

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable de la
Zone d'Habitat Urbain nouvelle
(ZHUN) de Khenchela

Proposé par :
URBACO (Ex CNERU)
de CONSTANTINE

Etudié par :
MT. KHELLAFI
F. DERBAL

Dirigé par :
Mr A. BOUDENE
Mr A. KETTAB



PROMOTION :
JANVIER 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

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

»O«

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

»O«

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

»O«

THEME

**Alimentation en Eau Potable de la
Zone d'Habitat Urbain nouvelle
(ZHUN) de Khenchela**

propose par :
URBACO (Ex. CNERU)
de CONSTANTINE

Étudié par :
MT. KHELLAFI
F. DERBAL

Dirigé par :
Mr A. BOUDENE
Mr A. KETTAB

Promotion Janvier 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفَرَأَيْتُمُ الْمَاءَ الَّذِي تَشْرَبُونَ ، ءَأَنْتُمْ
أَنْزَلْتُمُوهُ مِنَ الْمُزْنِ أَمْ نَحْنُ الْمُنزِلُونَ .

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ .

صدق الله العظيم

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

Nous ne pouvons débiter cette these sans exprimer notre
profonde gratitude à tous les professeurs qui ont contribués à notre
formation d'ingénieur .

Nous tenons à remercier vivement notre guide et promoteur
M^r BOUDENE pour son appui constant et ses conseils qui nous ont été
d'un précieux soutien tout au long de cette étude..

Nos remerciements vont également à notre copromoteur
M^r KETTAB pour son aide et son orientation .

Nous remercions le personnel du CNERU (direction technique)
de CONSTANTINE qui nous ont aidé

Nos respects au président ainsi qu'aux membres de jury
qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail .

--oOo- II) E D I C A C E S -oOo--

Je dédie ce modeste travail

A mon père

A ma Mère

A mes frères et sœurs

A toutes mes amies .

DERBAL.F

--oOo-- H E D I C A C E S --oOo--

En signe de gratitude et de respect, je dédie ce modeste travail
A mes chères parents qui ont beaucoup attendu de moi, durant toutes
ces années d'étude pour leurs sacrifices consentis à mon égard, pour
leur confiance et leur soutien qu'ils m'ont apporté pour que je
réussisse .

A mes frères et sœurs pour leurs conseils et leur aide qu'ils n'ont
cessé de me donner .

A mes amis et tous ceux qui ont voulu que je parvienne à ce résultat
A mes frères dans l'Islam .

KHELLAFI. Md T

الخلاصة

الموضوع:

يحتوى هذا المشروع على دراسة اىصال المياه الصالحة للشرب لمنطقة السكن الحضرى الجديدة بخنشلة التى تتسع مساحتها حوالى 135 هكتار وتحتوى على 45143 ساكن. المياه الجوفية الملتقطة من حفر يوجد على مسافة 4500 م من الخزان - بعد تخزين أو تجميع المياه ستوزع على المنطقة السكنية ونواحيها

Résumé

Sujet

L'objet de notre étude consiste à cerner les besoins en eau potable de la Z.H.U.N de la ville de KHENCHELA dont la population est de 45143 habitants avec une superficie de 135 ha .
L'eau captée d'un forage situé 4500 m du reservoir ; Après stockage il sera distribué vers l'agglomération .

Summary

Subject :

The object of our study, includes investigation of supplying drinking water to Z.H.U.N in KHENCHELA .

The Z.H.U.N covers an area of 135 hectares with a population of 45143 the water supply is from a well located at 4500 m from the reservoir .

SOMMAIRE

CHAPITRE I	GENERALITES	
	1. Introduction	1
	2. Situation Géographique	1
	3. Climatologie	2
	4. Démographie	3
	5. Evaluation des besoins en eau	4
	6. Etude des problèmes posés par la variation du débit	12
	7. Potentialité en eau	13
CHAPITRE II	QUALITE ET SURVEILLANCE DES EAUX	
	A- Introduction	15
	B- Origine des eaux disponibles pour la Z.H.U.N	16
	C- Principales différences entre eaux	17
	D- Caractère d'une eau potable	18
	a) Examen physique	18
	b) Examen chimique	18
	E- Les différents procédés envisagés	
	1) Consideration sur les prélèvements effectués sur le terrain	19
	2) Analyses complètes	19
	F- Principes de traitement des eaux destinées à la consommation	21
CHAPITRE III	ADDUCTION	
	A- Introduction	24
	1) Choix du tracé	24
	B- Calcul du diamètre économique	
	1) Condition économique	
	2) Facteurs divers influant sur le calcul	27
	3) Formules utilisées pour les calculs	28
	4) Calcul technico-économique	32
	C- Calcul du coût de terrassement de la conduite	37
CHAPITRE IV	STATION DE POMPAGES	
	A- Généralités	39
	B- Station de pompage	39
	C- Les pompes	
	1) Choix des pompes	41
	2) Condition d'installation des pompes	45
	3) Courbes caractéristiques d'une pompe	45
	4) Point de fonctionnement de la pompe	46
	D- Automatisation ..	52
CHAPITRE V	RESERVOIR	
	A- Généralités	56
	B- Capacité du réservoir	56
	1) Dimensionnement de la bache de reprise	56
	2) Dimensionnement du réservoir de distribution	58
	C- Construction des réservoirs	59
	1) Emplacement des réservoirs	61
	2) Type de réservoirs	62
	3) Dimensionnement des réservoirs	62

D-	Equipement du réservoir	62
1)	Conduite d'adduction	63
2)	Conduite de distribution	63
3)	Trop plein	64
4)	Vidange	64
5)	Servo-clapet	65
6)	Materialisation de la réserve d'incendie	65
E-	Entretien des réservoirs	66
F-	Hygiène et sécurité des réservoir	66
G-	Organes accessoires du réseau	66

CHAPITRE VI RESEAUX DE DISTRIBUTION

A-	Généralités	69
B-	Dimensionnement de la conduite de distribution	69
C-	Calcul des débits soutirés	73
1)	Structure des mailles	74
2)	Méthode de calcul des débits aux nœuds	74
D-	Calcul du réseau maillé (méthode HARDY-CROSS)	78
1)	Calcul des pertes de charge totales	78
2)	Détermination des débits correctifs	80
3)	Principe de calcul	87
E-	Détermination des vitesses	87
F-	Calcul des pressions	89
G-	Mise en service et entretien du réseau	91

CHAPITRE VII PROTECTION DES CONDUITES

A-	Généralités	93
B-	PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	93
1)	Phénomène du coup de belier	93
2)	Protection contre le coup de belier	94
3)	Moyens de protection	94
4)	Principe de fonctionnement du réservoir d'air	96
5)	Principe de calcul	98
6)	Dimensionnement du dispositif d'étranglement	99
C-	PROTECTION CONTRE LA CORROSION	108
1)	Généralités	108
2)	Corrosion externe	108
3)	Corrosion interne	112

CHAPITRE VIII POSE DE LA CONDUITE

C	1)	Différentes poses de la conduite	114
	2)	Epreuve sur canalisation en place	117
	3)	Remblai de la tranchée	117
		CONCLUSION GENERALE	118
		BIBLIOGRAPHIE	120

CHAP. I GENERALITES1 - INTRODUCTION

L'objet de notre étude est de cerner les besoins en eau potable de la ZHUN de Khenchela et arriver à la satisfaction de la population

La ville étant une projection physique d'une société avec ses valeurs, son mode de vie et sa culture. Le P.U.D doit être fidèle aux aspirations de cette société. Aussi l'esprit avec lequel notre étude est elle menée tient compte des options fondamentales de l'Algérie indépendante et de formations sociales que le pays est en train de vivre.

Le développement rapide des centres urbains appelle une mobilisation conséquente des ressources en eaux potables et industrielles.

L'alimentation en eau potable constitue désormais un des grands problèmes de notre époque, elle est aussi en service public, alors que la consommation de l'eau est de plus en plus insérée dans le mode de vie.

L'importance du problème de l'eau mérite donc que l'on s'y attarde et que les multiples questions qui peuvent se poser seront examinées clairement, qu'il est question de captage et de sa protection sanitaire, ou du traitement des eaux, ou qu'il s'agisse du transport de l'eau, de son stockage et de sa distribution.

Il fallait donc réunir tout les éléments nécessaires à la conception et à l'élaboration de ce projet pour qu'on puisse établir son étude tout en lui donnant des garanties nécessaires pour assurer la potabilité des eaux transportées et distribuées.

2 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de Khenchela est l'une des plus grandes villes de la wilaya d'Oum-El-Bouaghi (d'après la population) Elle est située au Sud du Chef lieu de la wilaya d'Oum-El-Bouaghi et à la limite orientale de la wilaya de Batna entre les hautes plaines et le désert à l'extrémité Nord - Est du massif des Aurès.

.../...

L'agglomération de Khenchela, chef lieu de Daira est localisée en dehors des grands axes routiers et ferroviaires nationaux. Elle est située au carrefour de plusieurs voies de communication importante au niveau de la wilaya.

La ville de Khenchela appartient a 1 Zone de transition entre le domaine morphologique des Aurès d'une part avec la terminaison du Djebel Kef TIKEFRESSA et celui des hauts plateaux et Sahara d'autre part.

La ville se trouve sur le piedmont Est de la ride anticlinale des Aurès, a 1100 m d'altitude, elle domine au Nord Est la vallée de l'Oued ROMGHAL au Sud de l'agglomération s'étend une vaste plaine delimitée par le Djebel Djaheia et a l'Est par le Djebel Chetaïa.

Et la ZHUN en question est située au sud Ouest de la ville entre la route C.W 20 et la forêt on peut constater que le relief du terrain de la ZHUN examiné est favorable au construction collectif.

R + 6.

La localisation de la ZHUN constitue des conditions favorable pour l'intégration avec la ville existante dans le sens habitat centre ville, habitat travail, et habitat loisir.

3 - CLIMATOLOGIE

La région de Khenchela appartient a un domaine climatique de transition, entre les hauts plateaux et les Aurès, semi-aride avec des hivers frais. On constate de gros écarts de température entre les saisons chaude et la période d'hiver.

En été le climat est chaud et en hiver les hautes plaines sont plus froides. Les précipitations sont fréquentes elles ont une moyenne de 374,9 mm/an entre 1968 - 1980.

.../...

3 - DEMOGRAPHIE

Les besoins en eau seront évalués pour l'horizon 2000 (Prévision a moyen terme) et pour l'horizon 2010 (Prévision a long terme) de ces faits, nous procédons a l'établissements de l'évaluation de la population jusqu'aux horizons prévus.

Les seules données numériques dont on dispose, d'après le recensement de 1977 est de 44223 Hab. pour toute la ville. Et le nombre d'habitant de la ZHUN est donné d'après le nombre de logement pour une moyenne de 6,4 Habitants par logement.

Pour l'horizon 2000 on aura 34250 Hab. dans la ZHUN en zone rurale on observe le phénomène migratoire vers les centres urbaines et on tiendra compte a l'avenir d'un solde migratoire nul. (Resultant de la politique actuelle de stabilisation et de fixation des populations rurales).

Ainsi pour le developpement de la population nous appliquerons un taux d'accroissement de 3,2% jusqu'a l'année 1985.

De l'an 1985 a l'an 2000 un taux de 2,8% et de l'an 2000 a l'an 2010 un taux de 2,8%.

La population future est calculée moyennant la formule des interets composés.

$$P_n = P_o (1 + T)^n$$

P_n = population future

P_o = nombre d'habitant a l'année considéré

T = taux d'accroissement considéré

n = nombre d'années séparant les deux horizons

$$P_{1985} = P_{1977} (1 + T)^n \quad T = 3,2\% \quad n = 8$$

$$P_{2000} = P_{1985} (1 + T_1)^{n_1} \quad T_1 = 2,8 \quad n_1 = 15$$

$$P_{2010} = P_{2000} (1 + T_2)^{n_2} \quad T_2 = 2,8 \quad n_2 = 10$$

.../...

La population de toute la ville de Khanchela de 1977 jusqu'à l'année 1985.

P 1977 = 44.223 Hab.

P 1985 = 56.897 Hab.

P 2000 = 86.095 Hab.

A L'an 2000 on aura une population 86.095 dont 34.250 Habitant seront dans la Z.H.U.N et 51845 seront dans la ville existante (ancienne).

Population de la ZHUN a l'horizon 2010

$$P_{2010} = P_{2000} (1 + T)^n$$

$$T = 2,8 \quad n = 10$$

$$P_{2010} = 34250 (1 + 0,028)^{10} = 45143 \text{ Hab.}$$

A L'horizon 2010 Hab population sera estimée a 45143 Hab.

5 - EVALUATION DES BESOINS EN EAU

- A Moyen terme

Afin d'effectuer un ravitaillement en eau sur et régulier pour les besoins de la ZHUN a l'an 2000. Une étude de calcul des besoins domestiques, scolaire, municipaux et autre besoins divers est nécessaires pour satisfaire tous les consommateurs en qualité convenable et en qualité nécessaire, en charge suffisantes et en temps voulu que nous souhaitons a l'avenir.

Qualité de l'eau : comme c'est une eau souterraine le traitement se fait seulement par chloration (javelisation). (Voir Chap II)

La quantité d'eau de javel est de 10liltre/90m3 d'eau dans 90m3 on met 10 l d'eau de javel.

SECTEUR A

Besoin Domestique :

Logement	Population	Dotation l/J/Cons.	Consommation m3/J	Consommation L/S
342	2394	150	359,10	4,16
539	3773	"	565,95	6,55
722	5054	3	758,10	8,77
1603	11221		1683,15	19,48 L/S

.../...

SECTEUR B.BESOIN DOMESTIQUE

LOGEMENT	POPULATION	DOTATION L/S	CONSOM. m3/J	CONSOM. L/S
810	6670	150	1000,5	11,579
770	5390	150	808,5	9,358
1580	12060		1809,0	20,939L/S

BESOIN SCOLAIRE

2 Ecole Primaire	1440	60	86,4	1 L/S
1 Ecole Primaire	720	60	43,4	0,5
2 C.E.M	2000	60	120,00	1,389
Jardin d'enfant	340	60	20,4	0,236
	4500		270 m3/J	3,125 L/S

BESOINS MUNICIPAUXBesoin Commerciaux

		DOTATION L/S	CONSOM. m3/J	CONSOM. L/S
3 Commerce	60 Employés	100	6 m3/J	0,0694
Centre de commerce	1700 m2	3 L/m2	5,1	0,059
			11,1 m3/J	0,128 L/S

Mosquée 300 Places 150 20 m3/J

BESOIN DIVERS

		DOTATION L/S	CONSOM. m3/J	
Centre culturel	500 Places	10	5	0,0578
Restaurant	100 Places	100	10	0,116
	20 Emp	150	3	0,0347
			18 m3/J	0,2083 L/S

.../...

SECTEUR "C".Besoin Domestiques

Nbre Logt	Population	Dotat. L/J/CON.	Consom. m3/J	CONSOM.L/S
559	3913	150	586,95	6,793
1008	7056	150	1058,4	12,25
1567	10969		1645,35	19,04L/S

BESOINS SCOLAIRES

3 Ecoles Primaires	2160	60	129,6	
2+Jardin d'enfants	340	60	20,4	
Crèche	100	60	6,0	
Lycée	1300	60	78	
			234 m3/J	2,708 L/S

BESOIN SANITAIRE

		Dotation L/J/c	CONSOM. m3/J	CONS. L/S
Polyclinique	400 Malades	25	10 m3/J	0,116 L/S

BESOINS MUNICIPAUXBesoin Commerciaux

		Dotation	CONSOM.m3/J	CONS. L/S
6 Commerces	120 Empl.	100	12	
SNNGA	40 "	100	4	
Marché Couvert	2500 m2	2 L/m2	5	
			Σ 21 m3/J	0,243 L/S

BESOIN ADMINISTRATIF

Administration	50 Empl.	100	5 m3/J	0,0580L/S
----------------	----------	-----	--------	-----------

.../...

BESOIN SPORTIF ET CULTUREL

Maison des vieilles	50	150	7,5	0,087
Maison des jeunes	50	150	7,5	0,087
			15 m ³ /J	0,1736
Espace Vert	11,2 Hab.	10	112 m ³ /J	1,296 L/S

TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS A L'AN 2000

Secteur	Besoins Domestiques m ³ /J	Besoins Scolaires m ³ /J	Besoins Sanitaires m ³ /J	Municipaux m ³ /J	Autres Besoins
A	1683,15	150	20	46	-
B	1809,05	270	-	21,1	18
C	1645,35	234	10	41,0	-
	5137,55	654	30	108,1	18

Consommation totale de 5947,65 m³/J = 68,839 L/S

En tenant compte d'une marge d'incendie de 122 m³ pendant 2H c'est a dire 17 L/S + Incendie on aura donc une consommation moyenne journalière de $Q_{j\text{moy}} = 68,839 + 17 = 85,839$ L/S.

Consommation moy Journ. L/S	Reserve d'incendie L/S	Consommation max jour L/S	Consommation de pointe L/S
68,839	17	103,008	132,17

$$\text{Avec } Q_j \text{ max} = (Q_j \text{ moy} + Q_{\text{rin}}) K_j$$

$$Q \text{ pointe} = (Q_j \text{ moy} K_p$$

$$K_j = 1,2$$

$$K_o = 1,6$$

$$K_p = K_j \cdot K_o = 1,2 \cdot 1,6 = 1,92$$

$$K_p = 1,92$$

.../...

A LONG TERME L'AN 2010

L'évolution du mode de vie de la population, le développement économique industriel et agricole, la croissance démographique sont les causes dont-il faut tenir compte pour évaluer les besoins en eau pour l'horizon 2010. La population futur sera calculé moyennant la formule des interêts composés.

$$P_n = P_o (1 + T)^n$$

P_n : population futur a calculée

P_o / population a l'an 2000

T : taux d'accroissement $T = 2,8 \%$

N : nombre d'année separant l'an 2000 a l'horizon considéré.

Pour l'évaluation des besoins a long terme, elle a été établie selon les besoins de satisfaction, dont les normes de consommation soit des normes Algeriennes adaptés selon les voeux de la D.H.W de constantine et selon le dossier de creation de la ZHUN (élaboré par le C.N.E.R.U (ex CADAT) de constantine 1978), et le P.U.D actualisé.

$$P_{2010} = P_{2000} (1 + 0,028)^{10} = 34250 (1 + 0,028)^{10} = 45143 \text{ Hab.}$$

$$P_{2010} = 45143 \text{ Hab.}$$

Pour les calculs de s besoins de l'an 2010 on a essaye de rassembler tous les secteurs et la consommation totale obtenue pour l'horizon a long terme c'est a dire a l'an 2010 sera la consommation a prendre en compte dans tous les calculs.

BESOIN DOMESTIQUE

Population	Dotation L/J	CONSOM. m ³ /J	CONSOM. L/S
45143	220	9931,46 m ³ /J	

.../...

BESOIN SCOLAIRES

		L/J/CONS.	m ³ /J
Ecole Primaire	9028	80	722,24
E.E.M	3611	80	288,88
Jardin d'enfant	1806	80	144,80
Crèche	902	80	72,16
Lycée	2257	80	180,56
	17604		1408,64 m ³ /J

BESOIN SANITAIRE

Maternité	100 Lot	250	25
Polyclinique	400 Malade	25	10
			35 m ³ /J

BESOIN MUNICIPAUXBesoin Commerciaux

	Consommateur	Dotation L/J	Consom. m ³ /J
Centre de commerce	260 Emp.	150	39
S.N.N.G.A	40 "	150	6
Marche plein	6000 m ²	4	24
Centre de commerce	1700 m ²	4	6,8
Marché couvert	2500 m ²	4	10
			85,8 m ³ /J

Besoins Culturels et sportifs

Centre culturel	500 Places	8	4
Maison des vieilles	50	100	5
Maison des jeunes	50	100	5
			14 m ³ /J

.../...

BESOINS ADMINISTRATIFS

Casorec	100 Emp.	150	15
Administration	200	150	30
			45 m ³ /J

Mosquée

1 mosqué 300 places 100 L/J/p 30 m³/J

Autres besoins (besoins divers)

Hotel	100 Chambre	250	25
Gare Houtière			6
Restaurant	100 Places	50	5
	+ 20 Empl.	150	3
			39 m ³ /J

TABLEAUX RECAPITULATIFS

BESOIN	CONSUMMATION m ³ /J	CONSUMMATION MOY. JOUR L/S
Domestiques	9931,46	
Scolaire	1408,64	
Sanitaire	35,00	
Municipaux	213,80	
Σ	11588,9 m ³ /J	134,13 L/S

.../...

$$QJ_{max} = (QJ_{Moy} + Q_{ri}) K_j$$

$$K_p = K_o K_j$$

$$Q_{pointe\ hor.} = \frac{Q_j\ moy\ K_p}{24}$$

$$Q_{pointe} = \frac{Q_{pointe\ horaire}}{3600}$$

$$Q_{ri} = 17\ L/S$$

$$K_j = 1,2$$

$$K_o = 1,6$$

$$K_p = 1,92$$

Consom. moy jour m ³ /J	Cons. moy Jour L/S	Reserve d'incendie L/S	Cons. de pointe L/S
11588,9	134,13	2 X 17	257,531

$$Q_j\ max = 181,356\ L/S$$

$$Q_{pointe\ horaire} = 927,112$$

$$Q_{pointe} = 257,531\ L/S$$

6. Etude des problèmes posé par la variation du débit; Ils existent différentes variations des débits de consommation.

- Variation annuelle suivant le développement de la ville
- Variation mensuelle suivant les saisons
- Variation journalière (jour de marché, vendredi Wek-End).
- Variation horaire (consommation importante au moment des repas H. de pointe).

Ces problèmes posés par les variations du débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles, saisonnières et horaires.

Le coefficient "K_j" de l'irrégularité de la consommation journalière est égale à $K_j = \frac{\text{Cons max journalière}}{\text{Cons moy journalière}}$

Ce coefficient K_j, tient compte des pertes d'eau dans le réseau de distribution estimées à 20% et une majoration de 30% K_j = 1,20.

Le coefficient K_o de l'irrégularité de la consommation horaire est égale au rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire.

$$K_o = \frac{\text{Cons max Horaire}}{\text{Cons moy Horaire}}$$

$$K_o = 1,6$$

.../...

Ce coefficient K_0 , tient compte des variations horaire du débit nous avons pris la majoration de 30 % en raison des fuites dans le reseau qui est moyennement entre tenu, ces fuites sont dues aux défauts d'étanchéités des conduites, aux joints, aux canalisations internes des immeubles et aux gaspillage.

Le coefficient de pointe : est le produit des coefficient K_1 par K_2

$$K_p = K_j K_0 = 1,20 \cdot 1,6 = 1,92 \quad K_1 = K_j$$

$$K_p = 1,92 \quad K_2 = K_0$$

La consommation maximale journalière va nous servir pour le dimensionnement de la conduite d'adduction, le volume du réservoir et la puissance des pompes et des moteurs d'entraînement, tandis que la consommation de pointe va nous servir aux calculs des dimensionnements des conduites principales partant du réservoir et le reseau de distribution.

7. * Potentialité en eau.

La région de Khenchela est située au Nord d'une zone où l'on constate l'existence d'une nappe phréatique libre qui peut être atteinte par des puits ou des forages.

Actuellement un seul forage important sert à l'A.E.P de la ville. L'irrigation se fait à partir de l'oued et elle pâtit de l'irrégularité des précipitations (en saison sèche surtout).

L'alimentation se fait principalement à partir de la station de pompage d'Aïn Boughal à 4,5 Km environ Sud-Est de Khenchela près des sources pérennes et à partir de la station de Aïn Chabor situé au pied du Djebel Chabor. Les forages de Aïn Boughal et de Aïn Chabor alimentent les deux réservoirs de la ville et de la Z.H.U.N.

La station de Aïn Boughal est récente et ne pose pas de problèmes majeurs, tandis que la station de Aïn Chabor qui a servi à l'alimentation de la ville est ancienne (existante).

On constate que de graves problèmes de pollution des eaux vont bientôt se poser à l'agglomération, des infiltrations se font dans la nappe phréatique sous-jacente et menacent directement les abords de l'oued certes, mais aussi le captage situé au Sud-Est de l'agglomération.

.../...

La région de Khenchela est menacée par des problèmes de l'eau et des pollutions pouvant l'affecter. Les ressources en eau sont importantes et pourraient être facilement augmentées en fonction des besoins, à condition que des mesures de protection sévères soient prises afin de préserver les ressources en eau.

D'après les essais qui ont été faits au niveau de la station de Ain-Boughol, le forage peut nous donner jusqu'à un débit de 400 L/S. Ce niveau est constaté qu'il n'est pas variable.

CHAP II QUALITE ET SURVEILLANCE DES EAUX

A- INTRODUCTION

Qualité et surveillance des eaux, tel est le problème actuel, négligé par beaucoup surtout si cette eau provient d'une source souterraine, qui donne une fausse impression de sécurité à cause de la limpidité qu'elle présente. Dans le domaine de l'hygiène du milieu et particulièrement de l'hygiène alimentaire, nul n'ignore la place et le rôle important joué par l'eau de consommation.

Source de vie, l'eau constitue le véhicule privilégié si non le vecteur de nombreuses maladies dites hydriques.

Il est donc souhaitable, quel que soit l'origine de l'eau destinée à la consommation de la population de prendre les précautions suivantes selon trois axes principaux.

- Des prélèvements de l'eau seront effectués au moins à deux époques différentes de l'année, après une période sèche et une période pluviale.
- Des analyses chimiques dont la détection et le dosage seraient à prendre en considération, soit pour admettre une eau d'alimentation, soit pour lui imposer un traitement.
- Traitement par différents procédés soit pour éliminer un certain nombre d'éléments en excès. soit des substances toxiques.

Dans notre cas, vu le manque de moyens et de données on a jugé nécessaire d'exposer le problème en général, et nous avons choisi de nous limiter à l'eau à usage domestique, que l'on désigne couramment par le vocable "Alimentation en eau potable".

B- Origine des eaux disponibles pour LA Z.H.U.N.

La Z.H.U.N. sera alimenté par une eau souterraine, synonyme d'eau "naturellement pure", dont la temperature est constante contrairement aux eaux superficielle sujettes à une poluution provenant des rejets du monde moderne, cependant, on peut dire que si les eaux souterraines prelevées à plus ou moins grande profondeur offrent une plus grande securité que les eaux superficielles sous l'angle de la pollution, on constate aussi chez les premiers, de nombreux autres défauts qu'on a souvent tendance a ignorer.

En effet, les défauts des eaux superficielles sont en général beaucoup plus apparents que ceux des eaux profondes, dont le traitement peut-être en fait beaucoup plus delicat (déferrisation demanganisation).

On y ajoute que certaines nappes souterraines sont également susceptible d'être souillées par des cantaminations bacteriennes et par des micropolluants minéraux ou organiques, si elles ne sont pas suffisamment protegées, mais qu'on s'en méfié moins dans ce cas que dans celui des eaux de surface.

En général du fait de la limpidité qu'elles presentent à l'emergence, les eaux profondes peuvent donc communiquer une fausse impression de securité et leur utilisation doit toujours être precede d'un examen aussi complet que pour les eaux superficielles.

Pour cela il faut juger une eau sur l'ensemble de ses caracteristiques.

C- Principales differences entre eaux superficielles et eaux profondes (souterraines).

CARACTERISTIQUES EXAMINEES	EAUX SUPERFICIELLES	EAUX PROFONDES SOUTERRAINES
Temperature	Variable suivant les saisons	Relativement constante
Turbidité: matière en suspension	Variables parfois élevées	Faible ou nulles
Mineralisation	Variables en fonction des terrains traversés des précipitations	Sensiblement constante
Fer et manganèse	Généralement absents	Généralement présent
Gaz carbonique agressif	Généralement absent	Souvent présent en grande quantité
Oxygène dissout	Souvent au voisinage de la saturation	absence totale la plupart du temps
Ammoniaque	Present seulement dans les eaux polluées	Présence fréquente sans être un indice de pollution
Sulfure d'hydrogène	Absent	Souvent présent
Silice	teneur modère	Teneur souvent élevée
Nitrate	Peu abondant en général	Teneur parfois élevée
Elements vivants	Bacteris (dont certains pathogène) virus, plancton	Bacteriologiquement pure

Avant de passer aux precautions qu'il faut prendre pour avoir une eau potable, il est indispensable de citer les caractères d'une eau potable.

D -

CARACTERE D'UNE EAU POTABLE(Techniques et sciences municipales 10-83)

Les caractères que doit présenter une eau destinée à l'alimentation ont été définis comme suit.

a) Examen physique

1 - Elle doit être fraîche et d'une saveur agréable sa température se situe entre 8 — 12 ne doit pas varier sensiblement. En effet, plus la température est froide, plus les traitements chimiques de floculation, décantation, s'ils sont nécessaires sont lents et délicats; De plus une température élevée peut gêner considérablement le fonctionnement des stations de traitements.

2 - Elle doit être limpide, transparente, incolore et complètement exempte de matière en suspension, cette dernière est jugée que partiellement sous l'angle de la turbidité.

3 - Elle ne doit pas acquérir une odeur désagréable après avoir séjourné pendant quelques temps dans une cuve ou réservoir ouvert ou fermé.

4 - Elle ne doit renfermer ni algues, ni bactéries et en particulier aucun de ces êtres en décomposition

b) Examen Chimique

1 - Une eau potable doit contenir, sans excès un certain nombre d'éléments minéraux, dont la présence lui confère une saveur agréable à l'exclusion de ceux qui seraient l'indice d'une contamination ainsi que toute substance toxique.

.../...

- 2 - Elle doit être pauvre en matière organique et ne doit contenir que 2 ou 5 mg/l de nitrate. La quantité des matières organiques évaluée en acide oxalique ne doit pas dépassé 20 mg/l.
- 3 - Elle ne doit pas être agressive, ni contenir des sulfates en quantités telles qu'elle serait capable d'attaquer les métaux dont sont constitués les ouvrages des réseaux de distribution ou d'adduction.
- 4 - Elle ne doit pas contenir plus de 0,50 mg/l d'ammoniacs.
- 5 - Un litre d'eau ne doit pas contenir plus de 0,50g de sel minéraux.

E- Les différents procédés envisagés

1 - Considérations sur les prélèvements effectués sur le terrain, un certain nombre de paramètres doivent être déterminés sur le terrain.

- Aspect de l'eau au moment du prélèvement
- Odeur, couleur et goût
- Temperature
- P H
- Les gaz libres et dissous doivent être mesurés sur place
(CO₂, O₂, SH₂)

2 - Analyses complètes

Les analyses complètes, nécessaires au choix de l'eau doivent être effectués au laboratoire

Ces analyses doivent déterminer :

- Le fer dissout
- Les gaz dissous CO₂ et O₂
- Mineralogie de l'eau

.../...

Cette dernière est jugé par la connaissance de plusieurs caractéristiques et titres chimiques plus particulièrement par :

- La resistivité et le PH
- Le TH et TCA
- Le T.C.A et T.A
- Le CO₂ libre

PH : degré d'acidité ou d'alcanité d'une eau exprimé en concentration d'ions d'hydrogène. Il représente une notion très importante pour la détermination de l'agressivité de l'eau.

TH : Le titre hydrotimétrique qui exprime la concentration en sels dissous de calcium et de magnésium.

Une eau a titre Hydrotimétrique élevé est dite dure, dans cas contraire elle est douce.

T.A.C et T.A : titre alcalimétrique complet et titre alcalimétrique, ils permettent de connaître les doses d'hydroxydes de carbonates ou d'hydrogencarbonates alcalins contenus dans l'eau. La connaissance de ces valeurs est essentielles; Pour l'étude d'une eau et spécialement de son agressivité ou inversement de sa tendance à l'incrustation. Puisque ces deux phénomènes dépendent de l'équilibre entre l'acide carbonique libre et le bicarbonates.

CO₂ : Acide carbonique libre, qui est un élément essentiel pour l'étude de l'équilibre de l'eau. Dans une eau potable, la présence du CO₂ améliore nettement le goût de l'eau qui, sans cet élément est fade.

C O N C L U S I O N :

L'eau est un milieu complexe et changeant, il ne faut pas tirer les résultats (conclusions) dès les 1er essais.

Il peut être beaucoup plus important de suivre les variations périodiquement.

F -

PRINCIPES DE TRAITEMENT DES EAUX DESTINEES A LACONSOMMATION

1. L'origine de l'eau, la connaissance de ses caractéristiques physiques, chimiques et bactériologiques, comparée aux caractéristiques requises pour une eau à la consommation humaine, permettent de juger de la nécessité de traiter l'eau choisie ce traitement peut s'effectuer de façon plus ou moins complète suivant la nature et la variété des défauts. Plusieurs procédés peuvent être nécessaires et l'on doit rechercher leur combinaison la plus judicieuse, tant au point de vue de l'élimination de ces défauts que des conditions locaux d'installation.

Cette recherche a pour but également d'aboutir à la réalisation la plus économique tant en frais de premier investissement qu'en frais d'exploitation. Elle doit être menée sans négliger toutes les possibilités qu'offre actuellement l'automatisme et en conservant comme impératif la sécurité de l'exploitation, qui doit en toute occasion délivrer à la distribution une eau non seulement de la meilleure qualité en général, mais encore sans risque de détérioration passagère.

Comme la Z.H.U.N sera alimentée par un forage les principaux procédés qu'on a mis en œuvre pour le traitement de cette eau profonde sont

1 - Traitement effectués au pompage comme il s'agit d'une eau souterraine, le premier souci doit être de concevoir un pompage qui entraîne avec l'eau le minimum de terre et de sable.

Il est indispensable qu'un périmètre de protection soit bien délimité.

.../...

2 - Traitement sous pression: est le plus classique, pour aérer une eau profonde, provoquer l'oxydation du fer ferreux et retenir les précipités ferriques par filtration sur sable tant que la teneur en fer est limitée.

Le Schemas peut-être complété par :

a) Une neutralisation : Cette ^{neutralisation} est réalisé par aération

: en effet l'aération permet d'éliminer:

- Sulfure d'hydrogène ($H_2 S$) dissout dans les eaux profondes et qui donne un goût très désagréable à l'eau.
- Dioxyde de carbone (CO_2) rendent l'eau agressive par contre l'aération augmente la teneur en (O_2) oxygène afin de rendre l'eau agréable à boire.

b) Une stérilisation qui a pour but de supprimer les germes pathogènes en utilisant par exemple le chlore sous forme d'hypochlorite de soude ou javelisation car, c'est le produit de beaucoup les plus employé, peu coûteux et commode pour des petites comme pour des grandes installations. La quantité du chlore nécessaire pour aboutir à une concentration en chlore résiduel est déterminée expérimentalement par la méthode dite au break point, elle correspond à la dose minimale de chlore de la courbe par laquelle, il ne subsiste plus de composés d'addition chlorés dans l'eau, dans le cas usuels, elle est de l'ordre de 0,2 à 0,4 ml/l et le temps de contact nécessaire est de 1 à 2 heures.

Il est toujours préférable d'adopter une teneur en chlore légèrement supérieure à celle du point critique chaque fois que ceci est possible et ne conduit pas à des doses du chlore trop importantes.

.../...

C O N C L U S I O N

En notre époque d'intense activité industrielle et agricole, aucune eau ne peut plus être considérée comme absolument pure, même les eaux souterraines peuvent être atteintes par les nitrates, fer (Eléments chimiques).

Les eaux de la Z.H.U.N si elles ne font pas évidemment exception à la règle générale nécessite donc de plus en plus des analyses au laboratoire pour contrôler la qualité des eaux et lui donner le genre de traitement nécessaire.

Si on avait les résultats de l'analyse confirmant les caractéristique physico-chimique, on aurait porté un jugement favorable sur les eaux de la Z.H.U.N en comparaison avec les caractéristiques définies par les règles et les normes de l'eau.

CHAPITRE III

ADDUCTION

A - INTRODUCTION

L'amenée des eaux a partir des lieux où s'opère le captage, met en œuvre les ouvrages de transport (conduites d'adduction), le transport des eaux de consommation se trouve soumis, non seulement aux conditions de calcul dont il vient d'être question, mais encore à des précautions d'ordre hygienique que l'on évoquera (ci) après dans leurs dispositions essentielles.

1) CHOIX DU TRACE :

Le choix du tracé de la conduite a été établi en tenant compte de respecté certains impératifs dans la mesure du possible.

- Le tracé du profil en long aussi régulier que possible.
- Le chemin le plus court possible entre le lieu de captage et le réservoir pour des raisons économiques des travaux.
- Eviter les contre pentes, car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des contonnements d'air qu'il importe d'évacuer au moyen de ventouses disposées en ces points hauts où il pourrait résulter à ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné.
- Eviter les profils horizontaux.
- Le tracé sera donc conçu compte tenu de la possibilité de réaliser un profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- À cet effet dans notre cas on est amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de la route.

N'oublions pas que la conduite comme elle dispose des ventouses aux points hauts, elle devra être munie des organes accessoires de décharges aux points bas. De plus, comme la longueur de la conduite est importante (4500 m) il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

.../...

Notre tracé a été établi sur un plan topographique à l'échelle 1/5000.

B. CALCUL DU DIAMÈTRE ÉCONOMIQUE

1) Condition Économique

Pour élever le débit "Q" de la station de pompage jusqu'au réservoir, c'est à dire à une hauteur géométrique " H_g ", on peut donner à la canalisation un diamètre quelconque, or on sait qu'il existe un prix économique de la conduite de refoulement qui est lié à la station de pompage.

- Si on adopte un petit diamètre, le prix de la conduite est plus faible, mais la perte de charge " ΔH " est grande c'est à dire le moteur d'entraînement devra être puissant ça nécessitera une dépense d'énergie importante.

- Si au contraire, on adopte un grand diamètre, la perte de charge " ΔH " sera réduite et la puissance du groupe élévatoire sera faible. On économisera donc sur le prix du groupe élévatoire et sur le prix de l'énergie nécessaire, mais pas sur la conduite.

- On a donc intérêt à choisir un diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation qui résulte d'un compromis entre les deux tendances suivantes:

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent au fur et à mesure que le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge " ΔH ".

Pour cela et dans le but de satisfaire les conditions économiques, il est possible d'établir une formule donnant un diamètre économique "D" de refoulement.

.../...

L'étude portera sur plusieurs diamètres normalisés limiter par la formule de BONNIN qui est donnée par la relation $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,181} = 0,425 \text{ m} \approx 0,450 \text{ m}$ sur laquelle notre calcul technico-économique sera basé ainsi sera fait notre choix définitif.

2) Facteurs divers influant sur le calcul des conduites.

Indépendamment des méthodes de calcul, il convient d'attirer l'attention sur les divers facteurs qui entrent en ligne de compte dans les données du problème que pose le calcul des conduites d'amenée ou de distribution.

Ainsi la nature des eaux, selon qu'elles sont incrustantes, agressives ou autre en relation avec la nature des conduites et plus particulièrement de leur revêtement intérieur, le cas échéant qui nous a amené à adopter un coefficient de rugosité " ϵ ", dans nos calculs $\epsilon = 0,4 \text{ mm}$.

D'autre part il ne faut pas omettre d'ajouter aux pertes de charge linéaire, les pertes de charge singulières (particulières), telles que celles provoquées par les changements de diamètre, les courbes, les changements de pente les raccords et les accessoires (robinet, vannes, soupapes, clapets etc...).

Dans notre étude on a tenu compte forfaitairement en majorant de 15 % les pertes de charge linéaires, si l'on ne peut admettre que les formules pratiques adoptées pour celles-ci en tiennent compte implicitement.

Il sera ensuite vérifié, que la vitesse " V " de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est à dire comprise si possible entre 0,5 et 1,50 m/s. On évitera, sans que cette condition soit impératif. En effet de faibles vitesses favorisent la formation de dépôt et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts.

.../...

Par contre si elle est grande il peut en resulter certains inconvenients d'ordre pratique qui sont susceptibles d'accroitre l'importance du coup de belier en cas de changements brusques du régime d'écoulement et des difficultés d'alimenter correctement les branchements.

Les vitesses d'écoulement de l'ordre de 1 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que les usagers n'en souffrent trop.

3) FORMULES UTILISEES POUR LES CALCULS

a- Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge " ΔH " resultant des frottements le long de la canalisation, et des pertes de charge singulieres (Coude, crepine clapet etc...). Par consequent l'énergie que doit fournir la pompe est celle qui correspond a une hauteur manométrique totale d'élévation " H_{mT} " qui sera donné par la relation :

$$H_{mT} = H_g + H_{asp} + \Delta H_{asp} + \Delta H_e$$

H_g : Hauteur géométrique

$$H_g = \text{Côte du trop plein du reservoir} - \text{Côte trop plein de la bache}$$

H_{asp} : Hauteur d'aspiration de la pompe

ΔH_{asp} : Pertes de charge créées par la pompe d'aspiration

ΔH_T : Pertes de charge totale

ΔH_e : Pertes de charge lineaires

ΔH_s : Pertes de charge singulieres.

$$H_g = 1175 - 1125 = 50 \text{ m}$$

$$H_g = 50,00 \text{ m}$$

$$H_{asp} = 1 \text{ m}$$

$$H_{asp} = 1,00 \text{ m}$$

ΔH_{asp} nous l'avons estimé a 0,5 m

$$\Delta H_{asp} = 0,50 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_s$$

$$\Delta H_e = J L = \frac{f V^5 L}{2gD}$$

J : Gradient de pertes de charge

L : Longueur géométrique (m)

F : Coefficient de frottement

V : Vitesse (m/s)

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

D : Diamètre (m)

F sera calculé par la formule de COLEBROOK la plus utilisée en pratique.

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

On constate qu'elle associe en somme les formules de Von KARMAN

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{ Log } \frac{2,51}{R \sqrt{f}}$$

et de NIKURADSE

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{ Log } \frac{\epsilon}{3,7D}$$

En fait, la formule de COLEBROOK est celle qui, actuellement donne les résultats les plus proche de la réalité, en fonction de la variation du nombre de Reynolds, pour qu'on puisse appliquer correctement les formules précitées il faut connaître la valeur à attribuer à la dimension moyenne de rugosité " ϵ " et pour la pratique il faut tenir compte de l'augmentation de la rugosité, après la pose de la conduite, en raison des incrustations (dépot au moins plus ou moins dur que laisse une eau calcaireuse).

Pour les calculs pratiques sur les canalisations on peut utiliser les valeurs suivantes de " f " du tableau.

TABLEAU DE LA RUGOSITE ABSOLUE
DES CONDUITES

	M A T E R I A U	TUYAU NOUVEAU ξ (mm)	TUYAU ANCIEN ξ (mm)
A D D U C T I O N	ACIER OU FONTE	0,1 à 0,4	1,0 à 1,5
R E S E A U	ACIER OU FONTE	0,4 à 1,0	1,5 à 3,0
A D D U C T I O N	AMIANTE CIMENT	0,03 à 0,1	0,1 à 0,4
R E S E A U	AMIANTE CIMENT	0,1 à 0,4	0,4 à 1,0

Nous utilisons dans notre calcul le coefficient de Colebrook " f_c " en prenant pour la première approximation le coefficient de frottement " f " calculer par la formule de Nikurazé qui est :

$$f_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D} \right)^{-2}$$

avec ξ rugosité absolue en m

D Diamètre de la conduite en m.

.../...

§ Calcul du nombre de Reynolds.

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{avec } V = \text{Vitesse m/s}$$

$D = \text{Diamètre m}$

$\nu = \text{Viscosité cinématique de l'eau}$

$$\nu = 10^6 \text{ m}^2/\text{s}.$$

La vitesse calculée par l'équation de continuité

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

A : Section de la conduite m^2

Q : Débit en m^3/s .

D : Diamètre en m

Pour les pertes de charge singulière dans notre cas elles représentent 15% des pertes de charges linéaire (comme nous l'avons cité au paravant).

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \Delta H_l + 0,15 \Delta H_l = 1,15 \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l$$

ΔH_t : pertes de charges totales

ΔH_l : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

b- Puissance a fournir pour la pompe

$$P = \frac{g \cdot Q}{\eta} \cdot H_{mz}$$

$P = \text{Puissance (K W)}$

$g = \text{Accélération de la pesanteur} = 9,8 \text{ m/s}^2$

$Q = \text{Débit m}^3/\text{s}$

$H_{mz} = \text{Hauteur manométrique}$

$\eta = \text{Rendement de la pompe } 0,75 \text{ pris}$

c- Energie consommée annuellement

$$E = P \cdot n \cdot T.$$

$P = \text{Puissance}$

n : nombres de jours dans une année $n = 365 \text{ j}$

T : nombres d'heures de fonctionnement des pompes.

20 h et 24 h

d) Anuité.

L'annuité d'amortissement est de 1 DA pour une durée de "n" année avec un taux d'intérêt "i".

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \begin{array}{l} i = 0,08 = 8\% \\ n = 30 \text{ Ans} \end{array}$$

Donc

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827$$

$$A = 0,089$$

La topographique de la Z.H.U.N et sa disposition par rapport à la station de pompage nous permettent d'envisager une seule variante qui consiste sur un refoulement du forage à la bêche de reprise dans un premier temps et un refoulement de la bêche de reprise vers le réservoir de stockage dans un deuxième temps, à son tour le réservoir alimente le réseau de distribution par gravité.

4. CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Notre calcul Technico-Economique portera sur l'étude de cette variante choisie qui a été faite en deux étapes.

a) 1er Cas refoulement de 20/24 H

b) 2ème Cas refoulement de 24/24H

avec un débit de : $Q = 0,181356 \text{ m}^3/\text{s}$

Diámetro (mm)	V (m/s)	$W \cdot 10^5$	$\frac{v}{D}$	f_c	$J = \frac{f v^2}{2g}$ (m)	$\Delta H = J \cdot L$ (m)	$\Delta H_f = 0,5 \Delta H_c$ (m)	$H_{tot} = H_g + \Delta H_c$ (m)
350	1,88	6,58	0,001143	0,021052705	0,01084674	48,810	56,132	107,632
400	1,44	5,76	0,0010	0,020479	0,00541649	24,374	28,030	79,530
450	1,135	5,11	0,00089	0,02001744	0,00292885	13,180	15,157	66,657
500	0,923	4,62	0,0008	0,0196439	0,0017076742	7,845	8,837	60,337
550	0,763	4,196	0,000727	0,019441975	0,001049955	4,725	5,434	56,933

$\xi = 0,4 \text{ mm} = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ $\xi = \text{Rugosité Absolue.}$

BORDEREAU DES PRIX DES CONDUITESEN ACIER (ADDUCTION)

DIAMETRE mm	TUYAU (mL)DA	SOUDURE DA	TERRASSEMENT DA	POSE DA	TRANSPORT ET MANUTENT.	PRIX DE REVIENT AU mL DA
100	84,44	1,70	50,00	4,00	7,17	147,31
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,93	184,93
200	137,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,15	267,22
300	216,63	7,30	70,00	20,00	19,14	333,07
350	301,11	9,26	72,00	30,00	25,23	437,60
400	345,17	11,27	75,00	40,00	29,00	500,44
500	432,05	17,22	85,00	60,00	34,18	628,45

$Q = 181,356 \text{ l/s}$ pendant 24h

Frais d'exploitation pour un pompage de 24/24.

DIAMETRE = mm	PUISSANCE $P = 9,8 \cdot Q \cdot H_m$	ENERGIE ANNUABLE $E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ (KW/An)}$	PRIX DE L'ENERGIE $P = E \cdot e \text{ (DA)}$
350	254,557	2.229.918,05	423.684,43
400	188,094	1.647.701,3	313.063,24
450	157,648	1.380.998,7	262.389,75
500	142,701	1.250.061,0	237.511,59
550	134,650	1.179.536,982	224.112,0265

FRAIS D'AMORTISSEMENT

DIAMETRE mm	PRIX DU ml DA	LONGUEUR m	PRIX DE LA CONDUITE DA	AMORTISSEMENT DA
350	301,11	4 500	13.549,95	120.594,56
400	345,17	"	15.532,65	138.240,58
450	369,32	"	17.834,40	158.726,16
500	432,05	"	19.442,25	173.036,03
550	492,54	"	22.164,30	197.262,27

BILAN POUR UN REFOULEMENT DE 24H/24

DIAMETRE mm	350	400	450	500	550
FRAIS D'EXPL.	423684,43	313063,24	262389,75	237511,59	224112,0265
FRAIS D'AMORTS.	120594,56	138240,58	158726,16	173036,03	197262,27
FRAIS TOTAUX	544278,99	451303,82	421115,91	410547,62	421374,29

Notre diametre économique est $D = 500$ mm

- 2ème cas refoulement 20/24 H.

Frais d'exploitation pour un pompage 20/24.

$Q_j \text{ max} = Q = 181,356 \text{ l/s} = 15669,158 \text{ m}^3/\text{J}$

$Q = 217,62 \text{ l/s}$ pendant 20h de pompage

$Q = 217,62 \text{ l/s} = 0,217 \text{ m}^3/\text{s}$

Diametre (mm)	PUISSANCE $P = \frac{9,8}{\eta} Q \text{ Hmr (Kwh)}$	ENERGIE ANNUABLE $E = P \cdot 20 \cdot 365 \text{ (Kw/an)}$	PRIX DE L'ENERGIE $P = E \cdot e \text{ (DA)}$
350	655,006	4781543,9	908493,34
400	226,544	1653770,1	314216,33
450	189,875	1386085,2	263356,19
500	171,872	1254665,3	238386,4
550	162,176	1183881,5	224937,49

Bilan pour le refoulement 20H/24

	350	400	450	500	550
Frais d'exploit.	908493,34	314216,33	263356,19	238386,4	214937,49
Frais d'amort.	120594,56	138240,58	158726,16	173036,03	197262,27
Frais Totaux	1029087,9	452456,91	422082,35	411422,43	422199,76

Notre diamètre économique est $D = 500$ mm.

D'après le calcul technico-économique on constate qu'on a obtenu le même diamètre économique c'est à dire $D = 500$ mm, mais on a opté pour le refoulement de 20/24^H.

en tenant compte :

- De la consommation d'énergie qui est plus faible
- Exploitation intermittente pour permettre au moteur de se refroidir.

C - Calcul de coût de terrassement de la conduite d'adduction.

La pose de la conduite s'effectue dans une tranchée ouverte dont la largeur de fond est plus ou moins égale à :

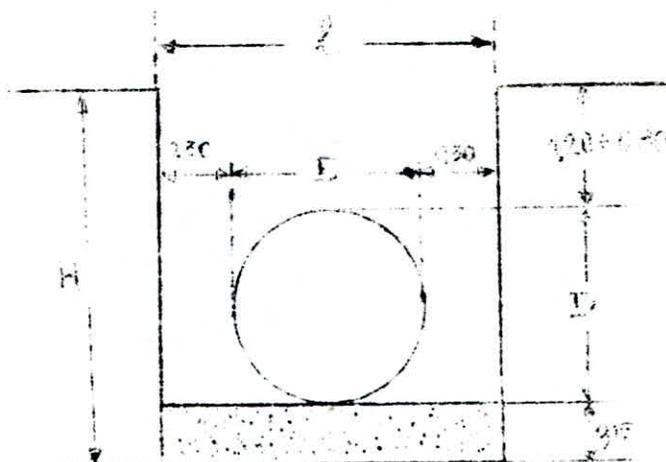
$$L = D + 20,30 = D + 0,60 \quad L \text{ en (m)}$$

$$D = 0,500$$

$$L = 0,500 + 0,600 = 1,100 \text{ m} \quad l = \text{largeur (m)}$$

$$L = 4500 \text{ m} \quad L = \text{Longueur (m)}$$

$$H = 0,15 + D + 1,00 = 0,15 + 0,50 + 1 = 1,65 \text{ m} \quad H = \text{Hauteur (m)}$$



Section de la conduite

$$S : \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 (0,50)^2}{4} = 0,1963 \text{ m}^2$$

Volume de mise en dépôt

$$V_1 = S \cdot L = 0,1963 \cdot 4500 = 883,573 \text{ m}^3$$

Volume du deblais

$$V_2 = H \times l \times L = 1,65 \times 1,100 \times 4500 = 8167,50 \text{ m}^3$$

Volume du remblais

$$V_3 = V_2 - V_1 = 8167,50 - 883,573 = 7283,927 \text{ m}^3.$$

Prix unitaire de la mise en depot = 80 DA le m³

Prix unitaire du deblais = 60 DA le m³

Prix unitaire du remblais = 40 DA le m³

Prix de revient du deblais

$$Prd = 60 \times 8167,50 = 490050,00 \text{ DA}$$

Prix de revient de remblais

$$Prr = 40 \times 7283,927 = 291357,08 \text{ DA}$$

Prix de revient de la mise en dépôt

$$Prmd = 80 \cdot 883,573 = 70685,84 \text{ DA}$$

Coût total du terrassement

$$Ct = Prd + Prr + Prmd = 490050,00 + 291357,08 + 70685,84 = 852092,92 \text{ DA}$$

$$Ct = 852092,92 \text{ DA}$$

((H A P I T R E I V
 // STATION DE POMPAGE

A - GENERALITES

La station de pompage est souvent indispensable soit pour le captage, soit pour le refoulement des eaux d'alimentations. Dans cette station se trouvent des pompes qui ont pour fonctions de relever un débit désiré a une hauteur déterminée.

B - STATION DE POMPAGE

Elle regroupe toutes les machines et tous les appareils necessaire a l'élévation de l'eau, elle est constituée :

- Une bêche de reprise (bêche d'aspiration)
- Une salle des machines
- Une salle pour installation electriques
- Une salle de sterilisation
- Un compteur (hydraulique)
- Un équipement de secour

a) Bêche de reprise

C'est un reservoir se trouvant au niveau de la station de pompage qui reçoit l'eau en provenance du forage et sert de reprise pour le reservoir de la Z.H.U.N.

Dimensionnement de la bêche de reprise voir le chapitre suivant (Chapitre reservoir).

.../...

b. SALLE DES MACHINES

Description :

C'est une salle qui commande toutes les manoeuvres de la station.

Elle sera dimensionnée suivant les installations et leur encombrement (pompes, pièces de raccordements etc).

Une partie de la salle sera réservée au tableau de contrôle et de commande de la station (commande des groupes, contrôle et commande des pompes immergées dans le forage, contrôle du niveau d'eau dans le forage.

c. Salle des installations électrique

Sa construction sera accolée à la salle des machines et comportera une salle pour la moyenne tension, et une autre pour la basse tension.

L'installation de moyenne tension renfermera un transformateur dont la puissance est en fonction de celle absorbée par les moteurs des pompes en marche normale.

La salle de basse tension sera aménagée derrière le tableau de commande de la salle des machines.

d. Salle de stérilisation

La méthode de stérilisation utilisée, sera celle de la javelisation (cité auparavant Chap. II). L'emplacement de la salle de stérilisation n'aura pas de communication avec celle des machines en raison des effets corrosifs possibles par l'agent stérilisant. Le système de stérilisation sera suivi de la salle des machines à travers une cloison vitrée bien étanche.

.../...

e. Compteur hydraulique

Un comptage hydraulique s'effectuera au moyen d'un compteur monté sur la conduite de refoulement pour connaître a tout moment, la marche de l'exploitation. Il devra indiquer le débit instantané et le volume total.

f. Equipement de secours.

L'équipement de secours prend le relais en cas de panne électrique ou mécanique sur le groupe de fonctionnement.

Cet équipement se compose de deux pompes identiques à celles qui fonctionnent dans le forage et dans la bêche de reprise, d'un groupe électrogène et des pièces de rechange pour les accessoires.

Pour les pompes et le groupe électrogène, l'un et l'autre seront mis en service une fois par mois pour assurer leur bon fonctionnement.

C - LES POMPES

1. CHOIX DES POMPES

Pour des raisons économiques dans l'exploitation, il est recommandé de retenir le type de pompe qui, pour les caractéristiques demandées, offre le rendement hydraulique le plus favorable, la consommation d'énergie étant plus réduite que ce rendement est élevé.

Ce choix est également conditionné par le diamètre du forage (ou puits) à équiper par le type de pompe à adopter.

En générale on procède au choix du type de pompe en se basant sur les données préliminaires suivantes :

Q (débit m³/h) Hmt (Hauteur manométrique m) et η (rendement).

a. Au niveau du forage

Notre forage sera équipé d'une pompe centrifuge immergé (groupe immergé) a axe verticale qui refoule dans la bache de reprise, ce genre de groupe est assez repondu, pompe et moteur accouplé directement et forment un ensemble monobloc étanche destiné a fonctionner entièrement immergé.

Pompe GUINARD TYPE F 650 - 540 1480 t./ mn

Avantage de ces groupes immergés.

Ces derniers temps les pompes centrifuges ont un developpement très rapide graces aux progrès réalisés dans l'emploi constituent des groupes legers, peu encombrant, peu conteux donnent un très bon, rendement, necessitent aucun entretient commodité d'installation, et elle simplifie au maximum les travaux du genie civil dans la station de pompage.

b. Au niveau de la bache de reprise

Généralément pour élevé un grand debit a une hauteur moyenne on utilise des pompes a double entrée qui pourront donner un meilleur rendement et d'obtenir moins d'encombrement.

Cela resulte du fait que l'on peut identifier cette pompe a deux pompes disposées en parallèles constituées par les deux roues identiques symetriques et jumelées débitant chacune $Q/2$, l'ensemble refoulant donc un debit Q .

Les pompes choisies repondent aux conditions posées pour un refoulement d'un debit $Q = 783,458 \text{ m}^3/\text{h}$ a une hauteur manometrique H_m ,
 $H_{mt} = 60,337 \text{ m}$

.../...

La station de pompage sera dotée de 3 pompes disposées en parallèles dont deux fonctionnent et une de secours pour éviter tout arrêt à la fourniture.

Pompes GUINARD TYPE NE 1540

avec une vitesse de rotation $N = 1450$ tr/mn

rendement $\eta = 78,2 \%$

diamètre d'aspiration $D_{asp} = 200$

Diamètre de refoulement $D_{ref} = 150$

2 - Conditions d'installation des pompes

- Les pompes doivent être placées sur le niveau statique, de cette façon qu'elles seront toujours amorcées.

- La hauteur d'aspiration doit satisfaire à la capacité d'aspiration pratique de l'engin (des 2 pompes)

- La crepine d'aspiration doit être toujours noyée en pompage elle est placée à 0,50 m au moins du niveau dynamique.

3 Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui exprime ses performances sont :

- La courbe Q H, qui exprime les variations des différentes hauteurs de relevement "H" en fonction du débit "Q".

- La courbe du rendement pour les différents débits

- La courbe des puissances absorbées par les différents débits.

.../...

4 - Point de fonctionnement d'une pompe

La pompe pouvant ne pas fonctionner a un point fixe mais pouvant être appelée a fonctionner sur toute une portion de courbe, le moteur n'est pas toujours sollicité. La puissance nominal du moteur doit être prévue pour éviter toute surcharge.

- On trace la caractéristique de la conduite $Q \cdot \Delta H$ d'après le tableau.
- On trace la caractéristique de la pompe $Q \cdot H$ le point de fonctionnement c'est intersection des courbes caractéristiques, de la conduite avec celle de la pompe.

Dans notre cas on a disposé deux pompes identiques en parallèle : on cherche leur point de fonctionnement on trace la caractéristique commune au deux pompes, puis la caractéristique des deux pompes fonctionnant ensemble qui est obtenue en doublant a chaque fois pour une même hauteur, les abscisses de la première courbe.

On trace la courbe "C" caractéristique de la conduite menée a partir de la hauteur géométrique d'élévation la débit a refouler est $Q = 783,458 \text{ m}^3/\text{H}$.

Le point de fonctionnement se situe au point "P", mais la caractéristique $Q \cdot H$ donne un point P' , un peu éloigné du débit désiré ce qui pouvait entraîner une marche en cavitation des pompes.

Donc des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement des pompes peuvent être apportées en vue d'adopter les appareils (pompes) a des conditions de marche données.

1°) Pour passer la caractéristique $Q \cdot H$ par le point P un rognage de la roue apportera une solution permettant son adaptation.

En appliquant les lois de similitude

TABLEAU DE CALCUL PERMETTANT DE TRACER
LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

Q m ³ /h	Q m ³ /s	V m/s	R 10 ⁴	Fn	Fc	J	L (m)	ΔH _f (m)	ΔH _t (m)
50	0,0139	0,0708	3,5396	0,018907052	0,025238076	0,00001291	4500	0,05809	0,066805
100	0,02778	0,14148	7,0740	"	0,022784338	0,00004654	"	0,20942	0,2408
150	0,041667	0,212208	10,6104	"	0,021750959	0,00009995	"	0,44977	0,5172
200	0,05556	0,282965	14,14825	"	0,021168498	0,00017295	"	0,77829	0,8950
250	0,06944	0,35366	17,6833	"	0,020792085	0,000265365	"	1,1944	1,3733
300	0,08333	0,42439	21,2195	"	0,020527625	0,0003773	"	1,69768	1,9523
350	0,09722	0,49514	24,7570	"	0,020331264	0,00050862	"	2,28879	2,6321
400	0,1111	0,56583	28,2915	"	0,020179697	0,00065927	"	2,966696	3,412
450	0,125	0,63662	31,8310	"	0,02005884	0,0008295	"	3,73296	4,293
500	0,13889	0,707361	35,3680	"	0,019960364	0,00101912	"	4,58603	5,274
550	0,15278	0,778102	38,9051	"	0,0198785	0,0072281	"	5,5264	6,355
600	0,16667	0,848843	42,44215	"	0,019809358	0,0014565	"	6,554076	7,537
650	0,18056	0,919585	45,9793	"	0,019750177	0,0017042	"	7,6690	8,819
700	0,1944	0,99007	49,5035	"	0,019699118	0,0019704	"	8,86676	10,197
750	0,208	1,05934	52,9670	"	0,019655181	0,0021507	"	10,128246	11,647
800	0,2222	1,13166	56,5830	"	0,01961474	0,0025632	"	11,53456	13,265
850	0,23611	1,202498	60,1249	"	0,01957601	0,00288899	"	13,00047	14,951
900	0,250	1,27324	63,6620	"	0,019548222	0,0032337	"	14,55172	16,735
950	0,2639	1,34398	67,1988	"	0,019519994	0,0035978	"	16,190182	18,6187
!	!	!	!!	!	!	!	!	!	!

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$Q = V A$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$R = \frac{V D}{\nu}$$

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

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

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

avec d diamètre de la roue rognée qui correspond a notre debit désire q ,
 donc q, h sont les coordonnées du point P désire
 Q, H " " " " " " P' données par les caractéristiques
 des pompes.

En effet les triangles semblables nous donne la relation suivante

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{1}{m^2}$$

d'où $m = \sqrt{\frac{q}{Q}}$

P $h = 62,5$ m $q = 783,458$ m³/h = 217,627 l/s

P' $H = 68,7$ m $Q = 860,50$ m³/h = 239,028 l/s

$$m = \sqrt{\frac{783,458}{860,50}} = 0,954$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - m = 1 - 0,954 = 0,046 \quad \text{donc } 4,6 \%$$

Calcul de la puissance absorbée :

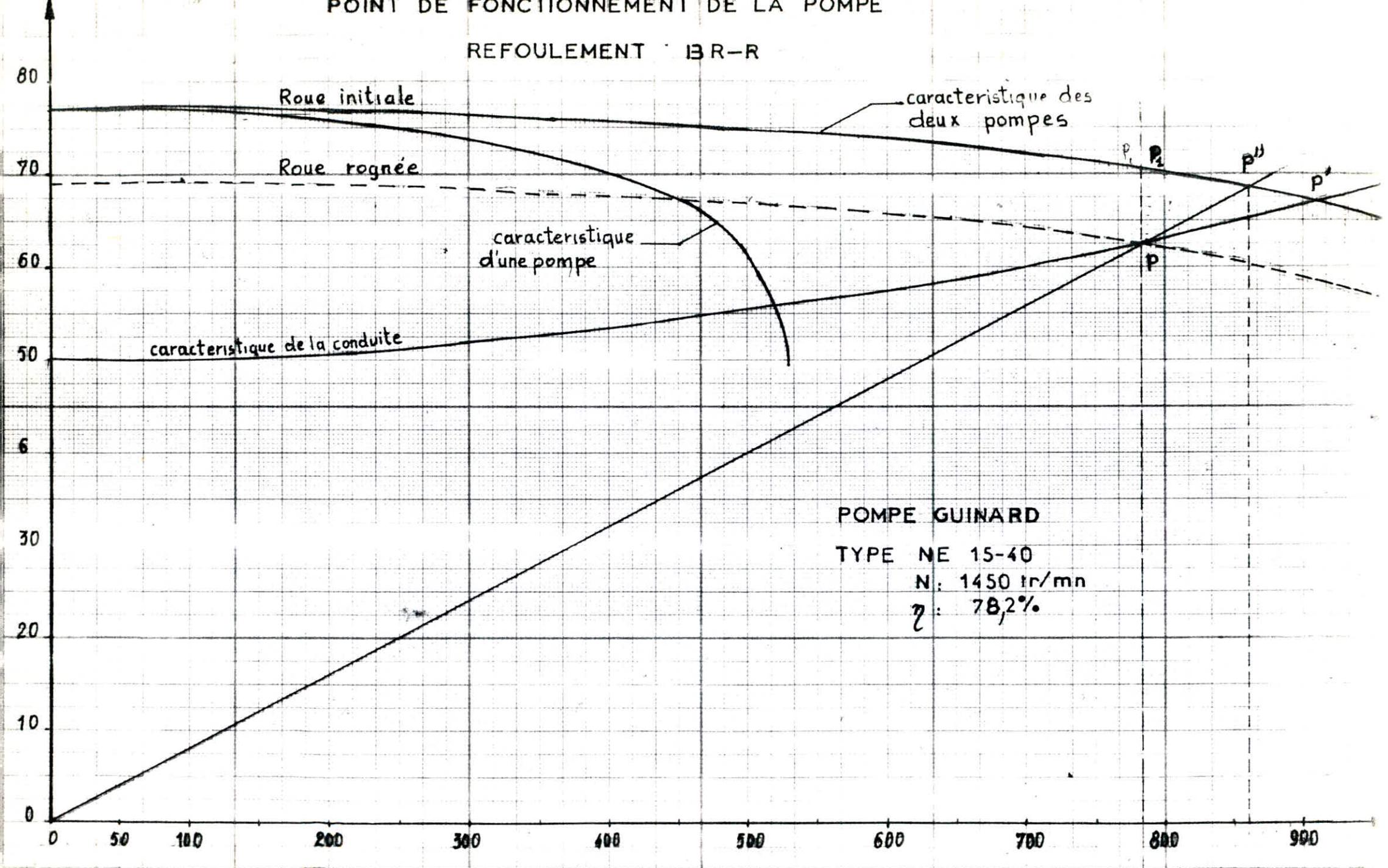
Donc pour un refoulement de 20/24 h et un rendement de $P = 78,2\%$

la puissance absorbée aura une valeur égale à :

$$P = \frac{9,8}{\eta} \frac{q \cdot h}{3600} = \frac{9,8 \cdot 783,458 \cdot 62,5}{0,782 \cdot 3600} = 170,456 \text{ KW}$$

POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE

REFOULEMENT BR-R



2ème cas : on accepte le point de fonctionnement P' ce qui nous donne un débit Q supérieur à notre débit désiré q donc on doit diminuer le temps de refoulement.

$$P: h = 62,5 \text{ m} \quad q = 783,458 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$P' H = 67,00 \text{ m} \quad Q = 906,66 \text{ m}^3/\text{h}$$

donc le volume refoulé au réservoir sera

$$V = q \cdot 20 = 783,458 \cdot 20 = 15669,16 \text{ m}^3$$

Ce qui nous donne un temps de refoulement

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{15669,16}{906,66} = 17,288 \text{ H} \quad 17\text{H } 17 \text{ mn.}$$

Calcul de la puissance absorbée.

Temps de refoulement 17H 17 mn

rendement $\eta = 78,2 \%$

$$P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 906,66 \cdot 67,00}{0,782 \cdot 3600} = 211,464 \text{ KW}$$

3ème cas : consiste à vanner sur le refoulement, ce vannage va créer une perte de charge P_v , $P_v = 8 \text{ m}$.

Cette perte de charge va augmenter la consommation d'énergie. calcul de la puissance

$$Q = 783,458 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 62,5 + 8 = 70,5 \text{ m} \quad \eta = 0,782$$

$$P = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,8 \cdot 783,458 \cdot 70,5}{0,782 \cdot 3600} = 192,275 \text{ KW}$$

C O N C L U S I O N

Nous constatons que la puissance absorbée est différente dans les trois cas, celle du rognage est inférieure à celle de la diminution du temps de pompage, donc le cas de rognage nous donne la meilleure solution en tenant compte de la dépense d'énergie.

D Automatisation.

Actuellement les orientations tendent vers l'automatisation des stations de pompage afin de réduire au minimum la surveillance humaine.

Cet automatisme résulte des transmissions effectués à distance. Le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau.

- A l'aspiration : le niveau dans le forage ou dans la bêche d'aspiration de l'usine élévatrice (bêche de reprise).
- Au refoulement le niveau dans le réservoir d'accumulation il faut prévoir :
- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration atteint la côte minimal.
- L'arrêt du pompage lorsque le plan d'eau dans le réservoir situé à l'aval est trop haut (trop 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 de certain niveau.

Pour que ces procédures de surveillance puissent s'effectuer dans le minimum de temps, il est indispensables qu'elles soient rendues automatique, avec si possible, un contrôle optique ou acoustique pour mettre au courant le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

Pour les mesures des niveaux d'eau on installe un dispositif de mesure WSHA 5 TYPE D 515 (PLEUGER) et permettent également la commande automatique des pompes par l'adjonction d'un contacteur.

a - Liaison Aspiration - Moteur

La bêche de reprise sera munie d'un flotteur en liaison avec un interrupteur raccordé au contacteur de protection du moteur.

Dès que le flotteur atteint le niveau minimal (au-dessus de la crèpine d'aspiration (,50 m) l'interrupteur se déclanche et le moteur s'arrête pour éviter toute marche a vide.

Le même dispositif sera mis en liaison entre le forage et la bêche de reprise. La pompe du forage s'arrête dès que le niveau maximal dans la bêche de reprise est atteint.

b. Liaison moteur reservoir.

Une commande par ligne pilote avec sa forme la plus simple de liaison entre la station de pompage et le reservoir sera la meilleur solution, vu la grande distance entre la station de pompage et le reservoir (4500 m) dans notre cas, l'installation de celle-ci serai onereuse.

On envisage donc dispositif qui la remplacera et dont le revenue est plus économique.

Ce dispositif qui est le servo-clapet qui presente une meilleure étanchéité par rapport au robinet flotteur, lorsque le floetteur en contact avec le plan d'eau dans le reservoir monte, il fait pivoter la vanne papillon, d'ou la création d'une légère surpession en amont qui soulève un piston qui vient appliquer la soupape qui lui est liée, sur son siège, cette dernière interrompt ainsi l'écoulement.

- L'arrêt de la pompe se fait quand le fonctionnement sera celui du debit nul (courbes caractéristiques). avec une valeur de dépression maximale et un puissance absorbée minimale.

En conséquence, on mettra un relais manometrique qui permet l'arrêt quand la pression maximale sera atteinte.

.../...

Le démarrage des pompes s'effectue par l'intermédiaire d'un relais temporisé réglable. Le temps d'arrêt du refoulement sera déterminé suivant la pratique et l'évolution réelle de la consommation journalière de la population.

C H A P I T R E V

R E S E R V O I R SA . Généralités:

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production (distribution), les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression de plus:

- Ils permettent une marche uniforme des pompes (refoulement à une hauteur constante).
- Apportant une contribution à l'économie générale des pompes par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe et utilisation du maximum d'énergie pendant les heures creuses.
- Servent de tampon entre l'adduction et la distribution.
- Luttant efficacement contre les incendies.
- Assurant une pression suffisante dans le réseau de distribution.

B . Capacité du réservoir:

1) Dimensionnement de la bache de reprise.

Notre bache de reprise sera dimensionnée avec la plus grande différence de volume en valeur absolue entre le volume d'apport cumulé et le volume de refoulement cumulé.

Débit de pompage disponible $Q_p = 770 \text{ m}^3/\text{h} = 213,88 \text{ l/s}$.

Débit de refoulement vers les réservoirs $Q_r = 783,458 \text{ m}^3/\text{h} = 217,63 \text{ l/s}$.

Temps de refoulement $t = 20 \text{ h}$

Calculons le volume

$$V = 783,458 \cdot 20 = 15669,16 \text{ m}^3 = 15670 \text{ m}^3;$$

.../...

Le temps de pompage pour avoir le mème volume

$$t = \frac{15670,00}{770} = 20,35^H = 20^H 21 \text{ mn}$$

Débit de pompage770 m³/h

Débit de refoulement783,458 m³/h

Temps de pompage..... 20,35^H/24

Temps de refoulement..... 20^H/24

R E F O U L E M E N T

Temps	Différence	Temps de refoulement	Volume	Cumulé
0 ^H - 16 ^H	16 ^H	16	783,45.16 = 12535,38	12535,328
16 ^H - 18 ^H	2 ^H	0	0	12535,328
18 ^H - 22 ^H	4 ^H	4	783,458.4 = 3133,832	15669,16
22 ^H - 22,35 ^H	0,35 ^H	0	0	15669,16
22,35 ^H - 24	1,65 ^H	0	0	15669,16
	24 ^H	20 ^H		

P O M P A G E

Temps	Différence	Temps de pompage	Volume	Cumule
0 ^H - 16 ^H	16 ^H	16	770.16 = 12320	12320
16 ^H - 18 ^H	2 ^H	0	0	12320
18 ^H - 22 ^H	4 ^H	4	770.4 = 3080	15400
22 ^H - 22,35 ^H	0,35 ^H	0,35	770.0,35 = 269,5	15669,5
22,35 ^H - 24 ^H	1,65 ^H	0	0	15669,5
	24 ^H	20,35 ^H		

D I F F E R E N C E D E V O U L U M E

Pompage	Refoulement	Différences
12320	12535,33	215,33
12320	12535,33	215,33
15400	15669,16	269,16
15669	15669,16	0

.../...

Donc la plus grande différence de volume en valeur absolue enregistrée pendant une journée entre le pompage et le refoulement est 269 m³ et pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 500 m³. Nous disposerons deux cuves de 250 m³ chacune, pour faciliter le nettoyage ou la réparation et même pour les vidanges nécessaires à l'entretien de l'un pendant (tandis-que) l'autre sera de service on prend la hauteur de tranche d'eau dans la bêche de reprise $h = 4 \text{ m}$

Forme circulaire donc $V = S \cdot h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{3,14 \cdot 4}} = 8,92 = 9,00 \text{ m}$$

La bêche de reprise sera circulaire de diamètre intérieur $D = 9 \text{ m}$

2) Dimensionnement du réservoir de distribution

- Capacité :

La capacité du réservoir doit être estimée, en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est à dire d'un part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire aux variations journalières du débit consommé, en tenant compte du jour de plus forte consommation.

Le réservoir doit pouvoir emmagasiner la différence de volume maximum entre l'apport et la consommation. Le volume du réservoir sera égale à la somme de ces différences en valeurs absolue, la réserve d'incendie.
en ajoutant

.../...

- Découpage des débits en tranches horaires.

6H - 11H	2 a
11H - 16H	0,8 a
16H - 18H	1,5 a
18H - 22H	1 a
22H - 6H	0,375 a

a : débit moyen horaire de distribution

$$a = \frac{Q_j \text{ max (m}^3/\text{J)}}{24} = \frac{15669,16 \text{ (m}^3/\text{J)}}{24\text{H}} = 652,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a = 653 \text{ m}^3/\text{h}$$

A l'aide de ce découpage de débit de distribution on peut établir un diagramme qui nous donnera la capacité théorique de notre réservoir.

D'après le diagramme on peut déterminer le volume du réservoir qui sera :

$$V = 1 \Delta V (+) + 1 \Delta V (-)$$

$$V = 4,95 a + 3,85 a = 8,8 a$$

$$V = 8,8 \cdot 653 = 5746,4 \text{ m}^3$$

$$V = 5746,4 \text{ m}^3$$

V_i = Volume d'incendie

$$V_i = 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = V + V_i = 5746,4 + 120 = 5866,4 \text{ m}^3$$

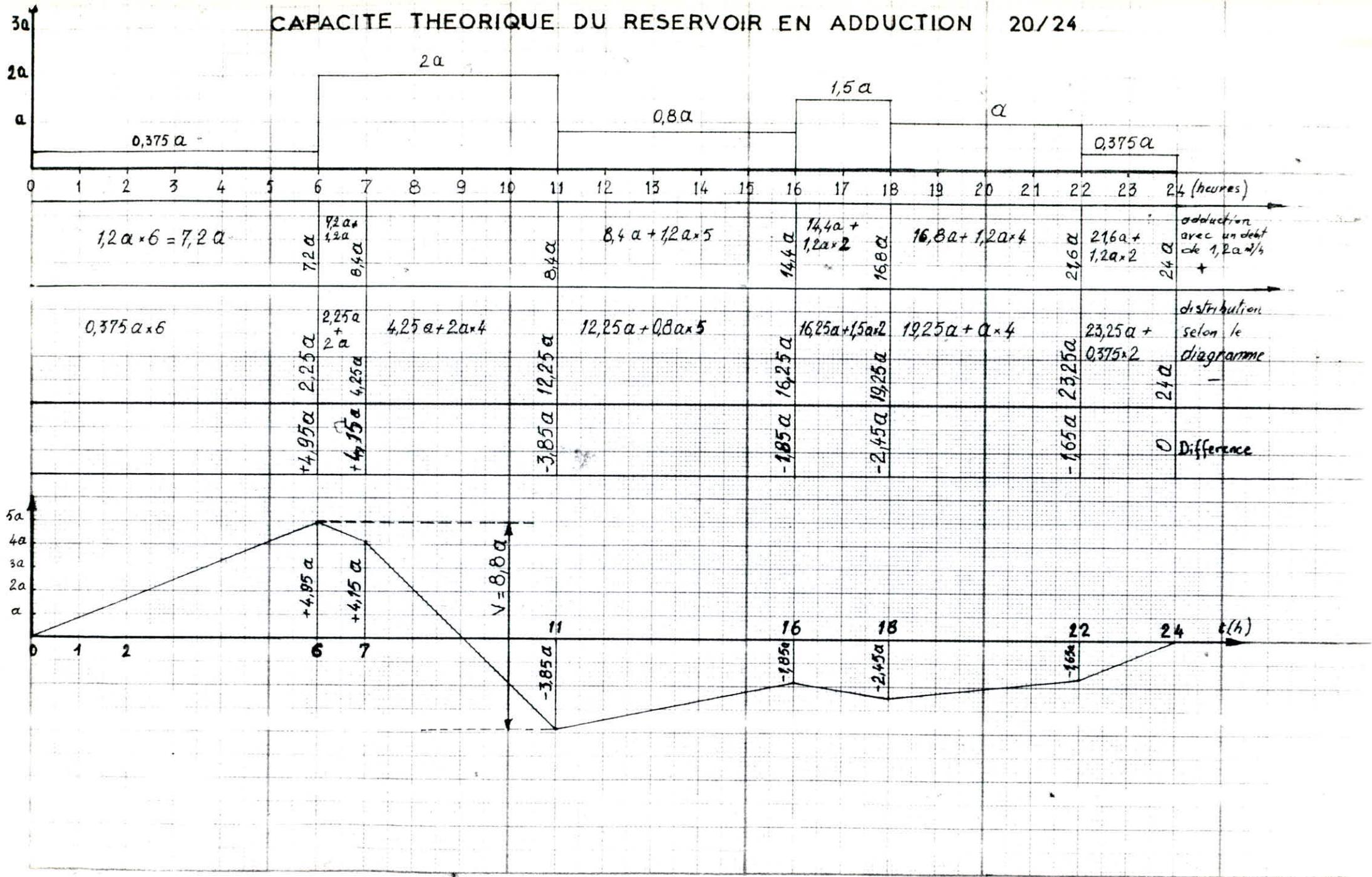
Donc le volume total du réservoir est $V_t = 5866,4 \text{ m}^3$ on doit prendre un volume standard qui est $V = 6000 \text{ m}^3$.

On prévoit deux réservoirs de 3000 m^3 chacun,

C - Construction des réservoirs

Sans entrer dans le détail des conceptions de génie-civil on peut dire que la forme générale et les dispositions d'un réservoir donné dépendent des conditions locales en relation avec l'emplacement choisi, les données topographiques, la nature du sol etc...

CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR EN ADDUCTION 20/24



En particulier, la dépense de construction d'un tel ouvrage variera notablement selon la hauteur d'eau qu'il sera appelé à contenir, cette tranche d'eau est en général de 3 à 6 m pour les agglomérations de moyenne importance et 8 m pour une agglomération importante.

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité conformément avec les conditions de leur mise en oeuvre, et ne devront, en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée.

A cet effet dans la construction de nos réservoirs, on a choisi un matériau durable : le béton armé, qui par comparaison avec les matériaux métalliques, présente l'intérêt de ne pas être sujet à la rouille et de mieux protéger l'eau contre les variations de températures.

En vue de leur nettoyage et de leur entretien, les deux réservoirs prévus seront jumelés, de capacité égale (voir précédemment). Ce qui permet d'assurer encore la distribution pendant d'éventuelles réparations ou vidanges nécessaires.

Ces réservoirs doivent communiquer entre eux, être reliés directement à la conduite maîtresse de distribution. La communication peut se faire par vanne ou par liaison des conduites d'arrivée et de départ de l'eau.

4. Emplacement des réservoirs :

Afin d'assurer la consommation des abonnés, les réservoirs doivent être situés à une cote assurant une desserte satisfaisante des immeubles les plus hauts (c'est à dire l'immeuble le plus défavorable).

.../...

L'emplacement de nos reservoirs ont été imposé par la C.A.D.A.T de

CONSTANTINE.

Côte du Radier Cr = 1170 m N.G.A

Côte du Trop Plein Ctp = 1175m N.G.A

2) Type de reservoirs

L'état de relief nous a amené dans notre cas a prévoir des reservoirs semi-enterrés pour lesquels, les frais de terrassements sont moins onéreux et dont la couverture est suffisante pour conservé l'eau a l'abri des variations de températures. Ils sont deforme circulaire.

3) Dimensionnement des reservoirs

Nous avons pris une hauteur $h = 5$ pour la lame d'eau dans le reservoir, vu la moyenne importance de la population et avec un volume de $V = 3000 \text{ m}^3$

(Calculé précédement)

$$\text{on a } V = S \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} h$$

$$D = \left(\frac{4 V}{\pi h} \right)^{\frac{1}{2}}$$

avec $V = 3000 \text{ m}^3$ $h = 5 \text{ m}$

$$D = \frac{4 \cdot 3000}{3,14 \cdot 5}^{\frac{1}{2}} = 27,64 \text{ m}$$

donc deux reservoirs jumelés de forme circulaire avec un diametre interieur de $D = 27,64 \text{ m}$

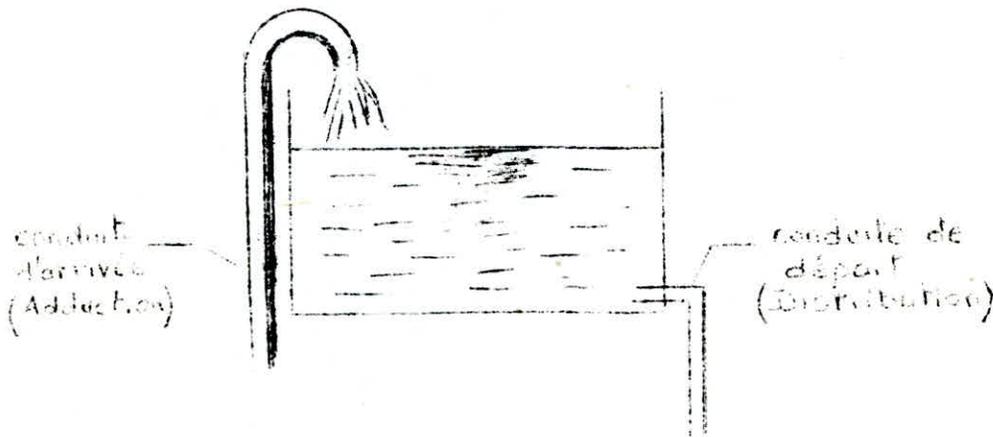
D- Equipements des reservoirs

Les équipements des reservoirs sont situés dans une chambre de manoeuvre accolée au reservoir. Cette chambre est muni d'une conduite de distribution, une conduite d'adduction, une conduite pour l'évacuation du trop-plein vidange, by-pass permettant le nettoyage, matérialisation de la réserve d'incendie.

.../...

1) Conduite d'adduction

Pour provoquer une oxygénation de l'eau, la meilleure disposition pour l'arrivée de la conduite au réservoir est par surverse surtout pour une eau souterraine qui ^{en} général est pauvre en oxygène et aussi pour avoir une altitude constante du refoulement définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.



2) Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de l'arrivée de la conduite d'adduction pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir.

Pour éviter d'entraîner d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir, nous prévoyons le départ de la conduite de distribution qui s'effectue à 0,20 m au dessus du radier. Cependant il faut réserver également un minimum de 0,50m d'eau au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution pour éviter toute introduction d'air dans la conduite. En cas d'accident sur cette dernière, sera prévu d'un robinet vanne.



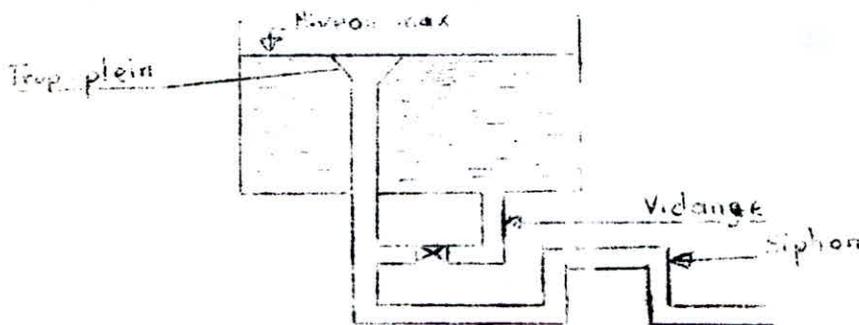
3) Trop - Plein

Il a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit total Q d'adduction pour le cas où les pompes d'alimentation ne seraient pas arrêtées quand le réservoir a atteint son niveau maximal.

La conduite du trop-plein, comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône (en tonnoir) qui débouchera à un exutoire voisin, et par crainte d'une pollution ou d'une introduction d'animaux ou d'insectes dans les réservoirs, on ménagera un siphon qui garde en eau un tronçon de cette conduite. Cette dernière ne comportera aucun robinet.

4) Vidange

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de le vidanger au moyen d'une conduite qui part du point bas de celui-ci et généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite comporte un robinet vanne, et un siphon servant de garde d'eau pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout, ce siphon servira à la conduite du trop-plein ainsi que pour la vidange.



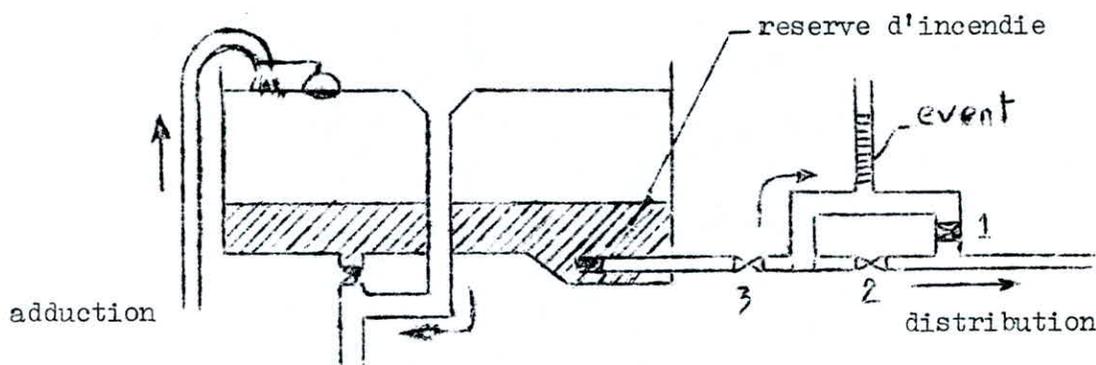
5) Servo - Chapet :

Appareil disposé a l'arrivée de la conduite de refoulement au bout de la crosse surverse (qui joue le même rôle d'un robinet flotteur voir § automatisaion).

Cet accessoir permet aussi par sa fermeture progressive d'éviter le coup de belier et maintient du niveau constant du plan d'eau dans le reservoir.

6) - Materialisation de la reserve d'incendie

Pour renouveler la reserve d'incendie et pour qu'elle ne passe pas dans la canalisation d'une part, d'autre part afin d'éviter le developpement des micro-organisme contaminant toute l'eau du reservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable, on adopte le système de materialisation suivant.



Ce système consiste à prélever dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du reservoir, mais en la faisant transiter en service normal par un siphon situé à la côte supérieure de la reserve d'incendie, et muni d'un évent qui le desamorce dès que l'eau atteint ce niveau, pendant cette exploitation normale la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

En cas de sinistre la vanne 2 sera ouverte et assure la mise en service de la réserve incendie.

La vanne 3 est en réalité constamment ouverte sauf en cas de réparation ou de nettoyage .

E. Entretien des reservoirs

Quelle que soit la nature des reservoirs, leurs structures doivent être l'objet d'une surveillance, un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves.

Cette opération comporte plusieurs phases telle que

- Isolement et vidange des cuves
- Elimination des dépôts sur les parois
- Examen des cuves et réparations éventuelles
- Desinfections à l'aide de produits chlorés
- Remise de service

F. Hygiène et sécurité des reservoirs

Les reservoirs seront d'une parfaite étanchéité et ne recevront aucun enduit interieur susceptible d'altérer l'eau qu'ils contiennent.

- Ils seront couverts pour les protéger contre les variations de température et l'introduction de corps étrangers.
- Ils seront éclairés par des ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Ils seront à l'abri des contaminations, de l'infiltration d'eaux souterraines et des pluies.
- Ils seront aménagés de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur pour éviter toute stagnation.

G. Organes accessoires du réseau

Parmi les pièces accessoires, on peut citer les coudes, les bifurcations et les changements de diamètres.

Une catégorie d'accessoires qui présente une grande importance et par ailleurs celle des robinets et autre organe d'obturation.

.../...

- a) Robinet - vannes avec lesquels on ne peut assurer qu'une ouverture ou une fermeture totales sans effets gradués, pour permettre l'isolement de divers tronçons pendant la réparation et aussi de régler le débit .
- b) Clapets de retenues : sont destinée à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et a l'arrêter dans opposé. Ils sont disposé principalement au points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.
- c) Décharges
 Pour permettre la vidange en vue d'éliminé les dépôts formés du réseau par tronçon, il faudra prévoir des décharges que l'on disposera aux points bas du reseau. Le dispositif de décharge devra s'accompagner d'un ouvrage de liaison avec l'égout le plus proche, ou vers les ruisseaux, rivières, mers etc.....
- d) Ventouses
 Elles ont pour rôle d'évacuer l'air entraîné par l'eau accumulé aux points hauts du reseau où sont placées ces appareils. La présence d'air en ces points pourrait detruire le reseau et perturber l'écoulement de l'eau.
- e) Bouches d'incendie (ou poteaux d'incendie)
 Les bouches d'incendie sont installées au bord des trottoirs. Elles doivent être raccordées sur des conduites capable d'assurer un débit minimal de 17 l/s, sous une pression suffisante de 10 m. Ces bouches d'incendie peuvent également servir à l'arrosage et au lavage.
- f) Tés :
 Pour permettre la prise des conduites secondaires, à partir des canalisations principales (Ramification).
- g) Cones de raccordement
 Ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de différents diamètres.
- h) Manomètres :
 On rappellera en terminant la necessite, trop souvent meconnue de multiplier les appareils de mesure dans tout le reseau de distribution, en particulier sous la forme de manomètre (domant la pression) éventuellement enregistreurs. De préférence on les place dans certains points
 .../...

critique du reseau, on les reliera à distance a un tableau de controle où seront reunis a tout instant les indication, essentielles sur les données d'exploitation.

Type de canalisation:

Suivant les diamètres, les pressions supportées et les conditions d'installation, on est amené a choisir nos conduites d'adduction et du reseau de distribution en acier doux soudable.

Pour les diamètres qui correspond aux diamètres utilisés dans notre cas, leur épaisseur varie de 5 à 9 mm et la longueur varie de 6 à 16 m.

-Diamètres normalisés :

Les tuyaux en acier sont réalisés dans les diamètres normalisés suivants (Pont a Mousson)

60 mm	175 mm	400 mm	700 mm	1200 mm
80 mm	200 mm	450 mm	800 mm	1400 mm
100 mm	250 mm	500 mm	900 mm	1600 mm
125 mm	300 mm	550 mm	1000 mm	
150 mm	350 mm	600 mm	1100 mm	

Les tuyaux en acier permettent une pose beaucoup plus souple, il sont facile a découpés, soudables et cintrables à la demande, ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales pour le chantier de pose. Les joints entre tuyauteries s'effectue par simple soudage des extrémités bout à bout. Par contre les tuyaux en acier sont plus sensibles à la corrosion et de ce fait doivent être revêtus interieurement et exterieurement (Voir Chap. corrosion).

Il y a grand interet a réduire le nombre des joints, que ceux-ci soient soudés ou non, en utilisant des tuyaux aussi longs que possible, afin d'éviter les fuites des reseaux qui atteignent souvent des proportions considerables. Pour remerdier a cet inconvient c'est a dire au déboitement des joints sous l'effet de la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées et les branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent a ce déboitement et éviteront par consequent les fuites.

/// HAP VI R E S E A U X D E D I S T R I B U T I O N

A - Généralités :

Après avoir amenées les eaux au voisinage de l'agglomération à desservir, il convient d'en assurer la repartition dans les conditions les mieux adéquates aux circontances de lieu et de temps.

Le reseau de distribution devra en principe assurer un service continu, la desserte intermiillente ne représentant qu'une solution imparfaite ou tansitoire.

Le reseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au reservoir. L'eau part de ce dernier ouvrage très souvent par une seule conduite qui se prolonge à travers l'agglomération en formant une conduite maitresse qui distribue dans un reseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Ce reseau comporte des canalisations qui presentent un diamètre suffisant de façon à assurer le debit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

Les conduites devront transiter les plus forts debits instantanés en tenant compte du debit de pointe calculé avec un coefficient de pointe

$$K_p = 1,92 \quad Q_p = Q_j \text{ moy.} \cdot K_p \quad (\text{Voir Chap. I})$$

Le calcul des diamètres sera établi en se referant aux diamètres normalisés (ne pas descendre au dessous de 60 mm)

Le vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,5 à 1,3m/s

B - DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

a) Calcul de diamètre de la conduite

- Données de bases

$$L = 250 \text{ m}$$

$$\xi = 0,001 \text{ m}$$

$$Q_p = 257,53 \text{ l/s} = 0,257,53 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Débit de pointe}$$

$$V = 1,10 \text{ m/s}$$

Longueur de la conduite de distribution

Rugosité absolue de la conduite

Débit de pointe

Vitesse moyenne supposée.

D'après l'équation de continuité :

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

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,2575}{3,14 \cdot 1,10}} = 0,544 \text{ m} \quad \text{diamètre normalisé } D = 0,550 \text{ m}$$

Pour $D = 0,550 \text{ m}$ on calcul la vitesse d'écoulement dans la conduite

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,2575}{3,14 \cdot 0,55^2} = 1,0838 \text{ m/s} \quad V = 1,084 \text{ m/s}$$

b) Calcul des pertes de charges occasionnées dans la conduite: on peut calculer les pertes de charges en utilisant la théorie de la longueur fluidodynamique.

Pour un profil circulaire plein on a :

$$h = D$$

$$\xi = \frac{h}{D} = 1 \quad (\xi \text{ paramètre de forme d'un profil circulaire partiellement occupé})$$

$$\xi = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} Do = 1,539$$

On suppose que le regime est turbulent rugueux

$$\lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,550}{1,539} = 0,357$$

Vérification du regime

$$\frac{c}{D} = \frac{1}{550} = 0,00181$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,0838 \cdot 0,555}{10^{-6}} = 5,96 \cdot 10^5$$

} Diagramme de Moody

D'après le diagramme de Moody \Rightarrow on se trouve dans un régime de transition

Calcul du gradient de perte de charge "Jr"

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0,357 \\ \xi = 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 5,1$$

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 0,1 \cdot 10^4$$

.../...

PROFIL CIRCULAIRE PARTIELLEMENT MOUILLE

$\xi_{opt} = 0,5$

paramètres de dimension

$D, h, D_{eq}, A/P, A, Q_v$

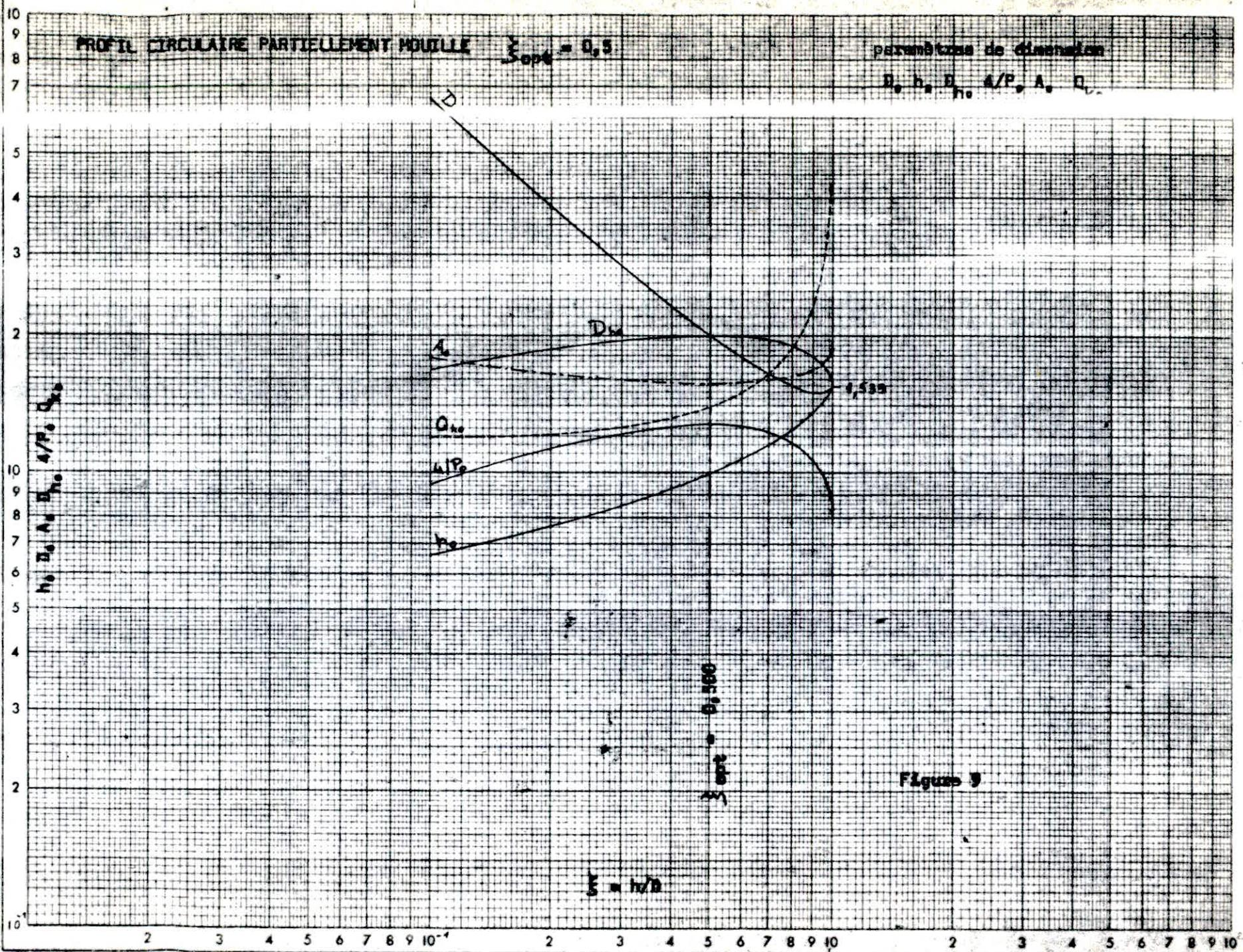


Figure 9

Weg...

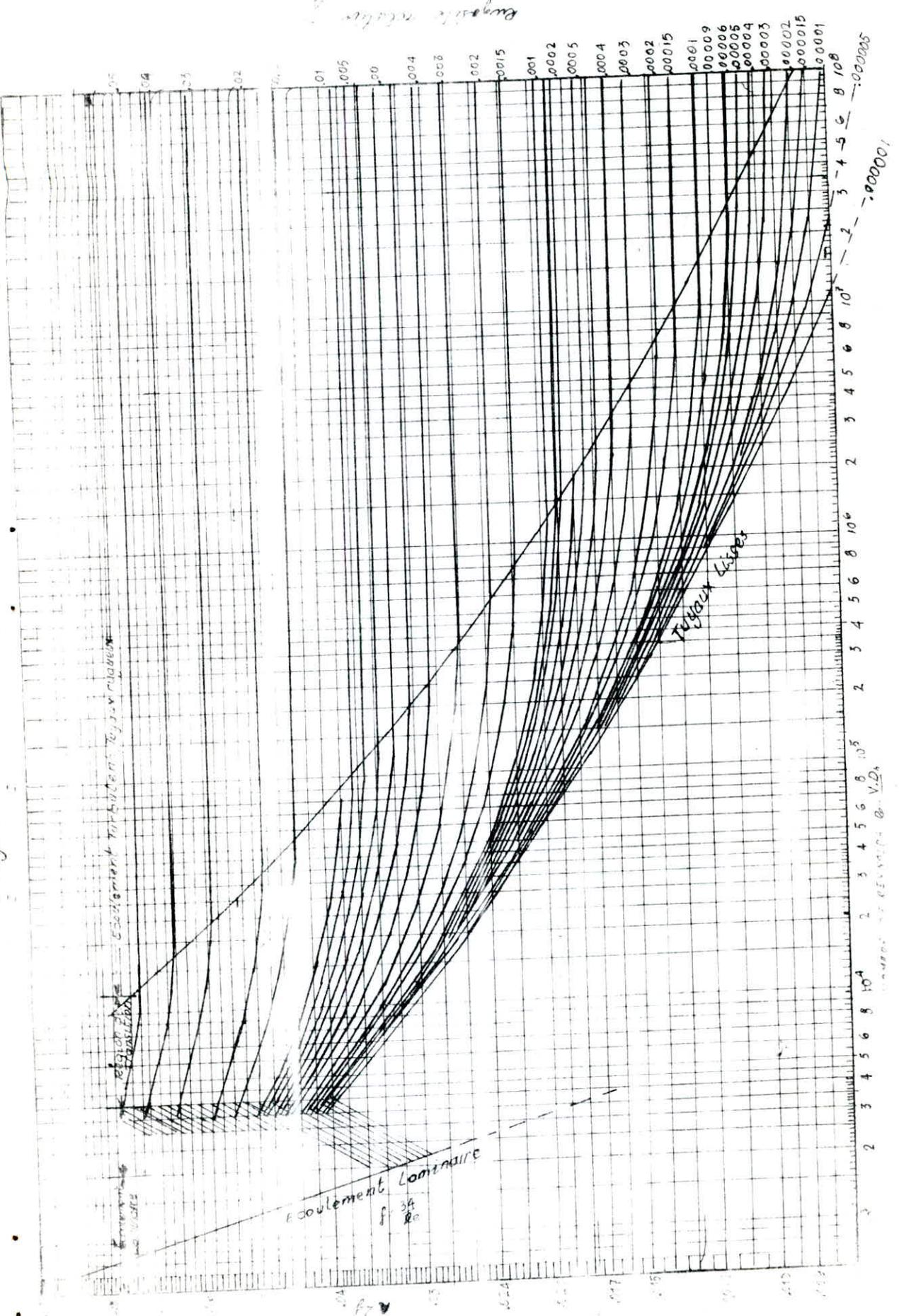
Eigenschaften

Region der Turbulenz

Region der Laminarität

écoulement laminaire
 $f = \frac{32}{Re}$

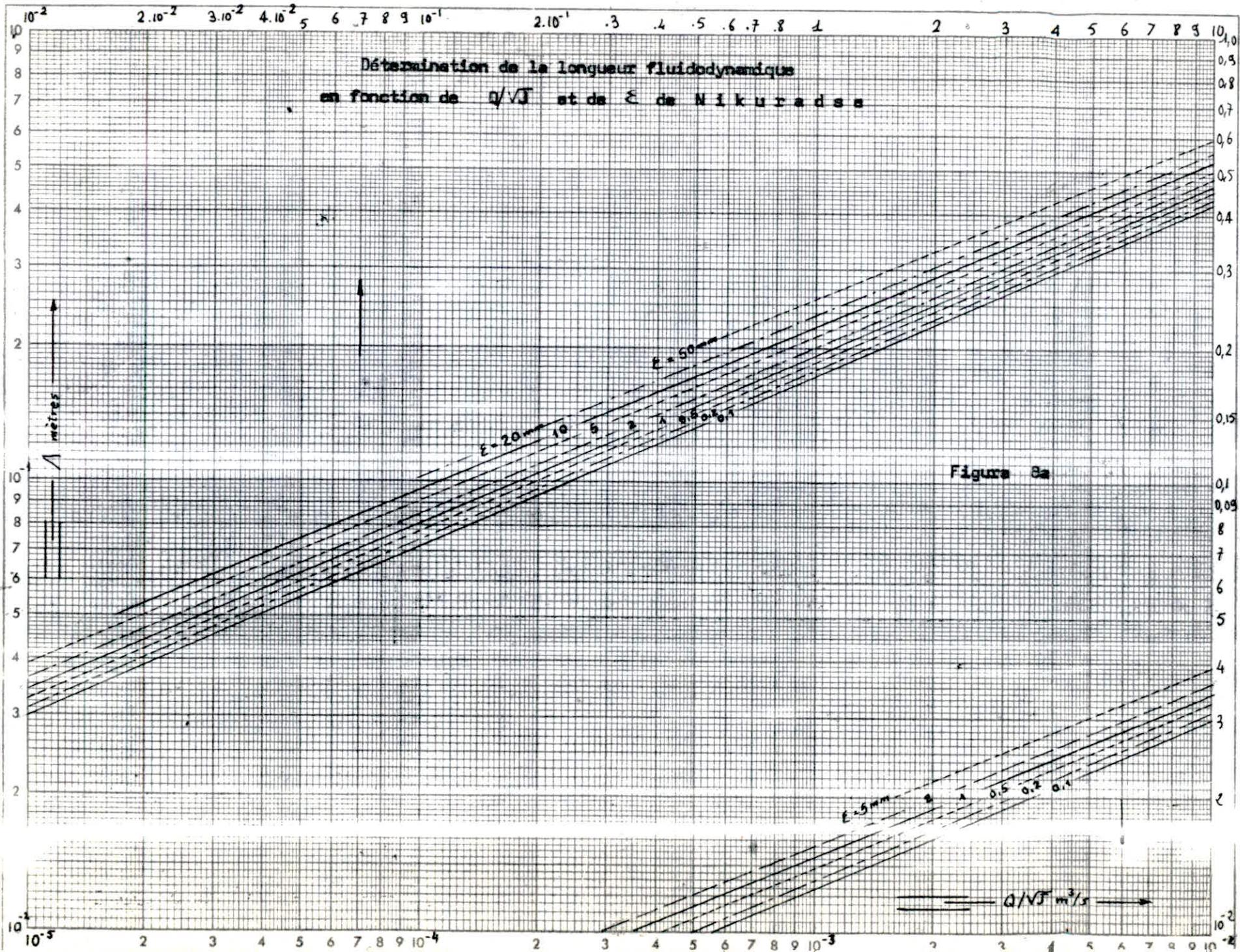
Turbulenz



0.00005
0.0001

10⁴
10⁵
10⁶
10⁷
10⁸

2
3
4
5
6
8



On a $Q = 0,2575$ on tire $J_r = \left(\frac{Q}{5,1}\right)^2 = \left(\frac{0,2575}{5,1}\right)^2 = 0,0025$

$$J_r = 0,0025$$

Comme on est dans un régime transitoire, on doit corriger le gradient de perte de charge "Jr".

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D} = 0,00181 \\ R = 5,96 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \text{abaque 17 c et 17 d on tire } \lambda_J^{5,3} = 1,05$$

$$\text{et } \lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r} \quad J = J_r \lambda_J^{5,3}$$

$$J = 0,0025 \cdot 1,05 = 0,002625$$

$$J = 0,002625$$

c) Calcul de la perte de charge ΔH_t

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 \times 0,002625 \times 250 = 0,75 \text{ m.}$$

$$\Delta H_t = 0,75 \text{ m}$$

Vérification par la méthode classique.

de l'équation de continuité on a :

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'ou } D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de

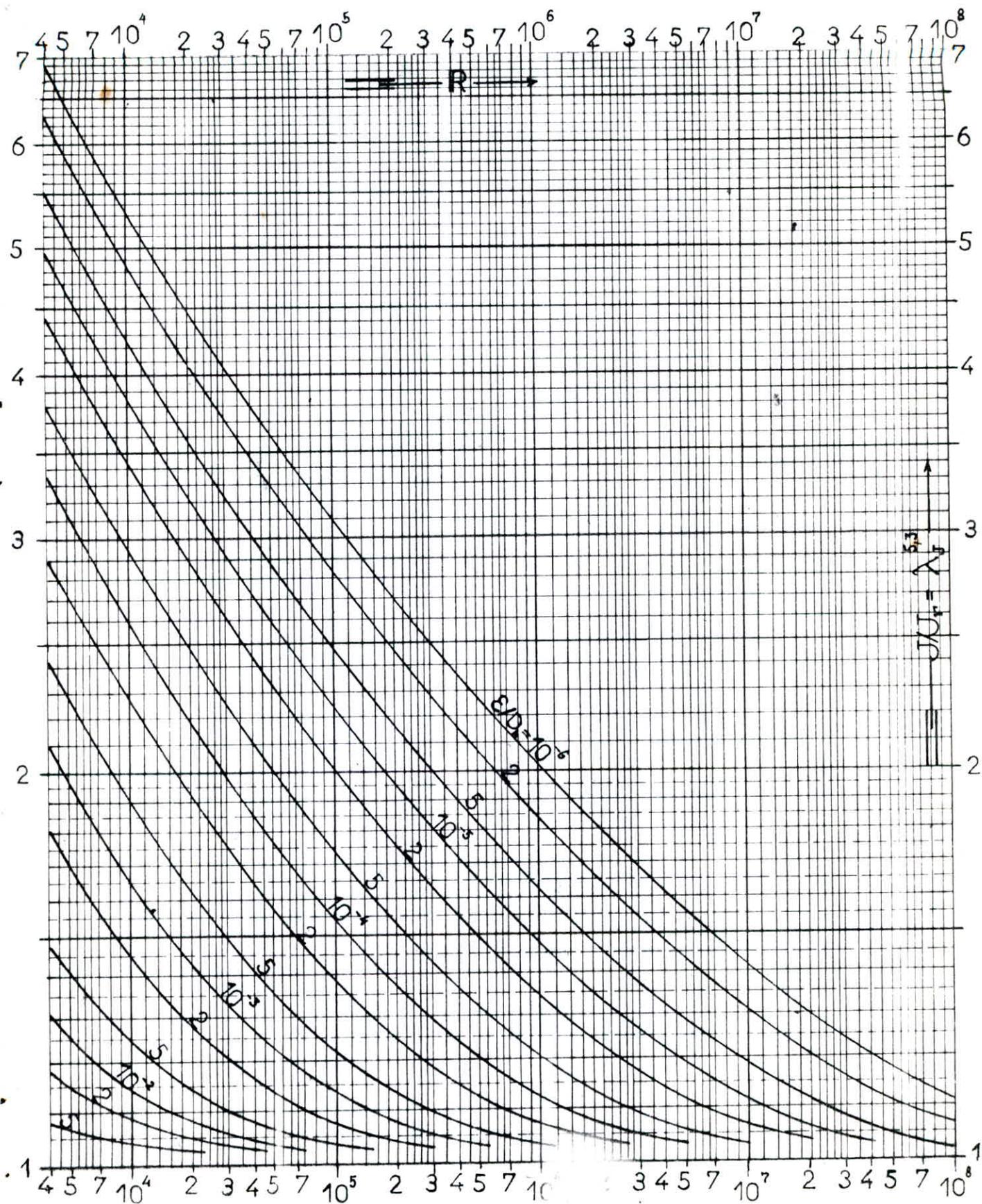
DARCY-WEISBACH

$$\Delta H_t = J \cdot L_g = 1,15 \frac{f \cdot V^2}{2g D} L_g = 0,05867 \frac{f V^2}{D} L_g$$

avec "f" coefficient de frottement de COLEBROOK qui est donné par la formule

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

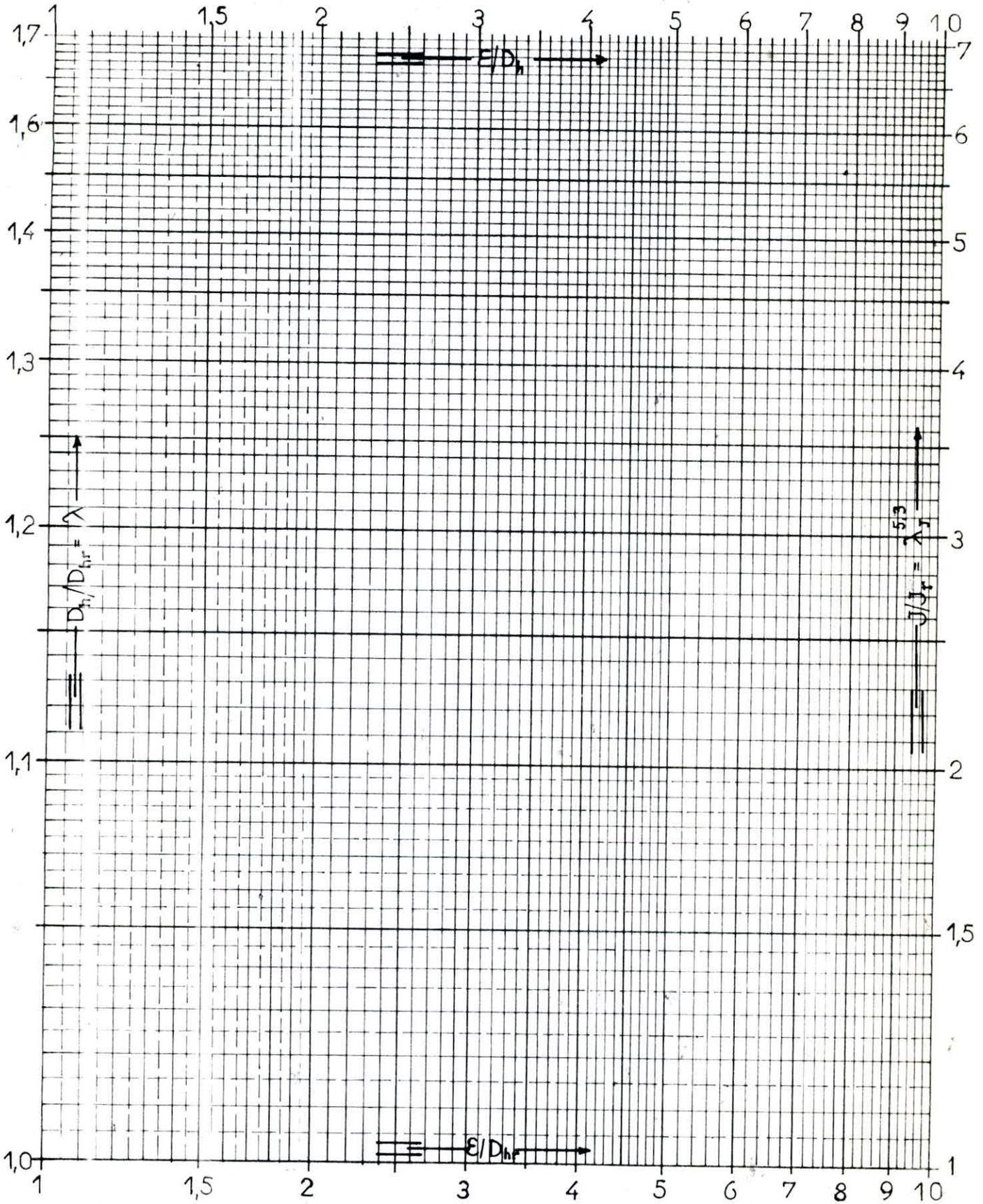
Détermination du gradient J de la perte de charge
 en régime de transition



Facteurs de transition λ et $\lambda_J^{5,3}$

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de ε/D_{hr} et $\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de ε/D_h



avec $\epsilon = 0,001 \text{ m}$ $R = 5,96 \cdot 10^5$

Et la détermination du coefficient de frottement de Colebrook se fait par itérations successives en prenant comme première approximation le coefficient de frottement donné par la formule de Nikuradzé.

$$F_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D}\right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,001}{0,55}\right)^{-2} = 0,0231946$$

Après 3 approximations on obtient le résultat

$$F_{\text{col}} = 0,0236319$$

$$\text{Alors } \Delta H = 1,15 \text{ J.L} = 0,05867 \frac{F \cdot V^2}{D} Lg$$

$$\Delta H = 0,05867 \cdot 0,0236319 \cdot \left(\frac{1,0338}{0,55}\right)^2 \cdot 250 = 0,7485$$

En conclusion la méthode de la longueur fluidodynamique donne des résultats qui vérifient exactement la méthode classique.

C - Calcul des débits soutirés

Le réseau de distribution projeté adopté à la structure de la Z.H.U.N est un réseau maillé.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il ^{soit} possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé, une telle boucle s'appelle maille. Ce type de réseau présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits, et des pertes de charge dans chaque tronçon.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé selon les structures d'habitats tout en suivant le cheminement des rues.

Nous avons délimité dans le périmètre à urbanisé, un certain contours fermés constituant de grandes mailles, à l'intérieur des quelles peuvent être connectées des conduites secondaires considérées comme des conduites d'un réseau ramifié.

Le choix d'un nombre de maille important (7 mailles) nous permettra en cas de panne de limiter la zone touchée et d'effectuer les répartitions nécessaires sans (avoir coupé) interrompre toute l'alimentation de la zone considérée.

1- Structure des mailles

Maille I

Nm = 3155 hab
 Qm = 842,2 m³/J
 Sm = 17 ha
 d = 185,59 hab/ha
 q = 266,94 l/J / hab

Maille II

Nm = 4973 hab
 Qm = 1198,26 m³/J
 Sm = 21 ha
 d = 236,81 hab/ha
 q = 240,95 l/J / hab

Maille III

Nm = 6661 hab
 Qm = 1542,62 m³/J
 Sm = 24,1 ha
 d = 276,39 hab/ha
 q = 240,95 l/J / hab

Maille IV

Nm = 8791 hab
 Qm = 2157,82 m³/J
 Sm = 14,6 ha
 d = 602,12 hab/ha
 q = 245,46 l/J / hab

Maille V

Nm = 7104 hab
 Qm = 2044,88 m³/J
 Sm = 17,2 ha
 d = 413,02 hab/ha
 q = 287,85 l/J / hab

Maille VI

Nm = 5157 hab
 Qm = 1357,24 m³/J
 Sm = 14,5 ha
 d = 355,66 hab/ha
 q = 263,18 l/J / hab

Maille VII

Nm = 9300 hab
 Qm = 2196,8 m³/J
 Sm = 25,7 ha
 d = 361,87 hab/ha
 q = 236,22 l/J / hab

avec Nm : nombre d'habitant dans la maille
 Sm : superficie de la maible en ha
 Qm : consommation moyenne de la maille
 q : consommation spécifique
 d : densité moyenne

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

$$q = \frac{Qm}{Nm}$$

2 - Méthode de calculs des débits aux noeuds

Pour le calcul des débits aux noeuds on procède comme suit : on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices qui consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau. Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud, ce contour sera la superficie desservie par le noeud. Connaissant la superficie de chaque noeud la densité et la consommation spécifique nous pouvons calculer la population probable et le volume journalier pour chaque noeud avec les formules suivantes.

$$N_i = S_i d$$

$$Q_i = N_i q$$

S_i : surface desservie par le noeud en ha

N_i : population dans chaque zone de noeud

d : densité moyenne

q : consommation spécifique

On résume les résultats dans le tableau suivant :

TABLEAU DE CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

Nœud	Maille	Surface ha	Consommation Spécifique l/s	Densité hab/ha	Population hab	Consommation par nœud l/s	Coefficient de pointe	Debit Soutirés l/s
1	I	2,784	266,94	185,59	517	1,6	1,92	3,07
2	I	6,317	266,94	185,59	1182	5,94	"	11,40
	II	3,460	240,95	236,81	819			
3	II	1,553	240,95	236,81	368	2,11	"	4,05
	III	1,458	231,59	276,39	403			
4	II	3,00	240,94	236,81	710	3,35	"	6,43
	III	1,849	231,59	276,39	511			
5	II	3,529	240,94	236,81	835	6,01	"	11,54
	III	4,961	231,59	276,39	1371			
6	II	0,956	240,94	236,81	226	7,96	"	15,28
	III	1,890	231,59	276,39	522			
	IV	1,740	245,56	602,12	1048			
	V	2,145	287,85	413,02	886			
7	I	0,858	266,94	185,59	159	4,766	"	9,15
	II	0,593	240,95	236,81	140			
	IV	2,190	245,46	602,22	1719			
8	I	2,840	266,94	189,59	527	6,85	"	13,15
	II	7,900	240,95	236,81	1874			
9	I	4,146	266,94	185,55	769	2,38	"	4,56
10	III	9,768	231,59	276,39	2700	7,237	"	13,90
	III	4,282	231,59	276,39	1184			
11	V	5,124	287,85	413,02	2116	10,22	"	19,62
	V	2,040	287,85	413,02	843			
12	VII	5,880	236,22	361,87	2128	8,60	"	16,51
	VII	2,040	287,85	413,02	843			
13	IV	1,101	245,56	602,12	663	6,548	"	12,57
	V	0,820	287,85	413,02	339			
	VI	2,214	263,18	355,66	787			
	VII	1,150	236,22	361,87	416			

14	IV	1,400	245,46	602,12	843	6,483	1,92	12,45
	V	2,970	287,85	413,02	1227			
15	IV	3,980	245,46	602,12	2396	12,45	"	23,90
	V	4,100	287,85	413,02	1693			
16	IV	4,190	245,46	602,12	2723	9,467	"	18,18
	V	2,124	263,18	355,66	755			
17	VI	0,956	263,18	355,66	340	1,036	"	1,99
18	VI	5,010	263,18	355,66	1783	5,43	"	10,43
19	VI	1,176	263,18	355,66	418	3,406	"	6,54
	VII	2,155	236,22	361,87	780			
20	VI	3,020	263,18	355,66	4074	8,460	"	16,24
	VII	5,245	236,22	361,87	1898			
21	VII	5,052	236,22	361,87	1828	4,99	"	9,58
22	VII	4,140	236,22	361,87	1498	4,10	"	7,87
24	VII	2,080	236,22	361,87	753	2,06	"	3,96

D ↓ Calcul du reseau maillé par la méthode de Hardy-cross.

Le calcul du reseau maillé sera donné par approximations successives pour obtenir le débit exact qui circule dans chaque conduite du reseau et le sens de circulation dans cette conduite. Cette méthode simplifiée repose sur application des deux lois de kirchhoff.

1er loi : Dans un noeud quelconque des conduites, la somme des debits qui arrivent à ce noeud est ^{égale} à la somme des debits qui partent. Cette loi est à rapprocher de la loi de Kirchhoff appliquée en électricité

2ème loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algebrique des pertes de charges est nulle.

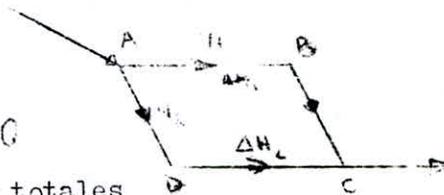
Cette loi consiste à équilibrer les pertes de charges dans chaque maille en corigeant les debits supposés, par approximations successives.

Noeud A.

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_c$$

$$(\Delta H_{AB} + \Delta H_{AC}) - (\Delta H_{AD} + \Delta H_{BC}) = \Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

1- Calcul des pertes de charges totales



$$\Delta H_s = \Delta H_{ss} + \Delta H_{\text{frottement}}$$

Avec ΔH_s pertes de charge singulière qui sont exprimées par une longueur équivalente "Le" c'est à dire par la longueur d'une conduite ayant les caractéristiques bien déterminées occasionnant la même perte de charge lors du passage d'un même débit.

Moyennant la formule de Drcy Wesbach on determine les pertes de charge ΔH_s .

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L_{eq} \cdot v^2}{2gD}$$

où L_{eq} : Longueur équivalente aux pertes de charge singulière estimé à 15% de la longueur géométrique.

$$Ley = 0,15 Lg$$

f_i : coefficient de frottement $\cdot f_i$

V : vitesse d'écoulement

D_n : diamètre de la conduite

g : acceleration de la pesanteur

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

ΔH_f : pertes de charge dues aux frottements

L_G : longueur geometrique

d'où

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_f$$

$$\Delta H_f = \frac{0,15 f L_g V^2}{D \cdot 2 g}$$

En se basant sur la facilité offerte par la theorie de la longueur fluidodynamique, on introduit le concept de la perte de charge debitaire qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un debit égal a l'unité.

$$\Delta H_0 = \frac{f^2}{2g D A^2} = \frac{\Delta H}{Q^2} \quad (m^{-5} s^2)$$

avec un gradient de perte de charge debitaire qui est égale à

$$J_g = \frac{\Delta H_0}{L} = \frac{f}{2g D A^2} \quad (m^{-6} s^2)$$

Pour un profil circulaire : avec $\pi = 3,14$ $g = 9,8 m/s^2$

on a $JQ = 8,28 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{f}{D^5}$ $(m^{-6} s^2)$ en S I

.../...

La perte de charge se produisant le long de la conduite s'exprime par :

$$\Delta H = J Lc = Q^2 \cdot Jc \cdot Lc = Q^2 \cdot \Delta HQ$$

d'où la perte de charge débitaire caractérisant une telle conduite est

$$\Delta Hc = JQ Lc = r$$

où r est une résistance dans la conduite.

Cette dernière équation est une grandeur physique comme

$$\Delta H = \Delta HQ \cdot Q^2 \quad \text{et} \quad \Delta HQ = r.$$

On obtient une formule quadratique du type

$$\Delta H = rQ^2 \quad (\text{formule utilisée dans nos calculs})$$

$$\text{avec } r = \Delta HQ = 1,15 \text{ LG} \frac{fc}{2g Dn A^2}$$

$$\text{et } A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{section d'une conduite circulaire})$$

$$\text{donc } r = 1,15 \text{ LG} \frac{fc}{2 \cdot 9,8} \cdot \frac{\pi \cdot D^4 \cdot D}{16} = 0,028 \frac{fc}{D^5} \cdot 1,15 \text{ LG}$$

Le coefficient de frottement " f_c " est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK

$$f_c = \left[-0,86 \text{ Ln} \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

En première approximation on prend " f_n " par la formule de NIKURADZE

$$f_n = \left(1,14 + 0,86 \text{ Ln} \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

2. Détermination des débits correctifs

D'après l'équation suivante $\Delta H = r Q^2$ on peut aboutir à la relation suivante $\sum \Delta H = \sum r Q^2$

Cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la 2ème loi.

soit Q_0 : le débit supposé en première approximation (donné arbitrairement)

Q_1 : le débit corrigé

ΔQ_0 : le terme correctif (débit)

pour chacun des tronçon on a :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\text{et } \Delta H_i = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = r (Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2)$$

Le terme ΔQ_0^2 sera négligeable par rapport à Q_0

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

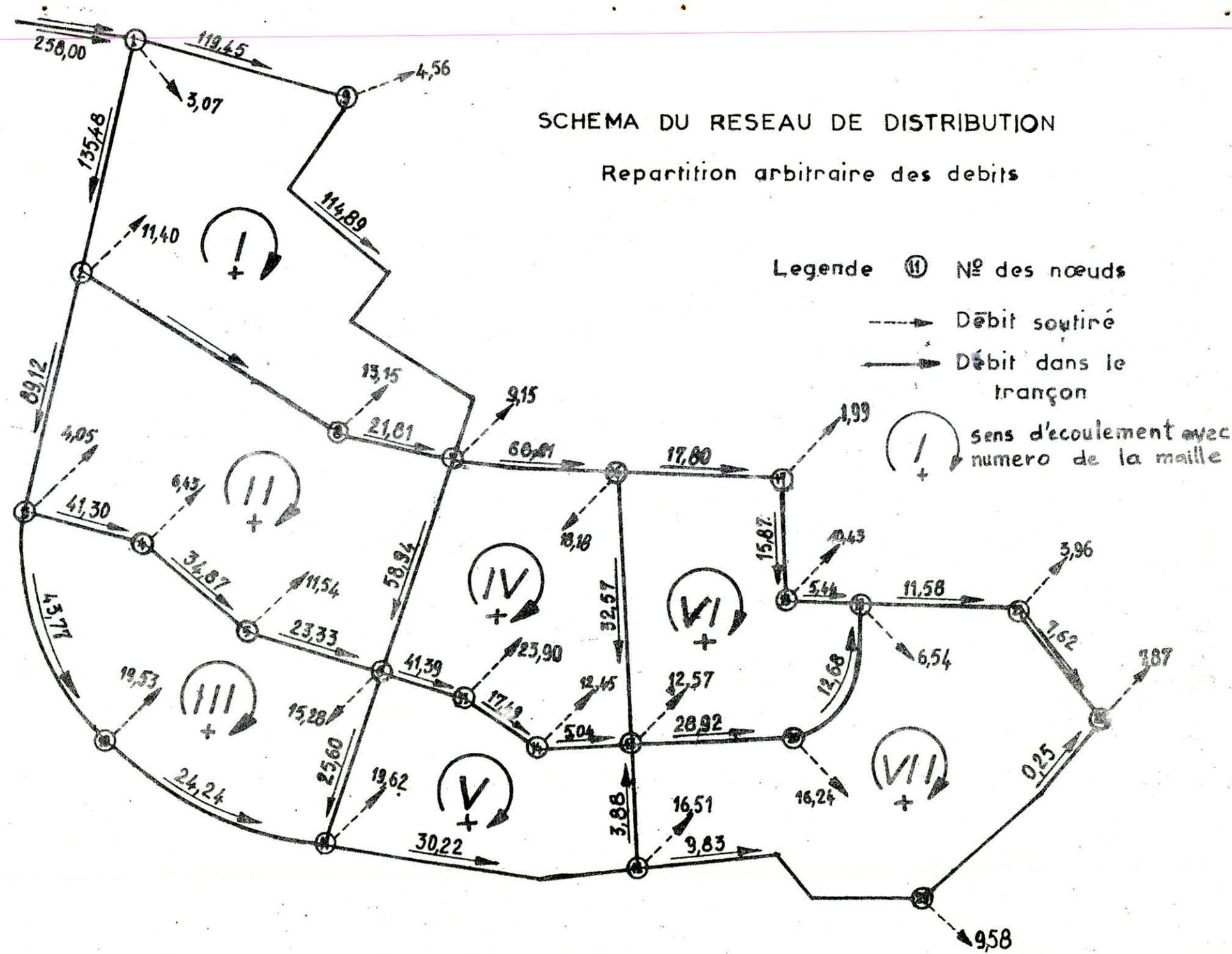
$$\text{d'ou } Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

Pour un circuit fermé on a $\Delta H = \sum r_i \cdot Q^2 = 0$

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

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Repartition arbitraire des debits



3- Principe de calcul

Pour chaque maille on choisit à priori la valeur du débit (une répartition arbitraire) et son signe dans chaque tronçon de la maille, en respectant le principe d'équilibre des débits en chaque noeud. On convient d'un sens positif (sens des aiguilles d'une montre) donné à la maille.

On calcule pour chaque tronçon de la maille les valeurs algébriques de $\Delta H = r Q^2$ (signe positif +) si le sens du débit initial Q_0 est le même que celui donné à la maille et de signe négatif -) dans le cas contraire) et les valeurs absolues de $2 r Q_0$.

On effectue pour chaque maille la somme algébrique des termes $\Delta H = r Q^2$ et la somme arithmétique des quantités $2 r Q$ on arrive au calcul de la correction qui sera

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

Correction à apporter à chaque maille

Puis on ajoute algébriquement aux débits de chaque tronçon de la maille considérée la correction ΔQ ce qui permet d'obtenir des débits rectifiés pour une meilleure répartition de la maille considérée.

Compte tenu de l'équilibre des débits en chaque noeud, on effectue les mêmes calculs pour les mailles contigües de manière à obtenir une nouvelle correction permettant de parfaire la répartition des débits et l'équilibre des pertes de charge quand $\Delta Q < 1 \text{ l/s}$ et $\Delta H < 0,5 \text{ m}$

C'est à dire le procédé continue jusqu'à ce que les termes ΔQ n'aient plus de sens par rapport à la précision attendue (demandée) et quand on aura les valeurs des sommes des pertes de charge qui vérifie la condition donnée ($\leq 0,5$) pour toutes les mailles on peut considérer que les débits calculés après la dernière approximation sont correctes avec la pression attendue.

Avant d'aborder les calculs du réseau maillé on précisera à partir du réservoir et vers les centres de consommation à partir des conduites maitresses

.../...

N ^o de la Maille	N ^o de la maille Adjac.	Caractéristique de la maille			1 ^{ère} Approximation			2 ^{ème} Correction			Nouveau Débit Q ₂ (l/s)
		Tronçon	Longueur m	Diamètre mm	Débit Q ₀ (l/s)	r Q ²	2 r Q	Correction proposée la maille CPM	CMA	Total	
I	II	1-2	286	400	-135,48	+1,26	18,53	0,80		0,80	-134,68
		2-8	572	200	-34,96	-6,53	373,45	0,80	-1,56	-0,76	-35,72
	II	8-7	124	200	-21,81	-0,56	50,92	0,80	-1,56	-0,76	+22,57
		7-9	842	350	114,89	5,37	93,46	0,80		0,80	115,69
	9-1	364	350	119,45	2,51	41,99	0,80		0,80	120,25	
						Σ = -0,46	Σ = 578,34	0,80			
					ΔQ ₀ = 0,80						
II	III	2-3	480	300	-89,12	-4,15	93,24	1,56		1,56	-87,56
		3-4	176	200	-41,30	-2,80	135,46	1,56	-0,41	1,15	-40,15
	III	4-5	266	200	-34,87	-3,02	173,23	1,56	-0,41	1,15	-33,72
		5-6	242	200	-23,33	-1,24	106,15	1,56	-0,41	1,15	-22,18
	IV	6-7	255	250	58,94	2,53	85,98	1,56	-0,24	1,32	60,26
		7-8	124	200	21,81	0,56	50,92	1,56	-0,80	0,76	22,57
	I	8-2	572	200	34,96	6,53	373,45	1,56	-0,80	0,76	35,72
						Σ = -1,59	Σ = 1018,41	1,56			
					ΔQ ₀ = 1,56						
III	II	3-4	176	200	41,30	2,80	139,46	0,41	-1,56	-1,15	40,15
		4-5	266	200	34,87	3,02	173,23	0,41	-1,56	-1,15	33,72
	II	5-6	242	200	23,33	1,24	106,15	0,41	-1,56	-1,15	22,18
		6-11	440	200	25,60	2,71	211,40	0,41	-0,50	-0,09	25,51
	IV	11-10	500	200	-24,24	-2,76	227,69	0,41		0,41	-23,83
		10-3	420	200	-43,77	-7,49	342,37	0,41		0,41	-43,36
						Σ = -0,49	Σ = 1196,29				
					ΔQ ₀ = 0,41						
IV	VI	7-16	378	250	68,61	5,08	148,09	0,24		0,24	68,85
		16-13	495	200	32,57	4,91	301,38	0,24	-0,12	0,12	32,69
	V	13-14	96	100	-5,04	-0,92	364,49	0,24	-0,50	-0,26	-5,30
		14-15	254	150	-17,49	-3,35	382,82	0,24	-0,50	-0,26	-17,75
	IV	15-6	222	200	-41,39	-3,54	171,23	0,24	-0,50	-0,26	-41,65
		6-7	255	250	58,94	-2,53	85,98	0,24	-1,56	-1,32	-60,26
					Σ = -0,36	Σ = 1453,99					
					ΔQ ₀ = 0,24						

N° de la Maille	N° de la maille Adjac.	Caractéristique de la maille			1 ^{ère} Approximation			1 ^{ère} Correction			Nouveau Débit Q_1 (l/s)
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit Q_0 (l/s)	$r Q^2$	$2rQ$	CPM	CMA	Total	
V	III	41 6	440	200	-25,60	-2,71	211,40	0,50	-0,41	-0,09	-25,51
	IV	6 15	222	200	41,39	3,54	171,23	0,50	-0,24	0,26	41,65
	IV	15 14	254	150	17,49	3,35	382,82	0,50	-0,24	0,26	17,75
	IV	14 13	96	100	5,04	0,92	364,49	0,50	-0,24	0,26	5,30
	VI	13 12	200	100	-3,88	-1,14	588,56	0,50	-0,03	0,47	-3,41
		12 11	584	200	-30,22	-4,99	330,29	0,50		0,50	-29,72
					$\Sigma = -1,03$	$\Sigma = 2048,79$					$\Delta Q_0 = 0,50$
VI		16 17	270	150	17,80	3,68	414,03	0,12		0,12	17,92
		17 18	282	150	15,87	3,06	386,25	0,12		0,12	15,99
		18 19	162	100	5,44	1,80	662,78	0,12		0,12	5,96
	VII	19 20	266	150	-12,68	-1,85	292,32	0,12	-0,03	0,09	-12,59
	VII	20 13	262	200	-28,92	-2,05	141,90	0,12	-0,03	0,09	-28,83
	IV	13 16	495	200	-32,57	-4,91	301,38	0,12	-0,03	0,09	-32,69
					$\Sigma = -0,26$	$\Sigma = 2198,66$					$\Delta Q_0 = 0,12$
VII	V	12 13	200	100	3,88	1,14	588,56	0,03	-0,50	-0,47	3,41
	VI	13 20	262	200	28,92	2,05	141,90	0,03	-0,12	-0,09	28,83
	VI	20 19	266	150	12,68	1,85	292,32	0,03	-0,12	-0,09	12,59
		19 21	296	150	11,58	1,72	297,65	0,03		0,03	11,55
		21 22	264	100	7,62	5,73	1503,59	0,03		0,03	7,59
		22 23	640	80	-0,25	-0,06	484,26	0,03		0,03	-0,22
		23 12	350	100	-9,83	-12,59	2562,48	0,03		0,03	-9,80
					$\Sigma = -0,16$	$\Sigma = 9870,76$					$\Delta Q_0 = 0,03$

N ^o de la maille	N ^o de la maille adjacente	Caractéristique de la maille			2 ^{ème} Approximation			2 ^{ème} Correction			Nouveau Débit Q ₂ (l/s)
		Tronçon	Longueur m	Diamètre mm	Débit Q ₁ (l/s)	ΔQ	CPM	CMA	total		
I	II	1-2	286	400	-134,68	-1,24	18,42	1,13		1,13	-133,55
		2-8	572	200	-35,72	-6,81	381,46	1,13	-0,54	0,59	-35,13
		8-7	124	200	-22,72	-0,59	52,65	1,13	-0,54	0,59	-21,98
		7-9	842	350	115,69	5,44	94,10	1,13		1,13	116,82
		9-1	364	350	120,25	2,54	42,26	1,13		1,13	121,38
				Σ	-0,66	588,90					
					ΔQ ₁ = 1,13						
II	III	2-3	480	300	-87,56	-4,01	91,62	0,54		0,54	-87,02
		3-4	176	200	-40,15	-2,64	131,73	0,54	-0,63	-0,09	-40,24
		4-5	266	200	-33,72	-2,83	167,59	0,54	-0,63	-0,09	-33,81
		5-6	242	200	-22,18	-1,12	101,02	0,54	-0,63	-0,09	-22,27
		6-7	255	250	60,26	2,65	87,88	0,54	-0,43	0,11	60,37
		7-8	124	200	22,57	0,59	52,65	0,54	-1,13	-0,59	21,98
		8-2	572	200	35,72	6,81	381,46	0,54	-1,13	-0,59	35,13
				Σ	-0,55	1093,95					
					ΔQ ₁ = 0,54						
III	II	3-4	176	200	40,15	2,64	131,73	0,63	-0,54	0,09	40,24
		4-5	266	200	33,72	2,83	167,59	0,63	-0,54	0,09	33,81
		5-6	242	200	22,18	1,12	101,02	0,63	-0,54	0,09	22,27
		6-11	440	200	25,51	2,69	210,67	0,63	-0,78	0,45	25,96
		11-10	500	200	-23,83	-2,67	223,92	0,63		0,63	-23,20
		10-3	420	200	-43,36	-7,35	339,20	0,63		0,63	-42,73
				Σ	-0,74	1174,12					
					ΔQ ₁ = 0,63						
IV	VI	7-16	378	250	68,85	5,12	148,60	0,43		0,43	69,28
		16-13	495	200	32,69	4,94	302,48	0,43	-0,04	0,39	33,08
		13-14	96	100	-5,30	-1,01	382,87	0,43	-0,18	0,25	-5,05
		14-15	254	150	-17,75	-3,45	388,42	0,43	-0,18	0,25	-17,50
		15-6	222	200	-44,65	-3,59	172,30	0,43	-0,18	0,25	-41,40
		6-7	255	250	-60,26	-2,65	87,88	0,43	-0,54	-0,11	-60,37
				Σ	-0,64	1174,12					
					ΔQ ₁ = 0,43						

N° de la Maille	N° de la maille Adjac	Caractéristique de la maille				2 ^{ème} Approximation		2 ^{ème} Correction			Nouveau Debit Q ₂ %/s
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit Q ₁ (l/s)	r Q ²	Z r Q		CPM	CMA	
V	III	11 6	440	200	-25,51	-2,69	210,67	0,18	-0,63	-0,45	-25,96
	IV	6 15	222	200	41,65	3,59	172,30	0,18	-0,43	-0,25	41,65
	IV	15 14	254	150	17,75	3,45	388,42	0,18	-0,43	-0,25	17,50
	IV	14 13	96	100	5,30	1,01	382,87	0,18	-0,43	-0,25	5,05
	VII	13 12	200	100	-3,41	-0,89	519,34	0,18	-0,07	0,11	-3,30
		12 11	584	200	-29,72	-4,83	324,91	0,18		0,18	-29,54
						Σ = -0,35 Σ = 1998,49					
						ΔQ ₁ = 0,18					
VI		16 17	270	150	17,92	3,73	416,78	0,04		0,04	17,96
		17 18	282	150	15,99	3,11	389,12	0,04		0,04	16,03
		18 19	162	100	5,56	1,88	677,08	0,04		0,04	5,60
	VII	19 20	266	150	-12,59	-1,83	290,28	0,04	-0,07	-0,03	-12,62
	VII	20 13	262	200	-28,83	-2,04	141,47	0,04	-0,07	-0,03	-28,86
	IV	13 16	495	200	-32,69	-4,94	302,48	0,04	-0,43	-0,03	-33,08
						Σ = -0,08 Σ = 2217,22					
						ΔQ ₁ = 0,04					
VII	V	12 13	200	100	3,41	0,89	519,34	0,07	-0,18	-0,11	3,30
	VI	13 20	262	200	28,83	2,04	141,47	0,07	-0,04	0,03	28,86
	VI	20 19	266	150	12,59	1,83	290,28	0,07	-0,04	0,03	12,62
		19 21	296	150	11,55	1,71	296,89	0,07		0,07	11,62
		21 22	264	100	7,59	5,68	1497,76	0,07		0,07	7,66
		22 23	640	80	-0,22	-0,05	435,39	0,07		0,07	-0,15
		23 12	350	100	-9,80	-12,52	2554,76	0,07		0,07	-9,73
						Σ = -0,42 Σ = 5875,89					
						ΔQ ₁ = 0,07					

N ^o de la Maille	N ^o de la maille adjac.	Caractéristique de la maille			1 ^{ère} Approximation			3 ^{ème} Correction			Nouveau Debit Q ₃ (l/s)
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit Q ₂ (l/s)	v Q ²	2r Q	CPM	CMA	total	
I	II	1-2	286	400	-133,55	-1,22	18,27	0,41		0,41	-133,14
		2-8	572	200	-35,13	-6,59	372,24	0,41	-0,77	-0,36	-35,49
		8-7	124	200	-21,98	-0,56	51,30	0,41	-0,77	-0,36	-22,34
		7-9	842	350	116,82	5,55	95,01	0,41		0,41	117,23
		9-1	364	350	121,38	2,59	42,66	0,41		0,41	121,79
					E = -0,24	E = 582,48					
					ΔQ ₂ = 0,41						
II	III	2-3	480	300	-87,02	-3,96	91,07	0,77		0,77	-86,25
		3-4	176	200	-40,24	-2,66	132,02	0,77	-0,23	0,54	-39,71
		4-5	266	200	-33,81	-2,84	168,03	0,77	-0,23	0,54	-33,27
		5-6	242	200	-22,27	-1,13	101,42	0,77	-0,23	0,54	-21,73
		6-7	255	250	60,37	2,66	88,03	0,77	-0,16	0,54	60,98
		7-8	124	200	21,98	0,56	51,30	0,77	-0,41	0,36	22,34
		8-2	572	200	35,13	6,59	375,24	0,77	-0,41	0,36	35,49
					E = +0,78	E = 1007,12					
					ΔQ ₂ = 0,77						
III	II	3-4	176	200	40,24	2,66	132,02	0,23	-0,77	-0,54	39,71
		4-5	266	200	33,81	2,84	168,03	0,23	-0,77	-0,54	33,27
		5-6	242	200	22,27	1,13	101,42	0,23	-0,77	-0,54	21,73
		6-11	440	200	25,96	2,78	214,31	0,23	-0,29	-0,06	25,90
		11-10	500	200	-23,20	-2,53	218,11	0,23		0,23	-22,97
		10-3	420	200	-42,73	-7,14	334,32	0,23		0,23	-42,50
					E = -0,26	E = 1168,22					
					ΔQ ₂ = 0,23						
IV	VI	7-16	378	250	69,28	5,18	149,52	0,16		0,16	69,44
		16-13	495	200	33,08	5,06	306,03	0,16	-0,07	0,09	33,17
		13-14	96	100	-5,05	-0,92	365,20	0,16	-0,29	-0,13	-5,18
		14-15	254	150	-17,50	-3,35	383,03	0,16	-0,29	-0,13	-17,63
		15-6	222	200	-41,40	-3,55	171,27	0,16	-0,29	-0,13	-41,53
		6-7	255	250	-60,37	-2,66	88,03	0,16	-0,77	-0,31	-60,98
					E = -0,24	E = 1463,09					
					ΔQ ₂ = 0,16						

N° de la Maille	N° de la maille Adjae	Caractéristique de la maille			3 ^{ème} Approximation			3 ^{ème} Correction			Nouveau Debit Q ₃ (l/s)
		Trençon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit Q ₂ (l/s)	r Q ²	2r Q	CPM	CMA	Total	
V	III	11 6	440	200	-25,96	-2,78	214,31	0,29	-0,23	0,06	-25,90
	IV	6 15	222	200	41,65	3,55	171,27	0,29	-0,16	0,13	41,53
	IV	15 14	254	150	17,50	0,92	383,03	0,29	-0,16	0,13	17,63
	IV	14 13	96	100	5,05	-0,83	363,20	0,29	-0,16	0,13	5,18
	VII	13 14	200	100	-3,70	-4,77	503,13	0,29	-0,02	0,27	-3,03
		12 11	584	200	-29,54	-0,56	322,97	0,29		0,29	-29,25
				Σ = -0,56 Σ = 1959,92							
				ΔQ ₂ = 0,29							
VI	VII	16 17	270	150	17,96	3,75	417,70	0,07		0,07	18,03
		17 18	282	150	16,03	3,13	390,08	0,07		0,07	16,10
		18 19	162	100	5,60	1,91	681,85	0,07		0,07	5,67
		19 20	266	150	-12,62	-1,84	290,96	0,07	-0,02	0,05	-12,57
		20 17	262	200	-28,86	-2,04	141,61	0,07	-0,02	0,05	-28,81
		13 16	495	200	-33,08	-5,06	306,03	0,07	-0,16	-0,09	-33,17
				Σ = -0,15 Σ = 2228,24							
				ΔQ ₂ = 0,07							
VII	V	12 13	200	100	3,30	0,83	503,13	0,02	-0,29	-0,27	3,03
	VI	13 20	262	200	28,86	2,04	141,61	0,02	-0,07	-0,05	28,81
	VI	20 19	266	150	12,62	1,84	290,96	0,02	-0,07	-0,05	12,57
		19 21	296	150	11,62	1,74	298,65	0,02		0,02	11,64
		21 22	264	100	7,66	5,79	1511,36	0,02		0,02	7,68
		22-23	640	80	-0,13	-0,02	319,38	0,02		0,02	-0,13
		23 12	350	100	-9,73	-12,34	2536,73	0,02		0,02	-9,71
				Σ = -0,13 Σ = 5601,83							
				ΔQ ₂ = 0,02							

N° de la Maille	N° de la maille Adjac.	Caractéristique de la maille			4 ^{me} Approximation			4 ^{me} Correction			Q _z (l/s)
		Tronçon	Longueur m	Diamètre mm	Débit Q _z (l/s)	r Q _z	2r Q _z	CPM	CMA	total	
I	II	1 - 2	286	400	-13,31	-1,21	18,21	0,56		0,56	-132,58
		2 - 8	572	200	-35,49	-6,73	379,03	0,56	-0,29	0,27	-35,22
		8 7	124	200	-22,34	-0,58	52,13	0,56	-0,29	0,27	-22,07
		7 9	842	350	117,23	5,59	95,34	0,56		0,56	117,79
		9 1	564	350	121,79	2,61	42,80	0,56		0,56	122,35
					Σ = -0,33 Σ = 587,54						
					ΔQ _z = 0,56						
II	III	2 3	480	300	-86,25	-3,89	90,27	0,29		0,29	-85,96
		3 4	176	200	-39,71	-2,59	130,31	0,29	-0,31	-0,02	-39,73
		4 5	266	200	-33,27	-2,75	165,39	0,29	-0,31	-0,02	-33,29
		5 6	242	200	-21,73	-1,08	99,01	0,29	-0,31	-0,02	-21,75
	III	6 7	255	250	60,98	2,71	88,91	0,29	-0,24	+0,05	61,03
	I	7 8	124	200	22,34	0,58	52,13	0,29	-0,56	-0,27	22,07
	I	8 2	572	200	35,49	6,73	379,03	0,29	-0,56	-0,27	35,22
						Σ = -0,29 Σ = 1005,04					
					ΔQ _z = 0,29						
III	II	3 4	176	200	39,71	2,59	130,31	0,31	-0,29	0,02	39,73
	II	4 5	266	200	33,27	2,75	165,39	0,31	-0,29	0,02	33,29
	II	5 6	242	200	21,73	1,08	99,01	0,31	-0,29	0,02	21,75
	V	6 11	440	200	25,90	2,77	213,83	0,31	-0,11	0,20	26,10
		11 10	500	200	-22,97	-2,48	215,99	0,31		0,31	-22,66
		10 3	420	200	-42,50	-7,07	332,54	0,31		0,31	-42,19
						Σ = -0,36 Σ = 1157,07					
					ΔQ _z = 0,31						
IV	VI	7 16	378	250	69,44	5,20	149,86	0,24		0,24	69,68
	VI	16 13	495	200	33,17	5,09	306,85	0,24	-0,03	0,21	33,38
	V	13 14	96	100	-5,18	-0,97	374,39	0,24	-0,11	0,13	-5,05
	V	14 15	254	150	-17,63	-3,40	385,83	0,24	-0,11	0,13	-17,50
	V	15 6	222	200	-41,53	-3,57	171,81	0,24	-0,11	0,13	-41,40
	II	6 7	255	250	-60,98	-2,71	88,91	0,24	-0,29	-0,05	-61,03
						Σ = -0,36 Σ = 1477,65					
					ΔQ _z = 0,24						

N° de la Maille	N° de la maille Adjac	Caractéristique de la maille			4 ^{ieme} Approximation			4 ^{ieme} Correction			Nouveau Debit Q ₄ (P/s)
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit Q ₃ (P/s)	r Q ²	2r Q	CPM	CMA	total	
V	III	11 6	440	200	-25,90	-2,77	213,83	0,11	-0,31	-0,20	-26,10
	IV	6 15	222	200	41,53	3,57	171,81	0,11	-0,24	-0,13	41,40
	IV	15 14	254	150	17,63	3,40	385,83	0,11	-0,24	-0,13	17,50
	IV	14 13	96	100	5,18	0,97	374,39	0,11	-0,24	-0,13	5,05
	VII	13 12	200	100	-3,03	-0,70	463,35	0,11	-0,03	-0,08	-2,95
		12 11	584	200	-29,25	-4,68	319,85	0,11		0,11	-29,14
					Σ = -0,21 Σ = 1929,05						
					ΔQ ₃ = 0,11						
VI	VII	16 17	270	150	18,03	3,78	419,30	0,03		0,03	18,06
		17 18	282	150	16,10	3,15	391,75	0,03		0,03	16,13
		18 19	162	100	5,67	1,96	690,20	0,03		0,03	5,70
		19 20	266	150	-12,57	-1,82	289,83	0,03	-0,03	0,00	-12,57
		20 13	262	200	-28,81	-2,04	141,37	0,03	-0,03	0,00	-28,81
		13 16	495	200	-33,17	-5,09	306,85	0,03	-0,24	-0,21	-33,38
					Σ = -0,06 Σ = 2239,31						
					ΔQ ₃ = 0,03						
VII	V	12 13	200	100	3,03	0,70	463,35	0,03	-0,11	-0,08	2,95
	VI	13 20	262	200	28,81	2,04	141,37	0,03	-0,03	0,00	28,81
	VI	20 19	266	150	12,57	1,82	289,83	0,03	-0,03	0,00	12,57
		19 21	296	150	11,64	1,74	299,15	0,03		0,03	11,61
		21 22	264	100	7,68	5,82	1515,24	0,03		0,03	7,65
		22 23	640	80	-0,13	-0,02	285,45	0,03		0,03	-0,10
		23 12	350	100	-9,71	-12,29	2531,58	0,03		0,03	-9,68
					Σ = -0,19 Σ = 5525,98						
					ΔQ ₃ = 0,03						

N° de la Maille	N° de la maille Adjac	Caractéristique de la maille			5 ^{ème} Approximation			5 ^{ème} Correction			Nouveau Debit Q ₅ (l/s)
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit Q ₄ (l/s)	r Q ²	2rQ	CPM	CMA	Total	
I	II	1 2	286	400	-132,58	-1,20	18,14	0,21		0,21	- 132,37
		2 8	572	200	-35,22	-6,62	376,19	0,21	-0,38	-0,17	- 35,39
		8 7	124	200	-22,07	-0,57	51,51	0,21	-0,38	-0,17	- 22,24
		7 9	842	350	117,79	5,64	95,79	0,21		0,21	118,00
		9 1	364	350	122,35	2,63	42,99	0,21		0,21	122,56
						Σ -0,42	Σ 584,62				
				ΔQ ₄ = 0,21							
II	III	2 3	480	300	-85,96	-3,87	89,97	0,38		0,38	-85,58
		3 4	176	200	-39,73	-2,59	130,37	0,38	-0,13	0,25	-39,48
		4 5	266	200	-33,29	-2,75	165,48	0,38	-0,13	0,25	-33,04
		5 6	242	200	-21,75	-1,08	99,10	0,38	-0,13	0,25	-21,50
		6 7	255	250	61,03	2,72	88,99	0,38	-0,10	0,28	61,31
		7 8	124	200	22,07	0,57	51,51	0,38	-0,21	0,17	22,24
		8 2	572	200	35,22	6,62	376,19	0,38	-0,21	0,17	35,39
						Σ -0,38	Σ 1001,61				
				ΔQ ₄ = 0,38							
III	II	3 4	176	200	39,73	2,59	130,37	0,13	-0,38	-0,25	39,48
		4 5	266	200	33,29	2,75	165,48	0,13	-0,38	-0,25	33,04
		5 6	242	200	21,75	1,08	99,10	0,13	-0,38	-0,25	21,50
		6 11	440	200	26,40	2,81	215,45	0,13	-0,16	-0,03	26,07
		11 10	500	200	-22,66	-2,41	213,14	0,13		0,13	-22,53
		10 3	420	200	-42,19	-6,96	330,14	0,13		0,13	-42,06
						Σ -0,15	Σ 1153,68				
				ΔQ ₄ = 0,13							
IV	VI	7 16	378	250	69,68	5,24	150,37	0,10		0,10	69,78
		16 13	495	200	33,38	5,15	308,77	0,10	-0,03	0,07	33,45
		13 14	96	100	-5,05	-0,92	365,20	0,10	-0,16	-0,06	-5,11
		14 15	254	150	-17,50	-3,35	383,03	0,10	-0,16	-0,06	-17,56
		15 6	222	200	-41,40	-3,55	171,27	0,10	-0,16	-0,06	-41,46
		6 7	255	250	-61,03	-2,72	88,99	0,10	-0,38	-0,28	61,31
				Σ -0,14	Σ 1467,63						
				ΔQ ₄ = 0,10							

N° de la Maille	N° de la maille Adjac	Caractéristique de la maille			5 ^{ème} Approximation			5 ^{ème} Correction			Nouveau Debit Q _s (l/s)
		Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (en m)	Debit Q _s (l/s)	r Q ²	2r Q	CPM	CMA	total	
V	III	11 6	440	200	-26,10	-2,81	215,45	0,16	-0,15	0,03	-26,07
	IV	6 15	222	200	41,40	3,55	171,27	0,16	-0,10	0,06	41,46
	IV	15 14	254	150	17,50	3,35	383,03	0,16	-0,10	0,06	17,56
	IV	14 13	96	100	5,05	0,92	365,20	0,16	-0,10	0,06	5,11
	VII	13 12	200	100	-2,95	-0,67	451,56	0,16	-0,04	0,12	-2,83
		12 6	584	200	-29,14	-4,64	318,67	0,16		0,16	-28,98
					$\Sigma = -0,70$ $\Sigma = 1905,18$						
					$\Delta Q_s = 0,18$						
VI	VII	16 17	270	150	18,06	3,79	419,99	0,03		0,03	18,09
		17 18	282	150	16,13	3,17	392,47	0,03		0,03	16,16
		18 19	162	100	5,70	1,98	693,78	0,03		0,03	5,73
		19 20	266	150	-12,57	-1,82	289,83	0,03	-0,04	-0,01	-12,58
		20 13	262	200	-28,81	-2,04	141,37	0,03	-0,04	-0,01	-28,82
		13 16	495	200	-33,38	-5,15	308,77	0,03	-0,10	-0,07	-33,45
					$\Sigma = -0,08$ $\Sigma = 2246,21$						
					$\Delta Q_s = 0,03$						
VII	V	12 13	200	100	2,95	0,67	451,56	0,04	-0,16	-0,12	2,83
	VI	13 20	262	200	28,81	2,04	141,37	0,04	-0,03	+0,01	28,82
	VI	20 19	266	150	12,57	1,82	289,83	0,04	-0,03	0,01	12,58
		19 21	296	150	11,61	1,73	298,40	0,04		0,04	11,65
		21 22	264	100	7,65	5,77	1509,42	0,04		0,04	7,69
		22 23	640	80	-0,10	-0,02	233,47	0,04		0,04	-0,06
		23 12	350	100	-9,68	-12,22	2523,86	0,04		0,04	-9,64
					$\Sigma = -0,20$ $\Sigma = 5447,91$						
					$\Delta Q_s = 0,04$						

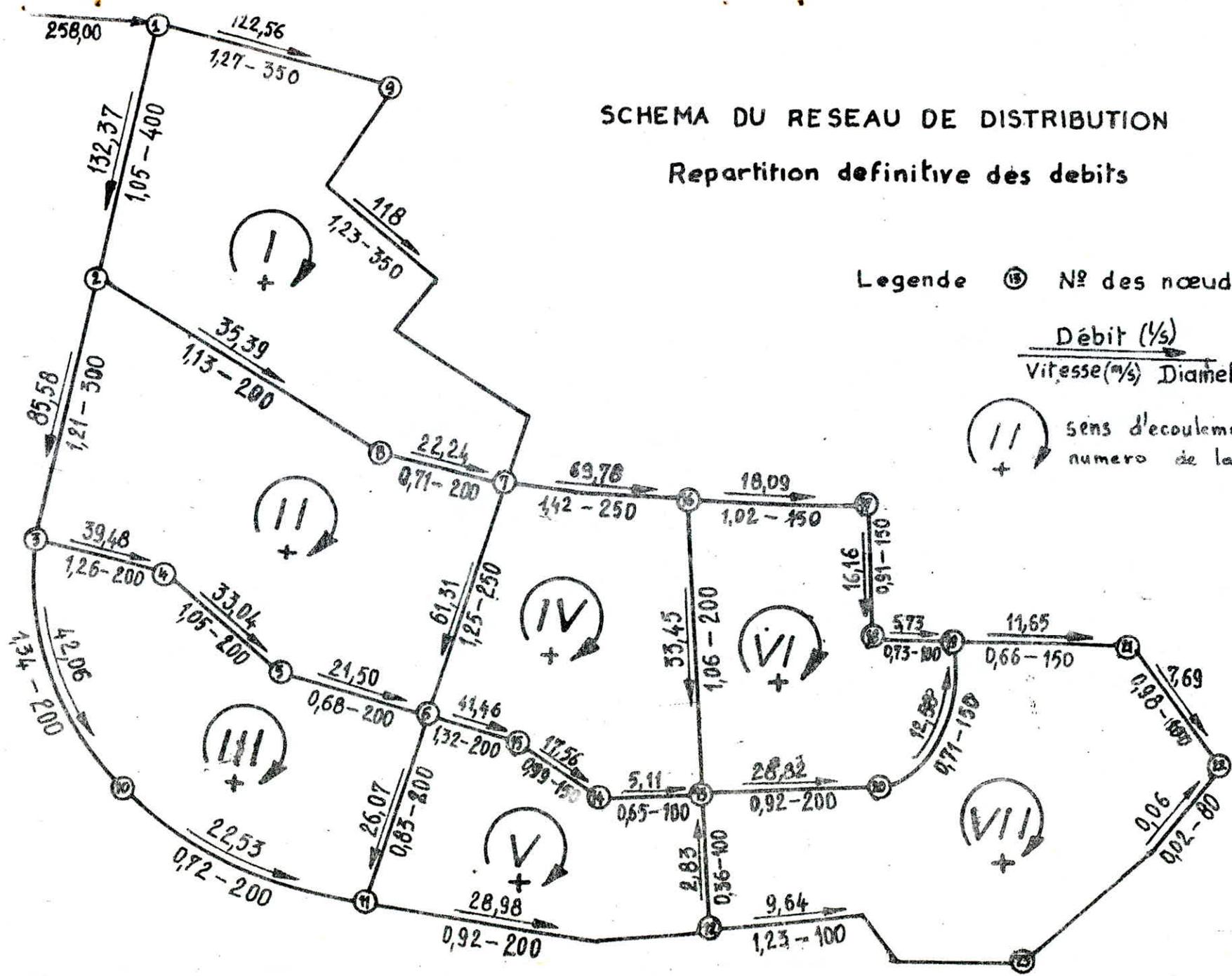
SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Repartition definitive des debits

Legende (15) N° des nœuds

$\frac{\text{Débit (l/s)}}{\text{Vitesse (m/s) Diamètre (mm)}}$

(//) sens d'écoulement avec numero de la maille



Programme ayant servi pour le calcul du réseau maillé (sur TI 59)

LRN

2nd Lbl A STO 07 CLR STO 08 STO 09 19 STO 10 R/S

2nd Lbl B 4 STO 06 CLR STO 05 1 SUM 10 RCL 10 STO 11

2nd Lbl STO RCL 2nd ind 11 STO 2nd ind 05 1 SUM 05 10 SUM 11 2nd DsZ 6

STO SBR x^2 2nd DsZ 7 B RCL 08 ÷ RCL 09 × 1000 +/- = R/S

2nd x^2 4 × RCL 03 2nd |x| ÷ 2nd \sqrt{x} RCL 00 ÷ RCL 16 = STO 12 RCL 01 ÷ RCL 00 =

STO 13 $\ln x \times 0.86 - 1.14 = x^2 \frac{1}{x}$ STO 14

2nd Lbl $\frac{1}{x}$ RCL 13 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 12 ÷ RCL 14 \sqrt{x} = $\ln x \times 0.86 = x^2 \frac{1}{x}$ STO 15

- RCL 14 = 2nd |x| INV 2nd $x \geq t$ \sqrt{x} RCL 15 STO 14 GTO $\frac{1}{x}$

2nd Lbl \sqrt{x} RCL 15 ÷ RCL 00 Y^x 5 ÷ 12.09 × 1.15 × RCL 02 × RCL 03 × RCL 03

2nd |x| = SUM 08 SBR 2nd Pause × 2 ÷ RCL 03 = SUM 09 SBR 2nd Pause INV SBR

2nd Lbl 2nd Pause 2nd PAUSE (faire 8 fois 2nd Pause) INV SBR LRN

Stockage des données

D_1	STO 20	E_1	STO 30	Lg_1	STO 40	Q_1	STO 50	STO 16
D_2	STO 21	E_2	STO 31	Lg_2	STO 41	Q_2	STO 52	STO
D_{10}	STO 29	E_{10}	STO 39	Lg_{10}	STO 49	Q_{10}	STO 59	

Les débits seront stockés en m^3/s et avec leur signe . m^3/s

Précision $x \geq t$

Exécution : Afficher "n" le nombre de tronçon appuyer A appuyer B

Affichage clignotant resultat de ΔH_1
 ΔH_2
 \vdots
 ΔH_{10}

Affichage fixe resultat de ΔQ

RCL 08 resultat de $\sum \Delta H$

RCL 09 resultat de $\sum |2rQ|$

C O N C L U S I O N :

Dans le calcul du réseau maillé effectué par la méthode de Hardy Cross, les pertes de charge dans chaque maille sont inférieures à $0,5 \text{ m}$ ($\Delta H < 0,5 \text{ m}$) et d'autre part les débits correctifs sont inférieurs à 1 l/s

On remarque aussi que les débits définitifs sont assez peu différents des débits estimés pour justifier la conservation des diamètres provisoirement calculés. Dans le cas contraire il aurait fallu rectifier les diamètres en conséquence.

E. Détermination des vitesses (Voir Tableau)

TABLEAU DE CALCUL DES VITESSES

MAILLE	TRONÇON	LONGUEUR m	DIAMETRE mm	DEBIT l/s	VITESSE m/s
I	1-2	266	400	132,37	1,05
	2-8	572	200	35,39	1,13
	8-7	124	200	22,24	0,71
	7-9	842	350	118,00	1,23
	9-1	364	350	122,56	1,27
II	2-3	480	300	85,58	1,21
	3-4	176	200	39,48	1,26
	4-5	266	200	33,04	1,05
	5-6	242	200	21,50	0,68
	6-7	255	250	61,31	1,25
	7-8	124	200	22,24	0,71
	8-2	572	200	35,39	1,13
III	3-4	176	200	39,48	1,27
	4-5	266	200	33,04	1,05
	5-6	242	200	21,50	0,68
	6-11	440	200	26,07	0,83
	11-10	500	200	22,53	0,72
	10-3	420	200	42,06	1,34
IV	7-16	378	250	69,78	1,42
	16-13	495	200	33,45	1,06
	13-14	96	100	5,11	0,65
	14-15	254	150	17,56	0,99
	15-6	222	200	41,46	1,32
	6-7	255	250	61,31	1,25
V	11-6	440	200	26,07	0,83
	6-15	222	200	41,46	1,32
	15-14	254	150	17,56	0,99
	14-13	96	100	5,11	0,65
	13-12	200	100	2,83	0,36
	12-11	584	200	28,98	0,92
VI	16-17	270	150	18,09	1,02
	17-18	282	150	16,16	0,91
	18-19	162	100	5,73	0,73
	19-20	266	150	12,58	0,71
	20-13	262	200	28,82	0,92
	13-16	495	200	33,45	1,06
VII	12-13	200	100	2,83	0,36
	13-20	262	200	28,82	0,92
	20-19	266	150	12,58	0,71
	19-21	295	150	11,65	0,66
	21-22	264	100	7,69	0,58
	22-23	640	80	0,66	0,03
	23-12	350	100	9,64	1,23

F - Calcul des pressions

Le réseau est alimenté à partir du réservoir dont la cote est de 1170

La pression desservie au sol devra être déterminé en tenant compte de la hauteur des immeubles (existant ou prévus) elle ne devra en aucun cas être inférieure à 10,00 m (1 bar). Pour les besoins de la défense contre l'incendie.

On doit aussi éviter les dépressions momentanées, qui en cas de défaut d'étanchéité faciliteraient des rentrées d'air ou d'eau suspectes dans le réseau.

pour déterminer la pression dans un point, on calcule d'abord la cote piézométrique de ce point qui est égale au niveau piézométrique disponible en fin du réseau diminué du total des pertes de charge des tuyaux transitant depuis l'origine.

$$C_{\text{piez}} = C_{\text{tp}} - \Delta H$$

$$\text{Pression } P = C_{\text{piez}} - C_{\text{T}}$$

N.B.

La valeur maximale des pressions au sol ne devra pas dépasser 60 m et dans le cas où elle dépasse on doit prévoir des installations de réducteurs de pression sur le réseau.

Conclusion sur le réseau de distribution

Le réseau de distribution doit assurer à tout moment avec une pression acceptable, les plus forts débits instantanés et satisfaire aux besoins du service d'incendie.

En cas d'incendie, pour que le réseau de distribution assure à lui seul la défense de la localité desservie, il faut qu'il puisse disposer en temps d'une réserve minimale de 122 m³ et que la capacité de transport des canalisations atteigne pour le moins aux prises 17 l/s sous une pression de 1 bar (10 m).

MAILLES	TRONÇON	COTE DU TERRAIN		PERTES DE CHARGES	COTE PIEZOMETRIQUE		PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL	
I	1 2	1147,00	1148,20	-1,20	1169,25	1168,05	22,25
	2 8	1148,20	1128,50	-6,62	1168,05	1161,43	19,85
	8 7	1128,50	1130,70	-0,57	1161,43	1160,86	32,93
	7 9	1130,70	1132,50	5,64	1160,86	1166,50	30,16
	9 1	1132,50	1147,00	2,63	1166,50	1169,18	34,00
II	2 3	1148,20	1136,75	-3,87	1168,05	1164,18	19,85
	3 4	1136,75	1141,80	-2,59	1164,18	1161,59	27,38
	4 5	1141,80	1137,00	-2,75	1161,59	1158,84	19,79
	5 6	1137,00	1130,70	-1,08	1158,84	1157,76	21,84
	6 7	1130,70	1128,50	2,72	1157,76	1160,48	27,06
	7 8	1128,50	1131,15	0,57	1160,48	1161,05	31,98
	8 2	1131,15	1148,20	6,62	1161,05	1167,67	29,90
	11 10	1130,70	1135,00	2,81	1157,76	1160,57	29,87
III	11 10	1135,00	1139,15	-2,41	1160,57	1158,16	25,57
	10 3	1139,15	1136,75	-6,96	1158,16	1151,20	19,01
	3 4	1136,75	1141,80	2,59	1151,20	1153,79	14,45
	4 5	1141,80	1137,00	2,75	1153,79	1156,54	11,99
	5 6	1137,00	1130,70	1,08	1156,54	1157,62	19,54
	6 7	1130,70	1128,50	-2,72	1157,76	1154,90	27,06
IV	7 16	1128,50	1123,10	5,24	1154,90	1160,14	26,40
	16 13	1123,10	1120,15	5,15	1160,14	1163,29	37,04
	13 14	1120,15	1120,90	-0,92	1163,29	1164,37	45,14
	14 15	1120,90	1124,65	-3,35	1164,37	1161,02	43,47
	15 6	1124,65	1130,70	-3,55	1161,02	1157,47	36,37
V	6 15	1130,70	1124,65	3,55	1157,47	1161,02	26,77
	15 14	1124,65	1120,90	3,35	1161,02	1164,37	36,37
	14 13	1120,90	1120,15	0,92	1164,37	1165,29	43,47
	13 12	1120,15	1118,70	-0,67	1165,29	1164,62	45,14
	12 11	1118,70	1135,00	-4,64	1154,62	1159,98	45,92
	11 6	1135,00	1130,70	-2,81	1159,98	1157,17	24,98
VI	16 17	1123,10	1116,50	3,79	1160,14	1163,93	37,04
	17 18	1116,50	1118,80	3,17	1163,93	1167,10	47,43
	18 19	1118,80	1114,00	1,98	1167,10	1169,08	48,30
	19 20	1114,00	1117,15	-1,82	1169,08	1167,26	55,08
	20 13	1117,15	1120,15	-2,04	1167,26	1165,22	50,11
	13 16	1120,15	1123,10	-5,15	1165,22	1160,07	45,07
VII	12 13	1118,70	1120,15	0,67	1154,62	1155,29	35,92
	13 20	1120,15	1117,15	2,04	1155,29	1157,33	35,14
	20 19	1117,15	1114,00	1,82	1157,33	1159,15	40,18
	19 21	1114,00	1105,90	1,73	1159,15	1160,88	45,15
	21 22	1105,90	1107,75	5,77	1160,88	1166,65	54,98
	22 23	1107,75	1115,00	-0,02	1166,65	1166,63	58,90
	23-12	1115,00	1118,70	-12,22	1166,63	1154,41	51,63

G - Mise en service et entretien du réseau.

Les principales opérations effectuées par la mise en service et l'entretien du réseau sont :

- la désinfection
- le réparation des canalisations enterrées
- la détection des fuites d'eau
- la désincrustation des canalisations
- les réparation proprement dites

Enfin, l'entretien courant des appareils de fontainerie qui doivent être visites périodiquement

1 - Désinfection

Les produits couramment employés pour la désinfection sont le permanganate de potassium ou des dérivés du chlore tel que l'hypochlorite de sodium ou l'hypochlorithe de calcium.

2 - Reperage de canalisations enterrées

Pour reperer une canalisation métallique enterrée, on fait parcourir celle-ci par un courant électrique. Ce courant crée un champ magnétique alternatif dénommé signal, qui est détectable.

3 - Détection des fuites d'eau

La recherche des emplacements des fuites s'effectue, le plus souvent, avec des appareils acoustiques, lesquels sont de deux types mécaniques ou électriques

4 - Desincrustation des canalisations

- Les canalisations peuvent être plus ou moins obturées par
- des dépôts calcaires constitués par du carbonate de calcium;
 - des dépôts ferrugineux
 - des dépôts organique (algues, mollusques etc...)
 - des dépôts limoneux (sables, boues etc...)

Le nettoyage des canalisations incrustés peut s'effectuer par procédés mécaniques ou chimiques à bases d'acides passivés en général on utilise l'acide chlorhydrique.

5 - Réparation proprement dites

Elles peuvent se subdiviser en deux

- Rénovation des joints
- Rénovation de la canalisation

() H A P I T R E VII

PROTECTION DES CONDUITES

A -. GENERALITES

Latenuue des ouvrages peut se trouvé menacée de divers facteurs qui sont : la presence d'air dans les conduites, l'apparition d'onde de pression ou de dépression, certaines actions de contraintes externes, entartrage par des dépôts provenant du sein des eaux, la destruction locales dues à l'attaque des parois, l'attaque trouvant sa cause dans la qualité chimique des eaux (corrosion de la paroi interne) et dans celle des sols qui est principalement due à des phenomenes électriques.

B -. PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

1)- Phenomène du coup de belier

Le coup de belier est une onde de pression, provoqué par une variation du régime d'écoulement dans une conduite fermée qui se trouve modifiée brusquement ^{par} les causes qui sont :

- un arrêt brutal des groupes alimentant la conduite de refoulement débitant sur un reservoir.
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.
- démarrage des pompes alimentaires;

Ces causes qui sont d'ailleurs les plus fréquentes dans la création du coup de belier, produisent une serie d'ondes de pression qui se propagent sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'energie dues aux forces de frottement.

= Ces ondes sont caractérisées par une vitesse de propagation ou celerité "a" donnée par la formule.

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{K}{\rho} + \frac{K D^3}{E e}}}$$

K : Coefficient de compressibilité de l'eau	K = 2,15.10 ⁹ pascal
ρ : masse volumique de l'eau	ρ = 10 ³ Kg/m ³
D : diamètre de la conduite	D = 500 m
e : épaisseur de la conduite	e = 6 mm = 6.10 ⁻³ m
E : module d'élasticité de l'acier	E = 2.10 ¹¹ Pascal

2) Protection contre le coup de belier.

Les conduites de refoulement devraient toujours faire l'objet d'une étude en vue de la protection contre le coup de belier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des dégâts considérables sur les installations.

Il est impératif de prendre des précautions contre les effets du coup de belier mais il n'est pas possible d'éliminer ces effets totalement alors il convient de chercher à diminuer l'intensité du coup de belier et amoindrir les conséquences néfastes pour ça on utilise des appareils anti-belier qui ont pour rôle de :

- Limiter la dépression
- Limiter la surpression

3) Moyens de protection.

Un certain nombre de dispositifs anti-belier peuvent être prises à cet égard, parmi les appareils les plus utilisés sont :

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

.../...

Dans la présente étude on a utilisé un réservoir d'air comme moyen de protection de la conduite de refoulement. D'ailleurs c'est le dispositif le plus courant, qui peut être facilement surveillé à la station de pompage et on peut le regonflé si l'air se dissout.

Si la conduite de refoulement n'était pas protégé, l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement par disjonction du courant alimentant le moteur.

Nous admettrons une compressibilité de l'eau et une élasticité de la conduite, on suppose aussi que la veine (colonne liquide est constituée de tranches infiniment rapprochées.)

Le phénomène débuté par une dépression. Cette dépression résulte, d'une part de la montée de la colonne liquide qui continue son chemin grâce à son inertie et d'autre part du défaut d'alimentation de cette colonne derrière la dernière tranche refoulée par la pompe avant son arrêt brusque.

La dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une célérité désigné par "a". Cette dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante.

En conséquence, il faudra déterminer la valeur de la dépression à admettre de manière qu'avec un seul appareil ant-belier, si possible la pression totale dans la conduite puisse être tenue entre un maximum et un minimum convenable.

.../...

4 - Principe de fonctionnement du reservoir d'air.

Le reservoir d'air est un reservoir metallique cylindrique disposé à la station de pompage et raccordée à la conduite de refoulement à l'aval du clapet par une tubulure, laquelle est munie d'un organe d'étranglement qui sert à accroître les pertes de charge.

Pendant l'exploitation, ce reservoir contient de l'eau et de l'air la surface de séparation entre l'eau et l'air est maintenue à un certain niveau grâce à un compresseur comprimant l'air jusqu'à la pression devient sensiblement identique à celle de l'eau dans la canalisation au droit du raccordement du reservoir.

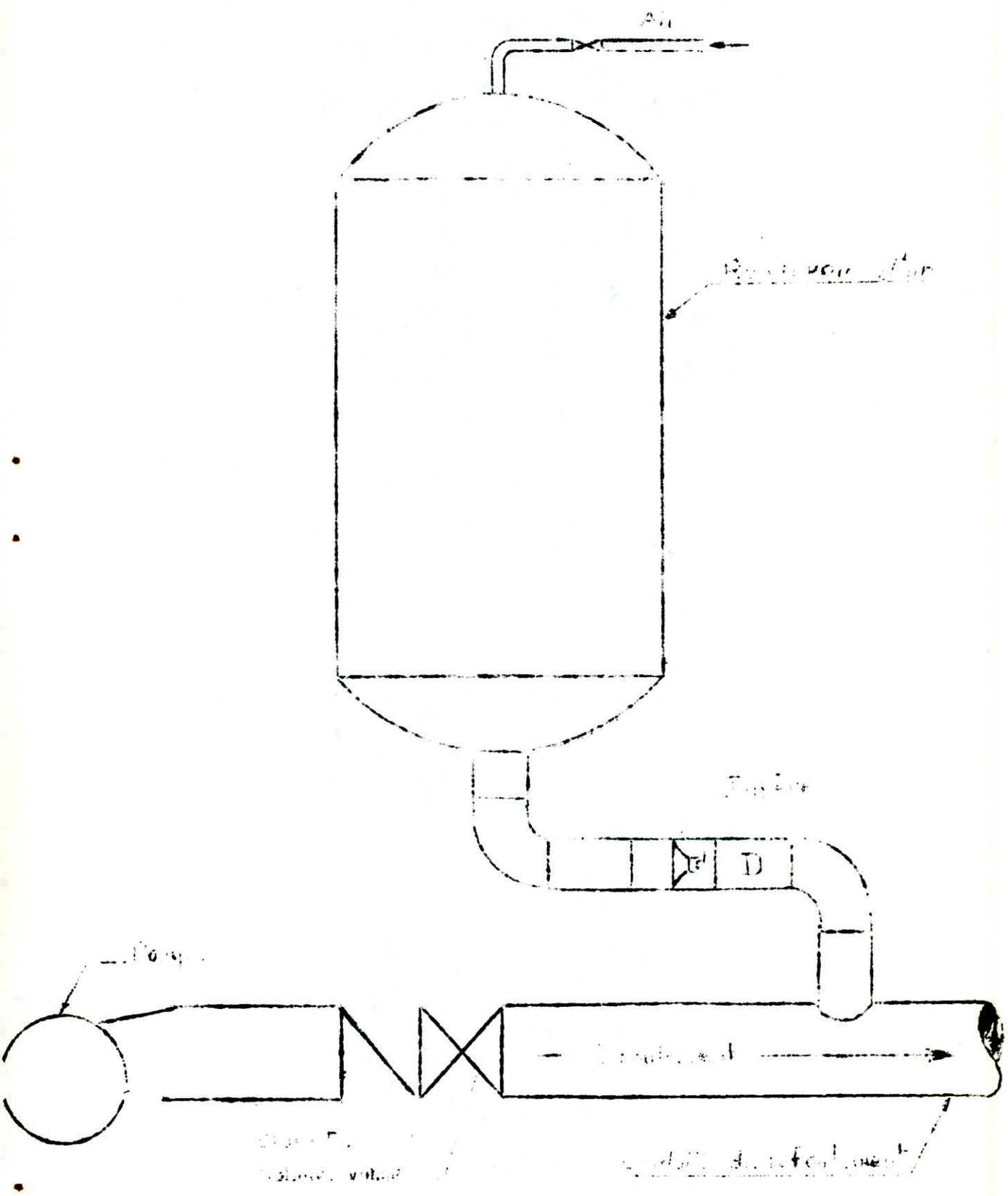
Le principe de ce dispositif c'est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

Lors de l'arrêt de ces groupes electriques, l'air du reservoir se détend et refoule un débit d'eau dans la conduite, débit qui se substitue à celui des pompes, c'est à dire que le niveau d'eau dans le reservoir diminue à mesure qu'il fournit le débit nécessaire à la conduite pour y éviter de fortes dépressions.

Au retour de l'onde de pression (phase de surpression) l'air du reservoir se comprime et l'eau pénètre dans le reservoir au lieu de s'écraser sur l'extrémité de la conduite.

L'amortissement du processus est amélioré en interposant entre le reservoir d'air anti-belier et la conduite de refoulement un organe d'étranglement (tuyère) qui laisse passer librement l'eau le sens anti-belier conduite (phase de dépression) et qui ralentit en le laminant, le courant d'eau en sens inverse (phase de compression).

Principe de la disposition du reservoir d'air



5) Principe de calcul.

Le calcul du coup de belier procede d'une méthode proposé par BERGERON qui tient compte des pertes de charge et de l'influence des dispositifs se trouvant sur le passage de l'eau.

Cette méthode se fait par tâtonnement elle se prête a des résolutions graphiques et détermine les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite après avoir fixé au préalable les caractéristiques du reservoir d'air (le volume d'air U_0 en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

a)- Etude de l'arrêt de la pompe dans le cas de refoulement 20/24.

$$L = 4500 \text{ m}$$

L : Longueur de la conduite

$$\phi = 500 \text{ mm}$$

ϕ : Diamètre de la conduite de refoulement

$$e = 6 \text{ mm (pour l'acier)}$$

e : épaisseur de la conduite

$$Q_0 = 783,458 \text{ m}^3/\text{h} = 0,217627 \text{ m}^3/\text{h} \quad Q_0 = \text{débit de refoulement}$$

$$H_0 = H_g = 50 \text{ m}$$

$H_0 = H_g$: hauteur géométrique

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

ν : Viscosité cinématique

$$\epsilon = 0,4 \text{ mm}$$

ϵ : Coefficient de rugosité

b) Etude préliminaire

$$S_0 = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 (0,50)^2}{4} = 0,196 \text{ m}^2$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{S_0} = \frac{0,217627}{0,196} = 1,110 \text{ m/s}$$

$$a = \sqrt{\frac{K/S}{1 + \frac{K \phi}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^5 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,50}{2 \cdot 10^{11} \cdot 6 \cdot 10^{-3}}} = 1064,925 \text{ m/s}$$

Temps de retour d'onde

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 4500}{1064,925} = 8,451 \text{ s}$$

La valeur maximale du coup de belier sera

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{1064,925 \cdot 1,11}{9,8} = 120,619 \text{ m d'eau}$$

Cas de la surpression

$$H_s = H_0 + h_{\max} = 50 + 120,619 = 170,619 \text{ m d'eau}$$

avec $H_0 = H_g =$ hauteur géométrique

la surpression peut atteindre 17 bars

Cas de la dépression

$$H_d = H_0 - h_{\max} = 50 - 120,619 = -70,619 \text{ m d'eau}$$

la dépression peut atteindre 0,7 bars

6) - DIMENSIONNEMENT DU DISPOSITIF D'ETRANGLEMENT (TUYERE)

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

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

$$d = \sqrt{\frac{\phi^2}{(0,92)^2 \cdot k}} = \sqrt{\frac{(0,500)^2}{16 \cdot (0,92)}} = 0,136 \text{ m}$$

$$d = 140 \text{ mm}$$

$$k = 16 = k$$

Après avoir établi ces calculs préliminaire

1) On trace le diagramme de BERGERON où l'on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite présente un diamètre uniforme

Le point "1R" qui correspond encore au régime initial est donné par l'intersection de la vitesse V_0 de l'eau dans la conduite de refoulement en régime normal et de l'horizontale du niveau immuable d'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau.

2) On trace la droite $\frac{a}{gs}$ qui exprime que pour un observateur se déplaçant à la vitesse "a" des ondes parti d'un point donné à un temps donné où les caractéristiques Q_0 H_0 du régime sont connues la pression et le débit sont liés par une loi linéaire.

Si l'on imagine deux observateurs partant à la rencontre.

Ils verront les points du régime se déplacer sur des droites $+\frac{a}{gs}$ pour l'un et $-\frac{a}{gs}$ pour l'autre de sorte qu'à leur rencontre, c'est à dire à l'intersection des droites, ils ne pourront constater que le même débits et la même pression.

Pour le tracé pratique de cette droite on tient compte de l'échelle de X et Y.

Avec Y échelle des hauteurs d'eau pression

X échelle des vitesses

$$\text{tg } \alpha = \frac{a}{gs} = \frac{1064,925}{9,8 \cdot 0,196} = 554,417 \text{ (s m}^2\text{)}$$

$$\text{or } \text{tg } \alpha = \frac{Y}{X} = \frac{554,417}{1 \text{ m}^3/\text{s}} \text{ (m}^2 \text{ S)}$$

d'où on peut calculer

$$\begin{array}{l} Y \longrightarrow 554,417 \text{ m} \\ 1 \text{ cm} \longrightarrow 5 \text{ m} \end{array} \quad \Rightarrow \quad Y = 110,883 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} 0,217627 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow 20,210 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow X \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0,217627 \text{ m}^3/\text{s} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array}} \right\} X = 92,865$$

on aura

$$\text{tg } \alpha = \frac{Y}{X} = 1,194 \quad \alpha = 50,054^\circ$$

3) Pour remplir le tableau on doit calculer

a) l'augmentation du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau descend).

avec :

θ : Temps de retour de l'onde de propagation de l'eau

S : Section de la conduite de refoulement

V_m : Vitesse moyenne

Pour le premier intervalle θ on prend V_m égale à :

$$V_m = \frac{V_o + V_f}{2}$$

Où V_o : Vitesse du régime normal avant la disjonction

V_f : Vitesse finale choisie à la fin de θ

Pour les autres intervalles, V_m sera la moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et de la vitesse finale qui sera été choisie pour l'intervalle considéré.

.../...

Il faudra faire attention aux vitesses de l'eau quand il revient vers le réservoir d'air, les prendre négatives.

b) Le volume "U" d'air du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle θ , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente, pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, et se retranchent quand l'eau descend.

c) La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue suivant la loi de "POISSON"

$$Z = \frac{(Z_0 + \frac{S_0}{U_0}) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Avec S_0 représente les pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale

d) On tiendra compte des pertes de charge dans le dispositif d'étranglement qui auront des valeurs différentes selon que l'eau monte dans le réservoir ou elle descend.

- Caractéristique de la tuyère

1) Montée de l'eau

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

avec $15 < k < 20$ dans notre cas on a pris $k = 16$

$$\text{donc } \frac{V_1}{V_f} = k \quad V_1 = 16 V_f$$

$$m = \frac{(0,92 d)^2}{D_2^2} = \frac{(0,92 \cdot 140)^2}{(250)^2} = 0,265$$

On a $m = 0,265$ de l'abaque du coefficient de perte de charge dans une tuyère on tire le coefficient "C"

.../...

$$m = 0,265 \longrightarrow c = 0,540$$

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

$$\text{descente de l'eau} \quad \frac{V_2}{V_f} = k'$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2(500)}{(140)} = 25,510$$

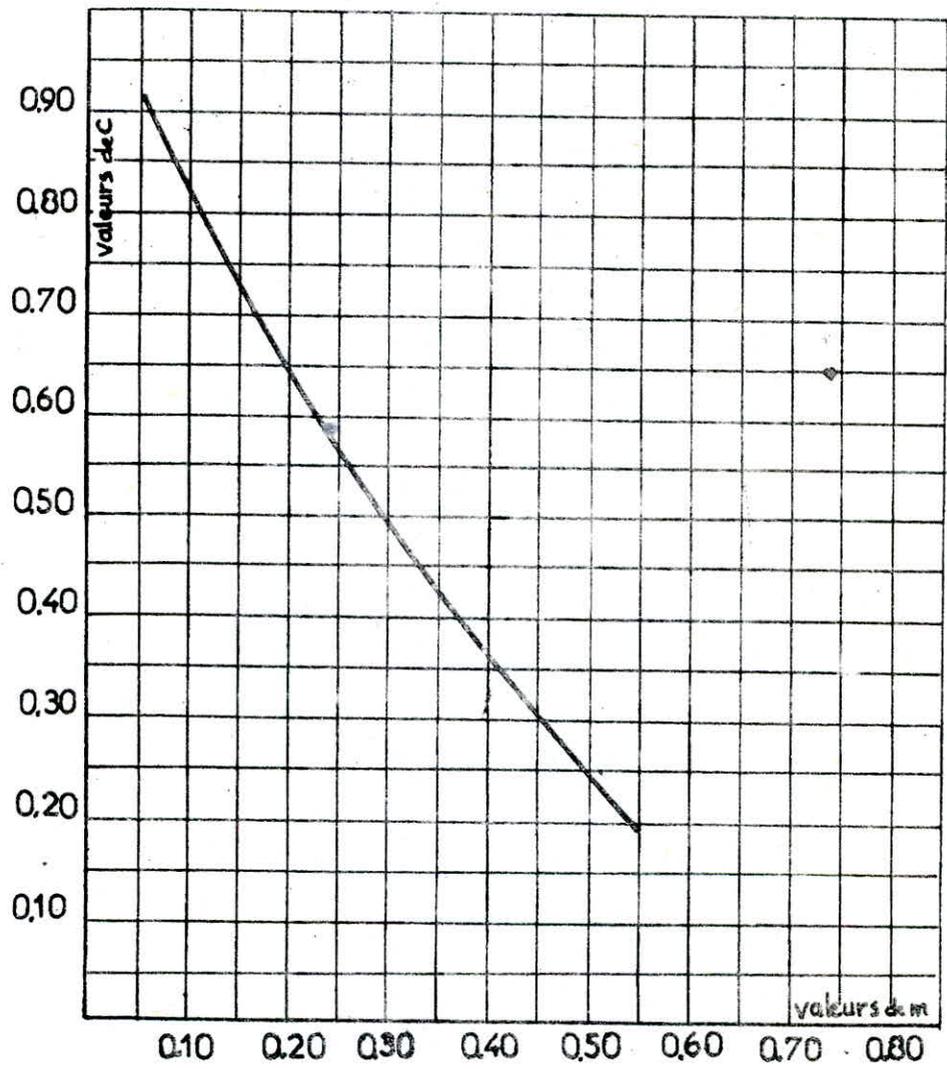
$$V_2 = 25,51 V_f$$

$$m' = \frac{d^2/2}{D^2} = \frac{d^2}{2 D^2} = \frac{140^2}{2 \cdot 250^2} = 0,157$$

$$m' = 0,157 \quad \xrightarrow{\text{abaque}} \quad c' = 0,72$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} ; c'$$

Coefficient de perte de charge dans une tuyère



Intervalles de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = 5V_0 \theta =$	Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans le réservoir d'air $Z = (Z_0 + \delta_0) \frac{U_0}{U^{1/4}}$	Vitesse dans la tubulure de branchement Montée $V_1 = 16 V_f$ descente $V_2 = 25,51 V_f$	Perte de charge dans la tuyère Montée $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = 0,54$ descente $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = 0,72$	Pression dans la conduite avec pertes de charge Montée $Z - \Delta h_1$ Descente $Z + \Delta h_2$	Perte de charge refoulement δ	Pression dans la conduite sans pertes de charge Montée $Z - \Delta h_1 - \delta$ Descente $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f	Designation du point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse finale choisie V_{fi}	Observation
0		9 m ³	72,777			72,777	12,777	60 m	$V_0 = 1,11$	1R			Normal
10	1,708	10,708	57,063	15,232	6,392	50,671	9,401	41,270	0,952	2P	1,031	0,952	} Montée de l'eau
20	1,314	12,022	48,523	10,160	2,844	47,679	4,183	41,486	0,635	3P	0,794	0,635	
30	0,802	12,824	44,332	5,328	0,782	43,550	1,150	42,399	0,333	4P	0,484	0,333	
40	0,309	13,133	42,877	0,640	0,011	42,066	0,017	42,849	0,040	8P	-0,187	0,040	
50	-0,160	12,973	43,618	5,944	1,298	44,916	0,563	43,479	-0,233	10P	-0,097	-0,233	} Descente de l'eau
60	-0,545	12,428	46,320	10,842	4,318	50,638	1,874	52,512	-0,425	12P	-0,329	-0,425	
70	-0,762	11,666	50,610	12,627	5,857	56,468	2,542	59,010	-0,495	14P	-0,460	-0,495	
80	-0,803	10,863	55,921	12,092	5,371	61,292	2,331	63,623	-0,474	16P	-0,485	-0,474	
90	-0,711	10,152	61,487	9,821	3,543	65,031	1,538	66,568	-0,385	18P	-0,430	-0,385	
100	-0,528	9,624	66,261	6,454	1,530	67,792	0,664	68,456	-0,253	20P	-0,319	-0,253	
110	-0,292	9,332	69,182	2,551	0,239	69,421	0,104	69,525	-0,100	22P	0,177	-0,100	

e En tiendra compte aussi des pertes de charge dans la conduite qui sont représentés sur l'épure de BERGERON par la caractéristique de la conduite ou bien ces pertes de charge seront calculées par la formule classique.

$$\varepsilon = \frac{1,15 \cdot L \cdot F \cdot V_i^2}{2g \phi} \quad (\text{voir Chap III})$$

f) Des calculs précédent la pression absolue dans la conduite se déduit

- en faisant la différence $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte
- en faisant la somme $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend

g) La pression finale absolue dans la conduite en aval du diaphragme fictif des pertes de charge se calculent

- en faisant $Z - \Delta h_1 - \varepsilon$ quand l'eau monte
- en faisant $Z + \Delta h_2 + \varepsilon$ quand l'eau descend

C'est par cette valeur de la pression absolue finale que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $\frac{a}{35}$ en un point tel que $2p \dots 4p \dots$ et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ et si elle ne correspondra pas, les calculs seront recommencés avec une autre valeur choisie de V_f

CONCLUSION

D'après les calculs qui ont été établis, on constate qu'à :

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de 9 m³ au départ passe à 13,133 m³ à la fin de dépression, la pression dans la conduite tombe à 41,270 m soit une dépression de : $60 - 41,270 = 18,730$ m.

.../...

Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe a 9,332 m³ à la fin de la surpression, et la pression dans la conduite monte a 69,525 m soit une surpression de $69,525 - 60 = 9,525$ m d'eau.

N.B.

Pour le démarrage, il suffit de disposer un robinet vanne manoeuvré lentement pour limiter comme on le desire la surpression et la dépressions a des valeurs convenables, c'est a dire qu'au un démarrage des groupes a vanne fermée, c'est le procédé courant dans la pratique.

C- PROTECTION CONTRE LA CORROSION

1) Généralités

Avant de poser ou de procéder à la pose des conduites dans un sol, il faut au moins connaître les caractéristiques nécessaires de ce terrain afin de déceler le phénomène de la corrosion et de l'éviter par certaines mesures de protection à prendre. Dans notre cas, on ne dispose pas de données nécessaires concernant le terrain, mais nous avons jugé utile d'exposer le problème en général.

Le phénomène de corrosion est une réaction chimique qui se manifeste à la surface de séparation métal-milieu ambiant c'est généralement une réaction ^{d'oxydation} des métaux. Si le processus de corrosion est très important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite et même une perforation de celle-ci :

2) Corrosion externe

La corrosion de la paroi externe des canalisations métalliques est principalement due à des phénomènes électriques, soit que l'humidité du sol, chargée en sels forme avec la conduite et d'autres pièces métalliques présente une pile électrique, soit que des courants vagabonds ((dus à la proximité de voies électrifiées à des mises à la terre imparfaites)) provoquant une électrolyse dans le sol. L'attaque externe d'une façon générale relève d'un ensemble de processus groupés sous le nom de corrosion par les sols. La corrosion par les sols relèvera de ce fait, le processus électrochimiques, créés par les différences de potentiels engendrées par la juxtaposition de masses humides et salines de compositions chimiques différentes et dans lesquelles le potentiel des parties métalliques en contact sera différent. C'est pourquoi la corrosion par le sol vise essentiellement les structures métalliques enterrées .

Si le sol est sec, si son PH est relativement élevé, si sa résistivité est forte, tous les processus électro-chimiques seront fortement freinés et les dangers de corrosion seront faibles. Dans le cas contraire, il y aura lieu de faire

appel à des techniques de protection surtout si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide de la conduite par perforation, ou attaques sous forme de couches de roquilles croûteuses ou filandreuses, entraînant une diminution de l'épaisseur du métal. Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes en ce qui concerne plus particulièrement (notre cas) les réseaux de conduites en acier lesquels ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

La protection contre ces dangers peut-être réalisée en deux principes et avant de passer à ces deux principes de protections envisagés contre la corrosion, on a jugé nécessaire de définir la corrosion par formation de pile.

a) Corrosion par formation de pile

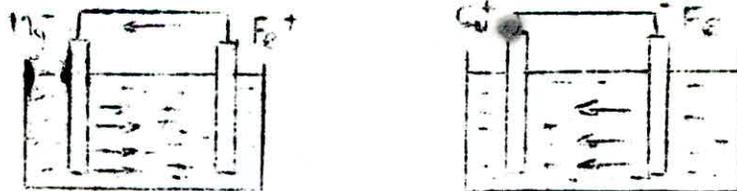
L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsqu'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents (exemple le fer et le magnésium). Il s'établit un couple galvanique et l'on peut mesurer entre les électrodes une différence de potentiel.

-Le fer devient cathode et se trouve protégé.

-Le magnésium devient anode et se trouve attaqué.

Si au lieu du fer et du magnésium on avait pris du fer et du cuivre on aura donc: - Le fer serait anode et s'attaque.

- Le cuivre serait cathode et se trouve protégé.



C'est ainsi que les métaux peuvent se classer suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence qui est l'électrode d'hydrogène. Les valeurs indiquées dans le tableau suivant pour les principaux métaux correspondent à la force électromotrice d'une pile constituée par une électrode

d'hydrogène et par une electrode du métal en question, le tout plonge dans un électrolyte .

Métal	Potentiel
Argent	+0,771
Cuivre	+0,329
Hydrogène	0,000
Etain	-0,192

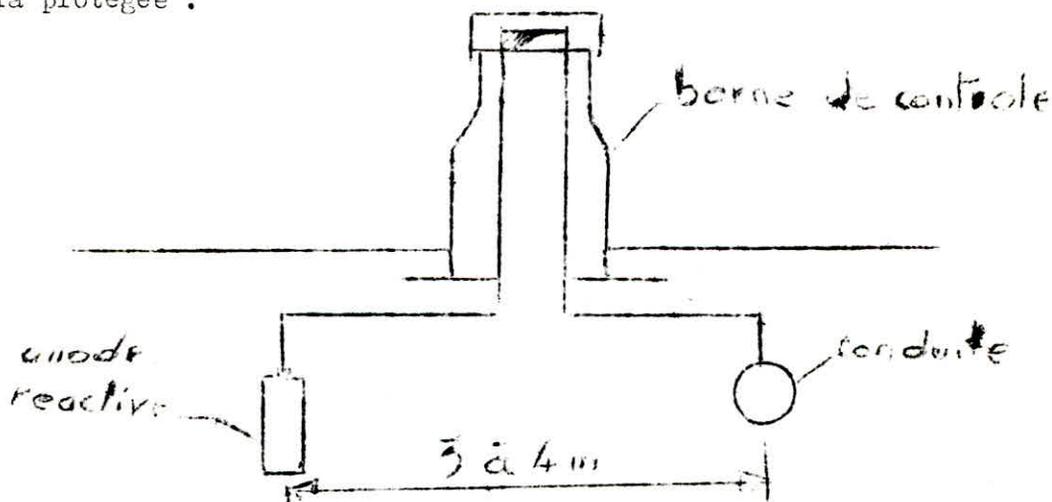
Métal	Potentiel
Fer	-0,34
Zinc	-0,77
Aluminium	-1,28
Magnésium	-1,49

Ainsi dans cette échelle (précédente), et pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre sera la cathode et se trouve protégé.

b) Les deux principes de protection contre la corrosion .

1- Protection cathodique par anode réactive .

Le principe est de relier de place en place la conduite à une pièce de métal convenablement choisi (zinc ou Magnésium) plus électro-négatif que le fer de façon à former des piles où la conduite d'acier joue le rôle de cathode et elle sera protégée .



Ces anodes réactives seront disposées dans les zones de terrain agressif, sont de forme cylindrique de 15 à 30 kg, que l'on enfouit dans le sol de 3 à 4m environ de la conduite entourée d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir autour de l'anode, une humidité favorable, reliées par un câble isolé à la conduite et on dispose des bornes de contrôles pour vérifier les potentiels .

cable isolé à la conduite et on dispose des bornes de contrôles pour vérifier les potentiels .

2) Protection cathodique par soutirage de courant .

On porte la conduite à un potentiel convenablement (faible) grâce à des piles ou à un redresseur .

Ce procédé consiste, à partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé) de relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (une centaine de mètres à peu près). Le courant en quittant la prise de terre, regagne le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînant la dissolution anodique des vieux rails.

Ce dispositif permet de protéger efficacement les réseaux de toute nature en présence de courants vagabonds. Il conduit toute fois, à une dissolution non négligeable . En effet 1 A/an détruit environ 9kg de fer théoriquement. Pour obtenir un meilleur rendement de ces installations, on peut dans ce cas remplacer les vieux rails par des anodes en graphite ou en titane platiné , dont la consommation par Ampère/an est très faible, sera 0,2 kg, Pour le graphite et pratiquement indécélable pour le titane platiné.

Pour la prise de terre en graphite ou en titane platiné présente certains avantages qui ne nécessitent que des terrassements très réduits et d'être très peu affectées par l'électrolyse.

Le meilleur emplacement pour un poste de soutirage de courant est celui qui permet d'assurer la protection la plus efficace sur la plus grande portée , pour la puissance minimale . Pour ça on a constaté qu'une étude sur place est utile pour permettre ensuite de fixer le meilleur emplacement .

CONCLUSION

Les anodes réactives (en Zinc ou Magnésium) sont utilisées fréquemment pour la protection cathodique d'ouvrages de toutes sortes, et elles conviennent particulièrement bien aux réseaux de canalisation en acier surtout lorsqu'il s'agit de protection locale (traversée des terrains **agressif**).

Les anodes réactives s'imposent en particulier ^{des} les petits réseaux car elles nécessitent ni entretien, ni surveillance. Pour les réseaux très importants exigeant un nombre d'anodes très élevé, pour cette raison on préfère souvent le soutirage de courant, plus puissant et réglable à la demande.

c) Protection par revêtement

De plus, il existe la protection par revêtement qui lutte efficacement contre la corrosion en enduisant la conduite d'un revêtement protecteur (Par exemple par des bandes de tissus imprégnés bitumeux ou synthétique).

3- CORROSION INTERNE

L'eau, lors de son transport, peut causer aux différents matériaux avec lesquels, elle est en contact des altérations de diverses natures, dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et en particulier celle de l'acier.

Il est donc nécessaire de connaître le processus élémentaire d'altération et leurs paramètres connus afin de guider le choix entre les mesures à prendre:

- Modification des caractéristiques chimiques de l'eau.
- Application d'un revêtement entre l'eau et le métal.

Lorsque l'eau transportée est fortement minéralisée et contient du fer, il y a risque d'attaque chimique de la paroi interne de la conduite. Il en est de même si celle-ci est l'occasion de fréquentes rentrées d'air ou de dégagements gazeux. On remédie à ces dangers au moyen d'un revêtement intérieur soigné des canalisation le plus souvent par :

- un enduit bitumeux.

- un traitement de l'eau qui consiste à aérer l'eau et à élever son P H (une eau de P H < 10 est naturellement corrosive envers l'acier). Il y a donc toujours intérêt à élever le P.H d'une eau naturelle, tout en améliorant simultanément les possibilités de son oxygénation .

- On évite les faibles vitesses, pour cela des dispositions devraient être prise pour que des chasses puissent être pratiquées de temps en temps, l'évacuation de l'air aux points haut doit être assurée au maximum .

CHAP VIII POSE DES CANALISATIONS

1- Différentes poses de la conduite
Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

a - Pose en galerie :

Elle présente le double avantage de faciliter la surveillance des conduites et d'éviter les tassements de terrains en cas de fuites, ainsi que les couvertures de la chaussée à l'occasion des réparations ou des remplacements.

La pose en galerie nécessite un ensemble d'opération très délicats.

b - Pose en tranchée :

Dans notre projet on a choisi la pose en tranchée pour des considérations plus économiques que techniques, elle reste de beaucoup la plus utilisée, seulement elle présente l'inconvénient des fuites s'il s'en produit. Pour remédier à cet inconvénient actuellement le développement des appareils et de l'automatisme nous permettent de placer comme on a signalé (dans les organes accessoires) des manomètres le long du réseau, ils relevent notamment les baisses de pression en cas de fuite.

- Précaution à prendre dans la pose.

Parmi les précautions qu'il conviendra de prendre en exécution, selon les circonstances, on mentionnera en particulier les suivantes.

* Le lit de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite ont une bonne importance pour la bonne tenue des réseaux.

Lorsque le terrain est bon, pas de risque d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arrêtes rocheuses susceptible d'endommager les conduites, ceux-ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins de 0,20 m d'épaisseur.

Si le terrain est moins stable la pose des conduites se fait sur des dèes en maçonnerie ou sur des empilements de briques.

Dans les terrains les plus mauvais, on peut soit disposer un important lit de sable soit de confectionner une dalle en béton ou même en béton armé.

Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15 — 0,20 m d'épaisseur par

- du gravier dans les terres ordinaires
- des pierres cassées qui servent de drains dans les terrains imperméable ou rocheux
- Par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente (ou terrain vaseux)

* La largeur de la tranchée doit être suffisante 0,70 m au minimum pour qu'on puisse y disposer les conduites commodément. La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de cette dernière.

$$B = D + 2 \times 0,30 = D + 0,60$$

B : Largeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

.../...

* La profondeur doit être sensiblement constante et qui doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de températures, en particulier contre le gel et d'autres part contre le risque d'écrasement ou de désorganisation sous l'effet des charges, des surcharges (circulation des véhicules).

La première condition pose évidemment des problèmes différents selon le climat et peut se traduire par des chiffres variants en conséquence de 0,60 ÷ 1,50 m.

Quand à la protection contre les pressions extérieures et les chocs dus aux surcharges, on impose en principe une couverture épaisse de 1,20m de sable. Mais souvent si les charges sont élevées et la profondeur est minime, il est nécessaire de reprendre les efforts correspondants au moyen d'une dalle en béton armé.

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs. Il sont débarrassés de tous corps étrangers et on les descend lentement dans le rond de la tranchée.

Comme la largeur, la profondeur se calculera en fonction du diamètre de la conduite.

$$H = h_1 + D + h_2$$

H : profondeur de la tranchée

h_1 : épaisseur du lit de pose

D : diamètre de la conduite

sup.

h_2 = hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

C - Traversée de route.

La pose de la conduite sera prévu dans des gaines (buses) dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs des vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

2) - Epreuve sur canalisation en place.

Après la pose de la conduite et avant le remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par trançon des essais à la pression d'épreuve.

Celle-ci qu'il conviendra de définir dans chaque cas, devra dépasser la pression statique de 50%. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve. La durée d'épreuve est d'au moins 30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar. Une fois la pression d'épreuve est atteinte on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et des joints.

3) Remblai de la tranchée.

On procède au remblaiement définitif par un remblai de grave naturelle pour éviter la corrosion (cas des tuyaux en acier) par couche successives bien pilonnées jusqu'à 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, puis le remblayage sera achevé à l'aide du tout venant.

CONCLUSION GENERALE

En résumé, quels sont donc les problèmes de l'alimentation en eau ?

Pouvons-nous les classer pour en rechercher les solutions les plus appropriées ?

A toutes ces questions, notre étude constitue une tentative de réponses qui peut apporter une contribution à la résolution du problème d'eau, ces réponses que nous reconnaissons certainement limitées .

Néanmoins nous avons fait de notre mieux de mener à bien notre étude, malgré le manque de données qui nous a fait défaut .

Depuis que le point d'eau à exploiter a été choisi, après une étude quantitative et qualitative, nous sommes préoccupés plus particulièrement du tracé du réseau, ainsi que des ouvrages correspondant, captage, station de refoulement , réservoirs et réseaux de distribution .

Il nous a semblé utile de déterminer les débits nécessaires pour assurer en tous les points, avec les pressions correspondantes, une alimentation convenable avec une capacité de réserve .

Dans un des chapitres qu'on a étudié, il a été accordé une très grande place à l'étude de l'eau . On y a exposé ce que l'on doit connaître de ses propriétés physiques et chimiques .

En accord avec notre analyse des problèmes posés à l'eau d'alimentation , nous sommes convaincus que, dans l'état actuel de ce secteur, l'urgent n'est pas toujours de recourir systématiquement à la mobilisation de nouvelles ressources, mais d'agir avec célérité sur la qualité de service .

Il en a presque toujours été ainsi, mais désormais, nos préoccupations doivent s'élargir à des domaines nouveaux et en quelques sortes aussi s'approfondir dans le but d'assurer au réseau projeté un service de longue durée avec des dépenses d'entretien admissibles .

Il faut viser à mieux gérer les dispositifs d'alimentation en eau avec une plus grande efficacité, de façon à satisfaire à une meilleure potabilité des eaux

distribuées et à réduire les fuites du réseau à un niveau acceptable .Car de l'amélioration de la gestion resultera non seulement une économie des ressources en eau, mais aussi une économie appréciable des ressources financières sans qu'il ne soit besoin pour autant de sacrifier les objectifs sanitaires postulés .

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

- L'Alimentation en eau des agglomérations. KOCH P
- Memento Technique de l'eau DEGRETMENT
- Hydraulique Urbaine J BONNIN
- Hydraulique Urbaine (Tome II III) A DUPONT
- Hydraulique Generale et Appliquée M CARLIER
- La distribution d'eau dans les Agglomerations Urbaines
et Rurales C GONELLA
- La Corrosion des conduites d'eau et de gaz M NEVEUX
- Traitement des Eaux Publiques Industrielles et Privée C GONELLA
- L'Analyse de l'Eau J RODIER
- Analyse physico-chimique de l'Eau G SIRJEAN
- Techniques et Sciences Municipales REVUES
- Théorie de la longuer Fluidodynamique G LAPREY
- Cat_alogue des pompes GUINARD

