 04 RCL 06 STO 05 RCL 06 - RCL 04 = 2nd /x/
 2 nd $\pi \geq$ t C. RCL 06 R/S.

Introduire

$\frac{\varepsilon}{D_h} \longrightarrow$ STO 02
 D \longrightarrow STO 00
 Q \longrightarrow STO 01
 II \longrightarrow STO 09
 Précision X \longrightarrow t 0,000001
 \longleftarrow

Résultats

A \longrightarrow f_n NIKURADZE
 B \longrightarrow REYNOLDS
 C \longrightarrow f_c COLEBROCK

R.p. : réservoir projeté.
R.e. : réservoir existant.

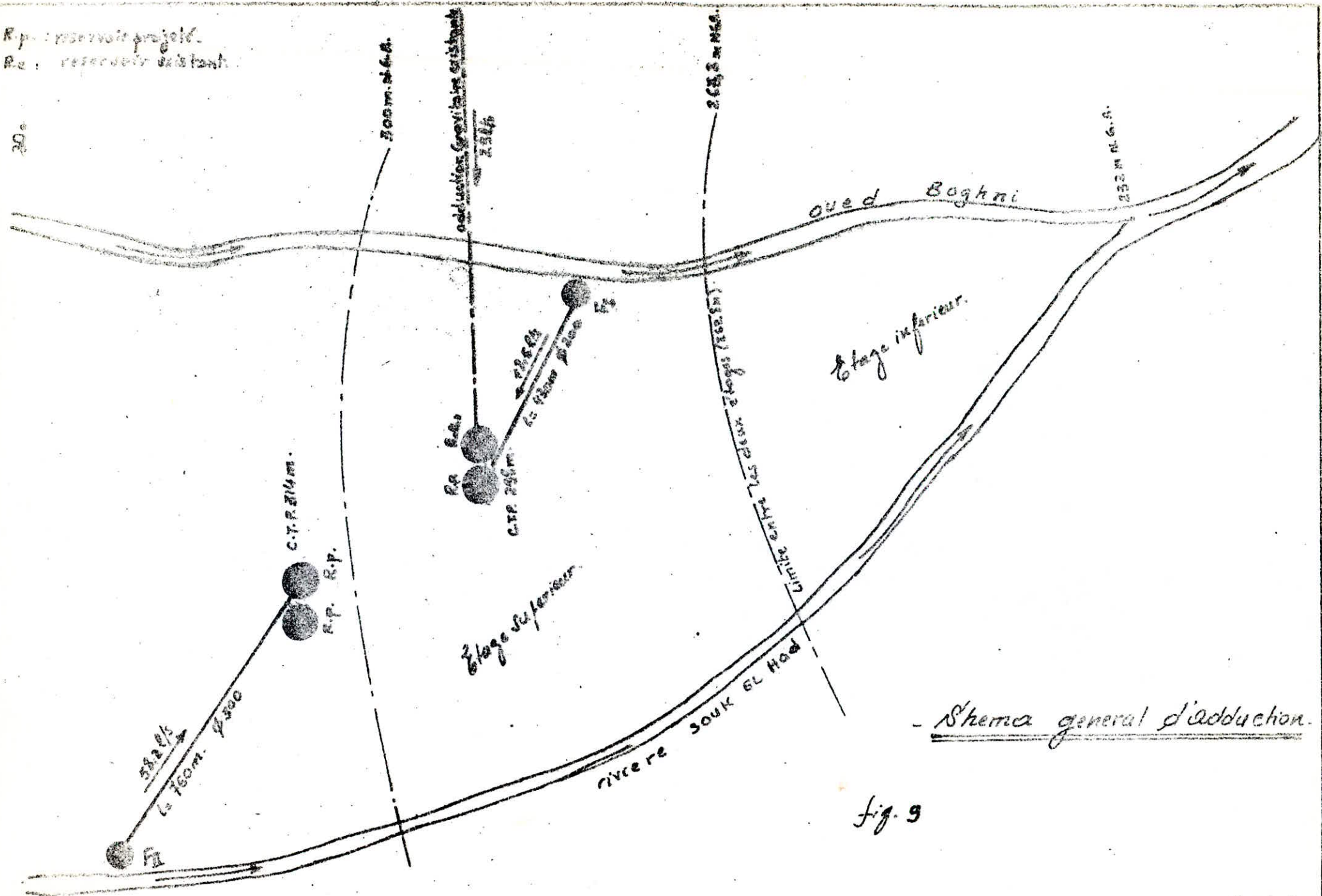


Schéma général d'adduction.

fig. 9

- A.E.P. Boghni.

3/2. Calcul de l'adduction F_I réservoir étage inférieur :

$$Q = q_1 - q_2$$

q_1 = débit nécessaire pour l'alimentation de l'étage inférieur $\approx 47,5$ l/s

q_2 = débit existant = 29 l/s

$Q = 18,5$ l/s (débit d'exploitation du forage F_1)

$$H_g = 34,40 \text{ m}$$

$$L = 430 \text{ m}$$

$$D_1 = (Q)^{\frac{1}{2}} = 136 \text{ mm} \quad D_2 = 1,5 (Q)^{\frac{1}{2}} = 204 \text{ mm}$$

Tableau de calcul des H.M.T

(XVII)

D(mm)	V m/s	ε/D_h	$R \cdot 10^5$	f	ΔH_t (m)	Hmt (m)
100	2,36	0,0100	2,36	0,038440	53,87	88,27
150	1,05	0,0067	1,57	0,033678	6,21	40,61
200	0,59	0,0050	1,18	0,030816	1,35	35,75
250	0,38	0,0040	0,94	0,030149	0,43	34,83

Tableau des dépenses d'exploitation

(XVIII)

D(mm)	puissance (Kw)	Energie (Kw h)	Dépenses d'énergie en DA
100	21,36	187113,60	35551,58
150	9,83	86110,80	16361,05
200	8,65	75774,00	14397,06
250	8,43	73846,80	14030,89

Le rendement de pompage est fixé à 0,75

Tableau des frais d'amortissement

(XIX)

D.(mm)	prix de la conduite * DA/ ml	longueur tot. de la conduite (m)	prix de revient de la longueur tot.de la conduite DA	Annuité DA
100	147,31	430	63343,30	5626,62
150	184,93	430	79519,90	7063,55
200	229,59	430	98723,70	8769,37
250	267,22	430	114904,50	10206,68

*

Le prix du mètre linéaire de la conduite englobe ici aussi bien celui de la fourniture que celui de la pose.

Bilan

(XV)

D (mm)	freis d'exploitation (DA)	freis d'amortissement (DA)	bilan (DA)
100	35551,58	5626,62	41178,20
150	16361,05	7063,55	23424,60
200	14397,06	8769,37	23166,43
250	14030,89	10206,68	24237,57

D'après les résultats donnés par le bilan, il ressort que le diamètre ϕ 200 est le plus économique.

3/3. Calcul de l'adduction P_{II} - Réservoir étage supérieur :

$Q = 58,2$ l/s (débit d'exploitation)

$L = 750$ m

$H_g = 54$ m

$D_1 = 241$ mm

$D_2 = 362$ mm

Tableau de calcul des H.M.T

(XXI)

D (mm)	V (m/s)	ξ / v_h	$R \cdot 10^6$	f	ΔH_t (m)	H.M.T (m)
200	1,85	0,0050	0,37	0,030816	23,29	77,29
250	1,19	0,0040	0,30	0,028840	7,14	61,14
300	0,82	0,0033	0,25	0,027936	2,77	56,77
350	0,60	0,0028	0,21	0,026863	1,24	55,24
400	0,46	0,0025	0,18	0,026228	0,62	54,62

Tableau de calcul des frais d'exploitation

(XXII)

D (mm)	puissance (Kw)	Energie (Kw h)	prix de l'énergie à 0,19 DA
200	58,64	515438,40	97933,30
250	46,54	407690,40	77461,18
300	43,22	378607,20	71935,37
350	42,05	368358,00	69988,02
400	41,53	364240,80	69205,75

Tableau de calcul des frais d'amortissement

(XXIII)

D (mm)	Prix de la conduite (DA)	Longueur (m)	prix tot de la conduite DA	annuité DA
200	229,59	750	172192,50	15295,41
250	267,22	750	200415,00	17802,34
300	333,07	750	249802,50	22189,31
350	437,60	750	328200,00	29153,16
400	500,40	750	375300,00	33336,93

Bilan

(XXIV)

D (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement DA	Total DA
200	97933,30	15295,41	113228,71
250	77461,18	17802,34	95263,52
300	71935,37	22189,31	94124,68
350	69988,02	29153,16	99141,18
400	69205,75	33336,93	102542,68

Le diamètre le plus économique est le diamètre ϕ 300.

CHAPITRE VIII

ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées; Elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un bon rendement.

1. Choix des pompes :

- Les hauteurs manométriques les débits à assurer sont reportés sur les courbes caractéristiques des diverses pompes possibles. Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable eu égard aux conditions de cavitation. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une machine susceptible de fonctionner sans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau élevé.

2. Point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q = f(H)$ et la courbe caractéristique de la canalisation $Q = f(\Delta H)$.

En vue d'adapter la pompe à des conditions de marche données des modifications sans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de celle ci peuvent être apportées. A cet effet, on procède à une comparaison entre quatre types de variantes :

a) Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné;

Le débit relevé sera supérieur à celui désiré avec la réduction du temps de pompage.

b) Accepter la caractéristique de la pompe et varier sur le refoulement
De ce fait, on accroît la consommation d'énergie.

c) Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. Dans ce cas, le rendement diminue d'autant que le rognage est important.

d) Conception d'une pompe semblable susceptible de fournir les conditions données de débit, hauteur et vitesse.

3. Equation de la caractéristique de la pompe :

L'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque est donnée par l'expression suivante :

$$H_{\max} - H = a Q^n$$

où : H_{\max} : hauteur maximale que peut fournir la pompe.
 H : hauteur d'élévation correspondant à un débit quelconque " Q "
 Q : débit correspondant à la hauteur " H "

Ayant pour chaque pompe à étudier trois valeurs H_1 correspondantes à 3 valeurs " Q_1 " on peut déterminer, par la méthode des approximations successives, les valeurs inconnues " a, H_{\max} et n ".

4. Etude de la cavitation :

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue atteint pour ce point une valeur minimale correspondant à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée.

La production de "cavités" due à des poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs violents et de corrosions mécaniques. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

Pour éviter l'apparition de la cavitation, la condition suivante est à observer:

$$N.P.S.H._d > N.P.S.H._r$$

$N.P.S.H._d$: charge nette d'aspiration disponible.

$$N.P.S.H._d = \frac{P_o}{\gamma} - (H_a + J_a + h_v)$$

$\frac{P_o}{\gamma}$: pression en m.c.e au plan d'aspiration.

H_a : hauteur d'aspiration

J_a : perte de charge à l'aspiration

h_v : tension de vapeur

La courbe du $N.P.S.H._d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

$N.P.S.H._r$: charge nette d'aspiration requise.

$$N.P.S.H._r = \frac{P'_1}{\gamma} - h_v$$

$\frac{P'_1}{\gamma}$: pression absolue à la bride d'aspiration.

La courbe du W.P.S.H._r est une courbe expérimentale donnée par le constructeur.

La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche du point d'intersection des courbes W.P.S.H._r/W.P.S.H._d.

5. Choix de pompe pour le forage F_I

$$q = 18,5 \text{ l/s} = 66,6 \text{ m}^3/\text{h} \quad // \quad h_{mt} = 35,75 \text{ m}$$

Du catalogue Jeumont -Schneider nous avons choisi une pompe à axe vertical.

Série : 50 FS / 5977171

Vitesse de rotation : 2000 tr / min

Diamètre de la roue : 250 mm

Rendement max : 72,5 %

Le point de fonctionnement P₂ donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point de fonctionnement désiré P₁. (voir fig 10).

Nous étudierons donc les différents moyens de rapprochement de ces points.

1ère variante :

Accepter le point de fonctionnement P₂ tel qu'il est ; Le débit à relever sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera donc diminuée.

$$\text{Pour le point } P_2 \text{ on a : } Q = 89 \text{ m}^3/\text{h} \\ H = 38,4 \text{ m}$$

$$\text{Pour le point } P_2 \text{ désiré, on a : } q = 66,6 \text{ m}^3/\text{h} \\ h = 35,75 \text{ m}$$

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant 24 h est de :

$$V = 66,6 \times 24 = 1598,4 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se réduit à :

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{1598,4}{89} = 17,96 \approx 18 \text{ heures.}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 \times 89 \times 38,4}{3600 \times 0,71} = 13,12 \text{ Kw.}$$

La durée de pompage est considérablement réduite ce qui présente beaucoup d'inconvénients:

Type: Jeumont-Schneider
 Serie: 50 FS / 5377 171
 V: 2000 l/min.
 η_{max} : 72,5%

C_1 : caractéristique initiale de la pompe.
 C_2 : Caractéristique de la pompe homologue.
 C_3 : Caractéristique de la conduite.

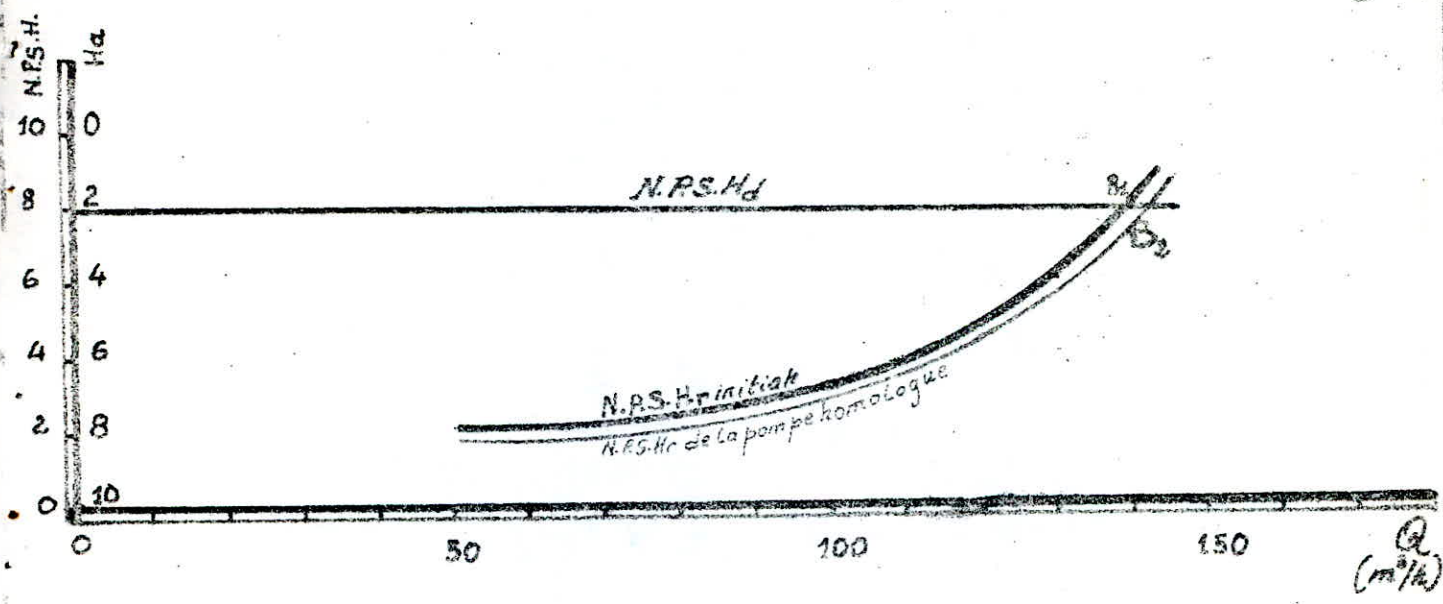
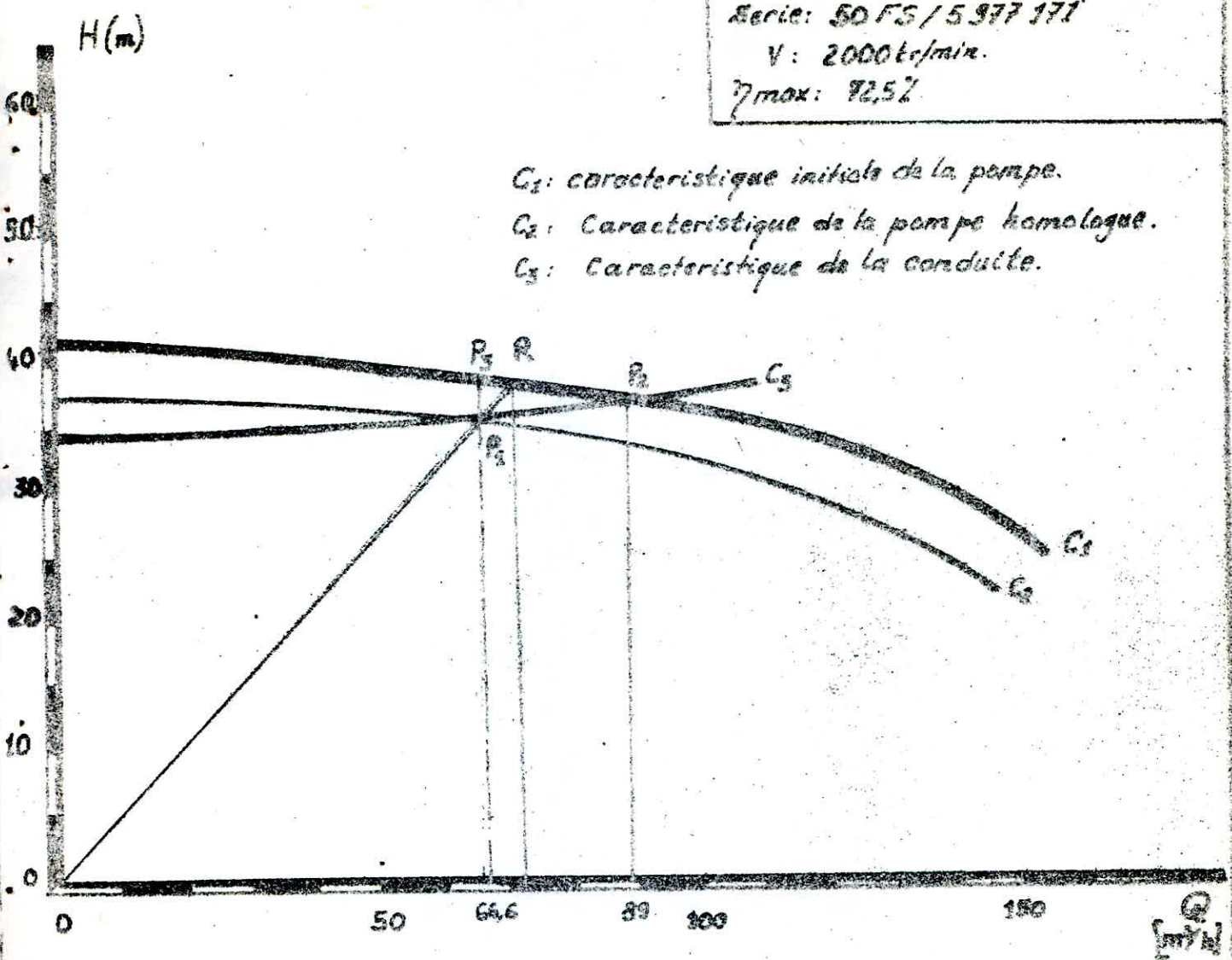


fig. 10 Pompe du forage Fr.

A.-E.-P. Boghni.

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

Cependant, en sollicitation continue, il s'établit un certain équilibre dans l'écoulement souterrain duquel il en résulte une constance dans la qualité des eaux pompées. De plus, en a l'actif de l'exploitation continue une économie sur le diamètre de refoulement.

2 ème variante :

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer une perte de charge $(P_3 - P_1)$ de : $40,2 - 35,75 = 4,45$

La puissance de pompage sera dans ce cas :

$$P = \frac{9,81 \cdot 66,6 \cdot 40,2}{3600 \cdot 0,64} = 11,40 \text{ Kw}$$

3 ème variante :

Elle consiste au rognage de l'impulseur de la pompe.

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

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

Q et H étant les coordonnées du point R .

$$Q = 74,5 \text{ m}^3 / \text{h} \quad H = 40 \text{ m}$$

D : diamètre de la roue avant le rognage (= 250 mm)

d : diamètre de la roue rognée.

$$\text{On aura alors : } \frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2}$$

$$\text{d'où } m = \left(\frac{q}{Q} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{66,6}{74,5} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,945$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - m = 5,45 \%$$

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{9,81 \times 74,5 \times 40}{3600 \times 0,66} = 12,30 \text{ Kw}$$

Détermination de la nouvelle vitesse de rotation :

$$N = Q / C_1 D^3$$

$$N = \frac{1}{D} \left(\frac{H}{C_2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Q et H étant respectivement le débit et la hauteur désirés :

$$Q = \frac{66,6 \text{ m}^3/\text{h}}{1,134}$$

$$H = \frac{35,75 \text{ m}}{23,916521}$$

$$N = \frac{1}{C_1}$$

$$N = \frac{1}{(C_2)^{\frac{1}{2}}}$$

En substituant dans les expressions de N les valeurs concomitantes de C_1 et de C_2 on peut tracer les fonctions $N = f(C_1)$ et $N = f(C_2)$ voir fig 11. L'intersection de ces deux fonctions nous donne la valeur recherchée de la nouvelle vitesse de rotation :

$$N \simeq 1890 \text{ tours / min.}$$

Caractéristique de la pompe : fig 10.

En application des lois de la similitude on a :

$$H = \left(\frac{N}{N_1} \right)^2 \cdot H_1$$

$$Q = \frac{N}{N_1} \cdot Q_1$$

L'application des lois de la similitude suppose que le rendement reste constant.

(XVII)

Q_1	0	47,25	66,62	75,60	108,67	132,30	145,53
H_1	37,17	36,61	35,69	35,05	31,24	26,79	23,56

La puissance dans ce cas sera : $P = \frac{9,81 \cdot 66,6 \cdot 35,75}{3600 \cdot 0,65} = 9,98 \simeq 10 \text{ Kw}$

La vitesse variable peut être obtenue de plusieurs manières :

- 1°) En intercalant entre la pompe et le moteur un variateur mécanique ou électromécanique.
- 2°) En agissant directement sur la vitesse du moteur en utilisant les propriétés du moteur à collecteur.
- 3°) A partir de la tension alternative un variateur électronique la transformera en tension continue de valeur moyenne réglable qui, appliquée au moteur permettra de faire varier sa vitesse.

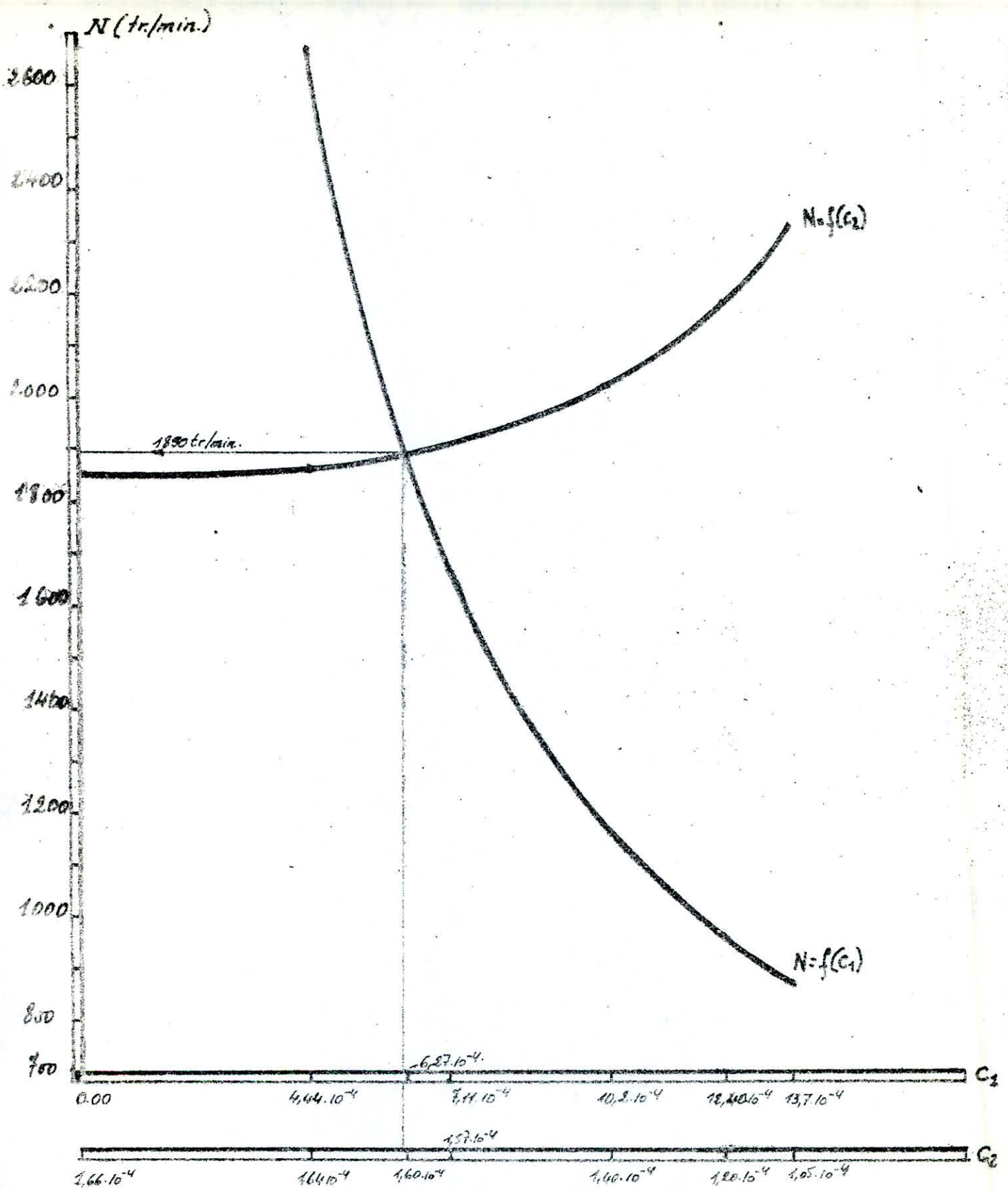


fig. 11 Graphique donnant la nouvelle vitesse de rotation.

- Pompe du forage F1 -

A.E.P. Boghni.

4°) En agissant directement sur le moteur asynchrone il est possible d'obtenir des vitesses différentes par commutation du nombre de paires de pôles. Nous n'envisagerons pas la quatrième possibilité puisqu'elle ne permet que l'obtention de vitesses discrètes.

REMARQUE : le N.P.S.H est une hauteur et suit donc la loi des hauteurs qui régit les pompes semblables avec un même diamètre et tournant à des vitesses de rotation différentes : le N.P.S.H variera comme le carré des vitesses de rotation (voir fig 10).

$$\frac{(N.P.S.H)_r}{(N.P.S.H)_I} = \frac{(N)^2 (1890)^2}{(N_1)^2 (2000)^2} = 0,893025$$

(XXVIII)

Q (m ³ /h)	50	80	100	120	140
N.P.S.H _{ri} initiale (m)	2,00	2,40	3,20	4,80	8,00
N.P.S.H _r nouvelle (m)	1,79	2,14	2,85	4,29	7,14

L'équation de la nouvelle caractéristique :

$$H_{max} = H + a Q^n$$

$$a = 122651,2516$$

$$n = 2,839$$

$$H_{max} = 37,17 \text{ m}$$

Conclusion : l'analyse des différentes variantes nous conduit à prendre en considération deux d'entre elles :

- Le vannage où la perte d'énergie n'est pas très importante.
- L'installation d'une pompe homologuée accouplée à un moteur à vitesse de rotation variable.

Cette dernière solution s'avère la plus avantageuse à double point de vue. D'une part elle permet l'utilisation plus rationnelle de l'énergie. D'autre part, la possibilité de varier la vitesse de rotation nous permet d'adapter le point de fonctionnement avec la variation de la demande en eau car cette dernière augmente dans le temps avec l'évolution démographique.

D'après la fig 10, on remarque que le point de fonctionnement de la pompe se situe très à gauche du point d'intersection des deux courbes N.P.S.H_d et N.P.S.H_r. Ce qui vérifie la non apparition de la cavitation.

Le problème d'amorçage ne se pose pas dans notre cas puisque les pompes sont destinées à fonctionner noyées. (voir fig 13).

6. CHOIX DE POMPE POUR LE FORAGE F_{II}:

$$q = 58,2 \text{ l/s} = 209,5 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$h_{mt} = 56,77 \text{ m}$$

Pompe type Jeumont - Scheinder à axe vertical.

Série 80 FS / 5977 167.

$$N_1 = 2950 \text{ tr/min}$$

$$D_1 = 250 \text{ mm}$$

$$\eta_{max} = 74 \%$$

Le point de fonctionnement désiré P_1 est décalé du point de fonctionnement obtenu P_2 . (voir fig 12)

Nous étudierons les différentes possibilités pour rapprocher ces deux points:

1 ère variante : Réduction du temps de pompage :

$$\text{Au point } P_2 \text{ on a : } Q = 227 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 57,30 \text{ m}$$

$$\eta = 56\%$$

$$\text{Au point } P_1 \text{ on a : } q = 209,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$h = 56,77 \text{ m}$$

$$\eta = 65\%$$

Le nouveau temps de pompage est de :

$$T = \frac{209,5 \times 24}{227} = 22 \text{ h } 10 \text{ min.}$$

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{227 \times 57,3 \times 9,81}{3600 \times 0,56} = 63,29 \text{ Kw.}$$

2 ème variante : vannage sur le refoulement :

la perte de charge à créer par le vannage ($P_3 - P_1$) sera de :

$$63,64 - 56,77 = 6,87 \text{ m}$$

Avec un rendement de pompage de 65 % on aura une puissance de :

$$P = \frac{9,81 \times 209,5 \times 63,64}{3600 \times 0,65} = 55,39 \text{ Kw}$$

3 ème variante : Rognage de la roue de la pompe

$$\eta = \left(\frac{q}{Q} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{209,5}{227} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,976$$

Le pourcentage de rognage

sera de : $1 - \eta = 2,4 \%$

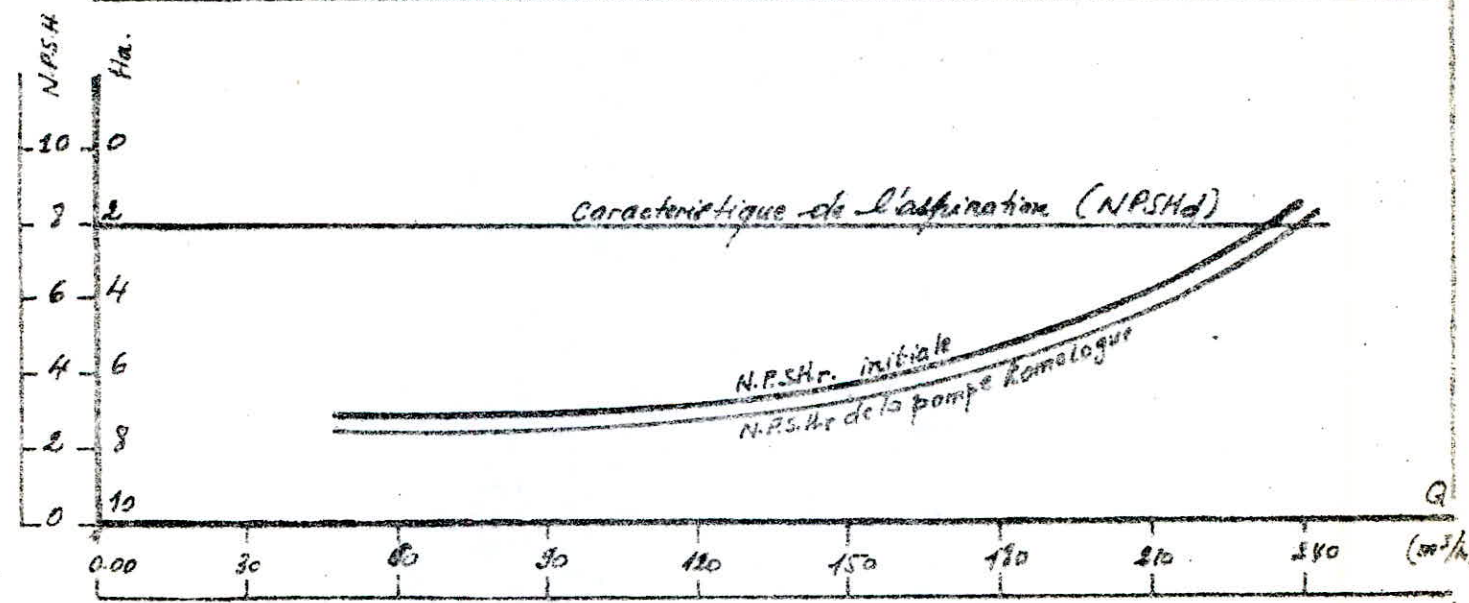
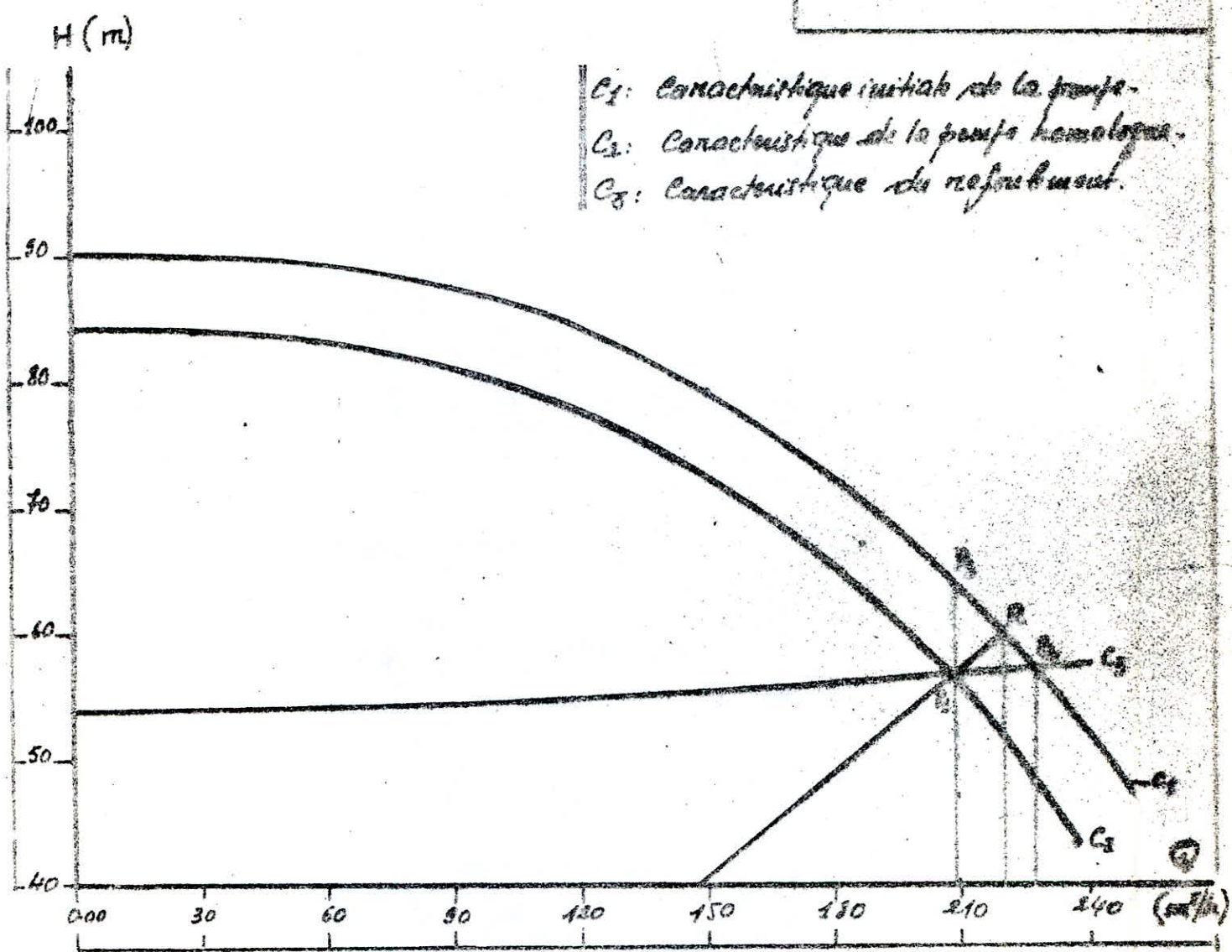
fig. 2012 - 2012/2012

Alcme: 20F8/5 317 167

$V = 2360 \text{ l/min.}$

$\eta_{\text{max}} = 74\%$

$\Phi_{\text{roue}} = 230 \text{ mm.}$



R.E.P. Boghni

Sachant que : $\frac{Q}{q} = \frac{D^2}{d^2} \Rightarrow d = n.D = 244 \text{ mm}$

La puissance absorbée dans ce cas sera : $P = \frac{9,81.220.60}{3600.0,64} = 56,20 \text{ Kw}$

4 ème variante : Etude de la pompe homologue avec variation de la vitesse de rotation.

Caractéristique initiale de la pompe : (fig 12)

(XXIX)

Q_i	0	30	60	90	120	150	180	210	240
H_i	90,30	90,14	89,32	87,45	84,20	79,29	72,45	63,48	52,11
$\eta\%$	-	-	-	63	71	73,5	71	65	52

Equation de la caractéristique initiale : $H_{max} = H + a.Q^n$

avec $a = 49415,251$

$n = 2,646$

$H_{max} = 90,3 \text{ m}$

$N_1 = 2950 \text{ tr / min}$

$D = 250 \text{ mm}$

Caractéristique adimensionnelle :

(XXX)

$C_1.10^{-4}$	0	1,81	3,62	5,42	7,23	9,04	10,85	12,66	14,46
$C_2.10^{-4}$	1,66	1,66	1,64	1,61	1,55	1,46	1,33	1,17	0,96
$\eta\%$	-	-	-	63	71	73,5	71	65	52

Détermination de la nouvelle vitesse de rotation :

$$Q = 209,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 56,77 \text{ m}$$

$$N = \frac{3,724444}{C_1}$$

$$N = \frac{30,13834767}{(C_2)^{1/2}}$$

En substituant dans les expressions de N les valeurs de C_1 et C_2 , on résoud par approximations successives $N = f(C_1)$ et $N = f(C_2)$.

La vitesse de rotation recherchée sera celle pour laquelle

$$N \Rightarrow f(C_1) = N \Rightarrow f(C_2)$$

La solution du système est donnée pour $N = 2846 \text{ tr/min}$.

Nouvelle caractéristique de la pompe : fig 12

(XXVII)

Q	0	20,94	57,88	86,93	115,77	144,71	173,65	202,60	231,54
(m ³ /h)									
H(m)	84,04	83,90	83,13	81,39	78,37	73,80	67,44	59,08	48,50

Equation de la nouvelle caractéristique : $H_{max} = H + aQ^n$

avec $a = 50744,63379$

$n = 2,64723$

$H_{max} = 84,04$

La puissance absorbée dans ce cas est : $P = \frac{9,81 \times 209,5 \times 56,77}{3600 \times 0,65} = 49,86 \text{ Kw}$

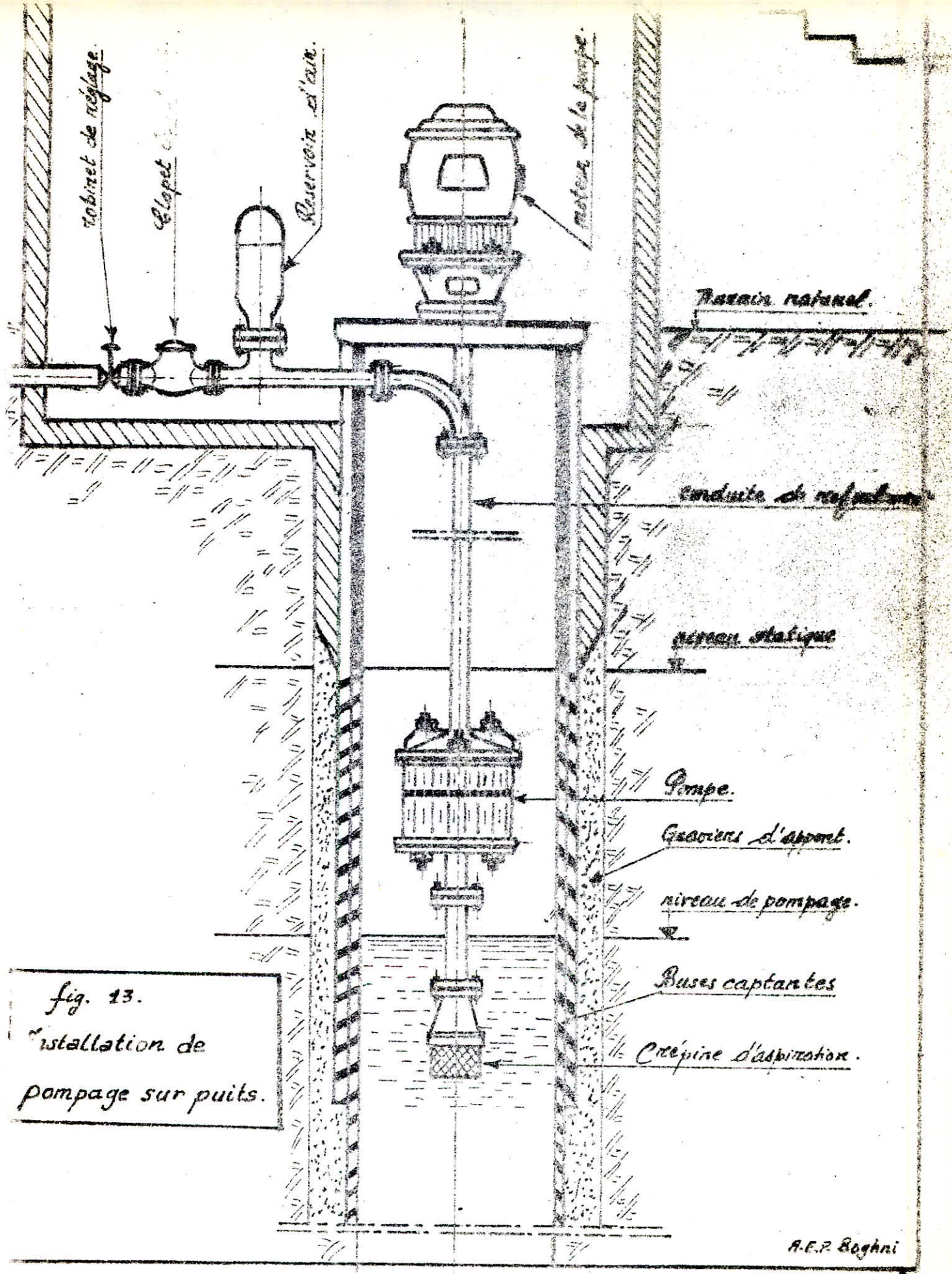
Conclusion : Nous adopterons la 4 ème variante de fonctionnement pour les avantages qu'elle présente.

- La cavitation n'apparaît pas vu que le point de fonctionnement est à gauche du point de cavitation. voir fig 12.

XXVI Tableau de calcul de la nouvelle vitesse de rotation

Q (m ³ /h)	H (m)	C ₁	C ₂	N = f(C ₁)	N = f(C ₂)
210,000	63,480	12,660 . 10 ⁻⁴	1,170 . 10 ⁻⁴	2941,90	2786,29
213,000	62,450	12,840 . 10 ⁻⁴	1,148 . 10 ⁻⁴	2901,52	2812,58
215,000	61,750	12,956 . 10 ⁻⁴	1,135 . 10 ⁻⁴	2874,53	2828,41
216,000	61,400	13,010 . 10 ⁻⁴	1,129 . 10 ⁻⁴	2861,22	2836,52
217,000	61,050	13,070 . 10 ⁻⁴	1,122 . 10 ⁻⁴	2848,04	2844,76
217,140	61,000	13,085 . 10 ⁻⁴	1,121 . 10 ⁻⁴	2846,20	2845,93
217,150	60,990	13,086 . 10 ⁻⁴	1,121 . 10 ⁻⁴	2846,07	2846,01
217,155	60,993	13,086 . 10 ⁻⁴	1,121 . 10 ⁻⁴	2846,00	2846,00

D'après ce tableau, on retrouve la valeur de N = 2846 tr/min.



CHAPITRE IX

RESEAU DE DISTRIBUTION

1. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE ENTAGE INFÉRIEUR -

Données de base :

$$L = 500 \text{ m}$$

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

$$Q = 341,94 \text{ m}^3/\text{h} = 0,095 \text{ m}^3/\text{s}$$

On propose une vitesse de : 1,5 m/s

$$D = 0,284 \text{ m}$$

Donc on prendra un diamètre de 300 mm avec une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,095}{3,14 \cdot (0,3)^2} = 1,344 \text{ m/s}$$

Vérification du régime d'écoulement :

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{1}{300} = 0,00333$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,344 \cdot 0,3}{10^{-6}} = 4,03 \cdot 10^5$$

Moody \Rightarrow régime turbulent rugueux.

D'après la théorie de la longueur fluide - dynamique, pour un profil circulaire plein (abaque n° 9) nous avons :

$$D_o = 1,539 \quad \wedge = \frac{D}{D_o} = \frac{0,300}{1,539} = 0,195$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{(J)^{2,5}} = \wedge^{2,5} \cdot (15,96 - 8,681 \ln \frac{\xi}{\wedge}) = 1,037$$

$$Q = 0,095 \quad \longrightarrow \quad J = 8,39 \cdot 10^{-3}$$

Par la méthode abasique, en utilisant la formule de DAICO WEISBACH avec

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h})^{-2} = 0,02736$$

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D_h} = \frac{0,02736 \cdot (1,344)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,3} = 8,40 \cdot 10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta H_t = J \cdot L_{ey} = 8,39 \cdot 10^{-3} \times 1,15 \times 500 = 4,824 \text{ m} = 4,9 \text{ m}$$

Capacité relative $\frac{C}{C_0}$

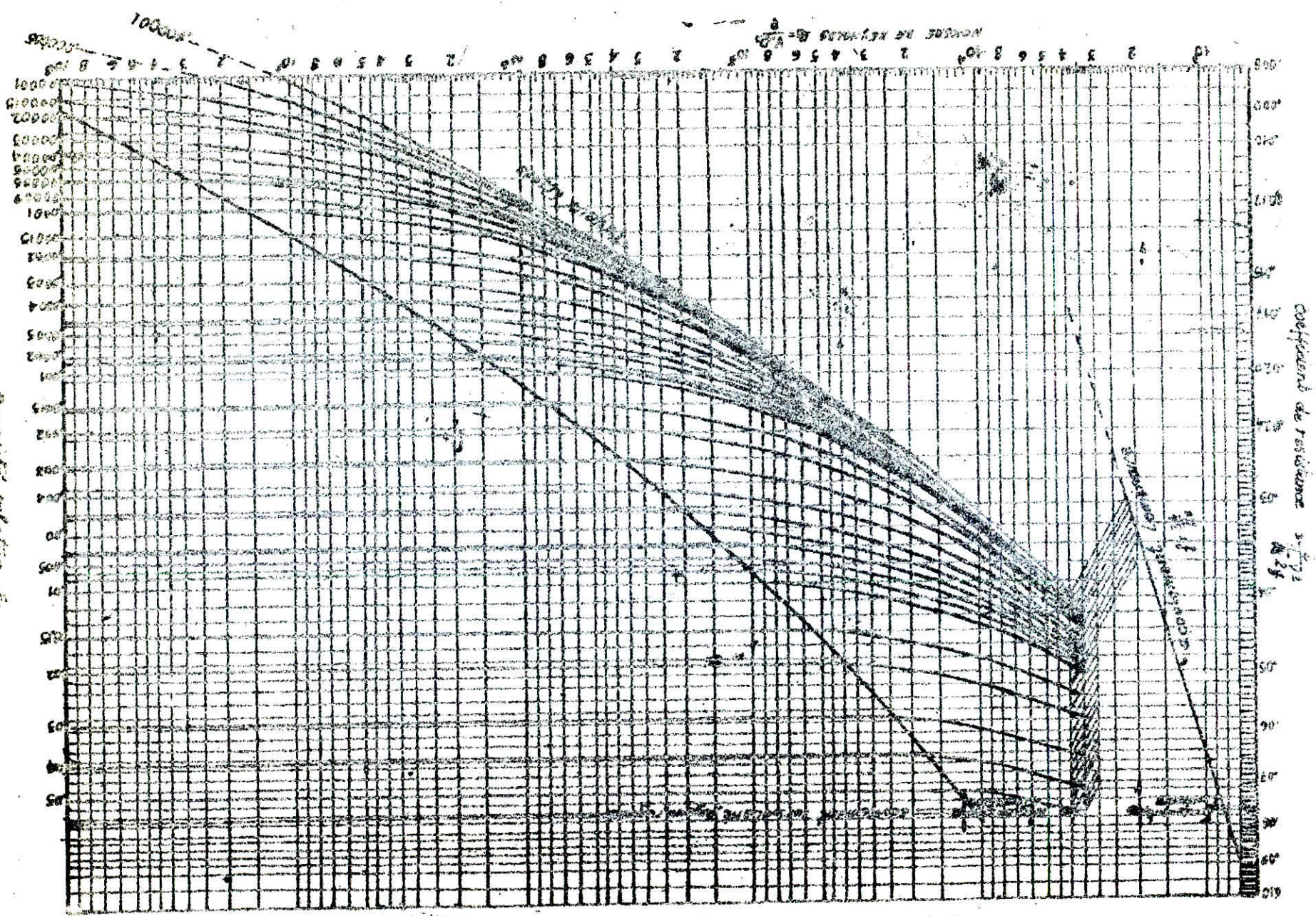


Diagramme de Moody

2. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE ETAGE SUPERIEUR -

Données de base : $L = 200 \text{ m}$ / $\varepsilon = 1 \text{ mm}$ / $Q = 418,60 \text{ m}^3/\text{h}$
 $= 0,116 \text{ m}^3/\text{s}$

On propose : une vitesse de $1,5 \text{ m/s}$

$$D = 0,314 \text{ m}$$

Alors on prendra un diamètre de 350 mm avec une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot 0,116}{\pi \cdot (0,35)^2} = 1,21 \text{ m/s}$$

Vérification du régime d'écoulement :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\varepsilon}{D_h} &= \frac{1}{350} = 2,857 \cdot 10^{-3} \\ R &= \frac{1,21 \cdot 0,35}{10^{-6}} = 4,23 \cdot 10^5 \end{aligned} \right\} \xRightarrow{\text{Moody}} \text{Régime turbulent rugueux.}$$

$$D_o = 1,539 \xRightarrow{\quad} \Delta = \frac{D}{D_o} = \frac{0,35}{1,539} = 0,2274$$

En application de la formule

$$\frac{Q}{(J)^{\frac{2,5}{2}}} = \Delta^{2,5} \cdot (15,96 - 8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Delta}) = 1,55$$

$$Q = 0,116 \xrightarrow{\quad} J = 5,60 \cdot 10^{-3}$$

Vérification par la méthode classique :

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h})^{-2} = 0,02620$$

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D} = \frac{0,0262 \cdot (1,21)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,35} = 5,59 \cdot 10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta H_t = J \cdot L_{ey} = 5,60 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 200 = 1,268 \text{ m} \approx 1,30 \text{ m}$$

3. DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (horizon 2015)

La ville de Boghni présente, d'une façon générale une densité homogène de la population.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, de préférence en suivant le cheminement des rues. Nous avons circonscrit dans le périmètre de la ville un certain nombre de contours fermés constituant des grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectés des conduites secondaires. Les habitations isolées de la ville seront alimentées par des ramifications piquées à partir des noeuds n° 6,7,8 .(voir plan du réseau planche III).

La superficie desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique, nous déduisons le débit de pointe de chaque noeud.

Consommation spécifique :

$$q = \frac{Q_{\text{moy. journ.}}}{N} = 246,25 \text{ l/j/hab.}$$

La densité :

$$d = \frac{N}{S} = 530 \text{ hab/ha}$$

La population probable dans la zone desservie par le noeud est :

$$N_i = S_i \times d.$$

où S_i : surface zone desservie

Le débit du noeud sera : $Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p$

N° DES Nœuds	N° DES MAILLES	SURFACE DES ZONES (ha)	Consommation spécifique (l/s/hab)	DENSITE (hab/ha)	Population dans la zone	Consommation par nœud (l/s)	coeff. de pointe	Débites soutirés (l/s)	Débites soutirés arrondis (l/s)
1	I, V	2,56	246,25	530	1357	3,87	2,4	9,29	9,30
2	I	1,10	—	—	583	1,66	—	3,99	4,00
3	I	1,42	—	—	753	2,15	—	5,16	5,16
4	I, II	1,04	—	—	551	1,57	—	3,77	3,80
5	II	0,83	—	—	440	1,25	—	3,00	3,00
6	II III	6,17	—	—	3270	9,32	—	22,37	22,37
7	III	1,67	—	—	885	2,52	—	6,05	6,05
8	III, IV	1,83	—	—	970	2,76	—	6,63	6,63
9	V	1,26	—	—	668	1,90	—	4,56	4,56
10	IV, V	1,95	—	—	1033	2,94	—	7,06	7,06
11	V	0,85	—	—	450	1,28	—	3,07	3,07
12	I, III, IV, V	3,69	—	—	1956	5,57	—	13,37	13,37
13	I, II, III	1,83	—	—	970	2,76	—	6,63	6,63

Σ 26,20 ha

Σ 13886 hab.

Σ 95 l/s.

N° DES NEUDS.	N° DES MAILLES	SURFACE DES ZONES (ha).	Consommation Spécifique (l/s/ha)	DENSITE (Hab/ha)	Population dans la zone	Consommation par habitant (l/s)	coeff. de perte	Débits soutirés (l/s)
A	III, IV	2,84	246,25	530	1505	4,29	2,4	10,30
B	IV	2,54	-//-	-//-	1346	3,83	-//-	9,20
C	I, IV	3,55	-//-	-//-	1881	5,36	-//-	12,86
D	I	1,81	-//-	-//-	959	2,73	-//-	6,55
E	I	2,43	-//-	-//-	1288	3,67	-//-	8,84
F	I	1,13	-//-	-//-	599	2,71	-//-	4,10
G	I, II	1,07	-//-	-//-	567	1,62	-//-	3,89
H	II	1,41	-//-	-//-	747	2,13	-//-	5,11
I	II, III	2,66	-//-	-//-	1410	4,02	-//-	9,65
J	III	2,74	-//-	-//-	1452	4,14	-//-	9,94
K	III	2,09	-//-	-//-	1108	3,16	-//-	7,58
L	II, III, IV	2,38	-//-	-//-	1261	3,59	-//-	8,62
M	II, IV	2,08	-//-	-//-	1102	3,14	-//-	7,54
N	I, II, IV	2,00	-//-	-//-	1060	3,02	-//-	7,25
P	I, II	1,37	-//-	-//-	726	2,07	-//-	4,97

 $\Sigma = 32,10 \text{ ha.}$ $\Sigma = 17011 ; \Sigma 48,48$ $\Sigma 116,37 \text{ l/s.}$

4. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION -

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximations successives suivant la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois :

Première loi : - Loi de Kirshoff -

En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui en sortent.

Deuxième loi :

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

4/1. Méthode de HARDY-CROSS

4/1.1. Principe : Dans chaque maille on effectue une répartition des débits et on choisit un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

La deuxième loi qui se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n r_i Q_i^2 = 0 \quad r = \text{résistance de la conduite.}$$

n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

4/1.2. Détermination du débit correctif :

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum_{i=1}^n r_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n |r_i Q_i|}$$

Q_i débit correctif

$$r = J_Q \cdot L_e$$

J_Q - gradient de la perte de charge débitaire.

L_e - longueur équivalente

$L_e = 1,15 L_G$ (L_G longueur géométrique)

En profil circulaire :

$$J_Q = \frac{8 f}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = \frac{0,0828 \cdot f}{D^5}$$

f = coefficient de frottement évalué par la formule de COOLBROOK avec $\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types :

- Correction propre à la maille considérée, avec le signe de ΔQ .
- Corrections propres aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro et jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieures à 0,5 m.

Les calculs du réseau de distribution sont repris sur les planches I (étage inférieur) II (étage supérieur).

Le plan du réseau de distribution est lui représenté sur la planche III (en annexe).

4/2. Programme de calcul du réseau maillé :

```

LEW 2nd LbL A 2nd Stflg 08 RCL 03 : RCL 00 = 2nd log x 02 +/- + 1,14
= X2 1/X STO 05 2nd LbL = 2.51 x RCL 00 x 2nd II x RCL 04 : 4 RCL 01
2nd |X| : RCL 05  $\sqrt{X}$  + RCL 03 : 3.7 : RCL 00 = 2nd log x 2 +/- = X2 1/X
STO 06 - RCL 05 = 2nd |X| LEW 2nd X >= t X2 RCL 06 STO 05 GTO = 2nd
LbL X2 RCL 06 x 8 x RCL 01 X2 : 2nd II X2 : 9.8 : RCL 00 yx 5 = STO 07
R/S x RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/S : RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S 2nd LbL
B RCL 09 R/S : RCL 11 R/S : 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11
+/- SUM 11 RCL 12 R/S LEW.

```

1) Introductions :

D_i \longrightarrow STO 00
 Q_i \longrightarrow STO 01
 L_i \longrightarrow STO 02
 ε \longrightarrow STO 03
 γ \longrightarrow STO 04

Précision $x \rightleftharpoons t$ 0,000001

2) Résultats :Appuyer sur : $A \longrightarrow J_i$ $R/S \longrightarrow \Delta H_i$ $R/S \longrightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i} = r_{Q_i}$

Répéter la même chose pour tous les "n" tronçons puis appuyer sur :

 $B \longrightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$ $R/S \longrightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i = \sum_{i=1}^n r_{Q_i}$ $R/S \longrightarrow \Delta Q_L = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum |\Delta H_i / Q_i|}$ Remarques :a) si $\Delta Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (-) \longrightarrow STO 01 et introduire L_i avec le signe (-) \longrightarrow STO 02 on aura $\Delta H_i < 0$ et $\Delta H_i / Q_i > 0$ b) Ne jamais utiliser la touche CLR

Les diamètres des canalisations sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement dans l'intervalle 0,4 à 1,5 m/s

4/3. Calcul des pressions au sol : voir planches I et IILa pression demandée pour un immeuble $P_{sol} = n.3 + 3.$

où n : nombre d'étages.

Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage.

Le chiffre 3 (à droite) représente la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

Pour les immeubles très élevés ($H > 40m$) les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous sol.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la cote piezométrique du noeud précédant diminuée des pertes de charges (en valeur absolue) occasionnées le long d'un tronçon et la cote du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

Pression au sol = cote piezométrique - cote du terrain.

La pression au sol dans tous les points du réseau ne doit pas dépasser la valeur des 5 bars.

4/4. Equipement du réseau de distribution :

a) Type de canalisation :

Le réseau de distribution se constituera d'un assemblage de tuyaux en amiant-ciment. Dans ce type de tuyaux les fibres d'amiant remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures métalliques des tuyaux en béton armé.

Leur assemblage va être effectué à l'aide de manchons à gorges permettant de recevoir des anneaux d'étanchéité en caoutchouc.

Toutefois, ces tuyaux doivent être manutentionnés avec précaution.

Les tuyaux en amiant-ciment présentent l'avantage d'être légers et d'une pose commode.

Ils peuvent supporter des pressions moyennes de l'ordre de 15 bars et sont disponibles sur le marché national.

b) Organes accessoires des réseaux

Pour permettre l'isolement des divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations on équipera le réseau de robinets vannes posés en des endroits accessibles.

Poteaux d'incendie : les poteaux d'incendie sont installés en bordure des trottoirs espacés de 200 m.

Ces appareils sont branchés sur des canalisations pouvant fournir une pression au sol d'au moins 1 bar (voir planche III)

Robinet de décharges : ces robinets sont placés aux points bas du réseau afin de faciliter la vidange des canalisations et l'évacuation des dépôts.

Ventouses : la présence d'air dans les conduites lors de son remplissage et également l'air abandonné par l'eau où il se trouvait dissous quand la conduite est en fonctionnement peut provoquer parfois des ruptures de l'écoulement.

Des ventouses sont donc prévues au droit des points hauts pour empêcher les cantonnements d'air. Ces appareils doivent en outre permettre l'admission de l'air dans la conduite lorsqu'on procède à sa vidange.

Clapets : pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal nous avons prévu des clapets anti retour.

C H A P I T R E X

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER

1. PRÉSENTATION DU PROBLÈME :

Le coup de béliet est un phénomène oscillatoire qui se manifeste lors d'une modification du régime d'écoulement existant (arrêt ou mise en marche de pompe manoeuvres de vannes etc ...)

A la suite d'un arrêt brutal du groupe electro-pompe la veine liquide poursuit son chemin grâce à son inertie.

Mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle une onde de pression qui se propage jusqu'au réservoir.

Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe. Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir.

Alors il se produira un accroissement de la pression de la portion du liquide la plus proche du clapet de la pompe. Les portions suivantes vont subir les mêmes effets. Une onde de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Une dépression se manifestera au niveau du clapet de la pompe.

Ce phénomène continue jusqu'à ce qu'il soit amorti par les pertes de charges résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante:

$$C = \frac{(K/\rho)^{\frac{1}{2}}}{\left(1 + \frac{K.D}{E.t}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

où C : célérité de l'onde (m/s)

D_e : Diamètre intérieur de la conduite (m)

E : Module d'élasticité de la conduite ($E = 2.10^{11} P_a$ pour l'acier)

K : Coefficient de compressibilité de l'eau $= 2,15 \cdot 10^9 P_a$ à $20^\circ C$.

ρ : masse volumique de l'eau 1000 kg/m^3

t' : épaisseur de la conduite (m)

$(K/\rho)^{1/2}$: célérité de l'onde de pression des tuyaux très rigides.
(vitesse du son dans l'eau)

$(1 + \frac{K \cdot D_e}{E \cdot t'})^{-1}$: contribution de l'élasticité de la conduite

La maximum de la dépression es ou de la surpression est de :

$$b = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (m)$$

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)

g : accélération de la pesanteur ($9,8 \text{ m/s}^2$)

2. Equipements et moyens de protection :

Le coup de bélier peut entraîner des ruptures brutales des conduites des destructions des appareils de pompage ou des cavitations et même des décollements de la veine.

Les moyens destinés à diminuer ses conséquences néfastes sont très nombreux les plus utilisés sont :

a) Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et par cela diminue l'intensité du coup du bélier en phase de dépression.

b) Soupape de décharge : elle n'intervient que pour limiter les surpressions Son utilisation est souvent plus économique au point de vue investissement mais elle implique de considérables pertes de volume d'eau.

c) Cheminée d'équilibre ; peut limiter les dépressions ainsi que les surpressions. On ne peut l'établir économiquement que pour les hauteurs géométriques très faibles.

d) Réservoir d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. Son installation est simple.

Parmi ces moyens, nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement un diaphragme.

3. Arrêt brusque du groupe électropompe :

Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normale de l'installation est emmagasinée dans le réservoir.

A la disjonction du groupe le clapet se ferme, la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et l'eau qui en sort vers la tuyauterie. Pendant la phase de surpression le phénomène inverse se produit et permet la réduction de celle-ci. Afin de rendre cet effet plus marqué on interpose entre le réservoir et la conduite un dispositif d'étranglement constitué d'un diaphragme donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée.

3/1. Méthode de calcul :

Les calculs seront conduits par deux méthodes :

A) Méthode graphique de BERGERON

B) Programme sur "TI 59"

A. Méthode de B. BERGERON

Au préalable, on se fixe les caractéristiques du réservoir d'air (Volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode consiste par approximations successives à déterminer la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air.

L'intervalle de temps est pris égal au temps d'aller retour de l'onde.

$$t_r = \frac{2L}{c}$$

En partant d'une vitesse arbitrairement choisie V_{2ip} comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle : la pression dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentant des pertes de charge dans la conduite.

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée. On vérifie alors, en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, que cette droite coupe bien $c/g.A_c$ au droit de V_{2ip} sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_{2ip} .

Vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{mi} = \frac{V_{(2i-1)p} + V_{(2ip)}}{2}$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = A_c \cdot V_{mi} \cdot t_{ri}$$

Volume d'air emprisonné dans la cloche :

$$U_i = U_{(i-1)} + \Delta U_i$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide.

- ΔU_i : " " " " " remplit.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée par :

$$Z_i = \frac{Z'_0 \cdot U'^{1,4}_0}{U^{1,4}_i}$$

Avec $Z'_0 = H_0 - h_0 + 10$

Où H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de l'anti-bélier.

h_0 : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air lors du régime normal.

Les pertes de charges au niveau du diaphragme sont négligeables à la montée, par contre à la descente le diaphragme se ferme et les pertes de charge sont fonction du coefficient de contraction de la veine liquide.

$$\delta_r = 0 \text{ lorsque } V > 0 \text{ (dépression)}$$

$$\delta_r = \beta \frac{V^2}{v_t^2} \text{ lorsque } V < 0 \text{ (surpression)}$$

$$\delta_r = \frac{1}{2g} \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \quad (\text{formule de BORDA-CARNOT})$$

d'après l'équation de continuité on a :

le débit dans la conduite, pour chaque intervalle de temps est égal à celui transitant par la tubulure vers le réservoir d'air

$$Q_c = Q_r = Q = V \cdot A_c = v_t \cdot A_t \implies v_t = \frac{A_c}{A_t} \cdot V$$

D'où

$$\delta_r = \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{A_c}{A_t} \cdot V \right)^2$$

$$\delta_r = \left(\frac{D_t^2}{mD^2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2 \cdot V^2$$

D'où

$$\beta = \frac{1}{2g} \left(\frac{D_t^2}{mD^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{D_c^2}{D_t^2} \right)^2$$

où : D_t : diamètre intérieur de la tubulure

d : diamètre de l'orifice du diaphragme

D_c : diamètre intérieur de la conduite de refoulement.

m : coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme.

V : vitesse dans la conduite de refoulement (prise avec son signe)
correspondant à la fin de chaque intervalle de temps.

V_t : vitesse pour l'intervalle correspondant dans la tubulure.

Les pertes de charge dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré :

$$\delta_c = \alpha V |V| \quad \text{où} \quad \alpha = \frac{f}{D_c} \cdot \frac{L}{2g}$$

Avec f : coefficient de frottement de NIKURADZE

L : longueur géométrique du refoulement.

PROGRAMME

Nombre de mémoires utilisées/: 42

Nombre de pas utilisés: 329

000 75	2nd Lbl	053 43	RCL	106 01	1	159 75	-
001 11	A	054 03	03	107 93	.	160 43	RCL
002 43	RCL	055 95	=	108 01	1	161 07	07
003 09	09	056 42	STO	109 04	4	162 35	1/X
004 75	-	057 32	32	110 95	=	163 33	X ²
005 43	RCL	058 42	STO	111 35	1/X ²	164 95	X ²
006 10	10	059 34	34	112 33	X ²	165 33	X ²
007 75	-	060 65	X	113 65	X	166 55	:
008 43	RCL	061 53	(114 43	RCL	167 01	i
009 11	11	062 89	2nd	115 03	03	168 09	9
010 95	=	063 65	X	116 55	:	169 93	.
011 42	STO	064 43	RCL	117 01	1	170 06	6
012 14	14	065 04	04 ²	118 09	9	171 65	X
013 65	X	066 33	X ²	119 93	.	172 43	RCL
014 43	RCL	067 55	:	120 06	0	173 04	04 ^X
015 12	12 ^X	068 04	4	121 55	:	174 45	y ^X
016 45	y ^X	069 54)	122 43	RCL	175 04	4
017 01	1	070 42	STO	123 04	04	176 95	=
018 93	.	071 39	39	124 95	=	177 42	STO
019 04	4	072 95	=	125 42	STO	178 38	38
020 95	=	073 42	STO	126 37	37	179 00	0
021 42	STO	074 40	40	127 65	X	180 42	STO
022 35	35	075 43	RCL	128 43	RCL	181 31	31
023 43	RCL	076 13	13	129 17	17 ²	182 91	R/3
024 00	00	077 55	:	130 33	X ²	183 76	2nd Lbl
025 55	:	078 43	RCL	131 85	+	184 12	B
026 01	1	079 39	39	132 43	RCL	185 42	STO
027 00	0	080 95	=	133 14	14	186 22	22
028 00	0	081 42	STO	134 95	=	187 77	2nd X>t
029 00	0	082 17	17	135 42	STO	188 60	2nd NOP
030 55	:	083 42	STO	136 15	15	189 33	X ²
031 53	(084 18	18	137 35	1/X	190 65	X
032 01	1	085 09	9	138 65	X	191 43	RCL
033 85	+	086 93	.	139 43	RCL	192 38	38
034 43	RCL	087 00	0	140 35	35	193 95	=
035 00	00	088 55	:	141 95	=	194 42	STO
036 65	X	089 43	RCL	142 22	INV	195 20	20
037 43	RCL	090 33	33	143 45	y ^X	196 61	GTO
038 04	04	091 95	=	144 01	1	197 95	=
039 55	:	092 42	STO	145 93	.	198 76	2nd Lbl
040 43	RCL	093 36	36	146 04	4	199 68	2nd NOP
041 01	01	094 43	RCL	147 95	=	200 00	0
042 55	:	095 03	03	148 42	STO	201 42	STO
043 43	RCL	096 55	:	149 19	19	202 20	20
044 02	02)	097 43	RCL	150 42	STO	203 76	2nd Lbl
045 95	=	098 04	04	151 16	16	204 95	=
046 34	√X	099 95	=	152 43	RCL	205 43	RCL
047 42	STO	100 23	Ln X	153 05	05	206 22	22
048 33	33	101 65	X	154 35	1/X	207 65	X
049 35	1/X	102 93	.	155 55	:	208 50	2nd X1
050 65	X	103 08	8	156 43	RCL	209 65	X
051 02	2	104 06	6	157 06	06	210 43	RCL
052 65	X	105 75	-	158 33	X ²	211 37	37

COUP DE BELIER: ARRÊT DE POMPEPROGRAMME (suite)

212 95 =	242 94 +/-	272 23 23	302 42 STO
213 42 STO	243 65 x	273 75 -	303 18 18
214 21 21	244 43 RCL	274 43 RCL	304 43 RCL
215 43 RCL	245 35 35	275 22 22	305 26 26
216 22 22	246 95 =	276 95 =	306 42 STO
217 85 +	247 42 STO	277 50 2nd(X)	307 19 19
218 43 RCL	248 27 27	278 22 INV	308 43 RCL
219 17 17	249 75 -	279 77 2nd x>t	309 27 27
220 95 =	250 43 RCL	280 69 2nd OP	310 85 +
221 55 :	251 21 21	281 43 RCL	311 43 RCL
222 02 2	252 85 +	282 23 23	312 20 20
223 95 =	253 43 RCL	283 12 B	313 85 +
224 42 STO	254 20 20	284 76 2nd Lbl	314 43 RCL
225 24 24	255 75 -	285 69 2nd OP	315 10 10
226 65 x	256 43 RCL	286 43 RCL	316 95 =
227 43 RCL	257 14 14	287 23 23	317 42 STO
228 40 40	258 95 =	288 42 STO	318 28 28
229 95 =	259 42 STO	289 17 17	319 01 1
230 42 STO	260 30 30	290 65 x	320 44 SUM
231 25 25	261 65 x	291 43 RCL	321 31 31
232 95 +	262 43 RCL	292 39 39	322 43 RCL
233 43 RCL	263 36 36	293 95 =	323 34 34
234 19 19	264 95 =	294 42 STO	324 44 SUM
235 95 =265	265 42 STO	295 41 41	325 32 32
236 42 STO	266 29 29	296 43 RCL	326 43 RCL
237 26 26	267 85 +	297 23 23	327 31 31
238 45 y ^x	268 43 RCL	298 85 +	328 91 R/S
239 01 1	269 18 18	299 43 RCL	
240 93 .	270 95 =	300 29 29	
241 04 4	271 42 STO	301 95 =	

Notice d'emploi du programme1) STOCKER :

La précision absolue dans le registre T

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa)

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa)

t' en 02 : épaisseur de la conduite en (m)

ϵ en 03 : rugosité de la conduite en (m)

D_c en 04 : diamètre de la conduite (m)

m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice

D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m)

L en 08 : longueur de la conduite (m)

$h_g + h_{atm}$ en 09 ; h_o en 10 ; h_{asp} en 11 ; U'_o en 12 (volume d'air au repos)

Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal)

2) APPUYER SUR A : 0 à l'affichage

RCL 14 : Z' : pression dans le réservoir

RCL 15 : Z_o : " " " , pompe en fonctionnement.

RCL 16 : U_o : volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 33 : c : célérité de propagation des ondes (m/s)

RCL 34 : t_r : temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.

RCL 35 : constante de calcul = Z' U_o^{1,4}

RCL 36 : g/c

RCL 37 : α ; RCL 38 : β

RCL 39 : A_o : section de la conduite ; RCL 40 : A_o . t_r

3) AFFICHER une valeur hypothétique de V_{2ip}. APPUYER sur B : affichage de H_i

V (2i + 1) R 18 ; U_{i-1} 19 ; δ_r 20 ; δ_o 21 ; V_{2ip} 23 ; V_{ai} 24 ; ΔU_i 25 ;

U_i 26 ; Z_i 27 ; H_i 28 ; Δv_i 29 ; Δy_i 30 ; E_i 31 ; t_i 32 ; Q_{2ip} 41.

Recommencer le processus du 3) pour le calcul au pas suivant.

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A

4. Démarrage du groupe électropompe :

Après avoir protégé la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de bélier dans le cas de l'arrêt brusque, on passe à l'étude de son comportement au moment du démarrage du groupe, alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas en mouvement.

On considère le démarrage à vanne ouverte (cas le plus défavorable).

La vérification se fera par deux méthodes :

- Méthode graphique de BERGERON
- Programme sur TI 59.

A l'arrêt la pression absolue de l'air dans le réservoir est :

$$Z'_0 = H_0 - h_0 + 10$$

A chaque instant le débit Q_B fourni par la pompe se divise en deux :

Q_{r2ip} = débit entrant dans le réservoir d'air au temps $t_i = i. t_r$

Q_{c2ip} = débit dans la conduite quand l'onde (l'observateur) arrive en P au temps $t_i = i. t_r$

Le débit Q_{r2ip} engendre une perte de charge " r " au passage de l'organe d'étranglement.

$$\delta_r = R. Q_r^2 \quad \text{si } Q_r > 0$$

$$\delta_r = 0 \quad \text{si } Q_r < 0$$

R : résistance de l'orifice à clapet.

$$\delta_r = \left(\frac{D_t^2}{nd^2} - 1 \right) \cdot \frac{V_t^2}{2g} = \left(\frac{D_t^2}{nd^2} - 1 \right) \cdot \frac{Q_r^2}{2g \cdot A_t^2}$$

$$\text{d'où} \quad R = \left(\frac{D_t^2}{nd^2} - 1 \right) \cdot \frac{1}{2g \cdot A_t^2}$$

V_t : vitesse dans la tubulure

A_t : section de la tubulure

Q_r : débit passant dans la tubulure = Q_{r2ip}

La perte de charge dans la conduite de refoulement est : $\delta_c = r Q_c^2$

r : résistance de la conduite.

$$r = \frac{f.L}{2g.D_c.A_c^2} = \frac{0.027112.f.L}{g \Pi^2.D^5} = \frac{0.0027112.f.L}{D^5}$$

Pour une hauteur piézométrique H_D et Q_D , valeurs conjuguées, issues de la caractéristique de la pompe (H_D : en valeur absolue), une horizontale donne avec l'intersection de la droite $+ \frac{c}{g \cdot d^5}$ augmentée des ordonnées de la parabole des pertes de charges dans la conduite, les valeurs de Q_0 et Q_r .

La construction graphique va donc s'effectuer comme suit :

On ne considérera que les états observés à la fin d'un intervalle de temps quelconque t_{ri} et, par approches successives, on vérifiera pour une hauteur H_D arbitrairement choisie que la pression dans la conduite est aussi celle qui régit dans le réservoir d'air aux pertes de charges près à la traversée de l'organe d'étranglement.

Soit Q_m le débit moyen entrant ou sortant du réservoir d'air entre les temps t_{i-1} et t_i . La variation du volume d'air entre les temps t_{i-1} et t_i sera :

$$\Delta U = Q_m \cdot t_r$$

Le volume d'air dans la cloche sera donc de :

$$U = U'_0 - \Delta U \text{ lorsque le réservoir d'air se remplit.}$$

$$U = U'_0 + \Delta U \quad " \quad " \quad " \quad \text{vide.}$$

La pression qui en résulte dans le réservoir d'air compte tenu d'une évolution adiabatique de l'air (évolution rapide et sans échange thermodynamique avec le milieu extérieur).

$$Z = \frac{Z'_0 U'^{1,4}_0}{U^{1,4}}$$

Remarque : le coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme est fonction du rapport de la section de l'orifice sur la section de la tubulure.

$$m = f \left(\frac{A_0}{A_t} \right) = f \left(\frac{d^2}{D_t^2} \right)$$

Ayant les valeurs $\left(\frac{d^2}{D_t^2} \right)$ le coefficient m est donné par le tableau 177 page 393 du "Manuel d'Hydraulique Générale" - H. LENCATRE -

COUP DE BELIER: DEVIATRAGE DE POIPE.PROGRAMME

Nombre de pas utilisés:317

Nombre de mémoires utilisées:39

000 76	2nd Lbl	053 95	=	106 95	=	159 29	29
001 11	A	054 34	\sqrt{x}	107 42	STO	160 33	x^2
002 00	0	055 42	STO	108 37	37	161 75	-
003 42	STO	056 33	33	109 35	1/X	162 53	(
004 13	13	057 35	1/X	110 65	x	163 43	RCL
005 42	STO	058 65	x	111 43	RCL	164 09	09
006 15	15	059 02	2	112 33	33	165 75	-
007 32	$x \div t$	060 65	x	113 55	:	166 43	RCL
008 43	RCL	061 43	RCL	114 04	4	167 16	16
009 09	09	062 00	00	115 93	.	168 54)
010 75	-	063 95	=	116 09	9	169 55	:
011 43	RCL	064 42	STO	117 55	:	170 43	RCL
012 10	10	065 34	34	118 89	2nd JI	171 37	37
013 75	-	066 42	STO	119 55	:	172 75	-
014 43	RCL	067 32	32	120 43	RCL	173 43	RCL
015 11	11	068 43	RCL	121 04	04^2	174 15	15
016 95	=	069 03	03	122 33	x^2	175 33	x^2
017 42	STO	070 55	:	123 95	=	176 95	=
018 14	14	071 43	RCL	124 42	STO	177 34	\sqrt{x}
019 65	x	072 04	04^2	125 36	36	178 75	-
020 43	RCL	073 95	=	126 43	RCL	179 43	RCL
021 12	12	074 23	lnx	127 05	05	180 29	29
022 42	STO	075 65	x	128 35	1/X	181 95	=
023 19	19	076 93	.	129 55	:	182 42	STO
024 45	y^x	077 08	8	130 43	RCL	183 29	29
025 01	1	078 06	6	131 06	06	184 65	x
026 93	.	079 75	-	132 33	x^2	185 43	RCL
027 04	4	080 01	1	133 75	-	186 36	36
028 95	=	081 93	.	134 43	RCL	187 65	x
029 42	STO	082 01	1	135 07	07	188 02	2
030 35	35	083 04	4	136 35	1/X	189 65	x
031 43	RCL	084 95	=	137 33	x^2	190 43	RCL
032 00	00	085 35	1/X	138 95	=	191 37	37
033 55	:	086 33	x^2	139 33	x^2	192 95	=
034 01	1	087 65	x	140 65	x	193 42	STO
035 00	0	088 93	.	141 43	RCL	194 30	30
036 00	0	089 00	0	142 38	38	195 43	RCL
037 00	0	090 08	8	143 95	=	196 29	29
038 55	:	091 02	2	144 42	STO	197 65	+
039 53	(092 07	7	145 38	38	198 43	RCL
040 01	1	093 01	1	146 01	1	199 15	15
041 85	+	094 01	1	147 42	STO	200 95	=
042 43	RCL	095 02	2	148 31	31	201 42	STO
043 00	00	096 42	STO	149 91	R/S	202 22	22
044 65	x	097 38	38	150 76	2nd Lbl	203 94	+/-
045 43	RCL	098 55	:	151 12	B	204 85	+
046 04	04^2	099 43	RCL	152 43	RCL	205 43	RCL
047 55	:	100 04	4	153 15	15	206 17	17
048 43	RCL	101 45	y^x	154 85	+	207 95	=
049 01	01	102 05	5	155 43	RCL	208 42	STO
050 55	:	103 65	x	156 36	36	209 23	23
051 43	RCL	104 43	RCL	157 95	=	210 85	+
052 02	02	105 38	08	158 42	STO	211 43	RCL

.../...

COUP DE BELIER: DETARRAGE DE POMPE.PROGRAMME (suite)

212 13 13	239 35 35	266 43 ROL	293 13 0
213 95 =	240 95 =	267 27 27	294 02 2
214 55 :	241 42 STO	268 35 +	295 05 x
215 02 2	242 27 27	269 43 ROL	296 43 ROL
216 95 =	243 43 ROL	270 10 10	297 29 29
217 42 STO	244 23 23	271 05 =	298 05 =
218 24 24	245 77 2nd x>t	272 42 STO	299 44 SUM
219 65 x	246 95 +	273 23 23	300 15 15
220 43 ROL	247 00 0	274 43 ROL	301 43 ROL
221 34 34	248 42 STO	275 37 37	302 26 26
222 95 =	249 20 20	276 65 x	303 42 STO
223 42 STO	250 61 STO	277 43 ROL	304 19 19
224 25 25	251 75 -	278 22 22	305 43 ROL
225 97 +/-	252 76 2nd Lbl	279 33 x ²	306 23 23
226 05 +	253 35 +	280 95 =	307 42 STO
227 43 ROL	254 43 ROL	281 42 STO	308 13 13
228 19 19	255 30 30	282 21 21	309 43 ROL
229 95 =	256 65 x	283 43 ROL	310 34 34
230 42 STO	257 43 ROL	284 16 16	311 44 SUM
231 26 26	258 23 23	285 75 -	312 32 32
232 45 y ^x	259 33 x ²	286 43 ROL	313 01 1
233 01 1	260 95 =	287 11 11	314 44 SUM
234 95 .	261 42 STO	288 95 =	315 31 31
235 04 4	262 20 20	289 42 STO	316 01 R/S
236 94 +/-	263 76 2nd Lbl	290 12 12	
237 65 x	264 75 -	291 01 R/S	
238 43 ROL	265 05 +	292 76 2nd Lbl	

COUP DE BELIER / DEMARRAGE DE POMPE

Notice d'emploi1) STOCKER :

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).

t en 02 : épaisseur de la conduite (m)

 ϵ en 03 : rugosité de la conduite (m) D_c en 04 : diamètre de la conduite (m)

m en 05 : coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice

d en 06 : diamètre de l'orifice (m)

 D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m)

L en 08 : longueur de la conduite (m)

 $h_g + h_{sta}$ en 09, h_o en 10, h_{asp} en 11, U'_o en 12 (volume d'air au repos)2) APPUYER SUR A : 1 à l'affichage.RCL 14 : Z'_o : pression dans le réservoir d'air à l'arrêt

RCL 33 : c : célérité de propagation des ondes

RCL 34 : t_r : temps d'aller et retour de l'ondeRCL 35 : constante de calcul = $2 \cdot U'_o{}^{1/4}$ RCL 36 : $\frac{c}{2rg A_c}$ A_c étant la section de la conduiteRCL 37 : r , RCL 38 : $\sqrt{\quad}$ 3) INTRODUIRE H_B en 16 et Q_B en 17, valeurs conjuguées, issues de la caractéristique de la pompe.ATTENTION : $H_B =$ Hauteur absolue.Appuyer sur B : affichage de N_i - si H'_i (18) $\neq H'_i$ (20), rectifier les valeurs de H_B et Q_B puis appuyer de nouveau sur B. Répéter cette opération tant que $H'_i \neq H''_i$.- si $H'_i = H''_i$ (à la précision désirée près):

$$Q_{r2(i-1)p}{}^{13} : Q_{c(2i-1)}{}^{15} : U_{i-1}{}^{19} : \delta_r{}^{20} : \delta_c{}^{21} : Q_{c2ip}{}^{22} :$$

$$Q_{r2ip}{}^{23} : Q_{mi}{}^{24} : \Delta U_i{}^{25} : U_i{}^{26} : Z_i{}^{27} : \Delta Q_c{}^{29} : \Delta y{}^{30} :$$

$$N_i{}^{31} : t_i{}^{32}.$$

4) Appuyer sur C, puis recommencer le processus du 3) pour le pas suivant.Remarque : pour recommencer les calculs au début, il suffit d'appuyer sur A

ETUDE DU COUP DE BELIER (pompe du forage P_I)

1°) Arrêt brusque de la pompe :

a) Données de base :

$$\begin{aligned} K &= 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa} ; E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa} ; t' = 0,005 \text{ m} ; \varepsilon = 0,001 \text{ m} ; \\ D_o &= 0,2 \text{ m} ; L = 430 \text{ m} ; h_g + h_{atm} = 44,4 \text{ m} ; h_o = 2 \text{ m} ; h_{asp} = 2 \text{ m} \\ U_o' &= 0,5 \text{ m}^3 ; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3 ; D_t = 0,1 \text{ m} ; d = 0,05 \text{ m} \\ H_o &= H_g - h_{asp} = 32,4 \text{ m} ; Q_o = 16,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ; m = 0,62 \end{aligned}$$

La célérité sera de : $c = 1226,17 \text{ m/s}$

Le coup de bélier peut donc atteindre la valeur :

$$b = \frac{c V_o}{g} = 73,68 \text{ m.c.c.}$$

Ce qui donne une surpression de : $32,4 + 73,68 = 106,08 \text{ m}$

et une dépression de : $32,4 - 73,68 = -41,28 \text{ m}$

b) Résultats : $Z_o' = 40,4 \text{ m}$

$$c = 1226,17 \text{ m/s}$$

$$Z_o = 41,57 \text{ m}$$

$$t_r = 0,70137 \text{ s}$$

$$U_o = 0,4898 \text{ m}^3$$

$$Z_o' U_o'^{1,4} = 15,3007$$

$$V_o = 0,563$$

$$g/c = 7,99 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta = 24,261292$$

$$\alpha = 3,38$$

$$A_o = 3,14 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_o \cdot t_r = 2,20 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}$$

Le reste des calculs est porté au tableau n° XIX

c) Tracé de la droite $c/g \cdot A_o$

$$\frac{c}{g \cdot A_o} = 3984,6933$$

Si l'échelle des H est graduée à raison de 1 cm pour 1 m et l'échelle des débits $1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour 864,86486 cm

Donc la valeur de la pente $c/g \cdot A_o$ sera de 4,6073 à l'échelle de l'écure.

$$\text{tg } \delta = 4,6073 \quad \text{d'où } \delta = 77^\circ,75$$

XXX

Coup de bilien - Arrêt brusque du groupe du forage FI.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Intervalles de temps. "tr"	Variations du volume d'air ΔU (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air P	Vitesses $V_{(i+1)} R.$ (m/s)	P.d.c. dans l'ouïe. $Sr = p/v^2$	Pression dans la conduite + Pertes de charges.	P.d.c. au refoulement Sr	Pression dans la conduite dans P.d.c.	Vitesse. V_{zip} (m/s)	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesses choisies. C (m/s)	Q_{zip} (l/s)
0	0	0,430	41,57		0	43,57	1,170	42,40	0,589			18,50
10	12,80.10 ³	0,503	40,09	0,560	0	42,09	1,127	40,96	0,577	0,583	0,577	18,14
20	12,40. "	0,515	38,75	0,520	0	40,75	1,003	39,75	0,545	0,561	0,545	17,11
30	11,40. "	0,526	37,58	0,465	0	39,58	0,826	38,75	0,494	0,519	0,494	15,53
40	10,20. "	0,537	36,58	0,394	0	38,58	0,624	37,96	0,430	0,462	0,430	13,50
50	8,63. "	0,545	35,77	0,313	0	37,77	0,423	37,35	0,354	0,392	0,354	11,12
60	6,87. "	0,552	35,15	0,226	0	37,15	0,246	36,90	0,270	0,312	0,270	8,47
70	4,95. "	0,557	34,72	0,133	0	36,72	0,109	36,61	0,179	0,224	0,179	5,64
80	2,92. "	0,560	34,46	0,038	0	36,46	0,025	36,44	0,085	0,132	0,085	2,69
90	0,88. "	0,561	34,39	-0,058	2,470.10 ⁻³	36,39	-0,0003	36,39	-0,010	0,038	-0,010	-0,32
100	-1,24. "	0,559	34,50	-0,148	0,257	36,76	-0,036	36,79	-0,103	-0,056	-0,103	-3,23
110	-3,17. "	0,556	34,77	-0,222	0,831	37,61	-0,116	37,72	-0,185	-0,144	-0,185	-5,82
120	-4,79. "	0,552	35,20	-0,278	1,519	38,72	-0,212	38,93	-0,250	-0,218	-0,250	-7,86
130	-6,01. "	0,546	35,74	-0,314	2,123	39,87	-0,296	40,16	-0,296	-0,273	-0,296	-9,29
140	-6,81. "	0,539	36,38	-0,332	2,528	40,91	-0,352	41,26	-0,323	-0,309	-0,323	-10,14

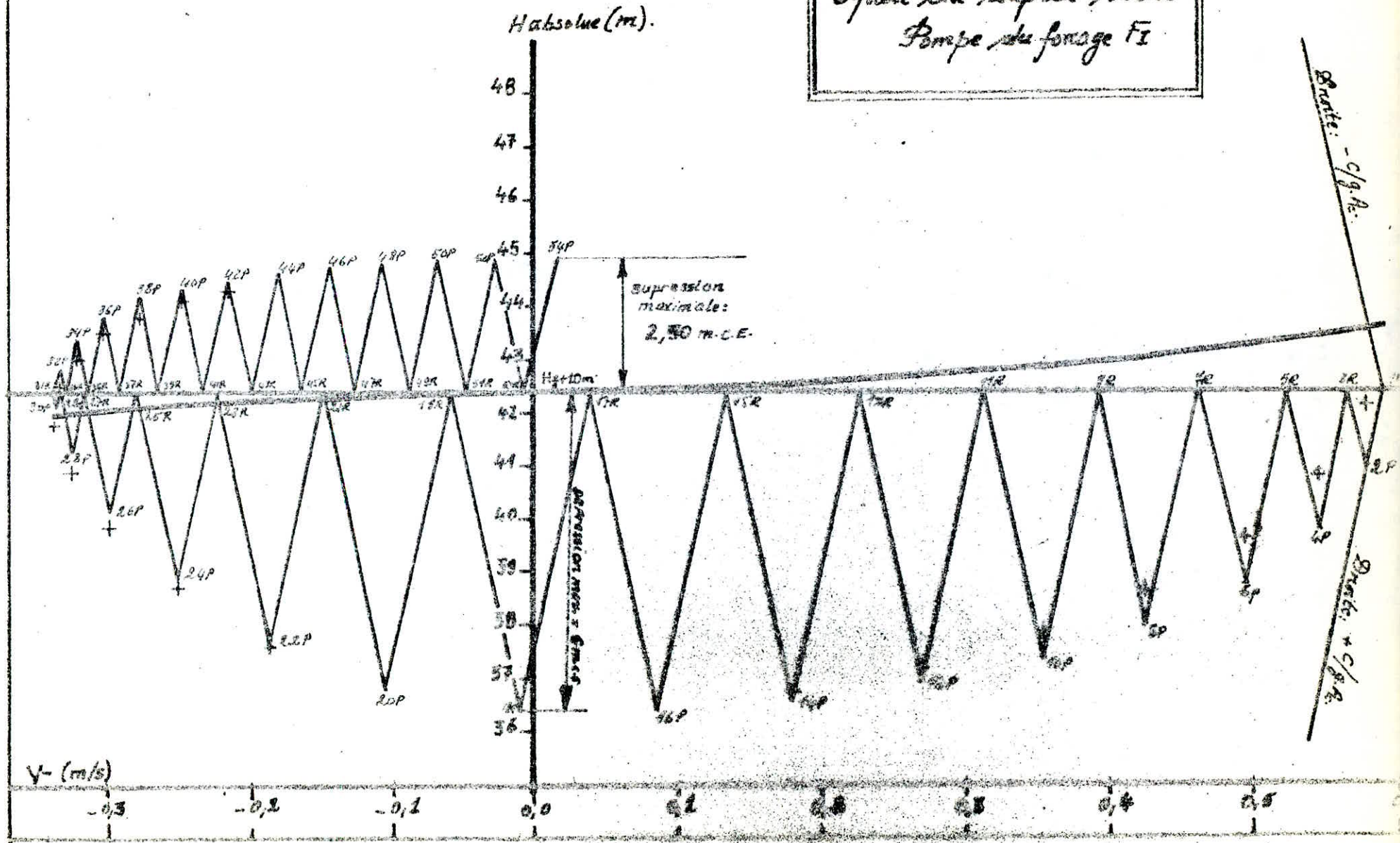
XXX

Suite du tableau de calcul "Coup de bélier - Arrêt du groupe I"

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
15 0	-7,23.10 ³	0,531	37,07	-0,336	2,705	41,78	-0,377	42,15	-0,334	-0,328	-0,334	-10,48
16 0	-7,34. "	0,524	37,80	-0,328	2,678	42,48	-0,373	42,85	-0,332	-0,333	-0,332	-10,44
17 0	-7,19. "	0,517	38,54	-0,313	2,656	43,04	-0,348	43,39	-0,321	-0,326	-0,321	-10,07
18 0	-6,86. "	0,510	39,27	-0,291	2,210	43,48	-0,308	43,79	-0,302	-0,311	-0,302	-9,48
19 0	-6,38. "	0,504	39,96	-0,264	1,865	43,83	-0,260	44,19	-0,277	-0,289	-0,277	-8,71
20 0	-5,79. "	0,498	40,62	-0,233	1,496	44,11	-0,208	44,32	-0,248	-0,263	-0,248	-7,80
21 0	-5,12. "	0,493	41,21	-0,199	1,134	44,34	-0,158	44,50	-0,216	-0,232	-0,216	-6,79
22 0	-4,38. "	0,488	41,73	-0,164	0,789	44,53	-0,111	44,64	-0,181	-0,199	-0,181	-5,70
23 0	-3,59. "	0,485	42,16	-0,126	0,509	44,67	-0,071	44,74	-0,145	-0,163	-0,145	-4,55
24 0	-2,77. "	0,482	42,50	-0,087	0,277	44,78	-0,038	44,82	-0,107	-0,126	-0,107	-3,36
25 0	-1,92. "	0,480	42,74	-0,048	0,112	44,85	-0,015	44,86	-0,068	-0,087	-0,068	-2,13
26 0	-1,06. "	0,479	42,87	-0,008	0,019	44,89	-0,003	44,89	-0,028	-0,048	-0,028	-0,88
27 0	-0,18. "	0,479	42,89	+0,031	0,000	44,89	+0,0005	44,89	+0,017	-0,008	+0,017	+0,37

fig. 14.

Arrêt brusque du groupe.
Epreuve du coup de bélier
Pompe du forage FI



R.E.P. Boghri -

d) Réservoir d'air :

Pendant l'arrêt brusque le volume maximal d'air est de $0,561 \text{ m}^3$ correspondant à la fin de la dépression.

A titre de sécurité, on prendra un réservoir d'air de $0,561 + 25 \%$, soit un volume du réservoir de $0,7 \text{ m}^3$.

La pression minimale dans la conduite est de $36,39 \text{ m}$, soit une dépression de $42,40 - 36,39 \approx 6 \text{ m.c.e.}$

Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à $0,479 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression et la pression dans la conduite passe à $44,89 \text{ m.c.e.}$, soit une surpression faible de $44,89 - 42,4 \approx 2,5 \text{ m.c.e.}$

e) Conclusion :

Les valeurs de la dépression et de la surpression sont faibles;

Donc, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement choisies au départ sont acceptables.

ETUDE DU COUP DE BELIER (pompe du forage F_{II})

1°) Arrêt brusque du groupe électro pompe :

a - Données de base :

$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$; $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$; $t' = 0,006 \text{ m}$; $\xi = 0,001 \text{ m}$; $D_c = 0,3 \text{ m}$;
 $L = 750 \text{ m}$; $h_g + h_{\text{stat}} = 64 \text{ m}$; $h_o = 2 \text{ m}$; $h_{\text{asp}} = 2 \text{ m}$; $U_o' = 1,5 \text{ m}^3$; $D_t = 0,15 \text{ m}$;
 $d = 0,075 \text{ m}$; $H_o = H_g - h_{\text{asp}} = 52 \text{ m}$; $Q_o = 50,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$; $m = 0,62$

La célérité de l'onde sera de : $c = 1182,5286 \text{ m/s}$

Le coup de béliier peut atteindre la valeur

$$b = \frac{cV_o}{g} = 99,31 \text{ m.c.e}$$

Ce qui donne une surpression de : $52 + 99,31 = 151,31 \text{ m.c.e}$

et une dépression correspondante de : $52 - 99,31 = -47,31 \text{ m.c.e}$

b - Résultats :	$Z_o' = 60 \text{ m}$	$c = 1182,5286 \text{ m/s}$
	$Z_o = 62,366 \text{ m}$	$t_r = 1,2684 \text{ s}$
	$U_o = 1,459 \text{ m}^3$	$Z_o' U_o'^{1,4} = 105,847$
	$V_o = 0,823 \text{ m/s}$	$g/c = 3,267 \cdot 10^{-3}$
	$\beta = 24,261292$	$\alpha = 3,49$
	$A_o = 7,0686 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$	$A_o \cdot t_r = 8,966 \cdot 10^{-2}$

Le reste des résultats de calculs sont reportés au tableau n° XXXI

c - Tracé de la droite $c/g \cdot A_o$ (voir fig. 15) - $c/g \cdot A_o = 1707,0733$

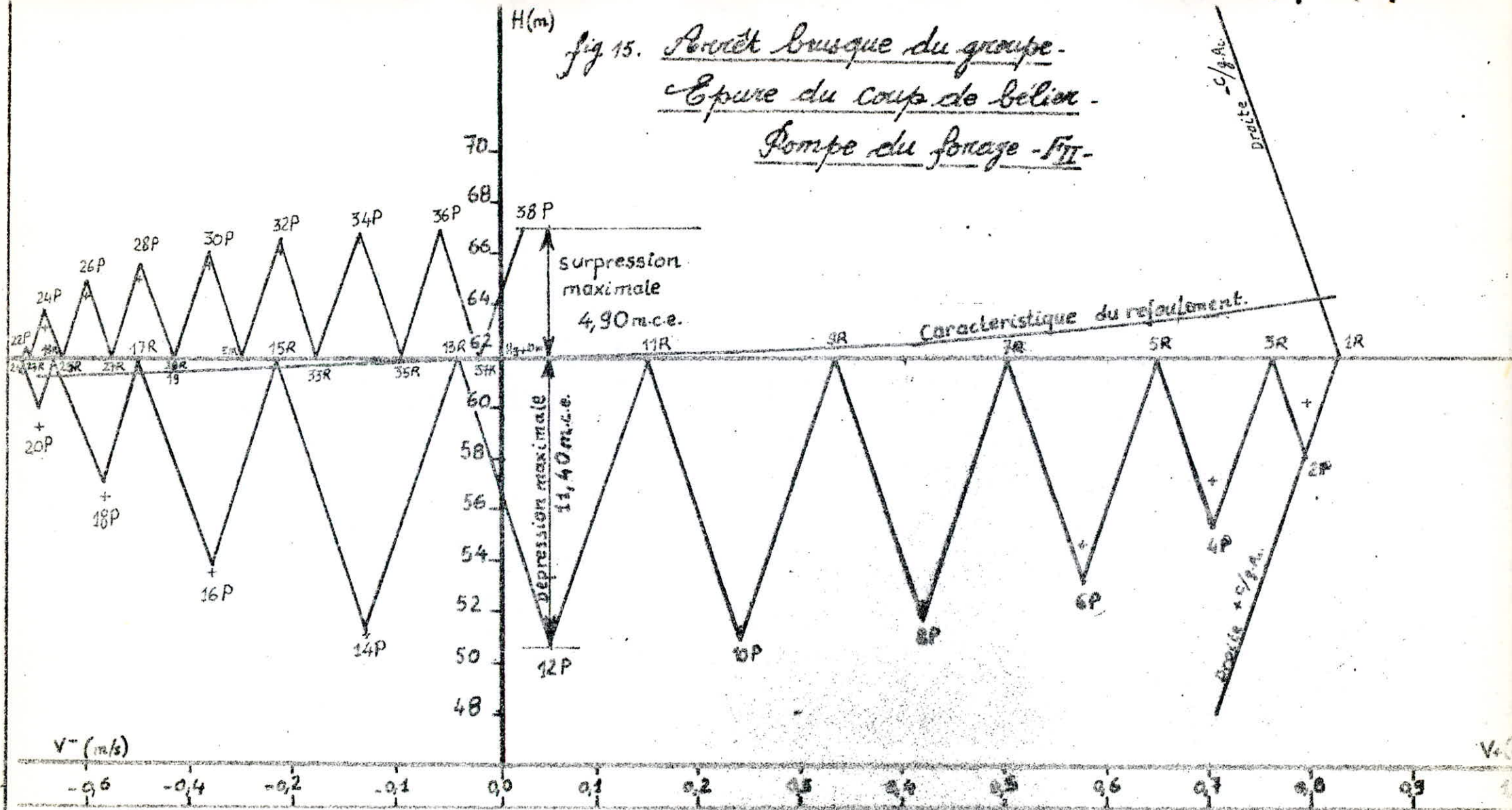
L'échelle des H est graduée à raison de 1 cm pour 2 m ; celle des débits :
 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour 282,81786 cm.

Donc la valeur de la pente $\frac{c}{g \cdot A_o}$ sera de : 3,01797 à l'échelle de l'épure.

$$\text{tg } \delta = 3,01797, \text{ d'où } \delta = 71^\circ, 57.$$

Intervalles de temps. "t _r "	variations du volume d'air ΔU . (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air R	Vitesse $V(2i+1)R$ (m/s)	P.d.c. orifice. $\delta r = \beta V^2$	Pression dans la conduite + Pertes de Charges	P.d.c. du refoulement de	Pression dans la conduite sans P.d.c.	Vitesse. V_{rip} . (m/s)	Vitesse moyenne V_m . (m/s)	Vitesse choisie (m/s)	Q _{rip} . (l/s)
0	0	1,459	62,366		0	64,366	2,366	62,00	0,823			58,20
10	7,237.10 ⁻²	1,531	58,273	0,7586	0	60,279	2,184	58,09	0,791	0,807	0,791	55,91
20	6,634. "	1,598	54,891	0,6455	0	56,891	1,720	55,17	0,702	0,746	0,702	49,63
30	5,711. "	1,655	52,259	0,4982	0	54,259	1,141	53,12	0,572	0,637	0,572	40,42
40	4,417. "	1,670	50,367	0,3287	0	52,367	0,597	51,77	0,413	0,493	0,413	29,23
50	2,918. "	1,729	49,181	0,1461	0	51,181	0,197	50,98	0,287	0,325	0,237	16,78
60	1,238. "	1,742	48,669	-0,0418	0	50,669	0,009	50,66	0,052	0,145	0,052	3,68
70	-0,352. "	1,738	48,807	-0,2195	0,414	51,221	-0,059	51,28	-0,131	-0,039	-0,131	-3,24
80	-1,870. "	1,719	49,553	-0,3550	2,000	53,553	-0,287	53,84	-0,287	-0,209	-0,287	-20,29
90	-3,060. "	1,689	50,813	-0,4350	3,785	56,538	-0,544	57,14	-0,395	-0,341	-0,395	-27,92
100	-3,790. "	1,651	52,455	-0,4660	4,934	59,389	-0,709	60,09	-0,451	-0,423	-0,451	-31,88
110	-4,100. "	1,610	54,335	-0,4610	5,226	61,362	-0,792	62,31	-0,464	-0,457	-0,464	-32,81
120	-4,080. "	1,569	56,324	-0,4310	4,180	63,184	-0,895	63,79	-0,446	-0,455	-0,446	-31,54
130	-3,820. "	1,531	58,304	-0,3830	4,016	64,320	-0,977	64,90	-0,407	-0,426	-0,407	-28,76
140	-3,400. "	1,497	60,169	-0,3230	3,020	65,189	-0,974	65,62	-0,353	-0,380	-0,353	-24,94
150	-2,870. "	1,468	61,825	-0,2540	2,045	66,184	-0,890	66,18	-0,288	-0,321	-0,288	-20,39
160	-2,260. "	1,445	63,186	-0,1790	1,142	66,319	-0,766	66,48	-0,217	-0,253	-0,217	-15,34
170	-1,600. "	1,429	64,181	-0,1010	0,478	66,660	-0,609	66,78	-0,141	-0,179	-0,141	-9,94
180	-0,904. "	1,420	64,753	-0,0290	0,084	66,814	-0,418	66,86	-0,061	-0,100	-0,061	-4,32
190	-0,187. "	1,419	64,873	+0,060	0,000	66,873	+0,061	66,97	+0,018	+0,022	+0,018	+1,38

fig 15. Arrêt brusque du groupe.
Épure du coup de bélier.
Pompe du forage - FII -



A.E.P. Boghvi.

d - Réservoir d'air :

d'après le tableau de calcul n° XXXI et l'épure correspondante, fig 15, on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, le volume de l'air, de 1,459 au départ, passe à 1,742 m³ à la fin de la dépression; La pression dans la conduite tombe à 50,66 m, soit une dépression de : 62 - 50,66 \approx 11,4 m.

- Pendant la phase de surpression le volume de l'air passe à 1,419 m³ à la fin de la surpression et la pression dans la conduite monte à 66,87 m, soit une surpression de 66,87 - 62 \approx 4,9 m.c.e.

A titre de sécurité, on prendra un réservoir de : 1,742 + 20% \approx 2 m³.

e - Dimensionnement du réservoir : nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés. Nous choisirons un diamètre intérieur de 1,0 m (ϕ d'extérieur 1,05 m).

La hauteur des fonds est prise égale 0,2 m.

Le volume des deux calottes elliptiques sera de :

$$V_1 = \frac{4}{3} \pi r^2 \cdot h = 0,2 \text{ m}^3$$

Volume de la partie cylindrique : $V_2 = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ m}^3$

La section de la cuve : $S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{0,785 \text{ m}^2}{V_2}$

Hauteur de la partie cylindrique : $h = \frac{V_2}{S} \approx 2,30 \text{ m}$

Hauteur totale de la cuve : 2,3 + 2 (0,2) = 2,7 m

Hauteur occupée par l'air en régime normal :

Volume d'air 1,459 m³

Volume elliptique du sommet 0,1

reste v/ partie cylindrique 1,359 m³

Correspondant à une hauteur de :

$$\frac{1,359}{0,785} = 1,73 \text{ m}$$

Donc le niveau normal dans l'anti-bellier se situera à une distance de :

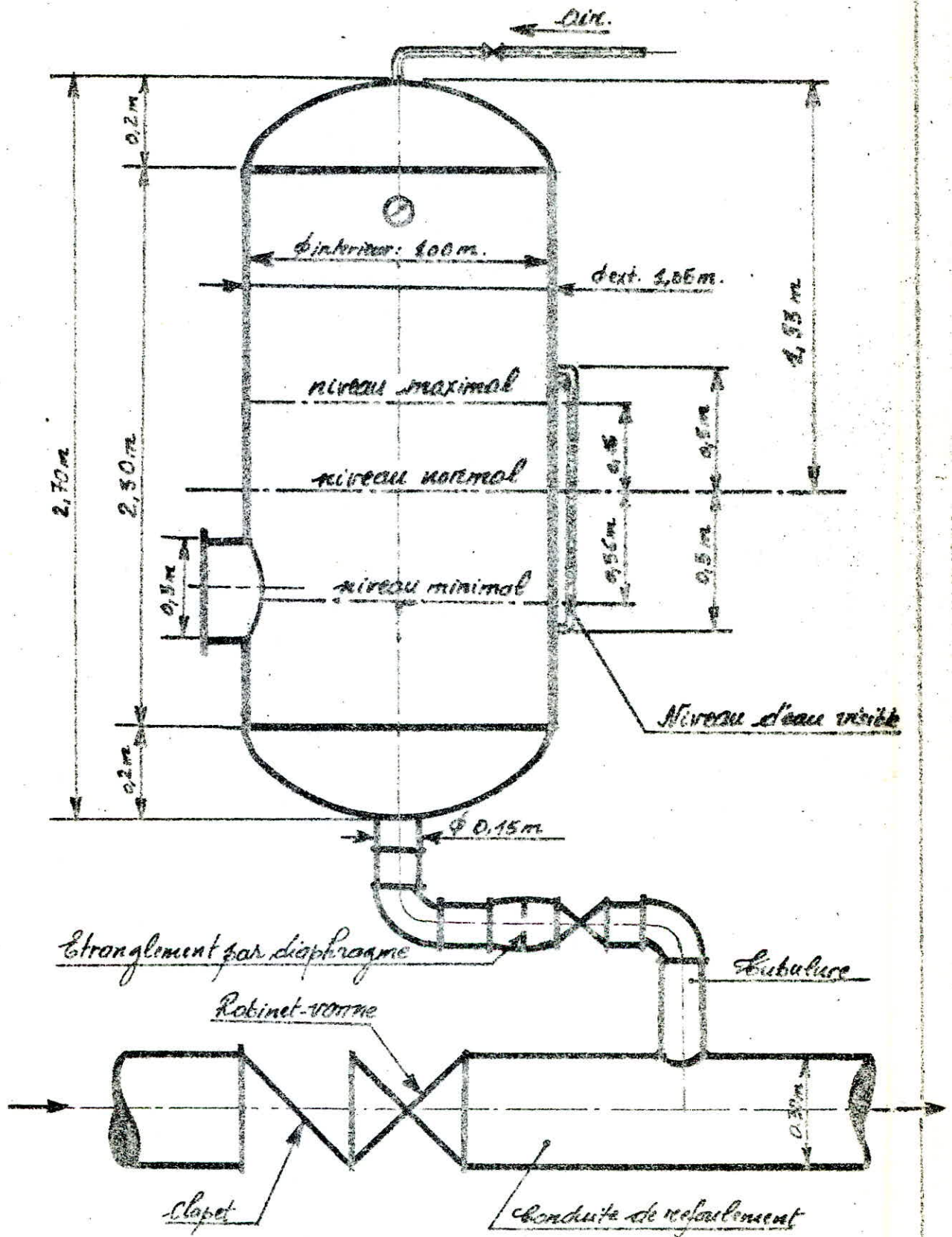
$$0,2 + 1,73 = 1,93 \text{ m du sommet de la cuve.}$$

Variations maximales du niveau :

Lors de la dépression le volume d'air augmente de : 1,742 - 1,459 = 0,283 m³

Par rapport au niveau normal l'eau va s'abaisser de : $\frac{0,283}{0,785} = 0,36 \text{ m}$

Fig. 26. *pompe du forage F_{II}*



Pendant la surpression (démarrage) le volume d'air diminue de $1,5 - 1,374 = 0,126 \text{ m}^3$.

Par rapport au niveau normal, l'eau va s'élever de : $\frac{0,126}{0,785} = 0,16 \text{ m}$
- voir fig. 16 -

2°) Démarrage du groupe à vanne ouverte :

Les données de base sont les mêmes que pour l'arrêt.

Les résultats sont reportés au tableau n° XXIII

avec $r = 698,530$

$$R = 4855,6716$$

$$\frac{c}{2g.r.A_c} = 1,22189$$

a - Tracé de la droite $c/g.A_c$ (voir fig.17)

L'échelle des H : 1 cm pour 1 m

" des débits : 1 cm^3/s pour 360 cm

avec $\frac{c}{g.A_c} = 1707,0733$ nous aurons à l'échelle de l'épure $\text{tg } \delta = 4,74187$,

$$\text{d'où } \delta = 78^\circ,09$$

b - Discussion des résultats : D'après le tableau n° XXIII et l'épure correspondante, on déduit :

- Dépression maximale : $64 - 61,452 \approx 2,55 \text{ m}$

- Surpression maximale : $72,22 - 64 \approx 8,22 \text{ m}$

c- Conclusion : les valeurs de la dépression et de la surpression sont assez faibles, donc les caractéristiques du réservoir et de son dispositif d'étranglement choisies au préalable sont acceptables.

Calcul du Couf-de-l'elief " Demarrage du groupe Fij à vanne grande ouverte."

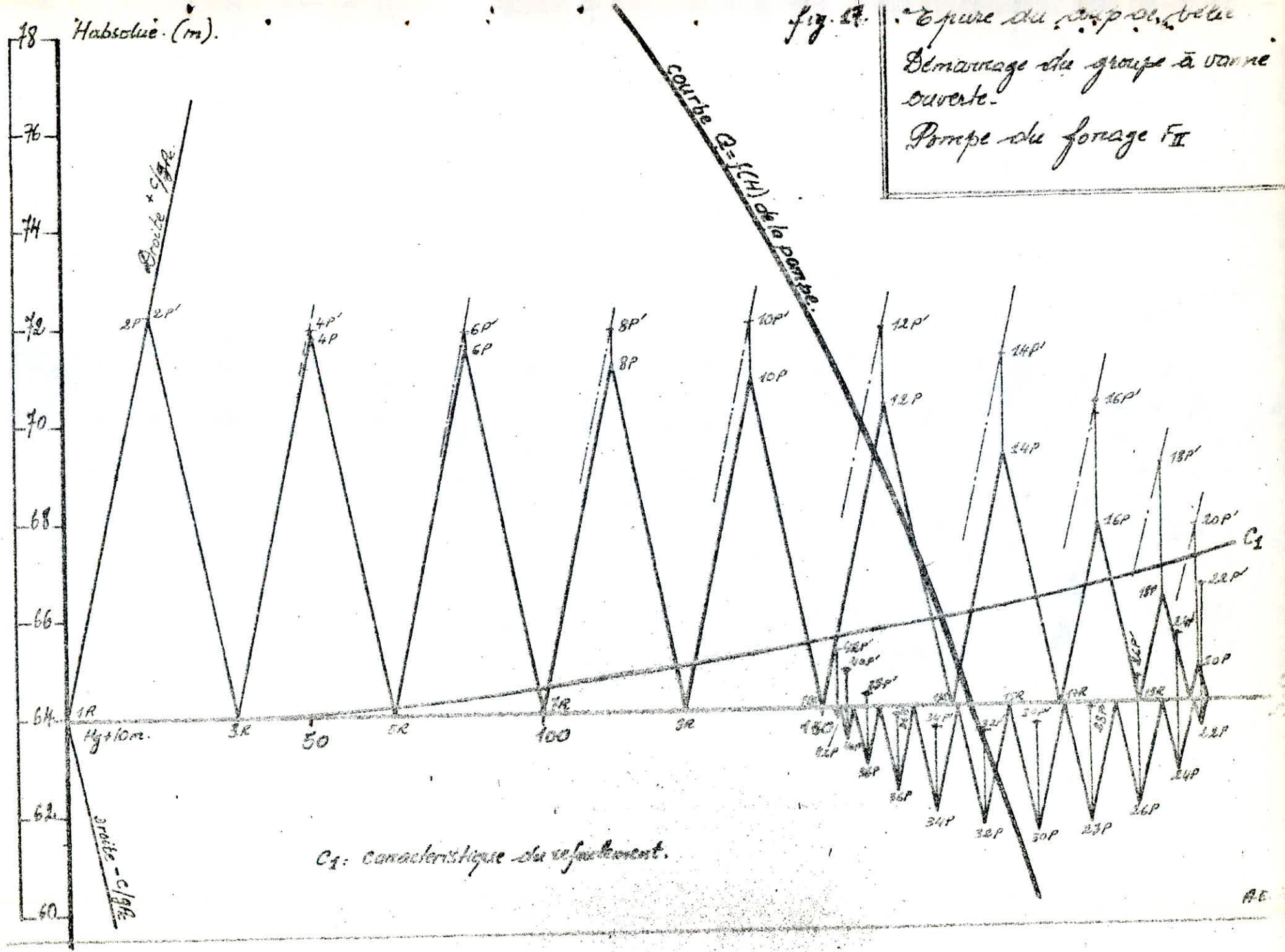
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Intervalles de temps. "t"	Debit de la Pompe Q_p (m ³ /s)	Debit de la conduite Q_{zip} (m ³ /s)	Debit entrant ou sortant du reservoir d'air Q_{res} (m ³ /s)	Debit moyen entrant ou sortant du reserv. d'air Q_{moy}	Variation du Volume d'air $\Delta U = t \cdot Q_m$	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le reservoir d'air Z	P.d.c. dans le clapet S_r (m)	Hauteur piezometrique choisie arbitrairement H_0 (V. absolu)	Pression dans la conduite correspondant à H_0 choisie $H' = H_0 - h_{asp.}$	Pression dans la conduite correspondant à la pression dans le reserv. d'air. H''	P.d.c. dans la conduite S_c (m)
0	0	0	0	0	0	1,500	60,000	0	64,000	62,000	62,000	0
10	42,420.10 ⁻³	0,481.10 ⁻²	37,610.10 ⁻³	18,800.10 ⁻³	23,850.10 ⁻³	1,476	61,362	6,868	72,230	70,230	70,230	0,016
20	42,864.11	1,417.11	28,690.11	33,150.11	42,050.11	1,434	63,895	3,998	71,900	69,900	69,894	0,140
30	42,997.11	2,307.11	19,930.11	24,310.11	30,840.11	1,403	65,870	1,929	71,800	69,800	69,799	0,372
40	42,970.11	3,159.11	11,380.11	15,660.11	19,860.11	1,383	67,197	0,629	71,820	69,820	69,826	0,697
50	42,893.11	3,973.11	3,161.11	7,271.11	9,222.11	1,374	67,830	0,048	71,878	69,878	69,878	1,103
60	43,023.11	4,734.11	-4,318.11	-0,578.11	-0,734.11	1,375	67,780	0	71,780	69,780	69,779	1,566
70	43,839.11	5,398.11	-10,141.11	-7,230.11	-9,171.11	1,384	67,151	0	71,155	69,155	69,151	2,035
80	45,125.11	5,914.11	-14,014.11	-12,078.11	-15,320.11	1,399	66,124	0	70,130	68,130	68,124	2,443
90	46,593.11	6,257.11	-15,974.11	-14,994.11	-19,020.11	1,418	64,886	0	68,900	66,900	66,886	2,734
100	48,065.11	6,426.11	-16,190.11	-16,082.11	-20,400.11	1,439	63,602	0	67,600	65,600	65,602	2,894
110	49,362.11	6,438.11	-15,022.11	-15,606.11	-19,796.11	1,459	62,397	0	66,400	64,400	64,397	2,896
120	50,442.11	6,325.11	-12,811.11	-13,917.11	-17,653.11	1,476	61,355	0	65,360	63,360	63,355	2,795
130	51,277.11	6,119.11	-9,914.11	-11,363.11	-14,413.11	1,491	60,526	0	64,530	62,530	62,526	2,616
140	51,862.11	5,853.11	-6,667.11	-8,291.11	-10,517.11	1,501	59,933	0	63,935	61,935	61,933	2,393

.../... (suite →)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
15 θ	52,206.10 ⁻³	5,558.10 ⁻²	-3,374.10 ⁻³	-5,020.10 ⁻³	-6,368.10 ⁻³	1,507	59,579	0	63,580	61,580	61,579	2,158
16 θ	52,329. "	5,261. "	-0,287. "	-1,830. "	-2,321. "	1,510	59,451	0	63,452	61,452	61,451	1,934
17 θ	52,240. "	4,988. "	2,363. "	1,038. "	1,317. "	1,508	59,523	0,027	63,545	61,545	61,550	1,738
18 θ	51,945. "	4,758. "	4,366. "	3,365. "	4,268. "	1,504	59,760	0,092	63,850	61,850	61,852	1,581
19 θ	51,538. "	4,586. "	5,678. "	5,022. "	6,372. "	1,498	60,116	0,156	64,266	62,266	62,272	1,469
20 θ	51,073. "	4,476. "	6,308. "	5,593. "	7,602. "	1,490	60,546	0,193	64,735	62,735	62,739	1,400
21 θ	50,609. "	4,427. "	6,335. "	6,321. "	8,018. "	1,482	61,005	0,195	65,195	63,195	63,199	1,369
22 θ	50,175. "	4,432. "	5,858. "	6,096. "	7,733. "	1,475	61,453	0,167	65,620	63,620	63,620	1,372

Habsolue. (m).

fig. 17. Épure du p.p. et de la
 Démarrage du groupe à vanne
 ouverte.
 Pompe du forage FI



5°) Calcul du coup de bélier de la conduite forcée d'adduction gravitaire de l'étage inférieur.

Le phénomène du coup de bélier apparaît dans les conduites gravitaires au moment de la manœuvre de la vanne de régulation.

Pour éviter les dépressions et surpressions importantes, nous soumettons la vanne à une allure de fermeture.

Au départ, on suppose un temps de fermeture avec lequel on étudiera les valeurs de la surpression et de la dépression. Si ces dernières sont admissibles on gardera l'allure choisie. Dans le cas contraire on refait le tracé de l'épure de BERGERON jusqu'à l'obtention d'une allure qui convient à notre cas.

a - Données de base :

Diamètre de la conduite : $D_0 = 0,3 \text{ m}$

épaisseur de la conduite : $t' = 0,006 \text{ m}$

Nature de la conduite : acier

longueur de la conduite : $L = 500 \text{ m}$

pression statique : $H_0 = 34,20 \text{ m}$

débit nominal de pointe : $Q_0 = 95 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

Pour cette pression en régime permanent la perte de charge est de : $4,9 \text{ m}$

On suppose que la fermeture de la vanne est linéaire en fonction du temps.

Célérité de l'onde : $c = 1432,5206 \text{ m/s}$

L'unité de temps : $t = \frac{L}{c} = 0,423 \text{ s} \simeq 0,4 \text{ s}$

La valeur maximale du coup de bélier est de :

$$b = \frac{cV_0}{g} = 162,175 \text{ m} \quad (V_0 = 1,344 \text{ m/s})$$

Donc la surpression est de : $H_0 + b = 196,375 \text{ m}$

La dépression est de : $H_0 - b = -127,975 \text{ m}$

Dans le cas d'une fermeture brusque nous aurons une dépression et une surpression importantes. Pour palier à cet inconvénient nous imposerons une fermeture lente de la vanne.

La vanne se fermera pendant le temps $0,4 \cdot 10 = 4 \text{ s}$.

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord en temps $t = 0$ (ouverture totale) puis aux temps 1, 2, 3, 9.

Ces temps étant espacés de $0,4 \text{ s}$.

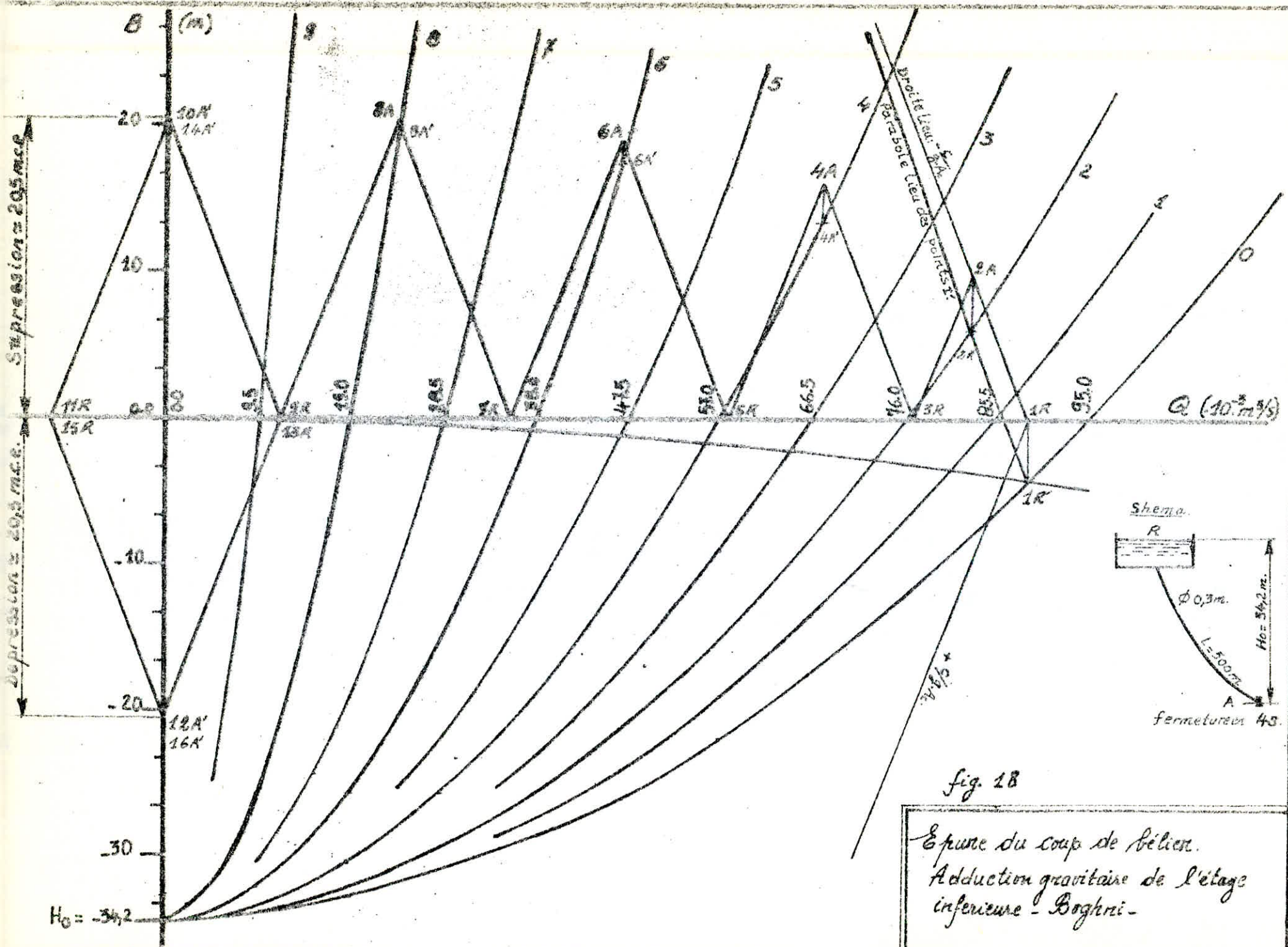


fig. 18

Épure du coup de bélier.
Adduction gravitaire de l'étage
inférieure - Boghni.

Le débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture quelconque est de :

$$Q = m \cdot A_r \cdot \sqrt{2 g (H_0 + b)}$$

avec

m = coefficient de contraction (supposé constant le long de la manœuvre)

H_0 = pression statique en m

b = surpression ou dépression

A_r = section réduite (m^2)

Ces caractéristiques successives sont des paraboles à axe vertical confondu avec l'axe OB et tangentes au point $(-H_0)$.

Au temps $t = 0$, la parabole passe par les points $(Q_0, -H_0)$ il n'y a aucun coup de bélier, la fermeture n'a pas commencé. Avec ces deux points on peut tracer sa courbe. Les autres courbes passeront par $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_9$.

Tels que $Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = Q_2 Q_3 = \dots = \frac{Q}{10}$

Lectures sur l'épure (voir fig. 18)

La dépression et surpression maximales se trouvent sur l'axe OB. Elles sont sensiblement égales.

D'après l'épure, nous avons la valeur de la surpression et de la dépression égale à $\pm 20,5$ m.c.e.

La pression totale dans la conduite au moment de la surpression est de $34,2 + 20,5 = 54,7$ m.c.e.

La pression restante dans la conduite au moment de la dépression est de : $34,2 - 20,5 = 13,7$ m.c.e. > 0

Les valeurs de la surpression et de la dépression maximales issues de la caractéristique de fermeture choisie sont donc acceptables.

C H A P I T R E X I

PROTECTION CONTRE LA CORROSION DES CONDUITES

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs ou intérieurs, en liaison soit avec la nature du sol (formation de pile géologique) soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réservoirs d'AEP, soit avec la nature de l'eau transportée.

Le terrain sur lequel est édifié la région de Boghni se compose d'un sol non homogène et agressif. Par contre l'eau transportée est d'une faible agressivité. Nous allons envisager une protection externe et interne.

1. PROTECTION EXTERNE :

On prévoit le revêtement des conduites d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. On assurera la continuité de cet enrobage au niveau des joints.

1/1. PROTECTION CATHODIQUE :

Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement de l'enrobage c'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse. On prévoit à cet effet une protection cathodique. Elle consiste à :

- soit constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode.
 - soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure d'autre part à une anode enfouie dans le sol destinée à se corroder.
- Les différences de potentiel utilisées sont de 5 à 10 volts pour l'eau douce.

a) Protection pour anodes réactives : (voir fig. 20)

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou aluminium ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3 m environ de la conduite et seront disposées dans les zones de terrains agressifs.

Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètre et de faible longueur et ne convient pas en présence de courants vagabonds.

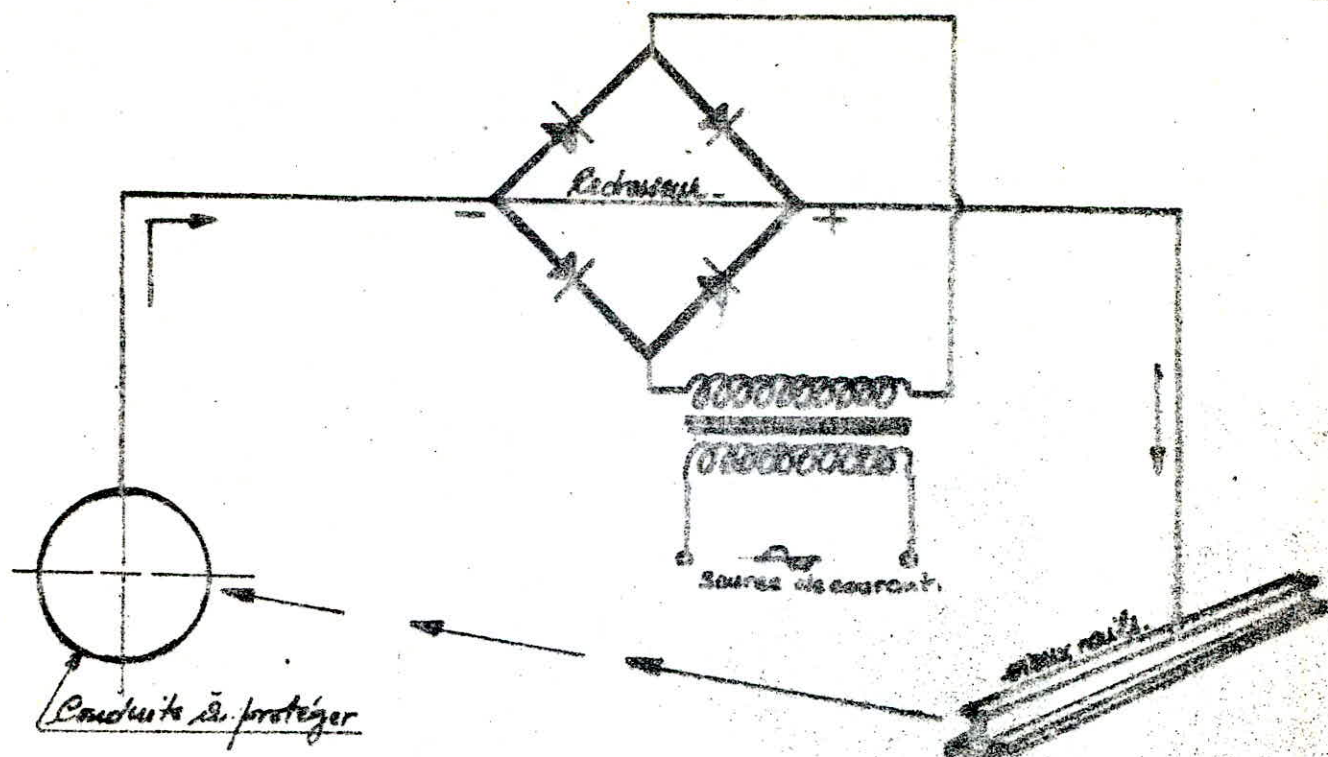
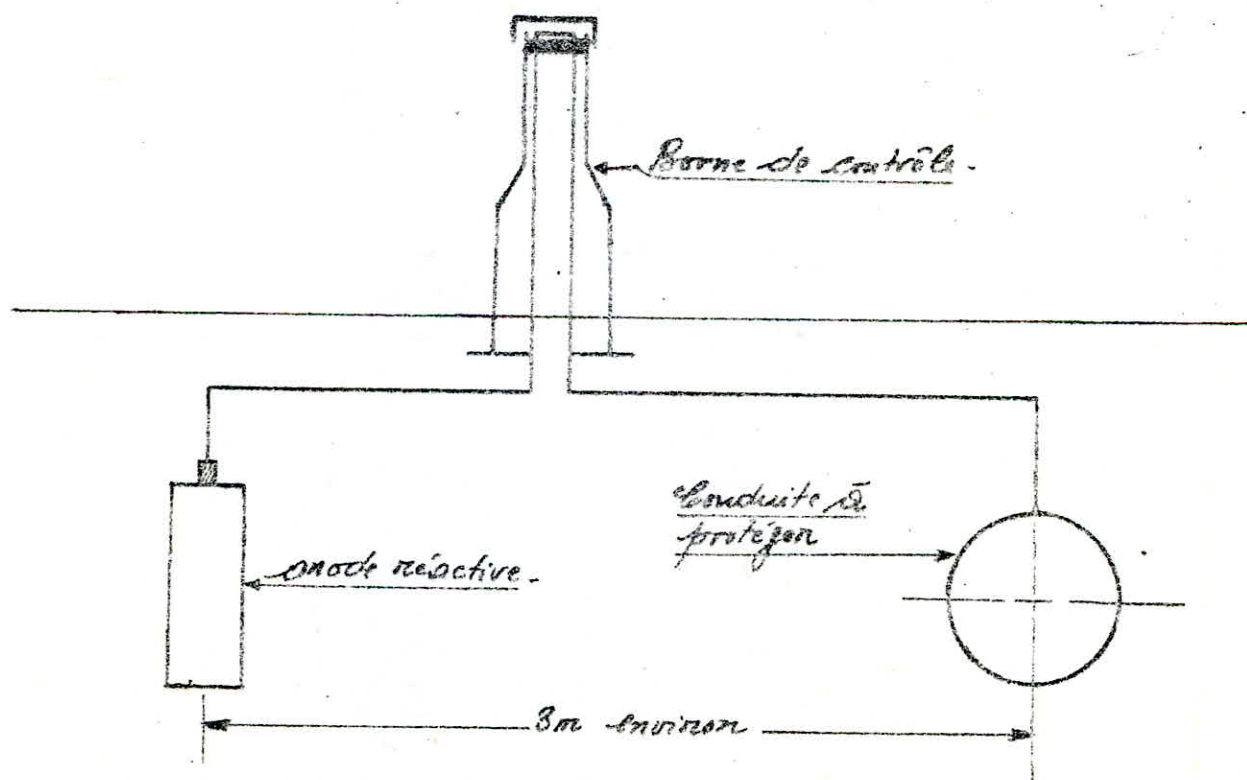


fig. 19. Schema de protection par limitation de courant.

fig. 20 - Schema de protection par anode réactive.



- A.E.P. Boghni -

b) Protection par soutirage de courant : voir fig 19.

cette méthode consistera à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu; La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite.

Le courant, en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique du vieux rail.

Ce dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau .

Toutefois, ce dispositif présente l'inconvénient d'entraîner une dissolution importante de l'anode constituée par les vieux rails.

On pourra remplacer ces derniers par une anode en graphite ou en ferro-silicium.

2. PROTECTION INTERNE :

Les eaux naturelles ne sont en fait pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites. Par exemple la présence du fer dans l'eau, même à de faibles doses peut être la cause de perforations de la conduite.

Pour y remédier, on recommande un revêtement intérieur à base de bitume.

C H A P I T R E X I I

POSE DES CONDUITES

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante (0,8 m minimum). Au niveau des points on établit des élargissements de tranchées de façon à faciliter le travail. Le fond de la tranchée sera purgé de grosses pierres et sera convenablement dressé; ensuite, il sera recouvert d'un lit de pose de 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé. Ce lit de pose sera constitué par du gravier dans les terres ordinaires et par de la pierre cassée pour jouer le rôle de drains, dans les terrains impénétrables, ou par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée sera de 1 m à partir de la génératrice supérieure de la conduite. (voir fig. 21)

Pour les réductions en acier, les joints soudés seront exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Quant aux réseaux de distribution prévus en amiante - ciment, des joints seront exécutés après avoir calé les tuyaux sur bois.

Le travail de pose débutera par les joints les plus hauts de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

Il est procédé ensuite à l'essai des joints.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression. La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 %.

La durée d'essai est d'au moins 30 min. La variation de pression devra être inférieure à 0,2 bars. - selon la norme française -

Nous préconisons un remblai de terre tamisée qui sera tassé et arrosé par couches successives de 30 cm au dessus de la conduite. Le reste du remblai sera en terre tout-venant. Nous recommandons que la distance séparant notre conduite des autres conduites soit au minimum 0,5 m.

On prévoit aussi des travaux confortatifs (semelle continue en béton armé) lorsque la conduite traverse des terrains marécageux ou tourbeux.

Traverse de rivière :

La ramification du réseau partant du point 6. (voir planche III) vers les maisons isolées sera suspendue au pont se trouvant au dessus de l'oued Boghni.

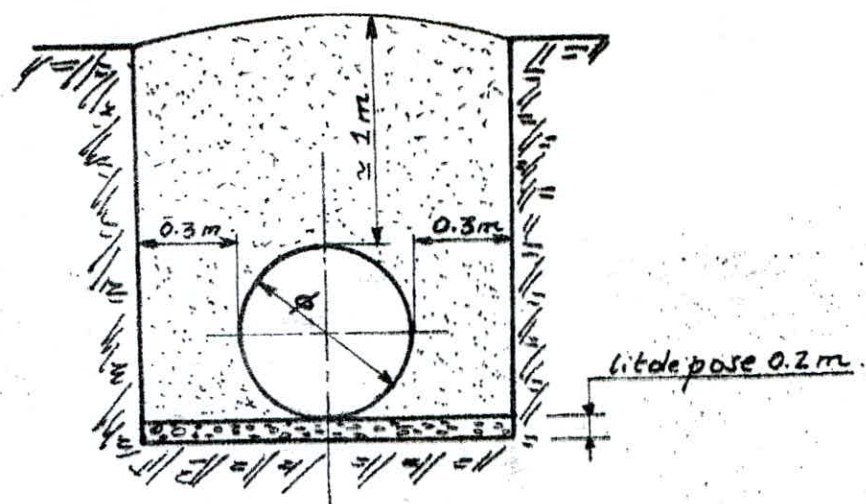


fig. 21. Pose en tranchée.

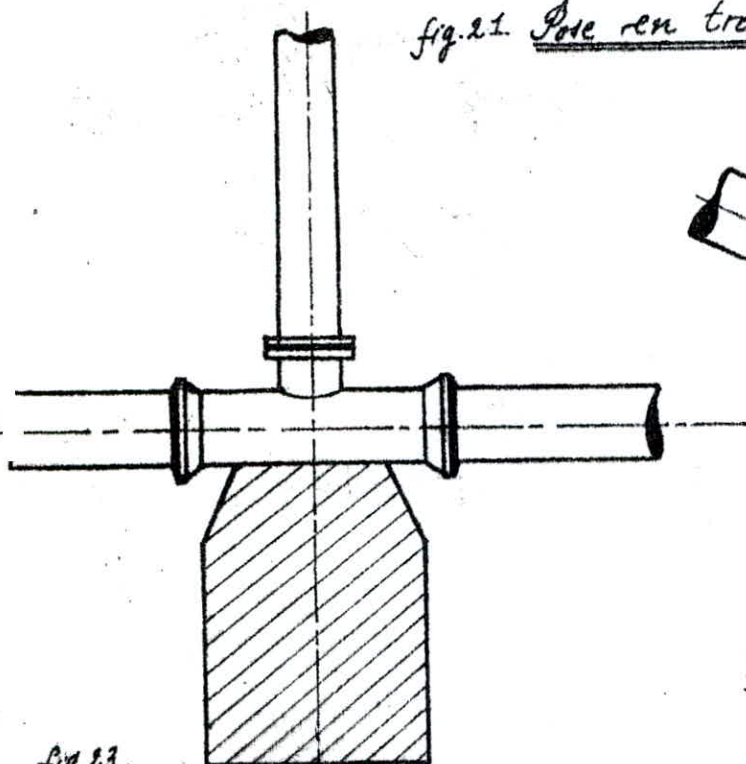


fig. 23.

Butée sur un branchement.

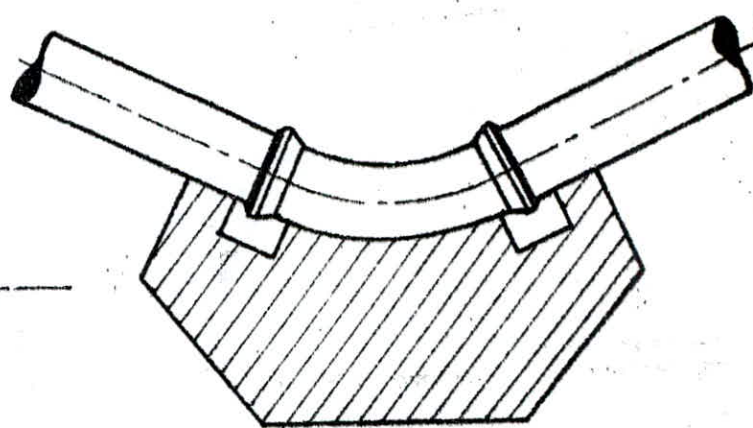


fig. 22. Butée sur un coude horizontal.

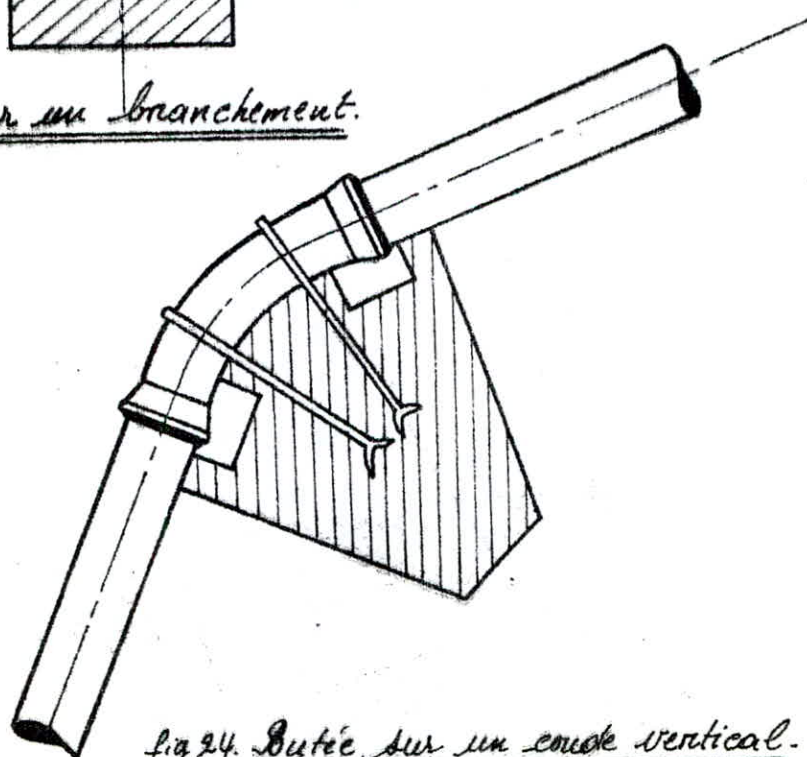


fig. 24. Butée sur un coude vertical.

Traversée des routes :

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et, par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, il sera donc prévu des gaines (buses de diamètre supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et vibrations.

Butées :

Dans les changements de direction et dans les branchements il y a tendance, sous la poussée exercée par l'eau, à un déboîtement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture des soudures (adductions).

On prévoit alors la construction de butées en béton qui s'opposeront à ces efforts. Voir fig. 22, 23, et 24.

Désinfection de la canalisation :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau.

Cette dernière peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse suivant les instructions du laboratoire agréé.

CHAPITRE VIII

ASSAINISSEMENT

1. INTRODUCTION :

L'assainissement de l'agglomération vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation les eaux usées susceptibles de donner naissance à des nuisances et des eaux pluviales susceptibles de submerger les lieux d'habitations et, ce dans les conditions compatibles avec les exigences de santé publique et d'environnement.

Notre étude se fixe alors les objectifs suivants :

- Evacuation au plus bas coût des eaux usées.
- Traitement de ces eaux afin d'éviter la pollution des eaux souterraines et les eaux de surface.

2. TYPES D'EAUX USEES :

Les rejets de la ville de Boglari sont en général constitués des :

- Eaux ménagères, eaux vannes, eaux de ruissellement urbain.

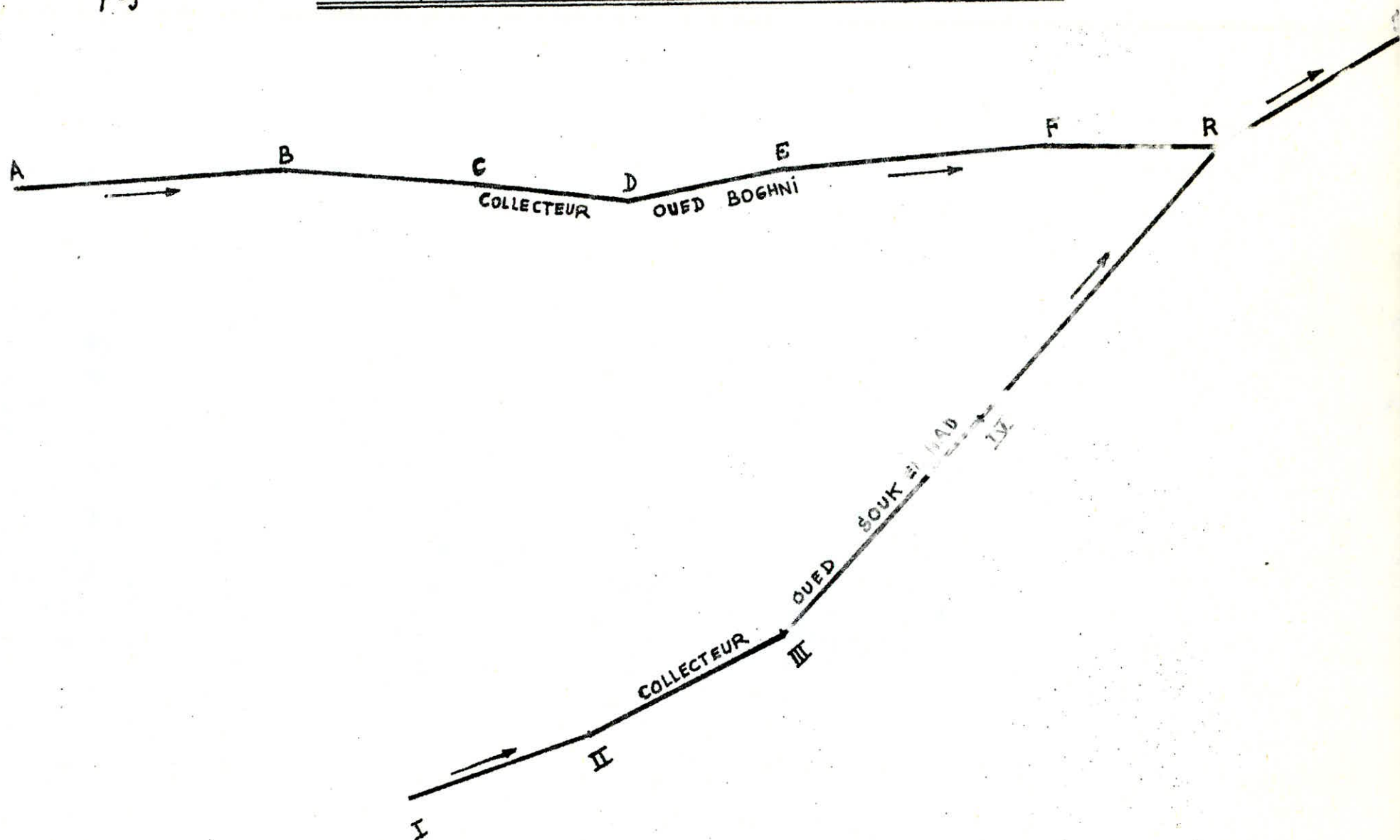
3. PRINCIPES DE CONSTRUCTION DU RESEAU : (voir fig 25)

Notre agglomération est divisée en bassins d'apports partiels. Chacun de ces derniers est drainé par un égout qui déversera dans les collecteurs principaux. Dans notre cas, on a opté pour le système unitaire qui permet l'évacuation de l'ensemble des eaux usées (domestiques et pluviales) par un seul réseau qui est pourvu d'un déversoir permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel.

En fonction de la topographie et de la disposition générale de la ville, le schéma du réseau d'évacuation choisi est le schéma par "déplacement latéral". Dans ce dernier, l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires sont reprises au moyen des collecteurs qui longent les cours d'eau dans leur traversée urbaine.

Fig 25

Vue en plan du tracé des collecteurs principaux



4. PRINCIPE DU TRACÉ DES COLLECTEURS : (voir planches VI et VII)

- Le tracé des collecteurs est effectué en évitant le plus possible les contrainctions.
- Les égouts collecteurs principaux sont placés dans les fentes de la ville à proximité des deux oueds traversant la ville.
- La profondeur à laquelle on projette les canaux d'eaux usées a été choisie en tenant compte des profondeurs des caves des maisons avoisinantes.
- Les collecteurs seront placés en dessous des conduites de distribution d'eau potable.

5. TYPE DE CANTALISATIONS :

Les canalisations composant les collecteurs seront en béton armé et de profil circulaire.

Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Le profil circulaire, en plus des avantages techniques qu'il présente, se trouve préférable devant les autres pour sa commodité durant les travaux de pose et sa disponibilité sur le marché.

(Toutefois le profil ovoïde peut être envisagé dans les terrains à très faible pente où les conditions d'autocourage ne peuvent être obtenues par le profil circulaire, ce qui n'est pas notre cas.).

6. CONDITIONS DE TRANSPORT DES EAUX USÉES :

Les eaux usées d'origine domestique contiennent des matières en suspension incombustibles et des matières organiques. Il y aura donc lieu :

- D'éviter les dépôts en satisfaisant les conditions d'autocourage (vitesse minimale $0,6 \text{ m/s}$).
- De ne pas dépasser la vitesse d'érosion (ou de corrosion mécanique) qui est de 4 m/s pour les tuyaux en béton armé.
- D'éviter les fonnations en assurant une bonne ventilation des ouvrages.

7. NOTE DE CALCULS :

Les calculs des dimensionnement des collecteurs sont reportés au tableau de la planche VIII.

a) On détermine les surfaces des zones à assainir par quadrillage.

On définit un réseau d'égout comportant deux collecteurs principaux. Ces derniers se rencontrent au point "R" pour former un seul collecteur qui rejoindra la station d'épuration. Voir profils planches VI et VII.

Le collecteur "oued Boghni" comporte 6 tronçons;

Celui de "oued souk el had" comporte 4 tronçons. A chaque tronçon correspond une zone d'influence qui participe au débit pluvial. En fonction du sens d'écoulement des eaux, on affecte chaque zone d'apport au tronçon déterminé.

b) Débit des eaux usées :

Dans notre projet les débits d'eaux usées sont évalués sur la base de la consommation en eau potable estimée au jour de la plus forte consommation de l'année.

On considère que seul 80% de ce volume aboutit dans le réseau d'égout.

$$Q_u = 0,8. d \times S \times q \times 2,4 \quad (1/s)$$

d = densité de population = 530 hab / ha

S = surface de la zone d'influence.

q = consommation spécifique moyenne en eau potable (1/j/hab)
= 246,25 1/j/hab.

2,4 : coefficient de pointe.

c) Débit de ruissellement :

$$Q_p = C_k \cdot I \cdot A_k \quad (1/s)$$

Q_p = débit d'eau pluviale pour chaque bassin d'apport.

C_k = coefficient de ruissellement.

Avec $C_k = \frac{A'}{A} = \frac{\text{surface totale bâtie (revêtue)}}{\text{surface totale du bassin.}}$

I = intensité de pluie (1/s/ha)

$I = 180 \text{ 1/s/ha}$ (d'après les renseignements recueillis auprès de la subdivision de l'hydraulique de Draâ El Kizan).

A_k = surface en "ha" du bassin d'apport.

d) Le débit total sera la somme des débits d'eaux usées et des eaux pluviales.

e) Le débit de dimensionnement pour chaque tronçon sera le débit cumulé des eaux transitant à travers ce tronçon.

f) Calcul du diamètre des tronçons :

En fonction du débit de dimensionnement "Q" et de la pente "j" tirée de la topographie du terrain, on déterminera le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'abaque de l'annexe VII (canalisations circulaires - formule de BAZIN).

Ayant le diamètre et la pente on tire les valeurs de la vitesse à pleine section (V_{ps}) et du débit à pleine section (Q_{ps}) - toujours du même abaque -
En fonction du rapport des débits $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ on détermine le rapport des hauteurs ainsi que le rapport des vitesses.

On aura la hauteur de remplissage : $H = D \cdot r_h$

et la vitesse réelle de l'eau dans le tronçon sera : $V = V_{ps} \cdot r_v$

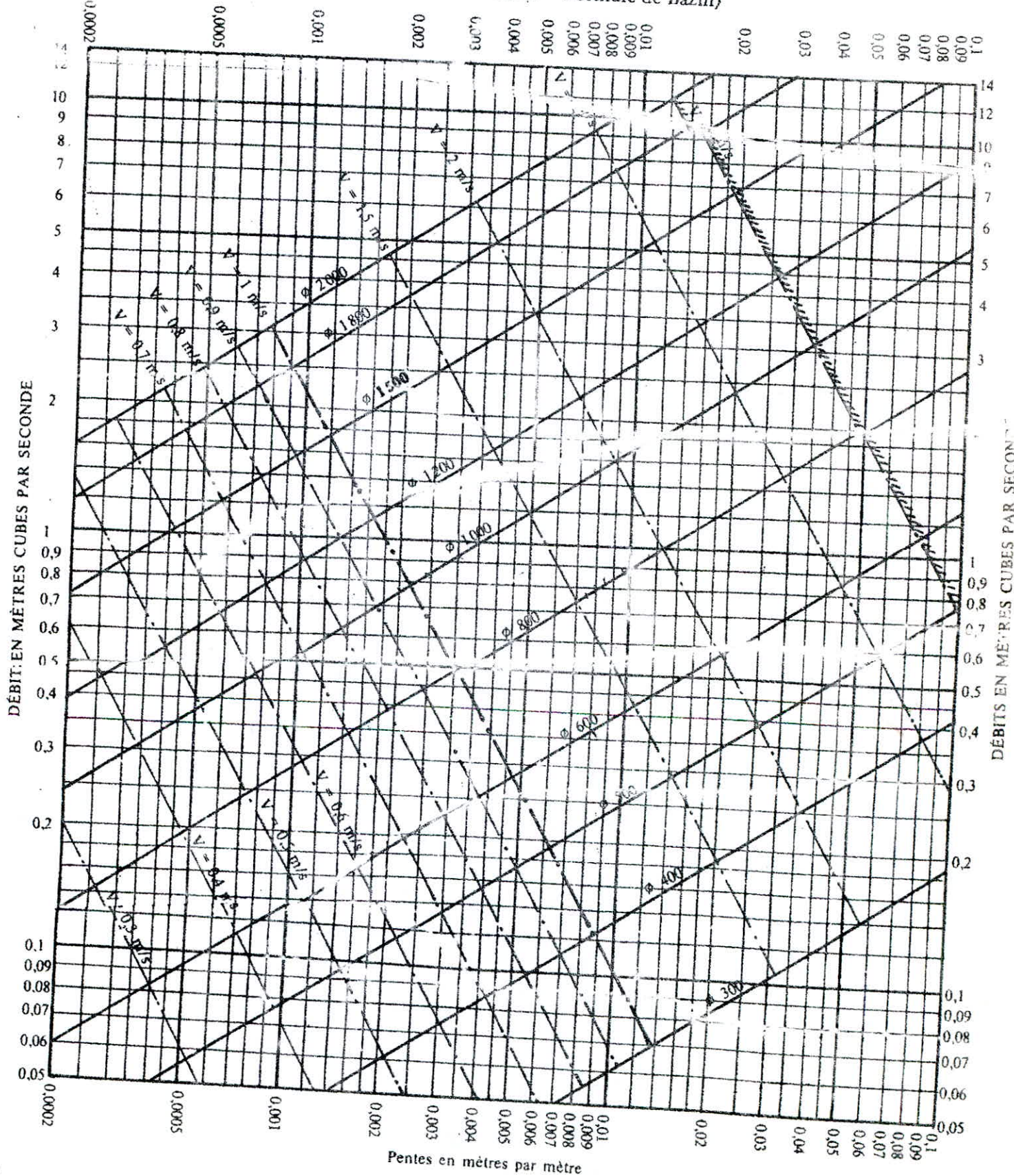
Enfin, on déterminera la vitesse d'écoulement pour le 1/10^{ème} du débit à pleine section.

Conclusion : l'examen des différents calculs (planche VIII) montre que :

- Les conditions d'autocurage sont satisfaites.
- Les vitesses dans les différents tronçons sont inférieures à 4 m/s.

ANNEXE VII

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



ANNEXE X

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

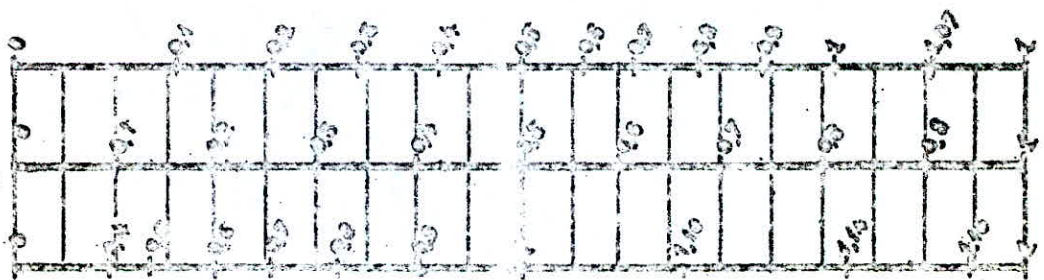
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

RAPPORT
DES DÉBITS

HAUTEUR
DE REMPLISSAGE

RAPPORT
DES VITESSES

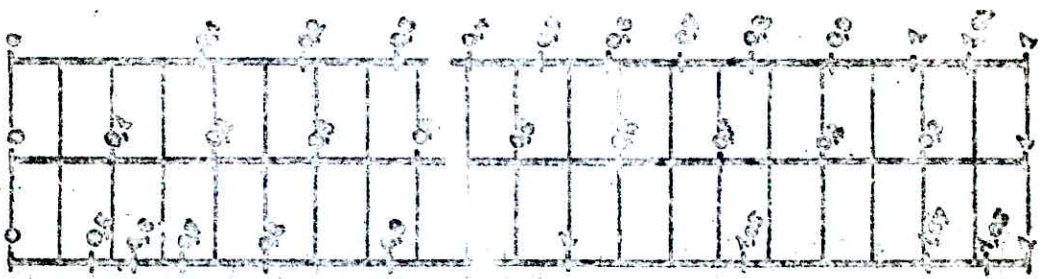


b) Ouvrages ovales normalisés

RAPPORT
DES DÉBITS

HAUTEUR
DE REMPLISSAGE

RAPPORT
DES VITESSES



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $9/10$, le débit est les $2/3$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section.

8. EQUIPEMENTS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Pour assurer la surveillance du réseau et le nettoyage de celui ci, on prévoit les équipements suivants :

a) Regards de visite : (voir fig 26)

Les regards de visite seront disposés à tous les points de jonction, de changement de direction, de changement de pentes des canaux.

b) Bouches d'égouts : elles permettent l'absorption de l'eau de surface des rues et trottoirs et garantissent une aération des canaux.

c) Joints : le raccordement des tuyaux va être assuré par des joints rainurés (fig 27) dont l'étanchéité est assurée par un anneau en élastomère placé dans une rainure de l'about mâle. Cette étanchéité est obtenue par la compression régulière de l'anneau au cours de l'emboîtement.

Ce joint souple accepte les légères déviations angulaires résultant des mouvements possibles du terrain.

d) Recommandations générales :

- Les jonctions doivent être à angles aigus inférieurs à 70 ° par rapport au sens d'écoulement.

- Les branchements sur les collecteurs doivent être raccordés suffisamment hauts de manière que si le niveau monte, il n'en résulte pas une mise en charge dans la canalisation d'évacuation des immeubles.

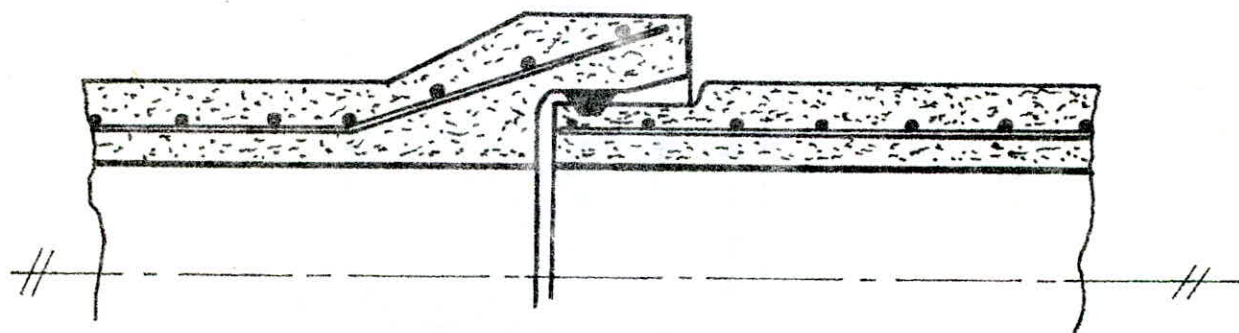
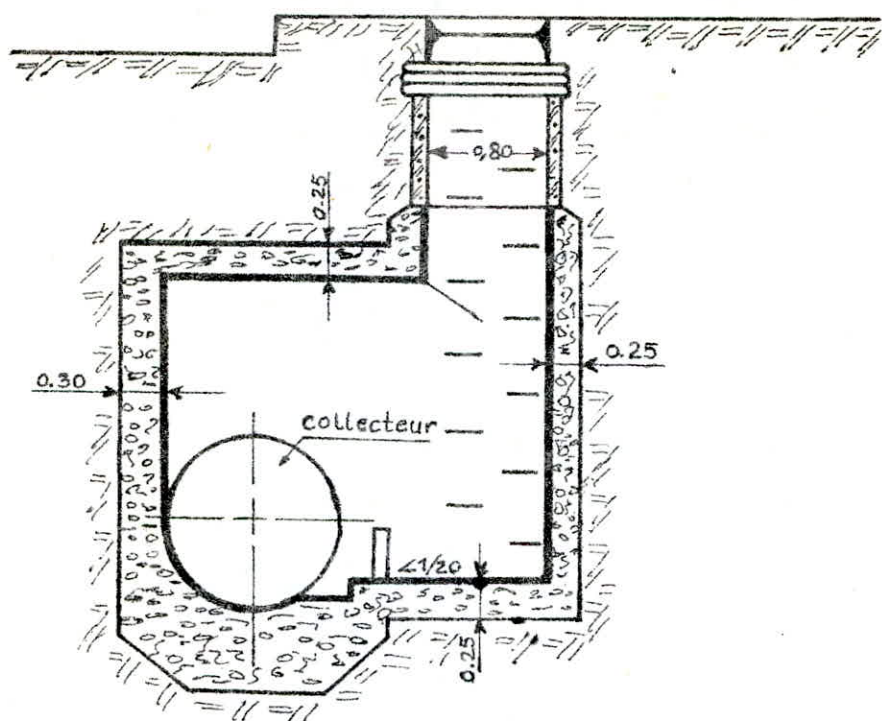


fig.27 Joint à embout rainuré et anneau d'élastomère plein.

9. ETUDE DU DEVERSOIR D'ORAGE

L'installation d'un déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau de canaux. Le calcul en est incertain car le niveau à l'intérieur du puits de dilution ne peut être déterminé de façon précise. Notre collecteur principal sera soulagé par un déversoir d'orage lorsque la dilution 2 est atteinte par rapport au débit de temps sec (1 partie d'eau usée pour une partie d'eaux pluviales). Le débit d'excès sera déversé vers l'exutoire.

9.1 : Dimensionnement du réservoir d'orage (voir fig 28)

a) Caractéristiques initiales :

$D = 1500 \text{ mm}$; $J = 1,62 \text{ ‰}$ (trouçon d'arrivée)

Débit de pointe par temps sec : $169,085 \text{ l/s}$

Débit par temps de pluie : $5767,983 \text{ l/s} = Q_{tp}$

Débit à pleine section (Q_{ps}) = 6000 l/s

Le débit allant vers la station d'épuration :

$$Q_{KI} = 2 \cdot 169,085 = 338,17 \text{ l/s}$$

Débit allant vers l'exutoire sera :

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{KI} = 5429,813 \text{ l/s}$$

b) Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

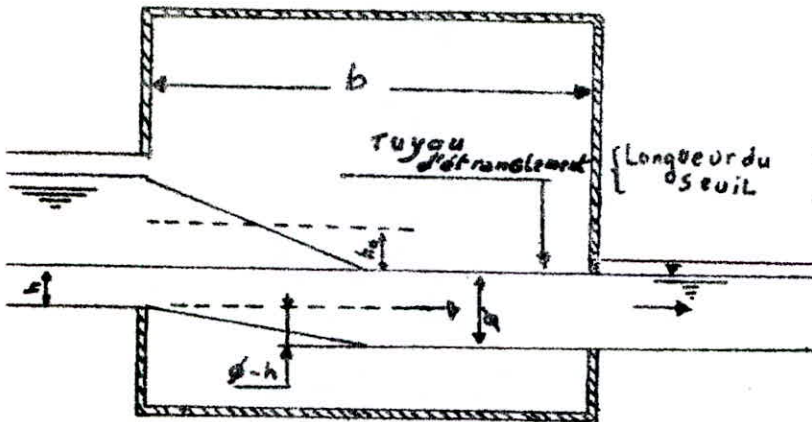
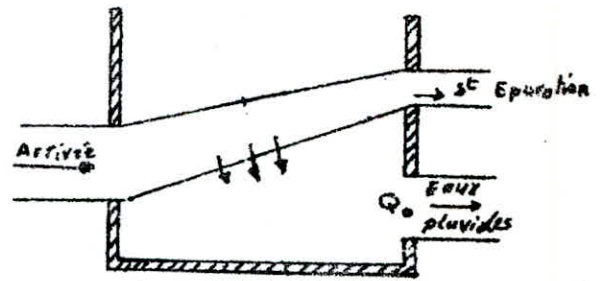
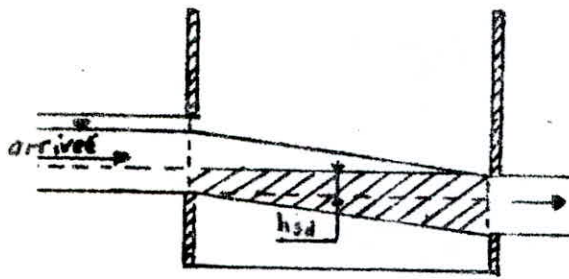
Par temps de pluie :

$$\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = 0,961 = r_Q \Rightarrow r_h = 78 \text{ ‰} \Rightarrow h_{tp} = 1170 \text{ mm}$$

Par débit entrant dans la station :

$$\frac{Q_{KI}}{Q_{ps}} = 0,05636 = r_Q \Rightarrow r_h = 16 \text{ ‰} \Rightarrow h_{TS} = 240 \text{ mm}$$

h_{TS} : hauteur du seuil du déversoir.



$$h_0 = \frac{H-h}{2}$$

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h_0^{3/2}}$$

fig. 28. Deversoir d'orage.

Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir :

$$h = h_{tp} - h_{TS} = 930 \text{ mm}$$

Calcul de la longueur du seuil du déversoir (b)

Le débit déversé est :

$$Q_o = \frac{2}{3} b (2g)^{\frac{1}{2}} h_o^{3/2}$$

$$\Rightarrow b = \frac{Q_o}{(2g)^{\frac{1}{2}} h_o^{3/2}} \cdot \frac{3}{2}$$

Pour seuil de déversoir on peut prendre approximativement $\phi = 0,6$

(ϕ = coefficient de débit)

on suppose $h_o = \frac{h}{2} = 465 \text{ mm} = 0,465 \text{ m}$

On aura donc $b = 9,67 \text{ m}$

Avec une sécurité de 50 % on aura $b = 14,5 \text{ m}$.

Remarque :

1. Le déversoir à seuil fixe ne peut pas suivre l'évolution d'urbanisation.
 2. Les vannes et autres appareils dont le fonctionnement est manuel ne sont pratiquement jamais mis en oeuvre au moment souhaité (les 1^{eres} déversées sont les plus fortement polluées. Par contre les eaux de queue nettement moins polluées sont dirigées vers la station d'épuration).
- Pour remédier à ces problèmes nous pouvons opter pour un déversoir à seuil réglable et aux vannes asservies.

C H A P I T R E X I V

CHOIX DU PROCEDE DE TRAITEMENT DES REJETS

Des risques de contamination des sources d'approvisionnement en eau potable de la ville de Boghni sont à craindre à cause de la proximité des forages avec l'exutoire des rejets. La nécessité de l'épuration de ces derniers s'impose alors.

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré.

Les eaux résiduaires de Boghni sont principalement de nature domestique et de ruissellement urbain.

Sous réserve d'analyses, ces eaux peuvent être biologiquement traitées.

Le traitement biologique se fait de deux manières :

- Aérobie (en présence d'oxygène)
- Anaérobie (en absence d'oxygène).

Le traitement par la première voie libère une énergie plus importante que la deuxième. Cette énergie est utilisée pour la synthèse de nouveau micro organismes; Ainsi la croissance des bactéries aérobies est plus importante que la croissance des bactéries anaérobies. C'est pour cela que nous opterons pour un traitement par voie aérobie.

A. Mécanisme de l'épuration biologique par voie aérobie :

Lors de la dégradation de la matière organique, deux processus se développent parallèlement, tous deux entraînent une consommation d'oxygène.

- Oxydation de la matière organique avec production d'énergie nécessaire pour la synthèse de la matière vivante.

- Autooxydation progressive de la masse cellulaire.

Actuellement l'épuration biologique par voie aérobie est le mode de traitement le plus employé. Il comporte des procédés extensifs et des procédés intensifs.

Nous procéderons dans ce qui suit à la comparaison de ces procédés pour retenir le plus efficace pour notre cas.

1. Procédés extensifs, le lagunage aéré .

Ce procédé est utilisé dans les régions très ensoleillées . Si on le pratique dans les bassins de faible profondeur, on peut obtenir une épuration de type aérobie grâce à un développement bactérien actif utilisant la pollution comme source de nutrition et aboutissant à la formation d'une boue activée. Le fond de la lagune où se dépose cette boue et les divers déchets décantables reste cependant en phase anaérobie et la masse de dépôt s'accroît lentement.

Ce mode de traitement n'est pas à envisager dans notre cas puisqu'il demande des superficies importantes (région de forte densité); Les rendements d'épuration des lagunes ne sont pas permanents. Enfin les lagunes sont sources de mauvaises odeurs et sont inesthétiques.

2. Procédés intensifs .

a) Epuration par lit bactérien :

Ce procédé résulte de l'imitation de l'auto épuration naturelle qui a pu être observée dans les cours d'eau.

Par la création de conditions optimales pour les micro organismes, le nombre de ces derniers est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps, qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Toutefois les lits bactériens présentent l'inconvénient d'être très sensibles au colmatage et sont source de développement d'insectes.

b) Epuration par boues activées :

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto-épuration par concentration des micro-organismes dans la station d'épuration. L'épuration des eaux d'égout fonctionne du fait que leurs matières organiques (dissoutes) sont absorbées par les organismes et transformées en une masse vivante. Par ce phénomène, les matières organiques des eaux usées passent de la forme dissoute, respectivement colloïdale à la forme solide, de sorte qu'ils peuvent être ensuite éliminés des eaux usées par décantation.

Vu les inconvénients que présentent les autres procédés d'épuration nous opterons pour le système d'épuration par boues activées.

3. Chaîne de traitement :

L'épuration de l'effluent urbain va mettre en jeu séparément ou conjointement :

- Des ouvrages d'épuration physique à savoir un prétraitement (dégrillage, désablage, deshuilage) et une décantation primaire permettant l'élimination des matières en suspension décantables et flottantes.
- Des ouvrages d'épuration biologique permettant une élimination quasi totale de la pollution organique par action bactérienne.
- Des ouvrages de traitement et de séchage des boues (**boues** déposées dans le décanteur primaire et les boues en excès produites par le traitement biologique).
- Des ouvrages de stérilisation pour neutraliser les germes pathogènes contenus dans les rejets.

* Indication sur la protection de la qualité de l'eau de consommation :

En plus de l'épuration que doivent subir les eaux usées, afin de protéger contre toute pollution accidentelle ou volontaire il est recommandé l'institution autour des réservoirs, des ouvrages de mobilisation (puits) un périmètre de protection à l'intérieur duquel devra être interdite ou réglementée toute activité susceptible de porter atteinte à la conservation qualitative des eaux destinées à l'alimentation de la ville (voir chapitre II art. 109 et suivants du code des eaux).

CONCLUSION

Le long de cette étude, nous avons été guidés par les impératifs techniques auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant vu les considérations économiques du projet.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux (indice de fluide, dotations, coefficients α_1 , α_2 etc...) nous permettant l'estimation ou l'obtention de résultats précis.

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent eu recours, faute de mieux, à des ouvrages ou des publications étrangères.

Nous pensons que les services de la statistique et les différents laboratoires concernés doivent élargir leurs informations et se doivent aussi d'établir des données propres à notre pays.

Aussi, par manque d'informations sur la production nationale en matière d'équipement hydraulique, nos choix se sont portés sur les équipements produits par les entreprises étrangères (le choix des pompes aurait pu être effectué sur les pompes "SONAGOME BEROUAGHIA" à la place des pompes "JENbacher SCHNEIDER").

Enfin, nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de Boghni.

**

*

*

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

1. ABAIEV (L)
- Guide d'hydraulique (polycope I.H.B. 1980)
2. Association générale des hygiénistes et techniciens Municipaux :
- Stations de pompage d'eau (technique et documentation 1982)
3. CARLIER (M) :
- Hydraulique générale et appliquée (Eyrolles 1980)
4. DUPONT (A)
- Hydraulique Urbaine - tome I et II - (Eyrolles 1977)
5. Etablissements DEGREMONT :
- Memento technique de l'eau (technique et documentation 1978)
6. GOMELLA (C) et GUERTEL (H)
- Les eaux usées dans les agglomérations rurales ou urbaines
Tome I (Collecte)
Tome II (traitement) (Eyrolles 1980)
7. KHATCHATRIAN (R)
- Réseaux extérieurs de distribution d'eau (Polycope I.H.B 1982)
8. LAPRAY (G) :
- Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (polycope ENP El Harrach)
- Cours d'hydraulique générale III (" " ")
9. LENCASTRE (A)
- Manuel d'hydraulique générale (Eyrolles 1982)
10. RAMAID V. GILES :
Mécanique des fluides et hydraulique (série SHAUM 1983)
11. UNIVERSITÄT STUTTGART :
- Cours d'assainissement urbain (O.P.U Alger 1974)

-
- Catalogue des pompes JEUMONT SCHNEIDER
 - Code portant législation des eaux (Journal Officiel du 19.07.83)

