

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
— HOUARI - BOUMEDIENNE —

9/81

10x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE  
DE CHERCHELL

12 PLANS

Proposé par :

S.ET.HY.AL.

Etudié par :

MAZARI B.  
LEBLOUB A.

dirigé par :

BOUGUERRA K.

Promotion Janvier 1981



UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

...HOUARI BOUMEDIENNE...

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

A.E.P DE CHERCHELL

PROPOSE PAR : S. ET. HY. AL

DIRIGE PAR

M<sup>E</sup> K. BOUGUERRA

ETUDIE PAR

M<sup>E</sup> B. MAZARI  
M<sup>E</sup> A. LEBLOUB

PROMOTION : JANVIER 81

DEDICACES.

A ma mère et mon père.

A mes frères et mes sœurs.

A ma fiancée.

A tous mes amis

BOUZIANE MAZARI



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

---REMERCIEMENTS---

A M<sup>R</sup> BOUGUERRA.

Nous avons toujours trouvé près de lui un accueil chaleureux et le souci de nous faire profiter de son expérience et de son travail. Son esprit de recherche est pour nous un exemple.

Il nous a guidé avec gentillesse dans l'élaboration de cette thèse.

Qu'il reçoive ici la preuve de notre reconnaissance et de nos remerciements chaleureux.

A M<sup>R</sup> Le Professeur de LAPRAY.

Nous avons eu le bonheur de travailler avec lui, et nous avons souvent eu l'occasion d'admirer sa largeur d'esprit, sa compréhension.

Nous n'oublions pas aussi tout le soutien qu'il apporte aux jeunes ingénieurs ainsi que toute l'ampleur qu'il ne cesse de donner au laboratoire de Génie Hydraulique, à l'école.

Qu'il veuille bien recevoir ici l'expression de notre profond respect et nos remerciements les plus vifs.

Nos remerciements vont également

- à M<sup>R</sup> ILLIE L.

M<sup>R</sup> GOUSSAK

- à M<sup>de</sup> ILLIE L.

M<sup>R</sup> CARRÉ.

- à tous les Professeurs qui ont contribué à notre formation et à toutes les personnes qui nous ont aidés.

sans oublier les ingénieurs et les démineurs ainsi que tous les responsables de la SET. HY. AL.

B. MAZARI

A. Lebloub.

## Table des matières

	PAGES
I Introduction	1
II Evolution de la population	
- Recensement de 1966	3
- Recensement de 1977	3
- Détermination du taux d'accroissement	4
- Calcul de la population	4
- Mouvement migratoire	6
III Evaluation des besoins	
- Détermination des superficies des 3 zones	7
- Détermination de la population possible des 3 zones	8
- Limites d'extension retenues pour le projet	8
- Besoin en eau Potable - Horizon 1990	9
- Besoin en eau Potable - Horizon 2000	12
- Evolution des besoins (de 1990 à 2000)	14
- Détermination des débits aux nœuds (soutirages)	17
IV Résolution du réseau	
1. Méthode de HARDY-CROSS moyennant la TI57 - Horizon 2000	20
- Longueur équivalente	20
- Coefficient de frottement	20
- Détermination du débit correctif	22
- Programme de calcul du réseau	23
- Pressions au sol	25
2. Méthode de HARDY-CROSS sur Ordinateur (IBM 1130) - Horizon 2000	26
- quelques précisions sur la méthode	26
- signification des variables utilisées	26
- Algorithme de calcul	26
- Formules utilisées	27
- Tableau comparatif	28
3. Equilibre du réseau maille sur Ordinateur (UNIVAC)	29
- Introduction	29
- Méthode	29
- Présentation des données	29
- Principe de la méthode	35
- Restriction du Programme	37
- Introduction des données et résultats	38
V Renforcement du réseau existant	50
VI Equipement du réseau de distribution	
- Nature des canalisations	57
- Appareils accessoires du réseau	58
- Detail d'équipement des nœuds	60
VII Ressources en eau	
- ressources actuelles	62



- Ressources Prévisibles	62
- Réseau d'adduction actuel	62
- Réseau d'adduction futur	65
<b>VIII</b> Dimensionnement des ouvrages	
- Conduites d'adduction	68
- Réservoirs	70
- choix des pompes	82
<b>IX</b> Divers	
- qualité de l'eau	85
- Automatisation	85
- Matériaux de construction	85
- Protection cathodique	85
- Protection anti-bélier	86
<b>X</b> Conclusion	92

## Nomenclature des planches.

- Plan d'urbanisme, réseau de distribution	I
- Schéma général d'adduction	II, II'
- Station de pompage	III
- Profil en long du réseau de distribution	IV
- Profil en long d'adduction	V

## Tableaux.

- Calcul par la méthode de Hardy-cross (sur TI 57)	5
- Programme sur IBM 1130 (H. 2000)	6

## Schémas.

- Schéma de calcul de consommation en cas d'incendie horizon 1990 (UNIVAC)	1
- Schéma de calcul de consommation en cas d'incendie horizon 2000 (UNIVAC)	2
- Consommation de pointe et incendie sur IBM 1130 horizon 2000	3
- Organigramme (IBM 1130)	4

## I Introduction

vu les grandes transformations qui s'opèrent dans tout le pays et l'explosion démographique croissante, les villes de moyenne importance commencent à s'étendre et à se développer, le niveau de vie ne cesse d'augmenter, il est toujours nécessaire après une ou deux décennies d'accroître ou de changer le réseau de ces villes. C'est le cas de CHERCHELL qui passera de 22 000 habitants en 1980 à 50 000 habitants à l'horizon 2000.

D'autre part, l'ancien réseau, vétuste et non en état de servir dans l'avenir compte tenu qu'il est mal entretenu et mal protégé, on a jugé nécessaire de le supprimer quasi-totalement et de le remplacer par un nouveau réseau.

### Présentation

Située à 95 km à l'ouest d'Alger, au delà de la masse calcaire de CHENOUA, se trouve la ville de Cherchell, 1<sup>o</sup> ville importante après le chapelet de bourgs de la Mitidja Blidéenne.

Située au bord de la mer, ce chef-lieu de daïra est essentiellement tournée vers l'intérieur par ses fonctions comportant ainsi avec une large tradition portuaire.

Cependant l'existence d'une côte bien découpée, l'union particulièrement harmonieuse entre la mer et la montagne, la dimension historique de la ville pourrait être les facteurs d'un redémarrage tant sur le plan culturel que touristique.

### Milieu Physique

La présence de reliefs importants limitent les relations de la daïra et de son chef-lieu avec l'extérieur. L'agglomération de Cherchell a une altitude qui varie de 15 à 50 m.

Immédiatement au sud du noyau urbain dont les pentes ne dépassent pas 5%, les altitudes s'élèvent. Les pentes ~~augmentent~~ rapidement.

A une zone définie par les 10 et 20%, succède une bande étroite sur le méridien de Cherchell, plus large au sud est et au sud ouest de la ville et caractérisée par des pentes 20%. La commune s'étend à l'est sur les premiers contreforts du massif de Chenoua, à l'ouest le long du littoral et au sud une zone montagneuse.



## Climat

Le climat est identique à celui des régions côtières du Tell, il se définit par des caractéristiques méditerranéennes :

été chaud et sec, hiver doux et humide, printemps et automne orageux.

Les températures oscillent entre 10 et 12° en janvier et 24 à 26° en Août avec des minima absolus de 8° et des maxima de 39°.

Les vents dominants sont d'ouest et Nord ouest et est en été. Les pluies les plus abondantes ont lieu durant la saison froide, les mois d'été restent très secs (La différence avec Alger peut être de l'ordre de 6 à 8°).

## II Evolution de La Population de CHERCHELL

L'étude de l'évolution démographique ci-après est basée sur les éléments suivants:

- Recensement de 1966.
- Recensement de 1977.
- Quelques données numériques officielles.

### Recensement de 1966

La population de CHERCHELL s'établissait comme suit:

- Population urbaine	9243 hab.
- Autre agglomérée	2193 hab.
- Éparsée	10311 hab.
<hr/>	
• Total	21767 habitants.

Comme la population éparsee ne fait pas partie de l'objet de ce Projet, seules les populations urb et autre agglomérées seront prises en considération et qui d'après le recensement comptent un total de 11436 habitants.

### Recensement de 1977

a donné les chiffres ci-après:

- Population urbaine	14685 hab.
- Autre agglomérée	4670 hab.
- Éparsée	17487 hab.
<hr/>	
Total	36842 habitants

La population prise en considération pour l'évolution démographique de la ville de CHERCHELL est de:

Recensement de 1966 : 11436 habitants.

Recensement de 1977 : 19355 habitants.

Détermination du Taux d'accroissement  $\alpha$ :

Le taux se détermine à partir de 2 recensements faits en 1966 et en 1977 et se calcule d'après la formule suivante:

$$N_{11} = N_0(1 + \alpha)^{11} \quad (1)$$

$N_{11}$ : Population en 1977.

$N_0$ : Population en 1966.

$\alpha$ : taux d'accroissement annuel en pourcentage.

A.N  $N_{11} = 19355$  habitants

$N_0 = 11436$  habitants

on aura  $\alpha = 4.9\%$  - Taux d'accroissement annuel.

Avec le taux d'accroissement annuel on prévoit la population de CHERCHELL - ville à d'autres horizons, mais comme le taux est trop fort en comparaison avec le taux moyen qu'on prend en Algérie ( $\alpha_m = 3.5\%$ ) et on ne sait pas si CHERCHELL se stabilise ou pas et pour plus de précision on prend comme taux d'accroissement annuel, la moyenne arithmétique des 2 taux:

$$\alpha = \frac{4.9 + 3.5}{2} = 4.2\%$$

CALCUL de La Population:

Comme la population éparsée n'est pas prise en considération dans le présent projet, on calcule la population de CHERCHELL à d'autres horizons en tenant compte que de la population urbaine et autre agglomérée, cette population est évaluée ainsi:

d'après la formule (1) où  $\alpha$ :  $\left\{ \begin{array}{l} N_x: \text{Population à l'horizon } x. \\ N_0: \text{Population en 1977 (19355 hab.)} \\ \alpha: \text{taux d'accroissement annuel (4.2\%)} \end{array} \right.$

$$N_x = N_0(1 + \alpha)^x$$

Remarque: Le taux de croissance de la population du pays est supérieur à celui des villes du fait de l'exode rural. Le taux de croissance des villes tendrait à diminuer pour 2 raisons.

- Politique d'habitat rural et mesure en faveur de l'agriculture.
- Politique démographique.



Evolution de la population de 1977 à 2000.

Année	Population Possible (hab.)	Augmentation annuelle (hab.)
1977	19355	
1978	20168	813
1979	21015	847
1980	21898	883
1981	22817	919
1982	23776	959
1983	24774	998
1984	25815	1041
1985	26899	1084
1986	28029	1130
1987	29206	1177
1988	30433	1227
1989	31711	1278
1990	33043	1332
1991	34431	1388
1992	35876	1445
1993	37383	1507
1994	38953	1570
1995	40589	1636
1996	42294	1705
1997	44070	1776
1998	45921	1851
1999	47850	1929
2000	49860	2010

### Mouvement migratoire :

on le considère nul pour traduire :

- la tendance actuelle de la stabilisation de la population .
  - la politique actuelle de fixation de la population rurale .
- 

### III Evaluation des besoins en 1990 et en 2000.

#### Besoin en eau Potable (1990):

##### Besoin domestique :

Le besoin domestique unitaire moyen ne peut être défini avec précision Pour cherchell, faute de disposer des données statistiques concernant l'habitat et en particulier les logements existants, ayant une incidence directe sur la consommation en eau Potable tel que :

- Mode d'alimentation en eau .
- Faune d'occupation des logements... etc,...

néanmoins pour limiter les erreurs, il a été Procédé à une répartition par zones de la ville à alimenter et ceci suivant l'importance des Types d'habitats ce qui nous a permis d'avoir 3 zones Pourvues de dotations suivantes :

Zône UA Ancien Centre .

Zône UE Habitats Collectifs .

Zône UH Villas .

#### Détermination Par Planimétrie des Superficies des 3 zones :

Valeur d'une division du Planimètre  $U = ?$

après avoir contourné une superficie de  $1 \text{ km}^2$  à l'échelle on a trouvé :



$L_1 = 11436$       lecture initiale.  
 $L_2 = 13602$       2166      1° lecture après contournement de la superficie.  
 $L_3 = 15767$       2165      2° lecture après contournement de la superficie.

$$1(\text{km}^2) \longrightarrow 2165,5 (\text{divisions}).$$

$$X (\text{km}^2) \longrightarrow 1 (\text{division}).$$

$$X = 1/2166 = 4616,81 \cdot 10^{-6} \text{ km}^2$$

donc la valeur de  $U = 4616,81 \cdot 10^{-4} \text{ ha.}$

### Détermination des superficies des différentes zones:

#### Zone UE:

La densité de cette zone est: 40 logements de  $200 \text{ m}^2$  à l'hectare ce qui nous donne un taux d'occupation des sols égal à 0,80.

Après Planimétrage de cette zone on a obtenu:

$$S_{UE} = 49,82 \text{ ha.}$$

#### Zone UA:

La densité de la zone UA est qu'à l'hectare il y a 60 logements de  $200 \text{ m}^2$  d'où le coefficient d'occupation des sols est 1,20, cette zone est située au centre ville.

$$\text{Après Planimétrage} \quad S_{UA} = 17,22 \text{ ha.}$$

#### Zone UH:

Zone résidentielle réservée aux habitations individuelles, la densité de cette zone est de 20 logements de  $200 \text{ m}^2$  à l'hectare et le coefficient d'occupation des sols est 0,40.

$$S_{UH} = 48,66 \text{ ha.}$$

ZONE	DESCRIPTION	Superficie (ha)
UE	Habitats collect.	49.82.
UA	Ancien Centre	17.22.
UH	Villas	48.66.
		$\Sigma = 115.70$ ha.

Détermination de la population de chaque Zone (1990)

Zône	C.O.S %	S (ha)	m <sup>2</sup> de batim. 10 <sup>6</sup> . m <sup>2</sup>	Hb de log. de 100 m <sup>2</sup>	Popul. /log	Population Prévue (hab)
UE	0.80	49.82	0.40	3986	4	15944
UA	1.20	17.22	0.21	2066	6	12396
UH	0.40	48.66	0.19	1947	3	5841
		$\Sigma = 115.70$				

Total = 34181 hab.

Le chiffre obtenu est supérieur de 1138 à celui prévu pour l'horizon 1990 mais il est normal de disposer d'une certaine réserve pour le cas où certaines zones changeraient de catégorie au cours des années à suivre.

Détermination de la population (2000).

Limites d'extension retenues pour le projet:

En l'absence d'un plan d'urbanisme nous avons tenu compte dans ce projet que des zones déjà urbanisées ou d'extension approuvées. En ce qui concerne la population on admettra qu'elle restera répartie dans les limites considérées.

Après Planimétrie les zones d'extension d'urbanisme pour 2000 sont:

Pour chaque zone:

$$S_{UE} = 14.38 \text{ ha.}$$

$$S_{UA} = 2.82 \text{ ha}$$

$$S_{UH} = 1.54 \text{ ha}$$

Zône	S (ha)	C.O.S%	nb de $m^2$ de bat. $10^6 m^2$	nb de log.	hab/log.	Pop. Prévue
UE	64.20	0.80	0.51	5136	5	25680
UA	20.04	1.20	0.24	2405	7	16835
UH	50.20	0.40	0.20	2008	4	8032
	$\Sigma = 134.44$					<u>Total = 50547</u>

Besoin en Eau Potable (1990).

Besoin domestique : La consommation journalière en Eau Potable Par habitant a été évaluée pour chaque type d'habitat comme suit :

Zône	cons. journalière $l/j/hab$
UE	150
UA	120
UH	200

Zône	Population (hab)	Cons. jour $l/j/hab$	consommation journalière $m^3/j$
UE	15944	150	2392
UA	12396	120	1488
UH	5841	200	1168
	$\Sigma = 34181 \text{ hab.}$		$\Sigma = 5048 \text{ m}^3/j.$



Population de l'an 1990 = 34181 habitants.

Volume d'eau journalier = 5048 m<sup>3</sup>/jour.

ce qui revient en moyenne une dose de 148 l/j/hab.

### Besoin scolaire:

d'après les données officielles concernant la scolarisation, 6544 élèves seront prévus en 1990, le besoin scolaire peut-être évalué à 100 l/j/élève (DUPONT, tome II).

nombre d'élèves scolarisables = 6544 élèves

Volume d'eau journalier = 654 m<sup>3</sup>/jour

### Besoin industriel:

La consommation industrielle ( Hôtels ) peut être évaluée, comme suit:

5 ÷ 10 m<sup>3</sup>/jour Pour une ville de plus de 10.000 habitants (DUPONT, tome II).

On prend une valeur de 7 m<sup>3</sup>/hab/an.

Volume d'eau journalier = 650 m<sup>3</sup>/jour.

### Autres besoins Particuliers.

Besoins	Cons. moyenne journalière m <sup>3</sup> /jour
bains, douches	16
Abattoirs	75
Hôpitaux	100
Stades	10
Marchés	50
Mosquées	15
Laveries (sans eff. hum)	50
} Lavage des rues Arrosage	60
	$\Sigma = 376 \text{ m}^3/\text{jour}$

Tableau récapitulatif des différents besoins (1990).

Catégorie des besoins	Volume d'eau journalier $m^3/j$
Domestique	5048
Scolaire	654
Industriel	650
Autres besoins	376
	$\Sigma = 6728 m^3/jour$

Fuite du réseau : 15% du volume d'eau journalier.

$$F = 0.15 (6728) = 1009 m^3/jour$$

Population (1990)  $\approx$  34200 habitants, Volume d'eau journalier =  $7737 m^3/jour$

Volume pour besoins particuliers (scolaire, industriel, bains, douches, ... etc, ...)

$$V_{B.P} = 7737 - 1.15(5048) = 1932 m^3/jour$$

Par habitant  $\approx$  56 l/j/hab.

Zône	Population	Cons. j. dom l/j/hab	Volume $m^3/j$	C.J.B.P. l/j/hab	Volume $m^3/j$	Cons. sp. l/j/hab
UE	15944	173	2758	56	893	229
UA	12402	138	1711	56	695	194
UH	5841	229	1338	56	344	285
	$\Sigma = 34187 hab.$		$\Sigma = 5807 m^3/j$		$\Sigma = 1932 m^3/j.$	

ce qui revient à un volume d'eau journalier  $\approx$   $7740 m^3$  pour une population de  $\approx$  34200 habitants.

En moyenne la dose journalière Par habitant est de :

226 l/j/hab.



Besoin en eau Potable (2000).

Zône	Population	Cons. j (l/j/hab)	Volume m <sup>3</sup> /jour
UE	25680	180	4622
UA	16835	150	2525
UH	8032	200	1606

$\Sigma = 50547 \text{ hab}$

$\Sigma = 8753 \text{ m}^3/\text{jour}$

Population de l'an 2000 = 50547 hab, Volume d'eau journalier = 8753 m<sup>3</sup>/jour  
 ce qui revient en moyenne à 173 l/j/hab.

Besoin scolaire :

d'après les données officielles concernant la scolarisation, on prévoit le nombre d'élèves scolarisables d'ici l'an 2000.

1966	-	2866 élèves
1970	-	3289 "
1980	-	4639 "
1990	-	6554 "
2000	-	? "

On remarque que la croissance concernant la scolarisation n'étant pas linéaire et pour plus de précision on assimile notre courbe à une Parabole ayant la forme ci-dessous :

$$P = at^2 + bt + c.$$

Notre Parabole passe Par les 3 Points.

A(1970, 3289), B(1980, 4639), C(1990, 6554).

Après résolution du système on obtient :

$$P_{2000} = 2.775(34)^2 + 85.05(34) + 2904$$

$$P_{2000} = 9004 \text{ Elèves Scolarisables.}$$

On garde la même dotation pour le besoin scolaire 100 l/j/élève.

$$\text{Volume d'eau journalier} = 900 \text{ m}^3/\text{jour.}$$

Besoin Industriel :

Comme Churchill n'étant pas une ville à caractère Industriel, on garde le même volume d'eau journalier et pour plus de précision on le majore de 30%.

$$\text{Volume d'eau journalier} = 1,3(650) = 845 \text{ m}^3/\text{jour.}$$

Autres besoins Particuliers.

CATEGORIE des besoins	Volume d'eau journalier $\text{m}^3/\text{jour}$ .
bains, douches	16
Abattoirs	100
Hopitaux	100 ( futures installations sanitaires s'implanteront hors Churchill ).
Stades	10
Marchés	55
Mosquées	20
Casernes (sans effectif humain)	60
} Lavage des rues } Arrosage	80
	$\Sigma = 441 \text{ m}^3/\text{jour}$

Tableau récapitulatif

Catégorie des besoins	Volume d'eau journalier (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	8753
Scolaires	900
Industriel	845
Autres besoins	441
	$\Sigma = 10939 \text{ m}^3/\text{jour}$

Fuites du réseau = 20% du volume d'eau journalier.

$$F = 0,20(10939) = 2188 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Population (2000) = 50547 habitants, Volume d'eau journalier = 13127 m<sup>3</sup>.

Volume Pour besoins Particuliers (scolaire, industriel, bains, ...) = 2624 m<sup>3</sup>/j

Par habitant une dose de 52 l/jour.

Zône	Pop. Possible (hab)	Cons. dom. l/j/hab	Volume m <sup>3</sup> /j	Cons. Bes. Part. m <sup>3</sup> /j	Cons. Spécif. l/j/hab
UE	23916	216	5166	1244	268
UA	16536	180	2976	860	232
UH	9733	240	2336	520	292
	$\Sigma = 50185 \text{ hab}$		$\Sigma = 10478 \text{ m}^3/\text{jour}$	$\Sigma = 2624 \text{ m}^3/\text{jour}$	

Evolution des besoins entre 1990 et 2000.

Zone	Cons. SPECIFIQUE (L/J/hab).	
	1990	2000
UE	229	268
UA	194	232
UH	285	292

Pour chaque zone on pourrait admettre une variation linéaire du besoin au cours du temps qui serait sous la forme :

$$b_n = b_{n_0} + a.n.$$

$b_n$  : besoin à l'année  $n$ .

$b_{n_0}$  : besoin unitaire actuel.

$a$  : coefficient exprimant la variation de ce besoin au bout d'une année.

EVOLUTION des BESOINS (Zone UE).

Année	Cons. spécifique (l/J/hab)	Augmentation annuelle
1990	229	
1991	232.9	3.9
1992	236.8	3.9
1993	240.7	3.9
1994	244.6	3.9
1995	248.5	3.9
1996	252.4	3.9
1997	256.3	3.9
1998	260.2	3.9
1999	264.1	3.9
2000	268	3.9



Evolution des besoins - Zone UA

Année	Consommation Spécif. (l/J/hab)	Augmentation annuelle
1990	194.0	
1991	197.8	3.8
1992	201.6	3.8
1993	205.4	3.8
1994	209.2	3.8
1995	213.0	3.8
1996	216.8	3.8
1997	220.6	3.8
1998	224.4	3.8
1999	228.2	3.8
2000	232.0	3.8

Evolution des besoins (Zone UH).

Année	cons. spécifique (l/J/hab)	Augmentation annuelle
1990	285	
1991	285.7	0.7
1992	286.4	0.7
1993	287.1	0.7
1994	287.8	0.7
1995	288.5	0.7
1996	289.2	0.7
1997	289.9	0.7
1998	290.6	0.7
1999	291.3	0.7
2000	292	0.7



### Détermination des débits aux nœuds.

Nombre de nœuds 23 Pour l'horizon 1990.  
26 Pour l'horizon 2000.

Pour chaque nœud:

- On divise les tronçons par des médiatrices.
- De part et d'autre de chaque nœud, on délimite la zone desservie par le nœud. Cette zone se compose d'une ou plusieurs zones de densités différentes.
- Pour cela on détermine la superficie de chaque zone par Planimétrie; ayant les densités correspondantes on détermine la population possible.
- Déduire le volume d'eau journalier d'après:

$$V = P \cdot C$$

V: volume d'eau journalier ( $m^3/j$ ).  
P: population Possible (hab).  
C: cons. Spécif de la zone ( $l/j/hab$ )

Le débit au nœud s'obtient en divisant  $(V/24/3600) \cdot 10^3$  ( $l/s$ ).

Ce débit est majoré par un coefficient 3 (coefficient de Pointe, DUPONT, tome II).

Exemple:

Nœud 1 (Horizon 2000).

- Après Planimétrie on a trouvé:

$$S_{UH} = 3,05 \text{ ha}, \quad S_{UE} = 1,88 \text{ ha.}$$

nombre d'habitants Possible:  $P_{UH} = 488 \text{ hab}$ ,  $P_{UE} = 752 \text{ hab}$ .

Volume d'eau journalier  $V_{UH} = 142 \text{ m}^3/j$ ,  $V_{UE} = 202 \text{ m}^3/j$

Volume d'eau journalier Propre au nœud =  $344 \text{ m}^3/j$

Débit au nœud 1:  $Q' = 3,98 \text{ l/s}$ , majoré par 3 on aura:

$$\underline{Q = 11,94 \text{ l/s.}}$$

On Procède de la même manière pour les autres nœuds (voir Tableau 1 - HORIZON 1990  
Tableau 2 - Horizon 2000.



Tableau N° 1

NOEUD	Zône	SURFACE (ha) DESSERVIE PAR le NOEUD	DENSITÉ (hab/ha)	POPULATION Possible (hab)	Cons. Spécif (l/j/hab)	Volume journalier m <sup>3</sup> /j	Débit (l/s)	DEBIT DE POINTE (l/s)
1	UE	4.85	320	1552	229	355	4.11	12.33
2	UH	2.12	120	254	285	72	0.84	2.52
	UE	1.27	320	406	229	93	1.08	3.24
3	UE	2.44	320	781	229	179	2.07	6.21
	UH	1.59	120	191	285	54	0.63	1.89
4	UE	7.03	320	2250	229	515	5.96	17.88
5	UE	0.52	320	166	229	38	0.44	1.32
	UA	3.55	720	2556	194	496	5.74	17.22
6	UA	0.98	720	706	194	137	1.59	4.77
7	UA	2.18	720	1569	194	304	3.52	10.56
	UH	0.36	120	43	285	12	0.14	0.42
8	UA	4.87	720	3506	194	680	7.87	23.61
	UH	0.38	120	46	285	13	0.15	0.45 + 15
9	UA	3.17	720	2282	194	443	5.12	15.36
	UE	3.03	320	970	229	222	2.57	7.71 + 15
10	UE	4.65	320	1488	229	341	3.94	11.82
11	UH	6.41	120	771	285	220	2.54	7.62
	UA	0.42	720	290	194	56	0.65	1.95
12	UE	2.22	320	710	229	163	1.88	5.64
	UA	3.24	720	2333	194	453	5.24	15.72
13								3.00
14	UH	5.22	120	526	285	150	1.74	5.22
	UE	0.45	320	144	229	33	0.38	1.14
15	UH	2.14	120	257	285	73	0.85	2.55
16	UE	0.82	320	262	229	60	0.69	2.07
	UH	2.64	120	316	285	90	1.04	3.12
17	UE	2.41	320	771	229	177	2.04	6.12
	UH	2.42	120	290	285	83	0.96	2.88 } 6.00
18	UE	3.50	320	1120	229	256	2.97	8.91
19	UE	3.25	320	1040	229	238	2.76	8.28
	UH	1.14	120	136	285	39	0.45	1.35
20	UE	2.99	320	957	229	219	2.54	7.62
	UH	5.69	120	682	285	194	2.25	6.75
21	UE	5.47	320	1570	229	360	4.16	12.48
22	UH	3.27	120	392	285	112	1.29	3.87
	UE	4.07	320	1302	229	298	3.45	10.35
23	UE	5.91	320	1891	229	433	5.01	15.03
		Σ=100.76		Σ=34526		Σ=7661	Σ=88.66	Σ=295.98



Tableau N° 2

NOEUD	ZONE	SURFACE (ha) DESSERVIE PAR LE NOEUD	DENSITE (hab/ha)	POPULATION Possible (hab)	Consommation SPECIFIQUE (l/s/hab)	Volume journalier (m³/j)	Debit (l/s)	Debit de pointe (l/s)
1	UH	3.09	160	498	292	142	1.65	4.95
	UE	1.88	400	752	268	202	2.33	6.99
2	UH	2.44	160	390	292	114	1.32	3.96
	UE	2.83	400	1132	268	303	3.51	10.53
3	UH	7.03	160	1125	292	329	3.80	11.40
	UE	1.97	400	748	268	200	2.32	6.96
4	UE	6.85	400	2740	268	734	8.50	25.50
5	UE	2.44	400	976	268	262	3.03	9.09
	UH	1.22	160	195	292	57	0.66	1.98
6	UE	7.03	400	2812	268	754	8.72	26.16
7	UE	0.52	400	208	268	56	0.65	1.95
	UA	3.55	840	2982	232	692	8.01	24.03
8	UA	4.87	840	4091	232	949	10.99	32.47 + 15
	UH	0.38	160	62	292	18	0.21	0.63 + 15
9	UA	3.17	840	2663	232	618	7.15	21.45
	UE	3.03	400	1212	268	325	3.76	11.28 + 15
10	UA	0.98	840	823	232	191	2.21	6.63
11	UA	2.15	840	1806	232	419	4.85	14.56
	UH	0.36	160	59	292	14	0.20	0.60
12	UH	4.82	160	772	292	225	2.61	7.83
	UA	2.08	840	1747	232	405	4.63	14.07
13	UE	2.22	400	888	268	238	2.75	8.25
	UA	3.24	840	2722	232	632	7.31	21.93
14	UH	5.22	160	835	292	244	2.82	8.46
	UE	0.45	400	180	268	48	0.56	1.68
15	UH	2.14	160	342	292	100	1.16	3.48
16	UE	0.82	400	328	268	88	1.02	3.06
	UH	2.64	160	422	292	123	1.43	4.29
17	UE	2.99	400	1196	268	321	3.71	11.13
	UH	5.69	160	910	292	266	3.08	9.24
18	UH	3.27	160	523	292	153	1.77	5.31
	UE	4.07	400	1628	268	436	5.05	15.15
19	UE	5.91	400	2364	268	634	7.33	21.99
20	UE	3.50	400	1400	268	375	4.34	13.02
21	UE	4.65	400	1860	268	498	5.77	17.31
22	UE	2.41	400	964	268	258	2.99	8.97
	UH	2.42	160	387	292	113	1.31	3.93 } 2.90
23	UE	3.25	400	1300	268	348	4.03	12.09
	UH	1.14	160	182	292	53	0.62	1.86
24	UE	5.47	400	2188	268	586	6.73	20.37
25	UE	3.11	400	1244	268	333	3.86	11.58
	UH	5.26	160	842	292	246	2.85	8.55
26								10.00
		$\Sigma = 132.42$		$\Sigma = 50488$		$\Sigma = 13109$	$\Sigma = 151.72$	$\Sigma = 485.16$



#### IV Résolution du réseau Par La méthode de HARDY-CROSS.

la méthode de Hardy-cross consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement.

Choix du sens d'écoulement:

Le sens d'écoulement est supposé positif et est donné par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

Réseau maillé de conduites.

la résolution d'un tel problème doit satisfaire les 2 lois suivantes:

1° loi: En un noeud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrivent en ce noeud est égale à la somme des débits qui en partent.

c'est ainsi que l'on a pour le noeud D et pour le sens d'écoulement supposé indiqué par les flèches.

$$Q_D = Q_{OD} - Q_{DF} - Q_{DC} - Q_{Dy} \quad (1)$$

$$\text{ou bien } Q_D + Q_{DF} + Q_{DC} + Q_{Dy} = Q_{OD}$$

cette loi est évidente et est à rapprocher de la loi de Kirchhoff en électricité.

2° loi: le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

cette loi appliquée à la maille 1, où le sens positif est donné par le sens de déplacement des aiguilles d'une montre nous donne:

$$\Delta H_{Dy} + \Delta H_{yA} + \Delta H_{AB} + \Delta H_{BC} - \Delta H_{DC} = 0 \quad (2)$$

Les pertes de charge sont affectées du signe des débits puisque ces derniers croissent dans le sens d'écoulement de l'eau.

Répartition des débits extérieurs aux mailles:

dans notre cas cette répartition a été faite de la façon suivante:

$$\text{d'après (1)} \quad Q_{DF} + Q_{Dy} + Q_{DC} = Q_{OD} - Q_D$$

$Q_{\text{D}}$  : débit de la conduite  $\text{D}$  égal à la moitié de la somme des soutirages  
 (Pour 2000,  $Q_{\text{D}} + Q_{\alpha 5} = 485.16 \text{ l/s}$ ).

On prend pour  $\text{D}$  un débit égal à  $240,5 \text{ l/s}$ .

$q_{\text{D}}$  : débit de soutirage au nœud  $\text{D}$  ( $q_{\text{D}} = 25.50 \text{ l/s}$ ).

ce qui revient à dire que les 3 tronçons  $\text{DF}$ ,  $\text{DY}$ ,  $\text{DC}$  transitent au total un débit de  $215,0 \text{ l/s}$ .

Pour faire une répartition de débits on a supposé que :

conduite  $\text{DF}$  véhicule  $76.53 \text{ l/s}$ .

conduite  $\text{DY}$  véhicule  $75.53 \text{ l/s}$ .

conduite  $\text{DC}$  véhicule  $62.94 \text{ l/s}$ .

---

Total  $215,0 \text{ l/s}$ .

Ayant déterminé les débits au nœud  $\text{D}$  on passe au nœud  $\text{Y}$  par exemple :

Nœud Y

d'après (1)  $Q_{\text{DY}} - q_{\text{Y}} = Q_{\text{YA}}$ .

d'où  $Q_{\text{YA}} = 75.53 - 20.13 = 55.40 \text{ l/s}$ .

$Q_{\text{YA}} = 55.40 \text{ l/s}$

Nœud A

d'après (1)

$Q_{\text{YA}} - q_{\text{A}} = Q_{\text{AB}}$ .

$Q_{\text{AB}} = 55.40 - 11.94 = 43.46 \text{ l/s}$ .

$Q_{\text{AB}} = 43.46 \text{ l/s}$

On parcourt tous les nœuds de la façon ci-dessus.

Débits extérieurs aux mailles.

Conduite	$Q_0 \text{ (l/s)}$	Conduite	$Q_0 \text{ (l/s)}$	Conduite	$Q_0 \text{ (l/s)}$	Conduite	$Q_0 \text{ (l/s)}$
AB	43.46	GI	22.95	LH	16.63	ON	10.60
BC	28.97	FH	30.28	MI	40.33	TO	14.08
DC	62.94	UI	5.56	ML	20.66	XT	145.85
DY	75.53	GJ	15.66	PM	91.97	SX	166.22
YA	55.40	JK	9.03	PV	5.48	SR	58.24
CE	73.55	GH	16.98	UZ	7.42	RQ	37.78
FE	19.09	HK	6.12	VZ	2.58	QN	17.41
DF	76.53	NL	17.87	WP	104.80	$\text{D}$	240.50
EG	81.57	IH	21.11	TW	118.75	$\alpha 5$	244.66



# 1. Méthode de HARDY-CROSS.

## Réseau de conduites sous pression

### Longueur équivalente:

Les pertes de charge singulières peuvent être exprimées par une longueur de conduite dite "longueur équivalente" Le occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit  $Q$  de sorte que d'après DARCY-WEISBACH:

$$\Delta H_s = f \cdot \frac{L_{ey}}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

$L_{ey}$ : longueur équivalente.

$f$ : coefficient de frottement.

$D$ : diamètre de la conduite.

$V$ : vitesse moyenne d'écoulement.

Pour les pertes de charge dues aux frottements:

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

$L_G$ : étant la longueur géométrique de la conduite.

les pertes de charge totales sont:  $\Delta H = \Delta H_s + \Delta H_f$

Dans notre cas on a estimé la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique

$$L_T = L_G + L_{ey} = 1,15 L_G$$

d'où  $\Delta H = 1,15 f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (3)$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire  $\Delta H_Q$  qui est la perte provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité.

$$\Delta H_Q = 1,15 f \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{1}{2g \cdot A^2} \quad (4)$$

d'où  $\Delta H_Q = \frac{\Delta H}{Q^2}$  ayant la dimension  $L^{-5} T^2$  et son unité en S.I  $M^{-5} S^2$

Le gradient de la perte de charge débitaire  $J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g \cdot A^2 \cdot D} \quad (5)$

ayant la dimension  $L^{-6} T^2$  et son unité en S.I  $M^{-6} S^2$ .

Pour les Profils circulaires avec  $\pi = 3.14$  et  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$  l'équation (5) devient

$$J_Q = \frac{0.0828}{D^5} \cdot f \quad (6)$$

### Coefficient de frottement:

En zone de turbulence  $f = f_r$  ne dépend que de la rugosité absolue de la conduite ( $\epsilon = 1 \text{ mm}$ ) et de son diamètre  $D$ , d'après NIKURADZÉ:



$$f_r = (1,14 - 0,86 \log \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (7)$$

d'où le gradient de Perte de charge débitaire  $J_Q$  est constant pour chaque conduite, étant donné que la formule de Colebrook est beaucoup plus applicable en Pratique. (Pour le calcul des pertes de charge), nous tenons à signaler que la formule de NIKURADZÉ donne des écarts très faibles pour un intervalle de vitesse  $0,4 < v < 1,6 \text{ m/s}$

- formule de Colebrook  $f = \left[ -0,86 \log \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad (8)$

Nous avons Préféré travailler avec NIKURADZÉ en raison d'une Programmation sur TI 57 beaucoup plus simple que celle de Colebrook qui demanderait une résolution par approximations successives.

Exemple :

Conduite de  $\phi = 250 \text{ mm}$ , vitesse moyenne d'écoulement  $v = 0,4 \text{ m/s}$ .

rugosité absolue  $\epsilon = 1 \text{ mm}$

- son coefficient de frottement d'après (7)  $f_N = f_r = 0,0288401$ .

- d'après (8), le coefficient de frottement a pour valeur  $f_c = 0,0300825$ .

si la vitesse d'écoulement est  $1,6 \text{ m/s}$ ,  $f_c = 0,0292713$ .

l'écart entre les 2 coefficients calculés d'après (7) et (8) est:

si  $v = 0,4 \text{ m/s}$ ,  $E = |f_c - f_N| = 0,0012424$ .

si  $v = 1,6 \text{ m/s}$ ,  $E = |f_c - f_N| = 0,0004312$ .

Pour chaque conduite on fixe une vitesse moyenne de  $1,10 \text{ m/s}$ , avec cette vitesse on calcule le diamètre correspondant d'après l'équation de continuité:

$$Q = v \cdot S \Rightarrow D = (4Q / \pi \cdot v)^{1/2} \text{ avec } Q: \text{ débit de}$$

Première répartition en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

et on le prend de la série des diamètres normalisés (80-60-100-150-200-250-300-350-400-500).

Avec ce diamètre et la rugosité absolue  $\epsilon$  on calcule d'après (6) le gradient de perte de charge débitaire  $J_Q$ .

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

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L_e \quad (9) \quad \text{avec } L_e = 1,15 L_G.$$

cette dernière équation (9) montre que la P.D.C débitaire constituée par le produit  $J_Q \cdot L_e$  est une longueur physique ayant une analogie avec la résistance d'un conducteur électrique.

La P.D.C totale occasionnée par le passage d'un débit  $Q$  dans une conduite de longueur  $L$  est:

$$\Delta H = r \cdot Q^2 \quad (10)$$

$Q$  en  $m^3/s$   
 $r$  en  $s^2/m^5$ .

Détermination du débit correctif:

$$\Sigma \Delta H = \Sigma r \cdot Q^2 \quad (1)$$

devant être zéro dans chaque circuit compensé.

soit  $Q_0$ : débit supposé en 1<sup>o</sup> Approximation.

$Q_1$ : débit corrigé.

$\Delta Q_0$ : terme correctif.

Pour chacune des tuyauteries on aura donc:  $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$ .

En remplaçant dans (1) et pour chaque tuyauterie on aura:

$$\Delta H = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = r (Q_0^2 + 2 \cdot Q_0 \cdot \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2).$$

si  $\Delta Q_0$  est petit en comparaison avec  $Q_0$ , on pourra négliger son carré ce qui nous donne pour un circuit fermé.

$$\Sigma \Delta H = \Sigma r Q_1^2 = \Sigma r Q_0^2 + 2 \Delta Q_0 \Sigma r Q_0 = 0$$

d'où la valeur de  $\Delta Q_0$ .

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

Le débit initial, affecté de son signe est à corriger de la valeur trouvée pour  $\Delta Q$  prise avec son signe.

si dans ces conditions, la 2<sup>o</sup> loi n'est pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits d'une nouvelle valeur  $\Delta Q_1$  calculée de la façon que nous venons de voir.



- les corrections à apporter à la valeur estimée en première répartition des débits sont divisées en 2 :
- celles propres à la maille considérée, avec le signe de  $\Delta Q_0$  de la dite maille.
  - celles propres à la maille adjacente, en ce qui concerne les conduites communes à 2 mailles, avec le signe contraire à celui de  $\Delta Q_0$  calculé pour la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces 2 corrections et de l'ajouter au débit  $Q_0$  pour avoir le nouveau débit  $Q_1$ .

Programme sur TI 57 permettant le calcul de :

(a)  $\Delta H = \frac{827.1117 \cdot 10^5}{D^5} \cdot (1.14 - 0.86 \log \frac{\epsilon}{D})^{-2} \cdot L \cdot Q^2$  en (m).

(b) La valeur du terme  $2 \cdot \frac{\Delta H}{Q}$  en ( $s/m^2$ ).

(c) La vitesse moyenne d'écoulement,  $V = \frac{4Q}{\pi D^2}$  en (m/s).

Le programme permet de calculer la somme de  $\Delta H$  ( $\Sigma \Delta H$ ) et la somme de  $(2 \cdot \frac{\Delta H}{Q})$  pour pouvoir calculer la correction  $\Delta Q_0 = - \frac{\Sigma \Delta H}{\Sigma 2 \cdot \frac{\Delta H}{Q}}$  pour tout circuit fermé, à la fin du calcul on appuie sur RCL 3 pour ~~la~~ la vitesse (m/s).

LRN	5
RCL1	=
÷	SUM6
RCL0	2nd Pause
=	2nd Pause
LN	2nd /x/
x	x
0.86	2
+	0
1.14	0
=	0
1/x	÷
x <sup>2</sup>	RCL3
x	=
RCL4	SUM7
x	2nd Pause
RCL2	2nd Pause
x	RCL1
RCL3	x <sup>2</sup>
x <sup>2</sup>	Jny 2nd Prd 3
÷	RCL5
RCL1	2nd Prd 3
y <sup>x</sup>	R/s

$\epsilon$  (mm) — STO 0  
 $D$  (mm) — STO 1  
 $L$  (m) — STO 2  
 $Q$  (l/s) — STO 3  
 $827.1117 \cdot 10^5$  — STO 4  
 $4 \cdot 10^3 / \pi$  — STO 5

RST, R/S

- 1° Valeur affichée :  $\Delta H$  (m).
- 2° " " :  $2 \cdot \frac{\Delta H}{Q}$  ( $s/m^2$ ).
- 3° Appuyer sur RCL3 :  $V$  ( $m^3/s$ ).

Remarque : Pour les débits négatifs, on introduit la longueur négative pour évaluer la P.D.C. négative.

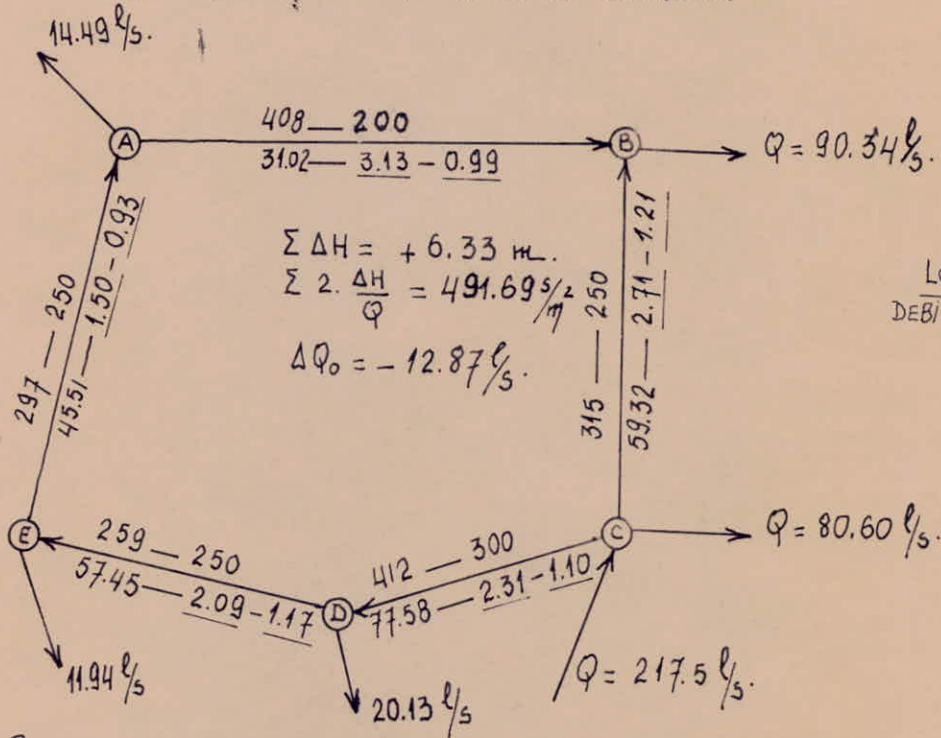
Lorsque vous parcourrez tous les tronçons circuit fermé, appuyez sur :

RCL6 pour avoir  $\Sigma \Delta H$  (m).  
 RCL7 " "  $2 \Sigma \frac{\Delta H}{Q}$  ( $s/m^2$ ).



Exemple d'utilisation du Programme :

soit la maille ABCDEA ci-dessous :



Pour passer aux mailles suivantes il suffit d'effacer les mémoires 6 et 7 et refaire le même processus ci-dessus.

Voir Tableau N° 5 (calcul du réseau Par la méthode de HARDY-CROSS).

Pratiquement on prend  $\Delta Q = 0$  quand  $\leq 0.30$

Dans notre calcul on est arrivé à cette valeur pratique après 6 approximations ce qui traduit que les débits supposés initialement n'étaient pas bien répartis.

Voir Tableau N° 5 (calcul du réseau, An 2000).

Calcul des Pressions au sol.

Nœuds	Élévation (m.)	Pression au sol (m. d'eau).
A	28.52	37.5
B	20.12	45.2
C	19.57	44.8
D	33.88	34.9
E	22.18	40.6
F	32.43	33.8
G	21.73	40.0
H	22.99	30.8
I	37.68	21.2
J	15.83	42.2
K	16.84	33.3
L	22.60	37.6
M	36.92	27.9
N	23.53	38.7
O	34.32	30.8
P	38.64	27.6
Q	25.10	39.4
R	21.88	46.4
S	40.49	30.1
T	27.17	40.8
U	53.00	10.6
V	55.00	9.4
W	40.00	27.4
X	38.61	30.0
Y	35.92	31.3
Z	54.00	9.1

## 2. Méthode de Hardy-cross sur IBM 1130 - Horizon 2000.

- après avoir fait la répartition des débits sur les tronçons en première approximation, [voir p 19] nous avons élaboré un programme de calcul en langage FORTRAN, utilisant la méthode de Hardy-Cross et dont nous présentons l'algorithme et le listing ci-après.

d'abord: quelques précisions sur le calcul.

- rugosité absolue:  $\varepsilon = 1 \text{ mm}$
- pertes de charges locales = 15% des pertes de charges linéaires.
- précision sur  $\Delta Q$  [ $\pm 0,1 \text{ l/s}$ ]
- précision sur  $F$  [ $\pm 10^{-5}$ ]
- précision sur  $(\Sigma H)$  pour une maille: [ $\pm 0,5 \text{ m}$ ]

Nota: Nous avons calculé le coefficient de frottement  $F_r$  en première approximation par la formule de Nikuradze (valable en régime turbulent rugueux), puis en procédant par approximations successives à partir de la formule de Colebrook on a calculé  $F$  valable quel qu'ait le régime et qui donne de meilleurs résultats dans la pratique.

### signification des variables utilisées.

- 1)  $D$  - diamètre
- 2)  $L$  - Longueur équivalente d'un tronçon.
- 3)  $Q$  - Débit d'un tronçon.
- 4)  $V$  - vitesse dans un tronçon.
- 5)  $REY$  -  $n^{\text{ème}}$  de Reynolds
- 6)  $FR$  - Coefficient de frottement obtenu par la formule de Nikuradze.
- 7)  $F$  - " " " " Colebrook.
- 8)  $PDC$  - perte de charge totale pour un tronçon.
- 9)  $PQ = PDC/Q$  - (rapport servant pour la suite du calcul.
- 10)  $S = \Sigma PDC$  pour une maille
- 11)  $P = \Sigma (PDC/Q)$  pour une maille } sommes servant pour la suite du calcul.
- 12)  $DEL$  - correction de débit.
- 13)  $I$  - variable désignant le  $n^{\circ}$  des tronçons.
- 14)  $K$  - " " " " Mailles.
- 15)  $N$  - numéro du dernier tronçon d'une maille. (dépendant de  $K$ )
- 16)  $M$  - variable dépendant  $N$ .

Remarque: pour la commodité de calcul on a commencé à numéroter les variables  $K$  et  $I$  à partir de 2. (Mailles et tronçons)

### Algorithme de calcul.

la méthode de calcul est celle de Hardy-cross. Elle ne diffère pas de celle exposé antérieurement.

pour davantage de précisions se référer à A. Dupont  
(Hydraulique urbaine TII)



Formules utilisées.

Formule de Nickuradzé :

$$Fr = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D)^{-2}$$

Formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{F}} = -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{F}} \right)$$

Formule de Fair :

$$\Delta Q = \frac{-\sum PDC}{2\sum PDC/Q} = [DEL(k)].$$

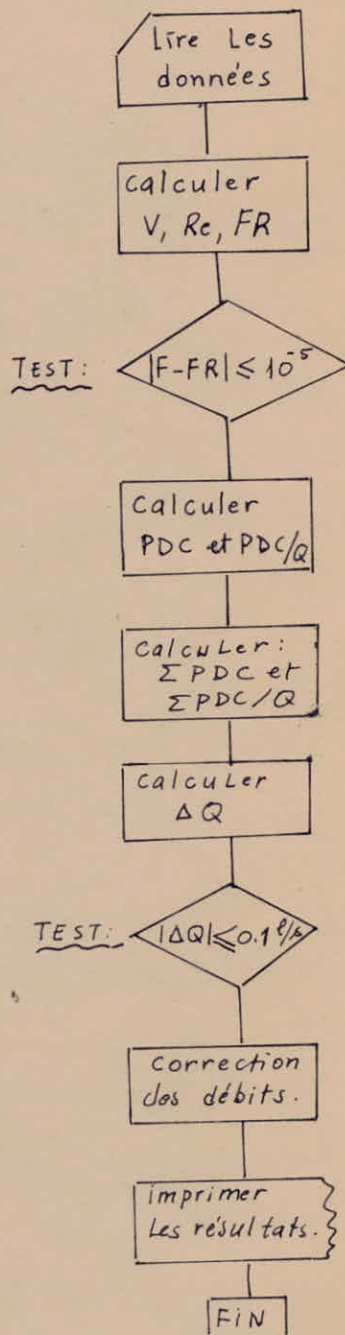
$$V = 4Q/\pi D^2$$

$$Re = VD/\nu.$$

où  $\nu = 10^{-6}$  (viscosité de l'eau)

$PDC = FLV^2/2gD$  (Formule universelle pour le calcul des pertes de charges.)

Organigramme (simplifié)



Nous présentons à la fin le listing du programme, puis les données qui sont: le diamètre, la longueur et le débit  $Q_0$  de 1<sup>o</sup> approximation et enfin les résultats dont l'ordre est le suivant:  
 $\sum PDC$  ,  $\sum PDC/Q$  ,  $\Delta Q$  (pour les 10 mailles)  
 puis  $Q$  ,  $PDC$  ,  $V$  ,  $F$  ,  $Re$ . (pour 56 tronçons)  
 - temps de calcul mis par l'ordinateur : 21 secondes.  
 voir schéma ci-après (ou à la fin)

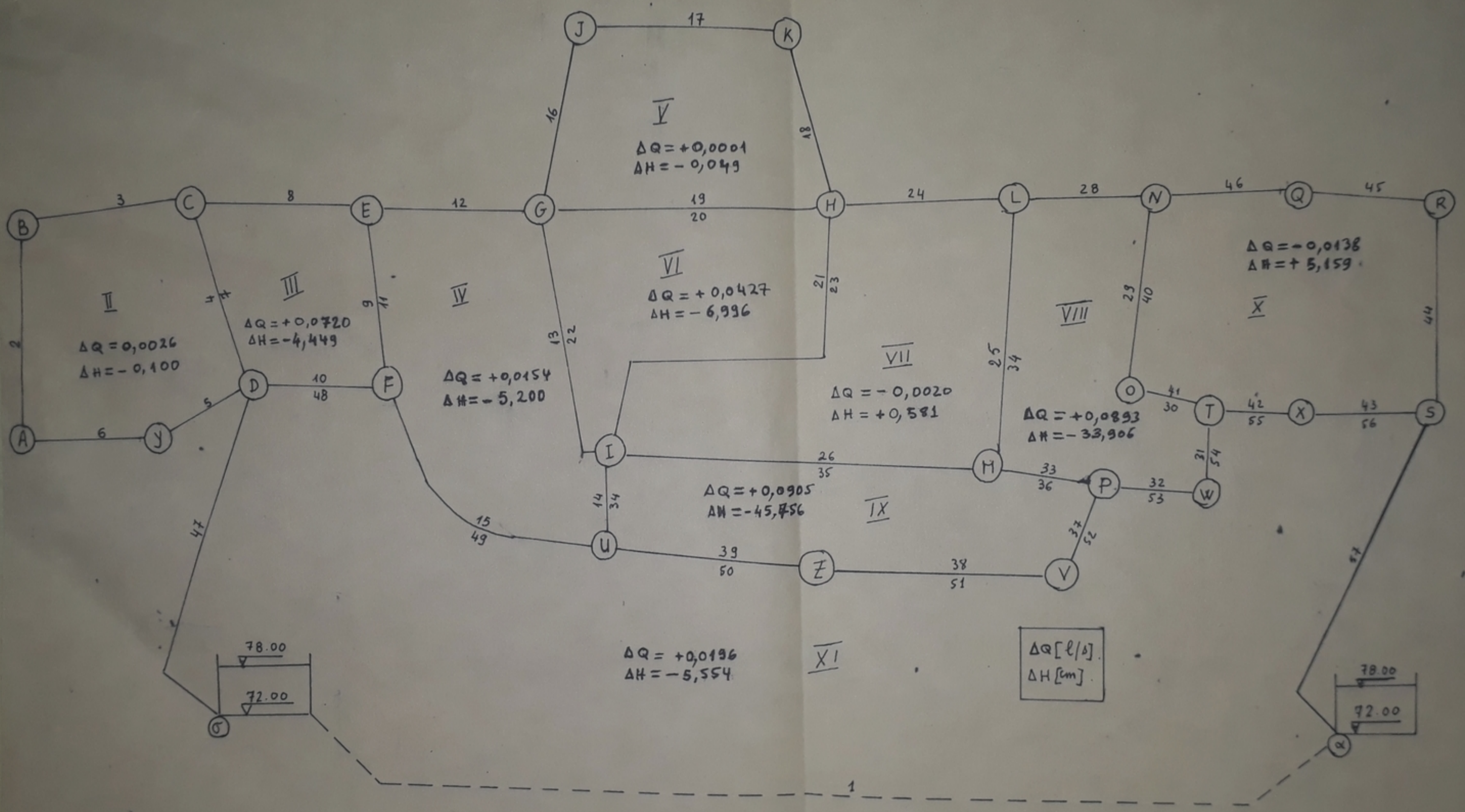


# Schema directeur du reseau.

Consommation de pointe horizon 2000 - (IBM 1130.)

PH 00981

Avant p. 28.



$\Delta Q [l/s]$
$\Delta H [cm]$



TABLEAU COMPARATIF.

Conduite No		perte de charge (m)		Debit [l/s]		vitesse (m/s)	
		TI 57	IBM 1130	TI 57	IBM 1130	TI 57	IBM 1130
AB	2	0,71	0,73	31,32	31,25	0,64	0,64
BC	3	0,92	0,95	16,89	16,76	0,54	0,53
DC	4	-4,40	-4,46	-76,10	-75,51	1,55	1,54
DY	5	1,53	1,57	63,45	63,32	0,90	0,90
YA	6	1,17	1,21	43,32	43,19	0,88	0,88
CE	8	1,64	1,68	74,53	73,91	1,05	1,05
FE	9	-3,46	-3,87	-18,88	-19,68	1,07	1,11
DF	10	-2,25	-2,31	-75,30	-75,33	1,07	1,07
EG	12	1,08	1,05	82,44	82,53	1,17	1,17
GI	13	2,82	2,99	13,08	13,21	0,74	0,75
UI	14	-4,53	-4,97	-4,23	-4,34	0,84	0,86
FU	15	-2,90	-3,00	-29,57	-29,49	0,94	0,94
GJ	16	3,64	3,76	17,89	17,96	1,01	1,02
JK	17	7,92	7,90	11,26	11,33	1,43	1,44
HK	18	-4,09	-3,56	-3,89	-3,82	0,77	0,76
GH	19	-7,90	-8,10	-25,49	-25,37	1,44	1,44
IH	21	-4,71	-5,17	-18,31	-18,94	1,04	1,07
LH	24	-6,41	-6,50	-8,69	-8,11	1,11	1,03
ML	25	-4,92	-5,29	-19,33	-19,65	1,09	1,11
MI	26	6,16	6,62	48,03	49,12	1,53	1,56
NL	28	-1,99	-1,28	-11,26	-10,35	0,64	0,59
ON	29	-2,83	-4,87	-3,34	-4,52	0,66	0,90
TO	30	-2,89	-3,14	-6,82	-8,00	0,87	1,02
TW	31	0,54	0,72	124,51	125,30	1,29	1,30
WP	32	1,17	1,43	110,56	111,35	1,15	1,16
PM	33	1,43	1,52	97,54	98,95	1,38	1,40
PV	37	1,83	1,83	4,87	5,05	0,62	0,64
VZ	38	1,36	1,65	1,97	2,15	0,39	0,43
UZ	39	-0,75	-0,77	-8,03	-7,85	0,45	0,44
SR	44	-2,31	-2,70	-58,89	-56,80	1,20	1,16
RQ	45	-3,84	-4,14	-38,43	-36,34	1,22	1,16
QN	46	-3,12	-3,50	-18,06	-15,97	1,02	0,90
OP	47	3,27	3,33	240,85	239,67	1,23	1,22
OS	57	-1,39	-1,46	-244,31	-245,49	1,24	1,25
XT	42	1,67	1,46	144,35	146,32	1,15	1,16
SX	43	0,97	0,92	164,72	166,69	1,31	1,33



## Equilibre d'un réseau maillé d'A.E.P de Cherchell.

### Introduction :

L'évaluation de la répartition du débit dans une canalisation est d'un grand intérêt pratique. Si diverses méthodes itératives basées sur les techniques ordinaires de la règle à calcul, ont été réalisées, celles-ci ne permettent d'étudier que les systèmes ramifiés simples. Aussi, la nécessité d'un programme général de calcul, capable de traiter les réseaux les plus complexes, est-elle apparue.

Le N.V 315 est un programme capable de traiter la plupart des réseaux de canalisation susceptibles de se présenter dans le cadre d'une étude pratique.

### Méthode :

La procédure mathématique suivie dans le N.V 315 est basée sur la résolution de deux équations (a) et (b).

(a) La somme algébrique des débits à un noeud doit être nulle.

$$\sum Q_i = 0$$

(b) L'équation de Bernoulli  $P_A - P_B + \gamma(H_A - H_B) + \alpha Q^2 = 0$ .

En réalité les membres de droite de ces équations ne sont jamais nuls et tout le problème sera de les faire tendre, sinon vers zéro, du moins vers une valeur inférieure à une quantité préfixée. L'algorithme utilisé est celui de NEWTON-RAPHSON.

### Présentation des données :

Toutes les valeurs qui suivent sont exprimées en format réel F10.5 avec un point en Position 5-15-25-35-45-55-65-75.

La première carte contient les propriétés physiques du fluide ainsi que les limites de Précision.

- VISCO : Viscosité du fluide (  $visc = 1$  ).
- GAMMA : Poids spécifique du fluide (  $1000 \text{ kg/m}^3$  ) pour l'eau.
- FACT : Facteur pour décaler en amont ou en aval les débits (  $FACT = 1$  )
- QLIMIT : débit maximum autorisé dans toute conduite ( celui-ci devra être donné avec la plus grande précision car cela peut réduire considérablement le temps de calcul ). Le débit est égal à la somme des soutirages.
- IJKLIM : nombre maximum d'itérations ( 200 est considéré comme convenable ) si une solution acceptable n'est pas trouvée après le nombre d'itérations le calcul se termine et une table de points paramétriques est imprimée. Le programme peut trouver une solution après un nombre d'itérations inférieur au nombre fixé. Il s'arrête alors et les résultats sont imprimés.
- HTANK : c'est la hauteur maximum de la ligne des gradients hydrauliques ( ligne d'énergie ) du réseau. elle est égale à la cote du point à laquelle on ajoute la pression en ce point, exprimés en mètres.
- Y-FACT : Le N.V 315 utilise une fonction de relaxation exprimée comme suit :

$$RX = 1.3 \times Y-FACT.$$

Une valeur convenable de départ pour Y-FACT est 1.1. Il a été prouvé qu'il est possible de choisir des valeurs convenables de Y-FACT en fonction de <sup>la</sup> vitesse.

pour une vitesse faible :  $Y-FACT < 1$ .

pour une vitesse élevée :  $Y-FACT > 1$ .

- CHOICE : on lui donne la valeur 1 si on désire spécifier le débit dans les conduites. Autrement, on lui affecte la valeur 0.

La deuxième carte indique le nombre total d'éléments pour chaque constituant du réseau.



- NOD. POINTS : c'est le nombre total de nœuds dans le réseau.  
Le N.V315 considère 2 types de nœuds. Les nœuds de branchement (nœuds réels) ainsi que les nœuds fictifs qui symbolisent une pompe, une vanne ou des points de soutirages. Ceux-ci sont reliés au nœud de branchement par une conduite fictive.
- INT. POINTS : nombre de nœuds internes. C'est à dire, les nœuds de branchement et le côté aspiration des pompes internes (pompes d'accélération).
- NO. OF. PIPE. EL : nombre de conduites, y compris les conduites fictives.
- SPEC. OUTFLOW : nombre de soutirages.
- NO. OF. PUMPS : nombre de pompes.
- PUMPS. FLOW. DEL. : nombre de pompes à débit constant.
- NO. OF. TANKS : nombre de réservoirs.
- NO. OF. VALVES : nombre de vannes.

Les cartes suivantes contiennent les données décrivant la topologie du réseau.

- Données concernant les nœuds.
- " " les conduites.
- " " les soutirages.
- " " les pompes.
- " " les réservoirs.
- " " les vannes et les Pressions stipulées.

Données concernant les nœuds:

---

- Numéro du nœud.
  - Hauteur du nœud.
  - Code du nœud.
- 0: nœud de branchement.  
1: nœud de réservoir.  
2: pompe à débit variable.



- 3: côté aspiration d'une pompe interne.
- 4: côté basse pression d'un réducteur de pression.
- 5: nœud de soutirage et côté haute pression d'un réducteur de Pression.
- 6: pompe à débit fixé.

Remarque: Pour les nœuds fictifs, on n'indique pas la côte.

Données concernant les conduites:

- Numéro de la conduite.
- diamètre de la conduite.
- coefficient de rugosité.
- longueur de la conduite.
- Numéro du nœud de départ.
- Numéro du nœud d'arrivée.

Remarque: Pour les conduites fictives, on indique seulement le numéro de la conduite, le nœud origine (nœud réel) et le nœud d'arrivée (le nœud fictif).

On peut fixer le débit dans une conduite quelconque de la manière suivante: on écrit 2. en colonne 64 et on porte la valeur choisie pour le débit dans les colonnes 71 à 80, indépendamment de "choix".

Données concernant les soutirages:

- Numéro du nœud.
- valeur du soutirage.

Notons que les valeurs sont données les unes après les autres.

Données concernant les pompes:

Il est convenu que toutes les pompes internes sont de type centrifuge. C'est-à-dire que les caractéristiques Pression/volume sont données par la formule:

$$P = -AQ^2 + BQ + C. \quad (P \text{ en kP/cm}^2 \text{ et } Q \text{ en l/s}).$$

Les pompes externes à débit constant et à pression constante, sont incluses dans le programme.

Il est possible de traiter un réseau comprenant les pompes internes à débit constant. Pour cela, il faut modifier légèrement le réseau en le détachant du côté aspiration de la pompe. La pompe est alors considérée comme une pompe externe et les conditions de la ligne d'aspiration sont simulées en y spécifiant un débit égal au volume débité par la pompe, depuis le nœud et jusqu'au bout de la ligne d'aspiration.

- POINT. NO : Numéro du nœud relié au côté refoulement de la pompe.
- EXIT. PRESS : Pression de sortie (pour les pompes externes qui ont une Pression de sortie spécifiée (en kP/cm<sup>2</sup>)).
- DEL. VOL : Volume débité par la pompe (pour les pompes externes dont le débit est spécifié en (l/s)).
- PUMP. CHAR. A : Coefficient de l'équation :  $P = -A.Q^2 + BQ + C.$
- PUMP. CHAR. B : " " " " "
- PUMP CHAR. C : " " " " "

Données concernant les réservoirs :

- POINT. NO : Numéro du réservoir.
- FLUID LEVEL : Niveau d'eau dans le réservoir.
- TANK PRESSURE : Pression dans le réservoir. lorsqu'il s'agit de réservoirs à ciel ouvert, la pression à prendre est la pression atmosphérique.

Données concernant les vannes :

- POINT. NO : Numéro du nœud en aval de la vanne.
- EXIT. Pressure : Pression de sortie (en kP/cm<sup>2</sup>).
- LINK WITH NP NO : Numéro du nœud en amont de la vanne.



Pressions stipulées:

Lorsque la convergence est difficile à obtenir, on peut fixer des pressions en des nœuds pris au hasard. Cela ne signifie pas que la pression obtenue par le calcul au nœud dont <sup>on</sup> a fixé la pression soit égale à cette pression.

POINT. NO : numéro du nœud.

STIP. PRESS : Pression stipulée au nœud (kP/cm<sup>2</sup>).

La dernière carte qui vient après les données est non perforée.

Sortie des résultats.

Le programme imprime les données d'entrée puis un tableau qui permet de vérifier rapidement la topologie du réseau. Il est fait comme suit.

Numéro du nœud	Débit au nœud	Numéro des conduites qui s'y rattachent.
----------------	---------------	--

Sont imprimés ensuite les résultats des itérations successives. Cela permet de voir si la méthode converge ou non.

si la méthode converge, on obtient immédiatement les résultats:

Nœud	Cote du nœud		Pression au nœud	Hauteur Piezométrique		
conduite	diamètre	débit	sens écoulement	Vitesse	P.D.C	P.D.C/1km

Si la méthode ne converge pas, le programme donne les résultats ci-dessus, après impression de certains résultats intermédiaires.

1° Résultat: on peut y lire, sous forme de tableau, le numéro de la dernière itération le numéro du nœud puis les 3 corrections de la pression  $\Delta P_1, \Delta P_2, \Delta P_3$  en kP/cm<sup>2</sup>.

2° Résultat: c'est le débit dans chaque conduite en m<sup>3</sup>/s.

3° Résultat: déséquilibre de Pression en chaque conduite en kP/cm<sup>2</sup>.

4° Résultat: déséquilibre de débit en chaque nœud en m<sup>3</sup>/s.

5° Résultat: correction du débit ( $\Delta Q$ ), correction de la fonction "Pression", "débit".



## Principe de la méthode.

Considérons le système d'équations suivant:

$$\begin{aligned} F_1(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\ F_2(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \\ &\vdots \\ F_n(x_1, x_2, \dots, x_n) &= 0 \end{aligned} \quad (1)$$

soit  $x_i^0$  une solution approchée de l'équation  $F_i$  avec  $i=1, \dots, n$ ; nous avons alors  $x_i = x_i^0 + \Delta x_i$ .

Le Problème (1) est alors linéarisé et on peut l'écrire:

$$\begin{aligned} F_1(x_1^0 + \Delta x_1, x_2^0 + \Delta x_2, \dots, x_n^0 + \Delta x_n) &= 0 \\ F_2(x_1^0 + \Delta x_1, x_2^0 + \Delta x_2, \dots, x_n^0 + \Delta x_n) &= 0 \\ &\vdots \\ F_n(x_1^0 + \Delta x_1, x_2^0 + \Delta x_2, \dots, x_n^0 + \Delta x_n) &= 0 \end{aligned}$$

Faisons un développement de ces fonctions en série de TAYLOR et retenons-en le premier terme seulement; on obtient:

$$F_1(x_1^0, x_2^0, \dots, x_n^0) + \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\partial F_1}{\partial x_i} \right]_{x_i=x_i^0} \Delta x_i = 0$$

$$F_n(x_1^0, x_2^0, \dots, x_n^0) + \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\partial F_n}{\partial x_i} \right]_{x_i=x_i^0} \Delta x_i = 0$$

ou en écriture matricielle:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial x_1} & \frac{\partial F_1}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial x_n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial F_n}{\partial x_1} & \frac{\partial F_n}{\partial x_2} & \dots & \frac{\partial F_n}{\partial x_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x_1 \\ \Delta x_2 \\ \vdots \\ \Delta x_n \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

c'est le problème (2) qui est résolu par le programme N.V 315. Le but de ce programme est de trouver les  $x_i$  pour les ajouter aux valeurs initiales  $x_i^0$  jusqu'à obtenir les valeurs des inconnues  $x_i$ .

Les inconnues  $x_i$  deviennent, pour un réseau d'alimentation en eau Potable (A.E.P), la pression en chaque en chaque noeud et le débit dans chaque conduite.

Les fonctions  $F_i$  prennent deux formes pour un réseau A.E.P:

- La forme "Pression"  $F_i = P_q - P_r + \gamma(H_q - H_r) + \alpha_i Q_i^2$  pour chaque conduite.

- La forme "débit"  $F_i = G_j = Q_a + Q_b - Q_l + Q_m$  pour chaque noeud.

Lorsque  $\sum |F_i| + \sum |G_j|$  pour l'ensemble du réseau est inférieure ou égale à (0.01), les résultats obtenus sont considérés comme une solution convenable du Problème.

Les dérivées partielles sont les suivantes:

$$\frac{\partial F_i}{\partial P_j} = \mp 1 \quad \frac{\partial G_L}{\partial Q_m} = \mp 1$$

$$\frac{\partial F_i}{\partial Q_i} = 2\alpha_i Q_i + Q_i^2 \cdot \frac{\partial \alpha_i}{\partial Q_i}$$

Le Problème (2) peut s'écrire de la manière suivante:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial F_i}{\partial Q_i} & \frac{\partial F_i}{\partial P_j} \\ \frac{\partial G_L}{\partial Q_m} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta Q \\ \Delta P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F \\ -G \end{bmatrix}$$

utilisons pour simplifier, les notations suivantes:

$$\left[ \frac{\partial F_i}{\partial Q_i} \right] = (D) \quad \left[ \frac{\partial F_i}{\partial P_j} \right] = (A)$$

comme  $\left[ \frac{\partial G_L}{\partial Q_m} \right]$  est la transposée de (A) on l'appellera  $(A^t)$ .



on peut écrire dans ces conditions

$$(D) \times (\Delta Q) + (A) \times (\Delta P) = -(F) \quad (3)$$

$$(A^t) \times (\Delta Q) + (0) \times (\Delta P) = -(G) \quad (4)$$

$$(3) \Rightarrow (\Delta Q) = (D)^{-1} \times -(F) - (A) \times (\Delta P)$$

si on porte cette valeur dans (4) on obtient.

$$(5) (A^t) \times (D^{-1}) \times -(F) - (A) \times (\Delta P) = -(G) \text{ ou encore}$$

$$(A^t) \times (D^{-1}) \times (A) \times (\Delta P) = (A^t) \times (D^{-1}) \times -(F) + (G)$$

on tire  $\Delta P$

$$(\Delta P) = (A^t) \times (D^{-1}) \times (A)^{-1} \times (A^t) \times (D^{-1}) \times -(F) + (G)$$

$$\text{Notons: } (B) = (A^t) \times (D)^{-1} \times (A)$$

$$(S) = (D)^{-1}$$

$$(X) = (A^t) \times (D)^{-1} \times -(F) + (G)$$

on a finalement:

$$(\Delta P) = (B)^{-1} \times (X)$$

$$(\Delta Q) = (S) \times -(F) - (A) \times (\Delta P)$$

### Restrictions du programme

Le N.V 315 est capable de traiter des réseaux ayant 400 nœuds et 400 conduites au maximum. Néanmoins, le programme peut être développé pour traiter de plus grands réseaux.

Le N.V 315 considère un régime de flots turbulent, de même que toutes les conduites fonctionnent à plein. Les fluides doivent être des fluides incompressibles. Toutes les conduites sont supposées rectilignes. Les coudes, vannes, etc., ... sont remplacés par une longueur de conduite équivalente du point de vue frottements.

Voir Tableau N° 3 - Résultats - Horizon 1990.

Tableau N° 4 - Résultats - Horizon 2000.



# RÉSULTATS PAR ORDINATEUR DU RÉSEAU HORIZON AN 1990

PH 00981  
Avant p. 38 (1)

- 3 -

PIPE NO	LENGTH (M)	DIA (MM)	FLOW (L/S)	FROM PT. (ELEV. (M))	TO PT. (ELEV. (M))	WATER VEL. (M/S)	TOTAL LOSS	NODAL POINT	WATER PRESSURE (M)
1	903	500	129.50	25	72.00	1	0.659	1	37.18
2	315	250	62.06	1	33.88	2	1.264	2	48.58
3	323	300	56.31	2	19.57	3	0.796	3	45.04
4	267	150	16.62	4	32.43	3	0.940	4	37.45
5	163	300	64.83	3	22.18	5	0.917	5	44.86
6	423	200	20.61	4	32.43	10	0.656	7	48.74
7	455	150	12.27	5	21.73	9	1.166	6	43.30
8	337	150	20.61	5	21.73	8	0.758	7	38.43
9	311	150	13.41	5	21.73	6	1.099	8	26.44
10	190	100	8.64	6	15.83	7	0.466	9	15.47
11	227	80	2.34	8	22.99	7	0.875	10	43.32
12	304	100	6.87	11	22.60	8	0.787	11	30.56
13	385	150	13.92	9	37.68	8	0.315	12	14.21
14	316	150	5.57	14	23.53	11	0.615	13	43.85
15	366	150	10.87	12	36.92	11	0.824	14	34.67
16	246	80	4.14	10	53.00	9	0.132	15	30.63
17	339	200	35.57	12	36.92	9	0.263	16	8.90
18	328	150	4.65	10	53.00	13	0.584	17	43.10
19	328	60	1.65	13	54.00	17	0.959	18	29.94
20	164	300	67.81	16	38.64	12	0.865	19	43.41
21	219	80	4.35	16	38.64	17	0.804	20	31.33
22	274	350	77.35	19	40.00	16	0.729	21	48.32
23	222	80	2.66	15	34.32	14	0.663	22	31.16
24	151	100	5.21	18	27.17	15	0.904	23	
25	109	350	86.98	18	27.17	19	0.804	23	
26	327	400	101.10	21	39.61	18	0.524	23	
27	365	150	9.27	20	25.10	14	0.752	23	
28	386	200	23.64	22	21.88	20	0.771	23	
29	336	250	37.86	23	40.19	22	0.904	23	
30	159	400	113.59	23	40.19	21	0.848	23	
31	377	500	166.48	24	72.00	23	0.779	23	
32	428	300	55.12	1	33.88	4		23	



RÉSULTATS PAR ORDINATEUR  
DU RÉSEAU HORIZON AN - 2000

PH 009 81  
avant p. 38(2)

-4-

PIPE NO	$= 1,15 L_e \text{ IS } \text{équal}$ LENGTH (m)	DIA (MM)	FLOW (l/s)	FROM PT	(ELEV. (M))	TO PT	(ELEV. (M))	WATER VEL (M/S)	TOTAL LOSS (M)	NODAL POINT	WATER PRESSURE (M)
1	785	500	240.16	28	72.00	4	33.88	1.223	3.220		
2	355	300	63.38	4	33.88	25	35.92	0.896	1.500	1	37.60
3	225	250	43.19	25	35.92	1	28.52	0.880	1.160	2	45.29
4	258	250	34.47	1	28.52	2	20.12	0.641	0.706	3	44.92
5	355	200	16.97	2	20.12	3	19.57	0.540	0.919	4	34.90
6	274	250	75.28	4	33.88	3	19.57	1.533	4.285	5	40.70
7	281	300	73.97	3	19.57	5	22.18	1.046	1.618	6	34.08
8	372	300	76.14	4	33.88	6	32.43	1.077	2.271	7	40.13
9	232	150	19.42	6	32.43	5	22.18	1.099	3.632	8	31.06
10	142	300	82.45	5	22.18	7	21.73	1.166	1.014	9	20.63
11	396	150	13.12	7	21.73	9	37.68	0.742	2.824	10	41.69
12	368	200	30.56	6	32.43	21	53.00	0.972	3.092	11	33.06
13	293	150	25.36	7	21.73	8	22.99	1.434	7.813	12	36.98
14	270	150	17.96	7	21.73	10	15.83	1.016	3.617	13	27.87
15	165	100	11.32	10	15.83	11	16.84	1.441	7.619	14	37.23
16	197	80	3.83	8	22.99	11	16.84	0.761	3.423	15	31.02
17	335	150	18.96	9	37.68	8	22.99	1.072	4.989	16	27.64
18	264	100	8.11	12	22.60	8	22.99	1.033	6.258	17	38.95
19	295	200	49.42	13	36.92	9	37.68	1.572	6.481	18	46.13
20	285	150	9.10	21	53.00	26	54.00	0.515	0.979	19	30.41
21	285	60	0.91	22	55.00	26	54.00	0.321	1.300	20	41.16
22	275	150	10.15	14	22.53	12	22.60	0.574	1.174	21	9.69
23	318	150	19.87	13	36.92	12	22.60	1.124	5.211	22	8.01
24	143	300	99.52	16	38.64	13	36.92	1.407	1.487	23	27.64
25	190	80	3.81	16	38.64	22	55.00	0.757	3.268	24	30.11
26	238	350	110.74	23	40.00	16	38.64	1.151	1.362	25	31.36
27	95	350	124.60	20	27.17	23	40.00	1.295	0.686	26	7.71
28	131	100	7.96	20	27.17	15	34.32	1.013	2.990		
29	193	80	4.48	15	34.32	14	23.53	0.890	4.582		
30	317	150	15.82	17	25.10	14	23.53	0.895	3.295		
31	336	200	36.20	18	21.88	17	25.10	1.152	3.960		
32	284	400	145.87	24	36.91	20	27.17	1.160	1.394		
33	138	400	166.14	19	40.49	24	39.61	1.322	0.880		
34	328	500	245.00	27	72.00	19	40.49	1.247	1.399		
35	292	250	56.68	48	40.49	18	21.88	1.154	2.591		
36	214	80	4.16	21	53.00	9	37.68	0.826	4.378		



SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR  
MAZARI BOUZIANE  
LEBLOUB ABDELMADJID.

NOM DU PROGRA.  
~~MAZARI BOUZIANE~~  
PIPE NETWORKS

N° DU PROG.  
NV 315

DATE  
25 - 11 - 1980

PAGE A 1

1 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80

1. NV 315, ANALYSIS OF PIPE NETWORKS, INCENDIE, 1980.  
ADD IDENTIFICATION: A.E.P. CHERCHEL L.  
1. 1.0.0.0. 1. 2.3.5.9.8. 2.0.0. 1.1.  
4.8. 2.3. 5.5. 2.3. 2.  
1. 3.3.8.8.  
2. 1.9.5.7.  
3. 2.2.1.8.  
4. 3.2.4.3.  
5. 2.1.7.3.  
6. 1.5.8.3.  
7. 1.6.8.4.  
8. 2.2.9.9.  
9. 3.7.6.8.  
10. 5.3.0.0.  
11. 2.2.6.0.  
12. 3.6.4.2.  
13. 5.4.0.0.  
14. 2.3.5.3.  
15. 3.4.3.2.  
16. 3.8.6.4.

SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR

NOM DU PROGRA.

N° DU PROG.

DATE

PAGE 2

1 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80

1.7.	5.5.0.0.		
1.8.	2.7.1.7.		
1.9.	4.0.0.0.		
2.0.	2.5.1.0.		
2.1.	3.9.6.1.		
2.2.	2.1.8.8.		
2.3.	4.0.1.9.		
2.4.	7.2.0.0.	1.	
2.5.	7.2.0.0.	1.	
2.6.		5.	
2.7.		5.	
2.8.		5.	
2.9.		5.	
3.0.		5.	
3.1.		5.	
3.2.		5.	
3.3.		5.	
3.4.		5.	
3.5.		5.	
3.6.		5.	





SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR

NOM DU PROGRA.

N° DU PROG.

DATE

PAGE 4

1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
9.	150.			1.		311.			5.			6.				
10.	100.			1.		190.			6.			7.				
11.	80.			1.		227.			8.			7.				
12.	100.			1.		304.			11.			8.				
13.	150.			1.		385.			9.			8.				
14.	150.			1.		316.			14.			11.				
15.	150.			1.		366.			12.			11.				
16.	880.			1.		246.			10.			9.				
17.	200.			1.		339.			12.			9.				
18.	150.			1.		328.			10.			13.				
19.	60.			1.		328.			17.			13.				
20.	300.			1.		164.			16.			12.				
21.	80.			1.		219.			16.			17.				
22.	350.			1.		274.			19.			16.				
23.	80.			1.		222.			15.			14.				
24.	100.			1.		151.			18.			15.				
25.	350.			1.		109.			18.			19.				
26.	400.			1.		327.			21.			18.				
27.	150.			1.		365.			20.			14.				
28.	200.			1.		386.			22.			20.				

141



SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR

NOM DU PROGRA.

N° DU PROG.

DATE

PAGE **x 5**

1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
2,9.		2,5,0.		1.		3,3,6.		2,3.		2,2.						
3,0.		4,0,0.		1.		1,5,9.		2,3.		2,1.						
3,1.		5,0,0.		1.		3,7,7.		2,4.		2,3.						
3,2.		3,0,0.		1.		4,2,8.		1.		4.						
3,3.								1.		2,6.						
3,4.								2.		2,7.						
3,5.								3.		2,8.						
3,6.								4.		2,9.						
3,7.								5.		3,0.						
3,8.								6.		3,1.						
3,9.								7.		3,2.						
4,0.								8.		3,3.						
4,1.								9.		3,4.						
4,2.								10.		3,5.						
4,3.								11.		3,6.						
4,4.								12.		3,7.						
4,5.								13.		3,8.						
4,6.								14.		3,9.						
4,7.								15.		4,0.						
4,8.								16.		4,1.						





SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR  
MAZARI BOUZIANE  
LEBLOUB ABDELMADJID

NOM DU PROGRA.  
PIPE NETWORKS

N° DU PROG.  
NV 315

DATE

PAGE 11

1 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80

NV 315, ANALYSIS OF PIPE NETWORKS, INCENDIE 2000

ADD. IDENTIFICATION: AEP, CHERCHELL

1.	1000.	1.	485.16	200.	1.1
54.	26.	62.	26.		2.
1.	28.52				
2.	20.12				
3.	19.57				
4.	33.88				
5.	22.18				
6.	32.43				
7.	21.73				
8.	22.99				
9.	37.68				
10.	15.83				
11.	16.84				
12.	22.60				
13.	36.92				
14.	23.53				
15.	34.32				
16.	38.64				

-11-

SETHYAL

UNITE DU CENTRE DE CALCUL

NOM DU PROGRAMMEUR

NOM DU PROGRA.

N° DU PROG.

DATE

PAGE X 2

1 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80

1.7. 2.5. 1.0.  
 1.8. 2.1. 8.8.  
 1.9. 4.0. 4.9.  
 2.0. 2.7. 1.7.  
 2.1. 5.3.  
 2.2. 5.5.  
 2.3. 4.0.  
 2.4. 3.9. 6.1.  
 2.5. 3.5. 9.2.  
 2.6. 5.4.  
 2.7. 7.2. 1.  
 2.8. 7.2. 1.  
 2.9. 5.  
 3.0. 5.  
 3.1. 5.  
 3.2. 5.  
 3.3. 5.  
 3.4. 5.  
 3.5. 5.  
 3.6. 5.

















### V Renforcement du réseau existant.

Dans le cas où on veut renforcer les conduites existantes pour qu'elles véhiculent les débits déjà calculés pour l'horizon 2000 et gardant la même perte de charge,

Devant ce problème concernant l'écoulement passant par un système de conduites parallèles, la théorie de la longueur fluidodynamique nous donne une solution directe plus expéditive.



Dans un tel système la perte de charge en 1 et 2 a une seule et même valeur et ce sont, par contre les débits qui ont le caractère cumulatif.

Ayant la longueur équivalente totale  $L_e$ , commune pour les 2 conduites (nouvelle et ancienne). On détermine le  $J_Q$  pour la conduite ancienne, puis la résistance  $r_A$  et le débit  $Q_A$  en appliquant la formule ci-dessous:

$$\Delta H = r_A \cdot Q_A^2 \quad (1)$$

La conduite nouvelle doit véhiculer  $Q_N = Q - Q_A$ .

Avec (1) on tire la valeur de  $r_N$  et  $J_Q = \frac{r_N}{L_N}$  et  $\frac{Q}{\sqrt{J}} = (J_Q)^{-0,5}$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} Q/\sqrt{J} \\ \varepsilon \end{array} \right.$  on tire la valeur de  $\lambda$  (abaque 8a, 8b).

$$\text{puis } D_N = 1,539 \cdot \lambda.$$

- Profil circulaire Plein  $\alpha = 1$  Abaque 9  $D_0 = 1,539$

Rugosité absolue de la conduite ancienne:  $\varepsilon = 1,5 \text{ mm}$ .

#### Autre Problème:

un autre problème se pose est qu'après dimensionnement du réseau on a fixé un diamètre  $X$  dans un endroit et qu'en cet endroit existe une conduite de  $\phi$  supérieur à celui prévu. Dans ce cas on introduit une résistance supplémentaire de façon à augmenter la perte de charge.



Détermination de la longueur hydrodynamique en fonction de  $Q/\sqrt{V}$  m/s et de  $\xi$  de Nikuradse

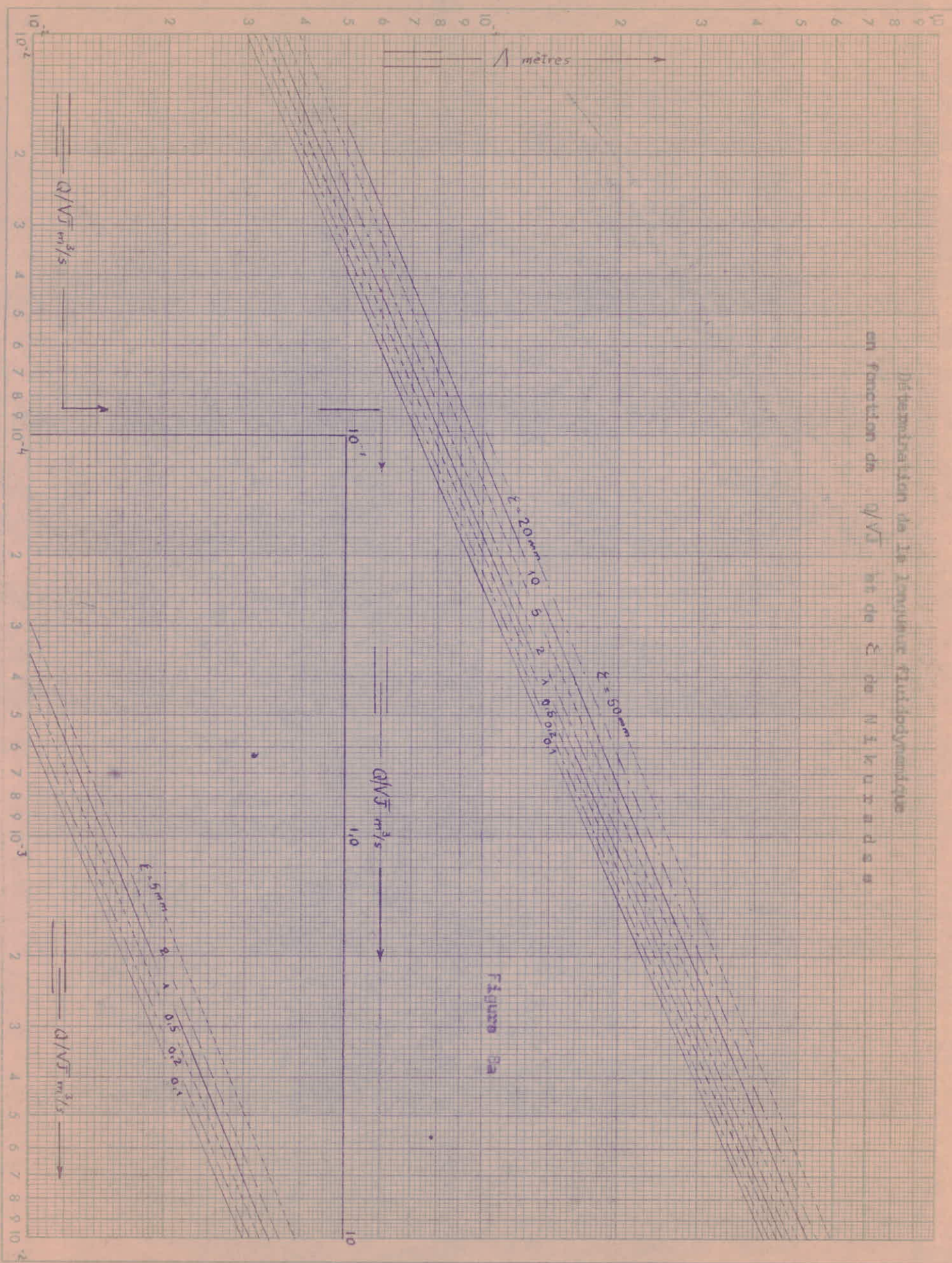


Figure 8a







1° Programme sur TI 57 pour calculer  $Q_A$  (débit de la conduite ancienne).

$$\begin{cases} \lambda = \frac{D}{D_0} \text{ (m).} \\ \varepsilon \text{ (m).} \end{cases} \Rightarrow Q/\sqrt{J} = \lambda^{2.5} (15.96 - 8.681 \text{ Log } \frac{\varepsilon}{\lambda}). \quad (1)$$

$$JQ = (Q/\sqrt{J})^{-2} \quad (2)$$

$$r_A = JQ \cdot L_{eT} \quad (3)$$

$$\Delta H = r_A Q_A^2 \Rightarrow Q_A = \sqrt{\frac{\Delta H}{r_A}} \quad (4)$$

LRN

RCL0 (valeur de  $\varepsilon$ )

RCL1 (valeur de  $\lambda$ )

=  
Log  
x

RCL2

-

+  
RCL3

=

x

RCL1

$y^x$   
2.5

= (valeur de  $Q/\sqrt{J}$ ). (1)

$1/x$

$x^2$  (valeur de  $JQ$ ). (2)

x

RCL4 (valeur de  $L_{eT}$ ).

= (résistance) (3)

$1/x$

x

RCL5 (Perte de charge).

=

$\sqrt{\quad}$

x

1

EE

3

=

R/S

LRN.

STO 0 —  $\varepsilon$  (m).

STO 1 —  $\lambda$  (m).

STO 2 — 8.681.

STO 3 — 15.96.

STO 4 —  $L_{eT}$  (m).

STO 5 —  $\Delta H$  (m).

RST, RS =  $Q_A$  en l/s.

Exécutons le programme pour calculer  $Q_A$  dans les conduites 5-7-3-4-11-12

14-15-19-24-26-27.



Ayant calculé les  $Q_A$  pour les conduites anciennes, on aura les débits que retiennent les conduites nouvelles.

$$Q_N = Q - Q_A$$

avec (1) on tire la valeur de  $r_N$

$$\text{puis } J_Q = \frac{r_N}{L_{eT}}$$

$$\text{et } Q/\sqrt{J} = (J_Q)^{-0,5}$$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} Q/\sqrt{J} \\ \varepsilon \text{ (1mm)} \end{array} \right.$  on calcule  $\lambda$ .

2° Programme sur TI 57 pour calculer  $\lambda$  et  $\phi'_N$  (diamètre de la conduite nouvelle).

$$\left\{ \begin{array}{l} Q/\sqrt{J} \\ \varepsilon \end{array} \right. \Rightarrow \lambda = \left[ \frac{Q/\sqrt{J}}{8,681 \left( \log \frac{\lambda}{\varepsilon} + 1,8384 \right)} \right]^{0,4}$$

LRN  
RCL 3

0.4  
=

÷  
RCL 2  
 $x^2$

Index 6  
=

÷  
RCL 4

hd |x|  
hd  $x \gg t$

=  
 $1/x$

GTO 1  
RCL 6

$\sqrt{\quad}$   
STO 1

R/S  
LRN.

Ind LBL 1  
RCL 6

÷  
RCL 0

=  
LH

+  
1.8384

=  
x  
8.681

÷  
RCL 1

=  
 $1/x$   
 $y^x$

STO 0 -  $\varepsilon$  (m).  
STO 2 -  $Q$  ( $m^3/s$ ).  
STO 3 -  $\Delta H$  (m).  
STO 4 -  $L$  (m).  
STO 6 -  $\lambda_0$  (m).  
STO 7 -  $t$  (Précision).

RST, R/S =  $\lambda$  (m).

Conduite 3:  $\phi_N = 250 \text{ mm}$ ,  $\phi_A = 200 \text{ mm}$ ,  $L_{eT} = 259 \text{ m}$ ,  $\Delta H = 1.16 \text{ m}$ ,  $Q = 43.19 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 22.28 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.124$  et  $\phi'_N \approx 191 \text{ mm}$

Conduite 4:  $\phi_N = 250 \text{ mm}$ ,  $\phi_A = 150 \text{ mm}$ ,  $L_{eT} = 297 \text{ m}$ ,  $\Delta H = 0.706 \text{ m}$ ,  $Q = 31.47 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 7.55 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.147 \text{ m}$  et  $\phi'_N = 226 \text{ mm}$

Conduite 5:  $\phi_N = 200$ ,  $\phi_A = 80$ ,  $L = 408 \text{ m}$ ,  $\Delta H = 0.919$ ,  $Q = 16.97 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 1.37 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.126$  et  $\phi'_N = 194 \text{ mm}$

Conduite 7:  $\phi_N = 300$ ,  $\phi_A = 100$ ,  $L = 323$ ,  $\Delta H = 1.618$ ,  $Q = 73.97 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 3.71 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.173 \text{ m}$  et  $\phi'_N = 266 \text{ mm}$

Conduite 11:  $\phi_N = 150$ ,  $\phi_A = 80$ ,  $L = 259$ ,  $\Delta H = 2.824 \text{ m}$ ,  $Q = 13.12 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 2.27 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.082 \text{ m}$  et  $\phi'_N = 126 \text{ mm}$

Conduite 12:  $\phi_N = 200$ ,  $\phi_A = 150$ ,  $L = 423$ ,  $\Delta H = 3.092$ ,  $Q = 30.56 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 13.23 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.105$  et  $\phi'_N = 162 \text{ mm}$

Conduite 14:  $\phi_N = 150$ ,  $\phi_A = 92$ ,  $L = 311$ ,  $\Delta H = 3.617$ ,  $Q = 17.96 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 4.52 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.088 \text{ m}$  et  $\phi'_N = 135 \text{ mm}$

Conduite 15:  $\phi_N = 150$ ,  $\phi_A = 80$ ,  $L = 190$ ,  $\Delta H = 7.619$ ,  $Q = 11.32 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 5.77 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.050$  et  $\phi'_N = 77 \text{ mm}$

Conduite 19:  $\phi_N = 200$ ,  $\phi_A = 150$ ,  $L = 339$ ,  $\Delta H = 6.481$ ,  $Q = 49.42 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 21.40 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.105$  et  $\phi'_N = 162 \text{ mm}$



Conduite 24:  $\phi_N = 300 \text{ mm}$ ,  $\phi_A = 150 \text{ mm}$ ,  $L_{eT} = 164$ ,  $\Delta H = 1.487 \text{ m}$ ,  $Q = 99.52 \text{ l/s}$

1° Programme  $Q_A = 14.74 \text{ l/s}$

2° Programme  $\lambda = 0.184 \text{ m}$  et  $\phi'_N = 283 \text{ mm}$ .

Conduite 26:  $\phi_N = 350 \text{ mm}$ ,  $\phi_A = 150 \text{ mm}$ ,  $L_{eT} = 274 \text{ m}$ ,  $\Delta H = 1.362 \text{ m}$ ,  $Q = 110.74 \text{ l/s}$ .

1° Programme  $Q_A = 10.91 \text{ l/s}$ .

2° Programme  $\lambda = 0.219$  et  $\phi'_N = 338 \text{ mm}$ .

Conduite 27:  $\phi_N = 350$ ,  $\phi_A = 150$ ,  $L_{eT} = 109 \text{ m}$ ,  $\Delta H = 0.686 \text{ m}$ ,  $Q = 124.60 \text{ l/s}$ .

1° Programme  $Q_A = 12.28 \text{ l/s}$ .

2° Programme  $\lambda = 0.219$  et  $\phi'_N = 338 \text{ mm}$ .

Conduite	Diamètre Ancien (mm)	Diamètre nouveau en Parallèle (mm)	Perte de charge (m)	débit Total (l/s)
3	200	191	1.16	43.19
4	150	226	0.706	31.47
5	80	194	0.919	16.97
7	100	266	1.618	73.97
11	80	126	2.824	13.12
12	150	162	3.092	30.56
14	92	135	3.617	17.96
15	80	77	7.619	11.32
19	150	162	6.481	49.42
24	150	283	1.487	99.52
26	150	338	1.362	110.74
27	150	338	0.686	124.60.

## VI Equipement du réseau de distribution.

### Nature des canalisations:

une canalisation sous pression est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Les divers tuyaux sont à base de ciment: Amiante ciment (S10).

### Amiante ciment.

Les tuyaux en amiante ciment pour canalisations sous pression sont fabriqués à partir d'un mélange intime et homogène en présence d'eau, d'amiante en fibres et de ciment PORTLAND, à l'exclusion de toute armature métallique.

Le matériau doit présenter une résistance à la traction  $R_t$ , au moins égale à 220 bars, calculée par la formule ci-dessous:

$$R_t = \frac{P(d+e)}{2e}$$

avec P: Pression minimale de rupture à l'éclatement, en bars (dans notre cas 12).

d: diamètre intérieur en cm.

e: épaisseur de la conduite en cm.

Les tuyaux sont obtenus par enroulement continu sur un mandrin d'acier poli, de couches successives très minces (de l'ordre 2/10 de mm) d'amiante ciment. Les couches sont fortement comprimées les unes sur les autres au fur et à mesure qu'elles s'enroulent.

Longueur des Tuyaux: Toutes les longueurs sont de 4 m.

$$R_t = 220 \text{ bars.}$$

$$P = 12 \text{ bars.}$$

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Épaisseur (mm)
60	3 et 4	1.7
80	3 et 4	2.2
100	4	2.8
150	4 et 5	4.2
200	4, 5, 6	5.6
250	" " "	7.0
300	" " "	8.4
350	" " "	9.8
400	" " "	11.2
500	" " "	14.0



## Appareils accessoires du réseau.

### Robinet:

En principe cet appareil est posé en vue de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau de distribution.

La manœuvre des robinets peut s'effectuer, soit de l'intérieur de la chambre, quand celle-ci est visitable, soit, plus généralement à partir du sol, au moyen d'une clé dite à béquille qui s'engage, à l'une de ses extrémités, sur le carré de la vis de commande de la vanne. La clé est introduite dans une bouche à clé placée dans le trottoir ou dans la fondation de la chaussée, sont mis en place tous les 300 ou 400 m.

### Bouches de Lavage:

Les bouches de lavage sont utilisées pour le lavage des caniveaux. Afin que ce lavage s'effectue par gravité, les bouches seront prévues en bordure de caniveau et au droit du point haut de la voie. Comme cet emplacement coïncide généralement avec le point haut de la canalisation, ces appareils pourront remplacer la ventouse automatique dont le fonctionnement laisse parfois à désirer. Grâce à la manœuvre presque journalière de ces bouches, l'air pouvant s'accumuler dans la conduite se trouvera ainsi évacué plus sûrement.

### Bouches d'arrosage:

On dispose également des bouches d'arrosage en vue d'entretenir des plantations en bordure des voies et l'arrosage des jardins. Elles jouent le même rôle que les bouches de lavage.

### Bouches d'Incendie:

Les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur des conduites capables de fournir au nœud correspondant un débit minimal de 15 l/s sous une pression de 10 m (2 nœuds sont capables d'assurer cette condition, (Nœud 8, 9)). On peut équiper une bouche d'incendie pour l'utiliser comme bouche de lavage ou d'arrosage.

### Décharge

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue vers l'égout si ce dernier est proche, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Le robinet sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie, il doit être facilement accessible.

### Ventouse

Le rôle de la ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Quand la conduite est en service, il est nécessaire d'évacuer l'air abandonné par l'eau ou il se trouvait dissous. Cet air se cantonne aux points hauts des canalisations, s'il ne peut s'échapper, il peut contrarier grandement l'écoulement et entraîner parfois des ruptures.

Dans le réseau, comme on a vu précédemment, la ventouse peut être remplacé par une bouche de lavage de siphon, qui se trouvera manœuvrée fréquemment et évacuera par la même occasion, l'air qui aura pu s'accumuler au point haut dans la canalisation.

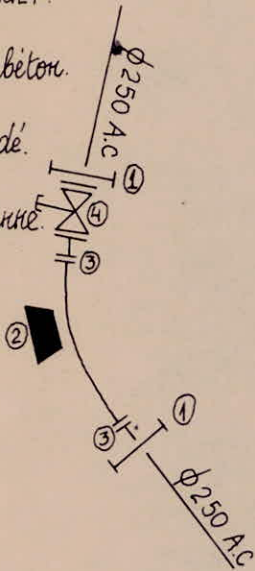
### Clapet de retenue

Le clapet de retenue est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.



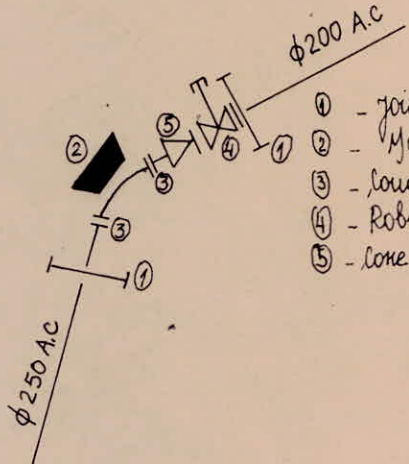
Noeud N° 1.

- ① - joint GIBAULT.
- ② - Masse de béton.
- ③ - loude soudé.
- ④ - Robinet-vanne.

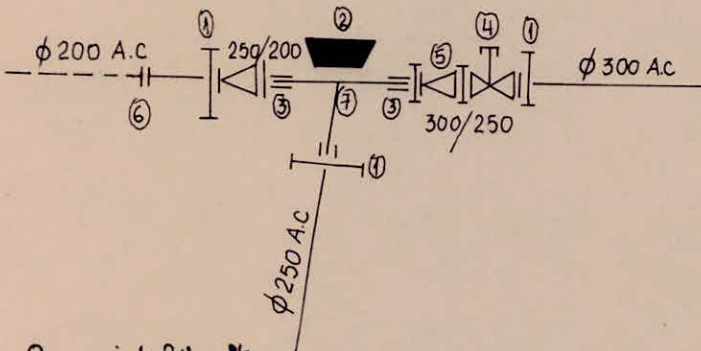


Noeud N° 2.

- ① - joint Gibault.
- ② - Masse de béton.
- ③ - loude soudé.
- ④ - Robinet-vanne.
- ⑤ - loue de réduction.

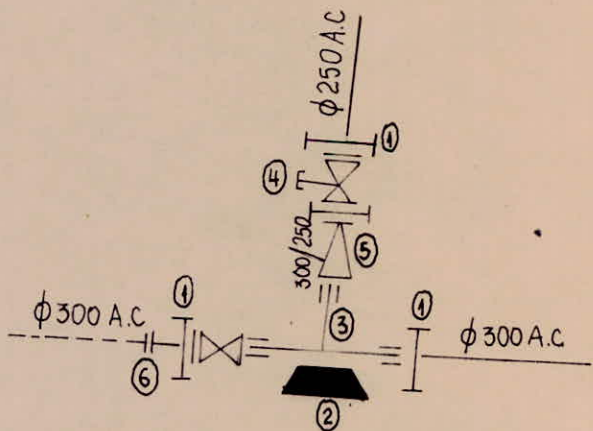


Noeud 3.



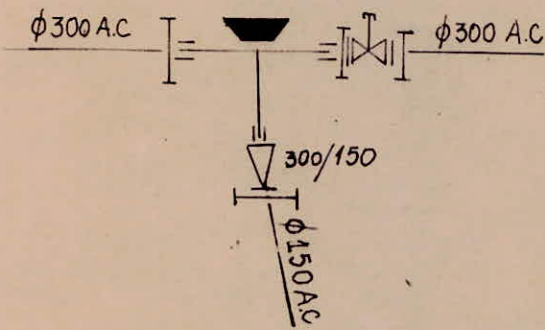
- ① joint Gibault.
- ② Masse de béton.
- ③ bride uni.
- ④ Robinet-vanne.
- ⑤ loue de réduction.
- ⑥ Plaque pleine.
- ⑦ Fe à 3 brides.

Noeud 4.

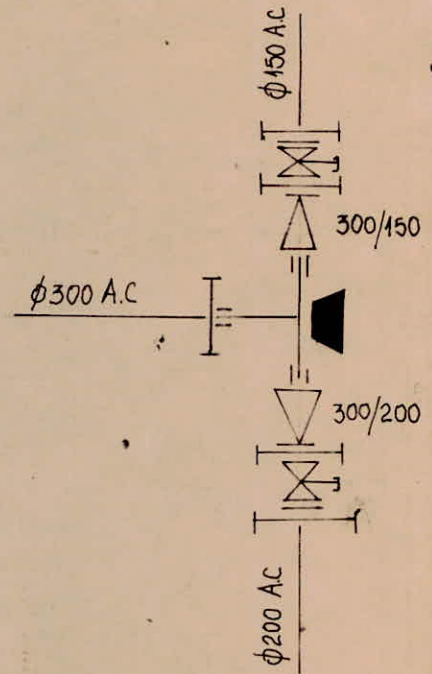


- ① joint Gibault.
- ② Masse de béton.
- ③ Fe à 3 brides.
- ④ Robinet-vanne.
- ⑤ loue de réduction.
- ⑥ Plaque Pleine.

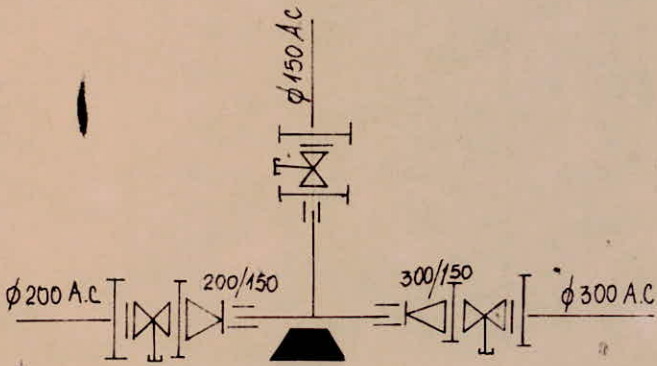
Noeud N° 5



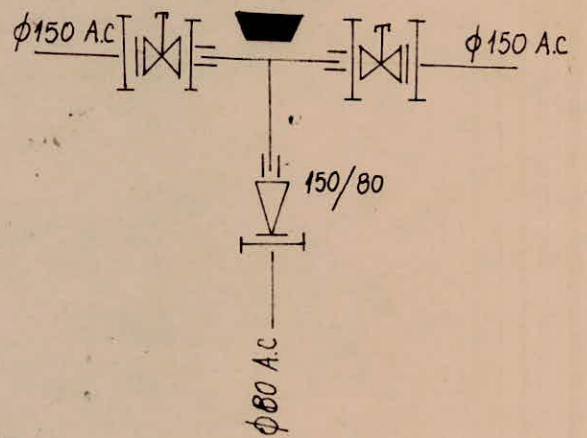
Noeud 6



Noeud 13



Noeud 14





## VII    Ressources en eau.

- Ressources actuelles.    les sources existantes sont les suivantes:

### 1) Captages d'Ain-Medjoudj

Réalisé en 1937

cote : 247 m

Débit max : 11 l/s

débit d'étiage 7 l/s.

Il est situé à 15 km à l'est de Cherchell.

### 2) Captage de l'Oued EL-Hachem.

Réalisé en 1947

cote 13,00 m

Débit 12 l/s

situé par route à 6 km à l'est de Cherchell.

### 3) Forage existant.

Réalisé en 1973

cote : 18,00 m

Débit  $\approx$  34 l/s

situé à 6,6 km à l'est de la ville.

- Ressources prévisibles.

### 1) Nouveau forage.

réalisé en 1978.

cote : 24,96 m

Débit : 40,00 l/s.

situé par route à 7,6 km à l'est de la ville, ce forage est inexploité jusqu'à présent.

on va forer un autre forage juste à côté du forage existant qui aura probablement les mêmes caractéristiques.

- Réseau d'adduction existant.

les conduites d'adduction existantes sont les suivantes:

### 1°) Du captage d'Ain-Medjoudj à l'Oued EL-Hachem.

Réalisée en 1937.

longueur : 8870 m.

Diamètre 150 mm sur 600 m et 250 mm sur 8270 m.

Matière : Fonte.

cote amont : 247,00 m.

cote aval : 13,00 m.

Débit max : 11,00 l/s.

débit d'étiage : 7 l/s

Il y a des fuites et des piquages importants sur l'adduction.

2) De L'oued EL-Hachem à la station de reprise existante de Cherchell.

Nota: la conduite d'adduction qui vient d'Ain-Medjouj ne touche pas les baches de reprise de la station de pompage de l'oued-EL-Hachem, mais le débit du dernier est refoulé vers cette conduite.

Réalisé en 1937  
 Longueur : 6275 m  
 Diamètre : 250 mm  
 Matière : Fonte

cote de départ : 13 m  
 cote d'arrivée : 33,00 m  
 Débit : 12,00 l/s.

Il ya aussi des fuites et des piquages importants sur l'adduction.

3) De la station de reprise existante de Cherchell aux réservoirs de stockage existants.

Réalisé en 1937  
 Longueur : 1425 m  
 Diamètre : 250 mm  
 Matière : Fonte

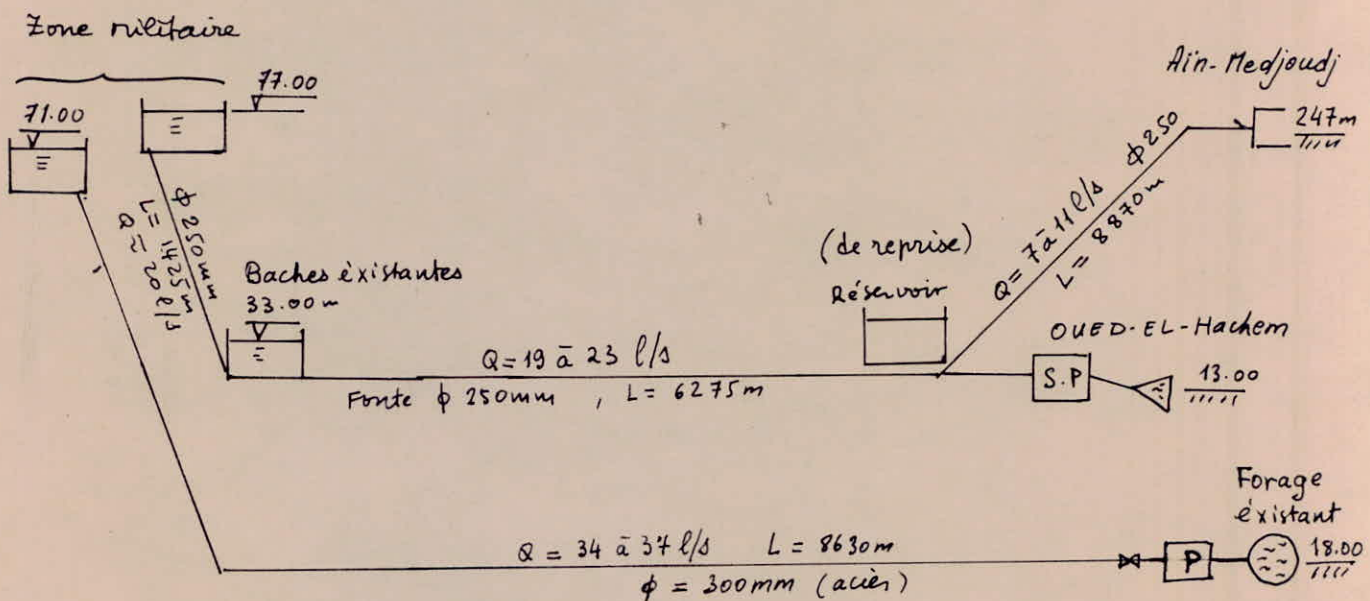
cote de départ : 33,00 m.  
 cote d'arrivée : 77,00 m  
 débit  $\approx$  23 l/s.

4) Du forage existant aux réservoirs de stockage existants :

Réalisé en 1974  
 Longueur : 8630 m  
 Diamètre : 300 mm

cote de départ : 18,00 m (sol)  
 cote d'arrivée : 71,00 m  
 Débit : 37,00 l/s.

cette conduite est en mauvais état à cause de la corrosion.





## RESSOURCES et CONSOMMATION

1°) horizon 1990.

Ressources			besoins		
Source	Débit moy 24/24 [l/s]	Apport [ $m^3/an$ ] $\cdot 10^6$	ville	consommation moyenne de l'année (l/s)	Consommation totale par an [ $m^3$ ] $\cdot 10^6$
Captage Ain-Medjoudj	9,00	0,283824	cherchell	98,66	3,111342
Captage O-El Hachem.	12,00	0,378432			
Forage existant	34,00	1,072224			
Nouveau forage	40,00	1,261440			
<b>Total</b>	<b>95,00</b>	<b>2,995920</b>	<b>Total</b>	<b>98,66</b>	<b>3,111342</b>
Déficit : 0,115422 [ $\bar{m}^3/an$ ]					

2°) horizon 2000

Ressources			besoins		
Source	Débit moyen 24/24 [l/s]	Apport [ $\bar{m}^3/an$ ]	ville	Consommation moyenne annuelle [l/s]	consommation totale par an [ $\bar{m}^3/an$ ]
Captage Ain Medjoudj	9,00	0,283824	cherchell	161,73	5,100317
Captage O. EL-Hachem	12,00	0,378432			
Forage existant	34,00	1,072244			
Forage Nouveau	40,00	1,261440			
Forage prévisible	40,00	1,261440			
<b>Total</b>	<b>135,00 l/s</b>	<b>4,257360</b>	<b>Total</b>	<b>161,73</b>	<b>5,100317</b>
Déficit : 0,842957 [ $\bar{m}^3/an$ ]					

## • Réseau d'alimentation futur.

La solution proposée consiste à construire un nouveau réservoir de reprise à côté duquel on construira une station de pompage.  
(voir carte 1:25000)

- Le débit arrivant de l'Ain-Med'jour sera repris par le réservoir de l'oued-el-Rachem. ce dernier sera raccordé au nouveau réservoir de reprise par une conduite de diamètre 200 mm, de longueur 1080 m.  
(l'ancienne conduite de refoulement passe loin de ce réservoir donc ne pourra être utilisée à cette fin.)
- Du forage existant au nouveau réservoir de reprise: cette conduite en acier  $\phi$  300 mm et de 1630 m de longueur passe par le réservoir de reprise futur donc on peut laisser cette conduite dans le schéma futur.
- Du nouveau forage au réservoir de reprise futur.  
Le nouveau forage sera raccordé au réservoir de reprise avec une longueur approximative de 2560 m.  
on a pensé raccorder cette conduite à la conduite de refoulement du forage existant pour économiser 0,93 km de conduite, mais on a abandonné cette idée pour 2 raisons.
  - 1) l'exploitation de 2 pompes en parallèle sera difficile.
  - 2) pendant la réparation sur cette conduite 78% du débit total de refoulement à cherchell sera interrompu.
- Du réservoir de reprise futur aux réservoirs de stockage futur  
Les conduites qui iront alimenter les réservoirs de stockage depuis la chambre de manœuvre future seront de 516 m et 3850  
voir schéma d'adduction future (p. 75)
- Du réservoir de reprise à la chambre de manœuvre et chlore:  
une nouvelle conduite en acier de 600 mm de diamètre,  $L=5000$  m est posée à partir du réservoir de reprise jusqu'à la cote est de cherchell en remplaçant la jonction de la conduite corrodée de  $\phi=300$  mm.  
Les pompes de la station de pompage refouleront le débit total de cherchell par cette nouvelle conduite jusqu'à l'horizon 2000.  
Il faut installer 2 appareils anti-corrosion pour la conduite de refoulement dans la station de pompage future. l'un sera de secours.

## • Réservoirs.

Le milieu est occupé par la zone militaire, pour cela il n'y a d'autre alternative que de prendre 2 réservoirs de stockage placés aux 2 extrémités de la ville.  
Le réservoir de reprise est prévu juste derrière de la station de pompage future.



• Réservoir de reprise futur.

Il aura une capacité de  $500 \text{ m}^3$  pour les 2 horizons. Ce réservoir n'a pas un stockage permanent pour une sécurité d'exploitation des sources. Cette sécurité sera dans les réservoirs de stockage de la ville.

Il sera un réservoir de passage qui absorbera la différence de fonctionnement entre les sources et la conduite de refoulement principal.

Le démarrage et arrêt des pompes des sources seront commandées automatiquement par des détecteurs de Niveau d'eau dans le réservoir de reprise futur.

• Réservoirs de stockage futurs.

A cause de la zone militaire et la longueur excessive de la ville future par rapport à sa largeur on a dû installer deux groupes de réservoirs de stockage futurs à chaque côté de la ville. (voir capacité de ces réservoirs dans le chapitre VIII)

Les réservoirs ont un stockage permanent qui peut être utilisé seulement en ouvrant la vanne d'incendie du réservoir qui est dans la chambre de manœuvre.

Le stockage de la ville a une capacité pour 2 incendies simultanés chacun de  $120 \text{ m}^3$  plus la consommation moyenne de l'année écoulée pendant 2 heures pour tenir compte de la consommation pendant un incendie.

pour 1990 ce stockage représente 18,25 % de la consommation journalière.

Le stockage permanent correspond à des hauteurs indiquées p 72 et 74 des réservoirs de l'horizon 2000 auront les mêmes profondeurs et cotes d'eau que ceux de 1990. Les cotes du radier de tous les réservoirs futurs de la ville sont les mêmes ( $= 72 \text{ m}$ ). Il faut bien vérifier cette condition pendant la construction pour éviter le remplissage d'un réservoir par les autres.

• Station de pompage future.

horizon 1990.

Cette station de pompage future refoulera un débit de  $131,55 \text{ l/s}$ . la durée de pompage sera de 18 h sur 24 h, pendant l'été elle sera de 24 h / 24.

la hauteur manométrique sera  $H = 73,85 \text{ m}$ .

horizon 2000.

pour l'horizon 2000, le débit refoulé sera  $215,62 \text{ l/s}$ .

durée de refoulement 24/24 pendant l'été

hauteur manométrique :  $H = 79,64 \text{ m}$ .

Dans la salle des pompes on a prévu de la place pour 3 pompes, mais

seulement 2 pompes seront installées et l'une d'elles sera en secours. Pour simplicité d'entretien et d'opération une seule pompe est préférable à deux. (voir aussi la 2<sup>e</sup> variante page 84').

• chambre de chlore future.

le chlore est un gaz explosif. Placer les bouteilles à l'extérieur du bâtiment.

• chambre de manœuvre future.

Le débit total qui vient par le refoulement sera partagé en deux entre les deux réservoirs de stockage futurs de la ville.

pour assurer la répartition indiquée il faut régler une vanne ① pour l'horizon 1990 et ② pour l'horizon 2000. et cela une fois pour toutes sinon un réservoir sera toujours plein alors que l'autre restera vide ou à moitié rempli. voir schéma p 79 pour 1990 et p 80 pour 2000.

• Réseau de distribution.

on a évité les pressions statiques supérieures à 60m; c'est à dire que pour un sous-tirage nul du réseau, les pressions doivent être de moins de 6 bars. Pour être en harmonie avec cette règle, il faut installer des réducteurs de pression pour les tronçons du réseau de distribution qui ont une cote de moins de 18m.

- Au nord de la route nationale, spécialement dans la zone basse les pressions statiques sont proches de 60m. Il sera recommandé d'installer des stabilisateurs de pression.

Il faut éviter de faire des rapports entre les conduites d'adduction et le réseau de distribution.

Note: Les conduites d'adduction passent par la ville pour déverser dans les réservoirs.



VIII DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

1) Du nouveau forage au réservoir de reprise futur

$L = 2560 \text{ m}$   
 $\phi = 300 \text{ mm}$   
 $Q = 40 \text{ l/s}$

$H_g = 13 - (-7) = 20 \text{ m.}$  (hauteur géométrique)

$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$

$v = 4 \cdot Q / \pi D^2 = 4 \cdot 0.040 / \pi (0.3)^2 = 0.5659 \text{ m/s.}$

$f = (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.0004}{0.3})^{-2} = 2,142 \cdot 10^{-2}$

$\Delta H = 2,142 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{2560}{0,3} \times \frac{(0,5659)^2}{19,6} = 2,99 \text{ m.}$  (perte de charge linéaire)

soient les pertes de charges singulières = 10% des P.d.C linéaires

d'où  $\Delta H_{\text{totale}} = 1,10 \Delta H = 2,99 \times 1,10 = 3,29 \text{ m.}$

hauteur manométrique:  $H_{MT} = H_g + \Delta H_t = 20 + 3,29 = 23,29 \text{ m.}$

Puissance de la pompe:  $P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H}{\eta}$  où  $\eta = \text{rendement} \approx 0,8$

$P = \frac{9,81 \cdot 0,04 \cdot 23,29}{0,8} = 11,42 \text{ kW.}$

on prendra une pompe de puissance normalisée  $P = 12 \text{ kW.}$   
 (ce sera une pompe verticale immergée).

2) De l'ancien réservoir de reprise (qued. EL-Hachem) au nouveau.

$L = 1080 \text{ m}$   
 $D = 150 \text{ mm}$   
 $Q = 20 \text{ l/s}$   
 $H_g = 13 - 8 = 5 \text{ m.}$

$v = \frac{4 \times 0.020}{\pi \cdot (0.200)^2} = 0,6366 \text{ m/s.}$

$\Delta H = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0.0004}{0,200})^{-2} \frac{1080}{0,200} \frac{(1.132)^2}{19.6} = 2.66 \text{ m.}$

$\Delta H_t = 1,10 \cdot \Delta H = 1,10 \times 2,66 = 2,93 \text{ m.}$

calcul de la puissance de la pompe.

$H_{MT} = H_g + \Delta H_t = 5 + 2,93 = 7,93 \text{ m.}$

$P = \frac{9,81 \cdot 0,020 \cdot 7,93}{0,8} = 1,94 \text{ kW} \approx \boxed{2 \text{ kW}}$

(pompe horizontale)





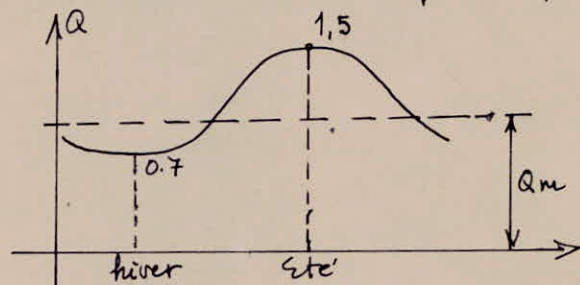
## II CAPACITÉ DES RESERVOIRS - VOLUMES de stockage - Incendie.

« Dans un but de sécurité, en alimentation urbaine, la capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50% de la plus forte consommation journalière.

Il y a lieu d'ajouter la réserve d'incendie (120 m<sup>3</sup>) et les pertes du réseau. >> A. Dupont. Hyd. urbaine TII.

Remarque: cette consommation est atteinte aux mois de Juillet - Août. Le coef de pointe relatif à ces mois est de 1,5. Mais faute de ressources le réservoir ne se remplit pas et on risque de le surdimensionner sans utilité.

théoriquement les capacités qui seront calculées devront être majorées de 50% si on ne tient pas compte des réservoirs qui sont dans la zone militaire.



Remarque: on a admis les coefficients suivants:

Coefficient de l'heure de pointe : 2  
 Coefficient du mois de pointe : 1,5  
 Coefficient de pointe :  $2 \times 1,5 = 3$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{incendie}} + (Q_{\text{mm}} \times 2 \text{ h}) + (Q_{\text{mm}} \times 12 \text{ h})$$

où  $Q_{\text{mm}}$  est le débit moyen du mois de pointe.

pour la remarque citée précédemment on utilisera  $Q_{\text{m}}$  au lieu de  $Q_{\text{mm}}$ . ( $Q_{\text{m}}$  représente le débit moyen annuel)

$$V_{\text{incendie}} = 2 \times 120 \text{ m}^3 \text{ (hypothèse de 2 incendies simultanés)}$$

Horizon 1990.

$$Q_{\text{m}} = 98,66 \text{ l/s.}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 2 \times 120 \text{ m}^3 + \left( 98,66 \times \frac{2 \times 3600}{1000} \right) + \left( 98,66 \times \frac{12 \times 3600}{1000} \right) \\ &= 950 + 4262 = 5212 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_{\text{total}} = 5212 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{stockage}} = 950 \text{ m}^3$$

Horizon 2000.

$$\begin{aligned} V_t &= 2 \times 120 \text{ m}^3 + (Q_m \times 2h) + (Q_m \times 12h) \\ &= 240 + \left(161,72 \times \frac{2 \times 3600}{1000}\right) + \left(161,72 \times \frac{12 \times 3600}{1000}\right) = \\ &1404 + 6986 = 8390 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

soit le volume total pour les 2 nouveaux réservoirs :

$$V_t = 8390 - 5212 = 3178 \text{ m}^3.$$

$$\boxed{V_{t2000} = 3178 \text{ m}^3}$$

• calcul de la capacité de chaque réservoir.

1) Horizon 1990.

$$Q_{\text{est}} = 73,99 \times \frac{18}{24} = 55,49 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{ouest}} = 57,56 \times \frac{18}{24} = 43,17 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{est}} + Q_{\text{ouest}} = 55,49 + 43,17 = 98,66 \text{ l/s.}$$

2) horizon 2000.

$$Q_{\text{est}} = 245/3 = 81,67 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{ouest}} = 240,16/3 = 80,05.$$

$$Q_{\text{est}} + Q_{\text{ouest}} = 81,67 + 80,05 = 161,72 \text{ l/s.}$$

CAPACITE DES RESERVOIRS.

horizon 1990 :

$$V_{\text{total}} = 5212 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{est}} = \frac{5212 \times 55,49}{98,66} = 2931 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{ouest}} = \frac{5212 \times 43,17}{98,66} = 2281 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{total}} = 2931 + 2281 = 5212 \text{ m}^3.$$

Détermination des volumes de stockage pour chaque réservoir

$$V_{\text{st}} = 120 \text{ m}^3 + Q_{\text{mm}} \cdot 2h.$$



Réservoir est:

$$V_{stE} = 120 + 55,49 \times 2 \times \frac{3600}{1000} = \boxed{520 \text{ m}^3}$$

Réservoir ouest:

$$V_{stO} = 120 + 43,17 \times 2 \times \frac{3600}{1000} = \boxed{431 \text{ m}^3}$$

$$V_{stE} + V_{stO} = 520 + 431 = 951 \text{ m}^3$$

DETERMINATION des diamètres des réservoirs et des hauteurs de stockage.

$$V = S \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

$h = 6 \text{ m} = \text{constante.}$

Réservoir est:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 2931}{\pi \cdot 6}} = 24,94 \approx \boxed{25 \text{ m}}$$

hauteur de stockage permanent:

$$h_{st} = \frac{4 \times V_{st}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 520}{\pi \cdot (25)^2} = \boxed{1,06 \text{ m}}$$

Réservoir ouest.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 2281}{\pi \cdot 6}} = \boxed{22,00 \text{ m}}$$

hauteur de stockage permanent:

$$h_{st} = \frac{4 \times V_{st}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 431}{\pi \cdot (22)^2} = 0,567 \approx \boxed{0,57 \text{ m}}$$

Récapitulatif. horizon 1990.

EST

$$V_t = 2931 \text{ m}^3$$

$$V_{st} = 520 \text{ m}^3$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$h_{st} = 1,06 \text{ m}$$

$$D = 25 \text{ m}$$

$$H = 6,5 \text{ m} [0,5 \text{ m} = \text{revanche}]$$

OUEST.

$$V_t = 2281 \text{ m}^3$$

$$V_{st} = 431 \text{ m}^3$$

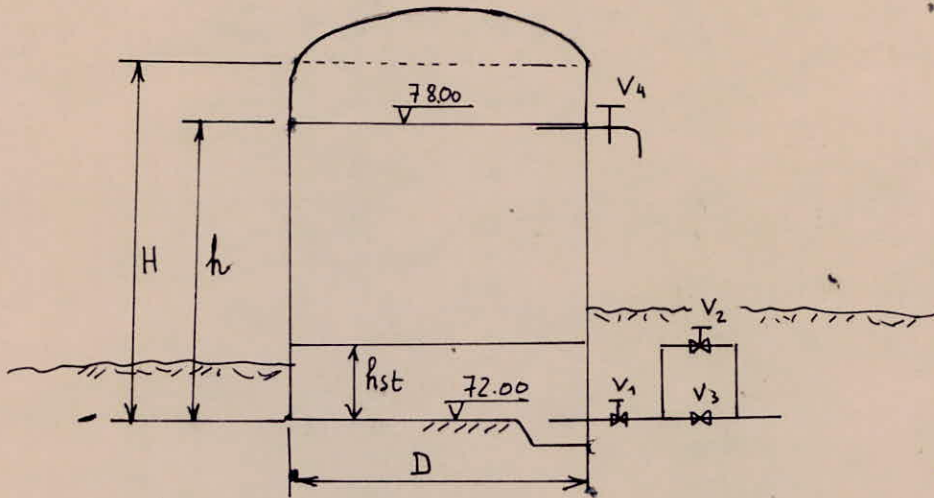
$$h = 6 \text{ m}$$

$$h_{st} = 0,57 \text{ m}$$

$$D = 22 \text{ m}$$

$$H = 6,5 \text{ m}$$

H est une hauteur constructive. (voir schéma p. suivante).



ce schéma évitera d'avoir une tranche d'eau morte et permettra le stockage de la réserve d'incendie

- V<sub>1</sub> - vanne ouverte sauf en cas de réparation.
- V<sub>2</sub> - vanne constamment ouverte.
- V<sub>3</sub> - vanne fermée sauf en cas d'incendie.
- V<sub>4</sub> - vanne de trop plein (toujours ouverte).

CALCULS pour l'horizon 2000.

$$\left. \begin{aligned} Q_{EST} &= 81,67 \text{ l/s} \\ Q_{OUEST} &= 80,05 \text{ l/s} \end{aligned} \right\} \text{Total} = 161,72 \text{ l/s.}$$

V<sub>total</sub> = 3178 m<sup>3</sup>.

$$V_{est} = \frac{81,67}{161,72} \times 3178 = \boxed{1605 \text{ m}^3}$$

$$V_{ouest} = \frac{80,05}{161,72} \times 3178 = \boxed{1573 \text{ m}^3}$$

} Total = 3178 m<sup>3</sup>.

Détermination des volumes de stockage permanent.

Reservoir Est:

$$V_{st}^{est} = (81,67 - 55,49) \times 2 \times \frac{3600}{1000} = \boxed{188,5 \text{ m}^3}$$

Reservoir Ouest

$$V_{st.o} = (80,05 - 43,17) \times 2 \times \frac{3600}{1000} = \boxed{265,5 \text{ m}^3}$$

Détermination des diamètres des réservoirs et des hauteurs de stockage

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \quad h = 6 \text{ m.}$$

Reservoir Est:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1605}{\pi \cdot 6}} = 18,46 \approx \boxed{18,5 \text{ m}}$$



hauteur de stockage permanent:

$$h = \frac{4 \cdot V_{st}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 188,5}{\pi \cdot (18,5)^2} = \boxed{0,70 \text{ m}}$$

Réservoir Ouest:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1573}{\pi \cdot 6}} = 18,27 \approx \boxed{18,3 \text{ m}}$$

hauteur de stockage permanent:

$$h_{st} = \frac{4 \times 265,5}{\pi (18,3)^2} = \boxed{1,01 \text{ m}}$$

Récapitulatif: horizon 2000.

EST.

$$\begin{aligned} V_t &= 1605 \text{ m}^3 \\ V_{st} &= 308,5 \text{ m}^3 \\ h &= 6,00 \text{ m} \\ h_{st} &= 0,70 \text{ m} \\ D &= 18,5 \text{ m} \\ H &= 6,5 \text{ m} \end{aligned}$$

OUEST.

$$\begin{aligned} V_{tot} &= 1573 \text{ m}^3 \\ V_{st} &= 385,5 \text{ m}^3 \\ h &= 6,00 \text{ m} \\ h_{st} &= 1,01 \text{ m} \\ D &= 18,3 \text{ m} \\ H &= 6,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Nota: à partir de 1985 on commencera à construire les 2 réservoirs supplémentaires.

• La réserve d'incendie de  $2 \times 120 \text{ m}^3$  est stockée exclusivement dans les 2 premiers réservoirs, tandis que le débit de régulation et sécurité est réparti sur les quatre réservoirs.

• Les coordonnées des réservoirs sur la carte 1/25000 [CHERCHELL N°7 et 8] sont les suivantes:

$$R_1 \rightarrow \begin{cases} x = 429,02 \\ y = 4051,28 \end{cases}$$

$$R_2 \rightarrow \begin{cases} x = 427,12 \\ y = 4050,21 \end{cases}$$

la capacité totale des réservoirs correspond approximativement au débit moyen de l'année écoulée pendant 18h.

• Les diamètres des conduites d'adduction ont été dimensionnés en utilisant la formule de Bresse:  $D = 1,5 \sqrt{Q}$  où  
D = diamètre en m  
Q = débit en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

RESERVOIR DE REPRISE.

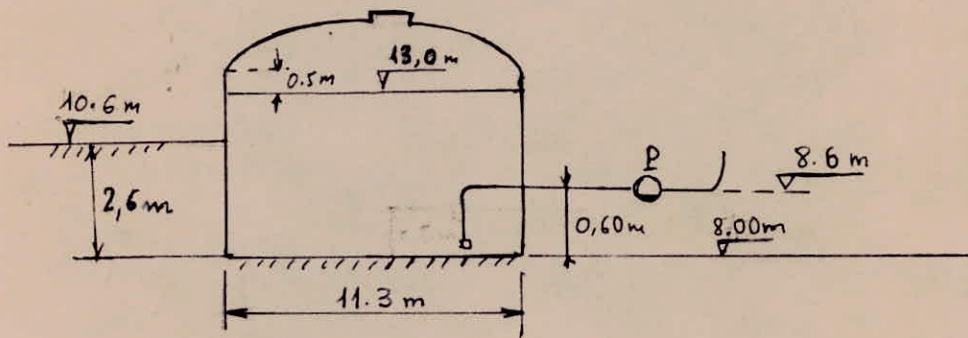
c'est un réservoir demi-enterré de capacité  $V = 500 \text{ m}^3$ .

réservoir de reprise :

$$h = 5 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4 \cdot v}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 5}} = 11,28 \approx \boxed{11,3 \text{ m}}$$

$$H = 5,5 \text{ m}$$



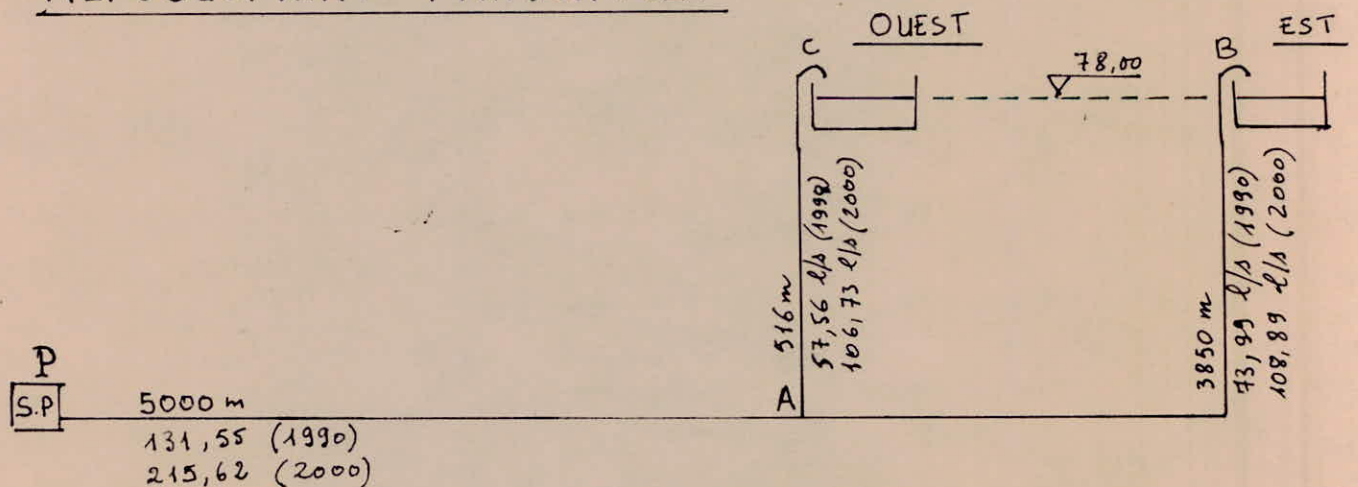
HAUTEUR GÉOMÉTRIQUE.

$H_g = H_a + H_r$  où  $H_a$  - hauteur géométrique d'aspiration.  
 $H_r$  - " " " de refoulement.

$$H_g = (78 - 8,6) + (0,6) = 70,00 \text{ m.}$$

Remarque : la hauteur géométrique d'aspiration est  $H_a = 0,6 \text{ m}$ .  
 - la perte de charge dans l'aspiration est négligeable.

REFOULEMENT PRINCIPAL.



1) Horizon 1990

$$\left. \begin{aligned} Q_{est} &= 73,99 \text{ l/s} \\ Q_{ouest} &= 57,56 \text{ l/s} \end{aligned} \right\} Q_{total} = 131,55 \text{ l/s.}$$

avec l'hypothèse de 18<sup>h</sup> de pompage par jour.



2) Horizon 2000.

$$\left. \begin{array}{l} Q_{EST} = 108,89 \text{ l/s} \\ Q_{OUEST} = 106,73 \text{ l/s} \end{array} \right\} Q_{TOTAL} = 215,62 \text{ l/s. avec la m hypothèse de 18 h de pompage par 24 h.}$$

CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE A L'AIDE DE LA FORMULE DE BRESSE :  $D = 1,5 \sqrt{Q}$ .

Ⓐ Refoulement principal P.A.

1) horizon 1990 :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \text{ avec } D \text{ en [m] et } Q \text{ en [m}^3\text{/s].}$$

$$D = 1,5 \sqrt{0,13155} = 0,544 \text{ m.}$$

2) horizon 2000.

$$D = 1,5 \sqrt{0,21562} = 0,696 \text{ m.}$$

on prendra un diamètre moyen normalisé :  $D = 600 \text{ mm}$

calculons les vitesses correspondantes pour les horizons.

$$1) \text{ 1990: } v = 4 \cdot Q / \pi D^2 = 4 \times 0,13155 / \pi \cdot (0,6)^2 = 0,4652 \text{ m/s}$$

$$2) \text{ 2000: } v = 4 \times 0,21562 / \pi \cdot (0,6)^2 = 0,7626 \text{ m/s}$$

CALCUL DE LA PERTE DE CHARGE.

1) 1990 :

$$L = 5000 \text{ m}$$

$$D = 600 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 0,4 \text{ mm (rugosité absolue des parois de la conduite.)}$$

$$\text{Longueur équivalente : } L_e = 5000 \times 1,10 = 5500 \text{ m. (*)}$$

\* Les pertes de charges singulières représentent 10% des pertes de charges dues au frottement. (on a admis cette hypothèse)

$$\Delta H \text{ ou } J = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} \text{ formule de Nikuradze valable en régime turbulent rugueux (**)}$$

(\*\*) en réalité le régime n'est pas turbulent rugueux, mais en raison de la difficulté de l'utilisation de la formule de Colebrook (le coef  $f$  n'est pas exprimé explicitement) on a préféré utiliser la formule de Nikuradze (dans ce genre de cas où les vitesses sont de 0,47 à 1,51 et les diamètres de 80 à 600 mm l'erreur commise n'ex cède pas 10%)

Application:

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,6})^{-2} = 1,812 \cdot 10^{-2} \text{ (valable pour les 2 horizons).}$$

$$\underline{1990.} \quad J = 1,812 \cdot 10^{-2} \frac{5500}{0,6} \frac{(0,4652)^2}{2 \cdot 9,8} = \boxed{1,83 \text{ m}}$$

$$\underline{2000.} \quad J = 1,812 \cdot 10^{-2} \frac{5500}{0,6} \frac{(0,7626)^2}{2 \cdot 9,8} = \boxed{4,93 \text{ m}}$$

## B. RAMIFICATIONS.

Remarque: Les diamètres choisis devront assurer à peu près la même perte de charge de façon à avoir la même hauteur manométrique pour les raisons indiquées antérieurement.

a) EST. AB

1) 1990.

$$Q = 73,99 \text{ l/s.}$$

$$D = 1,5 \cdot \sqrt{0,07399} = 0,408 \text{ m.}$$

2) 2000.

$$Q = 108,89 \text{ l/s.}$$

$$D = 1,5 \cdot \sqrt{0,10889} = 0,471 \text{ m}$$

on prendra un diamètre moyen normalisé  $D = 450 \text{ mm.}$

calcul des vitesses pour les 2 horizons.

$$1) \underline{1990} \quad v = 4 \times 0,07399 / \pi \cdot (0,45)^2 = \boxed{0,4652 \text{ m/s}}$$

$$2) \underline{2000.} \quad v = 4 \times 0,10889 / \pi \cdot (0,45)^2 = \boxed{0,6847 \text{ m/s}}$$

## CALCUL DES PERTES DE CHARGES.

$$L = 3850 \text{ m} \Rightarrow L_e = 4235 \text{ m.}$$

$$D = 450 \text{ mm}$$

$$E = 0,4 \text{ mm.}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,450})^{-2} = 1,939 \cdot 10^{-2}$$

$$\underline{1990:} \quad J = \frac{1,939 \cdot 10^{-2} \cdot 4235}{0,45 \cdot 19,6} \cdot (0,4652)^2 = \boxed{2,02 \text{ m}}$$

$$\underline{2000:} \quad J = \frac{1,939 \cdot 10^{-2} \cdot 4235}{0,45 \cdot 19,6} \cdot (0,6847)^2 = \boxed{4,36 \text{ m}}$$

b) Quest: AC.

Remarque. Du point de vue économique la formule  $D = 1,5 \sqrt{Q}$ , tient compte des pertes de charges et par conséquent du coût de l'énergie électrique consommée ainsi que du diamètre (plus le diamètre est grand plus le coût est élevé) comme nous devons assurer la même hauteur manométrique à la



fin du refoulement nous avons choisi de faire une économie sur le diamètre vu que les pertes de charges créées ne représentent environ que 6% de la hauteur de refoulement totale.

proposition: on prend un diamètre de 300 mm pour la conduite Ouest:

calcul des vitesses pour les 2 horizons:

$$1) \text{ 1990: } v = \frac{4 \cdot 0,05756}{\pi \cdot (0,3)^2} = \boxed{0,8143 \text{ m/s}}$$

$$2) \text{ 2000: } v = \frac{4 \cdot 0,10673}{\pi \cdot (0,3)^2} = \boxed{1,510 \text{ m/s}}$$

### CALCUL DES PERTES de charges.

$$\begin{aligned} L &= 516 \text{ m} \\ L_e &= 567,5 \text{ m} \\ D &= 0,3 \text{ m} \\ \varepsilon &= 0,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0004}{0,3})^{-2} = 2,142 \cdot 10^{-2}$$

$$\text{1990: } J = \frac{2,142 \cdot 10^{-2} \cdot 567,5}{0,3 \cdot 19,6} \cdot (0,8143)^2 = \boxed{1,37 \text{ m}}$$

$$\text{2000: } J = \frac{2,142 \cdot 10^{-2} \cdot 567,5}{0,3 \cdot 19,6} \cdot (1,510)^2 = \boxed{4,71 \text{ m}}$$

### Détermination des caractéristiques des conduites.

Formule Générale:  $H = H_g + \Delta H$  où  $H$  = Hauteur manométrique totale

$H_g$  = hauteur géométrique qui se compose de la hauteur géométrique à l'aspiration plus la hauteur géométrique de refoulement.

$\Delta H$  = perte de charge totale qui se compose de la perte de charge à l'aspiration plus la perte de charge de refoulement.

$$H_g = H_a + H_r \quad (H_a = 0,6 \text{ m}) *$$

$$\Delta H = \Delta H_a + \Delta H_r \quad (\text{on négligera } \Delta H_a)$$

$$H_g = (78 - 8,6) + (0,6) \text{ m} = 70 \text{ m}.$$

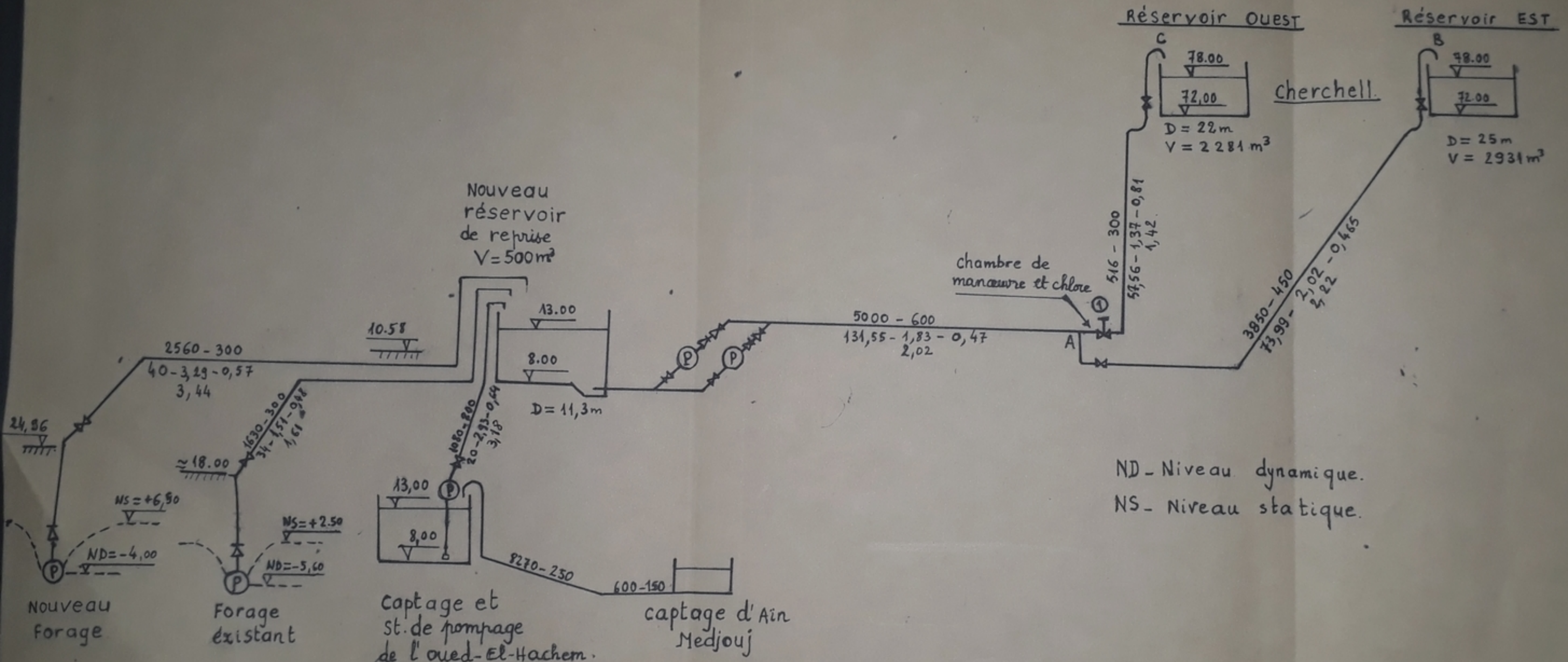
\* la crépine sera disposée à 0,50 m ou moins en dessous du plan de pompage pour éviter les rentrées d'air.

Remarque: cette hauteur correspond à la valeur de NPSH disponible de l'installation:  $NPSH_d = 10 - (H_a - J_a)$



# Schéma général d'adduction - Horizon 1990

PH 009 81  
Avant p. 79



ND - Niveau dynamique.  
 NS - Niveau statique.



$NPSH_d = 10 - (0,6 - 0) = 9,4 \text{ m} > NPSH_{\text{requis}}$  de la pompe (= 2,6 m) qui sera déterminée plus loin. (choix de la pompe)

$\Delta H = \Delta H_l + \Delta H_s$ . où  $\Delta H_l$  - pdc linéaires (frottement)  
 $\Delta H_s$  - Pdc singuliers (locales)

soit  $\Delta H_s = 10\% \cdot \Delta H_l$ .

$$\Delta H_l = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = \Delta H_l + \Delta H_s = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{où } L_e = \text{longueur équivalente } (= 1,10L)$$

$$\Delta H = f \cdot \frac{L_e}{2g \cdot D} \left( \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} \right)^2 = \frac{8 \lambda L_e}{\pi^2 g \cdot D^5} \cdot Q^2 = \left( 8,271 \cdot 10^{-2} \frac{f \cdot L_e}{D^5} \right) \cdot Q^2$$

posons :  $B = 8,271 \cdot 10^{-2} \frac{\lambda L_e}{D^5} \Rightarrow \boxed{H = H_g + BQ^2}$

c'est l'expression donnant la caractéristique dans le cas d'une conduite circulaire.

Calculons B successivement pour PA, AB, AC.

$$f_{PA} = 1,812 \cdot 10^{-2}$$

$$f_{AB} = 1,939 \cdot 10^{-2}$$

$$f_{AC} = 2,142 \cdot 10^{-2}$$

$$L_{ePA} = 5500 \text{ m}$$

$$L_{eAB} = 4235 \text{ m}$$

$$L_{eAC} = 567,5 \text{ m}$$

$$D_{PA} = 0,600 \text{ m}$$

$$D_{AB} = 0,450 \text{ m}$$

$$D_{AC} = 0,300 \text{ m}$$

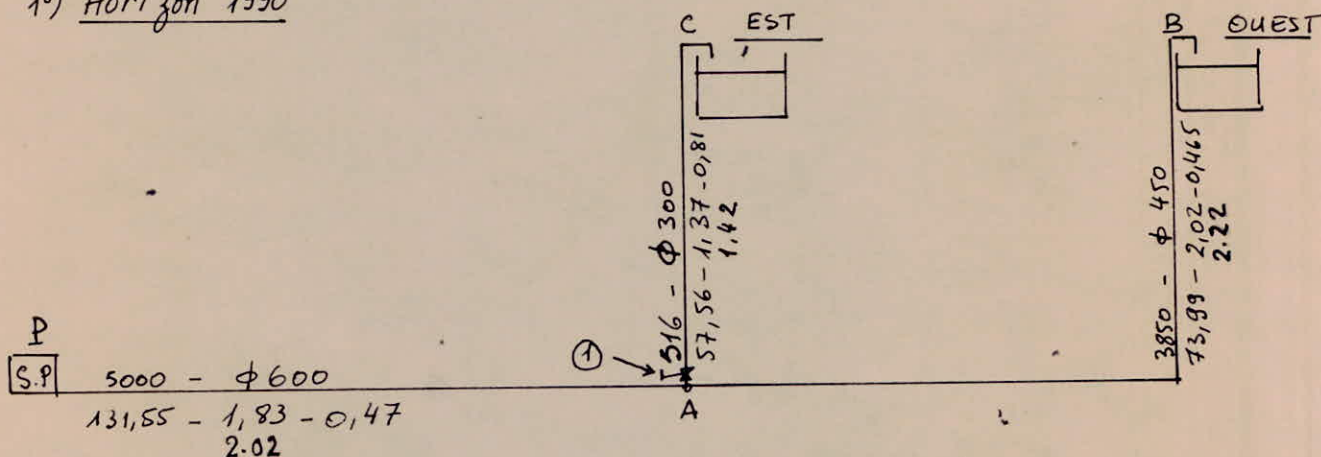
$$B_{PA} = 106,00$$

$$B_{AB} = 368,07$$

$$B_{AC} = 413,75$$

ces valeurs sont valables pour les 2 horizons.

1°) Horizon 1990



Remarque: m notations que pour le réseau de distribution.

$$PA \rightarrow \Delta H = 106 Q^2$$

$$AB \rightarrow \Delta H = 368 Q^2$$

$$AC \rightarrow \Delta H = 413,7 Q^2$$

1) PA  $\rightarrow \Delta H = 106 Q^2$

Q [m <sup>3</sup> /h]	0,00	72	144	216	288	360	432	473
Q [m <sup>3</sup> /s]	0,00	0,020	0,040	0,060	0,080	0,100	0,120	0,13155
$\Delta H$ [m]	0,00	0,04	0,17	0,38	0,68	1,06	1,53	1,83

2) AB  $\rightarrow \Delta H = 368 Q^2$

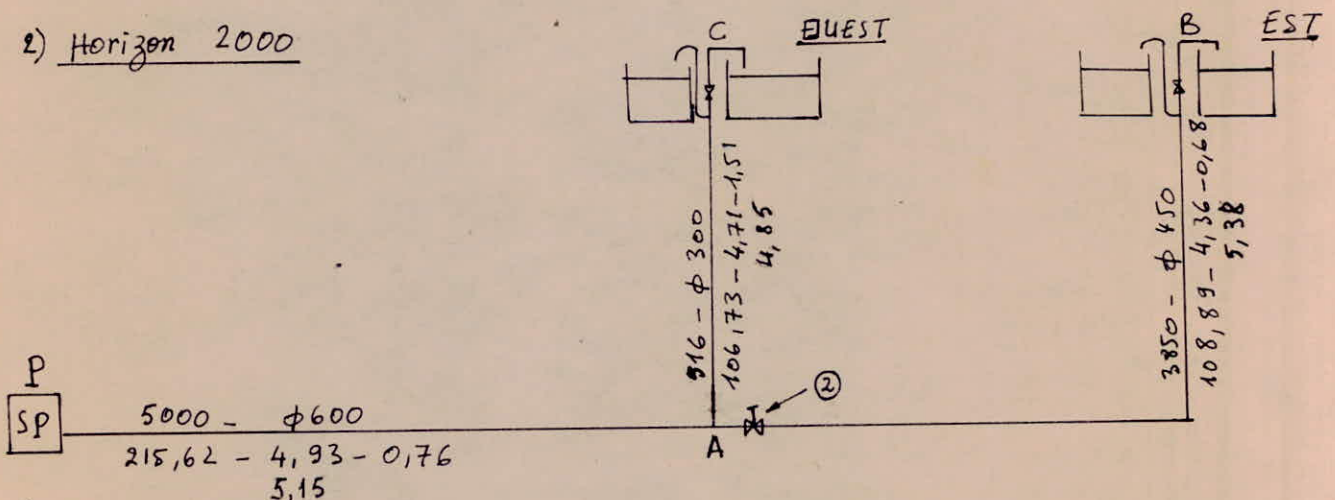
Q [m <sup>3</sup> /h]	0,00	36	72	108	144	180	216	252	266
Q [m <sup>3</sup> /s]	0,00	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,07399
$\Delta H$ [m]	0,00	0,04	0,15	0,33	0,59	0,92	1,32	1,80	2,02

3) AC  $\rightarrow \Delta H = 413,7 Q^2$

Q [m <sup>3</sup> /h]	0,00	36	72	108	144	180	207
Q [m <sup>3</sup> /s]	0,00	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,05756
$\Delta H$ [m]	0,00	0,04	0,17	0,37	0,66	1,03	1,37
+0,65	0,65	0,69	0,82	1,02	1,31	1,68	2,02

$\Delta H_v = 2,02 - 1,37 = 0,65$  m. (obtenue par réglage d'une vanne).

2) Horizon 2000



Les pertes de charges indiquées plus bas sont calculées à l'aide de la formule de Colebrook.

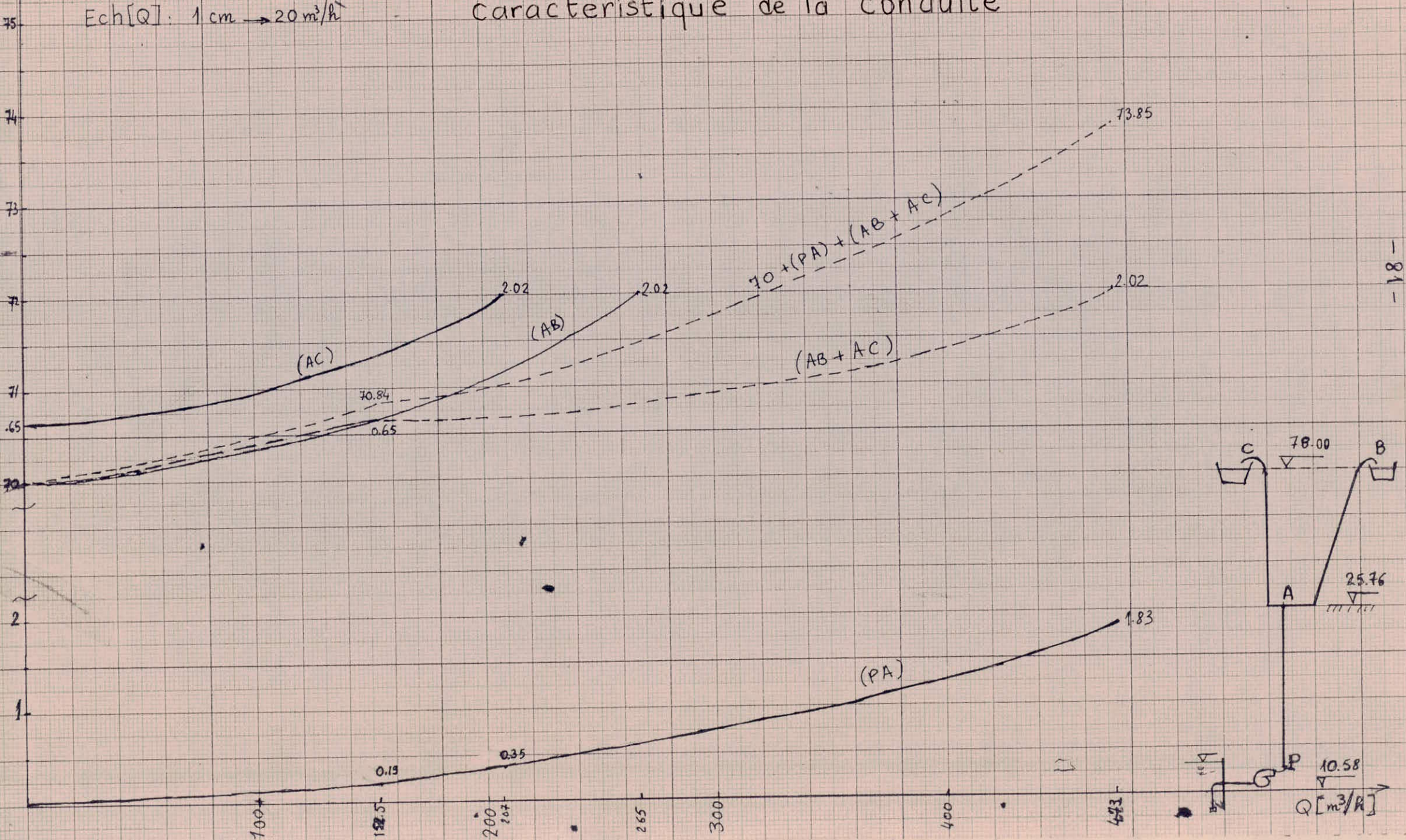


# horizon 1990

## caractéristique de la conduite

Ech: [H]: 1cm → 0.5m

Ech: [Q]: 1cm → 20 m<sup>3</sup>/h





1°) PA →  $\Delta H = 106 Q^2$

Q [m³/h]	72	144	216	288	360	432	504	576	648	720	776
Q [m³/s]	0,020	0,040	0,060	0,080	0,100	0,120	0,140	0,160	0,180	0,200	0,21562
ΔH [m]	0,04	0,17	0,38	0,68	1,06	1,53	2,08	2,71	3,43	4,24	4,93

2°) AB →  $\Delta H = 368 Q^2$

Q [m³/h]	36	72	108	144	180	216	252	288	324	360	392
Q [m³/s]	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100	0,10889
ΔH [m]	0,04	0,15	0,33	0,59	0,92	1,32	1,80	2,36	2,98	3,68	4,36
+0,40	0,44	0,55	0,73	0,99	1,32	1,72	2,20	2,76	3,38	4,08	4,76

3°) AC →  $\Delta H = 413,7 Q^2$

Q [m³/h]	36	72	108	144	180	216	252	288	324	360	384
Q [m³/s]	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100	0,10673
ΔH [m]	0,04	0,17	0,37	0,66	1,03	1,49	2,03	2,65	3,35	4,14	4,71

$\Delta H_v = 4,76 - 4,36 = 0,40 \text{ m.}$  (résistance obtenue par réglage d'une vanne)

Remarque: la caractéristique totale sera déterminée graphiquement pour les 2 horizons.

• choix des pompes. VARIANTE 1

horizon 1990. voir planche N° 3.

on installera 2 pompes horizontales de type NMB 8 à 2 étages dont la caractéristique est donnée sur la planche N° 3 ces pompes seront montées en //, lorsque l'une fonctionne l'autre est à l'arrêt.

Autres caractéristiques:

$N = 1470 \text{ tr/mn}$  [vitesse de rotation]

$P = 145 \text{ kw}$  [puissance]

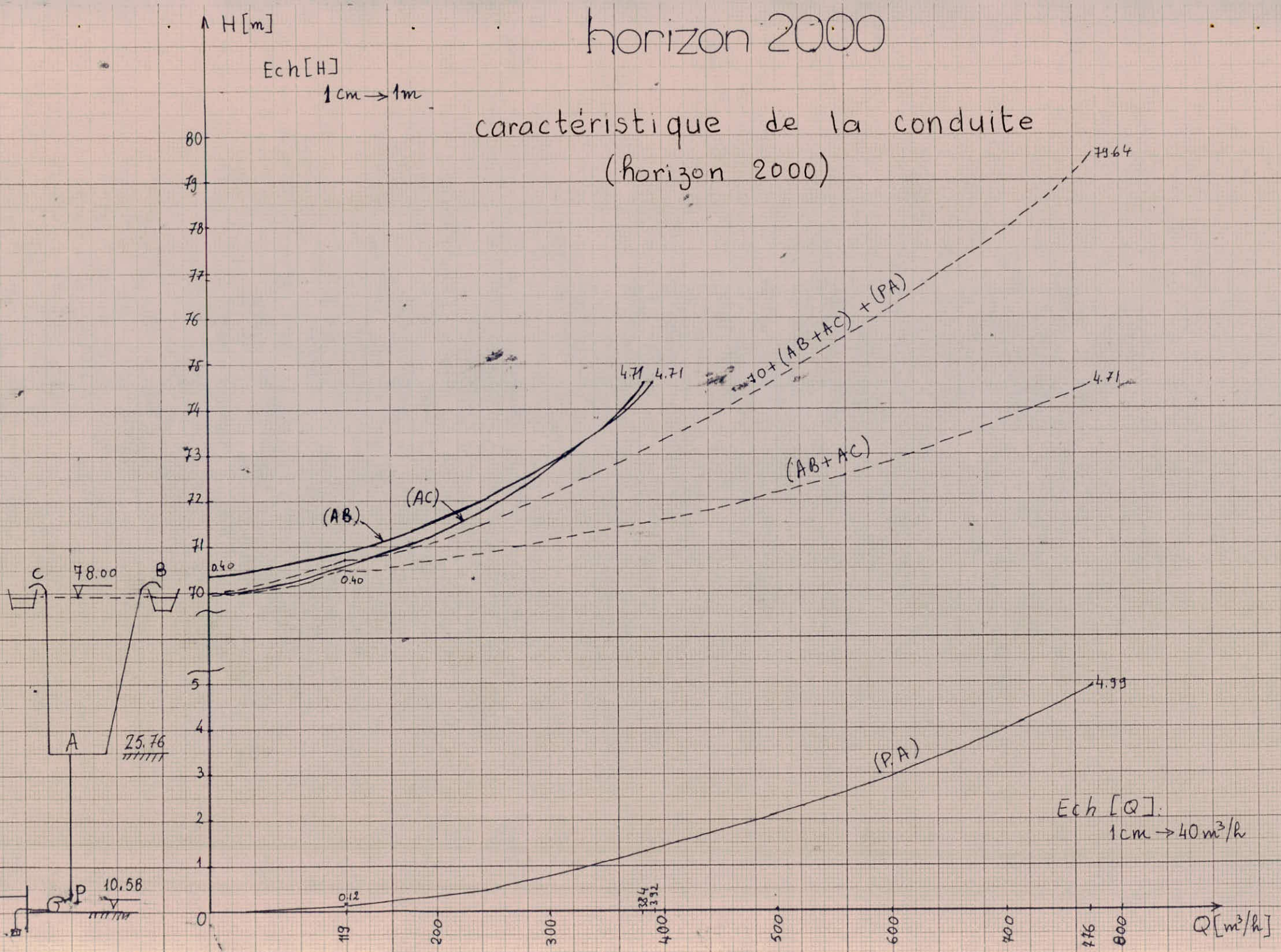
$\eta = 80 \%$  [rendement]

point de fonctionnement P' →  $\left\{ \begin{array}{l} H' = 76,2 \text{ m} \\ Q' = 144,4 \text{ m} \end{array} \right.$



# horizon 2000

caractéristique de la conduite  
(horizon 2000)





observation.

Le débit a augmenté de  $144,4 - 131,55 = 12,85$  l/s. ce qui correspond à un pourcentage de 9,77%.  
cette augmentation n'est pas nuisible car les fuites dans l'adduction pourront atteindre 10% au cours du temps. donc elle représente plutôt une marge de sécurité.  
- Au cas où il n'y aurait pas de fuites on pourra diminuer le nombre d'heures de pompage :

$$18 \text{ h} \cdot 131,55 = X \cdot 144,4 \Rightarrow X = \frac{18 \times 131,55}{144,4} = 16^{\text{h}} 24 \text{ mn}.$$

Nota: un Niveau de trop plein est aménagé dans le but d'évacuer le volume en excès.

l'augmentation de la hauteur manométrique quant à elle reste dans une limite admissible.  $(76,2 - 73,85) = 2,35$  m qui représente 3,18%.

calcul approximatif de la pompe (pour vérification)

$$P = \frac{g \cdot \rho \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 144,4 \cdot 10^{-3} \cdot 76,2}{0,80} = 134,93 \text{ Kw}$$

on prendra une puissance normalisée de 145 Kw.

Moteur à accoupler à la pompe.

caractéristiques: Type : Jeumont - schneider PNC 315 S 4  
(type court à 4 pôles)

Puissance  $P = 160$  Kw.

vitesse de rotation  $N = 1500$  tr/mn à vide.  
Rotor en court circuit.

rendement :  $\eta_{\text{m}} = 94\%$ .

Remarque: la puissance du moteur d'entraînement doit être légèrement supérieure à celle de la pompe  
(pour  $P > 25$  chv on fait une majoration de 10%)

$$\text{soit: } P_{\text{m}} = 145 \cdot 1,10 = 159,5 \approx 160 \text{ Kw}.$$



## VARIANTE 2.

- on équipe avec 3 pompes au lieu de 2.

Ce mode d'équipement permettra une utilisation plus souple et diminuera le risque de panne. Toutefois il sera un peu moins économique.

Le débit pompé par un groupe (horizon 1990) sera:

$$Q = \frac{131,55}{2} = 65,78 \text{ l/s} \approx 237 \text{ m}^3/\text{h}.$$

### Pompes choisies:

2 pompes horizontales type Jeumont-Schneider 150 NM à 2 étages.

vitese de rotation:  $N = 1450 \text{ tr/mn}.$

puissance:  $P = 81 \text{ kW}.$

### P<sup>T</sup> de fonctionnement:

$$Q = 2 \times 65,78 \text{ l/s}.$$

$$H = 76 \text{ m. (voir Abaque)}$$

$$\text{rendement: } \eta = 75\%.$$

$$\text{N.P.S.H requis} = 3,4 \text{ m}.$$

on placera 3 pompes placées en parallèle dont l'une servira de secours.

### Moteur à accoupler.

Type: Jeumont-Schneider PNC 250 M4. rotor en court circuit.

Puissance à l'arbre:  $P = 90 \text{ kW}.$

vitese de rotation:  $N = 1450 \text{ tr/mn}.$

$$\text{rendement: } \eta_{II} = 91\%.$$

Nota: La puissance totale consommée par les deux engins en parallèle qui doivent débiter ensemble sera la suivante:

$$P^T = 9,81 \cdot H^T \left( \frac{Q_I}{\eta_I} + \frac{Q_{II}}{\eta_{II}} \right)$$

$$\text{or } Q_I = Q_{II} \text{ et } \eta_I = \eta_{II}$$

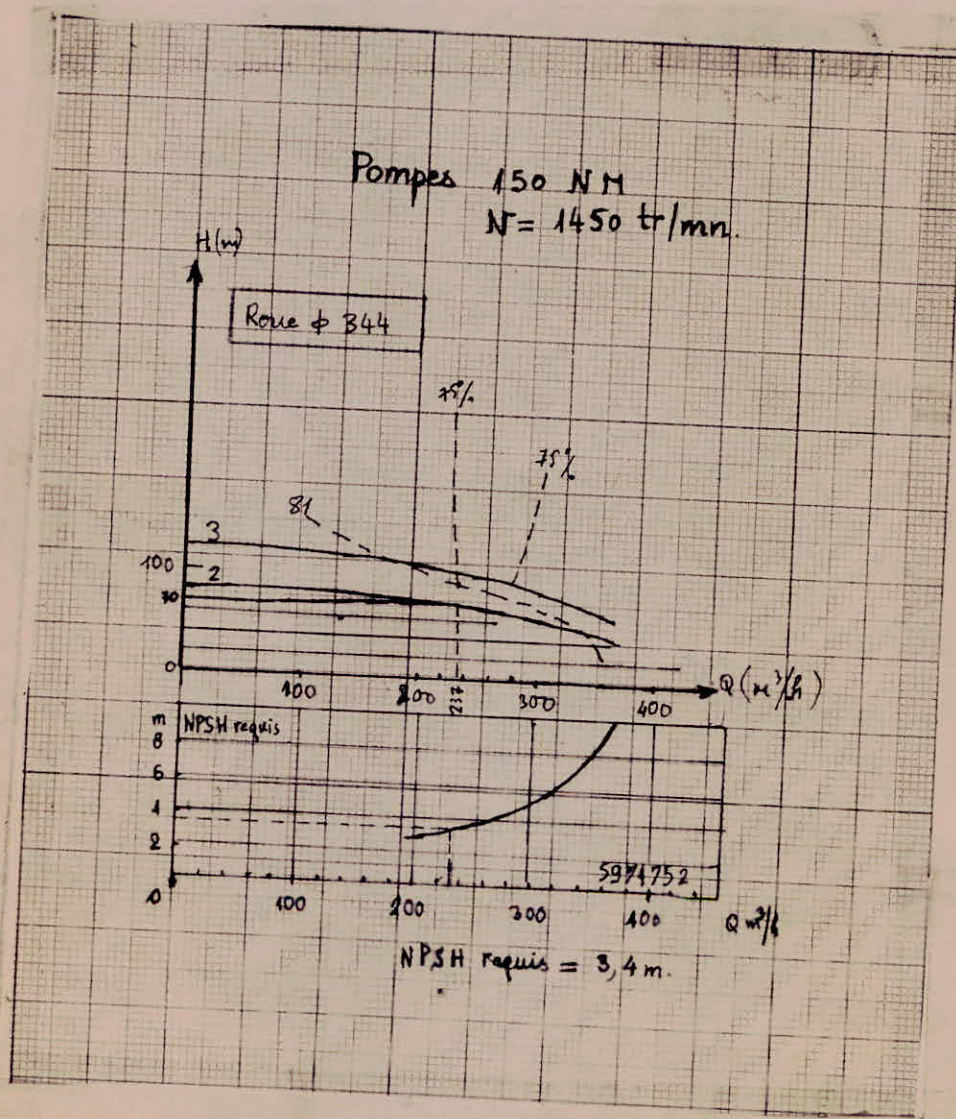
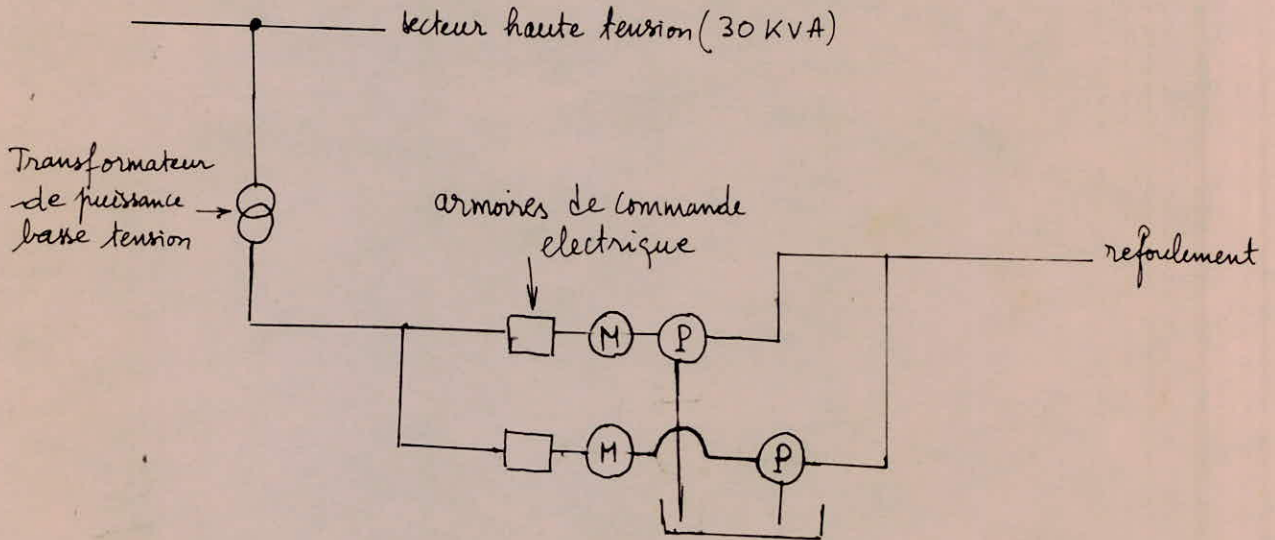
$$\Rightarrow P^T = 9,81 \cdot H^T \cdot 2 \frac{Q_I}{\eta_I} = 9,81 \cdot H^T \cdot \frac{Q}{\eta_I}$$

$$Q = Q_I + Q_{II}$$

En définitive :  $P = 2 \cdot P_1 = 2 \times 81 = 162 \text{ kW} > 145 \text{ kW}$ .

donc cette 2<sup>e</sup> façon d'équiper possède certes des avantages mais elle est moins économique.

schéma d'installation





### Puissance du transformateur.

La puissance active disponible du groupe électrogène doit être majorée de 1,3 à 2 par rapport à la puissance du moteur (selon le mode de démarrage)

si le moteur est équipé de résistances statoriques la puissance de l'alternateur sera de 1,3 fois celle du moteur.

$$P_{\Pi} = 2 \times 90 \text{ kW}$$

$$\cos \varphi = 0,8$$

$$P_{\text{transf}} = 2 \times \frac{90 \times 1,3}{0,8} = 292,5 \text{ kW}$$

$$\text{puissance normalisée : } \boxed{315 \text{ kW}}$$

### calcul d'énergie:

en supposant un fonctionnement de 18<sup>h</sup> sur 24 on a:

$$W = P \cdot t = 315 \cdot 18 \cdot 365 = \boxed{2.069.550 \text{ kWh/an}}$$

### Coût d'énergie.

soit 1 kWh coûte 0,15 DA

$$\text{Prix} \cong 2,07 \cdot 10^6 \cdot 0,15 = \boxed{310500 \text{ DA}}$$

## IX. DIVERS.

### 1) qualité de l'eau.

La plupart des sources entrant dans ce projet, sauf le nouveau forage (qui probablement appartient à la même nappe que le premier) sont refoulés vers la ville. Il semble qu'il n'y a pas de problèmes sur la qualité des eaux de ces sources. Mais le risque de contamination de l'Oued-el-Hachem est grand. Il faut strictement interdire de jeter des polluants ou de décharger les eaux usées en amont de ce cours d'eau et spécialement pendant la période d'étiage.

### 2) Automatisation.

La commande des pompes (démarrage et arrêt) des pompes du forage existant, du nouveau forage et de l'Oued-el-Hachem sera automatique par des détecteurs de niveau d'eau au réservoir de reprise.

Le refoulement principal aura une demi-automatisation c'est à dire arrêt automatique et démarrage manuel.

L'arrêt automatique du dernier sera réalisé au moyen de robinets à flotteurs aux réservoirs de stockage. Quand ces réservoirs seront remplis les robinets se fermeront. L'augmentation de la pression dans la conduite sera sentie par un manomètre dans la station de pompage. Les détails d'automatisation seront étudiés dans le projet d'exécution.

### 3) Matériaux de construction.

Tous les ouvrages de Génie civil seront en Béton armé. on a prévu l'acier pour les conduites d'adduction et l'amianteciment pour le réseau de distribution.

(l'amianteciment est approprié pour les conduites de faible pression le montage de l'acier est plus facile (soudage) mais son risque de corrosion est plus élevé. L'acier ne pourra être utilisé sans protection cathodique.

### 4) Protection contre la corrosion.

La fondation des conduites d'adduction est très agressive, donc pour toutes les conduites de refoulement en acier, il faut installer 2 appareils à protection cathodique dont l'un sera en secours et l'autre en service.

Ces appareils pourront être placés dans la station de pompage future pour assurer leur entretien.



## Protection cathodique.

La formation des piles géologiques (argile humide + sable sec au dessus) ou la présence des courants vagabonds (ligne électrifiée) peut conduire à la destruction rapide des conduites en acier.

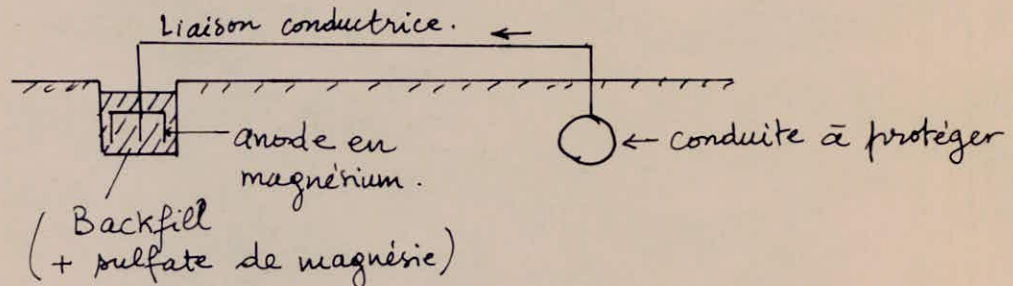
pour cela il faut prendre les précautions suivantes:

1) ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante (bitume). mais ce revêtement peut vieillir et et il est indispensable d'utiliser:

2) la protection cathodique qui est recommandée vivement dans tous les cas.

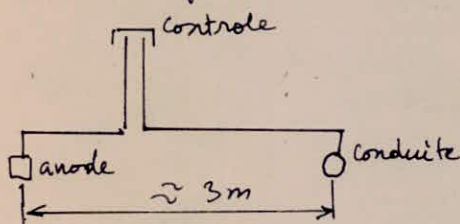
son principe est simple:

Il consiste à transformer la conduite en « zone d'entrée de courant » il suffit de relier d'un endroit à un autre la conduite à un métal plus électro-négatif (Zn ou Mg) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.



un autre exemple de pile géologique est lorsqu'on passe d'une zone argileuse (zone anodique) à une zone de calcaire (zone cathodique).

on signale qu'il n'y a pas de ligne électrifiée dans cette région.



le nombre d'anodes  $n$  est donné par la formule:

$$n = \frac{S \cdot i}{I} \quad \text{où} \quad i \approx 1 \text{ à } 5 \text{ mA/m}^2 \text{ (densité de courant de protection nécessaire)}$$
$$I \approx 250 \text{ mA (débit du système conduite anode)}$$

$S$  est la surface en  $[m^2]$  de la conduite à protéger.

habituellement une anode de 20 kg de Mg dure environ 10 ans (à raison de 1 gr par ampère heure)

« La protection cathodique est onéreuse, elle peut augmenter le prix de revient d'une canalisation de 5 à 10% mais elle est néanmoins indispensable » surtout dans notre cas.

### 5) PROTECTION ANTI-BÉLIER:

#### 1) Soupape de décharge.

son but est de limiter les surpressions.

calcul d'une soupape pour l'horizon 1990

- pression maximum en fonctionnement normal : 73,85 m.
- le débit à évacuer est de 131,55 l/s.
- La pression correspondante ne doit pas dépasser 100 m. (ou 10 bars)
- Pression d'étanchéité =  $73,85 + 5\% = 77,54$  m.

#### TABLEAU ( NEYRPIC )

soupapes de 125 ( diamètre nominal de la buse )

Diamètre du ressort en [mm]	pression d'étanchéité max. [m]	Débit maximum [l/s]	pression soupape ouverte [m]	surpression correspondante [m]
22	67	294	81	14
25	89	334	104	15
28	108	364	125	17

prenons une soupape de 125/28

- pression d'étanchéité max = 108 m
- Débit max = 364 l/s
- pression soupape ouverte = 125 m
- surpression correspondante : 17 m.

caractéristique de la soupape :  $Q = k \sqrt{H}$

où  $Q =$  débit en [l/s]

$H =$  Pression en m d'eau.

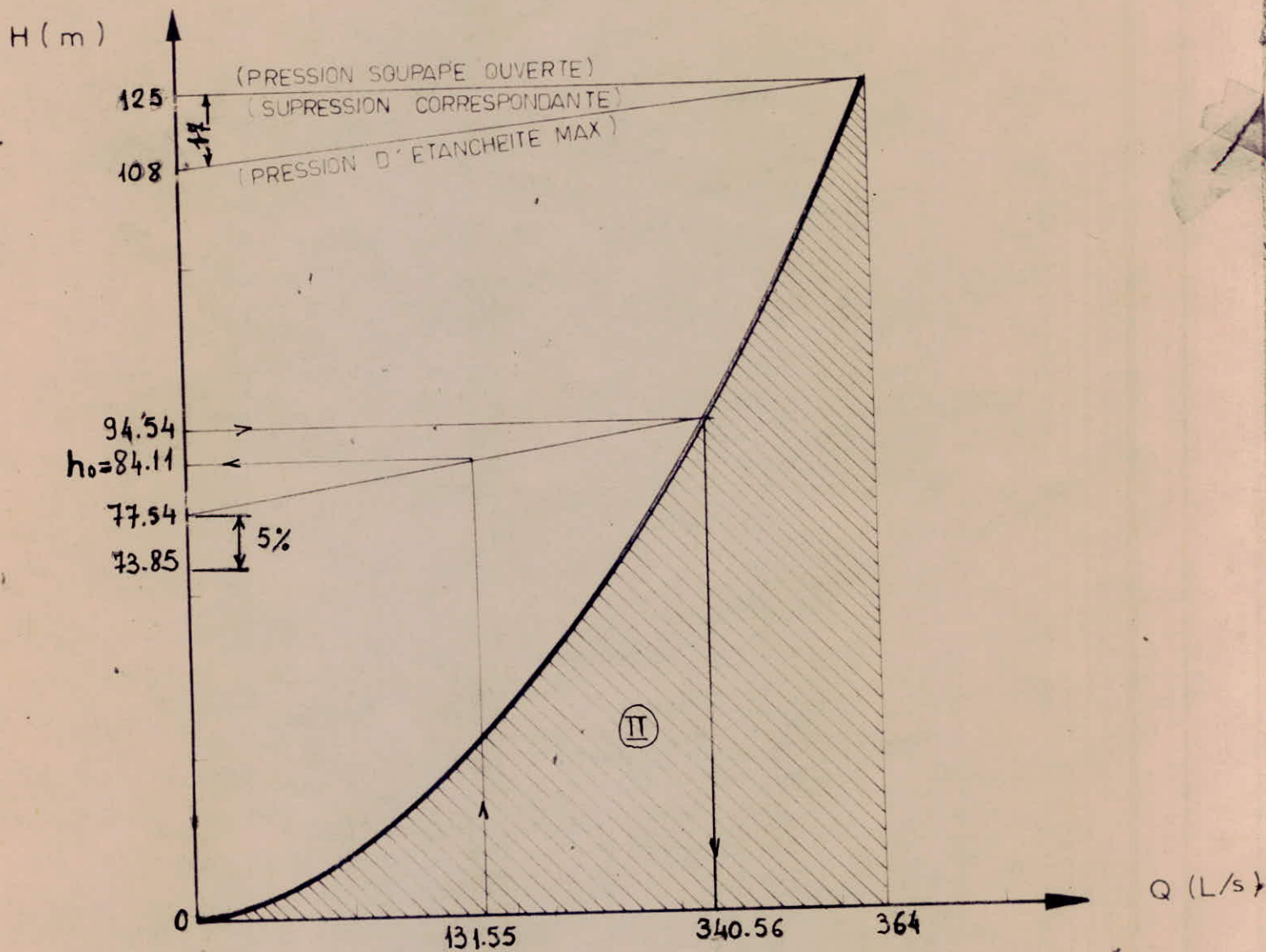
$k = 32,5$  pour une soupape de 125.

réglée à 108 m la soupape passe un débit de 364 l/s pour 125 m.  
réglée à 77,54 m la pression maximum sera :

$$77,54 + 17 = 94,54 \text{ m.}$$

Le débit évacué sous cette pression sera :





SOUPAPE DE DECHARGE RECOMMANDE  
MODELE NEYRPIC 125/28

$$Q = 364 \cdot \sqrt{\frac{94,54}{125}} = 316,56 \text{ l/s.}$$

l'augmentation de pression pour un débit de 131,55 l/s sera:

$$\text{de } h_0 = 77,54 + (94,54 - 77,54) \frac{131,55}{316,56} = 84,60 \text{ m} < 100 \text{ m}$$

le choix de la soupape 125/28 est confirmé.

(voir abaque sur la planche N° III)

- Soupapes de décharge, clapets à rentrée d'air et purgeurs soniques sont prévus pour toutes les stations de pompage du système d'adduction.  
pour leur protection les soupapes de décharge doivent être réglées selon leur pression de fonctionnement et auront besoin d'un entretien régulier.

les réservoirs d'air sont plus chers.

- Pour les appareils anti-béliers installés on n'a pas besoin de calcul de coup de bélier. Les caractéristiques prises d'un catalogue (Neyrpic) sont montrées sous forme d'abaques sur les dessins de la station de pompage.

Détermination des valeurs maximum et minimum de pression.

$$D = 600 \text{ mm.}$$

conseil pratique pour éviter l'aplatissement de la conduite (Hydr. urb. T<sub>II</sub>)

$$e [\text{mm}] \geq 8 D (\text{m})$$

$$\text{soit: } e [\text{mm}] \geq 8 \times 0,6 = 4,8 \text{ mm.}$$

on prendra  $e = 6 \text{ mm}$  (S.N.S. Réghaïa pour diamètre nominal 600 mm)

calculons la célérité de l'onde de surpression:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \cdot \frac{D}{e}}}$$

Formule d'ALievi-Joukovski.

ou  $k = 0,5$  (pour l'acier.)

Application:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,6}{0,006}}} = 998,5 \text{ m/s}$$

VALEUR MAXIMUM du coup de Bélier. (horizon 1990)

$$B = \frac{a V_0}{g} = \frac{998,5 \cdot 0,147}{9,8} \approx 48 \text{ m.}$$

Surpression maximum: (DEPARTAGE)

$$H_{\text{max}} \approx 70 + 48 = 118 \text{ m} \approx \boxed{11,8 \text{ bars}}$$



DEPRESSION Maximum. (arrêt)

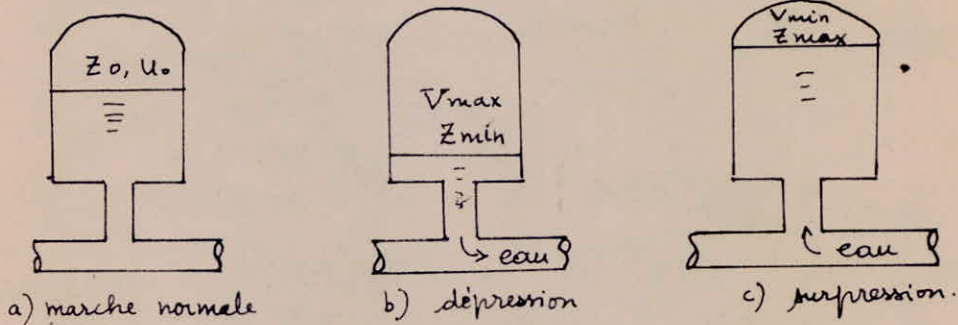
$H_{min} = 74 - 48 = 26 \text{ m} > 10 \text{ m}$  ( $\approx$  pression atmosphérique), donc la cavitation n'est pas à craindre.

la valeur de la surpression de 11,8 bars est à son tour largement admissible pour une conduite en acier surtout si elle est équipée d'une soupape de décharge.

Toutefois pour plus de sécurité on va installer un réservoir d'air dont le dimensionnement sera calculé par une méthode approximative et en négligeant les deux ramifications. (voir remarque dans la conclusion).

CALCUL SIMPLIFIÉ D'UN RESERVOIR D'AIR.

En négligeant les pertes de charges dans la conduite et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse. (De plus on suppose que le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.)



a) - en marche normale :  $z_0, u_0$

$$z_0 = H_r + 10 \text{ m} \text{ (où } H_r = \text{ hauteur géométrique de refoulement)}$$

b) - à la fin de la dépression ( $z_{min}$ ) l'air occupe un volume plus grand : ( $V_{max}$ )

c) - fin de surpression ( $z_{max}, V_{min}$ ) l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2g z_0} \cdot \frac{L \cdot S}{f(z/z_0)}$$

où  $U_0$  - volume d'air en  $\text{m}^3$   
 $L$  - longueur de la conduite en m.  
 $S$  - section de la conduite en  $\text{m}^2$

$$f(z/z_0) = \left[ \frac{z_0}{z_{min}} - 1 - \text{Log} \frac{z_0}{z_{min}} \right]$$

L'abaque donnant  $U_0$  a fait l'objet d'un abaque de A. Vibert est est donnée p 90.

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{1}{z_0} \cdot \frac{1}{f(z/z_0)}$$

en posant  $\frac{v_0^2}{2g} = h_0 \Rightarrow \frac{U_0}{L.S} = \frac{h_0}{z_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)}$

Application. (horizon 1990)

$L = 5000 \text{ m}$

$D = 0,6 \text{ m}$

$S = 0,2817 \text{ m}^2$

Volume:  $L.S = 1414 \text{ m}^3$

Débit:  $Q = 0,13155 \text{ m}^3/\text{s}$

hauteur géométrique:  $H_r = 70 \text{ m}$

vitesse moyenne:  $v = 0,47 \text{ m/s}$

conduite en acier

épaisseur:  $e = 6 \text{ mm}$

célérité de l'onde:  $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{KD}{e}}} = 998,5 \approx 1000$

le coup de bélier peut atteindre la valeur:

$B = \frac{av_0}{g} = \frac{1000 \times 0,47}{9,8} \approx 48 \text{ m}$

de sorte qu'au moment de retour de l'onde la pression peut atteindre:  $70 + 48 = 118 \text{ m}$  soit environ 12 bars.

si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 10 bars ou 100 m d'eau, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit:

$z_0 = 70 + 10 = 80 \text{ m}$

$z_{\max} = 100 + 10 = 110 \text{ m}$

$\frac{z_{\max}}{z_0} = \frac{110}{80} = 1,38$

$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{(0,47)^2}{19,6} = 0,01127$

et  $\frac{h_0}{z_0} = \frac{0,01127}{80} = 0,000141$

Les alignements lus sur l'échelle  $\frac{z_{\max}}{z_0} = 1,38$  et  $\frac{h_0}{z_0} = 0,000141$

donnent:  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_0}{L.S} = 3 \cdot 10^{-3} \\ \frac{z_{\min}}{z_0} = 0,745 \end{array} \right.$

$L.S = 1414 \Rightarrow U_0 = 1414 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = \boxed{4,24 \text{ m}^3}$

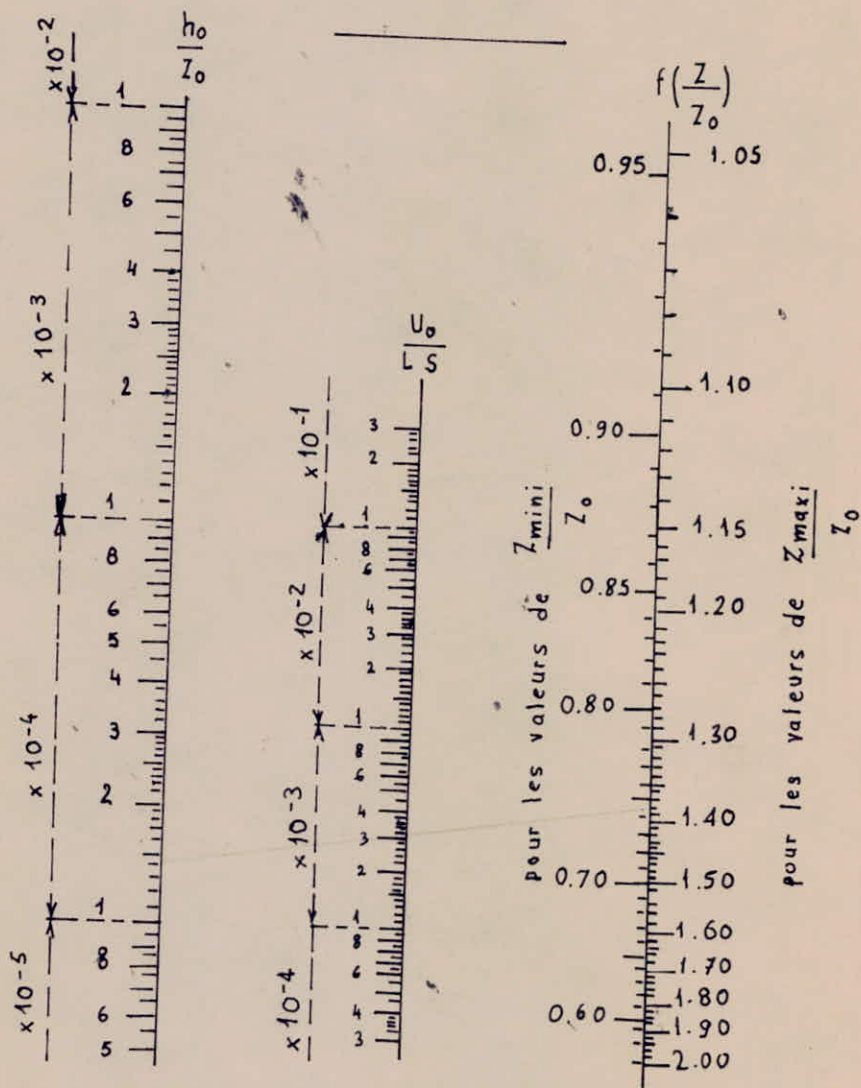
on en tire:  $U_{\max} = \frac{4,24}{0,745} = \boxed{5,69 \text{ m}^3}$



# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR



afin qu'il reste de l'eau dans le réservoir même quand U aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité d'environ  $7 \text{ m}^3$ .

la considération de la valeur  $\frac{z_{\min}}{z_0}$  permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement:

on lit :  $\frac{z_{\min}}{z_0} = 0,745$ .

d'où :  $z_{\min} = 0,745 \times z_0 = 0,745 \cdot 80 \approx 60 \text{ m d'eau absolu.}$

La pression restante est donc encore de  $60 - 10 = 50 \text{ m}$ .  
et la dépression de :

$$70 - 50 = 20 \text{ m} > 0$$

en observant le profil on constate qu'il n'y a pas de points susceptibles d'être soumis à la cavitation.

### CALCUL DE LA PRESSION de service de la canalisation connaissant les caractéristiques du métal.

exemple pour une conduite de  $\phi = 600 \text{ mm}$  d'épaisseur  $e = 6 \text{ mm}$ .  
l'acier ayant pour caractéristiques :

$$R = 46,4 \text{ Kg/mm}^2 \text{ (limite à la rupture)}$$

$$E = 36,6 \text{ Kg/mm}^2 \text{ (limite élastique)}$$

a) pression maximum de service si la contrainte est limitée à  
 $t = 0,83 \cdot E = 0,83 \cdot 36,6 = 30,38 \text{ Kg/mm}^2$ .

#### Pression intérieure.

Formule générale :  $P = \frac{200 \cdot t \cdot e}{D}$  dans laquelle :

P - pression intérieure en  $[\text{Kg/cm}^2]$

t = contrainte transversale maximum supportée par le métal en  $[\text{Kg/mm}^2]$

D - Diamètre extérieur du tube  $[\text{mm}]$

e - épaisseur minimum en  $[\text{mm}]$

Application :

$$P = \frac{200 \cdot 30,38 \cdot 6}{606} \approx 60 \text{ Kg/cm}^2 \text{ soit environ : } \boxed{60 \text{ bars.}}$$

cette limite est largement au dessus de la pression régnant dans la conduite.



## X CONCLUSION.

- Nous espérons après cet aboutissement avoir touché ou presque touché au but.
- Nous aurions souhaité avoir plus de temps pour faire une étude plus complète et plus détaillée que celle que nous avons eue.
- Notre étude a été axée principalement sur la distribution et particulièrement sur les différentes méthodes numériques de résolution d'un réseau maillé.
- Nous avons mis au point un programme simple qui s'apprête facilement à l'application (pour le calcul) utilisant la formule de Colebrook pour le calcul des pertes de charges et la méthode de Hardy-cross pour la résolution du réseau maillé sans faire appel aux abaques ni aux différents tableaux car ces méthodes sont actuellement dépassées avec le développement des grands calculateurs multiprocesseurs.

ce programme peut être généralisé et étendu à un nombre  $Z$  de mailles qui ne dépend que de la capacité du calculateur.

- En ce qui concerne l'étude du coup de bélier la documentation nous a beaucoup fait défaut et parmi les manuels dont nous disposons nous n'avons rencontré aucun qui traite des réseaux ramifiés. c'est pour cela qu'on a admis beaucoup d'hypothèses simplificatrices.
- d'autre part il manque un point non moins important dans l'étude de faisabilité d'un projet. c'est l'étude économique. Nous avons établi un devis quantitatif mais comme nous ne disposons pas des prix exacts des différents équipements et accessoires nous avons jugé inutile d'intégrer ce chapitre à la présente étude. Toutefois ce projet reste à notre sens réalisable et sa réalisation peut être sérieusement envisagée.
- Enfin nous tenons à remercier les ingénieurs de la SETHAL pour les précieux conseils qu'ils n'ont cessé de nous prodiguer.

## BIBLIOGRAPHIE ET REFERENCES.

- 1) Schéma d'urbanisme - ville de Cherchell · 1976
- 2) AEP de Cherchell - Avant projet - (S.O.N.A.D.E. 1970)
- 3) Hydraulique urbaine (A. DUPONT, T<sub>II</sub> 1979.)
- 4) Théorie de la longueur fluïdo-dynamique (G. LAPRAY)  
1980.



# CHERCHELL N°s 7-8

Planche N° II

سرسره الرسسه للفسوم السمسسه  
- السمسسه -  
1960

CHERCHELL

BACHES DE REPRISE  
ET  
STATION DE POMPAGE  
2000 m<sup>3</sup>

RESERVOIRS  
DE STOCKAGE  
1800 m<sup>3</sup>

STATION DE POMPAGE DE  
L'OUED EL HACHEM  
Q = 12 l/s

FORAGE  
EXISTANT  
Q = 34 l/s

CAPTAGES D'AIR MEDJOUJ  
Q = 7-11 l/s



**A.E.P. de Cherchell**  
Adduction existante


PLAN N° I

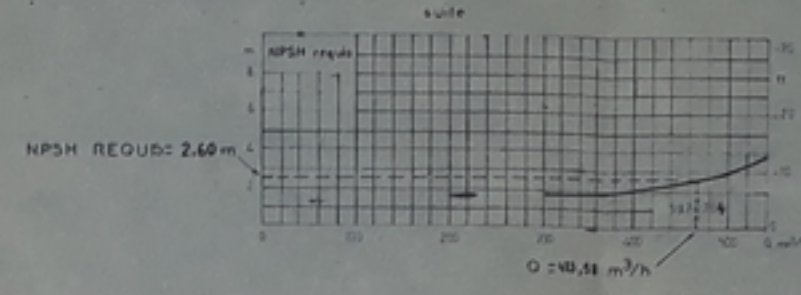
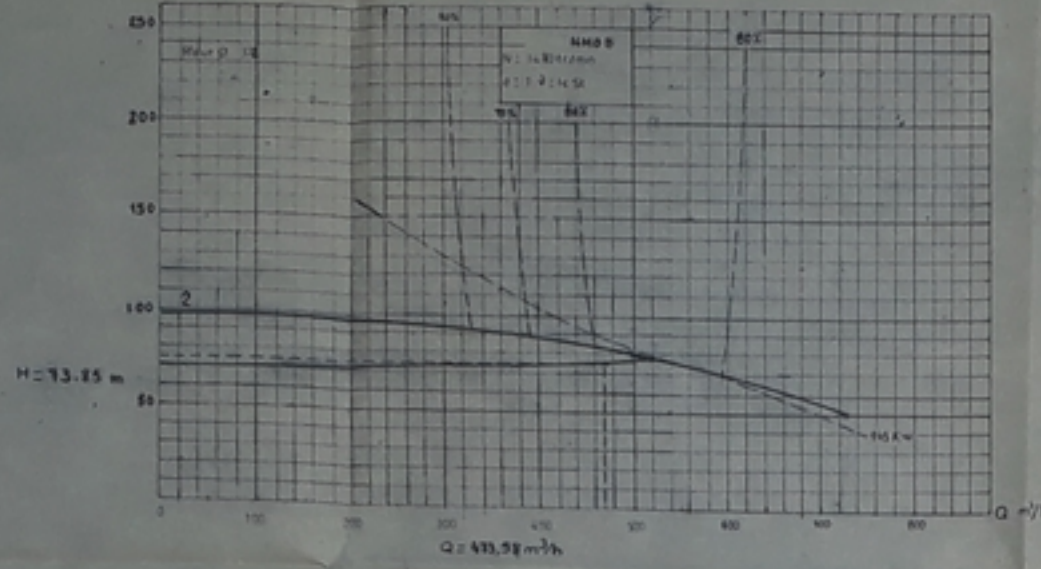
Echelle 1:25 000

pd100984  
-1-



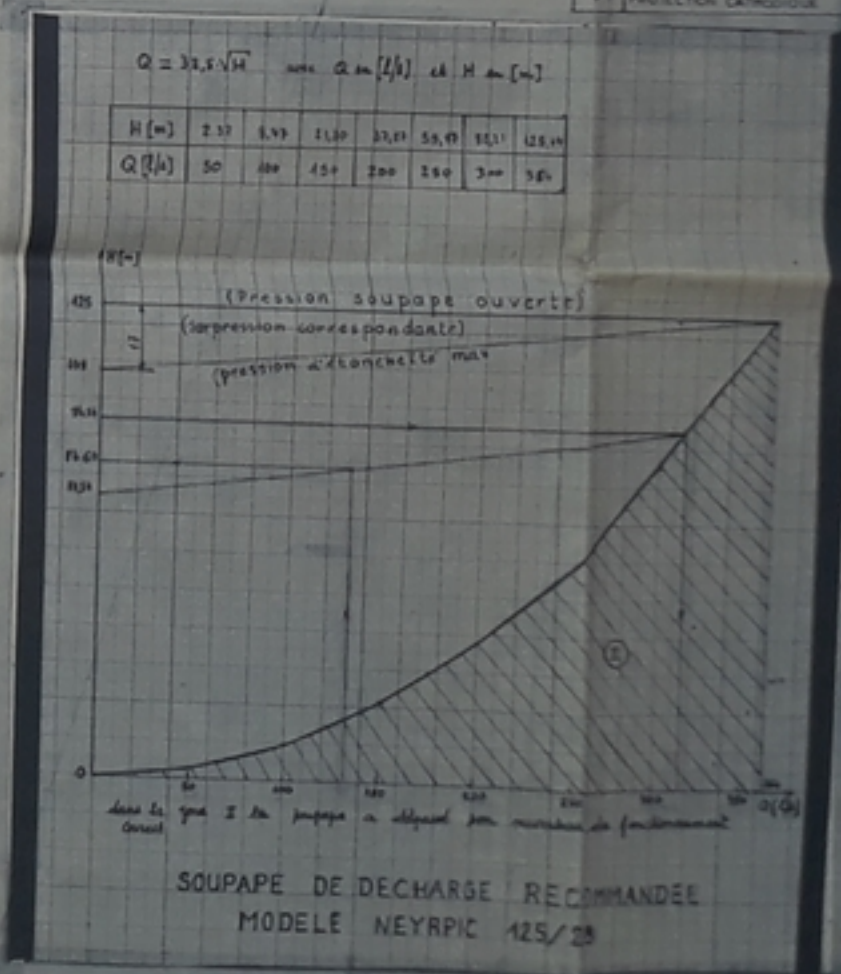
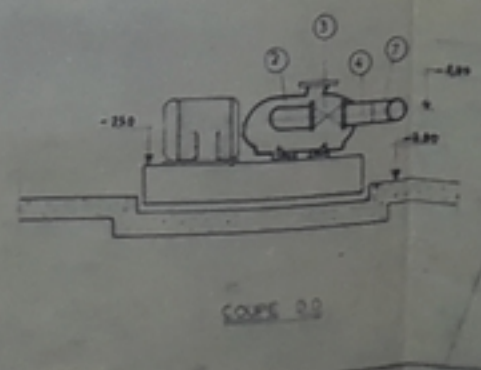
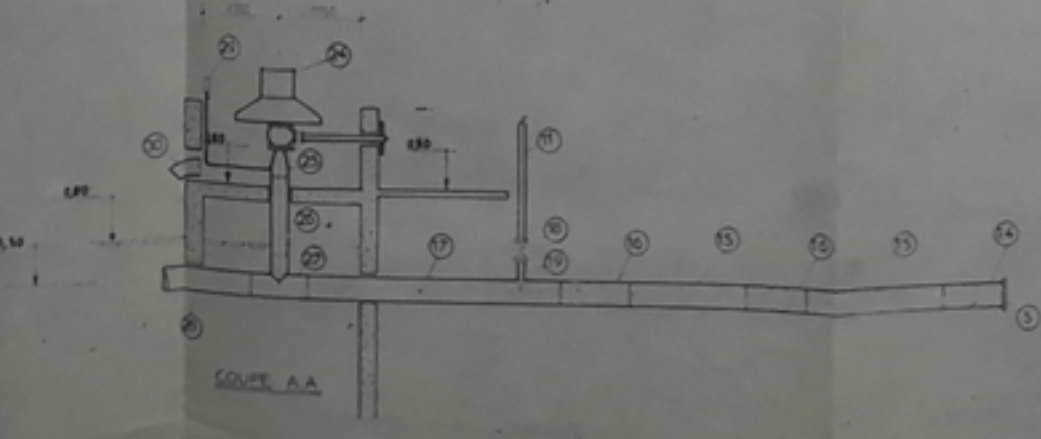
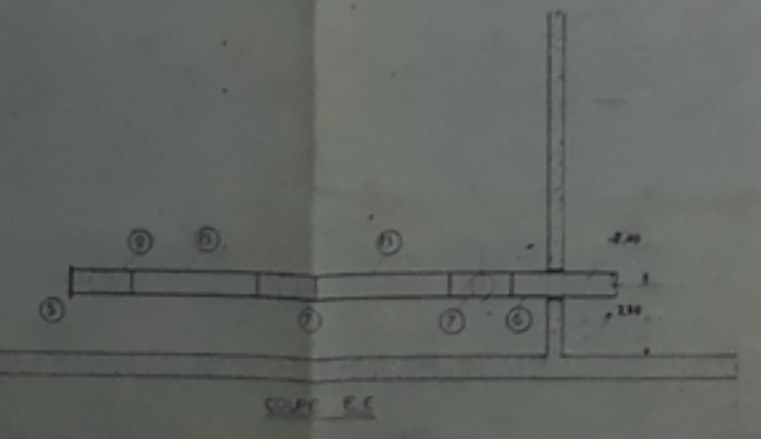
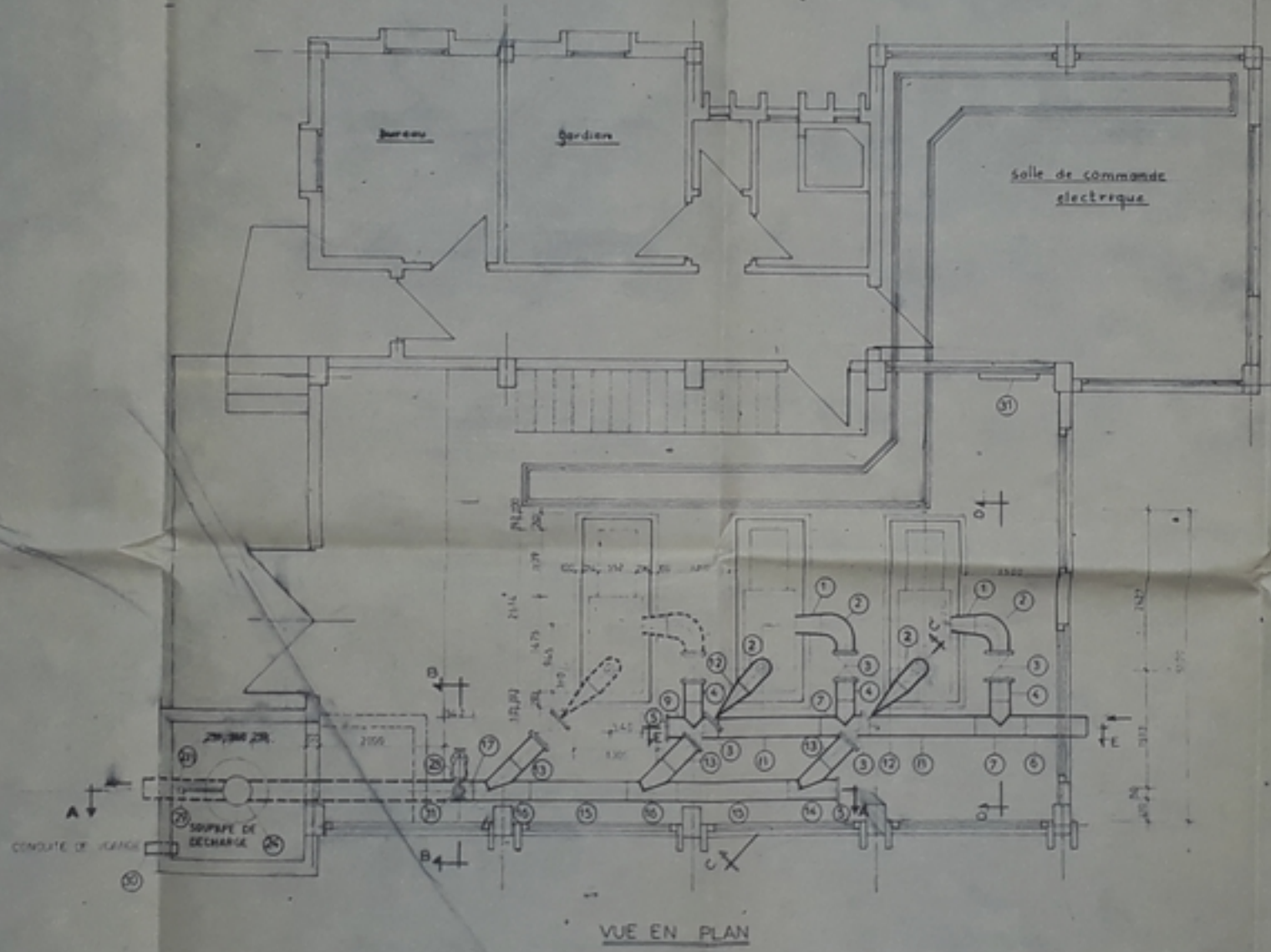
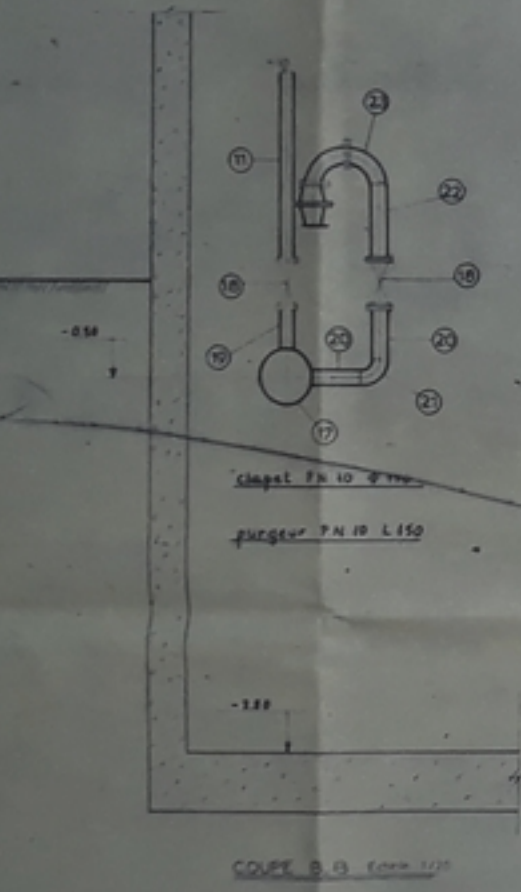
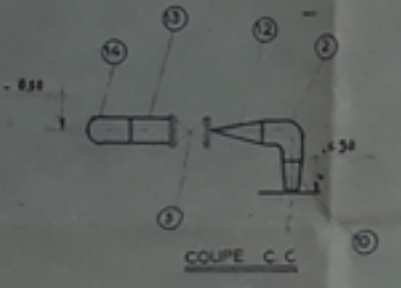






POMPE RECOMMANDEE JEUMONT-SCHNEIDER NMB 8/2  
MOTEUR RECOMMANDE JEUMONT-SCHNEIDER PNC 315 S 4

NOMENCLATURE					
N°	DENOMINATION	Ø	Longueur	MATERIAU	Qté
1	CÔNE	800/910	400	ACIER	2
2	COUDE 90°	800	400	ACIER	4
3	ROBNET VANNE	800	100	FORGE	4
4	TUYAU	800	300	ACIER	3
5	BRIDE UNE	800	—	—	2
6	TUYAU	800	1000	—	1
7	TE	800	400	—	2
8	TUYAU	800	1700	—	2
9	TE A UNE BRIDE	800	100	—	1
10	CÔNE	800/800	400	—	2
11	FUNDEUR TORQUE	150	150	—	1
12	CLAPET DE RETENUE	800	700	FORGE	2
13	TUYAU	800	300	—	3
14	TE A UNE BRIDE	800	100	—	1
15	PINCE	800	1700	—	2
16	TE A 45°	800	100	—	2
17	TUYAU	800	1442	—	1
18	ROBNET VANNE	150	210	POMPE	2
19	TUYAU	150	200	ACIER	1
20	TUYAU	150	410	—	2
21	COUDE 90°	150	150	—	1
22	TUYAU	150	400	—	1
23	CLAPET A ENTRE D'AIR	150	—	—	1
24	SOUPAPE DE DECHARGE	425/25	—	—	1
25	CÔNE	710/800	400	—	2
26	TUYAU	210	1000	—	1
27	TE	800/700	100	—	1
28	TUYAU	800	1300	—	1
29	MANOMETRE	—	—	—	1
30	TUYAU	150	100	ACIER	1
31	PROTECTION CATHODIQUE	—	—	—	—



SOUPAPE DE DECHARGE RECOMMANDEE  
MODELE NEYRPIC 425/25

PH00981  
-03-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

A.E.P. DE LA VILLE DE CHERCHELL  
EQUIPEMENT HYDRAULIQUE DE LA STATION DE POMPAGE (VAL 6)  
Dessiné par M. BOUSSOU (GENERAL)  
Révisé par M. LEHDJOUËZ (MEZARI)  
Coté par M. BOUSSOU  
Approuvé par M. LEFRAY

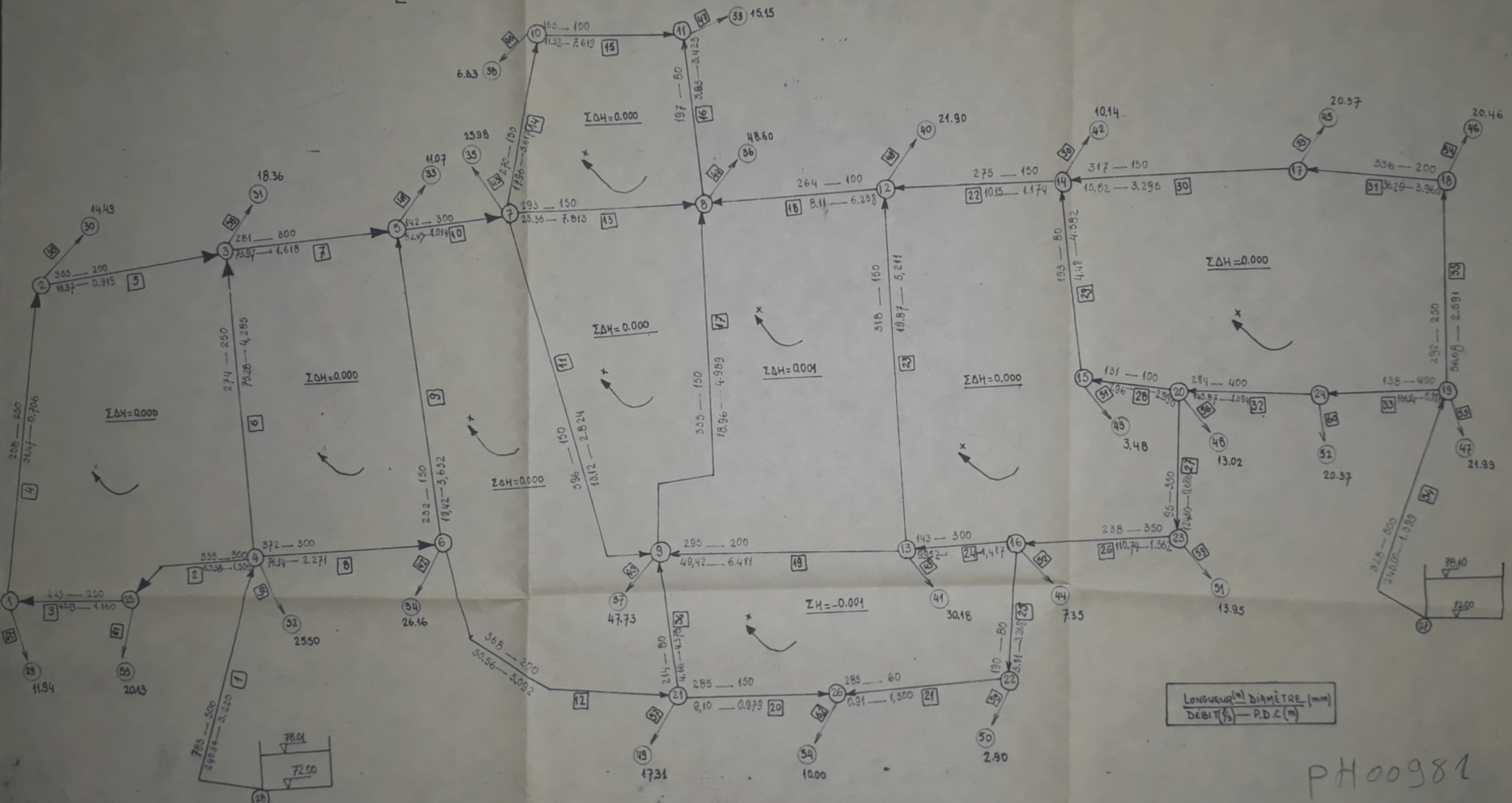






- SCHEMA DE CALCUL DE LA CONSOMMATION D'EAU MAXIMALE EN CAS D'INCENDIE EN 2000 -

-2-

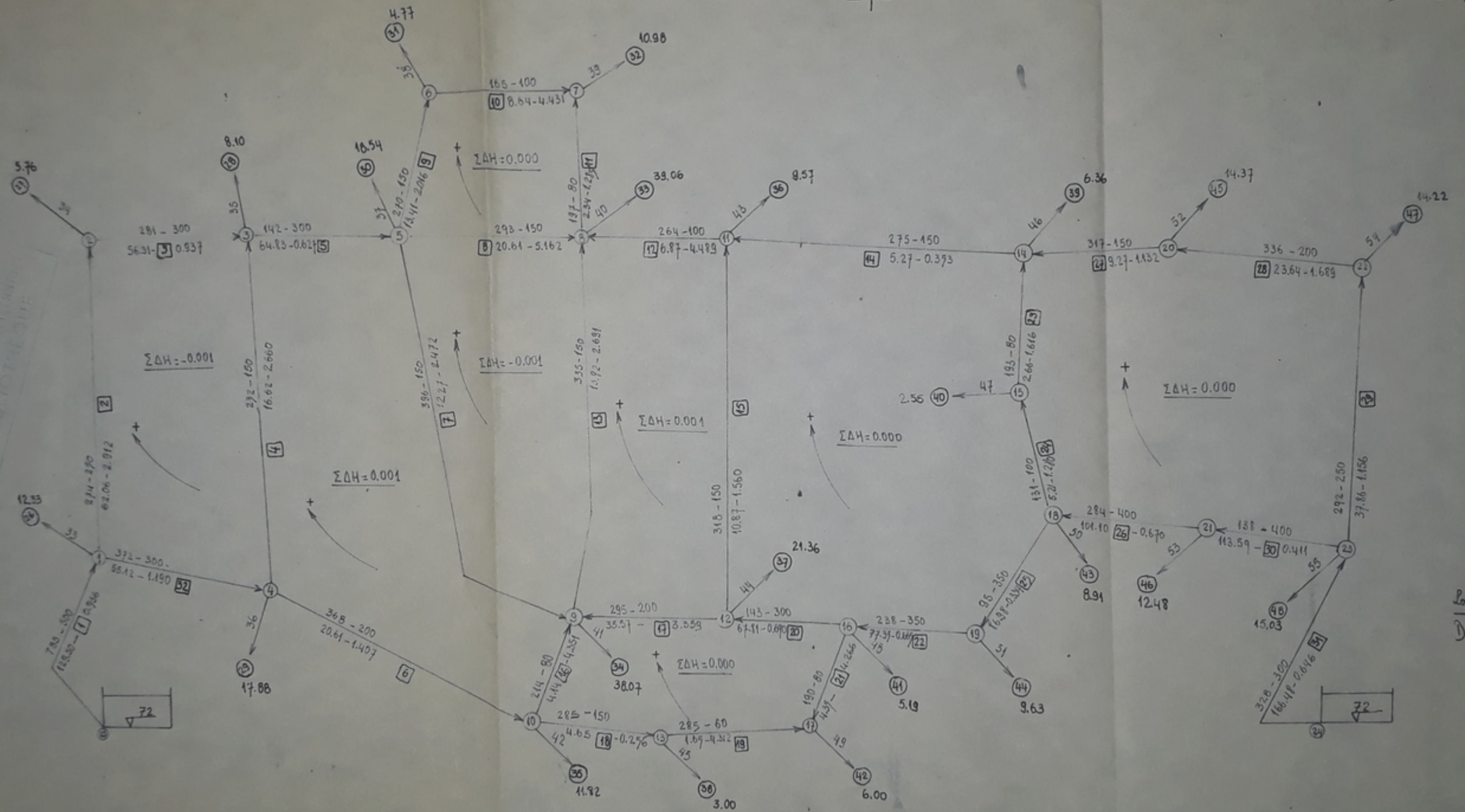


PH00981  
-05-



SCHEMA DE CALCUL CONSOMMATION D'EAU EN CAS D'INCENDIE EN 1990

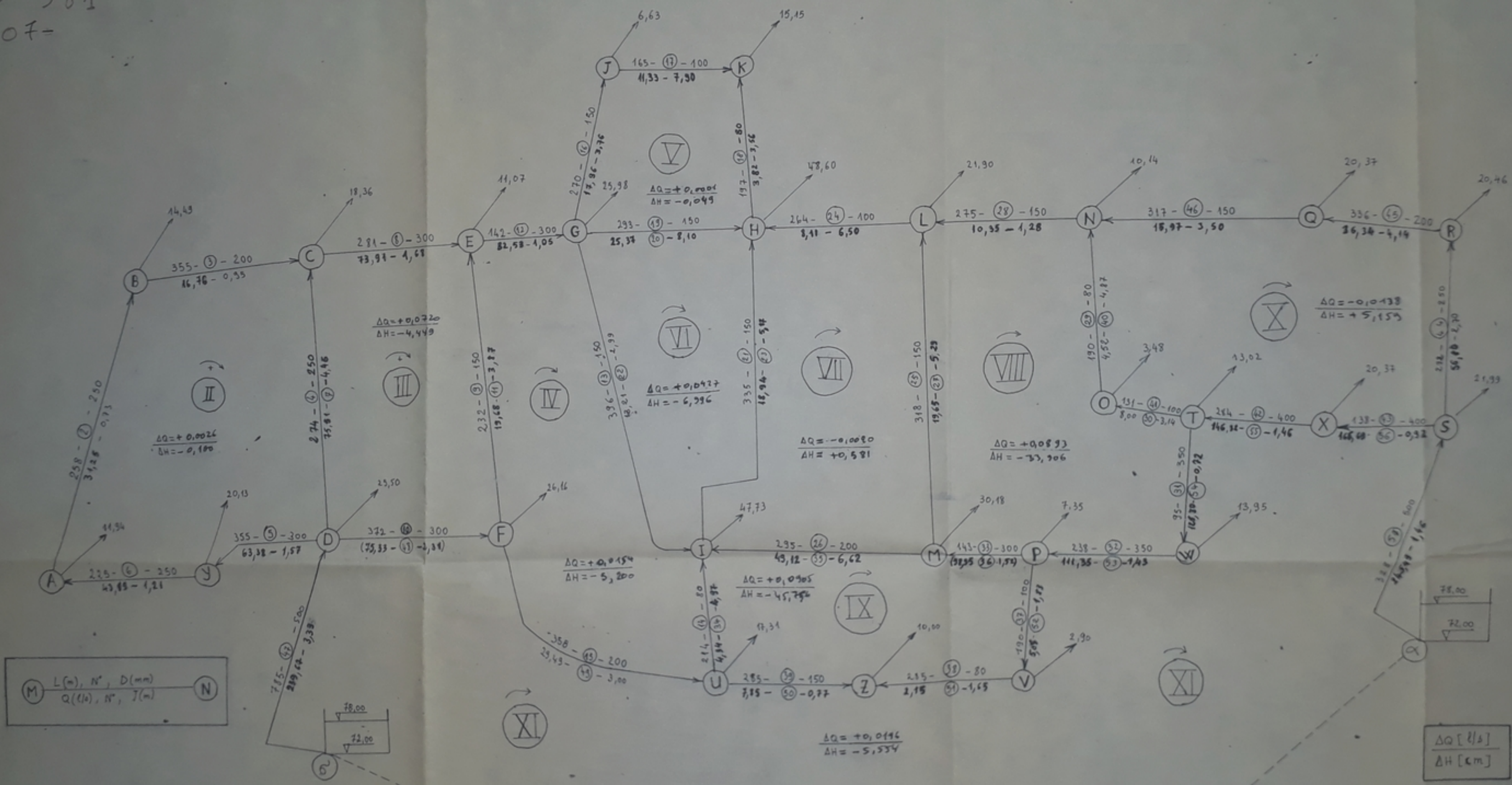
PH 009 81  
- 06 -



Longueur (m) - Diamètre (mm)  
Débit (l/s) - P.D.C (m)



PH 00981  
-07-



$\textcircled{M}$  L(m), N', D(mm)  
 $\textcircled{N}$  Q(l/s), N', J(m)

$\frac{\Delta Q [l/s]}{\Delta H [cm]}$



REGION DE CHERCHELL

CHERCHELL

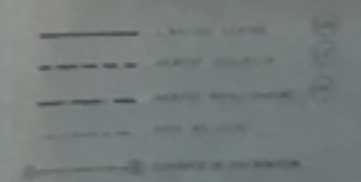
UA

UE

UE

UH

SH



PLAN DE LA VILLE DE CHERCHELL

PLAN D'URBANISME - REGION DE CHERCHELL

PROJETEUR	DATE
REVISOR	DATE
APPROBÉ PAR	DATE
APPROBÉ PAR	DATE



PHO 981  
-09

CALCUL DU RESEAU PAR LA METHODE DE HARDY CROSS

Ligne	M. de	M. de	1 <sup>re</sup> APPROXIMATION										2 <sup>e</sup> APPROXIMATION										3 <sup>e</sup> APPROXIMATION										4 <sup>e</sup> APPROXIMATION										5 <sup>e</sup> APPROXIMATION									
			Q <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	r <sub>0</sub>	2r <sub>0</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total	Q <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	r <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2r <sub>0</sub> Q <sub>1</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total	Q <sub>2</sub>	V <sub>2</sub>	r <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2r <sub>0</sub> Q <sub>2</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total	Q <sub>3</sub>	V <sub>3</sub>	r <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2r <sub>0</sub> Q <sub>3</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total	Q <sub>4</sub>	V <sub>4</sub>	r <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2r <sub>0</sub> Q <sub>4</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total	Q <sub>5</sub>	V <sub>5</sub>	r <sub>0</sub> <sup>2</sup>	2r <sub>0</sub> Q <sub>5</sub>	C.M.P.	C.M.A.	Total								
1	AB	200	43.46	0.83	1.37	63.33	-1.42	-1.37	32.88	0.7	2.75	46.10	-0.52	-0.52	34.95	0.45	0.73	45.10	-1.26	-1.26	30.83	0.63	0.68	44.31	0.11	-0.32	34.51	0.64	0.71	45.07	0.43	-0.19	34.33	0.84	0.71	45.34	31.52	250	0.71													
2	BC	200	11.97	0.32	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
3	CD	200	62.94	1.28	3.90	35.33	2.06	2.06	12.33	0.92	4.70	115.90	-2.52	-2.52	13.09	1.03	4.77	112.12	1.52	1.26	70.71	1.56	4.95	116.02	-0.83	-0.82	15.00	1.53	4.22	114.43	0.81	0.16	1.60	1.55	4.40	113.44	76.10	250	1.40													
4	DE	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
5	EF	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
6	FG	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
7	GH	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
8	HI	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
9	IJ	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
10	JK	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
11	KL	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
12	LM	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
13	NO	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
14	OP	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
15	PQ	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
16	RQ	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
17	ST	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
18	TU	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
19	VU	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
20	WX	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													
21	YZ	200	13.93	0.33	1.88	115.72	-1.88	-1.88	11.93	0.57	1.03	41.19	-0.92	-0.92	47.52	0.56	0.39	43.01	-1.26	-1.26	16.26	0.82	0.86	109.78	0.12	-0.32	11.97	0.54	0.92	107.73	0.43	-0.43	16.26	0.54	0.92	106.34	16.83	200	0.82													



