

«O«

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O«

Département : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET

**Alimentation en eau potable des
trois centres ruraux de la commune
de CHEBLI :
OULED-CHEBEL – OULED-KHODDEM
MASSOUMA**

Proposé par :

D.H.W. BLIDA

Etudié par :

Mr A. BOUDOUAIA

Mr M. EL - KFEL

Dirigé par :

BEDNARCZIK



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»o«—

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

—»o«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

—»o«—

Département : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET

*Alimentation en eau potable des
trois centres ruraux de la commune
de CHEBLI :*
**OULED-CHEBEL – OULED-KHODDEM
MASSOUMA**

Proposé par :

D.H.W. BLIDA

Etudié par :

Mr A. BOUDOUAIA

Mr M. EL - KFEL

Dirigé par :

BEDNARCZIK

Promotion : Juin 1984



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

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et profonde à gratitude à notre promoteur Mr. BEDNARCZYK , professeur à l'ENP , ppur sa contribution à l'elaboration de cette thèse .

Aussi à Mr.ALLOUCHE, sous directeur à la D.H.W (BLIDA), pour son aide si efficace , ainsi que tohs les professeurs qui ont contri- bués à notre formation .

Nous remercions aussi Mrs : M. MAZAR , B . TALLIOUINE , Y.BESSÂAD pour leur leu

Nous ne pouvons terminer sans exprimer notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail .

----- ***** -----

M . ELKFEL :

A . BOUDOUAIA :

**** D E D I C A C E S ****

On dedie ce modeste travail à :

- Nos parents .
- Nos frères et soeurs .
- tous les amis .

DEPARTEMENT DE L'HYDRAULIQUE

CHEF DE DEPARTEMENT: M. KETTAB.

ETUDS.

A. BOUDOUAIA

PROMOTEUR... : M. REDNARZICK.

M. ELKHEL.

RESUME DU SUJET

La presente these traite de l'etude des reseaux d'alimentation en eau potable pour un horizon future (2010) et cela pour les trois secteurs ruraux (ouled chebel) ouled Khodem et Massouma) de la commune de CHEBLI.

*L'A.E.P comprend:

- Les adductions par refoulement, vers les differents reservoirs, pratiquees au moyen d'une bache de reprise, cette derniere sera alimentee par un forage recemment cree entre ouled chebel et ouled Khodem.

-Les reseaux de distribution.

-reseau maillé pour le secteur ouled chbel

-reseau ramifié pour les secteurs ouled Khodem et Massouma.

SUMMARY OF THE SUBJECT.

This present thesis deals with the study of drinking water supply networks up to (2010), and it involves the three rural areas (Ouled chebel, Ouled Khodem, and Massouma) of the township of chebli.

D- W - S comprises :

- Stem water supply to be driven towards the various reservoirs carried out by means of tank which will be supplied by a newly created drilling between Ouled chebel and Ouled khodden.

Supply services :

. A netted grid for the area Oled chebel.

. A branched network for the areas Ouled khodden and Massouma.

ملخص الموضوع

الدراسة التي تتناولها هذه الأطروحة هي دراسة تخطيطية لشبكات إمداد المياه للمناطق الريفية الثلاثة (أولاد الشبل، أولاد خوادم، وماسوما) من بلدية الشبل.

يتكون الإمداد من:

- إمداد المياه بواسطة الباصات من البئر الذي تم إنشاؤه بين أولاد الشبل وأولاد خوادم، والذي سيقدم المياه للمناطق الثلاثة (أولاد الشبل، أولاد خوادم، وماسوما).

شبكة توزيع المياه:

- شبكة ممتدة للشبل وأولاد الشبل.
- شبكة متفرعة لأولاد خوادم وماسوما.

***** S O M M A I R E *****

CHAPITRE I	:	Presentation des centres	1
1.1	:	Relief	
1.2	:	Climat	
1.3	:	Voirie	
1.4	:	Situation actuelle de l'AEP	
1.5	:	Ressources existantes	
1.6	:	Nouvelles ressources.	
CHAPITRE II	:	Etude de l'evolution de la population	2
2.1	:	Demographie	
2.2	:	Synthèse de l'evolution de la population	
CHAPITRE III	:	EVALUATION DES BESOINS EN EAU	3
3.1	:	Types de besoins pour les trois horizons(1984. 2000-2010)	
3.2	:	dotation et besoins en eau	
3.3	:	recapitulation pour les differents secteurs.	
CHAPITRE IV	:	VARIATION DES DEBITS .	
4.1	:	problèmes des variations des debits	14
4.2	:	debits resultants des differents coefficients .	
CHAPITRE V	:	RESERVOIRS	16
5.1	:	rôle des reservoirs	
5.2	:	côte du radier (Ouled chebel).	
5.3	:	côte du radier (Massouma).	20
5.4	:	côte du radier (Ouled khoddem).	22
5.5	:	Dimensionnement des trois reservoirs	24
5.6	:	Equipement - Higiène et Sécurité	31
Chapitre VI	:	Bache de reprise	36
6.1	:	Capacité et dimensionnement.	
CHAPITRE VII	:	ADDUCTION	38
7.1	:	choix du tracé .	
7.2	:	choix du type de tuyaux	
7.3	:	choix du diamètre économique .	
CHAPITRE VIII	:	CHOIX DES POMPES	46
CHAPITRE IX	:	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER .	
9.1	:	Introduction	55

9.2 :	protection des conduites contre le coup de belier.....	
9.3 :	Etude d'un exemple de coup de belier	56
	(conduite de refoulement de Massouma; Arrêt brusque).....	
9.4 :	Calcul du reservoir d'air.....	57
CHAPITRE X : RESEAUX DE DISTRIBUTION		
10.1:	Choix des types de reseaux	65
10.2:	Choix du type de conduite de distribution.	
10.3:	Reseau de distribution d'Ouled Chebel	66
	- Determination des debits aux noeuds	
	- Reseau maillé (Methode de HARDY-CROSS)	
	- Pressions au sol	
10.4 :	Reseaux de distribution d'Ouled khoddem et Massouma	74
	- Reseau ramifié : Methode de calcul .	
	Pression au sol.	
CHAPITRE XI : CARACTERISTIQUES ET POSE DE LA CANALISATION88		
11.1 :	Caracteristique du materiau	
11.2 :	Types de raccord	
11.3 :	Jointes	89
11.4 :	Pressions maximales de service (PMS)	
11.5 :	Utilisation du PVC dans les canalisations sous pression	92
11.6 :	Pose des conduites	
11.7 :	Avantage et inconvenients des canalisations en PVC	
11.8 :	Presence d'air	
11.9 :	Butées	94
11.10 :	Ancrage	93

P L A N C H E S

NUMEROS DES PLANCHES	INDICATIONS	PAGES
I	I : Schema de fontainerie	33
	II : Commande par ligne pilote	34
	III : Courbe de volume du reservoir d'Ouled Khoddem	25
	IV : Courbe de volume du reservoir d'Ouled Chebel	27
	V Courbe de volume du reservoir de Massouma..	
	VII : Pompe (Courbes)	54
	VIII : Pompes (Courbes).....	53
	IX : Reseau de distribution	
	(Ouled khoddem)	
	X : Reseau de distribution (Massouma).....	84
	XI : Repartition des debits soutirés	71
	XII : Chemas : Reservoirs d'air	60
	XIII : Coup de belier ; Arrêt brusque	62
	XIV : Schema d'adduction protégée par le rese- rvoir d'air	64
	XV : Conduites - Emboitements	90
	XVI : Raccords - accessoires	91
	XVII : Ancrage - butées - pose des conduites..	95

A N N E X E S

*	Nomogramme d'"ARMOSIG"	72
*	Diagramme de MOODY	18
*	Abaque : Determination du gradient J de perte de charge en transition	19

CHAPITRE 1

PRESENTATION DES CENTRES

Les centres ruraux de la commune de CHEBLI sont situés autour de CHEBLI, au sud-ouest de la capitale dans la plaine de la mitidja.

OUELD CHEBEL : se situe à trois (3) Km Nord ouest de CHEBLI.

OUELD KHODEM : se situe à 1,6 Km ouest de CHEBLI ; à proximité de KHODEM coule l'oued terro, vers le nord-est et il se jette dans l'oued baba-ali ce qui prend source dans la région de Haouche Benaïssa.

MASSOUMA : se situe à trois (3) Km au Sud-Ouest de CHEBLI.

1.1. RELIEF.

Les trois centres possèdent un relief uniforme qui se caractérise par une très faible pente de terrain, dont les altitudes varient de 40 à 60 m NGA.

1.2. CLIMAT.

Tempéré en hivers et plutôt chaud en été, doux en au printemps et parfois frais. Les gelées sont presque inexistantes. La grêle cause parfois des dégâts en hiver. La pluviométrie moyenne est d'environ 800 mm/an mais très irrégulière.

1.3. VOIRIE.

La route CW.11 partage le centre de KHODEM en deux parties.

Massouma et Oued Chebel sont reliés à Khodem par une piste.

Les constructions sont éparpillées, et dans certains lieux concentrées (Ex. Oued Chebel).

1.4. SITUATION ACTUELLE DE L'AEP.

Les habitations des centres de la commune de Chebli (Oued Chebel, Oued Khodem, Massouma) sont alimentés par des puits et des forages privés qui sont situés dans l'alluvion.

Les forages privés qui sont équipés de pompes verticales sont aussi utilisés pour l'irrigation.

- Les centres ruraux ne sont pas dotés d'un réseau de distribution.

1.5. RESSOURCES EXISTANTES.

Les ressources d'eau en exploitation aux centres ruraux par la vétusté de leurs équipements et par leurs faibles débits ne peuvent pas être prises en considération.

Nous projetons dans ce modeste travail l'étude des réseaux d'alimentation en eau potable pour les trois centres et cela en tenant compte de leurs évolutions à long terme.

La Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Blida a tout récemment décidé de se baser sur les nouveaux forages qui ont été créés dans les centres ruraux, entre Oued Chebel et Khodem.

Donc pour notre projet il est convenu d'exploiter ces forages afin de répondre aux besoins de ces trois centres en matière d'eau potable.

1.6 RESSOURCES :

Pour l'alimentation des trois centres ruraux de chebli , la commune dispose d'une d'une zone de forage recemment créée.

Des essais ont été fait ; le dernier a débité 180 l/s et cela pour une durée de pompage de 48 H correspondant à un niveau dynamique ND = 43,75 m.

Le niveau statique étant de NS = 21,70 m .

La profondeur du puit est de 160 m .

En conclusion on peut dire que nos exigences seront satisfaites .

X = (Coordonnée s du forage)

Y =

- 2 -

CHAPITRE 2

ETUDE DE L'EVOLUTION DE LA POPULATION .

2.1 DEMOGRAPHIE.

Sur la base des données de recensement de 1976 ainsi que des renseignements recueillis par la DHW, les chiffres déterminés concernant la population par centre sont les suivants.

ANNEE 1984 :

CENTRES	HABITANTS
Ouled Chelhal	8650
Ouled Khodem	2050
Massouma	2300

Taux d'accroissement pris en compte.

Au niveau de la ponduration du taux d'accroissement de la population future, il est nécessaire d'envisager une évolution dans le temps non seulement due à l'accroissement naturel mais aussi à l'effet d'immigration dans les agglomération extensibles.

- Taux d'accroissement naturel	:	3,5 %
- Taux d'immigration	:	0,5 %
- Taux global	:	4,0 %

2.2. Synthèse de l'évolution de la population 1984 - 2000

La loi de l'évolution de la population dans cette hypothèse :

$$P_n = P_b (1+P)^n$$

P = Taux d'accroissement de la population pris à 4%

n = nombre d'années.

POPULATION A MOYEN TERME (an 2000)

$$P_{2000} = P_{1984} \cdot (1 + 0,04)^{16}$$

: CENTRES	: HABITANTS :
: Ouled Chebel	: 16200 :
: Ouled Khodem	: 3840 :
: Massouma	: 4310 :

POPULATION A LONG TERME (an 2010)

$$P_{2010} = P_{1984} \cdot (1 + 0,04)^{26}$$

: CENTRES	: HABITANTS :
: Ouled Chebel	: 23982 :
: Ouled Khodem	: 5684 :
: Massouma	: 676 :

TOT: 36042 Habs

CHAPITRE 3

EVALUATIONS DES BESOINS EN EAU

Pour le calcul des besoins en eau ainsi que pour les dimensions des conduites et les volumes de stockage, nous avons utilisé les conclusions du chapitre précédent concernant l'évolution de la population jusqu'à l'an 2010, ainsi que les données qui nous ont été données par L'APC de CHEBLI concernant les types d'établissements qui existent actuellement et ceux qui peuvent exister au futur pour les trois centres ruraux.

Types de besoins pour les trois horizons.

Centres	Type de besoins	Nature des établissements pour 1984	Nature des établissements pour l'an 2000	Nature des établissements pour l'an 2010
OULED CHEBEL	Scolaires	2 écoles primaires 1 ANNEXE CEM	4 écoles primaires 2 CEM	6 écoles primaires 3 CEM.
	Sanitaires	-	1 centre sanitaire	3 centres sanitaires 1 pharmacie.
	Municipaux	1 mosquée 10 commerces	1 Mosquée 1 SOUK EL FELLAH 2 services 20 commerces	2. Mosquée 1 Souk EL Fellah. 4 services 30 commerces.
OULED KHODEM	Scolaires	1 école primaire	2 écoles primaires 1 CEM	3 écoles primaires 1 CEM.
	Sanitaire	-	1 centre sanitaire	1 centre sanitaire.
	Municipaux	1 Mosquée 2 commerces	1 Mosquée 40 commerces	15 commerces 1 service bain

centre	Nature des besoins	types d'établissements pour 1984	Types d'établiss. pour l'an 2000	Types d'établissements pour l'an 2010.
MARSOU MA.	Scolaires	2 ecoles primaires	3 ecoles primaires 1 CEM	4 ecoles primaires 1 CEM.
	Sanitaires	-	1 centre sanitaire	1 centre sanitaire.
	Municipaux.	1 Mosqueé 4 commerces	2 Mosqueés 10 commerces 1 souk ELFellah 1 service bain	20 commerces 1 souk EL FELLAH. 2 services bains.

- 9 -
TABLEAU DE DOTATIONS et besoins en eau pour 1984.

centres	Types de besoins	Types d'établissements	nombres	Dotation ℓ/j/hab	Debits m ³ /j
Ouled chebel	Scolaires	2 écoles primaires	600 places	70 ℓ/j/E	42
		1 Annexe C.E.M	400 places	70 ℓ/j/E	28
	Population	-	8650 hab	150 ℓ/j/hab	1298
	Municipaux	1 Mosquée	350 m ²	30 ℓ/m ² /j	11
		10 commerces	500 m ²	5 ℓ/m ² /j	2,5
Sanitaires	-	-	-	-	
					Σ = 1382 m ³ /j
Ouled KHODEM.	Population	-	2050	120 ℓ/j/hab	246
	Municipaux	1 Mosquée	100 m ²	-	1
		2 commerces	-	-	-
	Scolaires	1 école primaire	300	70 ℓ/j/E	21
Sanitaires	-	-	-	-	
					Σ = 271 m ³ /j
MASSOUMA.	Population	-	2300	120 ℓ/j/hab	276
	Scolaires	2 écoles primaires	500 places	70 ℓ/j/E	35
	Municipaux	1 Mosquée	200 m ²	30 ℓ/m ² /j	6
	Sanitaires	-	-	-	-
					Σ = 317 m ³ /j

Tableau de dotations et besoins en eau pour l'an 2000

centres	Types de besoins	Types d'établissements	nombres	Dotación	Debits m ³ /j
ouled chebel	Population		16200	170 l/j/hab	2754
	Scolaires	4 écoles primaires	1500 places	80 l/j/E	120
		2 CEM	1000 places	80 l/j/E	80
	Sanitaires	2 centres sanitaires	-	-	12
		Municipaux	1 Mosquée	350 m ²	30 l/m ² /j
	MUI	1 SOUK EL FELLAH	-	-	5
		1 service bain	-	-	60
		20 commerces	-	-	4
					Σ = 3046 m ³ /j
ouled KHODEM	population		3840	130 l/j/hab	500
	Scolaires	2 écoles primaires	1000 places	80 l/j/E	80
		1 CEM.	600 places	80 l/j/E.	48
	Sanitaires	1. Dispensaire	-	-	10
		Municipaux	1 Mosquée	300 m ²	30 l/m ² /j
		10 commerces	-	-	3
					Σ = 650 m ³ /j
Massouma.	Population		4310	170 l/j/hab	733.
	Sanitaires	1 Dispensaire	-	-	6
	Scolaires	3 écoles primaires	1200 places	80 l/j/hab	96
		1 CEM.	600 places	80 l/j/hab	48
	Municipaux	2 Mosquée	700 m ²	30 l/m ² /j	21
		10 commerces	-	-	3
		1 Souk EL FELLAH	-	-	5
	1 service bain	-	-	60	
					Σ = 972 m ³ /j

Tableau de dotations et besoins en eau pour l'an 2010.

centres	Types de besoins	Types d'établissements	nombres	Dotation	Debits m^3/j
OULED CHEBEL	Population		23982	180 $l/j/hab$	4317
	Scolaires	6 écoles primaires	2500 places	80 $l/j/E$	200
		3 CEM	1800 places	80 $l/j/E$	144
	Sanitaire	3 centres sanitaires	-	-	18
		1 pharmacie	-	-	3
	Municipaux	2 Mosquées	800 m^2	30 $l/m^2/j$	24
		1 SOUK EL FELLAH	-	-	9
		3 services bain	-	-	160 m^3/j
		30 commerces	-	-	12
OULED KHODEM	population		5684	180 $l/j/hab$	1023
	Scolaires	3 écoles primaires	1300 places	80 $l/j/E$	104
		1 CEM	600 places	80 $l/j/E$	48
	Sanitaires	1 dispensaire	-	-	6
		15 commerces	-	-	5
	Municipaux	1 service bain	-	-	60
		1 Mosquée	400 m^2	30 $l/m^2/j$	12
					$\Sigma = 1258 m^3/j$
MASSOUMA	population		5376	180 $l/j/hab$	1148
	Scolaires	4 écoles primaires	1600 places	80 $l/j/E$	128
		1 CEM	600 places	80 $l/j/E$	48
	Sanitaires	1 dispensaire	-	-	10 m^3/j
		1 SOUK EL FELLAH	-	-	5
	Municipaux	20 commerces	-	-	6
		2 services bains	-	-	100
		2 Mosquées	500 m^2	30 $l/m^2/j$	15
				$\Sigma = 1460 m^3/j$	

- 12 -

TABLEAU donnant le debit total pour les trois centres
en tenant compte des pertes et fuites.

Horizon	consommation moy. journalière m^3/j	Majoration de 15% m^3/j	consommation journ. totale. m^3/j
2000	4 668	700	5368
2010	7604	1140	8744

TABLEAU RECAPITULATIF.

Horizons	2000	2010
consommations Totales.		
en m^3/j	5368,00	8744,00
en m^3/H	223,66	364,33
en l/s	62,13	101,20

TABLEAU DONNANT LES DIFFERENTS DEBITS POUR LES DIFFERENTS
SECTEURS EN TENANT COMPTE DES PERTES ET FUITES.

Secteurs	Horizons	consommation moy. journ. m^3/j	Majoration de 15%	consommation journ. totale m^3/j .
ouled chebel	2000	3046,0	456,9	3502,9
	2010	4886,0	732,9	5618,9
ouled KHODEM	2000	650,0	97,5	747,5
	2010	1258,0	188,7	1446,7
Massouma.	2000	972,0	145,8	1117,8
	2010	1460,0	219,0	1679,0

TABLEAU RECAPITULATIF DONNANT LES DIFFERENTS RESULTATS. (DEBITS MAJORÉS).

SECTEURS	HORIZONS	CONSUM. TOTALES m ³ /J	CONSUM. TOTALES m ³ /H	CONSUM. TOTALES m ³ /S	CONSUM. TOTALES l/s
ouled chebel	2000	3502,9	145,95	0,04054	40,54
	2010	5618,9	234,12	0,06503	65,03
ouled KHODEM	2000	747,5	31,14	0,00865	8,65
	2010	1446,7	60,28	0,01674	16,74
MASSOUMA	2000	1117,8	46,57	0,01294	12,94
	2010	1679,0	69,96	0,01943	19,43

CHAPITRE 4

VARIATIONS DES DEBITS

4.1. Etude des problèmes posés par les variations du débit.

Les problèmes posés par la variations du débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

On distingue :

- des variations annuelles, dependant du niveau de vie de la population.
- des variations mensuelles, selon l'importance des villes.
- des variations journalières, selon les jours de semaine.
- des variations horaires, qui présentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de toutes ces variations, il y'a lieu d'appliquer au débit moyen, un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 (d'après les statistiques faites par A. DUPONT : " Hydraulique Urbaine ".)

A/ Formules donnant les différents coefficients.

Coefficient journalier K_j :

$$K_j = \frac{\text{Consommation maximale journalière.}}{\text{Consommation moyenne journalière.}}$$

K_j = dépend de la population des villes.

Coefficient horraire K_o :

$$K_o = \frac{\text{Consommation maximale horaire.}}{\text{Consommation moyenne horaire .}}$$

Coefficient de pointe K_p :

$$K_p = K_o \cdot K_j$$

Pour notre cas, les calculs se feront avec les coefficients suivants.

$$K_1 = 1,3.$$

$$K_o = 2,3.$$

$$K_p = 3,0. \quad (\text{ la valeur de ce coefficient signifié que le débit desservi en 24 heures, pourra l'être en 8 Heures}).$$

à expliquer $K_o \cdot K_j$

4.2. Résultats en débits résultants de ces coefficients :

a/ Débits moyens destinés à :

Ouled Chebel : $Q_j \text{ moy} = 4886 \cdot 1,15 = 5618,9 \text{ m}^3/\text{j.}$

Ouled Khodem : $Q_j \text{ moy} = 1460 \cdot 1,15 = 1679 \text{ m}^3/\text{j.}$

Massouma : $Q_j \text{ moy} = 1258 \cdot 1,15 = 1446,7 \text{ m}^3/\text{j.}$

b/ Débits Maximums destinés à :

Ouled Chebel : $Q_j \text{ moy. } K_1 = 5618,9 \cdot 1,3 = 7304,57 \text{ m}^3/\text{j.}$

Ouled Khodem : $Q_j \text{ moy. } K_1 = 1679 \cdot 1,3 = 2182,7 \text{ m}^3/\text{j.}$

Massouma : $Q_j \text{ moy. } K_1 = 1446,7 \cdot 1,3 = 1880,71 \text{ m}^3/\text{j.}$

c/ Débits de Pointe destinés à :

Ouled Chebel : $Q_p = \frac{Q_j \text{ moy.}}{24 \cdot 3600} \cdot K_p = \frac{5618,9}{24 \cdot 3600} \cdot 3 = 0,195 \text{ m}^3/\text{s}$

OULED Khodem : $Q_p = \frac{Q_j \text{ moy}}{24 \cdot 3600} \cdot K_p = \frac{1679}{24 \cdot 3600} \cdot 3 = 0,058 \text{ m}^3/\text{s}$

MASSOUMA : $Q_p = \frac{Q_j \text{ moy}}{24 \cdot 3600} \cdot K_p = \frac{1446,7}{24 \cdot 3600} \cdot 3 = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}$

NB.

Nous tenons à signaler qu'avec :

- Les débits journaliers maximums, on dimensionne les conduites d'adduction pour les différents secteurs, les réservoirs ainsi que le choix des pompes.
- Les débits de pointe, on dimensionne les conduites, d'amenée pour le secteur Ouled Chebel, et principales pour les secteurs Ouled Khodem et Massouma, ainsi que les réseaux de distribution.

L E S R E S E R V O I R S

5.1. ROLE DES RESERVOIRS.

Le réservoir sert beaucoup dans le bon fonctionnement d'un système d'alimentation en eau.

a pour différents rôles :

- de permettre une marche plus uniforme des pompes.
- d'assurer l'alimentation du réseau en cas de détérioration des ouvrages à l'amont.
- d'assurer aux heures de pointes les débits maximaux demandés.
- de régulariser les pressions dans le réseau de distribution.
- de combattre efficacement les incendies.

5.2. DETERMINATION DE LA COTE DU RESERVOIR DESTINE A SERVIR OULED CHEBEL.

- Le niveau inférieur de l'eau dans le réservoir doit être tel qu'au moment de la pointe :

la ligne des niveaux piezométriques relatives à chaque canalisation de distribution passe au dessus du niveau de tout appareil de puisage si le nombre d'étage ne dépasse dix, ce qui n'est pas le cas pour notre secteur rural.

On calcule la cote du réservoir d'après la formule suivante :

$$C_R = C_t + H + h_{wi} + P_s + h_{we}.$$

où :

C_t : cote du terrain 48,8m

H : hauteur que l'on prend en fonction du nombre d'étages des immeubles de l'agglomération.

H pour $R+1 = 6m$

- P_s : pression nécessaire pour le quartier = 8m

- h_{wi} : pertes de charge dans chaque bâtiment .

$h_{wi} = 3m$ pour $R+1$.

- h_{we} : perte de charge linéaire .

pour le calcul de h_{we} , on doit faire le calcul de la conduite de distribution issue du réservoir reliant le point n° 1 du réseau de distribution (point de haute altitude).

a/ Calcul du diamètre de la conduite de distribution.

On utilise l'équation de continuité.

)

$$Q = V.A \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

avec une vitesse $V = 1,70 \text{ m/s}$.

un débit $Q = 212 \text{ l/s}$ (débit d'incendie compris)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,212}{3,14 \cdot 1,7}} = 0,399 \text{ m}$$

Or la gamme des conduites en PVC comprend le diamètre normalisé $\phi = 400 \text{ mm}$ donc $D = 400 \text{ mm}$ sera le diamètre de la conduite d'aménée qui débitera $Q = 0,212 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une vitesse correspondante de $V = 1,69 \text{ m/s}$.

b/ CALCUL DE PERTE DE CHARGE POUR CETTE CONDUITE.

1/ En utilisant la théorie de la longueur fluïdo-dynamique de G. LAPRAY.

$$\Lambda = \frac{D}{D_0}$$

pour un profil circulaire plein $D_0 = 1,539$ (abaque n° 9).

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,400}{1,539} = 0,260 \text{ m}$$

Appliquons la formule :

$$Q/\sqrt{J} = \Lambda^{2,5} \cdot (45,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\Lambda}) = (0,26)^{2,5} \cdot (45,96 - 8,681 \ln \frac{0,05 \cdot 10^{-3}}{0,260})$$

$$\left. \begin{array}{l} Q/\sqrt{J} = 3,14 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q = 0,212 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right\} \Rightarrow \sqrt{J} = 0,068157 \text{ d'où } J = 0,00464$$

Vérification du régime :

$$\frac{\epsilon}{D_0} = \frac{0,05}{400} = 0,000125$$

$$Rr = \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{4}{F_0} \cdot \frac{1}{V} = \frac{0,212}{0,26} \cdot 0,24 \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 194392,31$$

abaque de Moody
Régime Transitoir

donc on doit repérer Rr et $\frac{\epsilon}{D_0}$ dans l'abaque 17c, ce qui nous donne

$$\lambda_J^{5,3} = 1,16$$

$$\text{or } J = J_r \cdot \lambda_J^{5,3} = 0,00464 \cdot 1,16 = 0,00538$$

c/ VERIFICATION AVEC LA METHODE CLASSIQUE.

(Darcy-Weissbach)

Le coefficient de frottement f se calcul suivant NIKURADSE.

$$f = \left(1,14 - 0,85 \ln \frac{\epsilon}{D_0} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,85 \ln \frac{0,05 \cdot 10^{-2}}{0,400} \right)^{-2} = 0,012713$$

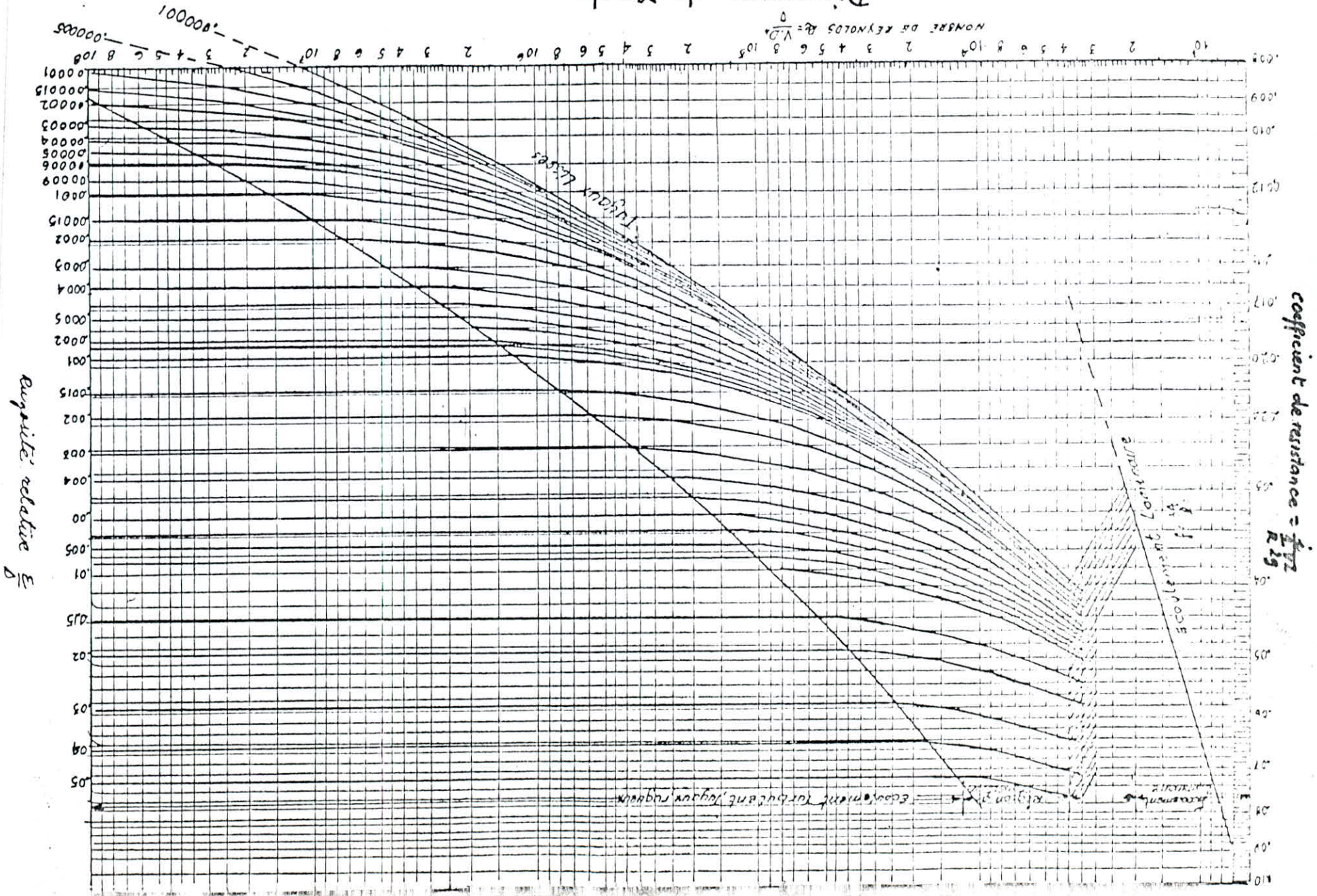
$$J = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot D} = \frac{0,01271 \cdot (1,69)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,400} = 0,00463$$

La perte de charge ΔH sera égale à :

$$\Delta H = J \cdot L_e$$

On remarque que les deux méthodes donnent le même résultat à 0,001 près.

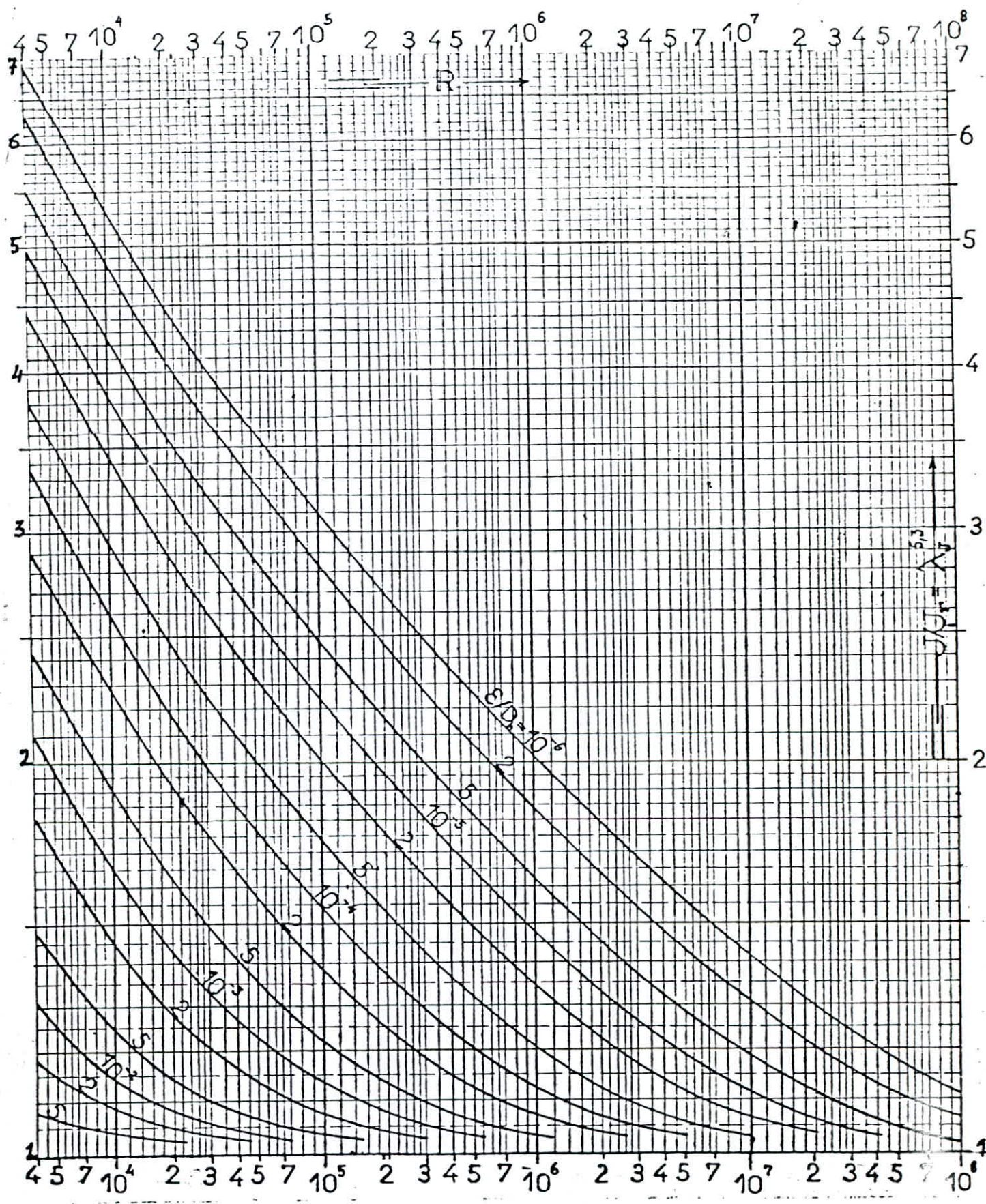
Diagramme de Moody.



Rayon relative $\frac{E}{D}$

Détermination du gradient J de la perte de charge
 en régime de transition

110
 v.



D/ CONCLUSION.

Les caractéristiques de la conduite d'amenée pour le secteur d'Ouled Chebel seront donc :

$$\begin{aligned} D &= 400 \text{ mm.} & Q &= 0,212 \text{ m}^3/\text{s} \\ V &= 1,69 \text{ m/s} & &= 0,05 \text{ mm} \\ L &= 287,5 \text{ m} & J &= 0,0046 \\ \Delta h &= 1,33 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow h_{we} = 1,33 \text{ m}$$

COTE FINALE DU RADIER DU RESERVOIR.

$$C_{rf} = C_T + H + h_{wi} + P_s + h_{we} = 48,8 + 6 + 3 + 8 + 1,33.$$

$$C_{rf} = 67,13 \text{ m N.G.A.}$$

La hauteur de la lame d'eau dans le réservoir est de 3 m.
une distance de 0,5 m sépare le trop-plein du réservoir et la génératrice supérieure de la conduite de refoulement.

La pompe doit refouler l'eau au plus haut point du réservoir de cote :

$$C_{rf} + 3 + 0,5 = 67,5 + 3 + 0,5 = 71 \text{ m N.G.A.}$$

5.3. COTE DU RADIER DU RESERVOIR DESTINE A SERVIR MASSOUMA.

La cote du radier est déterminée d'après la formule suivante :

$$C_R = C_T + P_s + h_{we}.$$

Où C_T : cote du terrain du point le plus haut de l'agglomération. dans notre cas $C_T = 62,85$

$$P_s = \text{pression demandée au droit d'un immeuble} \quad P_s = 3+5$$

R : nombre d'étages $R = 1$

3 : hauteur d'1 étage

5 : englobe la valeur de la pression demandée (3m), plus la hauteur de l'emplacement du robinet (1m), plus (1m) au dessous du rez de chaussée.

h_{we} : pertes de charge linéaires dans la conduite de distribution

$$h_{we} = J.L.$$

a/ Déterminons C_R sans tenir compte des p.d.c linéaires dans le but de fixer la longueur de la conduite de distribution.

$$C_R = C_T + P_s = 62,85 + 8 = 70,85 \text{ m.}$$

L: longueur du cheminement le plus long à partir du réservoir.

$$L = 1175 \text{ m.}$$

Déterminons le gradient de perte de charge J dans la conduite de distribution.

On propose une vitesse moyenne de 1m/s et une rugosité $\xi = 0,05 \text{ mm}$.

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V;A = \frac{V \cdot D^2}{4} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,058}{3,14 \cdot 1}}$$

d'où $D = 0,272 \text{ m}$

On prend un diamètre normalisé $D = 280 \text{ mm}$.

Dans ce cas : $V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,058}{3,14 \cdot 0,28^2} = 0,94 \text{ m/s}$.

b/ Détermination du gradient de perte de charge par la méthode fluïdo-dynamique. La théorie de la longueur fluïdo-dynamique trouvée et publiée par Monsieur G.LAPRAY en 1939 et qui s'applique à tous les écoulements permanents incompressible en régime turbulent rugueux et en transition.

pour la simplification des calculs, Monsieur LAPRAY a introduit le concept d'une grandeur physique λ d'un nombre plus réduit de variable Q/\sqrt{J} et de la rugosité absolue ϵ .

Ayant le produit $\lambda \cdot N$, dans le cas d'un régime turbulent rugueux $\lambda = 1$ où est le coefficient de transition. Dans le cas d'un régime transitoire $\lambda \neq 1$

On suppose que notre régime est turbulent rugueux, le paramètre de forme $\lambda = \frac{h}{D}$ où h est la hauteur d'eau dans la conduite, comme notre conduite est en charge (pleine) $h = D$ d'où $\lambda = 1$.

Avec $\lambda = 1$ abaque.9 $\rightarrow \begin{cases} 4/P_0 = 0,84 \\ D_0 = 1,539 \end{cases}$ où D_0 et $4/P_0$ sont des paramètres dimensionnels.

$\Rightarrow \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,280}{1,539} = 0,182$.

Ayant : $\epsilon = 0,05 \text{ mm}$ abaque.8 Q/\sqrt{J}
 $\lambda = 0,182 \text{ m}$

Pour plus de précision on applique la formule : $Q/\sqrt{J} = 2,5(15,96 - 8,08 \ln \frac{\epsilon}{\lambda})$

$Q/\sqrt{J} = 0,182^{2,5}(15,96 - 8,68 \ln \frac{0,05 \cdot 10^{-3}}{0,182}) = Q/\sqrt{J} = 1,23 \text{ m}^3/\text{s}$.

$\Rightarrow J = (\frac{Q}{1,23})^2 = (\frac{0,058}{1,23})^2 = 0,00222$

Vérification du régime :

$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,05}{280} = 0,0002$ $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$R = \frac{Q}{\lambda} \cdot \frac{4}{P_0} \cdot \frac{1}{\nu} = \frac{0,058}{0,182} \cdot 0,84 \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 2,7 \cdot 10^5$

R est le nombre de Reynolds

Du diagramme de MOODY, on se trouve dans un régime de transition donc on doit corriger la valeur de J_r ($\lambda \neq 1$).

Le rapport $J/J_r = J^{5,3}$ repéré dans l'abaque de la figure (17c) correspond à :

$\frac{\epsilon}{D_h} = 0,0002$ et $R = 2,7 \cdot 10^5$ est $\lambda J^{5,3} = 1,8$

La valeur réelle $J = J_r \cdot \lambda J^{5,3} = 0,00222 \cdot 1,8 = 0,003996$.

a/ Détermination de pertes de charge lineaires dans la conduite de distribution

$$h_{we} = J \cdot L = 0,003996 \cdot 1175 = 4,695 \text{ m.}$$

Cote finale du radier du réservoir.

$$C_{rf} = 70,85 + 4,695 = 75,545 \text{ m } \approx 76 \text{ m NGA. par mesure de sécurité.}$$

La hauteur de la lame d'eau dans le réservoir est de 3 m.

Une distance de 0,5 m sépare le trop-plein du réservoir et la génératrice supérieure de la conduite de refoulement, l'altitude du point le plus haut

jusqu' auquel doit refouler la pompe est de $C_{rf} + 3 + 0,5 = 76 + 3 + 0,5$

$$C_{rf} = 79,5 \text{ m NGA.}$$

5.4. COTE DU RADIER DU RESERVOIR DESTINE A SERVIR OULED KHODEM .

$$C_R = C_T + P_S + h_{we}.$$

La cote du radier est déterminée sans tenir compte des pertes de charge line-

aires : $C_R = C_T + P_S.$

avec cote du terrain : $C_T = 56,30 \text{ m. NGA.}$

$$\text{Donc } C_R = 56,30 + 8 = 64,30 \text{ m.}$$

Soit L : Longueur du cheminement le plus long à partir du réservoir $L = 1385 \text{ m}$

a/ Déterminons le gradient de perte de charge J dans la conduite de distribution.

On propose une vitesse moyenne $V = 1 \text{ m/s}$ et une rugosité absolue $\xi = 0,05 \text{ mm.}$

D'après l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot A = \frac{V \cdot D^2}{4} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,05}{3,14 \cdot 1}}$$

On prend un diamètre normalisé $D = 280 \text{ mm.}$

Dans ce cas $V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,05}{3,14 \cdot 0,28^2} = 0,81 \text{ m/s .}$

b/ DETERMINATION DU GRADIENT DE PERTE DE CHARGE PAR LA METHODE FLUIDO-DYNAMIQUE.

On applique la même méthode de calcul que celle appliquée pour le secteur de Massouma.

$$\xi = \frac{h}{D} = 1 \quad \xrightarrow{\text{abaque.9}} \quad \begin{cases} 4/P_0 = 0,84 \\ D_0 = 1,539 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,280}{1,539} = 0,182$$

Ayant $\xi = 0,05 \text{ mm} \quad \xrightarrow{\text{ab.8}} \quad Q/\sqrt{J} ; \text{ ou } Q/\sqrt{J} = 2,5 (15,96 - 8,68 \ln \frac{\xi}{\lambda})$

$\lambda = 0,182 \text{ m}$

Oubien $Q/\sqrt{J} = 0,182^{2,5} (15,96 - 8,68 \ln \frac{0,05 \cdot 10^{-3}}{0,182})$

$$\Longrightarrow Q/\sqrt{J} = 1,23 \quad \Longrightarrow \quad J = \left(\frac{0,05}{1,23} \right)^2 = 0,0016525$$

c/ Vérification du régime.

$$\frac{\varepsilon}{D_h} = \frac{0,05}{280} = 0,0002 \quad \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$R = \frac{Q}{\lambda} \cdot \frac{4}{P_0} \cdot \frac{1}{\nu} = \frac{0,05}{0,182} \cdot 0,84 \cdot \frac{1}{10^{-6}} = 230769,23 \approx 2,31 \cdot 10^5$$

En se référant au diagramme de MOODY on se trouve dans un régime de transition donc on doit corriger la valeur de J_r .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\varepsilon}{D_h} = 0,0002 \\ R = 2,31 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \implies \lambda J^{5,3} = 1,87$$

La valeur réelle de $J = J_r \cdot \lambda J^{5,3} = 0,0016525 \cdot 1,87 = 0,0030902$.

$$h_{we} = J \cdot L = 0,0030902 \cdot 1385 = 4,28 \text{ m.}$$

$$\text{Cote finale du radier : } C_{Rf} = 64,30 + 4,28 = 68,58 \text{ m.}$$

$$\text{Par mesure de sécurité } C_{Rf} = 69 \text{ m NGA.}$$

L'altitude du point le plus haut jusqu'auquel doit refouler la pompe est :

$$C_{Rf} + 3 + 0,5 = 69 + 3 + 0,5 = 72,5 \text{ m. NGA}$$

5.5 METHODE DE CALCUL DES CAPACITES DES TROIS RESERVOIRS .

Pour la determination des capacités des reservoirs destinés à servir les trois secteurs ruraux, il faut tenir compte des variations du debit à l'entrée ,c'est à dire du mode d'exploitation de chaque volume de stockage.

En effet les debits sortants varient l'heure de la journée ,de la semaine , de la saison , etc...

Generalement le debit d'apport vers la reservoir est constant .

La methode qui sera appliquée pour la determination des volumes des reservoirs est une methode graphique qui consiste à faire la somme du plus grand excès de la journée avec le plus grand deficit d'un autre moment de la journée .

Le graphe suivant nousmontre clairement la principe.

On calcule les volumes ΔV_+ (excès) et ΔV_- (insuffisances) d'eau dans les differentes heurs de la journée avec des coefficients horaires pourcentage et la repartition de la consommation.

Volume du reservoir :

$$V = \Delta V_{+max} + \Delta V_{-max}$$

Le volume total que doit contenir le reservoir :

$$V_T = V + V_{ri}$$

avec :

V_{ri} : volume de la reserve d'incendie.

Ce dernier est determiné à partir d'un debit $Q_i = 17$ l/s et cela pendant 24 H .

CAPACITES ET DIMENTIONNEMENTS DES RESERVOIRS .

On impose une hauteur de la lame d'eau $h = 3$ m .

* Les volumes des reservoirs destinés à servir :

-OULED CHEBEL : $V_1 = 1200 \text{ m}^3$.

-OULED KHOBDEM : $V_2 = 500 \text{ m}^3$.

-MASSOUMA : $V_3 = 500 \text{ m}^3$.

* Dimmensionnement des reservoirs :

$$V = \frac{D^2}{4} \cdot h \quad \text{où } D : \text{diamètre du reservoir}$$

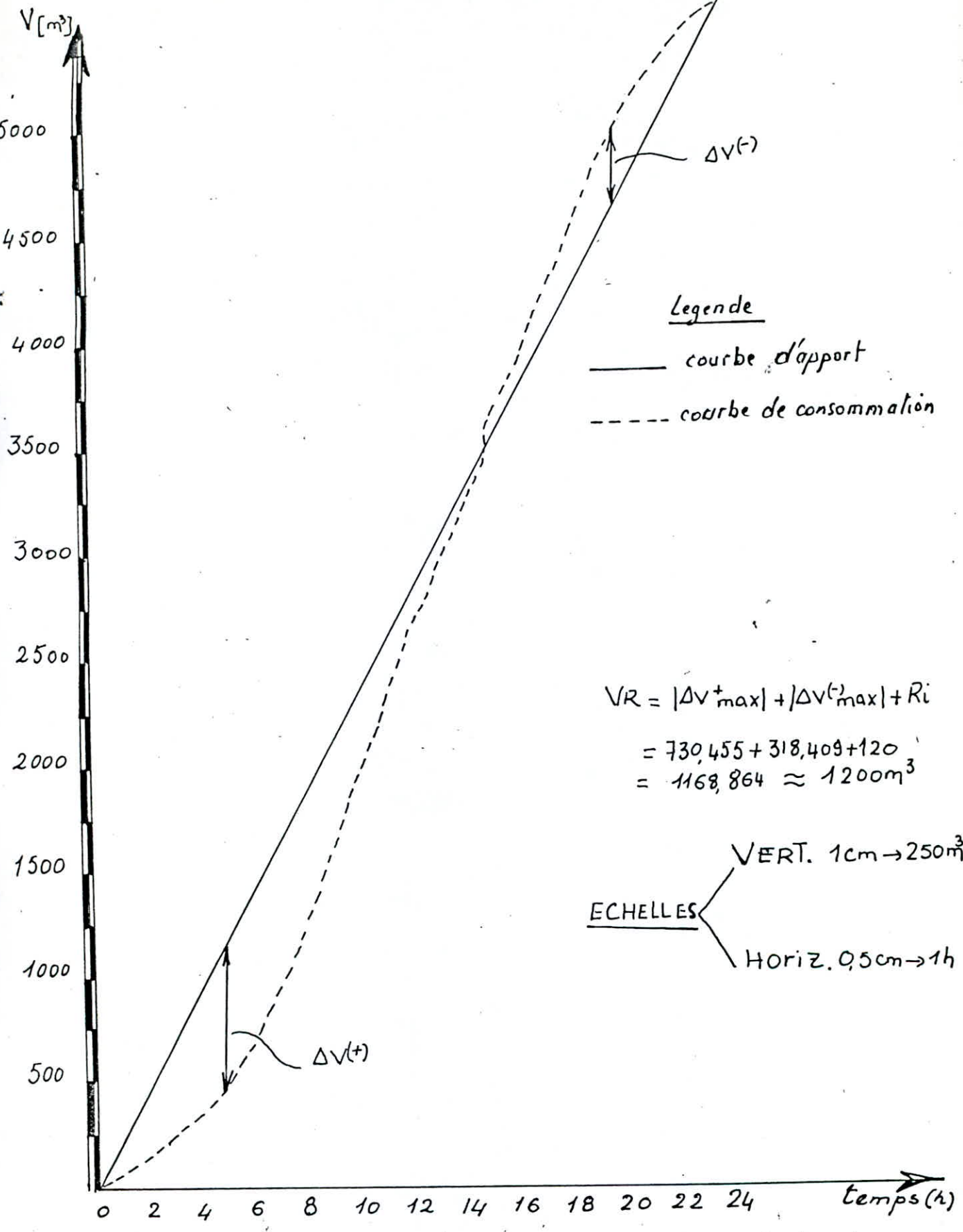
$$D = \frac{4 \cdot V}{h} \quad \text{A.N : } D_1 = 22,57 \text{ m} = 23 \text{ m} .$$

$$D_2 = D_3 = 14,57 \text{ m} = 15 \text{ m} .$$

Détermination du volume du Reservoir
De Ouled CHEBEL

Δt (h)	Q_h %	Volume (m ³)		Volumes Cumulés		Différence Δv (m ³)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot 0,24 \cdot Q_h$	V_{apport}	$V_{\text{consommé}}$	$\Delta v^{(4)}$	$\Delta v^{(5)}$
0-1	1,5	234,121	81,284	234,121	84,284	149,837	
1-2	1,5	"	81,284	468,242	168,568	299,674	
2-3	1,5	"	81,284	702,363	252,852	449,511	
3-4	1,5	"	81,284	936,484	337,136	599,348	
4-5	2,5	"	140,473	1170,605	477,609	692,996	
5-6	3,5	"	196,662	1404,726	674,271	[730,455]	
6-7	4,5	"	252,851	1638,847	927,122	711,725	
7-8	5,5	"	309,040	1872,968	1236,162	636,806	
8-9	6,25	"	351,182	2107,089	1587,344	519,745	
9-10	6,25	"	351,182	2341,210	1938,526	402,684	
10-11	6,25	"	351,182	2575,331	2289,708	285,623	
11-12	6,25	"	351,182	2809,452	2640,890	168,562	
12-13	5,00	"	280,945	3043,573	2921,835	121,738	
13-14	5,00	"	280,945	3277,694	3202,780	74,914	
14-15	5,50	"	309,040	3511,815	3511,815	0,000	0,000
15-16	6,00	"	337,134	3745,936	3848,954		103,018
16-17	6,00	"	337,134	3980,057	4186,088		206,031
17-18	5,00	"	280,945	4214,178	4467,088		252,855
18-19	5,00	"	280,945	4448,299	4747,978		299,679
19-20	4,50	"	252,851	4682,420	5009,829		[318,409]
20-21	4,00	"	224,756	4916,541	5225,585		309,044
21-22	3,00	"	168,567	5150,662	5394,152		243,490
22-23	2,50	"	140,473	5384,783	5534,625		149,842
23-24	1,50	"	84,284	5618,904	5618,909		0,005

Courbe du Volume Du Réservoir d'ouLED-CHEBEL



Legende

- courbe d'apport
- - - courbe de consommation

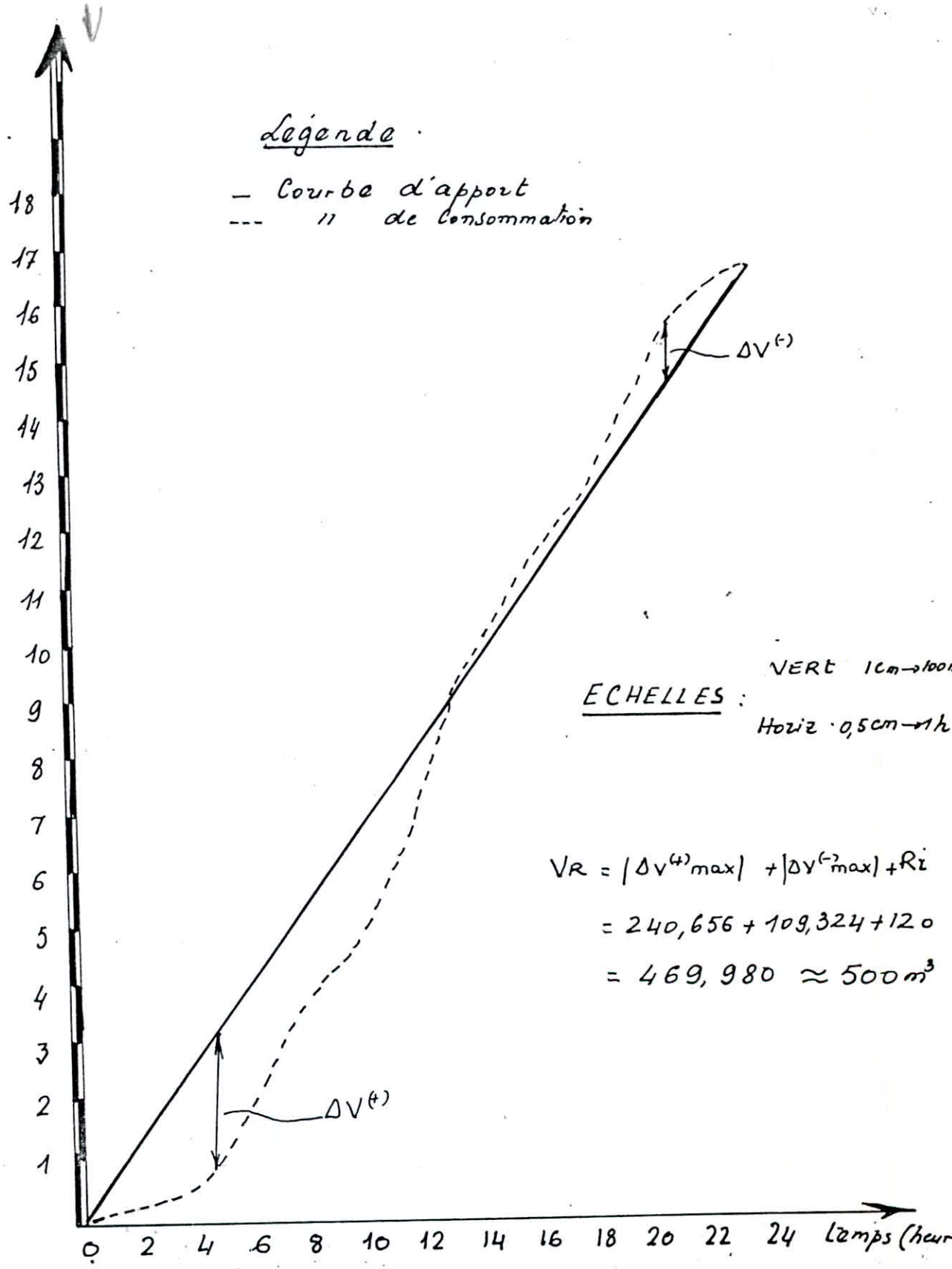
$$\begin{aligned}
 V_R &= |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + R_i \\
 &= 730,455 + 318,409 + 120 \\
 &= 1168,864 \approx 1200 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

ECHELLES {

- VERT. 1cm → 250m³
- HORIZ. 0,5cm → 1h

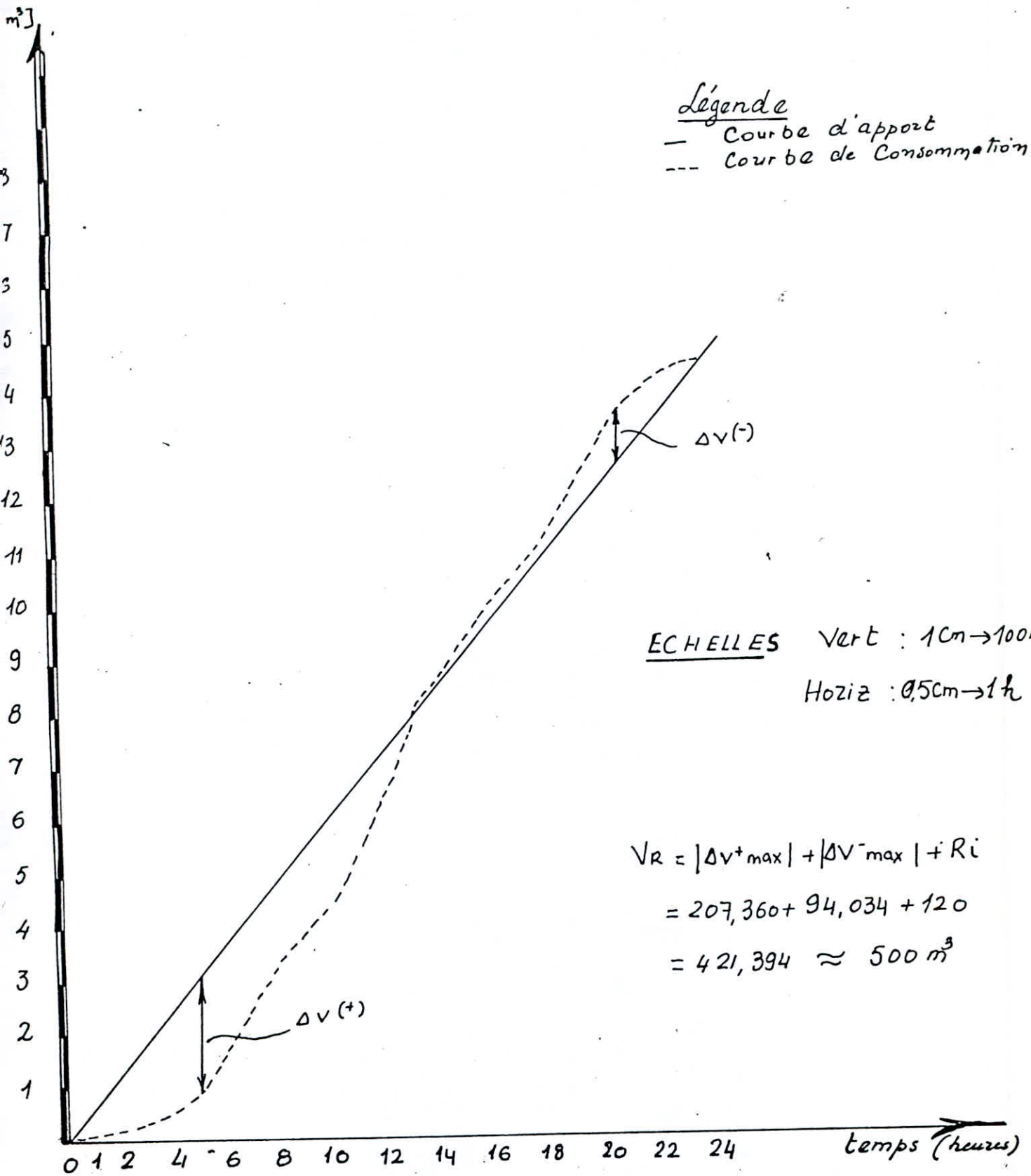
Détermination du volume Du Reservoir de MASSOUMA

Δt (h)	Q_h %	VOLUMES (m ³)		VOLUMES-Cumulés (m ³)		Différence ΔV (m ³)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot 0,24 \cdot Q_h$	V_{apport}	$V_{\text{consommé}}$	$\Delta V (+)$	$\Delta V (-)$
0-1	0,75	69,958	12,592	69,958	12,592	57,368	
1-2	0,75	"	12,592	139,916	25,184	114,732	
2-3	1	"	16,790	209,874	41,974	167,900	
3-4	1	"	16,790	279,832	58,764	221,068	
4-5	3	"	50,370	349,790	109,134	[240,656]	
5-6	5,5	"	92,345	419,748	201,479	218,269	
6-7	5,5	"	92,345	489,706	293,824	195,882	
7-8	5,5	"	92,345	559,664	386,169	173,495	
8-9	3,5	"	58,765	629,622	444,934	184,688	
9-10	3,5	"	58,765	699,580	503,699	195,881	
10-11	6	"	100,740	769,538	604,439	165,099	
11-12	8,5	"	142,740	839,496	747,153	92,343	
12-13	8,5	"	142,740	909,454	889,867	19,587	
13-14	6	"	100,740	979,412	990,607		11,195
14-15	5	"	83,950	1049,370	1074,557		25,183
15-16	5	"	83,950	1119,328	1158,507		39,179
16-17	3,5	"	58,765	1189,286	1217,457		28,171
17-18	3,5	"	58,765	1259,244	1276,222		16,978
18-19	6	"	100,740	1329,202	1376,962		47,760
19-20	6	"	100,740	1399,160	1477,702		78,542
20-21	6	"	100,740	1469,118	1578,442		[109,324]
21-22	3	"	50,370	1539,076	1628,812		89,736
22-23	2	"	33,580	1609,034	1662,392		53,358
23-24	1	"	16,790	1678,992	1678,992		0,000



Détermination du volume Du Reservoir d'ouled-Khoddem

Δt (h)	Q_h %	Volume (m ³)		Volumes Cumulés		Différence ΔV (m ³)	
		$Q_{\Delta t}$	$Q_{\Delta t \cdot 0,24 \cdot 0h}$	V_{apport}	$V_{\text{consommé}}$	$\Delta V^{(+)}$	$\Delta V^{(-)}$
0-1	0,75	60,279	10,850	60,279	10,850	49,429	
1-2	0,75	"	10,850	120,558	21,700	98,858	
2-3	1,0	"	14,467	180,837	36,167	144,670	
3-4	1,0	"	14,467	241,147	50,634	190,482	
4-5	3,0	"	43,401	301,395	94,035	[207,360]	
5-6	5,5	"	79,568	361,674	173,603	188,071	
6-7	5,5	"	79,568	421,953	253,171	158,782	
7-8	5,5	"	79,568	482,232	332,739	150,161	
8-9	3,5	"	50,634	542,511	383,373	159,138	
9-10	3,5	"	50,634	602,790	434,007	168,783	
10-11	6,0	"	86,802	663,069	520,809	142,260	
11-12	8,5	"	122,969	723,348	643,778	79,570	
12-13	8,5	"	122,969	783,627	766,747	16,880	
13-14	6,0	"	86,802	843,906	853,549		9,643
14-15	5,0	"	72,335	904,185	925,884		21,699
15-16	5,0	"	72,335	964,464	998,219		33,755
16-17	3,5	"	50,634	1024,743	1048,853		24,110
17-18	3,5	"	50,634	1085,022	1099,487		14,465
18-19	6,0	"	86,802	1145,301	1186,289		40,998
19-20	6,0	"	86,802	1205,586	1273,091		67,505
20-21	6,0	"	86,802	1265,859	1359,893		[94,034]
21-22	3,0	"	43,401	1326,138	1403,294		77,156
22-23	2,0	"	28,934	1386,417	1432,228		45,811
23-24	1,0	"	14,467	1446,696	1446,695	0,001	



Légende
 — Courbe d'apport
 --- Courbe de Consommation

ECHELLES Vert : 1cm → 100m³
 Horiz : 0,5cm → 1h

$$\begin{aligned}
 V_R &= |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + R_i \\
 &= 207,360 + 94,034 + 120 \\
 &= 421,394 \approx 500 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

5.7. EQUIPEMENT, HYGIENE ET SECURITE.

CONDUITE DE DISTRIBUTION OU DE DEPART :

Pour éviter la pénétration du sable ou des boues à l'intérieur de la conduite de distribution qui pourraient se décanter dans la cuve, le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier. On prévoit aussi une hauteur de 0,60 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau pour éviter la pénétration d'air dans la conduite de distribution. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée de la conduite d'adduction. Une vanne-papillon à commande hydraulique automatique sera disposée sur le départ de la conduite pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas d'accident dans la conduite maîtresse de distribution qui peut causer de graves dommages.

EVACUATION DU TROP-PLEIN.

En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, un trop-plein doit pouvoir évacuer tout le débit arrivant au réservoir pour empêcher l'eau de dépasser un certain niveau admis.

La section horizontale sera située à une distance h du niveau ne devant pas être dépassé dans la cuve. A son départ elle aura une forme conique, dont la plus grande circonférence formera un déversoir pour le passage du débit sous la hauteur h . Cette conduite évacue un débit de : $Q = 27,828 \cdot R \cdot h^{3/2}$.

Selon le rapport h/R les valeurs de Q ne diffèrent que sensiblement. Q peut donc être égale à $Q = 11,15 \cdot R \cdot h^{3/2}$.

Pour éviter toute pollution ou pénétration d'insectes ou animaux dans le réservoir, on prévoit un siphon (joint hydraulique) qui maintient en eau le tronçon du trop-plein.

VIDANGE :

Cette conduite part du point le plus bas du réservoir et se raccorde avec la canalisation du trop-plein, elle comportera un robinet-vanne.

BY-PASS ENTRE ADDUCTION ET DISTRIBUTION :

En cas de réparation ou de nettoyage du réservoir il est à prévoir une communication entre la conduite d'adduction et de distribution.

AUTOMATISATION :

Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau, soit :

- à l'aspiration, le niveau dans la bêche d'aspiration.

au refoulement, le niveau dans le réservoir.

Il importe de réaliser :

- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse (normalement).
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein,
- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou, sitôt que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient en vue d'alerter le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

Pour notre projet, on a proposé un système de commande par ligne pilote :

- on dispose d'un flotteur à la partie haute du réservoir, qui est relié par un câble enterré au contacteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.
- Au niveau de la bache de reprise.

Un flotteur est lié à un interrupteur, lui même raccordé au contacteur de protection des moteurs.

Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide.

EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.

Fontainerie des réservoirs.

Tout réservoir est muni de :

- une conduite d'alimentation.
- une conduite de distribution.
- une conduite de trop-plein.
- une conduite de vidange.

CONDUITE D'ALIMENTATION OU D'ARRIVEE.

Elle se fait par surverse, car cette disposition provoque une oxygénation de l'eau souterraine qui, en général, est pauvre en oxygène.

MATERIAILISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE.

Pour éviter que la réserve d'incendie ne soit utilisée pendant le soutirage et passer dans la distribution, un dispositif sera adapté :

Un siphon qui se désmorçe quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à un évier ouvert à l'air, de cette façon la réserve ne serait pas entamée; elle se renouvelle constamment,

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 2.

Une vanne 3 doit être prévue pour isoler le système en cas de réparation.

ROBINET FLOTTEUR :

Pour éviter une surveillance pendant le remplissage on doit équiper le réservoir d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint et s'ouvre quand le niveau descend.

PLANCHE I

SCHEMA DE LA FONTAINERIE

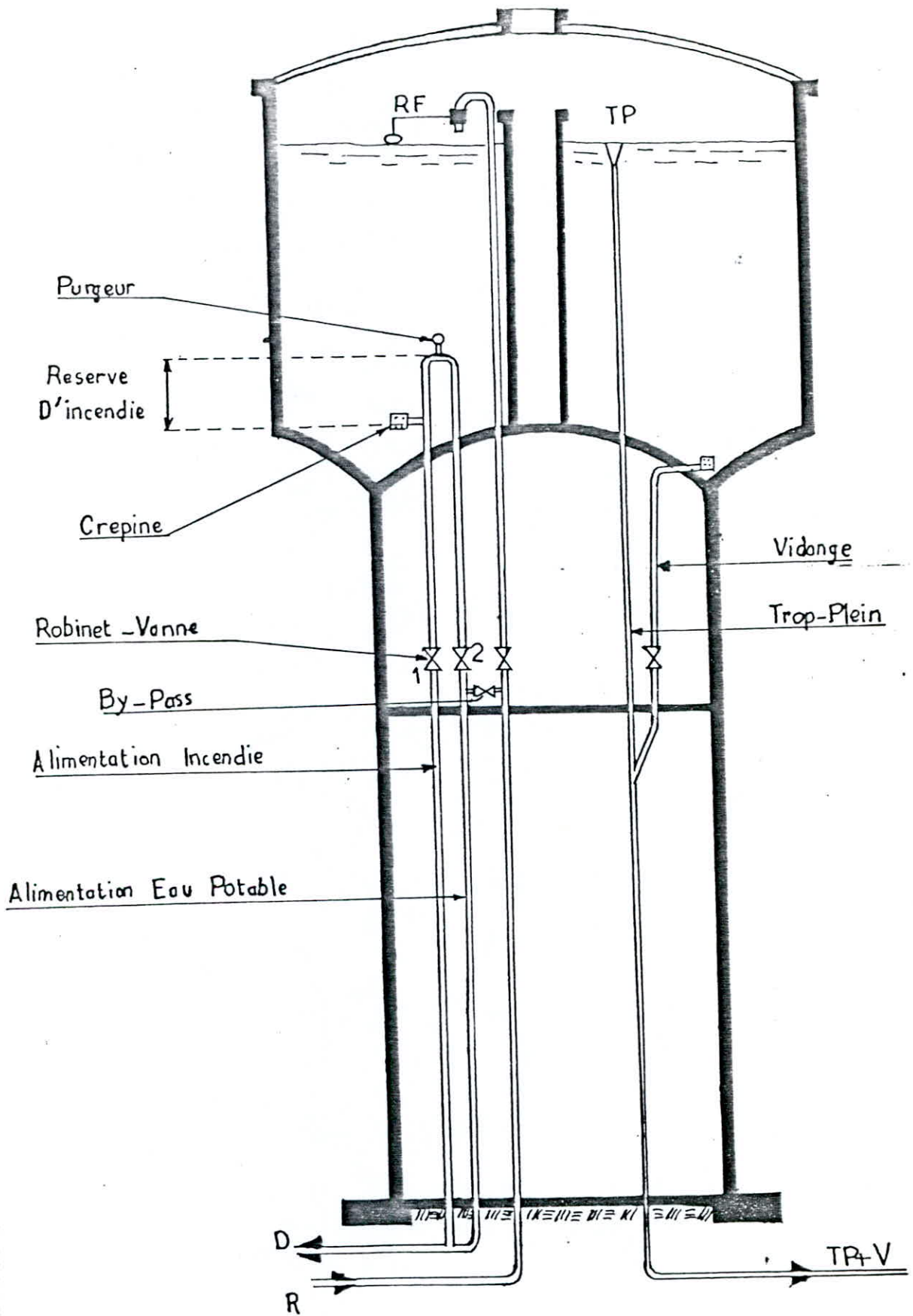
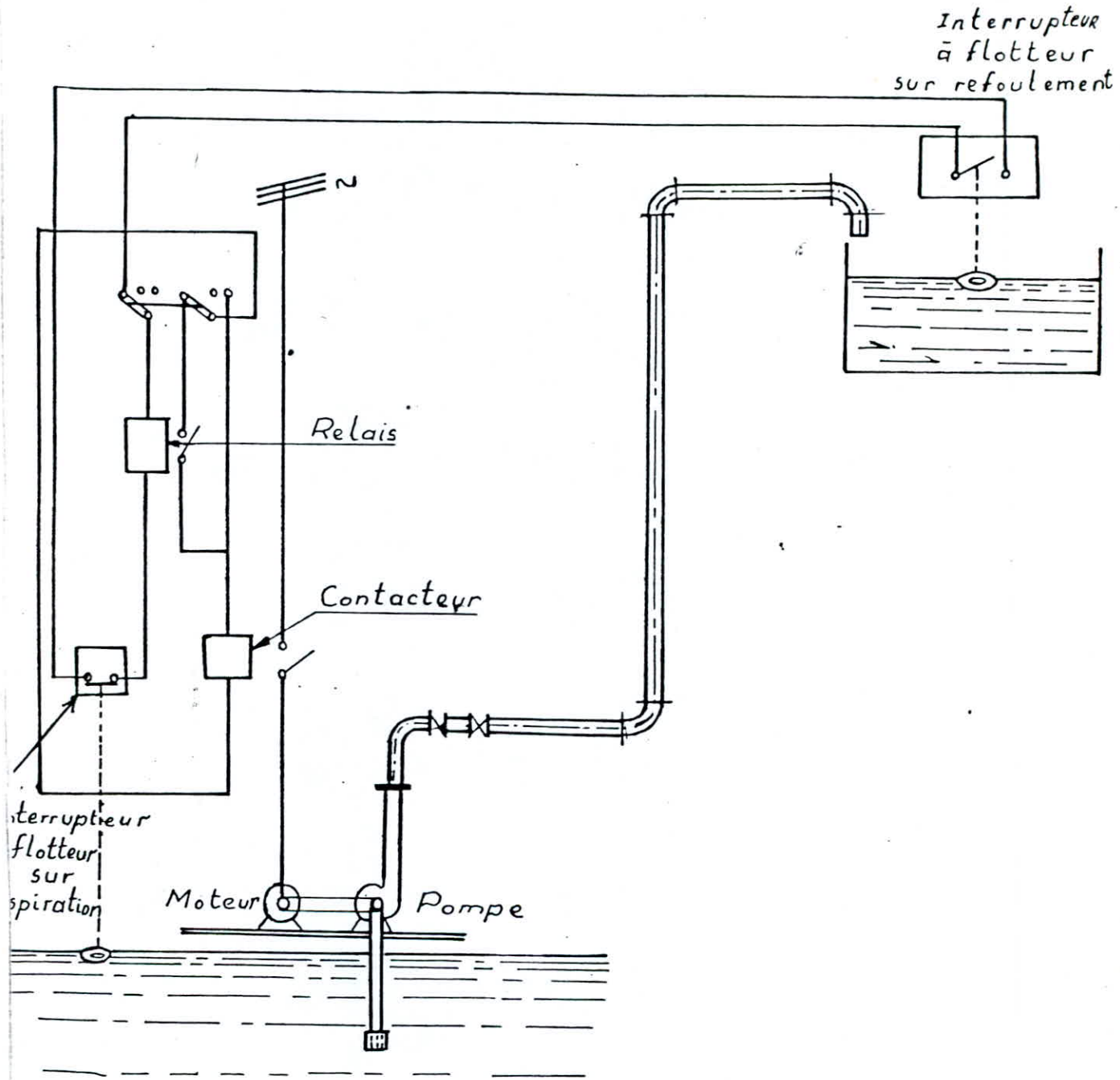


PLANCHE II

Commande par ligne pilote.



ENTRETIEN ET DESINFECTION DES RESERVOIRS.

Hygiène des réservoirs : Les réservoirs doivent être couverts et aérés.

L'aération s'effectue par des ouvertures grillagées ou équipées d'épaisses plaques en verre. Les parois doivent être étanches sans pour cela utiliser un produit susceptible d'altérer la qualité de l'eau. la stagnation doit être évitée en créant une circulation.

ENTRETIEN DES RESERVOIRS :

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier, tel que le lavage, nettoyage et désinfection pour cela il faut :

- l'isolement et vidange de la cuve.
- élimination des dépôts sur les parois par brossage.
- examen et réparation éventuelle des parois.
- désinfection.
- rinçage à l'eau potable.
- remise en service.

DESINFECTION :

L'élimination des dépôts se fait par brossage manuel ou par projection d'eau sous pression, après on utilise le chlore ou le permanganate. Dans ce cas la présence d'un chimiste reste obligatoire.

BACHE DE REPRISE

Elle sera implantée à proximité des stations de pompage qui sont destinées à alimenter les réservoirs d'Ouled Chebel; d'Ouled Khodem et de Massouma.

ROLE DE LA BACHE DE REPRISE.

Elle servira de collecteur pour les forages et comme reprise pour la station de pompage.

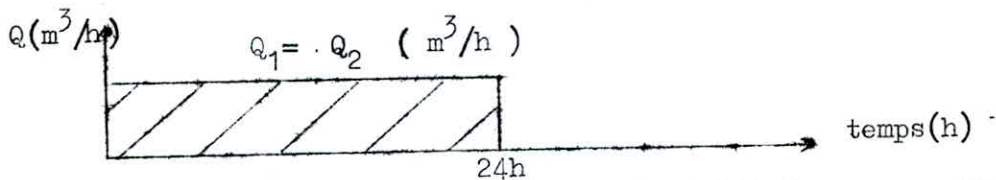
Cette bache de reprise à pour but de stocker un certain volume d'eau, et servira de transit pour cette dernière.

6.1. CAPACITE ET DIMENSIONNEMENT.

Afin de choisir le volume de notre bache de reprise on étudiera le cas d'exploitation, c'est à dire connaissant le temps de refoulement qui se fait des stations de pompage vers les réservoirs pendant la journée.

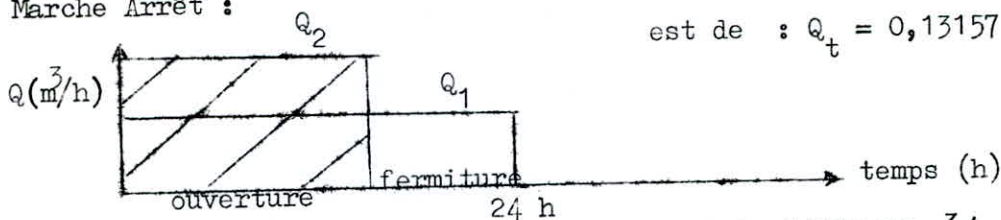
On étudiera deux formes d'exploitation.

EXPLOITATION CONTINUE:



le debit de consommation totale est de : $Q_t = 0,13157 m^3/s$

Marche Arrêt :



Le débit de consommation total journalier et de $11367,98 m^3/J = 0,13157 m^3/s$

On va étudier deux (2) différentes sortes d'exploitations.

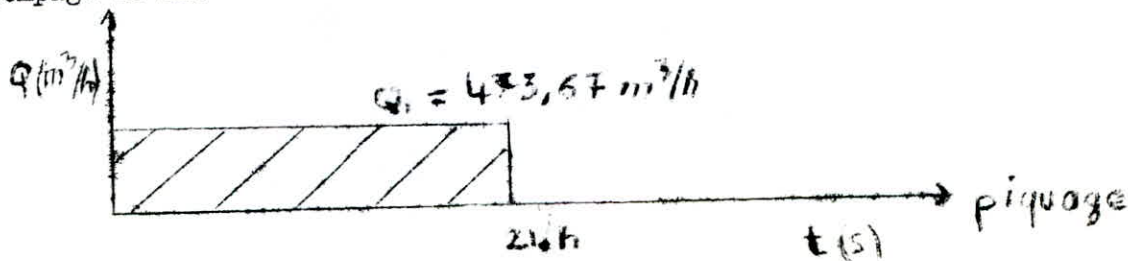
- Exploitation continue (24/24), on aura $Q_2 = 131,57 l/s = 473,67 m^3/h$.

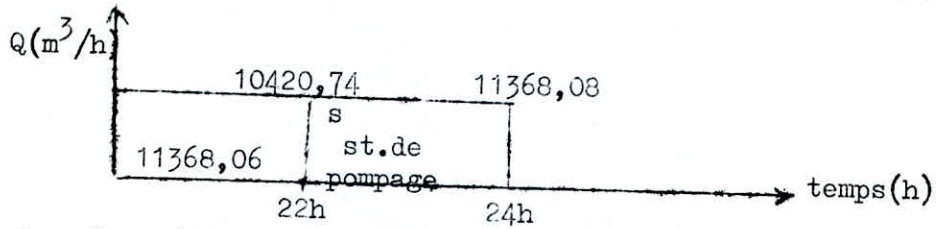
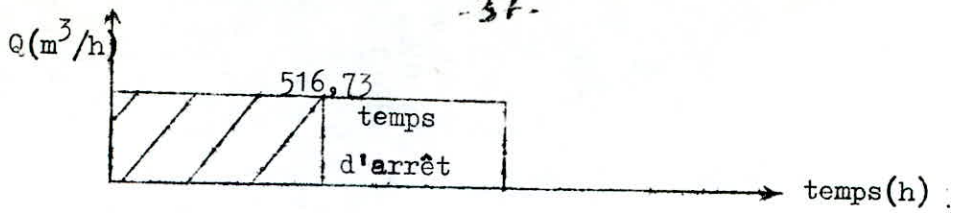
Exploitation en (20/24) : $Q_2 = 568,4 m^3/h = 157,9 l/s$

Pour une exploitation continue 24/24 : $Q_1 = Q_2 = 473,67 m^3/h$.

CAPACITE DE LA BACHE DE REPRISE :

Pour une exploitation continue de 22 h et d'un arrêt du groupe de la station de pompage de 2h.





Le volume theorique de la bache de reprise pendant le demarage de la pompe devra être de: $11368,08 - 10420,74 = 947,34$.

Le volume arrivant à la bache de reprise pendant l'arrêt de la pompe est de: $V = 473,67 \times 2 = 947,34 \text{ m}^3$.

Le volume de notre bache sera pris donc de : $V = 1000 \text{ m}^3$.

DIMENSIONNEMENT.

$h = 6 \text{ m} , V = 1000 \text{ m}^3$.

$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} ; D = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times 6} = 14,57 \text{ m} \approx 15 \text{ m}$.

La bache de reprise comporte une conduite de trop-plein et une conduite de vidange.

STATION DE POMPAGE :

La station de pompage comprend :

- une bache de reprise de volume $V = 1000 \text{ m}^3$.
- une salle de machine .

C A P I T R E VII

A D D U C T I O N .

7.1 CHOIX DU TRACE :

Pour l'etablissement de la conduite de refoulement il y'aura lieu de tenir compte certains imperatifs à savoir :

- Chercher le tracé le plus cour possible.
- Suivre les accottements de routes en vue faciliter l'acheminement du mate-
-riel.
- Eviter les contres-pentes, qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu en exploitation à des contonnements d'air et qui dans le cas du refoulement il peut y resulter en ces endroits une cavitation par sui-
-te d'un arrêt inopiné.
- Eviter les profils horizontaux.

CONDITIONS ECONOMIQUES :

Il existe un diametre economique pour chaque conduite de refoulement resultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Frais d'amortissements de la conduite, qui croissent avec le diametre de la canalisation.
- Frais d'exploitation de la station de pompage qui decroissent quand le diametre augmente par suite des diminutions des pertes de charge.

7.2 CHOIX DU TYPE DE TUYAU :

Les tuyaux choisis seront en plastique (PVC) pour les raisons suivantes :

- Leur legereté, qui facilite leur manutention et leur transport.
- Leur inertie chimique tres etendue.

NB.

Pour realiser le projet dans le délai , avec ce type de materiau , il faut faire la commandes des tuyaux et accessoires bien à l'avance (pour eviter le risque de freiner les travaux) .

CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE :

Ce choix est basé sur un calcul technico-economique suivant des etapes di-
-fferentes et qui sont exposeés comme suit:

7.3 DIAMETRE ECONOMIQUES:

Par application de la formule de BRESSE $D = 1,5 \sqrt[3]{Q}$

D : diametre de la conduite en (m).

Q : debit vehiculé en (m³/s).

1.5 : coefficient qui depend de γ ; K,

K' : prix de revient de la station elevatoire.

K : prix de revient de l'unité de longueur par mètre de diamètre.

: rendement de la station élévatoire.

Le choix définitif du diamètre sera fait à la base d'un calcul économique en utilisant les valeurs des diamètres normalisés supérieurs ou inférieurs à la valeur donnée par la formule de BRESSE.

Nous tenons compte : - des frais d'exploitation.
- des frais d'amortissement.

NB.

Le calcul de la conduite d'adduction destinée à servir ouled chebel a été calculé, à l'aide de la formule de BONNIN (cela pour avoir un diamètre dans la gamme).

A/ CALCUL DES PERTES DE CHARGE TOTALES.

Les pertes de charge lineaires sont calculées à l'aide de la formule suivante : $H = J.L$

J : gradient de perte de charge calculé par la formule de DARCY - WEISS-

-BACH.
Soit $J = \frac{f \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$

f : Coefficient de frottement.

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

D : Diamètre de la conduite (g = 9,81 m²/s²).

Ayant la rugosité relative $\frac{\epsilon}{D}$ et le nombre de REYNOLDS R on détermine le régime de l'écoulement sur le diagramme de MOODY.

ϵ : Rugosité absolue de la conduite $\epsilon = 0,02 \cdot 10^{-3}$ m.

(valeur choisie dans l'intervale des rugosites pour les tuyaux en plastique).

$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$ où ν est la viscosité cinématique de l'eau
 $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20° C

Si le régime est turbulent rugueux, le coefficient de frottement f est calculé d'après la formule de NIKURADSE :

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

Si le régime est transitoire, f est calculée par approximations successives d'après la formule de COLEBROOK :

$f = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{1}{R \cdot f} \right) \right]^{-2}$

Les pertes de charge singulières Hs sont estimées à 15% des pertes de charge lineaires HL .

Les pertes de charge totales seront:

$H_t = H_l + \Delta H_s$ soit $\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L = 1,15f \frac{L \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$

B/ CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE.

La hauteur manometrique represente la somme de la hauteur geometrique et des pertes de charges totales augmentée des pertes de charge à l'aspiration soit: $H_{MT} = H_g + H_t + H_{asp}$.

H_g : hauteur geometrique entre le plan de pompage et le niveau du trop-plein du reservoir.

H_t : pertes de charge totales.

H_{asp} : pertes de charge à l'aspiration estimées à 0,5 m.

C/ DETERMINATION DE LA PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE.

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \quad \text{en (KW)}$$

η : rendement de la pompe en %

Energie consommée annuellement.

$$E = P \times 24 \times 365 \quad \text{Exprimée en (KWH).}$$

D/ LE TARIF DE L'ENERGIE D'APRES LA SONEIGAZ.

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum e_h \cdot n_h$$

où a : redevance fixe de 28 DA /mois.

c.P_c : puissance mise à disposition.

d.P_a :puissance absorbée.

e_h : coefficient de ponderation.

avec c = 2,10 DA/KW/mois.

d = 9,8 DA/KW/Mois

C.P_c + d.P_a : terme de puissance.

e_h . n_h : consommation effective de l'energie (DA/KW/Mois)

Le terme e_h a trois (3) tarifs au cours de la journée.

- Heures de pointe : 17H - 21H ; e_{h1} = 0,4735 DA/KWH

$$n_{h1} = 4/24 = 0,167$$

- Heures pleines 6H - 17H ; e_{h2} = 0,0981 DA/KWH.

$$21H - 22H30 \quad n_{h2} = 12,5/24 = 0,521$$

- Heures creuses 22H30 - 6H e_{h3} = 0,0248 DA/KWH.

$$n_{h3} = 7,5/24 = 0,312.$$

$$\text{Donc } e_{h \cdot n_h} = e_{h1} \cdot n_{h1} + e_{h2} \cdot n_{h2} + e_{h3} \cdot n_{h3}$$

$$= 0,1379 \text{ DA/KWh}$$

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + e_{h1} \cdot n_{h1} = 28 + 9,8 + 2,10 + (0,1379 \cdot 24 \cdot 30)$$

$$= 139,188 \text{ DA/Mois}$$

$$e = 0,19 \text{ DA/KWH (Prix du KWH).}$$

E/ PRIX DE L'ENERGIE.

$$P_E = E \cdot e$$

Frais avec annuité :

L'annuité est calculée suivant la formule :

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

Où :

i : Taux d'annuité = 8% (adopté en Algerie).

n : Nombre d'année d'amortissement n = 30 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088227 \text{ DA.}$$

Le pris de la conduite : Pu.L

Pu : Prix de revient du mètre lineaire de la conduite.

F/ LE PRIX TOTAL DE LA CONDUITE .

$$P_{tc} = E . e + A'$$

Le diamètre économique est celui qui converge vers la plus faible somme des frais d'ammortissement et ceux d'exploitation.

Du point de vue économique, nous avons opté pour la meilleure variante qui consiste à mener une conduite du champs de captage vers une bache de reprise placée juste avant les stations de pompage .

A partir de ces stations de pompage l'eau est refoulée vers les reser-voirs qui alimentent les centres ruraux (Ouled Chebel , Ouled Khoddem et Massouma).

G/ METHODE DE CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENTS

Des trois secteurs ruraux ,l'application des formules de BRESSE $D = 1,5 \sqrt{Q}$ et de BONNIN $D = \sqrt{Q}$ nous permettent de calculer les diamètre approximatifs

- Adduction B R - R (Ouled khoddem) : $D = 1,5 \sqrt{0,022} = 0,222 \text{ m.}$
- Adduction B R - R (Massouma) : $D = 1,5 \sqrt{0,025} = 0,237 \text{ m}$
- Adduction B R - R (Ouled Chebel).

Donc notre etude portera sur une serie de diamètres normalisés :

- 200 -225 - 250 - 280 - 315 pour les deux premiers secteurs;
- et 250 - 280 - 315 - 400 pour le secteur d'Ouled Chebel.

TABLEAU DES FRAIS D'AMORTISSEMENTS (Adduction Ouled khoddem)

D (mm)	Prix du mlDA	Long.la Cond.	Prix(Cond)	Annuité.
200	130,00	1250	162500	14625,00
225	164,53		205662,5	18509,63
250	203,13		253912,5	22852,13
280	254,80		318500	28666,00
315	322,48		403100	36279,00

TABLEAU DES FRAIS D'AMORTISSEMENT (Adduction Massouma)

D (mm)	Prix du ml DA	Long. (m)	Prix (DA)	Annuité
200	130,00	2750	357500,00	32175,00
225	164,53		452457,50	40721,18
250	203,13		558607,50	50274,68
280	254,80		700700,00	63063,00
315	322,48		886820,00	79813,80

TABLEAU DES FRAIS D'AMORTISSEMENTS (Adduction Ouled Chebel)

D (mm)	Prix(DA,ML)	Long. (m)	Prix (DA)	Annuité
250	203,13	300	60939	5484,51
280	254,80		76440	6879,60
315	322,48		96744	8706,96
400	520,00		156000	14040

H/

La puissance absorbée par la pompe pour les trois (3) secteurs est déterminée par la formule suivante:

$$P = \frac{9,81 \times Q \cdot H_{Mt}}{\eta}$$

Le rendement η est pris égal à 70%.

TABLEAU DE Calcul de La hauteur Manométrique
(coulé chébet)

D (mm)	V (m/s)	L (m)	f _t	J	$\Delta H_L = 1,15 \frac{JL}{D^5}$	H _g	ΔH_{asp}	H _{mt}
250	1,73	300	0,01475	0,00900	3,105	21,00	0,5	24,61
280	1,38	"	0,01488	0,00516	1,780	"	"	23,28
315	1,09	"	0,00853	0,00164	0,570	"	"	22,07
400	0,68	"	0,00886	0,00052	0,180	"	"	21,68

Frais d'énergie

D (mm)	P (Kw)	Consommation annuelle d'énergie	Prix unitaire E (DA)	montant annuel E. Q (DA)
250	29,32	256843,20	0,19	48800,21
280	27,73	242914,80	"	46153,80
315	26,29	230300,40	"	43757,08
400	25,83	226270,80	"	42991,45

BILAN

D (mm)	250	280	315	400
Frais d'énergie	48800,21	46153,80	43757,08	42991,45
Frais d'amortissement	5484,51	6879,60	8706,96	14040,00
TOTAUX	54284,72	53033,40	52464,04	57031,45

Diamètre économique $\phi 315 \text{ mm} \rightarrow V = 1,09 \text{ m/s}$

TABLEAU de calcul de la hauteur Manométrique (MASSOURMA)

D (mm)	V (m/s)	L (m)	f _t	J	1,15 J L _m	H _g (m)	ΔH _{asp} (m)	H _{MT} (m)
200	0,79	2750	0,01738	0,00277	8,76	29,5	0,5	38,76
225	0,63	"	0,01763	0,00159	5,03	"	"	35,03
250	0,51	"	0,01785	0,00099	3,13	"	"	33,13
280	0,41	"	0,01826	0,00053	1,68	"	"	31,68
315	0,32	"	0,01863	0,00031	0,98	"	"	30,98

TABLEAU DES Frais d'énergie

D (mm)	P (kw)	Consommation annuelle d'énergie E = P x 24 x 365	Prix unitaire E (DA)	montant annuel E. Q (DA)
200	13,58	118973,975	0,19	22605,055
225	12,28	107524,725	"	20429,698
250	11,61	101692,668	"	19321,607
280	11,10	97241,887	"	18475,959
315	10,86	95093,234	"	18067,714

BILAN

D (mm)	200	225	250	280	315
Frais d'énergie	22605,055	20429,698	19321,607	18475,959	18067,714
Frais d'amortissement	32175,000	40721,18	50274,680	63063,000	79813,800
Totaux	54780,055	61150,878	69596,287	151135,246	97881,514

Diamètre économique Ø200mm → V = 0,79 m/s

TABLEAU de Calcul de la hauteur Manométrique
(ouied KHOBEM)

D(mm)	V(m/s)	L(m)	f _t	J	1,15 JL	H _g (m)	H _{asp} (m)	H _{mt} (m)
200	0,70	1250	0,01761	0,00220	3,16	22,5	0,5	26,16
225	0,55	"	0,01807	0,00124	1,78	"	"	24,78
250	0,45	"	0,01833	0,00076	1,09	"	"	24,09
280	0,40	"	0,01830	0,00053	0,76	"	"	23,76
315	0,30	"	0,01887	0,00028	0,40	"	"	23,40

TABLEAU Des Frais d'énergie.

D(mm)	P(kw)	Consommation annuelle d'énergie P x 24 x 365	Prix unitaire Q (DA)	montant annuel E. Q (DA)
200	8,065	70649,40	0,19	13423,386
225	7,640	66926,40	"	12716,016
250	7,427	65060,52	"	12361,499
280	7,325	64167	"	12191,73
315	7,214	63194,64	"	12000,982

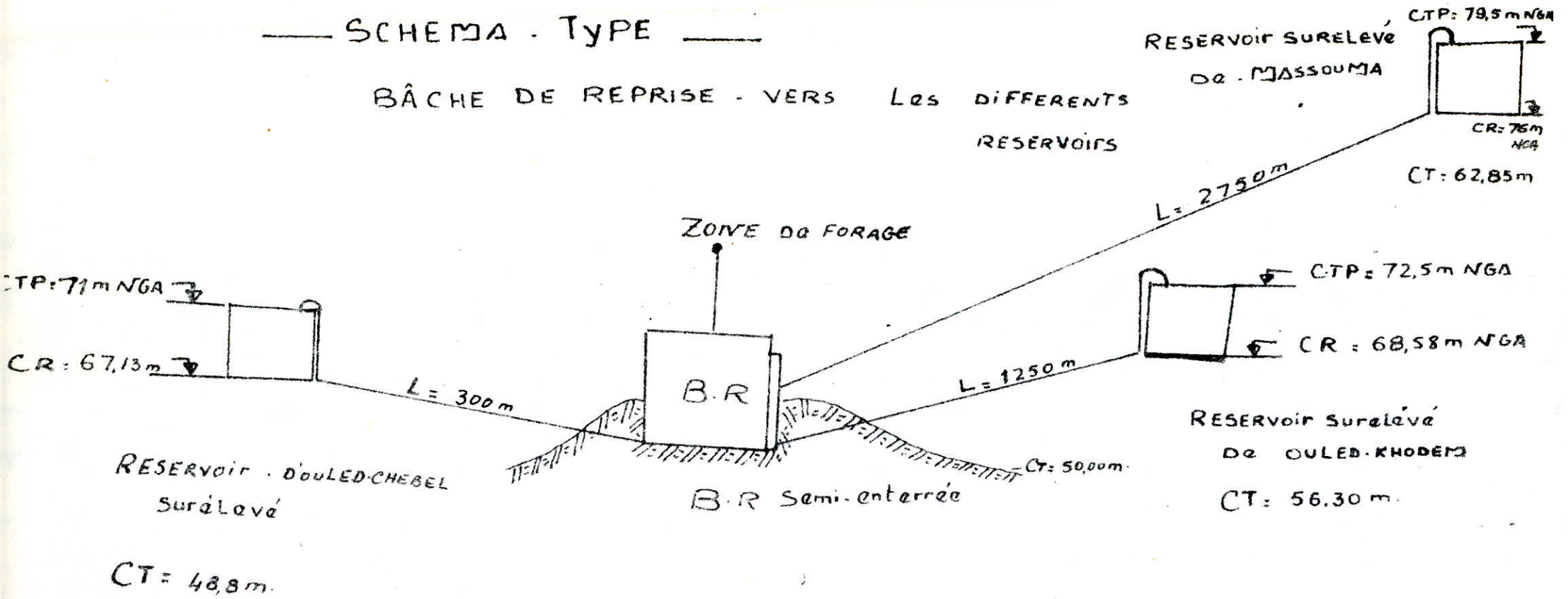
BILAN

D(mm)	200	225	250	280	315
Frais d'énergie	13423,386	12716,016	12361,499	12191,730	12000,982
Frais d'amortissement	14625,00	18509,630	22852,130	28666,000	36279,000
Totaux	28048,386	31225,646	35213,629	40857,730	48280,982

Diamètre économique : $\varnothing 200\text{mm} \rightarrow V = 0,7\text{m/s}$

— SCHEMA - TYPE —

BÂCHE DE REPRISE - VERS LES DIFFERENTS
RESERVOIRS



C H A P I T R E VIII

C H O I X D E S P O M P E S

Pour l'équipement de notre station de pompage, nous avons opté pour un groupe électro-pompe à axes horizontals: " KSB - ETRANORM ".

Ce sont des pompes monoétagées, construites selon le système ses unités de montage, avec support de palier.

Les pompes sont choisies en fonction de leur caractéristiques qui sont à savoir le débit Q et la hauteur H .

Ayant un certain débit Q à relever à une hauteur donnée H , nous reperons sur le catalogue le débit, et en fonction de la hauteur nous déterminons la pompe correspondante le mieux à la résolution du problème.

Remarque :

Comme le Catalogue " KSB-ETANORM " ne présente pas des pompes pour tout débit à élever à toute hauteur donnée, il est nécessaire de:

1°/ Soit de diminuer la section de passage du débit (vanne sur la conduite de refoulement, c'est à dire créer une perte de charge singulière pour diminuer le débit. Mais l'inconvénient c'est que cette solution provoque un énorme gaspillage d'énergie s'expliquant par l'augmentation de la hauteur manométrique.

2°/ Soit pour garder le même point P', il faudrait diminuer le temps de pompage.

3°/ Soit, si l'on desire faire passer la courbe (Q'/H') par le point P, la solution consiste à rongner la roue de la pompe en conservant la même vitesse de rotation N , et d'après les relations $\frac{Q''}{Q} = \frac{H''}{H} = \frac{D''^2}{D^2}$ (1)

Le diamètre de la roue sera et devra notamment correspondre au débit q désiré en posant $d = m \cdot D$ où m = coefficient de rognage.

Ayant les triangles semblables OPQ ET $OP''Q''$ on peut l'écrire $\frac{Q''}{Q} = \frac{H''}{H}$. Sachant Q on lit la valeur de Q'' sur la figure, et la valeur de m sera égale à $m = Q/Q''$. La nouvelle Courbe (Q'/H') pourra être facilement tracée puisque $OP = m^2 \cdot OP''$.

A/ CHOIX DE POMPE (alimentation du réservoir d'Ouled Khoddem).

1°/ SOLUTION:

$$PP'' = H_s = 29,60 - 26,16 = 3,44 \text{ m.}$$

augmentation de l'HMT en gardant le même débit. Dans ce cas l'énergie sera:

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,022 \times 29,60}{0,78} = 8,19 \text{ KW.}$$

2^{ème} SOLUTION:

Reduction du temps de pompage:

Pour P' : $Q' = 100 \text{ m}^3/\text{h} = 0,028 \text{ m}^3/\text{s}$.

$H = 29,60 \text{ m}$.

Pour P : $Q = 79 \text{ m}^3/\text{h} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$.

$H = 26,16 \text{ m}$.

Le volume qui entre au reservoir pendant 24H sera égale à $V = 79 \times 24 = 1896 \text{ m}^3$.

Le temps de pompage sera $t = \frac{1896}{100} = 18,96$ soit $19^{\text{h}}36^{\text{t}}$ et la puissance absorbée sera:

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,028 \times 26,16}{0,70} = 10,26 \text{ KW};$$

3^{ème} SOLUTION:

$Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s} = 22 \text{ l/s}$.

$Q'' = 0,028 \text{ m}^3/\text{s} = 28 \text{ l/s}$.

Donc le coefficient de rognage sera:

$$m = \sqrt{\frac{22}{28}} = 0,89$$

Le pourcentage de rognage sera $1 - 0,89 = 0,11$ soit 11% ce qui est inferieur à 20%

Le diamètre de la roue rognée sera:

$d = m \cdot D = 0,89 \times 160 = 142,4 \text{ mm}$

Donc en arrondissant:

$d = 140 \text{ mm}$ (diamètre normalisé)

La puissance absorbée par la pompe sera:

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,022 \times 26,16}{0,78} = 7,24 \text{ KW}.$$

B/CHOIX DE POMPE (alimentation du reservoir de Massouma).

1^{ère} SOLUTION:

$PP'' = \Delta H_s = 43 - 38,76 = 4,24 \text{ m}$.

$W_p = \frac{9,81 \times 0,025 \times 43}{0,73} = 14,45 \text{ KW}$.

2^{ème} SOLUTION:

Reduction du temps de pompage.

- Pour P' on a : $Q' = 110 \text{ m}^3/\text{h} = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$.

$H' = 43 \text{ m}$.

- Pour P on a : $Q = 90 \text{ m}^3/\text{h}$.

$H = 38,76 \text{ m}$.

Le volume sera $v = 90 \times 24 = 2160 \text{ m}^3$.

Donc $t = \frac{2160}{110} = 19,64$ soit $20^{\text{h}} 04^{\text{min}}$.

La puissance P = $\frac{9,81 \times 0,031 \times 38,76}{0,70} = 16,84 \text{ KW}$.

3^{ème} SOLUTION:

$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{h} = 25 \text{ l/s}$.

$Q'' = 0,031 \text{ m}^3/\text{h} = 31 \text{ l/s}$.

- 47 -

Coefficient de rognage :

$$m = \sqrt{\frac{25}{31}} = 0,90$$

Le pourcentage de rognage sera de $1 - 0,90 = 0,10$ soit de 10% ce qui est inférieur à 20%.

Le diamètre de la roue rognée : $d = m \cdot D = 0,9 \times 200 = 180$ mm.

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,025 \times 38,76}{0,73} = 13,01 \text{ KW.}$$

C/ CHOIX DE POMPE (alimentation du reservoir d'Ouled Chebel).

- 1^{ère} SOLUTION :

$$PP'' = 23,5 - 22,07 = 1,43 \text{ m.}$$

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,085 \times 23,5}{0,80} = 24,49 \text{ KW.}$$

Il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10 % pour une puissance $W_p > 20$ KW, et cela afin de prévoir certains imprévus d'exploitation. donc $W_p = 26,94$ KW.

- 2^{ème} SOLUTION :

Reduction du temps de pompage;

$$\text{Pour P' on a } Q' = 315,5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,088 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$H = 22,6 \text{ m.}$$

$$\text{Pour P on a } Q = 304,4 \text{ m}^3/\text{h} = 0,085 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$H = 22,07 \text{ m.}$$

Le volume $V = 7305,6 \text{ m}^3$.

Donc :

$$t = \frac{7305,6}{315,5} = 23,15 \text{ soit } 23\text{h } 15\text{min}$$

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,088 \times 22,07}{0,70} = 27,22 \text{ KW.}$$

avec une majoration de 10 % W_p sera : $W_p = 31,30$ KW.

- 3^{ème} SOLUTION :

$$m = \sqrt{\frac{85}{88}} = 0,98 \text{ donc le pourcentage de rognage sera de :}$$

$$1 - 0,98 = 0,02, \text{ soit de } 2\% \text{ ce qui est inférieur à } 20\%.$$

Diamètre de la roue rognée :

$$d = 0,98 \times 250 = 245 \text{ mm}$$

en arrondissant on aura :

$$d = 250 \text{ mm (diamètre normalisé).}$$

$$W_p = \frac{9,81 \times 0,088 \times 22,07}{0,80} = 23,83$$

Avec une majoration de 10 % on aura : $W_p = 26,21$.

D/ CONCLUSION .

Pour les trois cas on constate que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage est inférieure à celle des deux autres solutions. Donc on optera pour cette troisième solution qui consiste au rognage de la roue avec le pourcentage obtenu.

- Pour le premier secteur on choisi le groupe electro-pompe à axe horizontal à deux (2) courroies "ETANORM 65-160,2900 t/min" ;
Frequence / vitesse : 50 HZ ,2900 t/min ; Liquide propre .

- Pour le second secteur :

Groupe electro-pompe à trois (3) courroies " ETANORM 65 - 200 ,2900 t/min"

-Pour le troisième (3ème) secteur :

Groupe electro-pompe à trois (3) courroies " ETANORM 150 - 315 , 1450 t/min"

TABLEAU de valeur pour tracer la caractéristique de la conduite
 de OULED-CHEBEL. $\phi = 315 \text{ mm}$, $\epsilon = 0,02 \text{ mm}$, $L = 300 \text{ m}$.

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$V \text{ (m/s)}$	f_r	IR	f_t	$J = \frac{fv^2}{2gD}$	$4g$	$\Delta H_{asp} \text{ (m)}$	$H_{NT} \text{ (m)}$
0,0	—	—	—	—	—	—	21	—	21
50	0,014	0,18	0,0179145	56700	0,0210516	0,0001105	"	0,5	21,54
100	0,028	0,36	"	113400	0,0182448	0,000383	"	"	21,63
150	0,042	0,54	"	170100	0,0168113	0,0006807	"	"	21,97
200	0,060	0,77	"	242550	0,0157438	0,0015119	"	"	22,03
250	0,069	0,88	"	277200	0,0153834	0,0019295	"	"	22,17
300	0,083	1,06	"	333900	0,0149167	0,0027147	"	"	22,44
350	0,097	1,24	"	390600	0,0145541	0,0036246	"	"	22,75
400	0,111	1,42	"	447300	0,0142625	0,0046581	"	"	23,11

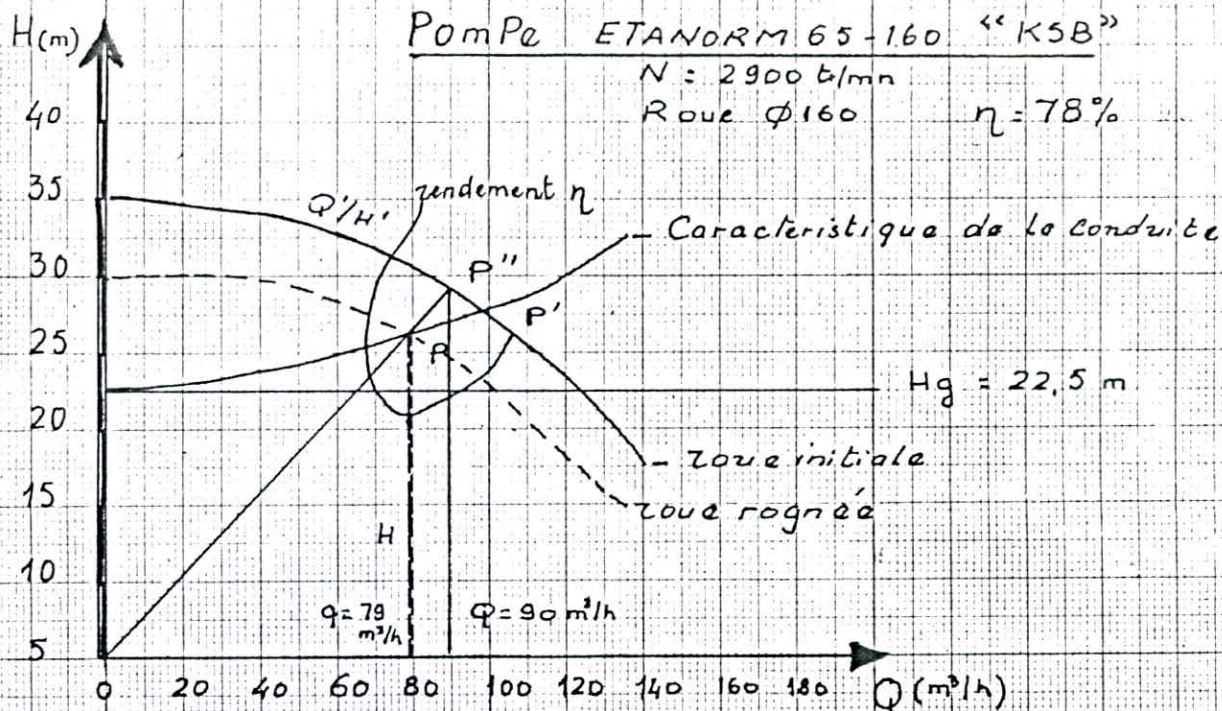
TABLEAU DE VALEUR pour tracer la caractéristique de la Conduite
 DE MASSOUMA $D = 200 \text{ mm}$, $\epsilon = 0,02 \text{ mm}$, $L = 2750 \text{ m}$.

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$V \text{ m/s}$	f_L	IR	f_t	$J = \frac{fv^2}{2gD}$	$H_g \text{ [m]}$	$\Delta H_{asp} \text{ (m)}$	$H_{MT} \text{ [m]}$
0,0	—	—	—	—	—	—	29,5	—	29,5
20	0,00555	0,18	0,0121803	$3,6 \times 10^4$	0,0251981	0,0002083	"	0,5	30,66
40	0,0111	0,35	"	$7,0 \times 10^4$	0,0213812	0,0006682	"	"	32,11
60	0,01666	0,53	"	$10,6 \times 10^4$	0,019493	0,0013968	"	"	34,42
80	0,02222	0,71	"	$14,2 \times 10^4$	0,0183514	0,0023633	"	"	37,47
100	0,02777	0,88	"	$17,6 \times 10^4$	0,0176025	0,0034774	"	"	40,99
110	0,03055	0,97	"	$19,4 \times 10^4$	0,0170472	0,0040918	"	"	42,94

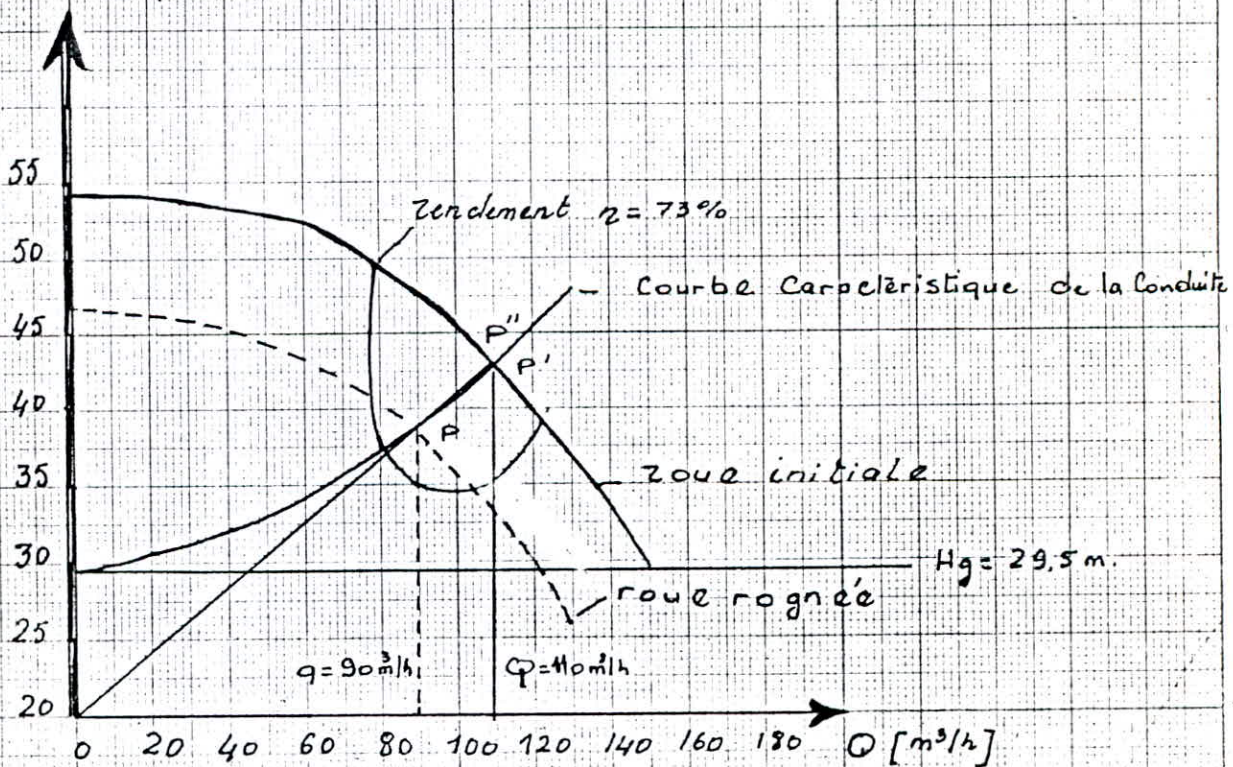
TABLEAU DE VALEUR pour tracer la Caractéristique de la Conduite
 DE OULED-KHODDEM $D = 200 \text{ mm}$, $e = 0,02 \text{ mm}$, $L = 81250 \text{ m}$.

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$V \text{ (m/s)}$	f_L	IR	f_t	$S = \frac{f_v^2}{2gD}$	$H_g \text{ [m]}$	$\Delta H_{asp} \text{ [m]}$	$H_{MT} \text{ [m]}$
0,00	—	—	—	—	—	—	22,5	—	22,5
20	0,00555	0,18	0,0121803	$3,6 \times 10^4$	0,0251981	0,0002083	"	0,5	23,30
40	0,01111	0,35	"	$7,0 \times 10^4$	0,0213812	0,0006682	"	"	23,96
60	0,01666	0,53	"	$10,6 \times 10^4$	0,019493	0,0013968	"	"	25,00
80	0,02222	0,71	"	$14,2 \cdot 10^4$	0,0183514	0,0023633	"	"	26,40
100	0,02777	0,88	"	$17,6 \cdot 10^4$	0,0176025	0,0034774	"	"	28,00
110	0,03055	0,97	"	$19,4 \cdot 10^4$	0,0170472	0,0040918	"	"	28,88

PLANCHE VII



ECHELLES: verticale 1cm \rightarrow 5m
 horizontale 1cm \rightarrow 20m³/h



Pompe ETANORM 65-200 "KSB"

$N = 2900 \text{ tr/min}$ Roue $\phi = 200 \text{ mm}$

$\eta = 73\%$

LES BÂTIMENTS CAISON - FRANCE

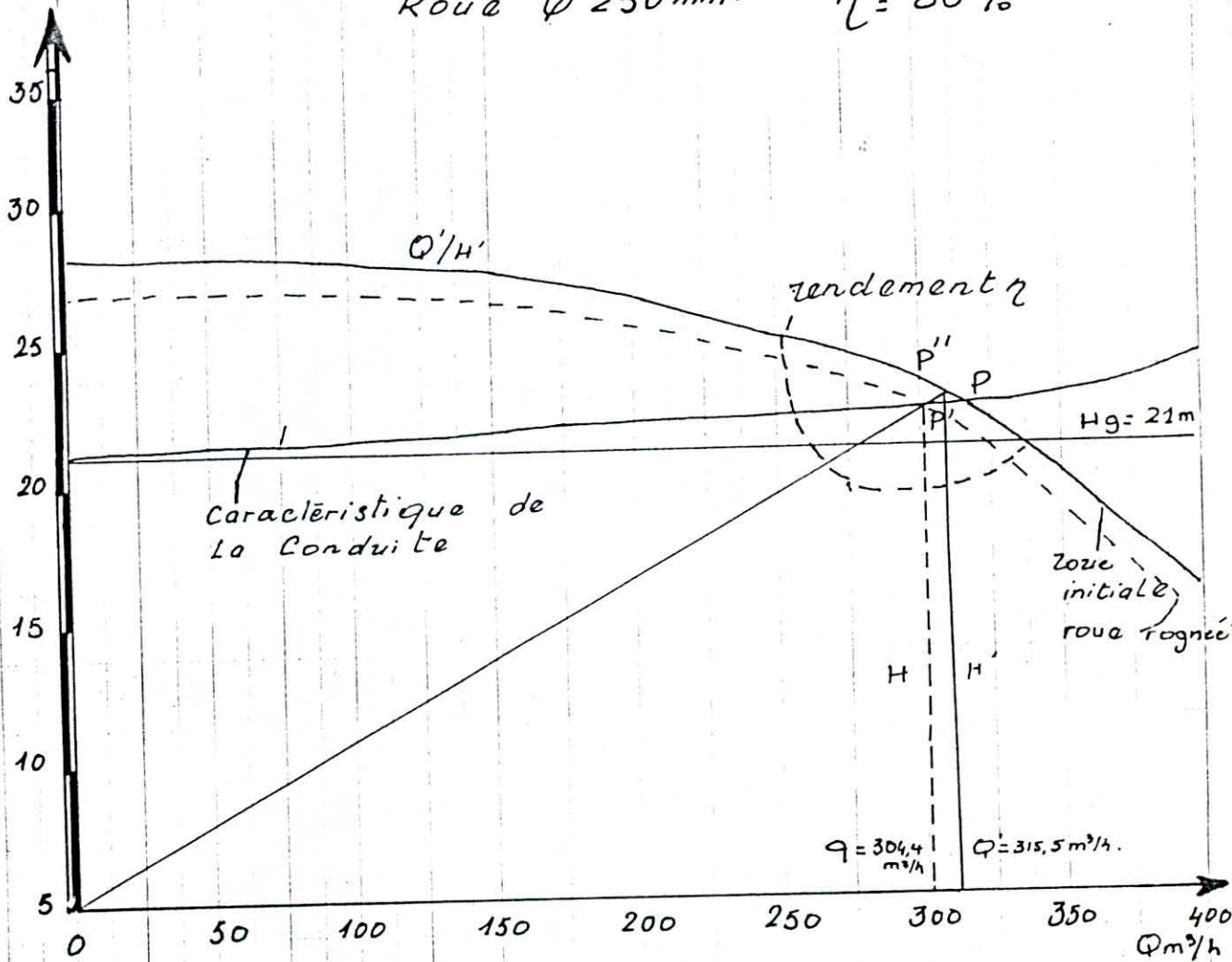
PLANCHE VIII

POMPE ETANORM-150-315 "KSB"

$N = 1450 \text{ tr/min}$

Roue $\varnothing 250 \text{ mm}$

$\eta = 80\%$



ECHELLE :
 Verticale 1cm \rightarrow 2,5m
 Horizontale 1cm \rightarrow 25 m^3/h

C A P I T R E IX

LA P R O T E C T I O N D E S C O N D U I T E S

9.1 INTRODUCTION .

un projet d'A E P est réalisé en vue de répondre aux besoins de l'agglomération durant une longue période. Dans un tel ouvrage les canalisations sont menacées par plusieurs facteurs à savoir :

- La présence d'air pouvant ralentir ou provoquer l'arrêt de l'écoulement.
- Le problème de la corrosion, qui est l'objet d'une conséquence lourde provoquant la dégradation des conduites.
- L'apparition des ondes de surpression ou de dépression (au moment de l'arrêt ou du démarrage des pompes) pouvant détruire la canalisation (effet du coup de belier).
- Entartrage des conduites .

Il importe donc de lutter contre ces facteurs .

9.2 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire, il se traduit par des dépressions et des surpressions importantes qui entraînent souvent des ruptures spectaculaires des conduites et de destruction d'appareil de pompage.

A/ CAUSES DU COUP DE BELIER .

- Arrêt brusque des groupes alimentant la conduite.
- Démarrage des pompes alimentaires.
- Fermeture ou ouverture instantanée (rapide ou lente) d'une vanne de sectionnement en bout de la conduite .

Il est donc indispensable d'étudier des moyens propres à limiter les effets de ce phénomène, puisqu'il en résultera une économie dans le choix des conduites lesquelles sont calculées notamment pour résister à une pression intérieure donnée .

B/ MOYENS POUR DIMINUER LES EFFETS DU COUP DE BELIER :

Le phénomène du coup de belier étant très complexe, les moyens destinés à l'éviter sont très nombreux. Nous indiquons quelques uns des plus utilisés.

- Volant d'inertie.
- Soupape de sécurité.
- Cheminée d'équilibre (pour les adductions gravitaires).
- Reservoir d'air .

9.3 ETUDE DU COUP DE BELIER (Refoulement).

Cas de refoulement de de la station de pompage vers le reservoir destiné à alimenter Massouma.

Données concernant la conduite de refoulement :

$$\phi_{\text{ext}} = 200 \text{ mm.} \quad \phi_{\text{int}} = 179 \text{ mm.}$$

$e = 10,5 \text{ mm}$ (epaisseur de la conduite).

$$L = 2750 \text{ m.}$$

$$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$V = 0,79 \text{ m/s} .$$

$$= 0,02 \text{ mm.}$$

$$H_g = 30 \text{ m.}$$

A/ vitesse de l'onde .

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{\epsilon'} + \frac{D}{E \cdot e} \right)}}$$

Avec :

a = vitesse de propagation, ou celerité (m/s).

ρ = masse volumique du liquide (Kg/L³).

ϵ' = module d'elasticité de volume du liquide (m).

D = diamètre interieur de la conduite (m).

E = module d'elasticité en traction du materiau constituant les tuyaux en (N/m²).

e = epaisseurdes tuyaux (m).

N.B

pour l'eau $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$.

ϵ' = module d'elasticité du volume d'un liquide est le rapport d'une augmentation de pression à l'augmentation relative correspondante de la

masse specifique $\epsilon' = \frac{P}{\Delta \rho / \rho}$

Pour l'eau à 10° C $\epsilon' = 2,05 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

$E = 3 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ (pour le PVC).

A.N

$$a = \sqrt{\frac{1}{1000 \left(\frac{1}{2,5 \cdot 10^9} + \frac{0,179}{3 \cdot 10^9 \cdot 10,5 \cdot 10^{-3}} \right)}}$$

$$a = 402,6 \text{ m/s} .$$

B/ TEMPS D'ALLER ET RETOUR DE L'ONDE.

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 2750}{402,6} = 13,66 \text{ s} .$$

(

C/ VALEUR MAXIMALE DU COUP DE BELLIER SANS SYSTEME ANTI-BELLIER.

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{402,6 \cdot 0,79}{9,81} = 32,42 \text{ m.}$$

9.4 CALCUL DU RESERVOIR D'AIR .

si l'on suppose ne pas dépasser pour la conduite une pression de 40 m, soit 4 bars, le calcul du reservoir se calcule comme suit :

$$Z_0 = 30 + 10 = 40 \text{ m.}$$

$$Z_{\text{max}} = 40 + 10 = 50 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\text{max}}}{Z_0} = 1,25 .$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = \frac{0,79^2}{2 \cdot 9,81} = 0,032 .$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,032}{40} = 0,0008 .$$

Les alignements 1,25 lus sur l'échelle $\frac{Z_{\text{max}}}{Z_0}$ et 0,0008 lu sur $\frac{h_0}{Z_0}$ nous donnent sur l'abaque de VIBERT :

$$\frac{U_0}{L.S} = 3,10 \cdot 10^{-2} \text{ ET } \frac{Z_{\text{min}}}{Z} = 0,81 .$$

Donc L.S = 2750 . 0,0314 = 86,35 (S = 0,0314 avec D = 0,27).

$$U_0 = 3,40 \cdot 10^{-2} \cdot L.S = 3,40 \cdot 10^{-2} \cdot 86,35 = 2,936 \text{ m}^3 .$$

$$U_{\text{max}} = \frac{2,936}{0,81} = 3,625 \text{ m}^3 .$$

$$U_{\text{max}} = \underline{\underline{3625 \text{ l}}}$$

La considération de la valeur $\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0}$ permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement :

$$\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} = 0,81 .$$

$$Z_{\text{min}} = 0,81 \cdot 40 = 32,4 \text{ m d'eau absolue.}$$

La pression restante est de :

$$32 - 10 = 22 \text{ m d'eau.}$$

et la dépression de :

$$30 - 22 = 8,0 \text{ m d'eau} > 0$$

$$\text{On impose } D = \frac{\phi}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm (diamètre d'une tubulure)}$$

-A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de 0,92 .

Perte de charge à la montée de l'eau dans le reservoir :

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

ϕ : diamètre de la conduite de refoulement.

D : diamètre intérieur de la tuyère

d' : diamètre de la veine contractée .

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

V_f : vitesse finale de l'eau dans la conduite .

Pour un choix de $d = 0,05$ m , avec $\phi = 200$ mm on aura :

$$\frac{\phi}{(0,92 d)^2} K = \frac{(0,2)^2}{(0,92 \cdot 0,05)^2} \quad K = 18,9$$

$K = 18,9$ est acceptable ($15 < K < 20$)

$$V_1 = K \cdot V_f \quad \text{donc} \quad V_1 = 18,9 \cdot V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 50)^2}{(100)^2} = 0,21$$

Du graphe donnant c , on lit : pour $m = 0,21$ on a $c = 0,63$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \cdot c = 0,63 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad \text{donc} \quad \Delta H_1 = 0,032 \cdot V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 0,032 \cdot V_1^2 = 0,032 \cdot \left[\frac{\phi^2}{(0,92 \cdot d)^2} \cdot V_f \right]^2$$

$$\Delta h_1 = 0,032 \cdot \left[\frac{0,2^2}{(0,92 \cdot 0,05)^2} \cdot V_f \right]^2 = (0,605)^2 \cdot V_f^2$$

$$h_1 = 11,43 \cdot V_f^2$$

* Pertes de charge à la descente de l'eau du réservoir:

Le coefficient de contraction = 0,5.

$$\frac{\pi \cdot (d')^2}{4} \cdot V_2 = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot V_f$$

Avec V_2 : vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau .

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\phi^2}{(d')^2} = \frac{2\phi^2}{d^2} = K' = \frac{2 \cdot (0,2)^2}{(0,05)^2} = 32$$

$$V_2 = 32 \cdot V_f$$

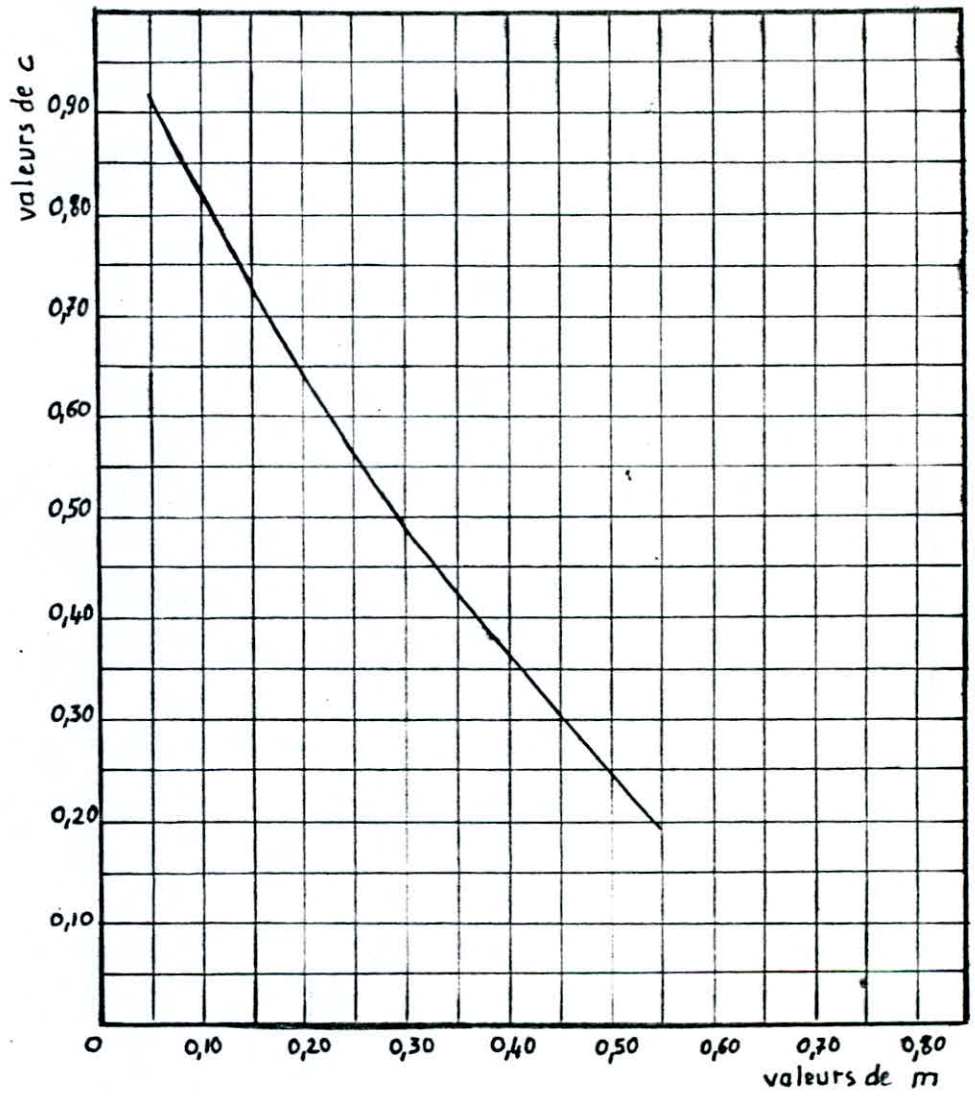
$$m = \frac{0,5 \cdot d'^2}{D^2} = \frac{0,5 \cdot (0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,125$$

En ayant $m = 0,125$ on lit du graphe c' correspondante: $c' = 0,775$.

$$\text{donc} \quad \Delta h_2 = \frac{2 \cdot c'}{2 \cdot g} = \frac{0,775 \cdot V_2^2}{19,6} = 0,039 \cdot V_2^2$$

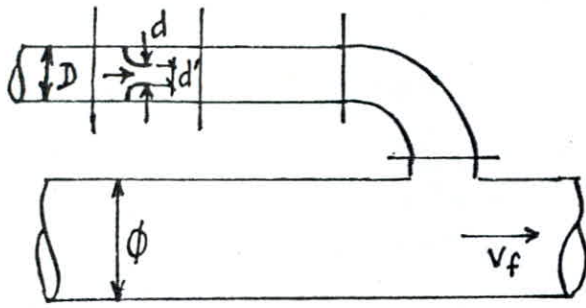
$$\text{avec} \quad \Delta h_2 = 0,039 \cdot \left[\frac{2 \cdot \phi^2}{d^2} \cdot V_f \right]^2 = 0,039 \cdot \frac{4 \cdot (0,2)^4}{(0,1)^4} \cdot V_f^2$$

$$\Delta h_2 = 2,496 \cdot V_f^2$$

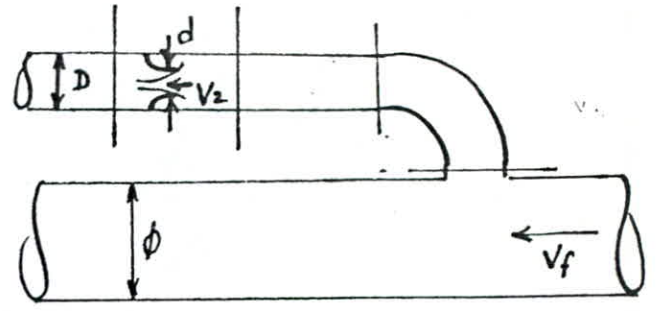


Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

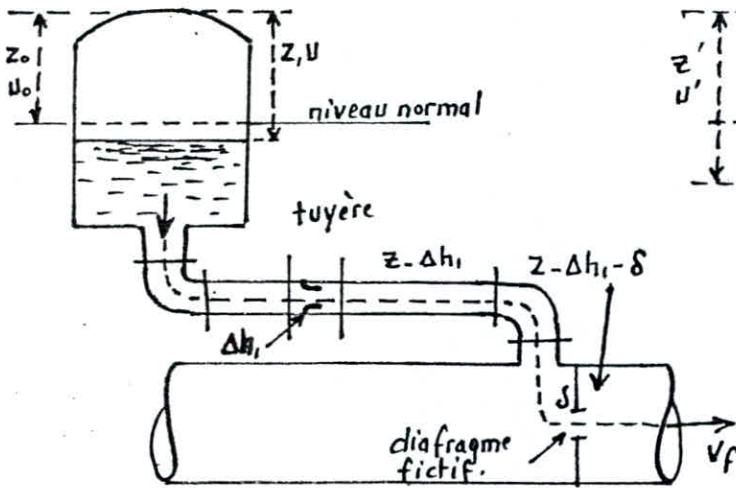
PLANCHE XII



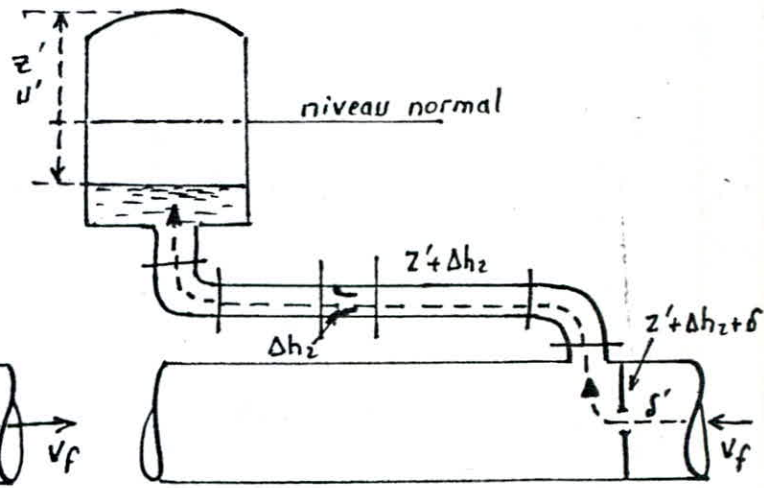
. L'eau du reservoir se dirige vers la conduite.



. L'eau de la conduite revient dans le reservoir.

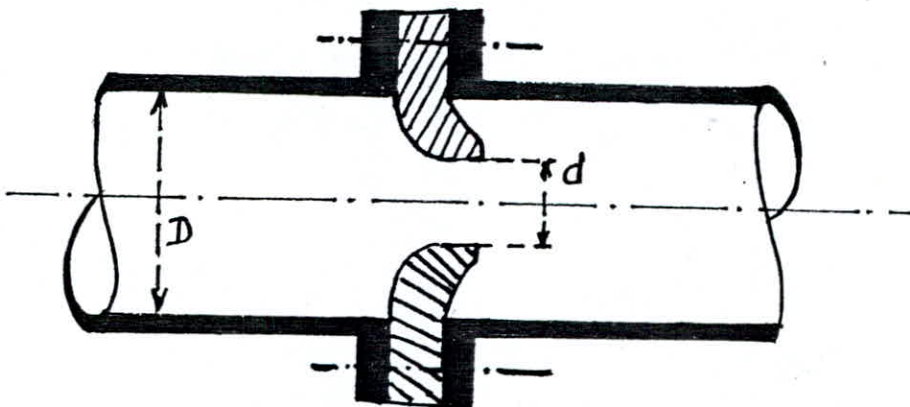


. pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



. pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le reservoir

Montage de la tuyère.



Variation du volume d'air :

$$\Delta u = S \cdot \Delta V_m = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \theta \cdot V_m = \frac{\pi (0,2)^2}{4} \cdot 13,66 \cdot V_m$$

$$u = 0,43 \cdot V_m$$

avec :

V_m : vitesse qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de l'interval θ .

Pression dans le reservoir d'air :

$$\text{LOI de poisson : } Z = \frac{(Z_0 + \Delta h) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Z_0 : pression absolue en marche normale .

h : pertes de charge dans la conduite en regime de fonctionnement normale

U_0 : Volume d'air .

$$Z = \frac{(30 + 10) + 8,5}{U^{1,4}} \cdot 2,936^{1,4}$$

$$Z = \frac{219,08}{U^{1,4}}$$

Pression dans la conduite avec pertes de charge :

$$\text{- Montée : } Z - h_1 = Z - 11,43 \cdot V_f^2$$

$$\text{- Descente : } Z + h_2 = Z + 2,50 \cdot V_f^2$$

Pression dans la conduite sans pertes de charge :

Pour la vitesse V_f considerée, on cherche sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur de h .

Determination de la pente ;

$$\frac{a}{A_0 \cdot g} \quad (\text{pente}) \quad \text{avec} \quad A_0 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,2)^2}{4} = 0,0314 \text{ m}^2.$$

$$a = 402,6 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{A_0 \cdot g} = \frac{402,6}{0,0314 \cdot 9,81} = 1307,00$$

Echelles des pressions : 1 cm ————— 5 m .

Echelles des vitesses : 1 cm ————— 0,05 m/s .

Echelles des debits : 1 cm ————— 1,57 l/s

D'où $1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera representé par :

$$\frac{1}{0,00157} = 636,94 \text{ cm.}$$

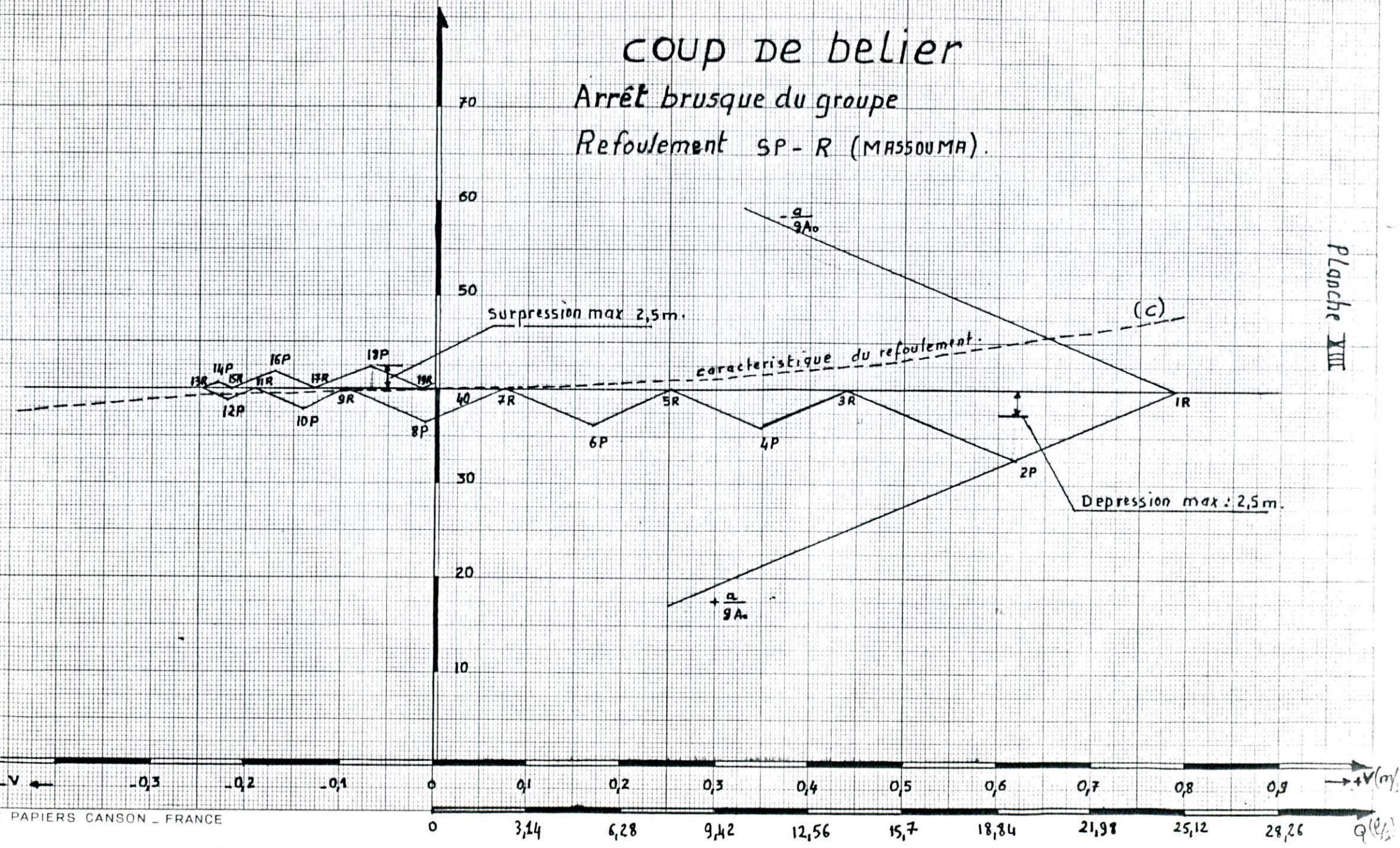
$$\frac{a}{g \cdot A} = \frac{h}{g} = \frac{1}{g} \alpha = 0,41$$

$$\alpha = 22^\circ, 29.$$

coup de belier

Arrêt brusque du groupe
 Refoulement SP-R (MASSOUMA).

Planche XIII



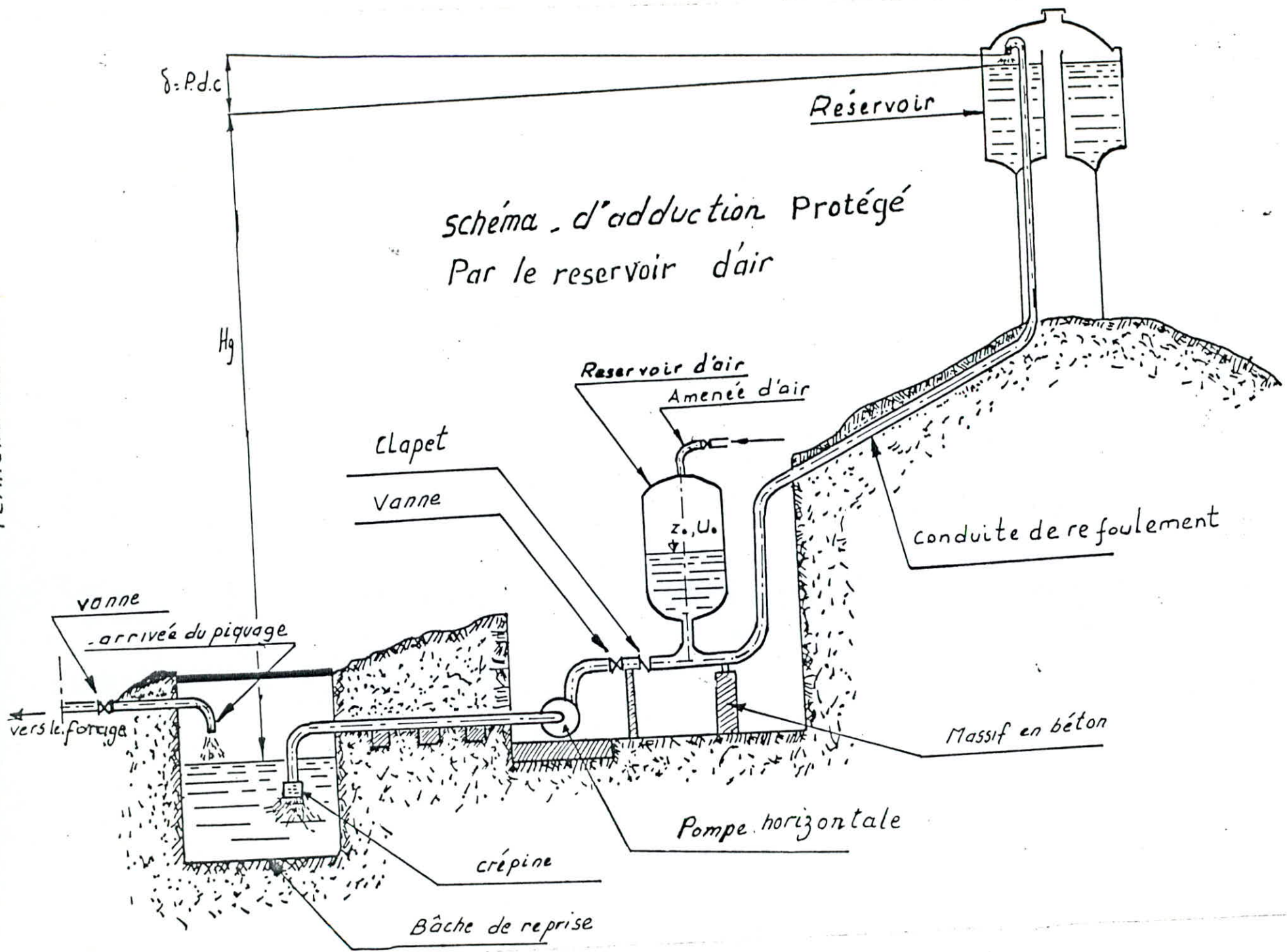
CARACTERISTIQUES FINALES FINAL DU RESERVOIR D'AIR

L'examen de la troisième colonne du Tableau montre que l'air peut occuper un volume max $U_{max} = 3,6 \text{ m}^3$ d'eau. Au point de débit nul comme il faut qu'à ce moment il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de $4,0 \text{ m}^3$.

Le démarrage se fera par ouverture lente.

N.B Les canalisations d'adduction correspondantes aux diamètres choisis assurent une pression maximale de service (PMS) 6 bars (par précaution).

Pour plus de sécurité, un réservoir d'air pour chaque adduction est obligatoire.



CHAPITRE V

LES RESEAUX DE DISTRIBUTION

10.1 CHOIX DES TYPES DE RESEAUX .

Pour le secteur Ouled Chebel : un RESEAU MAILLE a été jugé comme meilleur choix.

Ce dernier a été opté vu le nombre de la population future, en raison de l'extension du village, relief pratiquement plat, et les densités concentrées dans beaucoup d'endroits.

Pour les secteurs OULED KHODDEM et MASSOUMA : Un réseau ramifié pour chacun de ces secteurs a été jugé préférable, et cela vu les zones qui ne sont pas urbanisées, habitations plus ou moins éparses et installées le long des pistes.

10.2 LES CONDUITES .

Les différents réseaux sont dotés en matière plastique (polychlorure de vinyle).

Ce choix a été opté pour les raisons suivantes :

- Gamme de diamètre variant de 63 à 400 mm, interval qui correspond justement aux diamètres calculés pour les différents réseaux.
- Basses pressions au sol pour les trois réseaux de distribution.
- La région regroupant les trois centres ruraux est caractérisée par une très faible pente (terrain régulier).
- Les pressions de service ont été choisies pour 6 bars, pressions qui ont été définies pour des températures de 25 à 40° C, et pour des températures de pointe de 45° C et plus.
- Leur légèreté, facilité de transport, de soudage à froid (adhésif spécial), manutention, et du point de vue économique (prix à un marché).

N.B

IL existe deux sortes de conduites en PVC fabriquées par " PONT-A-MOU-SSON " :

- Conduites en PVC à joints soudés (adhésif spécial marque " TANGIT").
- Conduites en PVC à joints automatiques.

On a opté pour le premier choix pour les raisons suivantes :

- L'installation des tuyaux en PVC à joints soudés revient moins chère que celles du deuxième cas .
- Notre installation ne nécessite pas une main d'œuvre spécialisée, ce qui n'est pas le cas pour la seconde .
- L'installation des tuyaux en PVC à joints soudés sont conseillés pour les endroits marécageux (les trois centres ruraux se situent dans la mitidja qui renferme beaucoup de zones marécageuses en hiver).

10.3 RESEAU DE DISTRIBUTION (destiné à servir Ouled Chebel).

A/ DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (debits soutirés).

Notre reseau de distribution (d'Ouled Chebel) est partagé en cinq mailles
On procède comme suit :

- En fonction de la surface totale limitée par le perimètre de la zone habitée et la population totale, on calcule la densité.
- A partir de cela, on peut repartir les debits au niveau du reseau et donner la première approximation.
- On calcule la surface desservie par le noeud et cela en utilisant la methode des mediatrices.
- Ayant la superficie desservie par chaque noeud et le debit specifique, on trouve le debit soutiré.
- Les surfaces ont été faites à l'aide d'un planimètre (ARISTOT).

FORMULES DE CALCUL.

- Pour la population du secteur Oled Chebel on a :

P20'0 = 23982 hab . (horizon futur)

Superficie : S = 18,9475 ha.

Densité : $d = \frac{N}{S} = \frac{23982}{18,9475} = 1265,708 \text{ hab/ha}$ (long terme)

Population pour chaque noeud:

$N_i = d_m \cdot S_i$; où S_i = surface de la zone du noeud .

Consommation specifique :

$q = \frac{Q_N}{N_M}$. où Q_N : consommation moyenne par maille .
 N_M : nombre d'habitant par maille .

$d_m = \frac{N_M}{S_M}$ (densité moyenne de la maille)
où S_M : surface de la maille .

B/ RESEAU MAILLE .

METHODE DE HARDY - CROSS .

Le calcul du reseau maillé est conduit par approximations successives .
selon la methode de Hardy, -cross .

- Cette methode doit satisfaire les deux conditions suivantes :

1/ LOI DES NOEUDS :

En un noeud quelconque des conduites la somme des debits entrants
est egale à la somme des debits qui partent .

Tableau donnant les densités pour chaque maille.

maille	population (hab)	surfaces (ha)	Densités (hab/ha)
I	3147	4,2575	739
II	4120	3,0925	1332
III	4920	4,2675	1153
IV	5545	2,5625	2164
V	6250	4,7675	1311

Tableau de consommation pour chaque maille.

mailles	Population	Dotation ℓ/s	consommation domestique m ³ /j	consom. collective m ³ /j	consom. municipale m ³ /j	Debit de consom. m ³ /j	Debit de consom. majoré m ³ /j
I	3147	180	566,49	47,90	40,8	665,19	764,99
II	4120	180	741,64	62,71	40,8	845,15	972,22
III	4920	180	885,65	74,88	"	1000,33	1151,73
IV	5545	"	988,16	84,39	"	1113,35	1280,55
V	6250	"	1425,06	95,12	"	1260,98	1449,64

Σ=4886 Σ=5618,5

Tableau pour la détermination des débits
soutirés en chaque nœud.

N° des nœuds.	N° des mailles.	surfaces en ha.	Densités hab/ha	Population hab.	consommation spécifique ℓ/lj	consommation journalière. m^3/lj	consommation journalière. ℓ/s	coefficient de pointe. K.	Débits sou- tirés aux nœuds (ℓ/s)	Débits sou- tirés arron- dis (ℓ/s)
1	I	0,7025	739	519	243,079	125,990	1,489	3	4,467	4,4
	II	0,7850	1312	1046	235,979	246,831	2,918	"	8,754	8,7
2	I	1,7125	739	1266	243,079	306,472	3,623	"	10,869	10,8
	V	0,9350	1311	1226	231,910	281,790	3,331	"	9,990	9,9
3	V	1,3850	1311	1816	231,910	419,88	4,963	"	14,889	14,8
4	V	0,0730	1311	96	231,910	22,263	0,263	"	0,789	0,8
5	V	0,9600	1311	1259	231,910	290,709	3,436	"	10,308	10,3
6	V	0,3240	1311	425	231,910	98,562	1,165	"	3,495	3,2
	IV	0,4125	2164	893	230,938	204,96	2,423	"	7,269	7,0
7	IV	0,5975	2164	1293	230,938	297,337	3,515	"	10,545	10,4
8	III	0,2550	1153	294	234,091	68,823	0,814	"	2,442	2,4
	IV	0,3050	2164	660	230,938	151,153	1,787	"	5,361	5,3
9	IV	0,0395	1153	46	234,091	10,768	0,127	"	0,381	0,4
10	III	1,0900	1153	1257	234,091	292,986	3,463	"	10,389	10,1
11	III	0,6900	1153	796	234,091	188,080	2,188	"	6,564	6,2
12	II	0,7515	1332	1001	235,976	233,686	2,762	"	8,286	8,0
	III	0,3375	1153	389	234,091	89,795	1,061	"	3,183	3,2
13	II	0,4905	1332	653	235,975	154,092	1,821	"	5,463	5,0
14	II	0,8030	1332	1070	235,975	251,228	2,970	"	8,910	8,4
15	I	1,0030	739	741	243,079	178,856	2,114	"	6,342	6,3
	II	0,2645	1332	352	235,976	83,064	0,982	"	2,946	2,2
	III	0,9325	1153	1075	234,091	250,382	2,960	"	8,880	8,9
16	I	0,8410	739	621	243,079	150,952	1,784	"	5,352	5,3
	III	0,4400	1153	507	234,091	117,418	1,388	"	4,164	4,2
	IV	0,1550	2164	335	230,938	77,364	0,914	"	2,742	2,7
	V	0,5295	1311	694	231,910	259,680	1,887	"	5,661	5,7
17	IV	0,5375	2164	1163	230,938	267,315	3,160	"	9,480	9,2
	V	0,5620	1311	737	231,910	169,652	2,005	"	6,015	6,0
18	III	0,5625	1153	649	234,091	150,659	1,781	"	5,343	5,3
	IV	0,5600	2164	1212	230,938	279,897	3,308	"	9,924	9,9

$\Sigma = 5618,9$

$\Sigma = 195,0$

2/ LOI DES MAILLES:

La somme algebrique des pertes de charge le long d'un parcours orienté et fermé est nulle .

- L'orientation positive est donnée par le sens des aiguilles d'une montre.
- Les pertes de charge seront affectées du signe des debits parcequ'elles croissent dans le sens de l'ecoulement de l'eau.

C/ CALCUL DES MAILLES :

En appliquant la formule de DARCY-VEISSBACH, pour les pertes de charge singulière :

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_{eq}}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

L_{eq} : longueur équivalente.

f : coefficient de frottement.

D : diamètre des conduites.

V : vitesse moyenne de l'ecoulement.

$$\Delta H_f = \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

L_G : longueur géométrique.

Les pertes de charge totales sont :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

La perte de charge débitaire:

$$\Delta H_Q = 1,15 \cdot f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{1}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2}$$

Le gradient de perte de charge débitaire sera:

$$J_Q = \frac{0,0828}{D^5} \cdot f$$

Le coefficient de frottement pur un régime turbulent rugueux sera calculé d'après la formule de NIKURADSE :

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

Pour un regime de transition, on applique le coefficient de frottement de COLBROOK :

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

Nous tenons à signaler que le calcul du reseau maillé a été fait à l'aide d'un programme, sur TI 59, élaboré par Monsieur G. LAPRAY.

D/ DETERMINATION DU DEBIT CORRECTIF Q

on a : $\sum \Delta H = \sum r \cdot Q^2$

Les premiers debits Q_0 supposés de façon à satisfaire la 1^{ère} loi des debits. Après une première approximation, les debits seront corrigés par un debit Q_0 .

Le nouveau debit sera : $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$

$$\Delta H = r \cdot Q_1^2$$

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

D'où : $\sum \Delta H = \sum r \cdot (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0$ pour que la deuxième loi soit satisfaite.

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

Or ΔQ_0^2 peut être négligé à cause de sa très petite valeur .

On aura : $\sum \Delta H = \sum r \cdot (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$
 $\sum \Delta H = \sum r \cdot Q_0^2 + 2 \sum r \cdot Q_0 \cdot \Delta Q_0 = 0$

d'où :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r \cdot Q_0^2}{2 \sum r \cdot Q_0} \quad (m^3/s)$$

A l'aide de cette formule nous effectuons la correction des debits.

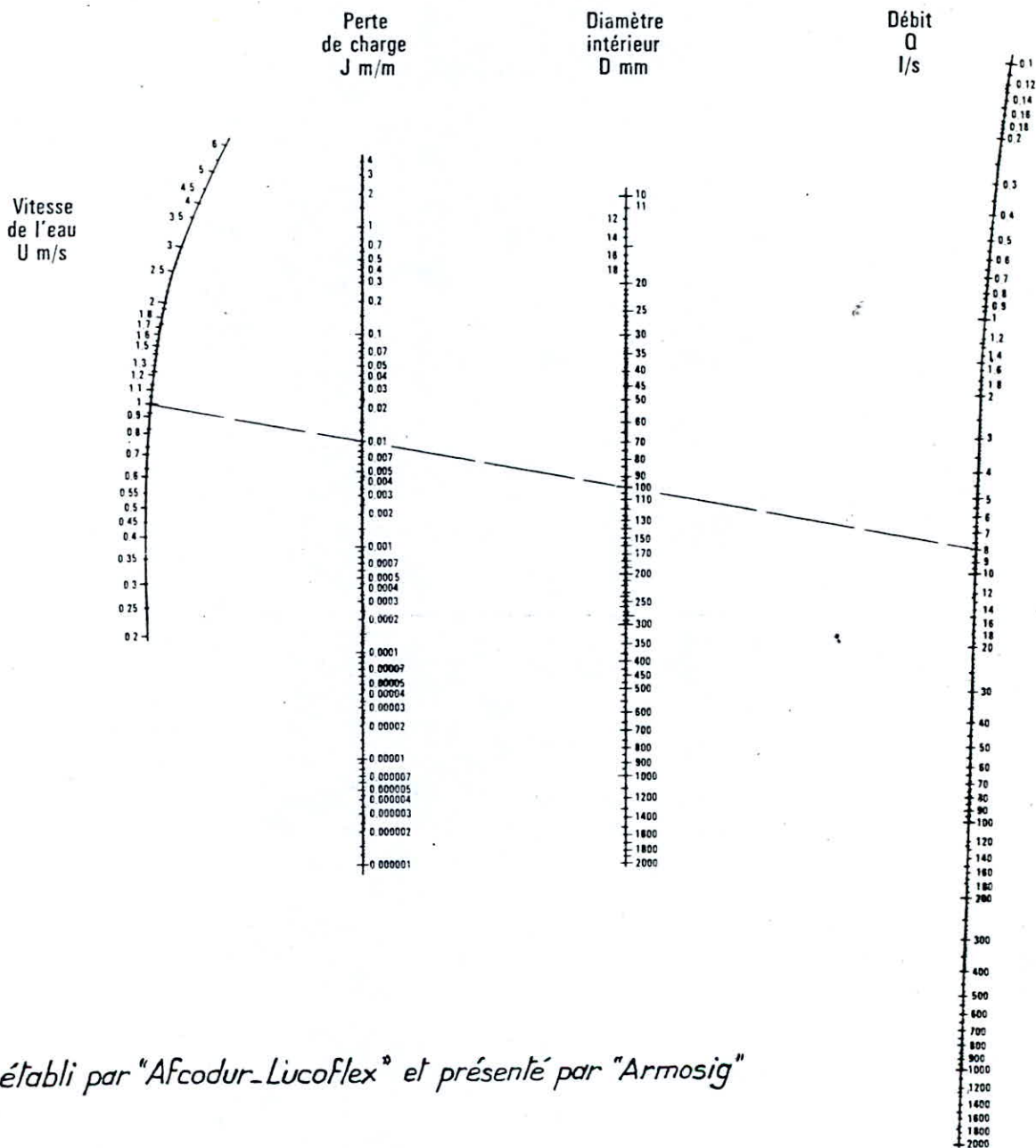
Le debit initial est affecté de son signe et corrigé de la valeur trouvée ΔQ_0 prise avec son signe .

Si dans ces conditions la deuxième loi n'est pas vérifiée , il faudra de nouveau corriger la nouvelle valeur Q_0 .

On arrête les calculs quand $\Delta Q < 0,5 l$ et la somme des pertes de charge dans la maille soit inférieur à $0,5 h$.

Les corrections à apporter à la valeur affectée en première repartition des debits sont composées de correction propre à la maille prise avec son signe et correction de la maille adjacente avec la signe inverse dans la maille adjacente .

NOMOGRAMME POUR LE CALCUL DES PERTES DE CHARGE
 DANS LES TUYAUX EN MATIERE PLASTIQUE⁽¹⁾
 (d'après la formule de Colebrook pour $k = 0,01\text{mm}$)



(1) - établi par "Afcodur-Lucoflex" et présenté par "Armosig"

Programme. (sur TI 59)

2 nd Lbl	3	=
2 nd A	.	STO
stflg	7	7
8	÷	R/S
RCL	RCL	X
3	0	RCL
÷	=	2
RCL	2 nd Log	=
0	X	STO
=	2	8
2 nd Log	+/-	SUM
X	=	9
2	x ²	R/S
+/-	√x	÷
+	STO	RCL
1	6	1
.	-	=
1	RCL	STO
4	5	10
=	=	SUM
x ²	2 nd x	11
1/x	2 nd INV	R/S
STO	2 nd x>t	2 nd Lbl
2 nd 5	x ²	B
Lbl	RCL	RCL
=	6	9
2	STO	R/S
.	5	÷
5	GTO	RCL
1	=	11
X	2 nd Lbl	R/S
RCL	x ²	÷
0	RCL	2
2 nd X	6	=
π	X	+/-
X	8	STO
RCL	X	12
4	RCL	RCL
÷	1	9
4	x ²	+/-
÷	÷	SUM
RCL	2 nd π	9
1	x ²	RCL
2 nd x	÷	11
÷	9	+/-
RCL	.	SUM
5	8	11
√x	÷	RCL
+	RCL	12
RCL	0	R/S
3	y ^x	
÷	5	

① Introductions.

$\phi_i \rightarrow$ STO 00
 $Q_i \rightarrow$ STO 01
 $L_i \rightarrow$ STO 02
 $\epsilon \rightarrow$ STO 03
 $\downarrow \rightarrow$ STO 04
 precision \rightarrow x>t

② Resultats :

Appuyer sur :

[A] \Rightarrow J_i

[R/S] \Rightarrow ΔH_i

[R/S] \Rightarrow $\frac{\Delta H_i}{Q_i}$

Repeter la même chose pour tous les "n" tronçons puis,

appuyer sur :

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

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

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

Remarque :

a/ Si $Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (-) \rightarrow 01 et introduire L avec le signe (-) \rightarrow 02
 on aura $\Delta H_i < 0$ et $\frac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$

b/ Ne jamais utiliser la touche [CLR]

Caracteristiques des mailles					1 ^{re} approximation			1 ^{re} correction			Debit Q _i (l/s)
N° de la maille	mailles adjac.	Tronçons	φ (mm)	Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	rQ ₀	CPM	CMA	TOT	
I	II	1-15	315	863	+82,03	+2,44	29,71	+0,09	+0,33	+0,42	+82,45
	III	15-16	225	690	+53,08	+4,58	86,25	+0,09	+0,18	+0,27	+53,35
	IV	16-2	110	978	-7,37	-5,62	762,38	+0,09	-0,65	-0,56	-7,93
	-	2-1	315	690	-73,00	-1,56	21,44	+0,09	-	+0,09	-72,91
					$\Sigma = -0,16$		$\Sigma = 899,78$				
							$\Delta q = +0,00009$				
II	-	1-14	225	587	+43,87	+2,72	61,99	-0,33	-	-0,33	+43,54
	-	14-13	225	661	+35,47	+2,57	64,32	-0,33	-	-0,33	+35,14
	-	13-12	225	316	+30,47	+0,74	24,29	-0,33	-	-0,33	+30,14
	III	12-15	110	247	-11,55	-3,28	284,37	-0,33	+0,18	-0,15	-11,70
	I	15-1	315	863	-82,03	-2,44	29,71	-0,33	-0,09	-0,42	-82,45
					$\Sigma = +0,31$		$\Sigma = 464,68$				
							$\Delta q = -0,00033$				
III	II	15-12	110	248	+11,55	+3,30	285,52	-0,18	+0,33	+0,15	+11,70
	-	12-11	225	707	+30,82	+1,69	54,89	-0,18	-	-0,18	+30,64
	-	11-10	225	575	+24,62	+0,91	36,83	-0,18	-	-0,18	+24,44
	-	10-9	140	426	+14,52	+2,62	180,51	-0,18	-	-0,18	+14,34
	-	9-8	140	80	+14,12	+0,47	33,09	-0,18	-	-0,18	+13,94
	IV	8-18	110	374	-5,14	-1,10	215,00	-0,18	-0,65	-0,83	-5,97
	IV	18-16	140	253	-20,34	-2,93	144,11	-0,18	-0,65	-0,83	-21,17
I	16-15	225	690	-53,08	-4,58	86,25	-0,18	-0,09	-0,27	-53,35	
					$\Sigma = +0,38$		$\Sigma = 1036,20$				
							$\Delta q = -0,00018$				
IV	III	16-18	140	254	+20,34	+2,94	144,68	+0,65	+0,18	+0,83	+21,17
	IV	18-8	110	374	+5,86	+1,41	239,99	+0,65	+0,18	+0,83	+6,69
	-	8-7	140	575	+11,56	+0,55	104,21	+0,65	-	+0,65	+12,21
	-	7-6	110	478	+1,16	+0,10	83,70	+0,65	-	+0,65	+1,81
	V	6-17	110	478	-7,01	-2,50	357,02	+0,65	-0,30	+0,35	-6,66
	V	17-16	140	288	-22,21	-3,94	177,39	+0,65	-0,30	+0,35	-21,86
					$\Sigma = -1,44$		$\Sigma = 1106,99$				
							$\Delta q = +0,00065$				
V	I	2-16	110	978	+7,37	+5,62	762,38	+0,30	-0,09	+0,21	+7,58
	IV	16-17	140	288	+20,21	+3,30	163,11	+0,30	-0,65	-0,35	+19,86
	IV	17-6	110	478	+7,01	+2,50	357,02	+0,30	-0,65	-0,35	+6,66
	-	6-5	140	760	-19,03	-7,37	408,12	+0,30	-	+0,30	-18,73
	-	5-4	225	334	-29,33	-0,73	24,85	+0,30	-	+0,30	-29,03
	-	4-3	225	115	-30,13	-0,26	8,76	+0,30	-	+0,30	-29,83
	-	3-2	225	777	-44,93	-3,76	83,79	+0,30	-	+0,30	-44,63
					$\Sigma = -4,10$		$\Sigma = 1808,03$				
							$\Delta q = +0,00030$				

caracteristiques des mailles					2 ^{ème} approximation			2 ^{ème} correction			Debit Q ₂ (P/s)	
N° de la maille	maille adjac	Tronçons	φ (mm)	Le (m)	Q ₁ (P/s)	ΔH (m)	rQ ₁	CPM	CMA	TOT		
I	II	1-15	315	863	+ 82,45	+ 2,46	29,84	+ 0,48	+ 0,12	+ 0,60	+ 83,05	
	III	15-16	225	690	+ 53,35	+ 4,62	86,64	+ 0,48	- 0,13	+ 0,35	+ 53,70	
	IV	16-2	110	978	- 7,93	- 6,44	811,78	+ 0,48	- 0,23	+ 0,25	- 7,68	
	-	2-1	315	690	- 72,91	- 1,56	21,42	+ 0,48	-	+ 0,48	- 72,43	
					Σ = -0,92	Σ = 949,68						
					Δq = +0,00048							
II	-	1-14	225	587	+ 43,54	+ 2,68	61,57	- 0,12	-	- 0,12	+ 43,42	
	-	14-13	225	661	+ 39,64	+ 2,53	63,86	- 0,12	-	- 0,12	+ 39,52	
	-	13-12	225	316	+ 30,14	+ 0,72	24,07	- 0,12	-	- 0,12	+ 30,02	
	III	12-15	110	247	- 11,70	- 3,36	287,62	- 0,12	- 0,13	- 0,25	- 11,95	
	I	15-1	315	863	- 82,45	- 2,46	29,84	- 0,12	- 0,48	- 0,60	- 83,05	
					Σ = +0,11	Σ = 466,96						
					Δq = -0,00012							
III	II	15-12	110	248	+ 11,70	+ 3,38	288,79	+ 0,13	+ 0,12	+ 0,25	+ 11,95	
	-	12-11	225	707	+ 30,64	+ 1,67	54,62	+ 0,13	-	+ 0,13	+ 30,77	
	-	11-10	225	575	+ 24,44	+ 0,89	36,60	+ 0,13	-	+ 0,13	+ 24,57	
	-	10-9	140	426	+ 14,34	+ 2,56	178,56	+ 0,13	-	+ 0,13	+ 14,47	
	-	9-8	140	80	+ 13,94	+ 0,46	32,72	+ 0,13	-	+ 0,13	+ 14,07	
	IV	8-18	110	374	- 5,97	- 1,45	243,78	+ 0,13	- 0,10	+ 0,03	- 5,94	
	IV	18-16	140	253	- 21,17	- 3,16	149,32	+ 0,13	- 0,10	+ 0,03	- 21,14	
IV	I	16-15	225	690	- 53,35	- 4,62	86,64	+ 0,13	- 0,48	- 0,35	- 53,70	
						Σ = -0,27	Σ = 1071,04					
						Δq = +0,00013						
	III	16-18	140	254	+ 21,17	+ 3,17	149,91	+ 0,10	- 0,13	- 0,03	+ 21,14	
	III	18-8	110	374	+ 6,69	+ 1,79	268,45	+ 0,10	- 0,13	- 0,03	+ 6,66	
	-	8-7	140	575	+ 5,94	+ 0,68	114,57	+ 0,10	-	+ 0,10	+ 6,04	
	-	7-6	110	478	+ 1,81	+ 0,21	118,10	+ 0,10	-	+ 0,10	+ 1,91	
V	6-17	110	478	- 6,66	- 2,28	341,79	+ 0,10	- 0,13	- 0,13	- 6,79		
V	V	17-16	140	288	- 21,86	- 3,82	174,90	+ 0,10	- 0,13	- 0,13	- 21,99	
						Σ = -0,23	Σ = 1167,73					
						Δq = +0,00010						
	I	2-16	110	978	+ 7,58	+ 5,92	780,93	+ 0,23	- 0,48	- 0,25	+ 7,33	
	IV	16-17	140	288	+ 19,86	+ 3,19	160,61	+ 0,23	- 0,10	+ 0,13	+ 19,99	
	IV	17-6	110	478	+ 6,66	+ 2,28	341,79	+ 0,23	- 0,10	+ 0,13	+ 6,79	
	-	6-5	140	760	- 18,73	- 7,54	402,43	+ 0,23	-	+ 0,23	- 18,50	
-	5-4	225	334	- 29,03	- 0,71	24,63	+ 0,23	-	+ 0,23	- 28,80		
-	4-3	225	115	- 29,83	- 0,26	8,68	+ 0,23	-	+ 0,23	- 29,60		
V	-	3-2	225	777	- 44,63	- 3,72	83,30	+ 0,23	-	+ 0,23	- 44,40	
						Σ = -0,84	Σ = 1802,39					
						Δq = +0,00023						

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} approximation			3 ^{ème} correction			debit
Id de la maille	mailles adjac.	Tronçons	ϕ (mm)	Le (m)	Q ₂ l/s	ΔH m	rQ	CPM	CMA	TOT	Q ₃ (l/s)
I	II	1-15	315	863	+ 83,05	+ 2,49	30,03	+ 0,23	- 0,08	+ 0,15	+ 83,20
	III	15-16	225	690	+ 53,70	+ 4,68	87,15	+ 0,23	- 0,05	+ 0,18	+ 53,88
	IV	16-2	110	978	- 7,68	- 6,06	789,76	+ 0,23	- 0,15	+ 0,18	- 7,50
	-	2-1	315	690	- 72,43	- 1,54	21,29	+ 0,23	-	+ 0,23	- 72,20
					$\Sigma = -0,43$	$\Sigma = 928,20$					
					$\Delta q = +0,00023$						
II	-	1-14	225	587	+ 43,42	+ 2,67	61,43	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 43,50
	-	14-13	225	661	+ 39,52	+ 2,52	63,69	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 39,60
	-	13-12	225	316	+ 30,02	+ 0,72	23,98	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 30,10
	III	12-15	110	247	- 11,95	- 3,50	293,04	+ 0,08	0,05	+ 0,03	- 11,92
	I	15-1	315	863	- 83,05	- 2,49	30,03	+ 0,08	0,25	- 0,15	- 83,20
					$\Sigma = -0,08$	$\Sigma = 472,17$					
					$\Delta q = +0,00008$						
III	II	15-12	110	248	+ 11,95	+ 3,51	294,22	+ 0,05	- 0,08	- 0,03	+ 11,92
	-	12-11	225	707	+ 30,77	+ 1,69	54,81	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 30,82
	-	11-10	225	575	+ 24,57	+ 0,90	36,77	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 24,52
	-	10-9	140	426	+ 14,47	+ 2,60	179,97	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 14,12
	-	9-8	140	80	+ 14,07	+ 0,46	32,98	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 14,12
	IV	8-18	110	374	- 5,94	- 1,44	242,75	+ 0,05	- 0,15	- 0,10	- 6,04
	IV	18-16	140	253	- 21,14	- 3,15	149,13	+ 0,05	- 0,15	- 0,10	- 21,24
I	16-15	225	690	- 53,70	- 4,68	87,15	+ 0,05	- 0,23	- 0,15	- 53,85	
					$\Sigma = -0,11$	$\Sigma = 1077,78$					
					$\Delta q = +0,00005$						
IV	III	16-18	140	254	+ 21,14	+ 3,16	149,72	+ 0,15	- 0,05	+ 0,10	+ 21,24
	III	18-8	110	374	+ 6,66	+ 1,78	267,43	+ 0,15	- 0,05	+ 0,10	+ 6,76
	-	8-7	140	575	+ 6,04	+ 0,70	116,16	+ 0,15	-	+ 0,15	+ 6,19
	-	7-6	110	478	+ 1,91	+ 0,23	123,19	+ 0,15	-	+ 0,15	+ 2,06
	V	6-17	110	478	- 6,79	- 2,36	347,46	+ 0,15	- 0,24	- 0,09	- 6,88
	V	17-16	140	288	- 21,99	- 3,87	175,83	+ 0,15	- 0,24	- 0,09	- 22,08
					$\Sigma = -0,36$	$\Sigma = 1179,79$					
					$\Delta q = +0,00015$						
V	I	2-16	110	978	+ 7,33	+ 5,56	758,84	+ 0,24	- 0,23	+ 0,01	+ 7,34
	IV	16-17	140	288	+ 19,99	+ 3,23	161,54	+ 0,24	- 0,15	+ 0,09	+ 20,08
	IV	17-6	110	478	+ 6,79	+ 2,36	347,46	+ 0,24	- 0,15	+ 0,09	+ 6,88
	-	6-5	140	760	- 18,50	- 7,36	398,07	+ 0,24	-	+ 0,24	- 18,26
	-	5-4	225	334	- 28,80	- 0,70	24,46	+ 0,24	-	+ 0,24	- 28,56
	-	4-3	225	115	- 29,60	- 0,25	8,62	+ 0,24	-	+ 0,24	- 29,36
	-	3-2	225	777	- 44,40	- 3,68	82,92	+ 0,24	-	+ 0,24	- 44,16
					$\Sigma = -0,84$	$\Sigma = 1781,91$					
					$\Delta q = +0,00024$						

caracteristiques des mailles					4 ^{ème} approximation			4 ^{ème} correction			debit
N° de la maille	mailles adjac.	Tronçons	φ (mm)	Le (m)	Q ₃ (l/s)	ΔH	rQ	CPM	CMA	TOT	Q ₄ (l/s)
I	II	1-15	315	863	+ 83,20	+ 2,50	30,08	+ 0,07	- 0,05	+ 0,02	+ 83,22
	III	15-16	225	690	+ 53,88	+ 4,77	87,41	+ 0,07	- 0,08	- 0,01	+ 53,87
	IV	16-2	110	978	- 7,50	- 5,80	773,87	+ 0,07	- 0,12	- 0,05	- 7,55
	-	2-1	315	690	- 72,20	- 1,53	21,24	+ 0,07	-	+ 0,07	- 72,13
					$\Sigma = -0,12$	$\Sigma = 912,60$					
					$\Delta q = +0,00007$						
II	-	1-14	225		+ 43,50	+ 2,68	61,52	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 43,55
	-	14-13	225		+ 35,10	+ 2,53	63,80	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 35,15
	-	13-12	225		+ 30,10	+ 0,72	24,04	+ 0,05	-	+ 0,05	+ 30,15
	III	12-15	110		- 11,92	- 3,48	292,39	+ 0,05	- 0,08	- 0,03	- 11,95
	I	15-1	315		- 83,20	- 2,50	30,08	+ 0,05	- 0,07	- 0,02	- 83,22
					$\Sigma = -0,05$	$\Sigma = 471,83$					
					$\Delta q = +0,00005$						
III	II	15-12	110	248	+ 11,92	+ 3,50	293,57	+ 0,08	- 0,05	+ 0,03	+ 11,95
	-	12-11	225	707	+ 30,82	+ 1,69	54,89	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 30,90
	-	11-10	225	575	+ 24,62	+ 0,91	36,83	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 24,70
	-	10-9	140	425	+ 14,52	+ 2,62	180,51	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 14,60
	-	9-8	140	80	+ 14,12	+ 0,47	33,09	+ 0,08	-	+ 0,08	+ 14,20
	IV	8-18	110	374	- 6,04	- 1,49	246,19	+ 0,08	- 0,12	- 0,04	- 6,08
	IV	18-16	140	253	- 21,24	- 3,18	149,76	+ 0,08	- 0,12	- 0,04	- 21,28
I	16-15	225	690	- 53,85	- 4,70	87,37	+ 0,08	- 0,07	+ 0,01	- 53,84	
					$\Sigma = -0,18$	$\Sigma = 1082,21$					
					$\Delta q = +0,00008$						
IV	III	16-18	140	254	+ 21,24	+ 3,19	150,35	+ 0,12	- 0,08	+ 0,04	+ 21,28
	III	18-8	110	374	+ 6,76	+ 1,83	270,84	+ 0,12	- 0,08	+ 0,04	+ 6,80
	-	8-7	140	575	+ 12,46	+ 0,73	118,52	+ 0,12	-	+ 0,12	+ 12,58
	-	7-6	110	478	+ 2,06	+ 0,2	130,76	+ 0,12	-	+ 0,12	+ 2,18
	V	6-17	110	478	- 6,88	- 2,42	351,37	+ 0,12	- 0,14	- 0,02	- 6,90
	V	17-16	140	288	- 22,08	- 3,90	176,47	+ 0,12	- 0,14	- 0,02	- 22,10
					$\Sigma = -0,30$	$\Sigma = 1198,31$					
					$\Delta q = +0,00012$						
V	I	2-16	110	978	+ 7,34	+ 5,58	759,72	+ 0,14	- 0,07	+ 0,07	+ 7,41
	IV	16-17	140	288	+ 29,08	+ 3,26	162,18	+ 0,14	- 0,12	+ 0,02	+ 29,10
	IV	17-6	110	478	+ 6,88	+ 2,42	351,37	+ 0,14	- 0,12	+ 0,02	+ 6,90
	-	6-5	140	760	- 18,26	- 7,17	393,52	+ 0,14	-	+ 0,14	- 18,12
	-	5-4	225	334	- 28,56	- 0,69	24,29	+ 0,14	-	+ 0,14	- 28,42
	-	4-3	225	115	- 29,36	- 0,25	8,56	+ 0,14	-	+ 0,14	- 29,22
	-	3-2	225	777	- 44,16	- 3,64	82,53	+ 0,14	-	+ 0,14	- 44,02
					$\Sigma = -0,49$	$\Sigma = 1782,17$					
					$\Delta q = +0,00014$						

TABLEAU DES PRESSIONS (secteur ouled chebel).
AU SOL

Tronçons	ϕ (mm)	Q (l/s)	L _e (m)	ΔH (m)	cotes du terrain		cotes piézometri-ques		Pressions au sol (m)
					amont	aval	amont	aval	
R-1				1,33	67,50	48,30		66,17	17,87
1-15	315	83,22	863	2,50	48,30	45,90	66,17	63,67	17,77
15-16	225	53,87	690	4,71	45,90	45,20	63,67	58,96	13,76
16-2	110	7,55	978	-5,88	45,20	48,30	58,96	64,84	16,54
2-4	315	72,13	690	-1,53	48,30	48,30	64,84	66,37	18,07
$\Sigma = -0,20$									
1-14	225	43,55	587	2,68	48,30	47,90	66,17	63,49	15,59
14-13	225	39,65	661	2,53	47,90	44,90	63,49	60,96	16,06
13-12	225	30,15	316	0,72	44,90	45,70	60,96	60,24	14,54
12-15	110	11,95	247	-3,50	45,70	45,90	60,24	63,74	17,84
15-1	315	83,22	863	-2,50	45,90	48,30	63,74	66,24	17,94
$\Sigma = -0,07$									
15-12	110	11,95	248	3,51	45,90	45,70	63,17	60,16	14,46
12-11	225	30,90	707	1,70	45,70	43,60	60,17	58,46	14,86
11-10	225	24,70	575	0,91	43,60	43,90	58,46	57,55	13,65
10-9	140	14,60	426	2,65	43,90	42,30	57,55	54,90	12,60
9-8	140	14,20	80	0,47	42,30	42,50	54,90	54,43	11,93
8-18	110	6,08	374	-1,50	42,50	43,90	54,43	55,93	12,03
18-16	140	21,28	253	-3,19	43,90	45,20	55,93	59,12	13,92
16-15	225	53,84	690	-4,70	45,20	45,90	59,12	63,82	17,92
$\Sigma = -0,15$									
16-18	140	21,28	254	3,20	45,20	43,90	59,96	55,76	11,86
18-8	110	6,80	374	1,85	43,90	42,50	55,76	53,91	11,41
8-7	140	6,31	575	0,76	42,50	42,40	53,91	53,15	10,75
7-6	110	2,18	478	0,30	42,40	44,80	53,15	52,85	8,05
6-17	110	6,90	478	-2,43	44,80	45,40	52,85	55,28	9,88
17-16	140	22,10	288	-3,90	45,40	45,20	55,28	59,18	13,98
$\Sigma = -0,22$									
2-16	110	7,41	978	5,67	48,30	45,20	64,84	59,17	13,97
16-17	140	20,10	288	3,26	45,20	45,40	59,84	56,58	11,18
17-6	110	6,90	478	2,43	45,40	44,80	56,58	54,15	9,35
6-5	140	18,12	760	-7,08	44,80	46,60	54,15	61,23	14,63
5-4	225	20,42	334	-0,69	46,60	48,00	61,23	61,92	13,92
4-3	225	29,22	115	-0,25	48,00	48,00	61,92	62,17	14,17
3-2	225	44,02	777	-3,62	48,00	48,30	62,17	65,78	17,49
$\Sigma = -0,28$									

10.4 RESEAUX DE DISTRIBUTION POUR LES SECTEURS OLIED KHODDEM ET MASSOUMA.

A/ METHODE DE CALCUL :

pour les reseaux ramifiés , la conduite qui part du reservoir doit distribuer sur son parcours l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur elles : C'est le debit en route .

Ce dernier est calculé en fonction du nombre d'usagers à desservir au moment de la pointe et en supposant ce debit uniformément reparti suivant la longueur du tronçon.

Ainsi la formule adoptée est : $Q_m = Q_a + 0,55Q$

Q_m : debit fictif d'extremité.

Q_a : debit d'extremité.

Q : debit en route.

Cette methode conduit à des diamètres plus faibles qu'en prenant comme debit de calcul celui en amont $Q_a + Q$.La difference se fait d'autant plus sentir que la debit Q_a d'extremité est faible devant Q . La limite est celle du debit d'extremité nul (conduite en impasse).

-Calcul des debits par tronçon:

Ces debits sont calculés d'après les consommations de pointe et publique

- Répartition des debits:

Pour cela, partons de l'extremité aval du reseau et remontons de proche en proche jusqu'au reservoir.

Calcul des diamètres des conduites :

Par mesure de securité, la rugosité des conduites de distribution sera prise à $\epsilon = 0,05$ mm sachant que l'interval des rugosités pour les tuyaux nouveaux est $0,03 \div 0,1$ (conduites en PVC).

EN ayant les debits des tronçons ,on fait le calcul des conduites à l'aide de Annexe III par "A.DUPONT" ou bien à l'aide de l'annexe II NOMOGRAMME établi par "Afcodur-lucoflex" et présenté par "Armosig" pour les conduites en matière plastique.

Une fois le diamètre choisi , on verifie si la vitesse V est acceptable, et que le gradient de perte de charge J correspondant assure une perte de charge de telle manière à avoir une pression au sol suffisante.

Si la pression au sol est insuffisante , on recommence les calculs en prenant un diamètre plus grand pour diminuer les pertes de charge.

Il est enfin précisé que l'on prend ,par sécurité pour cote piezométrique de depart (H piézométrique amont) la cote du radier du reservoir.

Il est procédé ensuite à la verification de la condition d'incendie, pour cela il est possible d'installer des bouches d'incendie sur la conduite maîtresse.

Dans certaines ramifications la condition d'incendie n'est pas vérifiée ,
mais les risques sont très minimes d'où il n'est pas nécessaire d'augmenter
le diamètre pour vaincre les pertes de charge ou de placer des réservoirs
spécialement pour la réserve d'incendie .

Débits par tronçon

Désignation des Tronçons	Nombre d'hab	Consommations an [l/s]		
		Domestique	publique	total
R - 1	0	-	-	-
1 - 2	688	4.95	2.74	7.69
1 - 3	1010	7.27	-	7.27
3 - 4	980	7.06	-	7.06
3 - 5	942	6.78	-	6.78
5 - 6	456	3.28	2.89	6.17
5 - 7	659	4.75	-	4.75
7 - 8	575	4.14	-	4.14
7 - 9	374	2.69	3.45	6.14

Répartition des débits

Désignation des Tronçons	Débits (l/s)		
	En Route	Aval Q ₀	Du tronçon Q ₀ + 0,55 Q ₁
7 - 9	6,14	-	3,38
7 - 8	4,14	-	2,28
5 - 7	4,75	10,28	12,89
5 - 6	6,17	-	3,39
3 - 5	6,78	21,20	24,93
3 - 4	7,06	-	3,88
1 - 3	7,27	35,04	39,04
1 - 2	7,69	-	4,23
R - 1	-	50,00	50,00

Calcul des diamètres des Conduites Du Réseau d'Oued - KHODDEM

Tronçons	Longueurs [m]	Diamètres [mm]	Débites [l/s]	J	p. d. c $\frac{\Delta h}{L}$ [m]	Vitesses [m/s]	Hauteurs Piezométrique amont [m]	Hauteurs Piezométrique aval [m]	Côtes Du sol [m]	Pressions - au sol [m]
R-1	259	280	50,00	0,0020	0,52	0,83	69,00	68,48	55,20	13,28
1-2	460	90	4,23	0,0058	2,67	0,68	68,48	65,81	53,10	12,71
1-3	432	250	39,04	0,0024	1,04	0,82	68,48	67,44	52,45	14,99
3-4	403	90	3,88	0,0048	1,93	0,61	67,44	65,51	50,82	14,69
3-5	357	250	24,93	0,0011	0,39	0,54	67,44	67,05	51,71	15,34
5-6	317	90	3,39	0,0038	1,21	0,54	67,05	65,84	52,90	12,94
5-7	428	160	12,89	0,0025	1,07	0,64	67,05	65,98	50,65	15,33
7-8	345	75	2,28	0,0052	1,80	0,57	65,98	64,18	51,50	12,68
7-9	144	90	3,38	0,0039	0,55	0,53	65,98	65,43	50,20	15,23

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION de OULED-KHODDEM

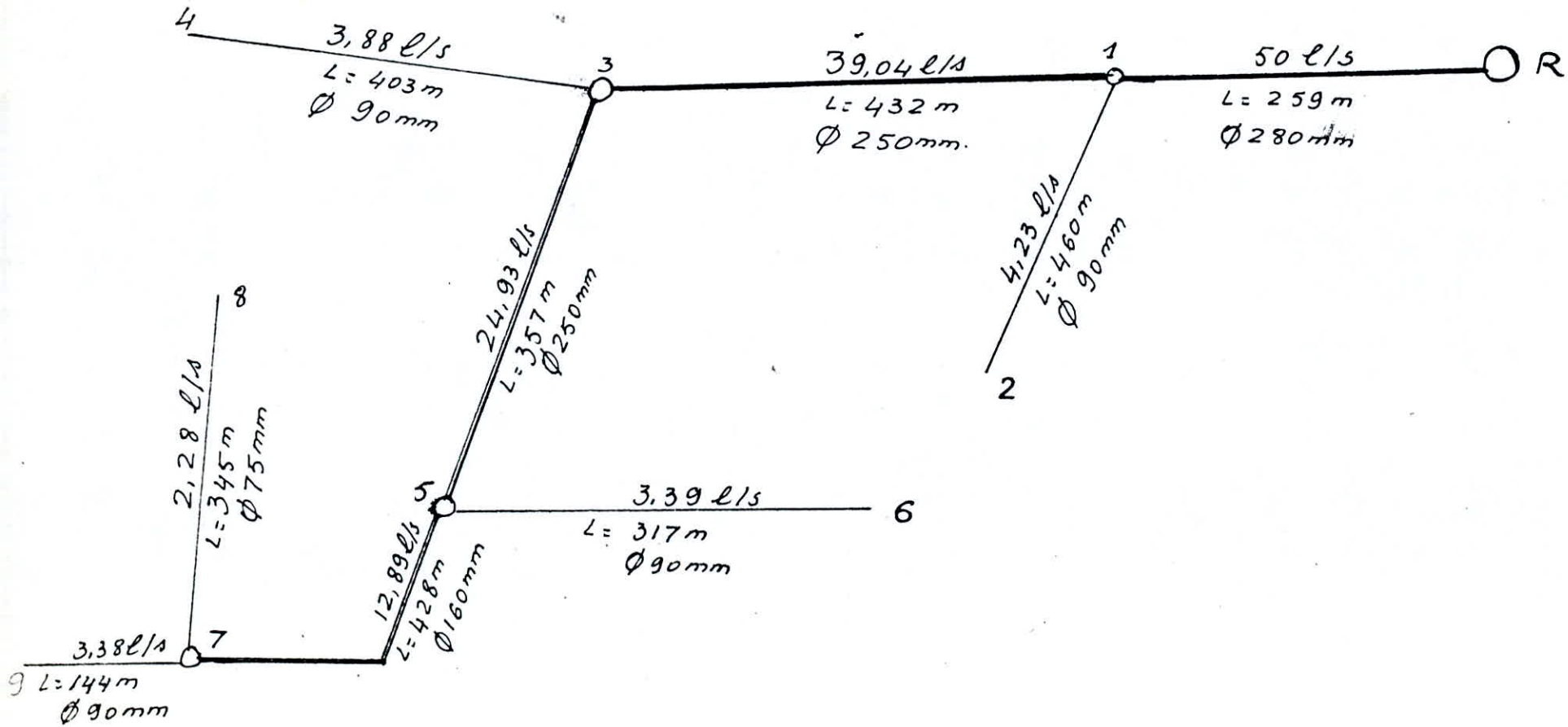


PLANCHE IX

Débils par tronçon

Désignation des tronçons	Nombre d'habitants	Consommations en (l/s)		
		Domestique	Publique	total
R-1	0	-	-	-
1-2	335	2,41	3,20	5,61
1-3	460	3,31	-	3,31
3-4	775	5,58	-	5,58
3-5	285	2,05	2,46	4,45
5-6	415	2,99	-	2,99
5-7	250	1,80	1,78	3,58
7-8	996	7,17	-	7,17
7-9	1015	7,31	-	7,31
4-10	615	4,43	2,31	6,74
4-11	225	1,62	-	1,62
11-12	515	3,71	-	3,71
11-13	490	3,53	2,4	5,93

Répartition Des Débits

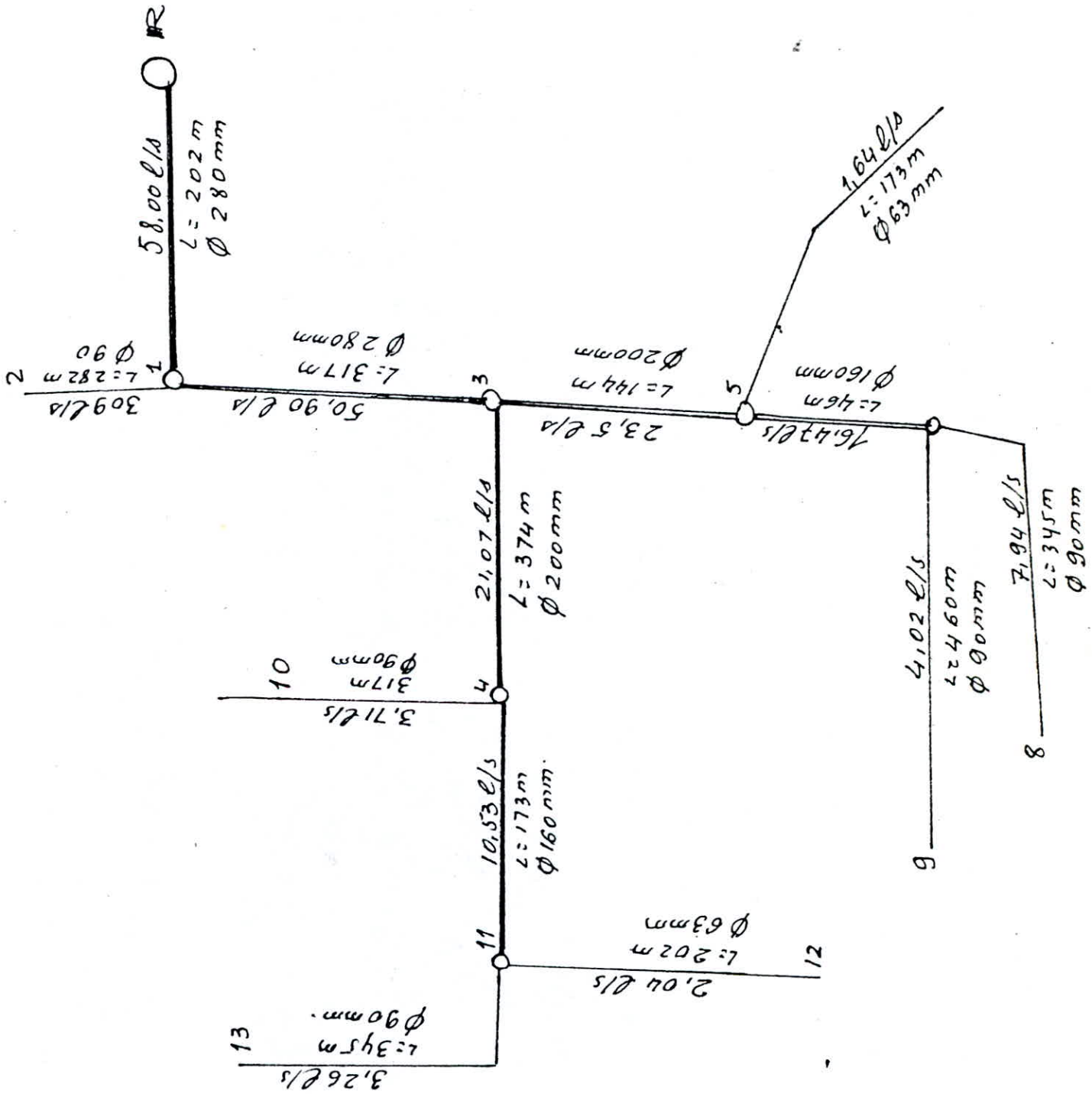
Désignation Des Trançons	Débits par trançon		
	En Route	Oval Q _a	Du Trançon Wet 0,55 Q
11-13	5.93	-	3,26
11-12	3.71	-	2.04
4-11	1.62	9.64	10.53
4-10	6.74	-	3.71
7-9	7.31	-	4.02
7-8	7.17	-	3.94
5-7	3.58	14.48	16.45
5-6	2.99	-	1.64
3-5	4.45	21.05	23.50
3-4	5.58	18.00	21.07
1-3	3.31	49.08	50.90
1-2	5.61	-	3.09
R-1	-	58.00	58.00

Calcul des diamètres des conduites du Réseau de MASSOUMA

Tronçons	Longueurs [m]	Diamètres [mm]	Débits [l/s]	J	P.d.c Δh [m]	Vitesses [m/s]	Hauteurs piezométriques amont [m]	Hauteurs piezométriques aval [m]	Côtes du sol [m]	Pressions au sol [m]
R-1	202	280	58,00	0,0025	2,51	0,95	76,00	75,49	62,20	13,29
1-2	288	90	3,09	0,0038	1,09	0,52	75,49	74,40	62,15	12,25
1-3	317	280	50,90	0,0023	0,73	0,85	75,49	74,76	62,25	12,51
3-4	374	200	27,07	0,0022	0,82	0,68	74,76	73,94	59,98	13,96
3-5	144	200	23,50	0,0028	0,40	0,75	74,76	74,36	62,50	11,86
5-6	173	63	1,64	0,0059	1,02	0,54	74,36	73,34	63,10	10,24
5-7	46	160	16,45	0,0029	0,13	0,68	74,36	74,23	62,40	11,83
7-8	345	90	3,94	0,0049	1,69	0,64	74,23	72,54	61,80	10,74
7-9	460	90	4,02	0,0052	2,39	0,66	74,23	71,84	59,71	12,13
4-10	317	90	3,71	0,0048	1,52	0,63	73,94	72,42	60,30	12,12
4-11	173	160	10,53	0,0019	0,33	0,54	73,94	73,61	59,25	14,36
11-12	202	63	2,04	0,0080	1,62	0,65	73,61	71,99	59,05	12,94
11-13	345	90	13,26	0,0039	1,35	0,54	73,61	72,26	59,10	13,16

PLANCHE X

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION DE MASSOUMA



CHAPITRE 11

CARACTERISTIQUES ET POSE DES CONDUITES .

11.1 CARACTERISTIQUES DU MATERIAU.

Le polychlorure de vinyle $(CH_2-CHCl)_n$ est une matière plastique de synthèse. c est un matériau léger et imperméable. il est chimiquement inerte et présente une faible conductibilité électrique. il est de plus auto-extinguible. Il présente les propriétés physiques suivantes.

- _ masse volumique 1,37 à 1,42.
- _ résistance à la traction supérieure à 450 daN/cm².
- _ allongement à la rupture supérieur à 80%.
- _ module d'élasticité 30000 daN/cm².
- _ retrait longitudinal à chaud inférieur à 4%.
- _ absorption d'eau inférieur à 4g/cm².
- _ point de ramollissement (point vicat) supérieur à 78°C (sous charge de 5 Kg.).
- _ coefficient de dilatation 5 à $8,5 \cdot 10^{-5}$ m/m/°C.

LES CANALISATIONS.

Les tuyaux et raccords en PVC destinés aux canalisations avec pression sont fabriqués à partir de résines de première qualité.

Le composé utilisé est à base de PVC pur, aucun plastifiant n'étant employé.

Ils présentent une surface lisse et se signalent tout particulièrement par leur résistance mécanique et à l'abrasion.

Les tuyaux et raccords sont opaques et de couleur gris foncé.

11.2 RACCORDS.

différents raccords et accessoires existent pour ces types de canalisations.

Ces raccords sont en PVC tels que les :

- _ Manchons.
- _ coudes à deux emboîtures (FIG.4) et (FIG.6).
- _ Tés à 3 emboîtures (FIG.8).
- _ pour les réductions: - bout uni et emboîture (FIG.9).
- bout uni et deux emboîtures (FIG.10).
- _ bouchons femelles (FIG.11).
- _ embouts à emboîture. (FIG.12).
- _ collets battus mâles,
- embouts pour joints GGS. (FIG.13).

- . Collier de prise en charge (FIG.19)
- . Manchettes pour prise à vide (FIG.18)).
- . Manchettes mixtes filetés gaz (FIG. 14)
- . Embouts mâles pour robinets ou compteurs (FIG.15°
- . Bride-Emboitement.
- . Plaques pleines.

Une serie importante de raccords en fonte complete les gammes de raccords, Il serait souhaitable, dans notre cas ,de faire la commande des accessoires en PVC un peu tôt dans le souci de ne pas freiner les travaux ,et rendre le projet realisable dans le delai.

11.3 LES JOINTS.

Vu le risque de la non disponibilité des joints automatiques chez nous, nous avons opté pour le soudage à froid (colle speciale) et cela pour des canalisations comprenant une extremité emboiture et une extremité unie (voir FIG.1, FIG.2, FIG.3).

MONTAGE DU JOINT SOUDE (technique du soudage).

En ayant l'adhesif (colle speciale pour le PVC .TANGIT)et le decapant (à la fois degreissant et provoque la distorsion des chaines moleculaires), on procede comme suit:

L'operation consiste à mettre en place sur l'extremite mâle et dans l'emboiture la quantite d'adhesif necessaire pour obtenir le joint puis à assembler les deux elements; si necessaire à l'aide d'un appareil special.

NB.

Avant le soudage, bien nettoyer l'extremite mâle et l'interieur de l'emboiture avec le decapant.

AVANTAGES DU JOINT SOUDE.

- . Pose de la canalisation dans un terrain peu stable ou dans des zones marecageuses.
- . Trancheé inondeé.
- . Les possibilités pour les canalisations d'être monteés hors fouille.

11.4 PRESSION MAXIMALE DE SERVICE (PMS).

Les canalisations en PVC de diametre variant de 20 mm à 400 mm (voir tableau) sont prevues pour des pressions maximales en service (pms) de 16 , 10 , 4 ET 3 ou 4 bars selon les epaisseurs de parois des tubes et tuyaux mis en oeuvre ainsi que leur domaine d'emploi.

- Les tuyaux et tubes sont livrés en longueur de 6 m. Sur commande livraison en 12 m.

PLANCHE XV

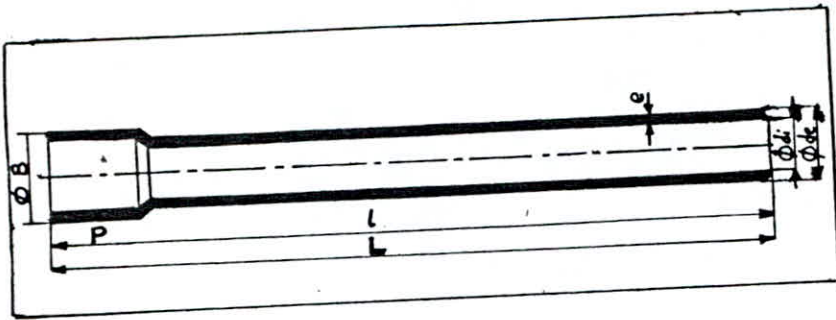


FIG. 1

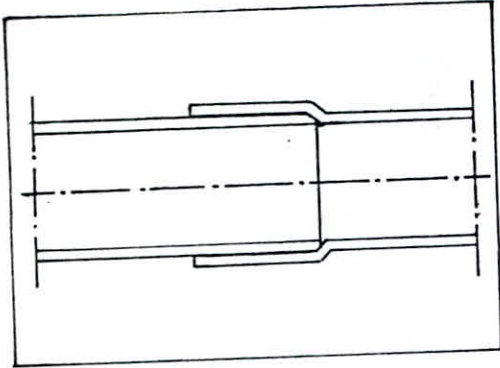


FIG. 2

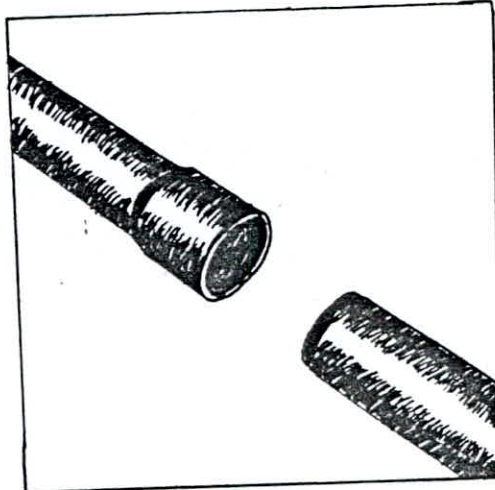


FIG. 3

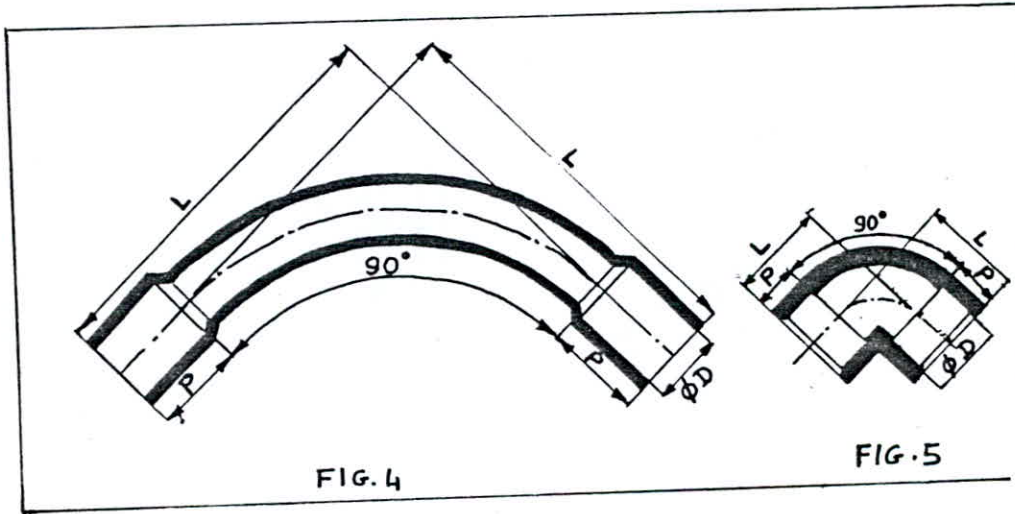


FIG. 4

FIG. 5

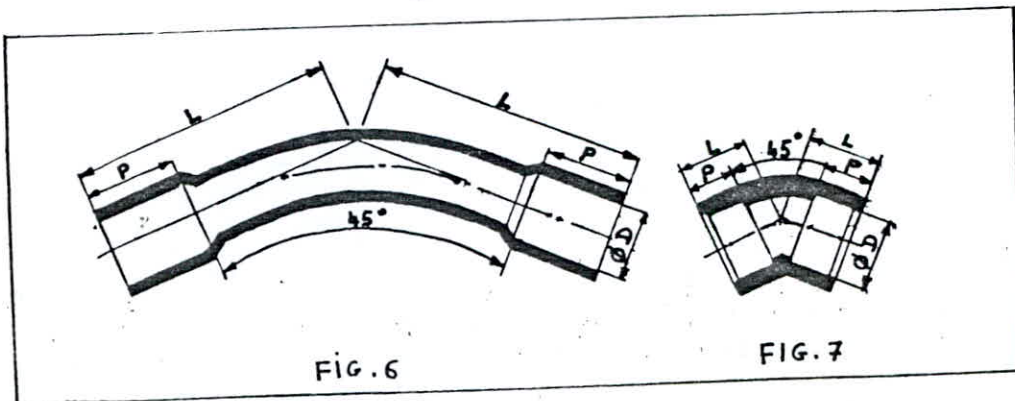


FIG. 6

FIG. 7

PLANCHE XVI

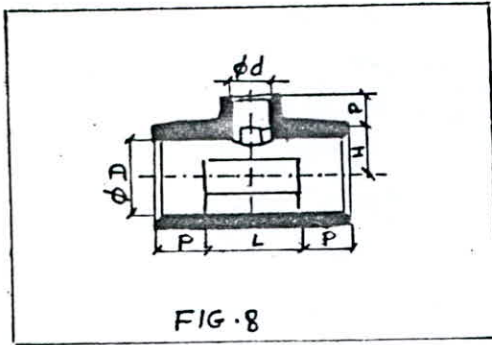


FIG. 8

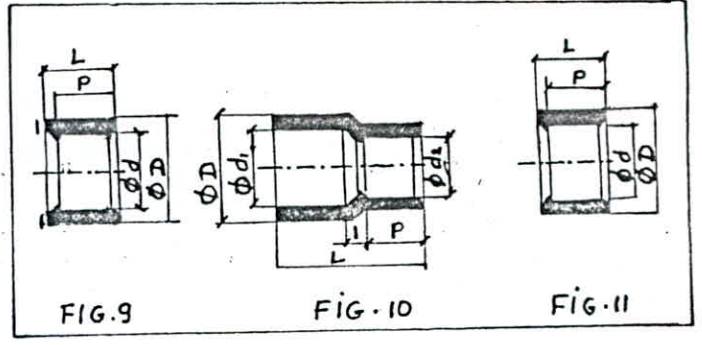


FIG. 9

FIG. 10

FIG. 11

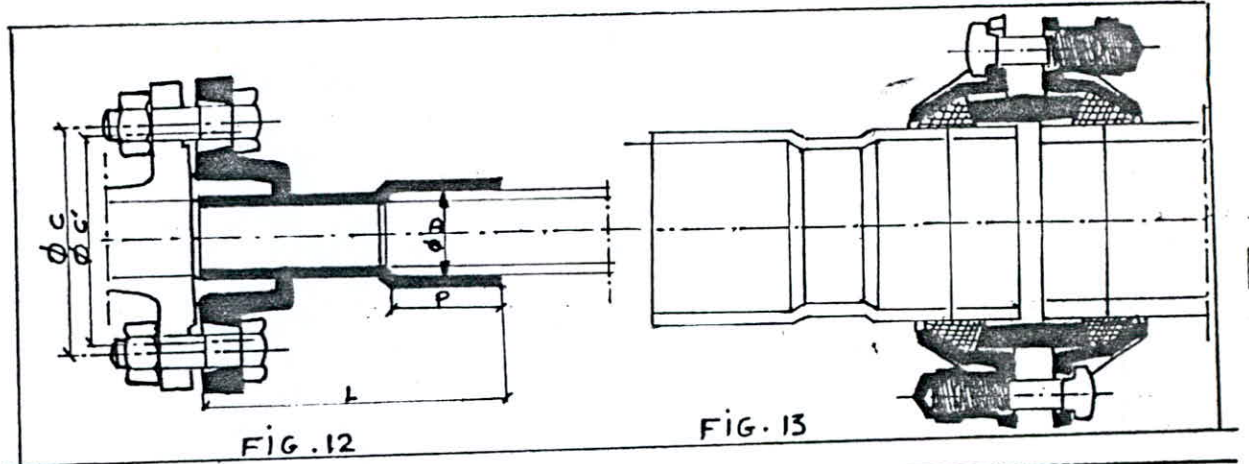


FIG. 12

FIG. 13

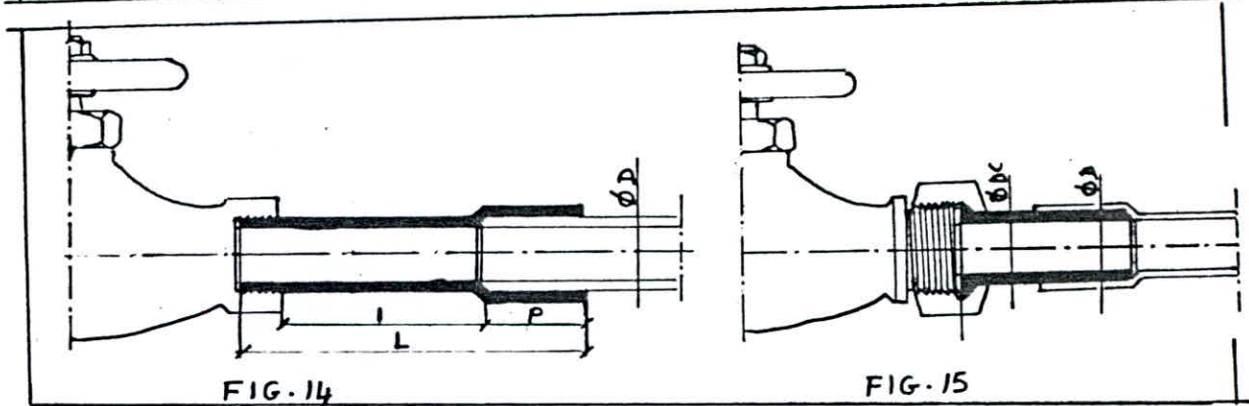


FIG. 14

FIG. 15

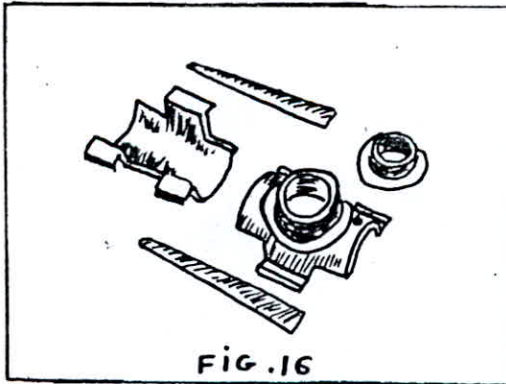


FIG. 16

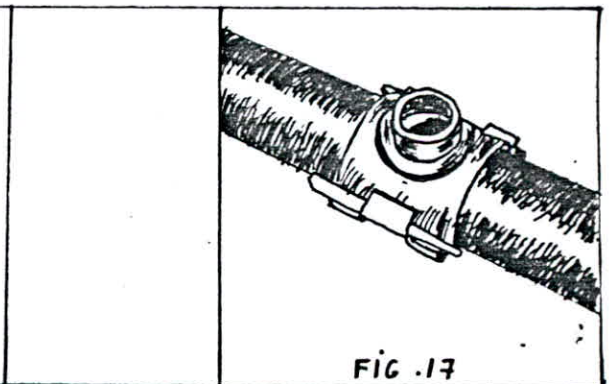


FIG. 17

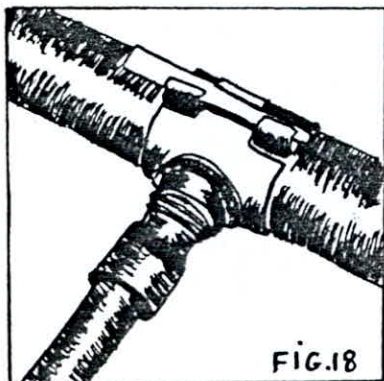


FIG. 18

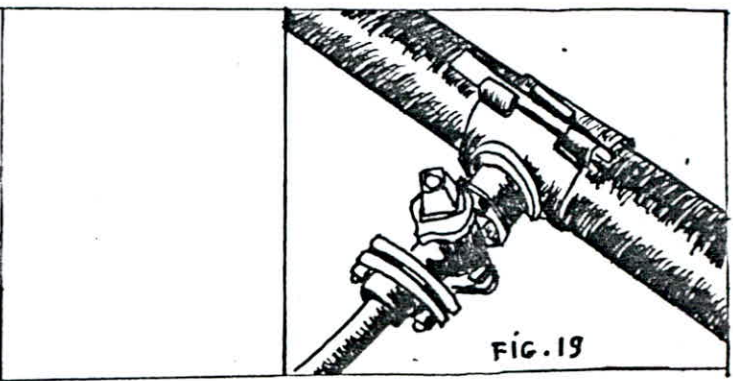


FIG. 19

11.5 L'UTILISATION DU PVC POUR LES CANALISATIONS SOUS PRESSION .

Il constitue un matériau intéressant pour les canalisations avec ou sans pression , tout au moins pour des diamètres ne dépassant pas une certaine limite , et leur emploi va en croissant .

- Leurs avantages en particulier :

- . Leur légèreté qui facilite leur manutention et leur transport.
- . Leur inertie chimique très étendue .

- Leurs inconvénients , notamment :

- . leur important coefficient de dilatation thermique , voisin de 7 fois celui de la fonte ou de l'acier , qui oblige à prendre des précautions lors de la pose .
- . La diminution de leur résistance mécanique , puis leur ramollissement sous l'effet de la chaleur (pour des fluides à températures supérieures à 90° C).

11.6 POSE DES CONDUITES .

La pose des conduites en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément (0,60 m au minimum).

Le fond de la tranchée , pour notre cas , doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver.

Donc les fonds des tranchées doivent être corrigés à l'aide de terre fine dammée .

Le sol doit être consolidé , et le drainage sous conduite est nécessaire pour la protection des conduites .

En raison de l'instabilité des sols aquifères ou des risques d'affouillement par des eaux incluses , l'entrepreneur est tenu d'exécuter des drains sous la conduite (sable graveleux).

A/ REMBLAIMENT DE LA TRANCHEE .

L'exécution du remblai est trop souvent négligée . Cette opération a cependant une grande importance .

Donc au voisinage de la canalisation le remblaiement doit être respecté suivant les prescriptions suivantes :

- * La canalisation étant placée sur son lit de pose , ses flancs sont jusqu'au niveau du plan axial horizontal .
- * L'enrobage de la partie inférieure des tuyaux et raccords est réalisé

en poussant le remblai sous ses flancs au moyen d'une pelle ou par compactage hydraulique .

Cet enrobage est constitué d'un remblai sableux propre et bien gradué , de terre franche ou de la terre provenant des fouilles . Le sable doit satisfaire : $1 \text{ mm} < \phi < 30 \text{ mm}$

* Le remblaiement est ensuite poursuivi jusqu'à une hauteur de 15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation .

Le compactage est exclusivement effectué sur les parties latérales de la tranchée , par conséquent hors de la zone occupée par la canalisation .

* Ensuite , on continue le remblai par couches successives de 0,30 m environ, compactée l'une après l'autre , et cela en utilisant les remblais à condition qu'ils soient expurgés de pierres supérieures à 10 cm , des débris végétaux et animaux , et qu'ils ne soient pas de nature franchement argileuse, vaseuse ou limoneuse .

11.7 ANCRAGE .

On prévoit des enclaves (tous les 6 m) lorsque la pente est de 25 % pour une canalisation posée en terre sinon elle risque de causer des dégâts .

11.8 PRESENCE D'AIR .

Par suite des variations de pressions et de température , l'air dissous dans l'eau se dégage. Il peut aussi y avoir entrée d'air au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau . et par conséquent cet air s'accumule aux points les plus hauts , et peut soit diminuer le débit , augmenter la perte de charge , ou former des poches d'air qui peuvent jouer le rôle de véritables bouchons ; enfin l'énergie est gaspillée , et les coups de bélier risquent de se produire.

En vue d'évacuer cet air nocif , au bon fonctionnement de l'installation , on prévoit le placement de ventouses aux points les plus hauts .

Ces appareils doivent être placés après des montées lentes et avant des descentes rapides .

Dans notre cas le relief est plus ou moins régulier (très faible pente) ; ce qui nous conduit , à examiner la conduite d'adduction d'Ouled Chebel qui est pratiquement placée dans un plan horizontal. donc il est pratiquement impossible de réaliser des tronçons horizontaux suivis de tronçons verticaux il est essentiel de prévoir des ventouses à l'extrémité des premiers . des poches d'air peuvent en effet s'accumuler en ces points et intercepter tout écoulement .

- On prévoit des robinets de décharge aux points bas de la conduite , en cas de nécessité de vidange de celle-ci .

* Traversée de la route (route CW.11 traversant Khoddem) :

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 prévu des gaines (brusques de diamètre supérieur) dans lesquelles les conduites seront introduites afin de protéger les canalisations contre les chocs et les déformations .

11.9 BUTEES .

Les tuyaux peuvent se deboiter aux endroits des coudes par suite de la pression exercée par l'eau en mouvement . Donc des butées-massifs en béton doivent être réalisées aux emplacements où se produisent ces poussées :

- à chaque extrémité de la conduite .
- à chaque changement de direction ou de diamètre (courbes et cones) .
- à chaque déviation (Tés) .

PLANCHE XVII

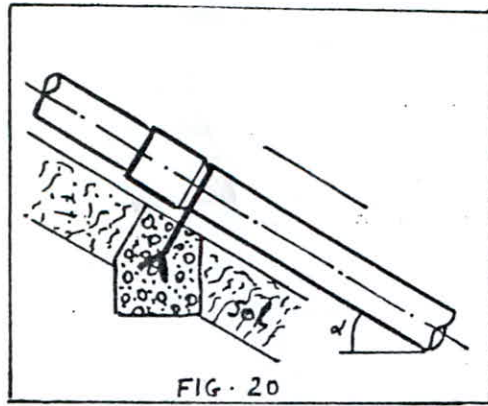


FIG. 20

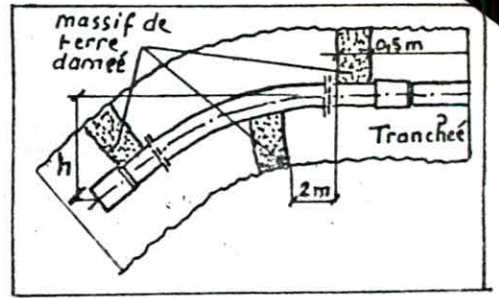


FIG. 21

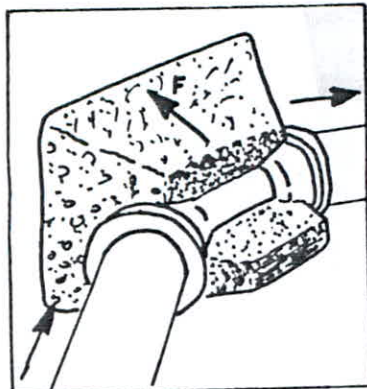


FIG. 22

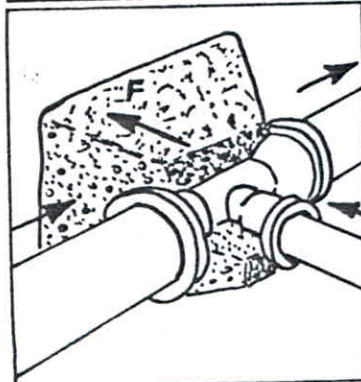


FIG. 23

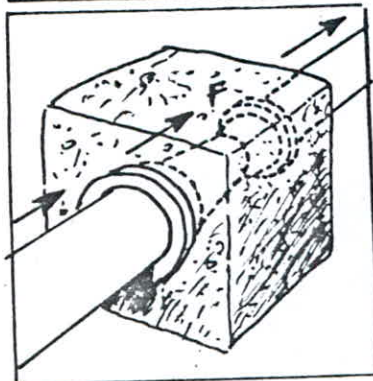


FIG. 24

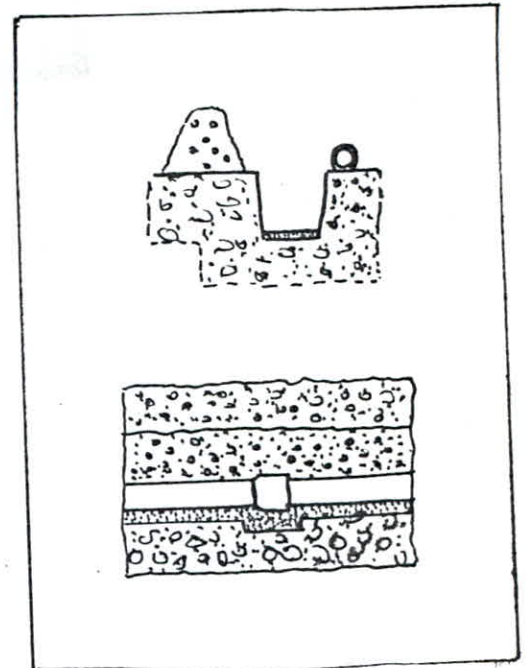


FIG. 25

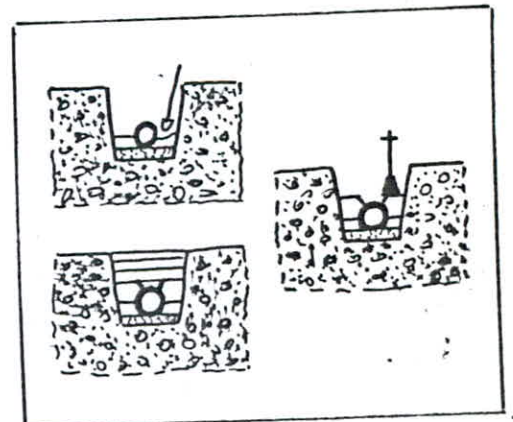


FIG. 26.

FIG 20 : Ancrage

FIG 21 : Deviation

FIG 22, 23, 24 : Buteés

FIG 25, 26 : pose des conduites.

***** BIBLIOGRAPHIE *****

- Hydraulique urbaine A .DUPONT
- Theorie de la longueur fluideo-dynamique G.LAPRAY
- Distribution d'eau dans les agglomerations
-urbaines et rurales C. GOMELA
- catalogue des pompes K.S.B-ETANORM
- Hydraulique generale Lancastre

