

44/85
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

«O»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES

«O»

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

THEME

*Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de tamanrasset*

8 PLANS

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

Abdelkader ZEKRAOUI

A. Messaoud Sadallah

Dirigé par :

M. BOUACHE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

المكننة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

Alimentation en eau potable
et assainissement de la ville
de tamanrasset

Proposé par :
SETHYAL

Etudié par :
Abdelkader ZEKRAOUI
A. Messaoud Sadallah

Dirigé par :
M. BOUACHE

REMERCIEMENTS

. Nous remercions vivement :

- Monsieur BOUACHE, notre promoteur pour son exemple de modestie et de Compréhension et pour ses Conseils et son encadrement efficace

- Monsieur G. LAPRAY

dont le savoir et l'expérience nous ont été bénéfiques.

- Nous remercions également tous nos professeurs et assistants qui ont Contribué à notre formation.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect:

- A mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti à mon égard.
- A mes frères et leurs enfants
- A mes amis
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

. ZEKRAOUI ABDELKADER.

Table des matières

I)	Introduction.	1
	I.1) Situation géographique	1
	I.2) Site de la ville	1
	I.3) Description de L'AEP	2
	I.4) Recensement des équipements (TAB N° 1) et extension	7
	I.5) Perspective de la population	10
II)	Besoin en eau	14
	II.1) choix de la dotation	14
	II.2) Equipement administratif	14
	II.3) Besoin sanitaire	15
	II.4) équipement Sportif	15
	II.5) Equipement touristique	15
	II.6) Equipement socio-culturel	16
	II.7) équipement Culturel	16
	II.8) équipement des Logements	17
	II.9) Besoin scolaire	17
	II.10) Tableau d'évaluation des besoins en eau	19
	II.11) Tableau d'évaluation des besoins en eau. de la zone B	20
	II.12) Etude des problèmes posés par la variation des débits	21
	II.13) Calcul des débits	22
	II.14) Etudes Comparative	22
III	Ouvrages	25
	III.1) Reservoirs	25

III.1.1)	Utilité des reservoirs	25
III.1.2)	Capacité du reservoir	25
III.1.3)	Dimensionnement de La Conduite d'amenee	30
III.1.4	Calcul de La Côte du radier	30
III.1.5)	Equipement du reservoir	32
IV	ADDuction	
IV.1)	choix du trace	38
IV.2)	Calcul du diametre economique	39
IV.3)	Etude de variante	41
V	choix de pompe	51
V.1)	Type des pompes	51
V.2)	Etude de choix pompe du Forage F11	52
VI	Distribution	
VI.1)	Reseau de distribution	57
VI.2)	Calcul du reseau de distribution	57
VI.3)	Methode de Calcul	59
VI.4)	Calcul des Pression au Sol	65
VII	Protection des Conduites	66
VII.1)	Coup de belier	66
VII.2)	Moyen de protection	67
VII.3)	reservoir d'air	67
VII.4)	principe de Calcul	68
VII.5)	Protection des Conduites Contre La Corrosion	80

VIII .	Pose des Conduites	86
VIII .1)	Pose des Conduites en tranchée	86
VIII .2)	Lit de pose	87
VIII .3)	Remblai en tranchée	87
VIII .4)	Pose des Conduites sous La route	87
I.	Assainissement.	88
I.1)	Introduction	88
I.2)	Reseau d'assainissement actuel	88
I.3)	Principe du Construction du reseau	89
I.4)	Population et besoin : TAB(I, II, III)	91
I.5)	Calcul des debits	94
I.6)	Reseau d'eau usee des rives droites et gauche	95
I.7)	Implantation des Conduites	95
I.8)	Ouvrage Type	96
I.9)	plan de Calcul	97
	Conclusion	99.

I) Introduction :

Le present projet consiste à étudier l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de Tamanzasset afin de subvenir largement et d'une façon durable aux besoins en eau de Tamanzasset.

I.1) Situation géographique :

La ville de Tamanzasset est située à l'extrême Sud de l'ALGERIE

I.2) Site de la ville de Tamanzasset:

- Topographie Générale:

L'Oued Tamanzasset coule en direction Est Ouest et partage la ville en deux zones, la zone nord et la zone sud. L'Oued Sersouf prend la direction nord-sud et passe à travers la zone nord pour arriver à l'Oued Tamanzasset. La route Nationale prévue de côté Ouest de la ville contournera la zone nord sud et sort de la zone sud en se dirigeant vers le Sud-Est

- Sol :

Le sol est généralement rocheux et sablonneux

- Climat.

Le climat est désertique. Les précipitations annuelles enregistrées sont de l'ordre de 4,4 mm (en 1961) et de 136,8 mm max en 1953 (en hiver et en automne). La pluviométrie de Tamanzasset est très irrégulière.

I.3) Description d'AEP de la ville de Tamanzasset.

- Actuellement l'alimentation en eau de la ville se fait au moyen de l'exploitation de la nappe aquifère de l'oued de Tamanzasset. à partir de deux champs de captage, notamment TAM-AVAL situé à proximité de la Cité SOURAU et TAM-AMONT situé à 5 km environ au nord-est de la ville.

* Réseau d'adduction

Il existe deux réseaux d'adduction :

- champ de captage TAM-AMONT au réservoir surélève de capacité 500 m³.
- champ de captage TAM-AVAL au réservoir surélève de capacité 240 m³.

Le schéma N° présente le tracé de l'adduction existante.

L'augmentation prévisionnelle de la population entraînera l'aggravation de la situation actuelle avec des repercussions difficilement prévisibles sur un développement systématique et équilibré de la ville.

Le présent projet consiste à donner la solution la plus raisonnable à l'exploitation des ressources de l'Oued de Tamanzasset au moyen de la recherche de rationalisation de l'actuelle adduction à partir des points d'eau de l'Oued Tamanzasset et renforçant le débit exploité, tout en utilisant autant que possible les ouvrages et les équipements existants.

La solution à long terme de l'AEP de TAM demande d'ores et déjà le lancement des recherches géophysiques de la région afin de déterminer les possibilités concrètes des programmes ambitieux de développement de la ville et permettre l'amélioration du niveau d'approvisionnement en eau de la population.

Notre projet envisage la répartition du débit actuellement exploité en agissant sur deux facteurs :-

- Une répartition plus équilibrée, en faveur

de L'AEP entre les utilisateurs actuels des ressources de la nappe.

- Implantation de deux nouveaux puits F_3 à TAM-AVAL et P_4 à TAM-AMONT, ainsi que l'équipement et le raccordement des forages les plus récents F_{10} et F_{11} creusés à 3 km du champ de captage TAM-AMONT à condition que les essais de pompage à effectuer sur les nouveaux points d'eau confirment un débit minimal de 2,5 l/s par forage.

Actuellement il n'est pas possible d'augmenter le débit prélevé.

Au delà de la quantité actuelle qui s'élève à 30 l/s environ. (en tenant compte du fait que le débit d'infiltration en étiage est estimé par les divers rapports hydrologiques disponible à 15 à 20 l/s

Vu que la pluviométrie est très rare. Suite à la surexploitation de la nappe elle est en abaissement depuis un certain temps.

La configuration géologique du HOHOKAR.

(massif ancien composé de roches magmatiques et métamorphiques généralement touchées par la tectonique.) n'autorise pas le moindre espoir d'y trouver une nappe acquifère quelconque. donc nous sommes réduits à rechercher les nappes qui existent dans les formations superficielles que sont les alluvions. Celles-ci se rencontrent surtout dans des vallées élargies ou les Oueds les ont déposés. Là se forment des nappes d'infiltration

Comment ces nappes sont-elles alimentées ?

L'infiltration directe à partir des pluies est à rejeter. il a en effet été démontré que ces eaux d'infiltrations étaient reprises en quasi-totalité après la pluie, par l'évaporation. De toute façon, cela représente une quantité d'eau minime. Pratiquement, la seule alimentation se produit par infiltration lors des crues d'Oued.

TAM - AVAL	Profondeur	Débits l/s	Niveaux relatifs	
			statique	dynamique
F ₀	25	2,0	10,0	16,0
F ₅	15,5	2,5	7,0	11,0
F ₆	20	2,5	9,5	15,0
TAM - AMONT				
F ₉	24	10	7,0	13,0

Reseau de distribution

Le reseau actuel d'AEP est tres vétuste et doit être entierement refait. Le reseau sera alimenté d'un nouveau chateau d'eau et pourra fonctionner par simple gravité. Les debits exploités a présent de L'Oued Tamarzasset se repartit parmi Les Consommations suivantes:

- AEP de la ville	10 l/s	- 20%
- chantiers de Const	3 l/s	- 10%
- Cooperatives agricoles	9,3 l/s	- 31%
- AEP des Petits Centres en Amont de TAM	1,0 l/s	- 0,3%
- Consommation privées et piquages pirates	8,0 l/s	- 25,7%

TOTAL Debits Fictifs Continus: 31,3 l/s - 100%

Le tableau estimatif ci-dessus Confirme les difficultes d'AEP de la ville, qui ne peuvent que s'aggraver dans la mesure du lancement des travaux importants tel: Construction des ouvrages de protection de berges, revêtement des routes ect...

I4) Recensement des equipements

TAB : 1

Designation	1981		1989		Total de mise en valeur	
	nombre	Surface	nombre	Surface	nombre	Surface
Logement	1000	325.000	2212	718.900	3212	1043.900
Equipement du Log-	—	20.000	—	7.000	—	27.000
classes maternelles	14	6.300	22	9.900	36	16.200
" d'ecole fond	155	104.625	92	62.100	247	166.725
Enseignement Sec	—	—	1	60.000	1	60.000
" sup	—	—	1	50.000	1	50.000
Equip. Socio-cult	3	30.000	1	10.000	4	40.000
" Sportif	1	20.000	1	20.000	2	40.000
Hopital	1	51.000	—	—	1	51.000
polyclinique	5	25.000	1	5.000	6	30.000
Mosquees	4	3.000	1	750	5	3.750
Hotel	1	28.700	1	37.500	2	66.200
cité de willaya	1	67.000	—	—	1	67.000
cité de daira	1	30.000	—	—	1	30.000
Cité A.P.C	1	33.500	—	—	1	33.500
Zone d'activité	—	650.000	—	288.000	—	938.000
Espace Verts,	—	86.250	—	181.500	—	267.750
Surface de rese-						
rves et grandes						
Voeries						

Tableau du Programme des mises en valeur
Pour l'Echeance 2000

Designation	Nombre	Surface
Logement	2798	699.500
Equipement du Loge...	-	11.000
Equipements	-	484.500
Zone d'activite	-	365.000
TOTAL	-	1.470.000

I.4). Perspective de L'extension de Tamanzasset
Echeance 1989.

Pour cette echeance, Le Principal des extensions de Tamanzasset sont prevues avec la Constitution d'un quartier nouveau, Le MOUFLON du nom de l'ancien Hotel qui abrite le Siège provisoire et actuel de la Wilaya. Ce nouveau quartier s'etend de l'Oued Tamanzasset au Sud à l'Observatoire au Nord. Il comprend de vastes terrains presentant generalement de bonnes aptitudes à l'urbanisation, bien que quelques affleurements rocheux ne permettent d'y installer

que des densités relativement moyennes de 30 Logements par hectare. Une zone d'équipement de quartier est prévue avec le nouveau quartier. Une extension de la zone d'habitat en bordure d'Oued d'Imechouene est également prévue pour 1989, dans le même esprit d'en faire une Cité jardin.

Ces deux zones d'extension permettent de réaliser le contournement nord de Tam qui, partant de l'Ouest du Carrefour de la transsaharienne avec la route actuelle, dessert la zone d'activité, les équipements de quartier d'HAFFRA, la route vers L'ASSEKREK. Les équipements de quartier du Mouflon et d'Imechouene, après avoir traversé l'Oued, le stade d'Imechouene, la Cité de Willaya et l'Hôpital et rejoint enfin la transsaharienne. En conclusion, en 1989, Tamanzasset devrait présenter le visage d'une ville entièrement remodelée et que nous souhaitons conforme à une architecture et un urbanisme de détail bien spécifique à la région.

Echéance 2000 :

Cette échéance est fictive dans la mesure

où elle ne correspond qu'à un objectif politique des autorités de TAM, à savoir déterminer les extensions nécessaires à une ville de 50.000 habitants pour répondre à cet objectif, des surfaces d'extension sont trouvées dans le prolongement des zones de 1989, mais aussi dans des sites neufs. Ainsi dans le prolongement du quartier du MOUFLON sont mis en valeur les terrains situés du "VILLAGE" D'ASSOUROU ZINE EDDINE au Coude de L'Oued de TAM. Ces terrains sont vastes et susceptibles d'accueillir une population suffisante, environ 8.000 habitants pour constituer un quartier.

I.5) Perspective de la population

La Population future de Tamanrasset résultera de deux types d'accroissement :

- L'accroissement naturel de la population autochtone
- L'accroissement par apport de population immigrante :
 - * venant de la zone d'influence
 - * et d'autres régions d'ALGERIE.

Population de TAMANRASSET en l'horizon 1989

Population obtenue par accroissement naturel :	15.444
Immigrants non qualifiés avec famille :	2.586
Immigrants non qualifiés seul :	500
Immigrants avec famille :	14.279

Contigent	:	1.200
Eleves internes	:	<u>2.000</u>
TOTAL :		36.009 hab

Population de Tamanzasset en L'horizon 2000.

Pour Le Calcul de Cette population, nous procédons Les mêmes hypothèses que celles retenues pour Le Calcul de La population à L'horizon 1989.

- Calcul de La population de La ville obtenue par un accroissement naturel.

LA population future (an 2000) est estimée par La formule suivante:

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

P_n : Population future (an 2000)

P_0 : Population actuelle de La ville (calculé pour L'an 1989 et évaluée à 15.444 habitants)

α : taux d'accroissement naturel est de 3,4% c'est à dire Le taux déterminé sous L'ESNP pour La population du Sahara

n : nombre d'années séparant Les deux horizons
Considérés (1989 - 2000)

APPLICATION:

$$P_0 = 15444 \text{ habitants}$$

$$\alpha = 3,4\%$$

$$n = 11 \text{ ans}$$

d'où : $P_n = 15.444 (1 + 0,034)^{11} = 22310$ habitants

Le nombre d'habitants actifs est de 26,4% de la Population totale d'où on a :

Le nombre d'habitants actifs : $22310 \cdot \frac{264}{100} = 5890$ hab

Les emplois non qualifiés étant de 7339. donc on a :
 $5890 \cdot 1,246 = 7.339$ hab.

Il y'aurait un surplus d'emplois non qualifiés de 1449 immigrants. Sur ces 1449 immigrants nous estimons que plus de 50% d'eux :

viendraient à Tamanzasset en Célibataire dont le nombre est de 720, et 729 viendraient avec leur famille.

Pour les emplois non qualifiés nous retenons un nombre moyen de personnes par ménage ou taux de ménage égalé à celui déterminé pour les ménages immigrants par l'ESNP soit 5,1 personnes donc les 729 personnes actives Immigrantes correspondraient à un apport de :

A.N : $729 \cdot 5,1 = 3718$ personnes

De plus les perspectives d'emplois donnent 4353 emplois qualifiés à créer pour l'an 2000 qui par définition seront occupés par les immigrants venant à TAM avec leur famille, nous retenons pour ces immigrants un taux de ménage de 4,89 donné pour le nombre moyen de personnes. Pour le nombre moyen de personnes par famille.

Cette population qualifiée donnerait donc leur apport de Population de 21286 hab.

- Population obtenue par accroissement naturel :	22310
- Immigrants non qualifiés avec famille :	3718
- Immigrants non qualifiés seuls :	720
- Immigrants qualifiés avec famille :	21286
- Contigent :	1.200
- Elèves internes :	2.000

TOTAL : 51.234 hab

II) Besoin en eau.

II.1) choix de la dotation.

Vu le manque de ressource en eau, nous ne pouvons pas prendre une dotation conforme à la population qui est de 51234 hab c'est à dire de 200 à 300 l/J/hab. Nous pensons retenir une dotation de 120 l/J/hab pour l'échéance 2000.

Population an 2000	Cons - moy - Journ L/J/hab	Cons - moy - Journ m ³ /J
51234	120	6148,08

II.2) Equipement administratif

Pour cet équipement nous retenir une superficie de:

67.000 m² pour la cité de la Wilaya.

3.000 m² pour la cité de la Daïza

33.500 m² pour la cité de L'AP.C

Au total nous aurons une superficie de:

130.500 m².

Designation	Superficie m ²	Dotation L/J/m ²	Cons - Journ m ³ /J
Wilaya + Daïza + APC	130.500	10	1305

II.3) Besoins Sanitaires

- 1 hopital de 300 lits
- 7 polycliniques pour l'an 2000 de 31.000 m²

Centres	Dotation	Besoins m ³ /J
HOPITAL	350 l/J/Lit	105 m ³ /J
POLYCLINIQUE	5 l/J/m ²	155 m ³ /J

II.4) Equipements Sportifs

- 2 stades prevus pour l'an 2000 occupant une superficie de 40.000 m²

Equipements-sport	Superficie (m ²)	Dotation L/J/m ²	Besoins m ³ /J
2 stades	40.000	1	40

II.5) Equipements touristiques

- 1 hotel de 90 Lits (existants)
- 1 hotel de 300 lits (en Construction)
- 2 hotels de 300 lits a prevoir

donc nous retenons pour l'echeance 2000 4 hotels de 990 lits

Equip - Tourist	nombre Lits de	Dotation l/J/Lit	Besoins m ³ /J
4 hotels	990	150	148,5

II.6) Equipements Socio-Culturel

Un Centre Socio-Culturel devrait être prévu pour environ 7500 personnes. Ce Centre comprend une Salle polyvalente (Cinema....ect) donc pour l'an 2000 il faut avoir 6 Centres Socio-Culturel de 750 places occupant une Superficie de 60.000m²

Designation	Superf m ²	nombre	Dotation l/j/m ²	Besoins m ³ /j
Centre socio CULTUREL	60.000	6	4	240

II.7) Equipement Culturel.

Cet équipement est reparti par quartier et nous retenons une mosquée de 750 m² pour 3000 Personnes donc pour l'échéance 2000, il nous faut 12 mosquées dont 11 sont réalisées en l'an 1989 donc nous retenons 12 mosquées occupant une Superficie de 9000m²

Designation	nombre	Dotation m ³ /j/m	Besoins m ³ /j
Mosquées	12	10	120

II.8) Equipements des Logements

- Aires des jeux.

Il faut réserver des espaces nécessaires aux Jeux des enfants. ainsi des aires de Jeux de 750 m^2 chacune ont été prévues pour 250 logements, donc on prévoit pour l'an 2000 41 aires des jeux occupants une superficie de 30750 m^2 .

Designation	Nombre	Superficie m^2	Dotation $\text{E}/\text{J}/\text{m}^2$	Besoins m^3/J
Aires des jeux	41	30750	6	184,5

II.9) Besoins Scolaires

Pour estimer les besoins scolaires, nous déterminons le nombre d'élèves à l'horizon 2000 en utilisant les pourcentages suivants:

- Ecole fondamentale : 20% de la population
- Enseignement Secondaire : nous réservons une superficie de 120.000 m^2 pour l'échéance 2000. Selon les normes de l'Education nationale 60 m^2 sont demandés par élèves donc on a 2000 élèves
- Enseignement Supérieur : La superficie réservée pour l'échéance 2000 est de 50.000 m^2 . Selon les normes de l'Education Nationale

90m² sont demandés par étudiant donc on a:
576 étudiants qui sont dans l'enseignement
supérieur.

Designation	Nombre d'élèves	Dotation l/j/Elèves	Besoins m ² /j
Ecole Fondamentale	10246	50	512,3
Enseignement Sec	2000	80	160
Enseignement Sup	576	100	57,6
TOTAL			729,9

II.10) Tableau d'évaluation des besoins en eau
Potable. (Echéance 2000)

TAB N° 2.

Designation	Nombre ou Superficie	Dotation	Besoins m ³ /J
- Population	51.234 hab	120 L/J/hab	6148,08
- Ecole Fondam.	10246 el	50 l/J/eleve	512,3
- Enseignement Sec	2000 eleve	80 l/J/eleve	160
- Enseignement sup	576 étudiants	100 l/J/etud	57,6
- Hopital	300 Lits	350 l/J/lit	105
- Polycliniques	31.000m ²	5 l/J/m ²	155
- HOTELS	990 Lits	150 L/J/Lit	148,5
- Stades	40.000m ²	1 L/J/m ²	40
- Eq. socio-cultur	60.000 m ²	4 L/J/m ²	240
- Mosques	12	10 l/J/m ²	120
- Aires des jeux	30750m ²	6 l/J/m ²	184,5
- Eq. administratif	130.500m ²	10 l/J/m ²	1305
TOTAL			9175,98

II.11) Besoins en eau potable de la zone B située
à l'Ouest de la ville de Tamanrasset.

TAB N° 3

Quartiers	population	Dotation L/J/hab	Besoins m ³ /J
- TAHAGHART	4270	120	512,4
- SERSOUF	2425	120	291
- GUETTA-EL-OUED	2490	120	298,8
TOTAL			1102,2

Designation	Nombre ou superficie	Dotation	Besoins m ³ /J
- Population	9185 hab	120 L/J/hab	1102,2
- Aires des jeux	7500 m ²	6 L/J/m ²	45
- Mosques	5	10 L/J/mosq	50
- Lycee	1000 eleves	80 L/J/Lycen	80
- Ecole fondam	3000 eleves	50 L/J/eleves	150
- Eq. Socio CULT	20.000 m ²	4 L/J/m ²	80
- Stades	20.000 m ²	1 L/J/m ²	20
- HOTELS	300 lits	150 L/J/lits	45
- POLYCLINIQUES	8840 m ²		44,2
TOTAL			1516,40

II.12) Etude des problèmes posés par la variation des débits.

- Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes principales de la variation du débit

- Appelons K_1 le coefficient de l'irrégularité de la consommation journalière définie par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_1 = \frac{\text{Cons-max-Journ}}{\text{Cons-moy-journ}} = 1,3$$

Et par K_2 le coefficient de l'irrégularité de la consommation horaire défini par le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$K_2 = \frac{\text{Cons-hor-max}}{\text{Cons-hor-moy}}$$

$K_2 = 2,3$ qui tient compte des variations horaires du débit.

Appelons K_3 le coefficient de pointe, qui est définie par le produit de K_1 et K_2 donc on a:

$$K_3 = K_1 \cdot K_2 = 1,3 \cdot 2,3 = 3$$

II.13) Calcul des debits.

HORIZON	Cons-moy-journ m^3/J	Cons-journ-majorée 20%	Cons-max-journ m^3/J	Cons de pointe L/s
2000	9175,98	11011,176	14314,53	382,33

* Calcul du debit de La zone B.

HORIZON	cons-moy-journ m^3/J	Cons-journ-majorée 20%	Cons-max-journ m^3/J	Cons de pointe L/s
2000	1616,40	1939,68	2521,58	67,35

II.14) Etude Comparative.

Les besoins en eau s'elevent à $9175,98 m^3/J$,
 Le debit de notre forage (F_{10}, F_5, F_6, F_1) est de
 $17 l/s$ soit $1468,8 m^3/J$. Donc pour cet horizon
 Les ressources existantes ne suffisons pas
 Pour couvrir les besoins.

Ce deficit est du aux problemes qui existent
 à Tamanzasset. tels que :

- Probleme de L'eau :

* les ressources en eau :

Si Les reserves en eau sont relativement
 bien connues et repertoriees, il n'existe pas de
 donnees precises sur le volume de ces reserves

et surtout sur leur reconstitution. Ainsi, il semble certain que la région ne contient pas de nappes phréatiques ou d'autres nappes plus profondes comme celles situées au nord ou au sud. Les eaux disponibles proviennent donc de précipitations atmosphériques, directes ou ruisselées.

Précipitations dont le caractère aléatoire est manifeste depuis 1966.

Pour augmenter les ressources en eau disponible pour l'A.E.P. de Tamanzasset nous avançons un certain nombre d'idées qui sont classées comme suit :

- Rationaliser l'usage de l'eau afin que l'A.E.P. ait la priorité. Pour ce faire, les zones d'agriculture devraient être rejetées en aval de Tamanzasset. L'eau pour l'irrigation devrait aussi pouvoir être utilisée de façon plus économique et rationnelle.
- La construction d'ouvrages d'art de façon à augmenter les débits disponibles.

Ainsi les Oueds Outoul et Amsel pourraient être équipés de puits d'appoints, le barrage d'Amsel devrait être surélevé, des sites de barrages nouveaux devraient être recherchés

Ces barrages auraient pour but de garder la nappe à niveau et aussi en régularisant les crues de favoriser l'infiltration de l'eau. Cette infiltration qui est le seul moyen de réalimenter la nappe, serait aussi fortement améliorée par l'aménagement dans le lit de l'Oued Tamanzasset de petites digues en chicane. Ces petites digues en gabion ralentiraient et allongeraient le cours de l'Oued en crue et favoriseraient l'infiltration des eaux.

— Transport d'eau à grande distance.

Ce transport, cependant des problèmes d'investissement et d'entretien qui apparaissent considérables.

— La dernière de ces catégories d'idées est celle des pluies artificielles, en réalité que de telles techniques restent exceptionnelles et que nous ne pouvons pas compter sur elles pour le long terme.

CONCLUSION :

Pour satisfaire plus les demandes en eau de la ville de Tamanzasset, nous retenons la solution citée auparavant c'est à dire le transport d'eau à longue distance

III) Ouvrages

III.1) Reservoirs

III.1.1) Utilité des reservoirs

Dans le but d'assurer une sécurité dans la distribution d'eau aux usagers le reservoir est absolument indispensable pour pouvoir restituer l'eau emmagasinée pendant les heures de pointes. En outre il est destiné à :

- Regulariser l'apport d'eau (Les pompes refoulent à une hauteur constante d'où un débit constant.
- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée qui peut aller jusqu'à une journée. Le temps de réparation (cas d'accident de la conduite d'adduction, panne électrique)
- Assurer une pression suffisante dans le reservoir
- Lutter efficacement contre un incendie.

III.1.2) Capacité des reservoirs

Le reservoir servant de tampon entre l'adduction et la distribution, il importe de connaître les débits dans le temps.

Ayant les statistiques sur l'évolution de la consommation journalière, nous pouvons déterminer la valeur de la pointe horaire.

La valeur de la consommation journalière répartie sur 24 heures est donnée par :

$$a = \frac{C}{24} \text{ m}^3/\text{h}$$

a : Débit horaire moyen de distribution

C : Consommation journalière.

Remarque : Le débit est supposé constant pendant une tranche horaire. On trace les diagrammes des pages suivantes qui nous permettront de déterminer le volume théorique des réservoirs.

L'adduction est continue 24/24h.

À la fin de chaque tranche horaire nous faisons la différence entre le débit d'adduction et le débit de distribution. Le volume du réservoir est la somme en valeur absolue des deux plus grandes différences (positives et négatives).

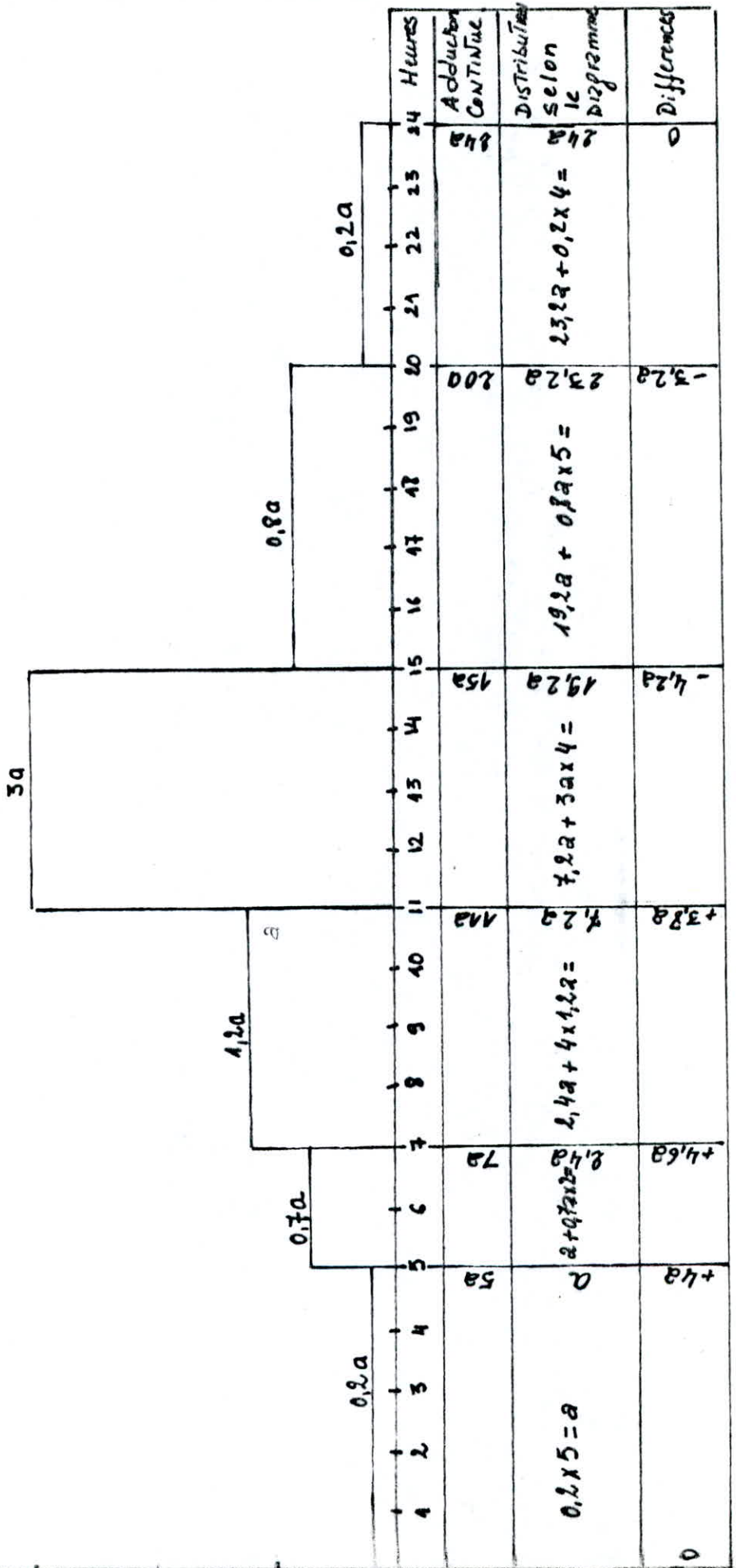
Dans notre cas nous avons :

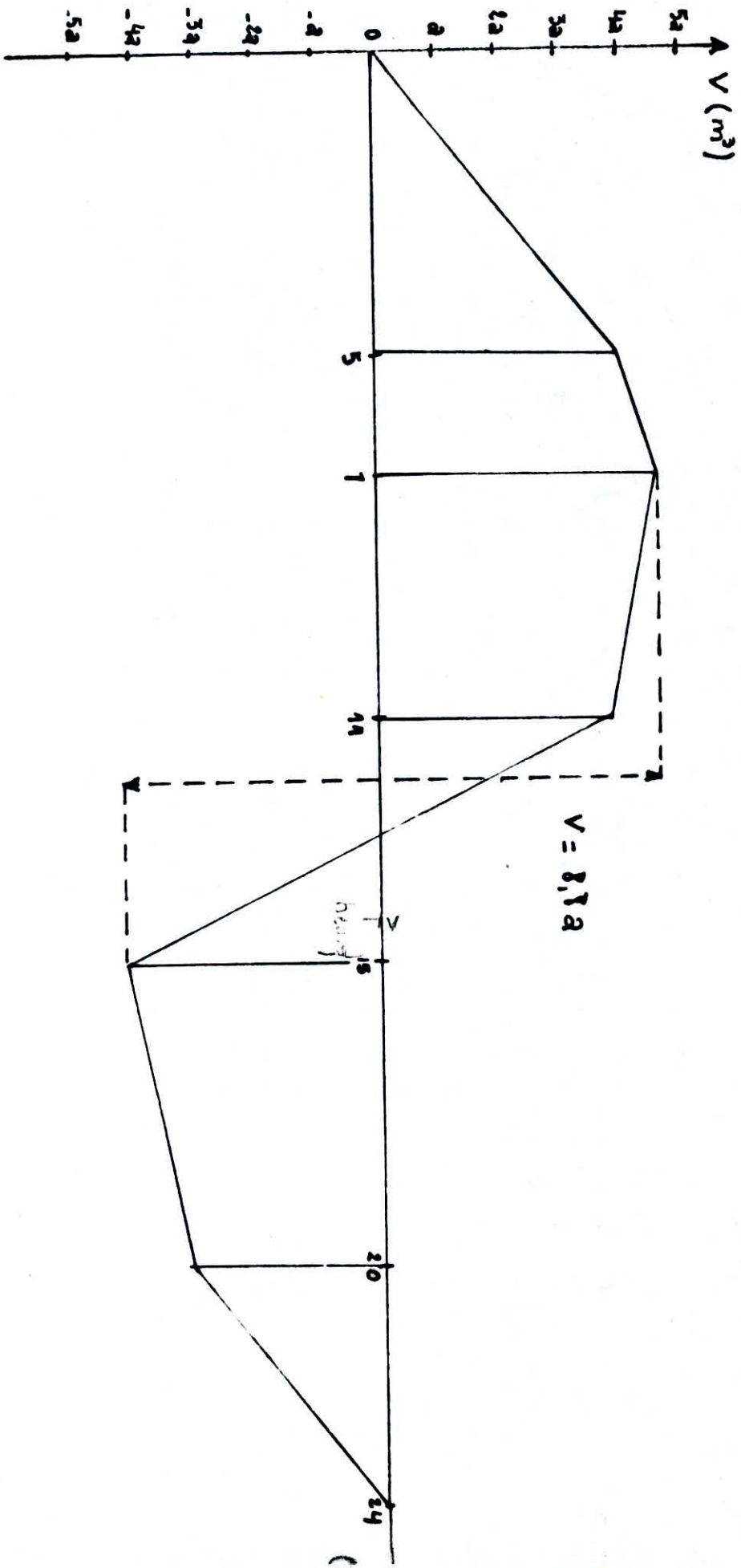
$$4,6a + 4,2a = 8,8a \quad (\text{voir graphique.})$$

$$\text{avec } a = 458,80 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$V = 4038 \text{ m}^3.$$

Vu le manque de ressources en eau à Tamanrasset, nous ne pouvons prendre un tel volume de stockage, donc nous projetons uniquement un autre réservoir d'un volume de 700 m^3 dans la zone Ouest de Tamanrasset.





— Dimensionnement du réservoir projeté R_2 .

On choisit une hauteur d'eau de 6m

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

V : volume du réservoir

D : Diamètre

H : hauteur d'eau.

Calculons le diamètre du réservoir projeté R_2 .

$$\therefore D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 700}{3,14 \cdot 6}} = 12,20 \text{ m.}$$

- * Le réservoir R_1 existant sera conservé bien sûr pour alimenter la zone A situé à l'est de l'oued de Sersouf.
- * Le réservoir R_2 sera projeté dans la zone B situé à l'ouest de l'oued de Sersouf.

III.1.3) Dimensionnement de La Conduite d'amenée.

$$Q = 0,06735 \text{ m}^3/\text{s}$$

nous proposons une vitesse de 1,0 m/s

D'après L'équation de Continuité on a:

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06735}{3,14 \cdot 1}} = 0,292 \text{ m}$$

nous prenons un diamètre normalisé de 300 mm

nous calculons la vitesse d'écoulement de La Conduite:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,06735}{\pi (0,3)^2} = 0,95 \text{ m/s}$$

III.1.4) Calcul de La Côte du radier:

La Théorie de La Longueur de La fluïdo-dynamique nous donne une solution simple et rapide du problème

Les Caractéristiques de La Conduite R₂-A sont Les suivants

$$L = 618 \text{ m}, \quad D = 300 \text{ mm}, \quad V = 0,953 \text{ m/s}, \quad \epsilon_s = 10^{-3} \text{ m}, \quad Q = 67,35 \text{ l/s}$$

L'application de La Théorie de La fluïdo-dynamique nous conduit à:

Pour Le profil Circulaire plein, de paramètre de forme

$$\zeta = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} \zeta = 1 \\ D = 0,3 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 9}} D_0 = 1,539$$

$$\text{or } \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,3}{1,539} = 0,195$$

Determination de $Q/\sqrt{J_r}$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 10^{-3} \\ \lambda = 0,195 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 8a} \\ \longrightarrow \end{array} Q/\sqrt{J_r} = 1,02$$

$$J_r = \frac{Q^2}{(1,02)^2} = \frac{(0,06735)^2}{(1,02)^2} = 0,00435988$$

$$|R = \frac{4}{F_0} \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{1}{V} = 0,83 \cdot \frac{0,06735}{0,195} \cdot 10^6 = 2,867 \cdot 10^5$$

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{10^{-3}}{0,3} = 0,003$$

$$\left. \begin{array}{l} |R = 2,867 \cdot 10^5 \\ \frac{\xi}{D_h} = 0,003 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Diagramme de MOODY} \\ \longrightarrow \text{Ecoulement est} \\ \text{à régime de Transition} \end{array}$$

donc nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} |R = 2,867 \cdot 10^5 \\ \frac{\xi}{D_h} = 0,003 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{abaque 17c} \\ \longrightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,013 \end{array}$$

$$\text{d'où } J = \lambda_J^{5,3} \cdot J_r = 1,013 \cdot 0,00435988 = 0,0044165$$

$$\Delta H = 1,15 \text{ Lg} \cdot J = 4,4165 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 618 = 3,198 \text{ m}$$

$$\text{Côte maximale : } Z = 1391,80 \text{ m}$$

$$Z' = 1391,80 + 10 = 1401,80 \text{ m}$$

$$\text{d'où } Z_R = \Delta H + Z'$$

$$Z_R = 3,198 + 1401,80 = 1405 \text{ m}$$

Côte du trop-plein du réservoir projeté

$$Z_T = Z_R + 6 \text{ m} \quad \text{nous prenons la hauteur d'eau : 6m}$$

$$Z_T = 1405 + 6 = 1411 \text{ m}$$

Vu l'état du terrain de la ville de Tamanzasset le réservoir projeté R₂ doit être surélevé. il est

Constitué par une Cuve cylindrique, montée sur une tour en maçonnerie ou en béton armé, ou sur des piliers en béton armé.

III.1.5) Equipements des réservoirs

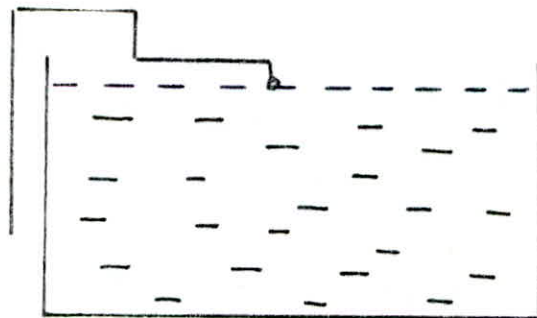
Le réservoir sera muni de :

- Une Conduite d'alimentation
- Une Conduite de distribution
- Une Conduite de trop-plein
- Une Conduite de vidange.

1. Conduite d'alimentation (adduction) :

Nous préconisons une arrivée par surverse en chute libre qui provoque une aération des eaux souterraines pauvres en oxygène dissout.

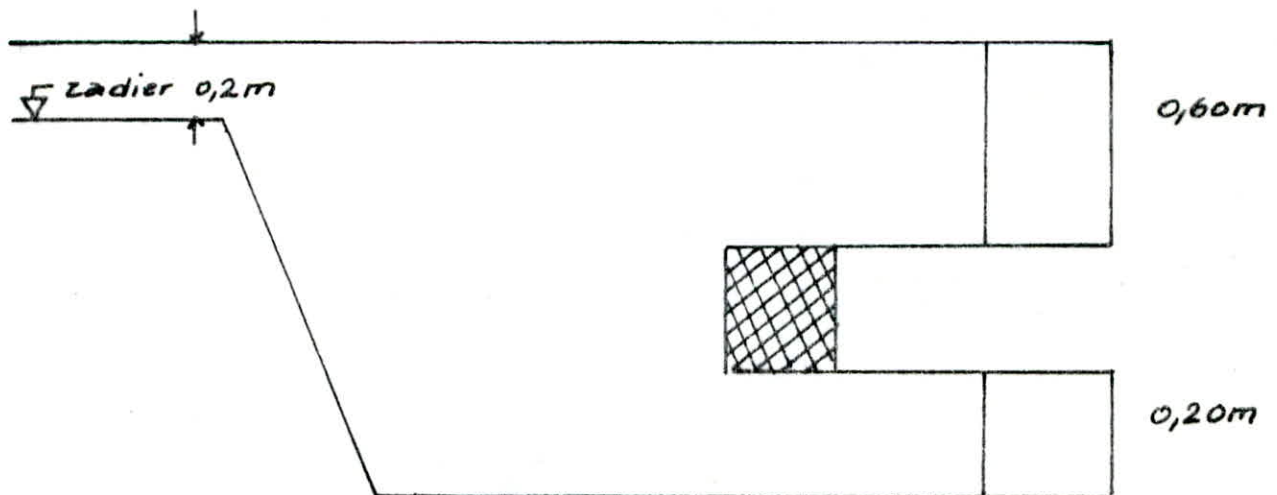
Techniquement cette arrivée permet d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée et évitera le retour des eaux



2. Conduite de distribution :

Pour éviter la pénétration du sable ou des boues à l'intérieur de la conduite de distribution qui

pourraient se decanter dans la Cuve, ce depart de la Conduite de distribution s'effectue a $0,20m$ au dessus du radier. Nous prevoyons aussi une hauteur de $0,60m$ au dessus de la generatrice superieure de la Conduite en cas d'abaissement maximale du plan d'eau pour eviter la penetration de l'air dans la Conduite de distribution. Pour faciliter le brassage de l'eau, le depart sera prevu a l'opposé de l'arrivee de la Conduite d'adduction. Nous prevoyons une vanne a commande hydraulique automatique, qui sera disposee sur le depart de la Conduite en cas d'accident dans la Conduite maitresse de distribution qui peut causer de graves dommages.

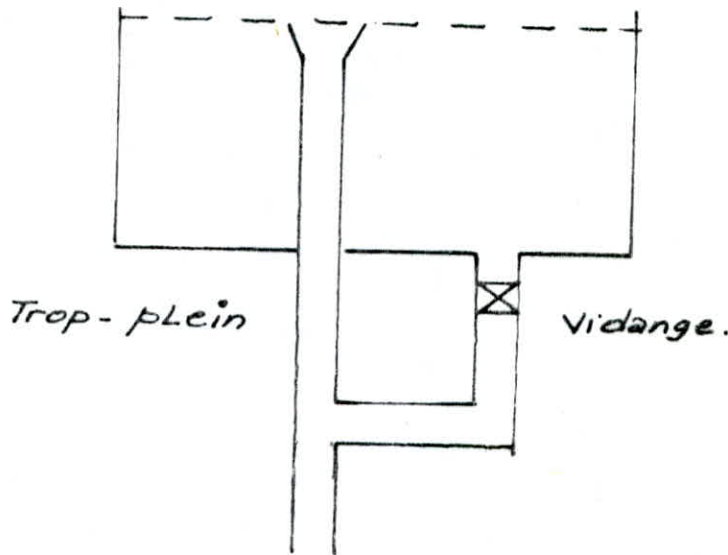


3- Conduite de trop-plein

La Conduite de trop-plein est destinée a empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé, elle est terminée le plus souvent par un simple bout à emboîtement

4- Conduite de vidange

Pour permettre l'inspection et le nettoyage de réservoir il est nécessaire de le vidanger au moyen d'une conduite qui part du point bas du réservoir et généralement raccordée à la conduite de trop-plein

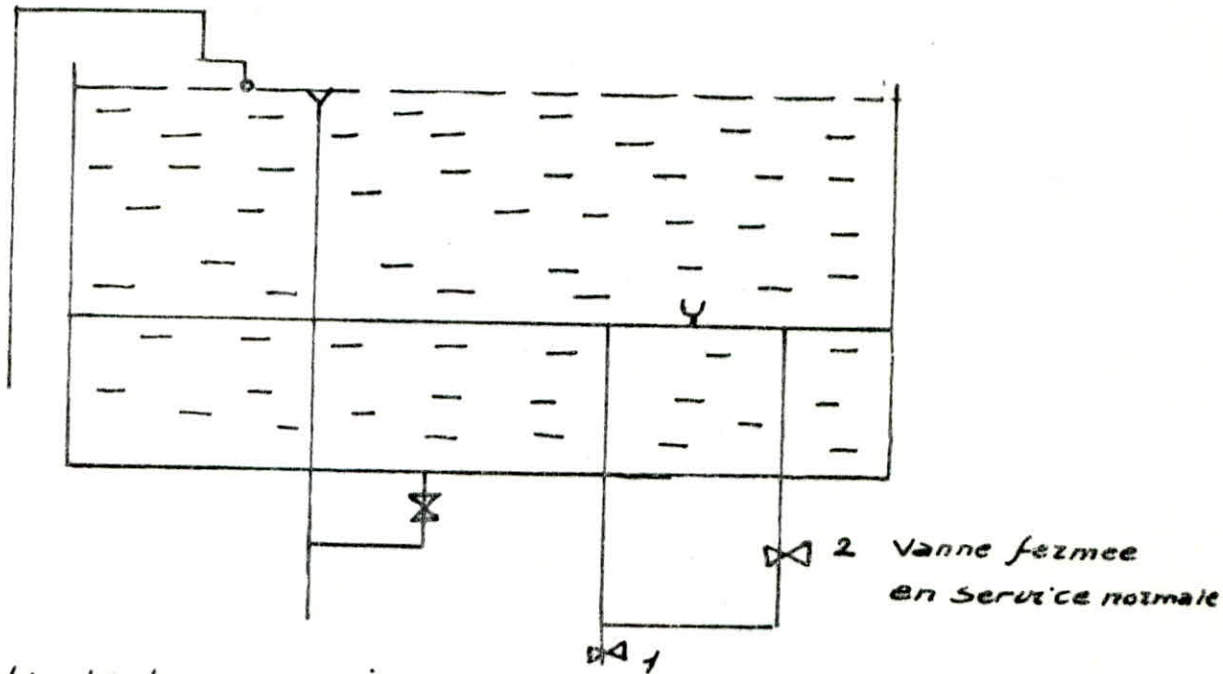


5- Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible pour la manoeuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité. Le dispositif utilisé est constitué par un siphon qui se désamorçait quand le niveau de la réserve est atteint. En service normal, 1 est ouvert et 2 est fermé. Si le niveau normal dans le réservoir descend jusqu'au niveau normal, le siphon se désamorçait grâce à l'évent ouvert à l'air libre, et la réserve d'incendie ne

Seza pas entamee.

En Cas de sinistre , il suffit d'ouvriz 2 tout en zestant imprenable , La tranche d'eau Constituant La reserve se trouve ainsi Constamment renouvelee.



6. Entretien des reservoirs

Quelle que soit La nature des reservoirs , Leurs structures doivent être L'objet d'une surveillance reguliere.

Les fissures eventuelles et Les phenomenes de Corosion sur Les parties metaliques , en raison de L'atmosphere humide qui y regne.

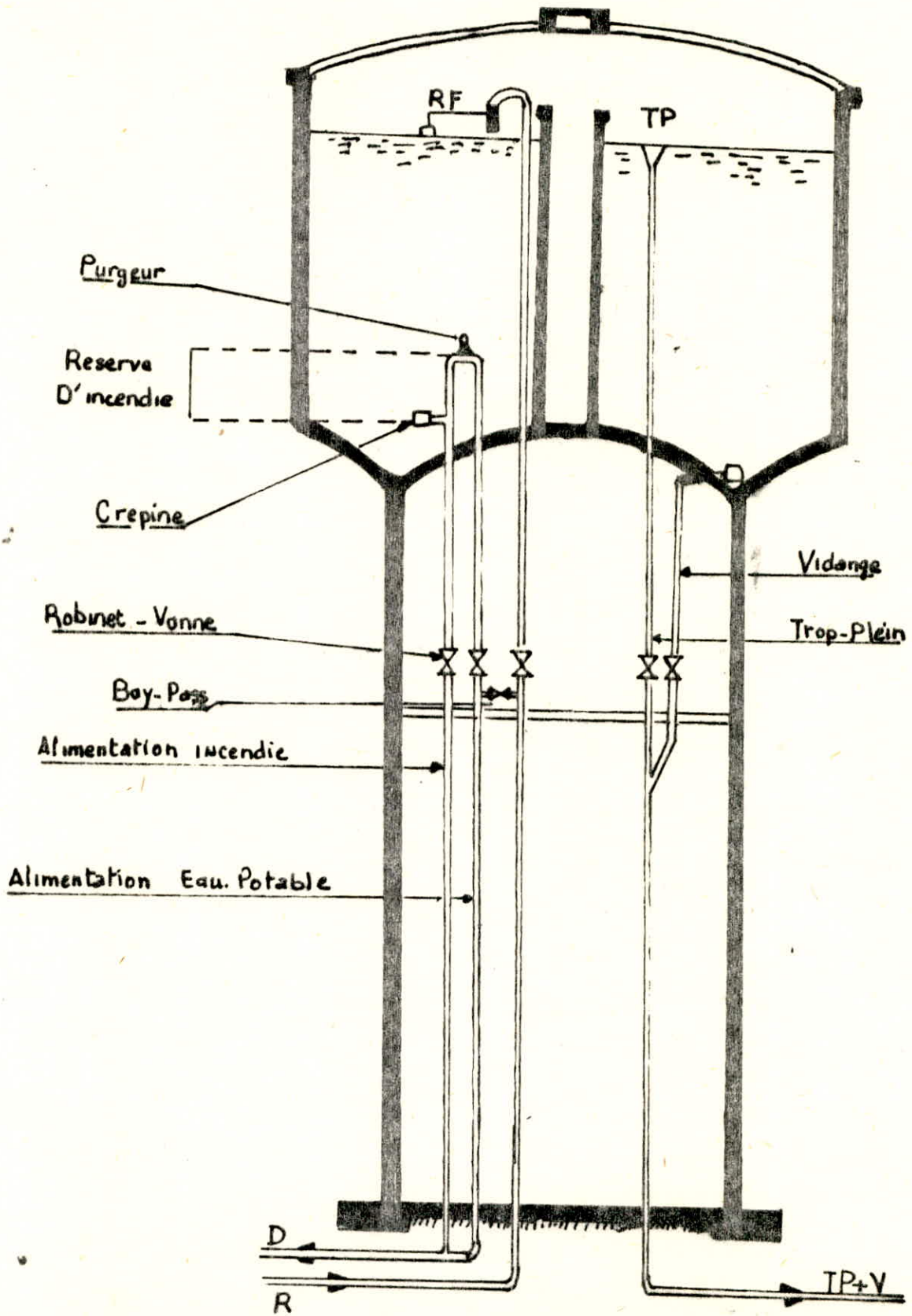
Un soin particulier est a' apporter au nettoyage des Cuves , operations Comportant plusieurs phases telles que :

- isolement et vidange de La Cuve
- ELimination des depots sur les parois
- Examen et réparation des parois

- Désinfection à l'aide de produits chlorés
- Remise en service.

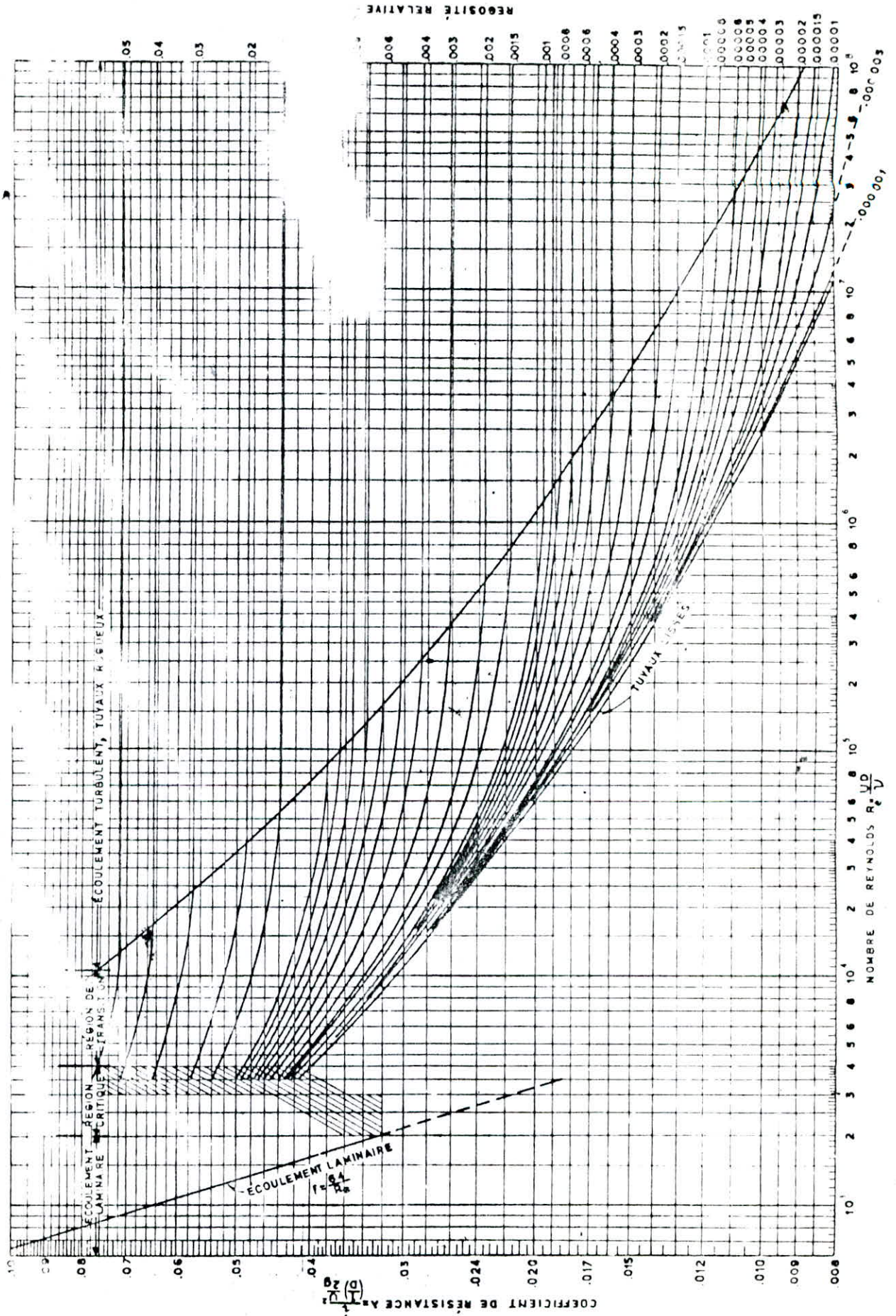
7- Hygiène et Sécurité

- Les réservoirs seront couverts pour les protéger contre les variations de température et l'introduction de corps étrangers
- Ils seront aérés par des orifices grillagés
- Ils seront éclairés par des ouvertures munies de plaques ^{en} verre.



46 - Diagramme Moody

Pour déterminer f à l'aide de l'abaque 43 et 45, pour déterminer $\frac{E}{\rho V^2}$ à l'aide de l'abaque 41 et 42.



OPTIMUM EFFICIENCY INDEX $\lambda_{opt} = 0.5$

$D_0, h_0, A_0, A/P_0, A_0, h_0$
 $D_0, h_0, A_0, A/P_0, A_0, h_0$

$h_0, D_0, A_0, A/P_0, D_0, h_0$
 $A_0, A/P_0, D_0, h_0$

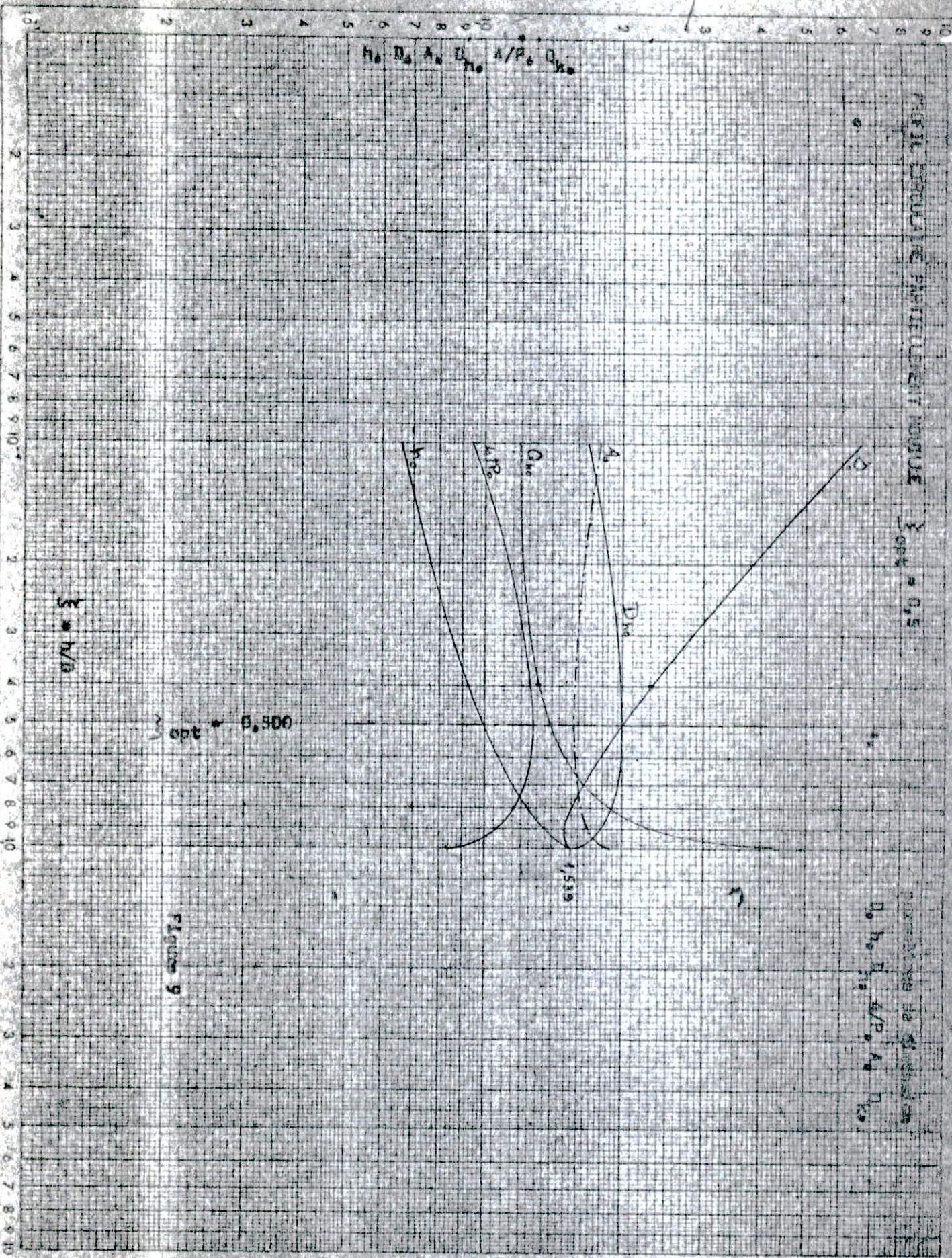
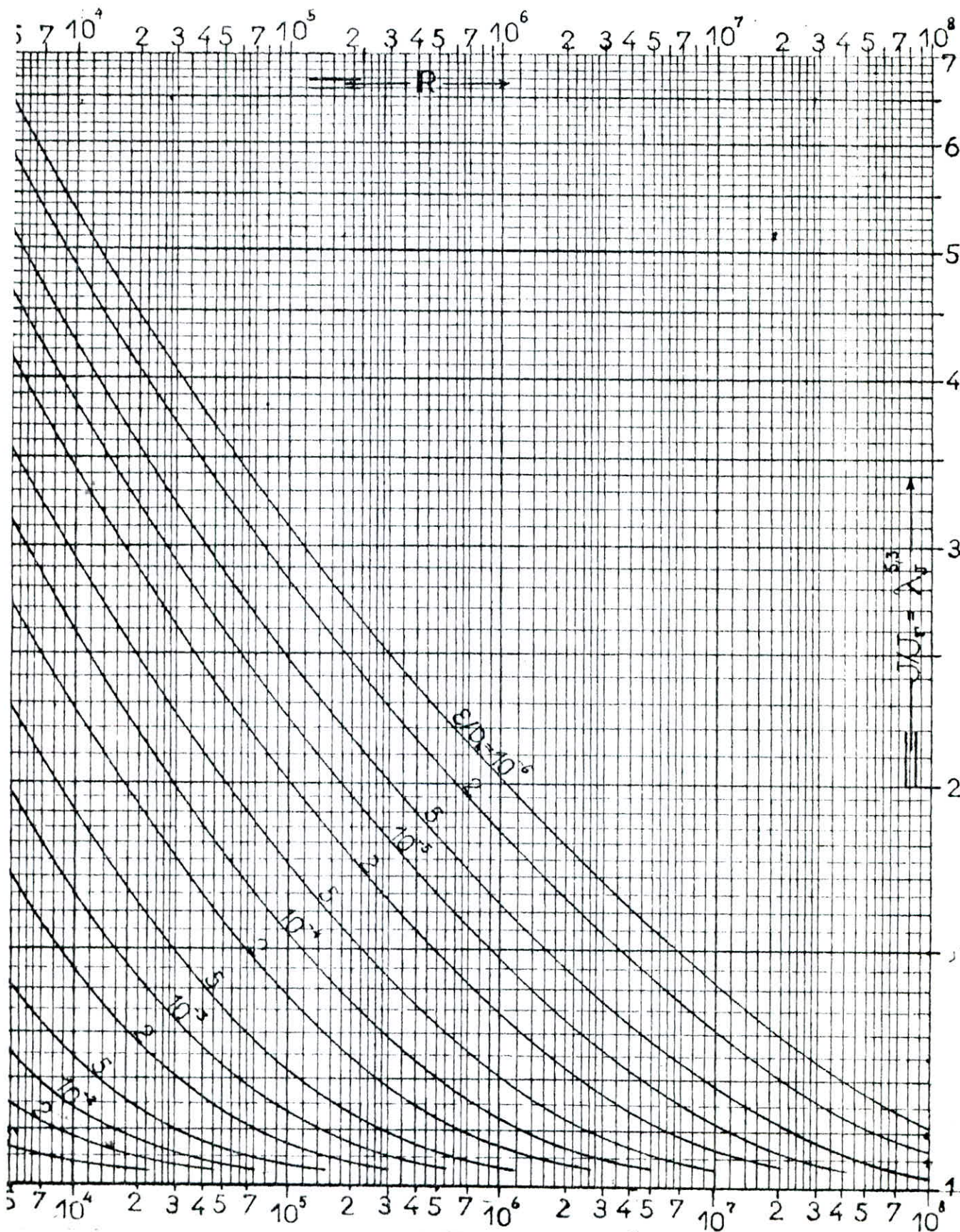


Figure 9

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

19c



IV) ADDUCTION

IV.1) choix du tracé

a- Condition Technique

Le choix du tracé de La Conduite a été établi en respectant Certains impératifs dans La mesure du possible:

- Le tracé du profil en Long doit être aussi régulier que possible
- Le chemin Le plus Court possible entre le Lien de Captage et le réservoir pour des raisons économiques des travaux.
- Evitez Les Contrepentes, Car les points hauts formés donnent naissances en exploitation à des Contonnements d'air qu'il importe d'évacuer au moyen des ventouses disposées en Ces points hauts où il pourrait résulter à Ces endroits une Cavitation par suite d'arrêt inopiné
- Evitez Les profils horizontaux.
- Le tracé sera donc Conçu Compte tenu de La possibilité de réaliser un profil en Long idéal avec des Coudes Largement ouverts afin d'éviter Les butées importantes.

b) Conditions économiques

il est intuitif qu'il existe un diamètre économique pour La Conduite de refoulement résultant d'un Compromis entre Les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissements de La Conduite qui croissent avec le diamètre de La Canalisation.

- Les frais d'exploitations de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des Pertes de charge.

IV.2) Calcul du diamètre économique.

- La relation de BONIN nous donne une approche du diamètre économique et à partir de la valeur ainsi déterminée on choisit des diamètres supérieurs sur lesquels portera l'étude technico-économique

- RELATION BONIN.

$$D = \sqrt{\varphi}$$

D : en m.

φ : en m^3/s

- La vitesse moyenne de l'eau dans la Conduite

$$V = \frac{4\varphi}{\pi D^2} \text{ (m/s)}$$

- Nombre de Reynolds : $IR = \frac{V \cdot D}{\nu}$

V : vitesse de l'écoulement en m/s

D : Diamètre de la Canalisation en m.

ν : viscosité cinématique en m^2/s

- Le Coefficient de frottement est calculé en moyennant la formule de Colebrook.

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

La résolution de cette équation se fait par approximations successives, la première est donnée par la formule de NIKURADSE

(40)

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

Valable uniquement en régime turbulent rugueux

- Le gradient de Perte de charge en régime turbulent rugueux est calculé à l'aide de la formule de DARCY-WEISBACH :-

$$J_r = \frac{f_r}{D} \frac{V^2}{2g}$$

- La perte de charge linéaire Δh_L en régime turbulent rugueux est égale à :

$$\Delta h_L = J_r \cdot L \quad (m).$$

- Le facteur de correction pour le gradient de perte de charge :

$$J = \lambda J^{5,3} \cdot J_r \quad \text{avec} \quad \lambda J^{5,3} = \frac{f_c}{f_r}$$

- La Perte de charge linéaire Δh_L en régime de transition :

$$\Delta h_L = J \cdot L \quad (m)$$

- Les Pertes de charge Singulières sont estimées à 15% des Pertes de charge Linéaires :

$$\Delta h_s = 0,15 \Delta h_L \quad (m)$$

d'où la Perte de charge totale ΔH est :

$$\Delta H = \Delta h_L + \Delta h_s = \Delta h_L + 0,15 \Delta h_L = 1,15 \Delta h_L = 1,15 J \cdot L \quad (m)$$

- Calcul de la hauteur manométrique totale H_{MT}

$$H_{MT} = \Delta H + H_g \quad (m) \quad H_g : \text{hauteur géométrique}$$

d'élevation pour le cas du refoulement à partir d'un forage vers un réservoir

$$H_g = (\text{Cote de Trop-plein} + 0,5) - \text{Côte ND}$$

- Calcul de la puissance absorbée :

$$P = \frac{HMT \cdot g \cdot Q}{\eta} \text{ en (KW)}$$

ou η : est le rendement η de la pompe.

- L'Energie Consommée.

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ en (kwh/an)}$$

- Frais d'exploitation F_e de la station de Pompage

$$F_e = E \cdot e \text{ en (DA)}$$

ou e : est le prix de l'énergie

- Frais d'amortissement

Suivant le règlement, le prix de la Conduite sera amorti sur une durée de 30 ans avec un taux d'intérêt $i = 8\%$ en ALGERIE et qui correspond à une somme de 1DA à une annuité de :

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

IV.3) Etude de variante :

Notre étude consiste en l'étude des deux schémas d'adduction suivants (voir schémas N° 1)

1^{ère} Variante :

FORAGE TAM-AMONT vers le réservoir existant R_1

FORAGE TAM-AVAL vers le réservoir projeté R_2

2^{ème} Variante :

Forages (Tam-amont, Tam-aval) vers le réservoir R_1 ,

ensuite il alimente le réservoir R_2 à partir de R_1 gravitairement.

* Résultats d'étude de la 1^{ère} variante:

- Pour l'adduction $4-R_2$ on remarque que le diamètre $\phi 150$ est le diamètre le plus économique

- Pour l'adduction $4-R_1$, nous constatons que le diamètre $\phi 150$ est le diamètre le plus économique

* Résultats d'étude de la 2^{ème} variante:

Pour l'adduction R_1-R_2 , nous remarquons que le diamètre $\phi 200$ est le diamètre le plus économique

CONCLUSION:

Nous choisissons la première variante car:

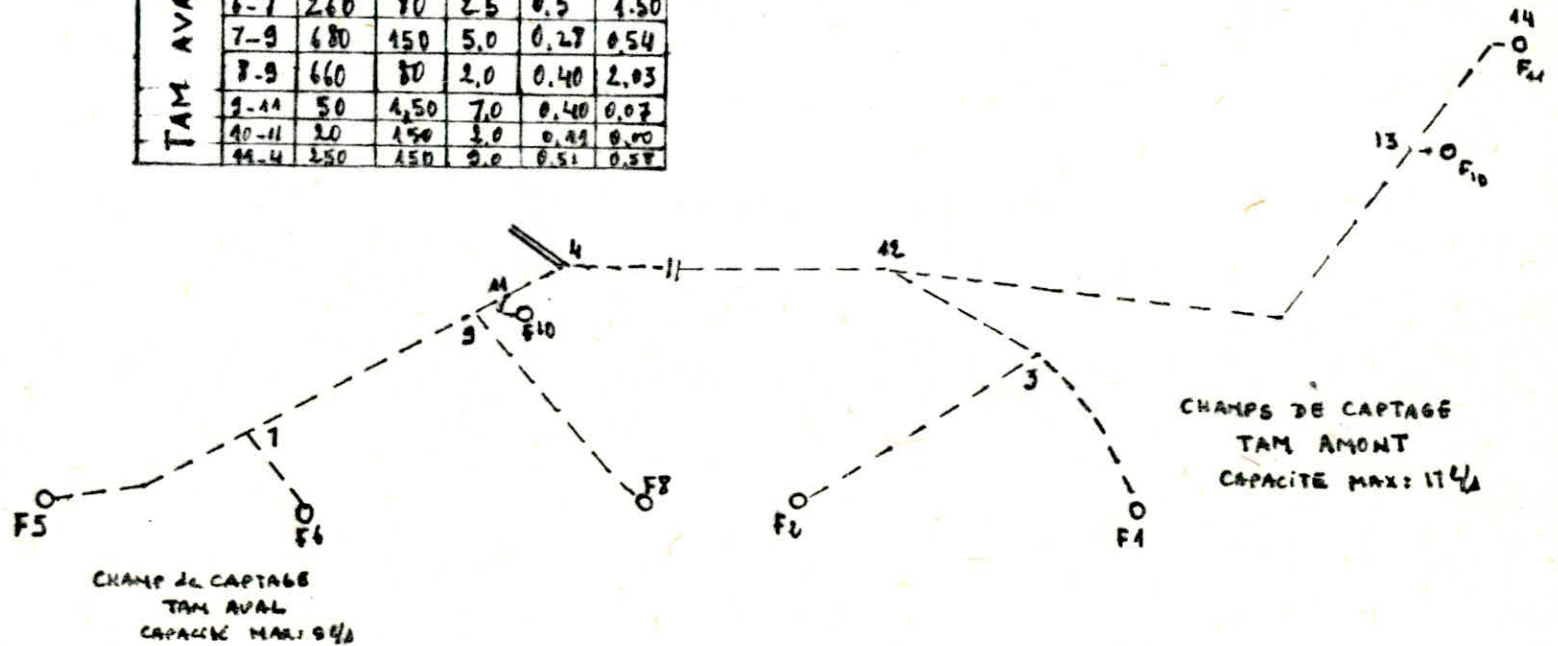
Le prix est très réduit

* Pour les calculs voir les tableaux suivants.

N^o 4-5-5'-6-7-7'

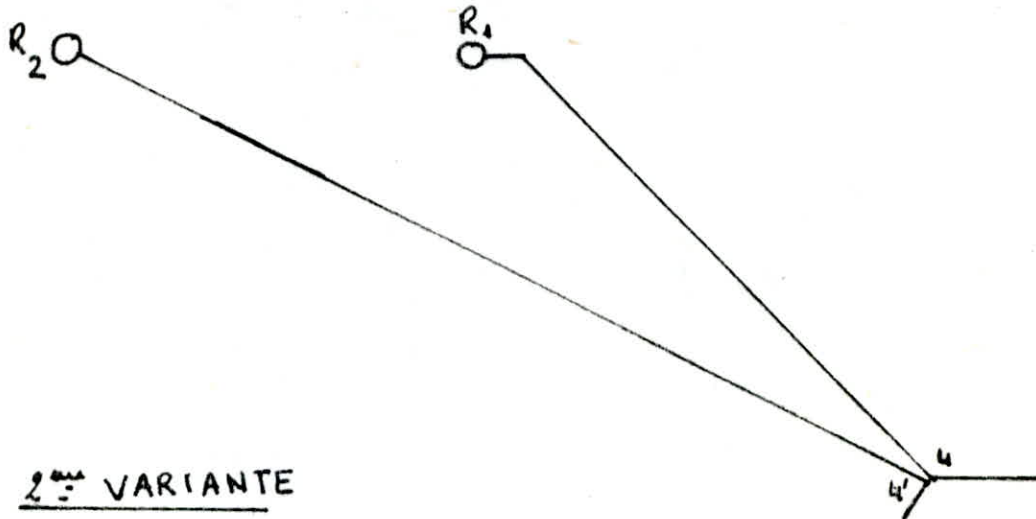
ADDUCTION EXISTANTE

	longeur	longueur	diamètre	debit l/s	vitesses m/s	PDC
TAM AMONT	1-3	462	150	10	0,56	4,31
	2-3	725	80	2,0	0,40	2,24
	3-12	450	150	12	0,68	14,07
	12-13	1200	100	5,0	0,136	6,76
	13-14	600	80	4,5	0,497	2,81
	10-13	260	80	2,5	0,5	4,50
	12-4	3080	450	17	0,91	23,40
TAM AVAL	5-1	550	450	2,5	0,14	0,21
	6-7	260	80	2,5	0,5	4,50
	7-9	680	150	5,0	0,27	0,54
	8-9	660	80	2,0	0,40	2,03
	9-11	50	4,50	7,0	0,40	0,07
	10-11	20	1,50	3,0	0,49	0,00
11-4	250	150	2,0	0,51	0,58	

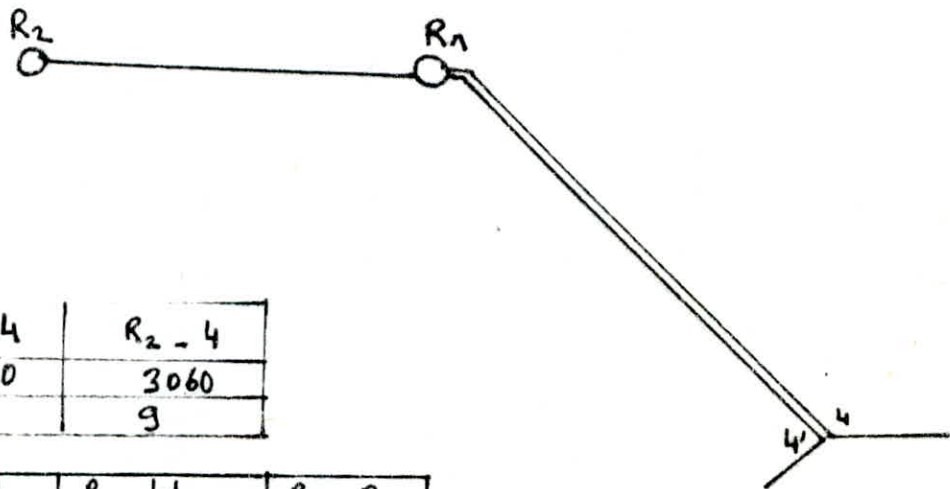


SCHEMA DES DEUX VARIANTES N° 1

1^{ère} VARIANTE



2^{ème} VARIANTE



VAR 1	R ₁ - 4	R ₂ - 4
longueur	1160	3060
debit %	17	9

VAR 2	R ₁ - 4	R ₁ - 4'	R ₁ - R ₂
longueur	1160	1160	2000
debit %	17	9	29,2

R₁ EXISTANT

Cote du terrain	1390,0 m
Cote du radier	1406,0 m
Cote du trop plein	1410,0 m

R₂ Projete'

Cote du terrain	1393,8 m
Cote du Radier	1405,0 "
Cote du trop plein	1411,0 "

$$L = 1160 \text{ m} \quad Q = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}. \quad (1^{\text{a}} \text{ VARIANTE})$$

TAB N^o 4

D (mm)	V m/s	R	F	J _r	F _c	$\lambda_J^{5,3}$	J	ΔH_L	ΔH_e	H _{me}
100	2,165	216500	0,028840	0,068259	0,02950632	1,023125	0,0704912	81,76	94,139	116,239
150	0,962	144300	0,0257055	0,008083	0,0268321	1,04406	0,008439	9,7792	11,257	33,357
200	0,541	108200	0,0237814	0,001773	0,02547801	1,07134	0,001900	2,204	2,53	24,63
250	0,346	86500	0,0224339	0,000547	0,02475219	1,10334	0,000604	0,70064	0,8057	22,9057

$$L = 3060 \text{ m} , \quad Q = 0.009 \text{ m}^3/\text{s}$$

100	1,146	114600	0,0288401	0,019304	0,02994301	1,03845	0,020047	61,343	70,545	115,875
150	0,509	76350	0,0257055	0,0022629	0,02764296	1,07564	0,002434	7,4358	8,557	53,881
200	0,286	57200	0,0237814	0,0004957	0,0267335	1,12168	0,000556	1,7014	1,9566	47,2766

(46)

ADDUCTION 4^e R_e 1^{re} VARIANTE

CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION.

TAB : 5

D (mm)	P	ΔP	P_e	E (kw/an)	e	F = E x e (DA)
100	13,64	1,364	15,004	409529,2	0,19	20810,548
150	6,34	0,634	6,974	50910,2	0,19	9672,938
200	5,56	0,556	6,116	44646,8	0,19	8482,892

CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT.

D (mm)	Prix en ml	Longueur (m)	Prix de la Conduite	Annuité
100	147,31	3060	450768,5	40569,174
150	184,93	"	565885,8	50929,722
200	219,56	"	702453,6	63220,824

BILAN DES FRAIS.

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Total
100	20810,548	40569,174	61379,73
150	9672,938	50929,722	60602,66
200	8482,892	63220,824	71703,716

le ϕ 150 est le plus économique.

ADDUCTION 4-R₁ 1^{ère} VARIANTE
CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION.

TAB N° 5'

D (mm)	P	ΔP	P _c	E (kw/an)	e	F = E x e (D.A)
100	25,846	2,5746	28,4315	207549,97	0,19	39434,496
150	7,417	0,7417	8,1589	59560,42	0,19	11316,481
200	5,476	0,5476	6,0243	43977,585	0,19	8355,7412
250	5,093	0,5093	5,602	40894,6	0,19	7769,974

CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT.

D (mm)	Prix en ml	longueur (m)	Prix de la Conduite	Annuité
100	147,31	1160	170719,6	15379,164
150	184,93	"	214518,8	19306,692
200	229,56	"	266279,6	23966,064
250	267,22	"	309975,2	2797,768

BILAN DES FRAIS.

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	total
100	39434,496	15379,164	54813,66
150	11316,481	19306,692	30623,17
200	8355,7412	23966,064	32321,805
250	7769,974	2797,768	35667,742

le φ150 est le plus économique.

TAB N° 6

$L = 2000 \text{ m}$ $Q = 29,2 \text{ l/s}$ (2^{da} Variante), $H_p = 4,5$

D (mm)	V m/s	R	f	J _r	f _c	$\lambda J^{5,3}$	J	ΔH_L	ΔH_t	H _{mt}
150	1,653	247950	0,0257055	0,02386	0,0264301	1,02819	0,02453	49,077	56,4394	60,9394
200	0,929	185800	0,0237814	0,0052374	0,0248554	1,04507	0,0054669	10,9322	12,5720	17,072
250	0,595	148750	0,0224339	0,0016192	0,0239027	1,06547	0,0017251	3,4502	3,9671	8,4677
300	0,413	125900	0,0214162	0,0005206	0,0235168	1,0887	0,000676	1,35	1,552	2,052

$L = 1160 \text{ m}$, $Q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_p = 44,33$ (2^{da} Variante)

100	1,14	114000	0,0288401	0,019103	0,0299558	1,038	0,0198201	23,00	26,45	70,78
150	0,51	76500	0,0257055	0,002271	0,0276465	1,075	0,0024422	2,83	3,25	47,58
200	0,28	56000	0,0237814	0,000430	0,0272626	1,123	0,00053558	0,618	0,71	45,04
250	0,18	45000	0,0224339	0,000148	0,0263656	1,175	0,000174119	0,209	0,23	44,56

(20)

ADDUCTION 4' - R₁ (2^{ème} VARIANTE)

CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION.

TAB N° 7

D (mm)	P	ΔP	P _t	E (kw/an)	e	F = E x e (DA)
100	8,43	0,843	9,273	67692,9	0,19	12861,651
150	5,70	0,570	6,27	45771	0,19	8696,49
200	5,40	0,540	5,94	43362	0,19	8238,78
250	5,34	0,534	5,874	42880,2	0,19	8147,238

CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

D (mm)	Prix en mL	longueur (m)	Prix de la conduite	Annuité
100	147,31	1160	170879,6	15379,164
150	184,93	"	214518,8	19306,692
200	229,56	"	266289,6	23966,064
250	267,22	"	309975,2	27897,768

BILAN DES FRAIS.

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	Total
100	12861,651	15379,164	28240,815
150	8696,49	19306,692	28003,182
200	8238,78	23966,064	32204,844
250	8147,238	27897,768	36045,006

le φ 150 est le plus économique

ADDUCTION R₁ - R₂ (2^{ème} VARIANTE)
 CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

TABLEAU 7'

D (mm)	ρ	ΔP	P_t	E (kw/an)	e	F = E x e (DA)
150	23,274	2,3274	25,6023	176896,79	0,19	35510,39
200	6,52	0,652	7,172	52355,6	0,19	9947,56
250	3,234	0,3234	3,5574	25969,02	0,19	4934,11
300	0,783	0,0783	0,8613	6277,49	0,19	1194,62

CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

D (mm)	Prix en mL	Longueur (m)	Prix de la conduite	Annuité
150	184,93	2000	369860	33287,4
200	229,56	//	459120	41320,8
250	267,22	//	534440	48099,6
300	333,07	//	666140	59952,6

BILAN DES FRAIS

D (mm)	Frais d'exploitation	Frais d'amortissement	total DA
150	35510,39	33287,4	68797,79
200	9947,56	41320,8	51268,36
250	4934,11	48099,6	53033,71
300	1194,62	59952,6	61147,22

le ϕ 200 est le plus économique

V CHOIX DES POMPES

- Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminée avec un rendement satisfaisant

VI.1) TYPE DES POMPES

- Le type de Pompe est choisi selon la zone dans laquelle se situera le point éventuel de fonctionnement en relation avec le débit refoulé et la hauteur voulue

- Le point de fonctionnement est obtenu en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe est donné par l'intersection de ces deux courbes.

- Ayant les caractéristiques de refoulement (Q, H_{MT}) nous essayerons de trouver sur les catalogues la courbe des caractéristiques de la pompe qui sont les plus proches de nos caractéristiques de refoulement

* Pour notre projet nous avons équipé les forages F_{M1} et F_{M0} d'un groupe électro-pompe immergé.

- Type de Pompe : Teumont Schneider

Caractéristiques de

$$Q = 0,0025 \text{ m}^3/\text{s} = 9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{MT} = 52,20 \text{ m}$$

Le catalogue Teumont Schneider pour les groupes électro-pompe immergés nous a permis de choisir

Le type de Pompe qui répond exactement à nos
Caractéristiques de refoulement, il s'agit d'une Pompe

6010R-10 FR5

$$\eta = 68\%$$

$$N = 2850 \text{ tr/mn.}$$

Pour Les autres forages, ils sont équipés des pompes
immergées de type PLEUGER N83-2 + V6-20

II 2) Étude de choix de pompe du Forage F11

- 1^{ère} solution :

Si nous gardons le point de fonctionnement P',
nous devons diminuer le temps de pompage. Pour

Le Point P' nous avons :

$$Q = 11,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HMT = 55,20 \text{ m}$$

Pour le point P nous avons :

$$Q = 9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HMT = 52,20 \text{ m}$$

Le volume entrant au réservoir pendant 24 heures
est de 216 m^3 ainsi le temps de pompage se
réduira et sera de :

$$t = \frac{216}{11,8} = 18 \text{ h. } 30' 5''$$

La puissance absorbée pour la pompe sera de :

$$W_p = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,003277 \cdot 55,20}{0,7} = 2,53 \text{ Kw.}$$

Pour Prevenir Certains imprevus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbee par la pompe de 10% pour une puissance W_p Superieure a 20kw

- 2^{eme} Solution

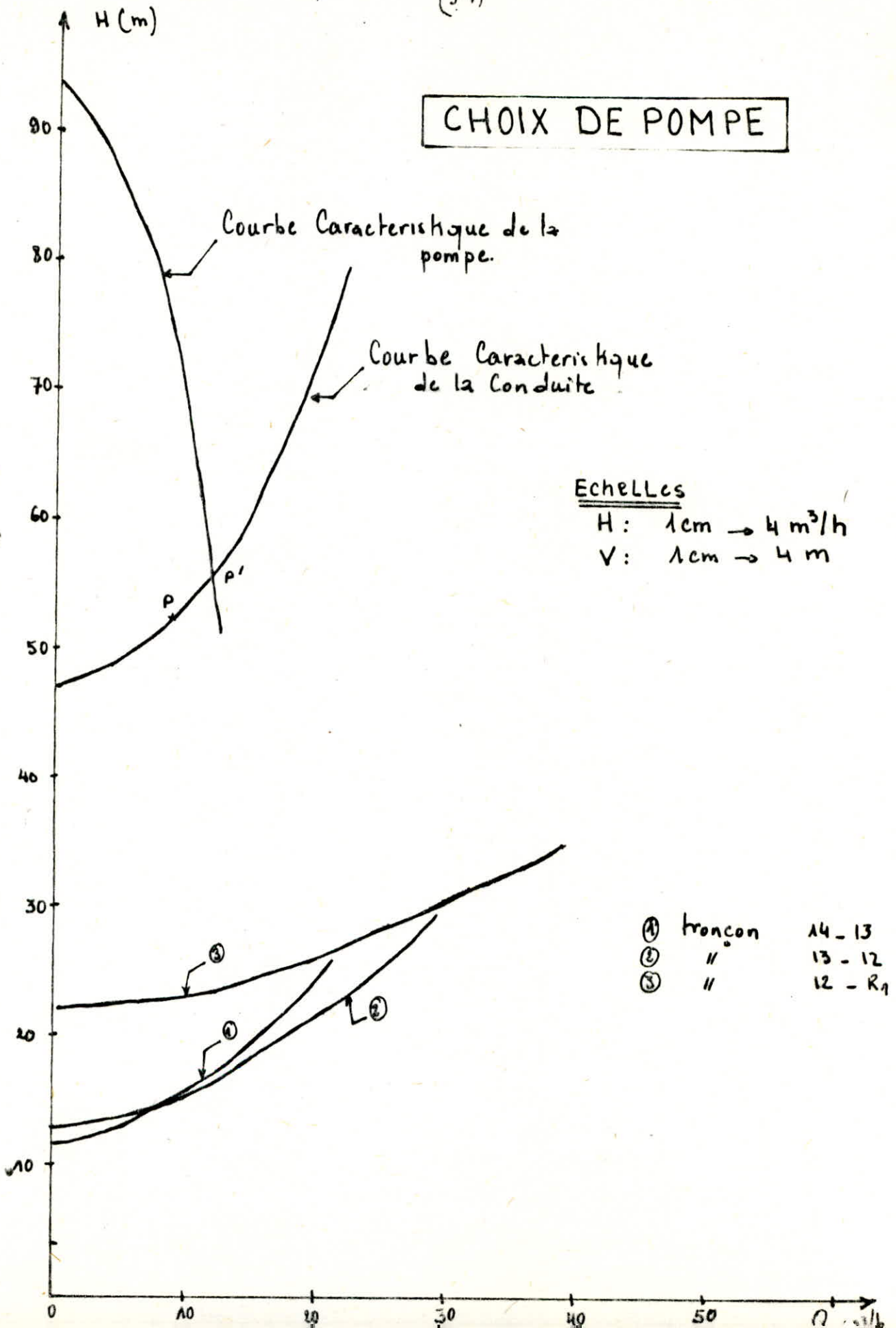
elle Consiste a Vanner sur le refoulement pour Creer une Perte de charge egale a :

$$PP' = 74 - 52,20 = 21,8 \text{ m}$$

Ce qui provoquera une augmentation de la hauteur manometrique, en gardant le debit desire, nous aurons un gaspillage d'energie, dans Ce Cas soit

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,0025 \cdot 74}{0,68} = 2,67 \text{ kW.}$$

CHOIX DE POMPE



TRONÇON (13-12)

$Q = 5 \text{ l/s}$, $L = 1200$, $\varnothing = 100 \text{ mm}$
 $H_f = 13,4 \text{ m}$

$Q \text{ l/s}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ m/s}$	Re	f	f_c	J	$\Delta H_L \text{ m}$	ΔH_e	H_{mt}
1,94	7	0,2411	24710	0,0082030	0,0273541	0,0008515	1,0218	1,17507	14,515
2,5	9	0,3184	31840	//	0,0261865	0,0013536	1,62432	1,8679	15,268
3,3	12	0,42037	42038	//	0,0250780	0,0022588	2,71056	3,11714	16,517
4,16	15	0,5299	52990	//	0,0242796	0,0034752	4,17024	4,79537	18,195
5	18	0,6369	63690	//	0,0237202	0,004947	5,88564	6,7684	20,168
5,5	20	0,7006	70060	//	0,0234540	0,0058683	7,04196	8,0982	21,498
6,94	25	0,8841	88410	//	0,0228719	0,0094443	10,9419	12,5735	25,973
8,33	30	1,0611	106110	//	0,0224749	0,012898	15,4787	17,8006	31,200

(55)

TRONÇON (13-14), $Q = 2,5 \text{ l/s}$. $L = 600 \text{ m}$. $H_g = 12,2 \text{ m}$, $\phi = 80 \text{ mm}$.

$Q \text{ l/s}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ m/s}$	Re	f	f_c	J	ΔH_L	ΔH_e	H_{mt}
1,38	5	0,274	21.920	0,021072	0,0284700	0,00136715	0,82029	0,9433	13,143
1,944	7	0,386	30880	//	0,0248978	0,00255245	1,5316	1,76132	13,968
2,5	9	0,497	39760	V	0,0259193	0,00408483	2,4509	2,8185	15,018
3,33	12	0,656	52480	K	0,0250038	0,00686602	4,1196	4,7375	16,938
4,166	15	0,828	66420	//	0,0243449	0,0106234	6,3741	7,3302	19,530
5	18	0,995	79600	//	0,0239052	0,0150696	9,0418	10,3980	22,598
5,55	20	1,094	87520	//	0,0236964	0,0180748	10,8448	12,4176	24,617

TRONÇON (12-R.), $Q = 17 \text{ l/s}$. $L = 4240 \text{ m}$. $H_g = 21,40 \text{ m}$.
 $\phi = 150 \text{ mm}$

$Q \text{ l/s}$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$V \text{ (m/s)}$	Re	f	f_c	J	$\Delta H_L \text{ (m)}$	$\Delta H_e \text{ (m)}$	H_{mt}
1,388	5	0,0785	11787	0,0184174	0,0312426	0,00006543	0,27742	0,3192	22,419
2,77	10	0,1568	23520	//	0,02687676	0,0002243	0,95103	1,0936	23,19
5,55	20	0,3114	46708	//	0,02375249	0,0007818	3,3148	3,8120	25,912
8,33	30	0,4716	70740	//	0,02233248	0,0016861	7,1490	8,2214	30,324
11,1	40	0,6284	94260	//	0,02152912	0,0028345	12,0161	13,8185	35,918
17	61,2	0,9625	144372	//	0,02057183	0,0064689	27,4243	31,5379	53,637
22	80	1,2455	176825	//	0,02011293	0,0165048	44,52	51,198	73,298

(56)

V) DISTRIBUTION :

VI.1) Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la ville de Tamazasset est du type maillé suivant les entre-croisements des routes

Le réseau de la ville de Tamazasset est divisé en deux :

- Celui de la zone Est alimenté par le réservoir existant de 500 m^3
- Celui de la zone Ouest alimenté par le réservoir projeté de 500 m^3

Les deux réseaux sont reliés entre eux par des conduites et vannes fermées en fonctionnement normal.

VI.2) Calcul du réseau de distribution.

VI.2.1) Détermination des débits soutirés

Pour déterminer le débit soutiré de chaque nœud nous devons d'abord délimiter la zone desservie pour chaque nœud.

La superficie de chaque nœud sera déterminée par la méthode des médiatrices, et ayant les densités différentes nous trouvons la population possible avec la consommation spécifique et nous déduisons dans chaque nœud et nous multiplions ce débit

Par un Coefficient de Pointe $K_p = 3$

Formules utilisées

$$d = \frac{N_p}{S_t} \text{ hab/ha}$$

d : densité de la population

N_p : Population

S_t : Surface totale des mailles.

$$q = \frac{Q_{\text{moy-jour}}}{N_p} \text{ m}^3/\text{J/ha. ou L/J/ha.}$$

q : Consommation spécifique

$$N_i = S_i \cdot d$$

N_i : Population dans chaque zone du nœud

S_i : Surface de la zone du nœud.

La Consommation par nœud sera:

$$Q_i = N_i \cdot q.$$

Pour notre projet nous prenons les mêmes

formules pour calculer le débit soutiré

- calcul de la densité

nous avons: $N_p = 9168 \text{ hab.}$

$S_t = 118,05 \text{ ha.}$

$$d = \frac{9168}{118,05} = 78 \text{ hab/ha}$$

- Consommation spécifique :

$$Q_{\text{moy-j}} = 1936,10 \text{ m}^3/\text{J.}$$

$$N_p = 9168 \text{ hab.}$$

$$q = \frac{1936,10}{9168} = 0,21118 \text{ m}^3/\text{J/hab} = 211,18 \text{ L/J/hab}$$

III.3) Methode de calcul

- Le réseau maillé est calculé par la méthode de (Hardy Cross)

Cette méthode consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille :

une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement.

Le sens choisi supposé positif est celui des aiguilles d'une montre

* Résolution :

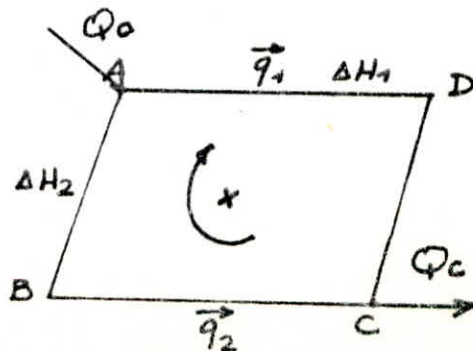
La résolution de ce problème doit satisfaire les deux lois suivantes :

1^{ère} Loi :

En un nœud quelconque, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants (semblable à la Loi de Kirchoff en électricité)

2^{ème} Loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Les P.d.C sont effectuées du signe des débits puisque ces dernières croissent dans le sens d'écoulement de l'eau.



1^{ère} Loi :

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$

2^{ème} Loi :

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

Cette égalité n'est pas vérifiée dès le premier coup et il est nécessaire de modifier la répartition initiale des débits afin d'aboutir à la vérification de cette dernière égalité.

Soit q_1 la valeur dont il est nécessaire de modifier le débit pour arriver à ce but.

On sait que les P.d.C sont proportionnelles au carré des débits, de sorte que l'on peut écrire:

$$\Delta H_1 = R_1 \times q_1^2 \quad , \quad \Delta H_2 = R_2 \times q_2^2$$

R_1 et R_2 sont les résistances des conduites sur les longueurs L_1, L_2

La 2^{ème} Loi dans ce cas s'écrit:

$$R_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 (q_2 + \Delta q_1)^2 = 0$$

En négligeant le terme Δq_1^2 on trouve:

$$\Delta q_1 = \frac{-R_1 q_1^2 + R_2 q_2^2}{2(R_1 q_1 + R_2 q_2)}$$

puisque $R_1 = \frac{\Delta H_1}{q_1^2}$, $R_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2^2}$ on aura:

$$\Delta q_1 = \frac{-\Delta H_1 + \Delta H_2}{2 \left(\frac{\Delta H_1}{q_1} + \frac{\Delta H_2}{q_2} \right)} = - \frac{\Delta H_1 + \Delta H_2}{2 \left(\frac{\Delta H_1}{q_1} + \frac{\Delta H_2}{q_2} \right)}$$

* Si $\Delta H_1 - \Delta H_2 < 0$ on ajoute q_1 à q_1

Si $\Delta H_1 - \Delta H_2 > 0$ on retranche q_1 à q_1

Cette résolution est générale, et en étendant le raisonnement à un contour fermé quelconque et en désignant par $\sum \Delta H = \sum R Q^2$

La P.d.C totale dans le circuit fermé de la

La maille au cours de cette approximation et par

$$\sum \frac{\Delta H}{Q} = \sum RQ$$

Dans la 1^{ère} approximation les nouveaux débits deviennent : $q_1 + \Delta q_1$, $q_2 - \Delta q_2$

Où en respectant l'orientation de la maille

$$+ q_1 + \Delta q_1 \quad \text{et} \quad - q_2 + \Delta q_1$$

Autrement dit, le débit initial, affecté de son signe des conduites de la maille, est corrigé de la valeur (Δq_1) trouvée prise avec son signe.

Si la 2^{ème} n'est encore vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits d'une nouvelle valeur Δq_2 calculée de la même façon que la précédente correction et ainsi de suite jusqu'à avoir l'égalité cherchée. ou si $\Delta q_1 < 0,5 \text{ l/s}$ et $\sum \Delta H \leq 0,5 \text{ m}$

Dans le cas d'une conduite commune à deux mailles adjacentes, cette conduite est corrigée deux fois :-

- Correction Δq propre à la maille considérée avec son signe
- Correction $\Delta q'$ propre à la maille adjacente avec son signe contraire

* Calcul de la résistance R.

La valeur de R se déduit de la formule des P.d.C

$$\Delta H = f \cdot \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g} = f \frac{16 L_e Q^2}{2g D^5 \pi^2}$$

$$\Delta H = 0,0828 f \frac{L_e}{D^5} Q^2 \quad , \quad R = 0,0828 f \frac{L_e}{D^5}$$

f : Coefficient de frottement

Le Coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK.

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

on prend comme 1^{ère} approximation la valeur de f calculé par la formule de NIKURADSE

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

on procède par approximations successives jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on détermine les P.d.C. finales.

Calcul des diamètres des tronçons.

En fonction des débits répartis en 1^{ère} approximation et l'intervalle de vitesse (0,4 ÷ 1,4) admissible dans un réseau maillé on détermine les diamètres des tronçons.

* Calcul des P.d.C

elles sont déterminées d'après la formule de DARCY - WELSBACH

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

a) Les P.d.C. singulières

elles sont exprimées en fonction d'une longueur équivalente (L_{eq}) occasionnant une même P.d.C. lors du passage du même débit

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

- f : Coefficient de frottement
- V : vitesse d'écoulement
- D : diamètre de la Conduite
- L_{eq} : Longueur équivalente

b) P.d.C dues aux frottements sont exprimees par la formule:

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

L_g : Longueur geometrique.

c) P.d.C Totales

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

Generalement on estime la longueur equivalente a 15% de la longueur geometrique

$$L_{eq} = 0,15 L_g.$$

$$L_T = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g.$$

$$\Delta H_t = \frac{1,15 f L_g V^2}{2g D} = \frac{1,15 f L_g Q^2}{2g A^2 D}$$

En introduisant le concept de la P.d.C debitaire ΔH_Q provoqué lors du passage d'un debit unitaire

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = 1,15 f \frac{L_g}{2g D A^2}$$

Le gradient de P.d.C debitaire est egale:

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{f}{2g D A^2}$$

Pour un profil circulaire et avec $\pi = 3,14$
et $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

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

(64)

Pour un régime turbulent rugueux, la P.d.c le long de la conduite est:

$$\Delta H = J \cdot L \cdot Q = J_Q \cdot Q^2 \cdot L = \Delta H_Q \cdot Q^2$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L = R. \quad \text{alors on a: } \Delta H = RQ^2$$

* Le calcul du réseau maillé a été programmé sur Calculatrice TI59 avec:

$\epsilon = 10^{-3} \text{ m}$ dont voici le programme:

LBL A ((RCL 01 Lnx x 0,86 x 1,14) x² $\frac{1}{x}$ x A
x RCL 02 x RCL 03 x RCL 03 2nd |x| $\frac{1}{x}$ RCL 01 y^x)
= SUM 04 STO 05 2nd pause 2nd pause 2nd pause
2nd pause x (2000 : RCL 03) = SUM 06 R/s

On exécute RCL 04 $\frac{1}{x}$ RCL 06 = x 1000 Affiche ΔQ
porté avec le signe contraire.

D (mm)	_____	STO 01
L (m)	_____	STO 02
Q (l/s)	_____	STO 03

on exécute :

A \Rightarrow $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ valeur affichée } \Delta H = RQ^2 \\ 2^{\text{eme}} \text{ valeur affichée } 2RQ \end{cases}$

.VI.4) Calcul des Pression au sol.

La pression de service au sol devra être déterminée en tenant compte de la hauteur des Immeubles (existants ou prévus) elle ne devra en aucun cas être inférieure à 10m.

On détermine tout d'abord la Cote piezométrique au point de raccordement qui est égale :

$$C_{P1} = C_R - \Delta H_{R-1}$$

De même pour tout le réseau.

La pression au sol est déterminée par :

$$p = C_p - C_T.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau N°

Conclusion :

D'après les résultats obtenus des Pressions au sol nous déduisons que ces dernières sont admissibles.

VIII) Protection des Conduites

VIII.1) Coup de beliez.

Le Coup de beliez est une onde de pression provoquée par une variation du régime d'écoulement dans une Conduite fermée qui se trouve modifiée brusquement par les causes suivantes :

- Un arrêt brusque du groupe alimentant la Conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- Un arrêt brusque du groupe alimentant la Conduite de refoulement débitant sur un réservoir
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.
- Démarrage des Pompes alimentaires

Ces causes qui sont d'ailleurs les plus fréquentes dans la création du Coup de beliez, produisent une série d'onde de pression qui se propagent sur toute la longueur de la Conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux forces de frottement, ces ondes sont caractérisées par une vitesse de propagation ou célérité "a" donnée par la formule :

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

- K : Coefficient de Compressibilité de l'eau ($K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$)
 ρ : masse volumique de l'eau ($\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$)
 D : diamètre de la Conduite
 e : épaisseur de la Conduite
 E : module d'élasticité

VII. 2) Moyen de Protection

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

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

Dans notre étude nous avons utilisé un réservoir d'air comme moyen de protection de la conduite de refoulement d'ailleurs c'est le dispositif le plus utilisé.

VII. 3) Réservoir d'air

- Principe: L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau

accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement immédiatement à l'aval du clapet. A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

VII 4) Principe de calcul

Le calcul consiste par approximation successive à tracer l'épure de BERGERON, afin de déterminer les dépressions et les surpressions maximales après avoir fixé un volume d'air U_0

- On considère qu'au cours d'un aller-retour d'onde l'intervalle de temps $\theta = \frac{2L}{a}$. La vitesse finale de l'eau après l'intervalle θ est V_f

- Nous partons d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air U_0 , nous fixons la vitesse

finale V_f et nous calculons à la fin de l'intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les P.d.c suivant le cas.

Nous vérifions que le diagramme de BERGERON la précision finale correspondante à la vitesse finale V_f . Si la précision ne correspond pas à la vitesse nous devons refaire les calculs en choisissant une autre vitesse V_f .

- Les temps se suivent selon les valeurs de

$$\theta = \frac{2L}{a}$$

- L'augmentation U du volume d'air du réservoir d'air, ou sa diminution est exprimée par le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S' , pendant le temps θ et avec une vitesse V_m .

- Pour le 1^{er} intervalle θ nous avons :

$$V_m = \frac{V_0 + V_{f1}}{2}$$

- Il faut faire attention aux vitesses négatives quand l'eau revient vers le réservoir d'air

- Le volume U d'air du réservoir sera égal, à la fin du premier intervalle θ , à $U_0 + \Delta U_0$, pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte, puis se retranche quand

L'eau descend.

La nouvelle précision dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la Loi de Poisson:

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

δ_0 : P.d.C dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4} \rightarrow Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

L'organe d'étranglement est une tuyère

A la montée de l'eau nous avons la valeur de la vitesse V_i en fonction de la vitesse finale V_f dans la conduite, nous évaluons la vitesse V_2 à la descente de l'eau.

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

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K.$$

"d" sera choisi pour K reste compris entre 15 et 20

- La P.d.C ΔH_i à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (d') et la tubulure (D). Nous déterminons le coefficient des P.d.C (C) du

graphe :
$$\Delta H_i = \frac{V_i^2 C}{2g}$$

A la descente de l'eau la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec coefficient de

Contraction de 0,5 de même nous aurons :

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{\pi D^2/4}{0,5 \pi d^2/4} = \frac{2 D^2}{d^2}$$

$$Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perte de charge :

$$S = 0,0176 \text{ m}^2$$

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C'$$

$$V_0 = 0,963 \text{ m/s}$$

La pression absolue dans la Conduite est :

$Z - \Delta H_1$ quand l'eau monte

$Z + \Delta H_2$ quand l'eau descend

— Par cette valeur de la pression finale absolue dans la Conduite sera menée l'horizontale qui coupera la droite $\frac{a}{g\beta}$

a : célérité de l'onde

S : section de la Conduite.

— Calcul —

Données de base de la 1^{ère} ADDUCTION (12 - R₁)

$$L = 4240 \text{ m}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$H_g = 22,10 \text{ m}$$

$$Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,0176 \text{ m}^2$$

$$V_0 = 0,963 \text{ m/s}$$

$$V = 74,62 \text{ m}^3$$

(72)

Pour une Conduite en acier $e = 10 \text{ mm}$, $K = 2,15 \cdot 10^8 \text{ Pa}$

$\rho = 10^3 \text{ Kg/m}^3$, $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$

- Calcul de La Celerité

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E \cdot e}}} = 1360,68 \text{ m/s}$$

Le temps d'aller - retour de l'onde :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 4240}{1360,68} = 6,23 \text{ s}$$

Le Coup de beliez peut atteindre la valeur maximale

$$h_{\max} = \frac{a \cdot \gamma_e}{g} = \frac{1360,68 \cdot 0,963}{9,81} = 133,57 \text{ m}$$

Au moment de retour de l'onde la surpression peut atteindre :

$$H_g + h_{\max} = 22,10 + 133,57 = 155,67 \text{ m}$$

La depression peut atteindre :

$$22,10 - 133,57 = -111,47 \text{ m.}$$

- Dimensionnement du dispositif d'étranglement:

$$\phi = \frac{D}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm.}$$

A la montée de l'eau la tuyère ayant un Coefficient du débit : 0,92

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

nous prenons $K = 18$

$$\frac{V_r}{V_f} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = 18 \rightarrow d = \sqrt{\frac{D^2}{(0,92)^2 \cdot 18}} = 39 \text{ mm}$$

Dans ce cas la valeur de K :

$$K = \frac{(0,15)^2}{(0,92)^2 \cdot (0,039)^2} = 17,48$$

(73)

$$\text{Ainsi que } \frac{V_I}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} \rightarrow V_I = 17,48$$

$$\text{Par ailleurs } m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,039)^2}{(0,075)^2} = 0,2288$$

moyennant l'abaque donnant la valeur du Coefficient de P.d.C (C) dans une tuyere nous lisons pour:

$$m = 0,2288 \rightarrow C = 0,6$$

$$\text{Ainsi } \Delta H_I = \frac{V_I^2}{2g} \cdot C = \frac{V_I^2 \cdot 0,6}{2 \cdot 9,81} = 0,0306 V_I^2$$

A la descente de l'eau :

$$\frac{V_2}{V_f} = K'$$

$$\text{soit } \frac{V_2}{V_f} = \frac{2D^2}{d^2} = \frac{2 \cdot (150)^2}{(39)^2} = 29,58$$

$$\text{donc } V_2 = 29,58 V_f$$

$$m' = \frac{0,5d^2}{d^2} = \frac{0,5(39)^2}{(75)^2} = 0,1352$$

moyennant l'abaque donnant la valeur du Coefficient de P.d.C (C') dans la tuyere on a:

$$m' = 0,1352 \rightarrow C' = 0,77$$

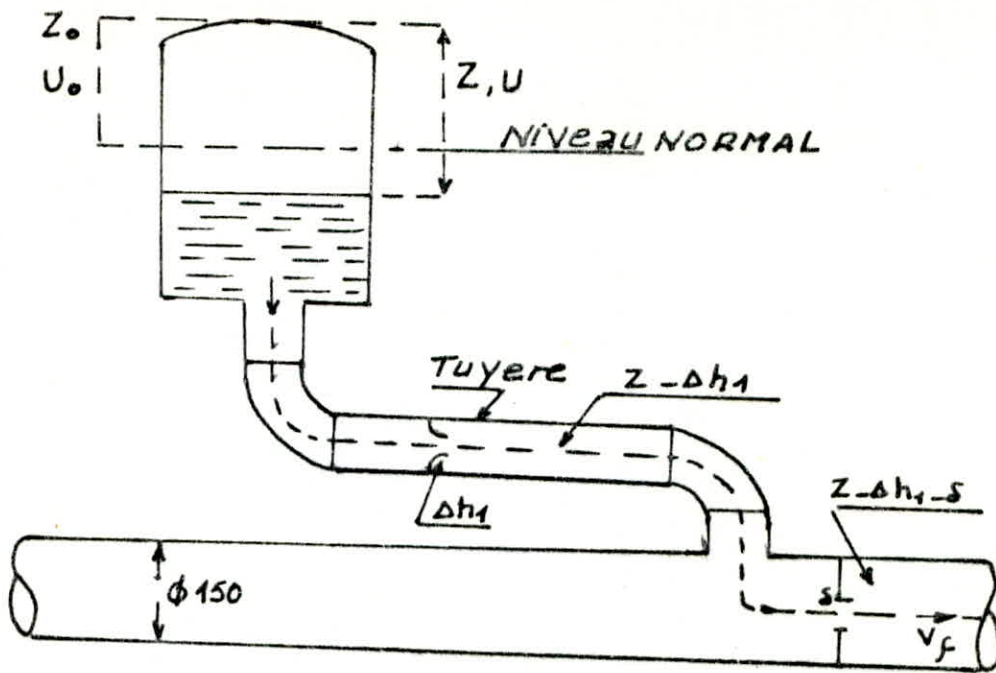
$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2 C'}{2g} = \frac{0,77 V_2^2}{19,62} = 0,0392 V_2^2$$

* Calcul de l'angle

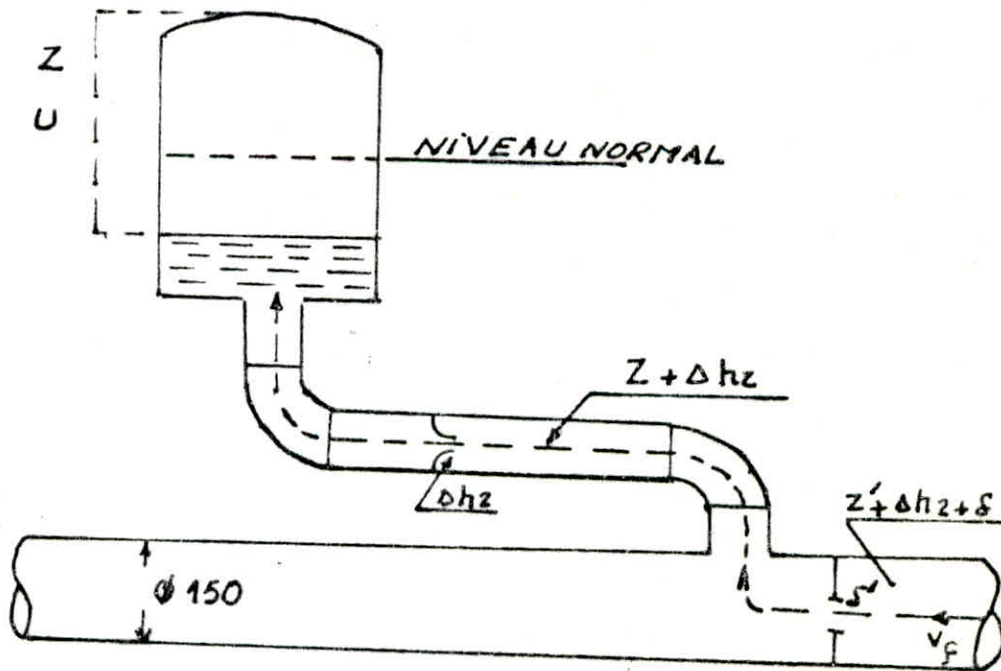
nous avons :

$$\frac{9}{83} = \frac{1360,68}{9,81 \cdot 0,0176} = 7880,87 \text{ m}$$

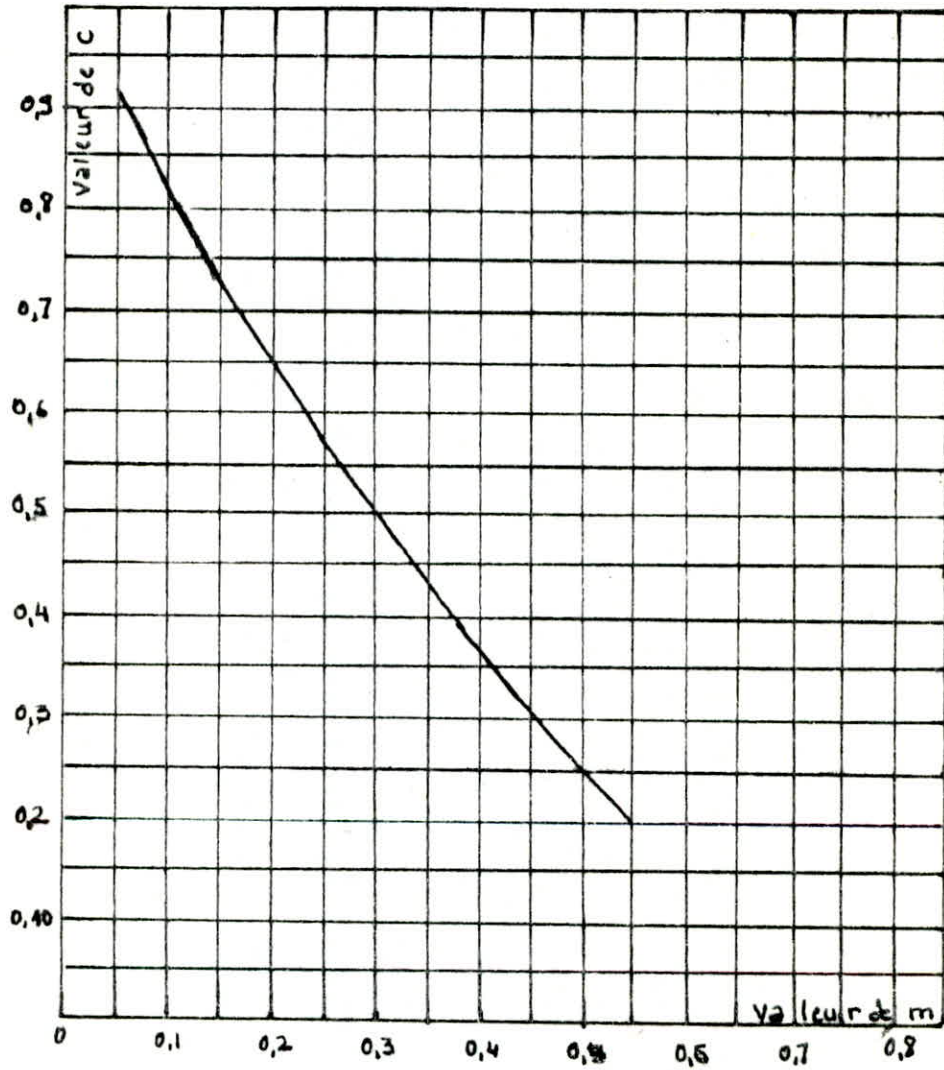
l'échelle de la pression est graduée à raison de 1cm pour 5m, 7880,87 est représenté par 1576,17 cm.



PERTES DE CHARGES SUCCESSIVES
 A LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



PERTE DE CHARGES SUCCESSIVES A
 LA DESCENTE DE L'EAU DANS LE RESERVOIR



Coefficient de Perze de charge C dans une tuyere

TAB N^o 3

Intervalle de temps	Variation du Volume d'eau $\Delta U = 1,58696 \text{ l/m}$	Volume d'eau $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans le Reservoir $Z = 20,8046 \text{ l/m}$	Vitesses dans le tube volume Moyenne $V = 0,1948 \text{ m/s}$ Diamètre $V = 29,8 \text{ m/s}$	P.D.C. dans le tuyau $\Delta h_1 = 0,0366 \text{ m}$ $\Delta h_2 = 0,03926 \text{ m}$	Pression dans le Conduite avec P.D.C. $P_{10} = 0,2 \text{ m}$ $P_{20} = 0,2 \text{ m}$	P.D.C. de l'expériment	Pression dans la Conduite sans P.D.C. $P_{10} = 0,2 \text{ m}$ $P_{20} = 0,2 \text{ m}$	Vitesses mesurées par le fléphe	Débit mesuré au point	Vitesses moyennes	Vitesses finale choisie
0	0,0	0,46	$Z + b = 63,63$	1	1	63,63	31,53	32,10	0,963	1 R		
10	0,049	0,549	48,167	14,857	6,766	41,413	24,92	16,49	0,85	2 P	0,9065	0,85
20	0,0822	0,631	39,137	11,362	3,950	35,678	14,760	20,927	0,65	4 P	0,76	0,65
30	0,0685	0,699	34,34	8,74	2,333	32,97	9,137	22,80	0,5	6 P	0,626	0,5
40	0,0482	0,7477	31,254	6,642	1,35	29,904	6,61	24,394	0,38	8 P	0,44	0,38
50	0,0356	0,7833	29,294	4,72	0,68	28,604	2,937	25,667	0,27	10 P	0,325	0,27
60	0,02467	0,8079	28,045	3,146	0,303	27,742	1,40	26,342	0,18	12 P	0,225	0,18
70	0,01535	0,8232	27,315	1,747	0,0935	27,222	0,489	26,733	0,1	14 P	0,14	0,1
80	0,00685	0,8301	27,000	0,437	0,0058	26,994	0,043	26,951	0,026	16 P	0,0625	0,025
90	-0,00382	0,8293	27,037	1,183	0,0547	27,093	0,0979	27,19	-0,04	18 P	-0,0076	-0,04
100	-0,0077	0,8216	27,392	2,957	0,343	27,735	0,489	28,224	-0,1	20 P	-0,07	-0,1
110	-0,0131	0,8084	28,018	4,14	0,672	28,691	0,893	29,584	-0,14	22 P	-0,12	-0,14
120	-0,0164	0,7919	28,839	4,733	0,878	29,717	1,136	30,852	-0,16	24 P	-0,15	-0,16
130	-0,0181	0,7738	29,79	5,03	0,991	30,78	1,266	32,04	-0,17	26 P	-0,165	-0,17
140	-0,0183	0,7554	30,809	4,884	0,934	31,743	1,200	32,944	-0,165	28 P	-0,1675	-0,165
150	-0,0167	0,7385	31,80	4,141	0,6723	32,47	0,893	33,36	-0,14	30 P	-0,1525	-0,14
160	-0,0137	0,7248	32,647	3,254	0,415	33,062	0,58	33,64	-0,11	32 P	-0,125	-0,11
170	-0,0101	0,7146	33,298	2,218	0,193	33,49	0,29	33,78	-0,085	34 P	-0,0925	-0,076
180	-0,0054	0,7091	33,66	0,739	0,021	33,68	0,04	33,72	-0,025	36 P	-0,05	-0,025

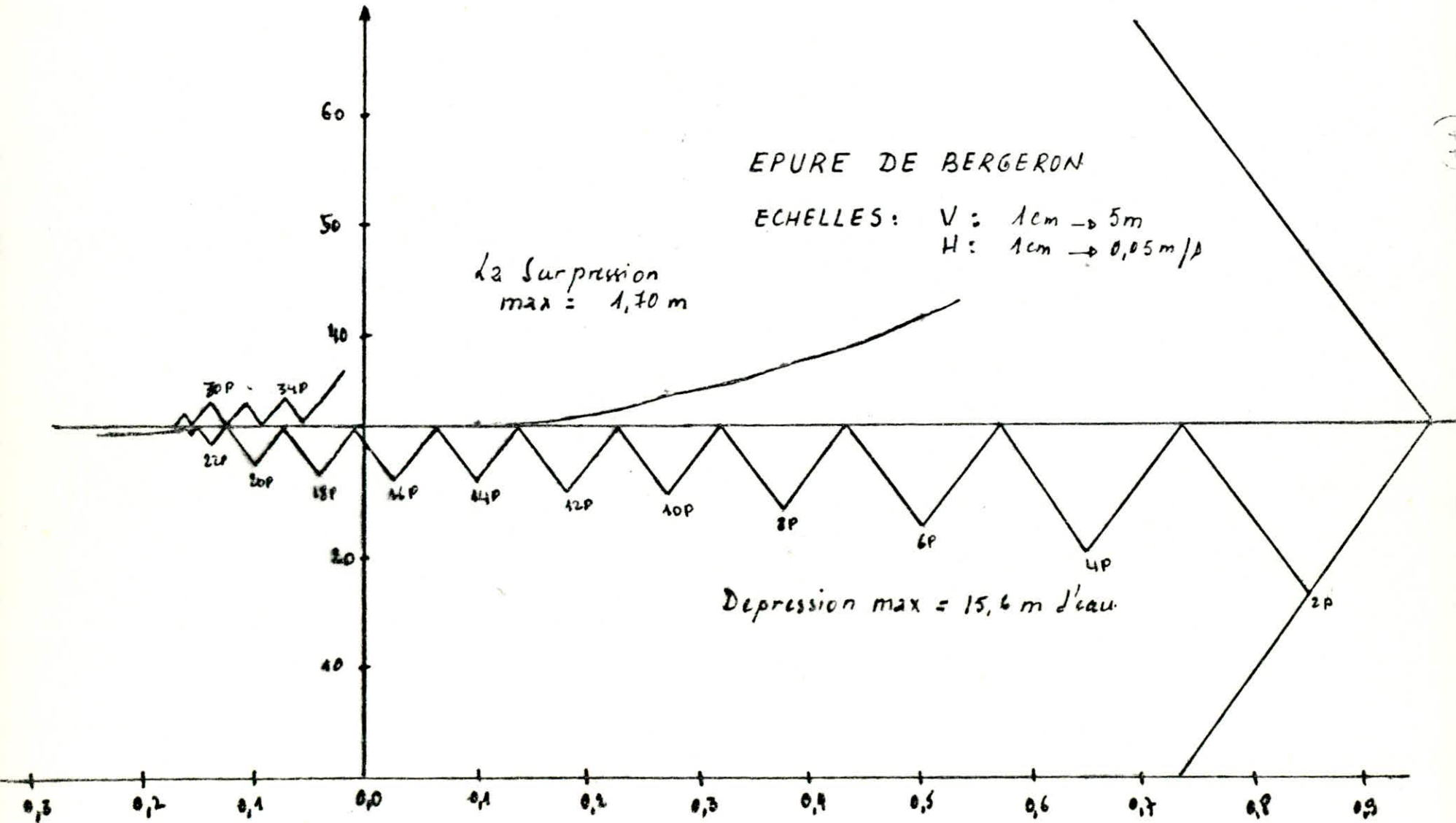
(76)

EPURE DE BERGERON

ECHELLES: V : 1cm \rightarrow 5m
H : 1cm \rightarrow 0,05m/A

La Surpression
max = 1,70 m

Depression max = 15,6 m d'eau



(78)

L'échelle des vitesses est graduée à raison de 1cm pour 0,05m/s, soit $0,05 \cdot 0,0176 = 0,00088 \text{ m}^3/\text{s}$ donc $1 \text{ m}^3/\text{s}$ est représenté pour 1136,36 m/s

$$\text{tga} = \frac{h}{g} = \frac{1576,17}{1136,36} = 1,387$$

$$\text{tga} = 1,387 \longrightarrow \alpha = 54^\circ 20'$$

* Données de base de la 2^{ème} ADDUCTION (U'-R₂)

$$Q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3060 \text{ m}$$

$$H_g = 45,33 \text{ m}$$

$$\Delta H = 8,551$$

$$\xi = 10^{-4}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,0176$$

$$V_0 = 0,509 \text{ m/s}$$

$$V = 53,86 \text{ m}^3$$

Calculons la célérité d'onde d'où nous avons:

$$a = 1360,68$$

$$\theta = \frac{2L}{a} = 4,49\beta$$

Le coup de belier peut atteindre la valeur maximale :

$$h_{\max} = \frac{a V_0}{g} = 70,60 \text{ m}$$

$$H_g + h_{\max} = 115,93 \text{ m}$$

$$H_g - h_{\max} = -25,27 \text{ m}$$

— Dimensionnement du dispositif d'étranglement:

$$\phi^* = \frac{D}{2} = 75 \text{ mm}$$

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un.

(7.9)

Coefficient de debit = 0,92

$$\frac{V_I}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92d)^2} = K = 18 \Rightarrow d = 39 \text{ mm}$$

$$\frac{V_I}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} \Rightarrow V_I = 17,48$$

$$m = \frac{d'^2}{\phi^2} = 0,2288$$

$$m = 0,2288 \rightarrow C = 0,6$$

$$\Delta H_I = \frac{V_I^2}{2g} \cdot C = 0,0306 V_I^2$$

A la descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = K' \quad , \quad \text{soit} \quad \frac{V_2}{V_f} = \frac{2D^2}{d^2} = 29,58$$

$$\text{donc } V_2 = 29,58 V_f \quad , \quad m' = \frac{0,5d'^2}{d^2} = 0,1352$$

$$m' = 0,1352 \rightarrow C' = 0,77$$

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' = 0,0392 V_2^2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{9} \quad , \quad \frac{\omega}{g_s} = 7880,87 \quad , \quad \text{tg } \alpha = \frac{1576,17}{1136,36} = 1,38$$

$$\text{tg } \alpha = 1,38 \Rightarrow \alpha = 54^\circ 20'$$

Resultat de la 2^{eme} adduction (4'-R2)

D'apres les calculs nous constatons que le volume d'air de 0,072 au depart passe a 0,111 m³ a la fin de depression. A la fin de la surpression, la pression dans la conduite est de 24,5 m. Le volume maximal que l'air peut occuper est de 0,1208 m³

Puisque l'air occupe ce volume, il doit en rester de l'eau dans le reservoir nous proposons un volume de 0,14 m³.

VII 5) Protection des Conduites Contre La Corrosion

* Definition:

on appelle Corrosion des metaux leurs destructions par le milieu ambiant sous l'effet de phenomene de reactions chimiques ou electro-chimique qui se produit a la surface de separation metal - milieu ambiant et qui sont le plus souvent des reactions d'oxydation des metaux, l'importance du processus de Corrosion conduit a une destruction rapide des Conduites par formation de Caracteres ou de Couches de rouille crouteuses.

* Corrosion externe:

La Corrosion externe des Conduites est due essentiellement a des phenomenes exterieurs en Liaison le plus souvent soit:

- avec des installations electriques
- avec la nature du Sol.

* Corrosion interne

La Corrosion interne est caracterisee par une attaque du metal due a des causes qui trouvent leurs origine dans l'eau chargiee, l'acier non protegé au contact de l'eau se trouve normalement Corrodé.

L'etendue de cette Corrosion naturelle depend d'un certain nombre de facteurs et notamment

- PH

- teneur en oxygene dissous dans l'eau
- vitesse de circulation de l'eau

* LES Facteurs de La Corrosion

- Qualité du terrain

L'aggressivité du terrain est déterminée en fonction de la résistance du sol, le long de la canalisation. Le terrain est considéré comme agressif quand sa résistivité moyenne descend au-dessous de $50 \Omega.m$, entre 50 et 100 le terrain est faiblement agressif au-delà de $100 \Omega.m$ le terrain est considéré comme non agressif.

* Corrosion chimique

La présence des gaz dans l'eau tels que le CO_2 et O_2 sont à l'origine de cette attaque chimique. La réaction chimique aboutira à une ionisation:

* Corrosion électro-chimique.

Elle est caractérisée par la circulation d'un courant électrique (corrosion par électrolyte)

* Mécanisme de La Corrosion

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est à dire par perte d'électrons, le métal devient alors compositif, entre en solution et va se combiner avec

* Remède Contre La Corrosion

* Protection extérieure.

Divers revêtements extérieurs peuvent être mis en Oeuvre, Le revêtement le plus utilisé pour la protection des Conduites enterrées est le revêtement C qui compose :

- D'une Couche primaire d'accrochage le plus souvent en Carbolac
- D'une Couche d'émail bitumeux dérivé de la houille
- D'un voile de verre noyé dans la Couche d'émail et qui en constitue l'armature interne.

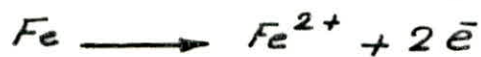
L'épaisseur total du revêtement doit être au minimum de 3mm. Un revêtement en bandes plastiques peut remplacer le revêtement précédent pour l'exécution rapide, sur le chantier, des Protections de joints ou de Pièces de raccord.

Le revêtement extérieur peut aussi être réalisé par un complexe bitumeux sous gaine en polyéthylène ce type étant réservé aux canalisations enterrées de petits diamètres.

Enfin divers autres types de revêtement peuvent également être utilisés, une liste non limitative étant ci-après

- Protection par polyéthylène poudre ou polyuréthane qui commence à être utilisée pour les diamètres inférieurs ou égaux à 400 mm et qui paraît devoir prendre un grand essor.
- Protection à base de résine epoxy.

un autre ion négatif rencontré dans cette solution, la réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante:



et elle peut se poursuivre sous la forme:



* Fonctionnement d'une pile de corrosion

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents si on considère par exemple le fer et le magnésium qui présente le potentiel (-1,49 volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du métal)



Le fer dont le potentiel (-0,34 volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protégé (c'est une réduction métal)



Ainsi, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode, se trouve protégée. Le métal présentant le plus bas potentiel se dissout. Le sol en raison de son humidité constitue un électrolyte de grande conductibilité.

* Protection par métallisation

Pour le transport des tuyaux reçoivent le plus souvent badigeonnage au lait de chaux sur le revêtement "C" pour des chantiers importants le revêtement extérieur peut être effectué directement sur chantier, soit à partir d'installation fixe (ROLLING), soit au moyen de machines permettent l'exécution continue de la protection (revêtement en ligne.)

* Protection intérieure :

- La protection à réaliser doit être liée aux caractéristiques chimiques de l'eau transportée et divers modes de revêtements sont mis en oeuvre.

Un revêtement en mortier de ciment de laitier de haut fourneau peut être exécuté à l'intérieur des tuyaux. Ce mortier est appliqué en usine par centrifugation.

L'intérieur de l'embouture n'étant pas revêtu de ciment mais recouvert d'une peinture appropriée. Parmi les autres revêtements il peut être cité d'une manière non limitative, les matières plastiques les bruis, la métallisation.

- Évitez toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux, tous les tourbillons, en vue de remédier à ces inconvénients il est indispensable de protéger les conduites aux points hauts et aux points bas.

Afin d'éviter la perturbation de l'écoulement de l'eau provoquée par l'air qui s'accumule aux points hauts, on pourvoit l'installation des ventouses qui permettront l'évacuation de cet air, ou prévoit des robinets de décharges aux points bas de la conduite en cas de nécessité de vidange de celle-ci.

VIII Pose des Conduites

VIII 1) pose des Conduites en tranchée.

— Les Conduites seront posées en tranchée dont la fouille sera faite par tranches successifs en commençant par les parties hautes du tracé pour éviter l'écoulement naturel de l'eau d'infiltration. La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la Conduite.

nous laisserons 30 cm d'espace de chaque côté de la Conduite.

$$B = D + 2 \cdot 0,3$$

$$B = 0,15 + 0,6 = 0,75 \text{ m}$$

B : Largeur de la tranchée

D : diamètre de la Conduite

— La profondeur de la tranchée dépend du diamètre

$$H = D + h_1 + h_2$$

$$H = 0,15 + 1,00 + 0,10 = 1,25 \text{ m}$$

D : Diamètre de la Conduite

H : Profondeur de la tranchée

h_1 : hauteur de la génératrice supérieure de la Conduite à la surface du sol.

h_2 : épaisseur du lit de pose.

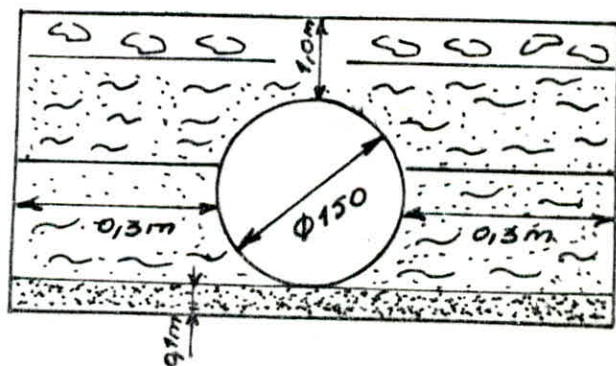
Le fond de la tranchée a été ainsi choisi pour assurer une bonne protection de la Conduite contre les sollicitations des charges mobiles, étant donné qu'elle longe la route nationale.

VIII 2) Lit de pose:

Il sera fait avec une couche de sable fin de 0,1m d'épaisseur pour protéger la conduite et plus particulièrement le revêtement.

VIII .3) Remblai de la tranchée :

En premier lieu, il s'agira d'effectuer un remblai partiel avec de la terre meuble exempte de matériaux ou objets durs, cette opération sera suivie d'un bouzzage sous la conduite, après les essais un autre remblai partiel sera effectué suivi d'un damage pour prévenir les tassements. La couche supérieure sera faite avec la terre déblayée qui sera arrosée et pilonnée soigneusement.



VIII .4) Pose de la Conduite sous la route :

La conduite, en traversant la route, sera posée dans une gaine (buse de diamètre $\Phi 400$), le vide annulaire entre la conduite et la gaine sera comblé de sable injecté.

I.) Assainissement

I.1) Introduction

L'assainissement d'une agglomération et ou d'un Centre économique doit viser les objectifs suivants:

- Evacuer au plus bas coût par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées et pluviales.

- Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel afin d'éviter de polluer les eaux souterraines et les eaux de surface et l'environnement, il en résulte que le traitement des eaux est nécessaire.

L'assainissement se transforme de ce fait, en un moyen de préservation de la ressource.

I.2) Réseau d'assainissement actuel.

Il n'existe pas à l'heure actuelle de réseau d'assainissement dans l'agglomération, les rejets d'eau usées se faisant le plus souvent à la rue, dans les meilleurs des cas, par puits perdus.

I.3) Principe de Construction du réseau d'assainissement

- Le réseau proposé est du type séparatif c'est à dire qu'il ne recueille que les eaux usées à l'exclusion des eaux météoriques résultant de précipitations, par ailleurs zones à Tamarzasset.

Le réseau séparatif présente l'avantage d'éviter les risques d'ensablement de la canalisation.

Les eaux pluviales sont évacuées par des rigoles et des caniveaux dans la mesure de l'avancement des travaux de revêtement des chaussées et de versant les eaux de pluies directement vers l'Oued.

Le schéma général du réseau est très simple. En effet il est constitué de deux collecteurs principaux desservant les rives gauche et droite de l'Oued de Tamarzasset.

Les eaux usées de la rive droite sont véhiculées par le collecteur N° I (en direction de la station d'épuration) en recevant au point n° 11 les eaux usées du collecteur n° II de la rive gauche (voir planche N°)

Pour éviter la grande profondeur de pose du collecteur principal, nous prévoyons une station de pompage et de refoulement jusqu'à la station de pompage.

Une telle station apparaît indispensable afin, d'éviter toute pollution de la nappe aquifère et, en raison de la rareté de l'eau, de pouvoir au moins partiellement réutiliser celle-ci

pour les besoins d'irrigation.

Cependant la mise en service d'un réseau d'assainissement à Tamanzasset est étroitement subordonnée à l'installation d'un réseau d'A.E.P suffisant en débit et en nombre de branchements individuels.

Il est, en effet indispensable d'assurer dans le réseau d'assainissement un débit minimum et constant d'environ 1 l/s et une vitesse minimale de 0,5 m/s afin de permettre l'auto-curage du réseau.

Or, en raison des faibles pentes du site et des risques d'ensablement, ces débits et vitesses seront déjà difficile à obtenir même avec des rejets importants.

Le fonctionnement d'un réseau d'assainissement à Tamanzasset comporte donc des conditions d'utilisation assez sévères.

I.4) Population et besoins

- Repartition des populations et des debits de zéjet

TAB:

N°	Quartiers	Habitants an. 2000	Debit de zejet l/s/ha	Debit moyen l/s.
I	<u>Peuzmetze d'urban.</u>			
	<u>TAHAGGART</u>			
	- ILOT N° 1	3033	150	5,27
	- ILOT N° 2	845	"	1,46
	- ILOT N° 3 (activité indust)	-	"	0,36
	TOTAL	3878		7,09
II	<u>Sersouf.</u>			
	- ILOT N° 1	2203	150	3,82
	- ILOT N° 2 (activité indu.)	-	"	0,47
	- ILOT N° 3 (Activite indus)	-	"	0,44
	TOTAL	2203		4,73
III	<u>HAFFRA</u>			
	- ILOT N° 1	1908	150	3,31
	- ILOT N° 2	1335	"	2,32
	- ILOT N° 3	3447	"	5,98
	TOTAL	6690		11,61

TAB N° :

N°	Quartiers	Habitants an. 2000	Debit de zejet l/s/ha	Debit moyen L/s
IV	<u>CENTRE</u>			
	- ILOT N° 1		150	8,63
	- ILOT N° 2	631	"	1,10
	- ILOT N° 3	1508	"	2,62
	TOTAL	7108		12,35
V	<u>MOUFLON</u>			
	- ILOT N° 1	1290	150	2,23
	- ILOT N° 2	2848	"	4,94
	- ILOT N° 3	2498	"	4,33
	- ILOT N° 4	3579	"	6,21
	- ILOT N° 5	3169	"	5,52
	- ILOT N° 6	495	"	0,86
	TOTAL	13879		24,10
VI	<u>IMECHOUENE</u>			
	- ILOT N° 1	2225	150	3,86
	- ILOT N° 2	609	"	1,05
	- ILOT N° 3	2539	"	4,40
	- ILOT N° 4	186	"	0,33
	- ILOT N° 5 (artisanal)	-	"	0,45
	- ILOT N° 6 (Lycee + cite)	-	"	0,91
	TOTAL	5559		11,02

TAB N°.

N°	Quartiers	Habitants an: 2000	Debit de zéjet	Debit moyen L/s
VII	<u>GUETTA-EL OUED</u>			
	- ILOT N° 1	1808	150	3,13
	- ILOT N° 2 (sonazem /abat+ Foize , Eq. MILIT)	-	"	2,72
	- ILOT N° 3 (AI)	-	"	0,45
	- ILOT N° 4	454	"	0,79
	TOTAL	2262		7,10
	<u>HABITAT EPARS</u>			
I	TAHAGGART BAS	1126	150	1,95
II	TIDSI		ZI	0,91
III	SERSOUF	499	150	0,86
IV	LES VILLAGES de L'ADRIANE (Tabazakate...ect)	781	"	1,35
V	VILLAGE D'ASSOU- ROU MALMINE	613	"	1,06
VI	Quartier D'ASSOU- ROU MALMINE	6177	"	10,72
VII	GUETTA EL Oued Bas.	459	"	0,8
	TOTAL	9655		17,67.

I.5) Calcul des débits

- Normes appliquées

Les normes suivantes ont été appliquées pour toute la superficie délimitée par le P.U.D habitations dans et hors du périmètre sont comprises.

année	Débit de rejet
2000	150

- Le débit unitaire de 150 l/j/hab représente le rejet maximal saisonnier. Il est à noter que la région étant pauvre en eau, il est particulièrement difficile d'augmenter spectaculairement la consommation qui pourrait également entraîner l'augmentation des débits à évacuer.

Après avoir fait un bilan des ressources et une étude de probabilité de l'évolution des besoins nous avons accommodé la capacité d'évacuation du réseau d'eau usée aux projets d'extension réels des ressources locales.

- Coefficient de pointe

Le Coefficient de pointe se situera entre 1,5 ÷ 3,0 en fonction du débit véhiculé par le collecteur principal

- Formule de calcul de C_p .

$$C_p = \frac{3,11}{(q_{\text{factif}})^{1,8}}, \text{ avec } 0,1 \leq q_f \leq 10^3 \text{ l/s}$$

— Besoin des autres Consommateurs

L'elevation de Tamanzasset au rang de chef de Lieu de Wilaya implique la mise en place des Unités de productions Industrielles et artisanales. Les debits de rejet de L'industrie de la foire de L'equipement militaire, du Lycee ect.. sont fixées sur le tableau N°1 representant la repartition generale des besoins.

I.6) Reseau d'eau usee de la rive droite et droite de L'oued Tamanzasset.

— choix des materiaux de canalisation

Diametre nominal	Materiaux
200	Beton Centrifugé arme Ordinaire
250	"
300	"
400	"

I.7) Implantation des Conduites

— Les Conduites d'eau usee sont implantées en general sous le revêtement des chaussées et dans la mesure du possible dans l'axe des voies de circulation

La traversée de L'Oued Sersouf se fera par une Conduite de 400 mm de diametre en Beton (centrifugé, armé, ordinaire) avec une protection de gabionnage.

. I. 8) Ouvrages types

- Regard de visite:

Les regards de visite doivent être installés

- à chaque jonction de canalisations
- à chaque changement de direction
- à chaque changement de pente

Ces regards de visite sont espacés à 50 mètres environ.

- Regards de chute:

Les regards de chute sont prévus sur les tronçons de conduites ayant une pente très forte pour briser la vitesse de l'eau.

I.9) PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

- Tous les calculs concernant le dimensionnement du reseau d'assainissement sont dressés sur le tableau N°

- Les colonnes numérotées de 1 à 7 représentent les éléments de données de base.

- Colonne 8 :

elle montre la pente qui est égale à la différence des cotes amont et aval sur la longueur du collecteur respectif.

Colonne 9 :

ayant le débit de pointe et la pente et à l'aide de l'annexe de Manning STRICKLER nous déterminons le diamètre normalisé correspondant en mm.

Colonne 10, 11 :

ayant la pente et en projetant cette valeur de la pente sur le diamètre de la canalisation donné et d'après l'annexe de Manning STRICKLER nous pouvons alors déterminer la valeur du débit en pleine section Q_{ps} et la valeur de la vitesse de pleine section V_{ps} .

Colonne 1 :

elle correspond au rapport du débit de pointe et celui de débit de pleine section.

Colonne 13, 14 :

après avoir déterminé le rapport des débits

nous pouvons alors lire directement sur cet annexe (ouvrage circulaire) respectivement le rapport des vitesses et le rapport de hauteur de remplissage h/d

Colonne 15 :

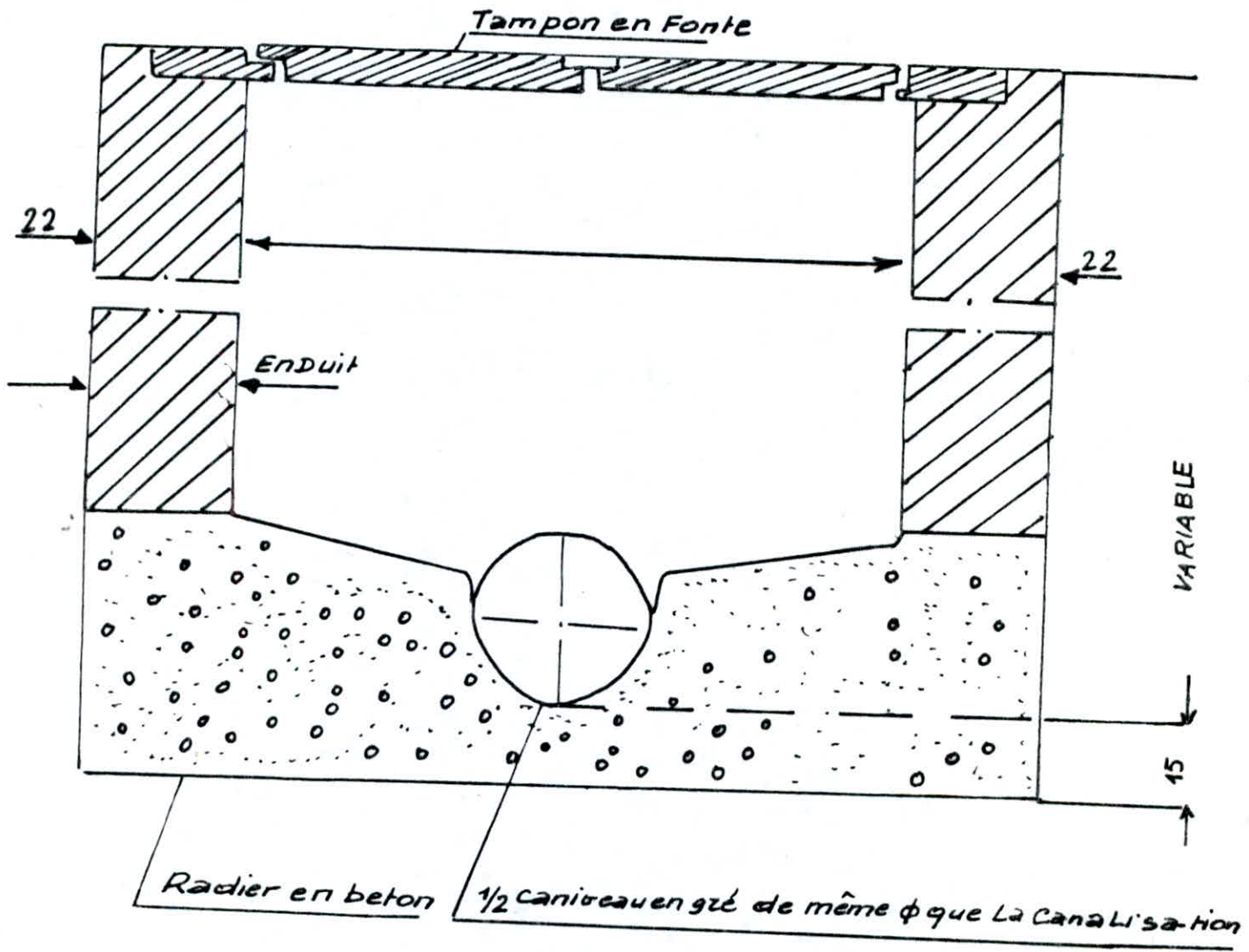
elle représente la hauteur dans la section qui est égale au rapport de la hauteur de remplissage multiplié par le diamètre ϕ

Colonne 16 :

elle représente la vitesse d'eau pour le débit Q . elle est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse.

Colonne 17 :

elle exprime la vitesse de l'eau pour $\frac{1}{10}$ du débit à pleine section : c'est à dire la vitesse d'auto-curage, elle est égale au produit de la vitesse à pleine section par 0,6.



REGARD DE VISITE

. Conclusion:

Vu Les Caractéristiques spécifiques de
La région de Tamanzasset. (climat, ressource
en eau, population).

Nous avons utilisé des normes propres à la
région pour mieux rapprocher notre étude
de la situation qui règne dans la région.
pour permettre à la bonne exécution de ce
projet.

. BIBLIOGRAPHIE

- AEP

- I - A. Dupont Hydraulique Urbaine
TOME II et III
- II . Carlier Hydraulique generale et
appliquee.
- III . G . Lapray Theorie de La Longueur
fluido - dynamique.
- IV . Catalogue des Pompes
- V . avant projet : AEP et assainissement
de La ville de Tamazasset.

- Assainissement.

- I Les eaux usees dans les agglomerations
urbaines ou rurales TOME I C. COMELLA
et H. GUERRE.
- II Guide de L'assainissement en milieu
urbain et rural. CHRISTIAN COSTE
Maurice LOUDET

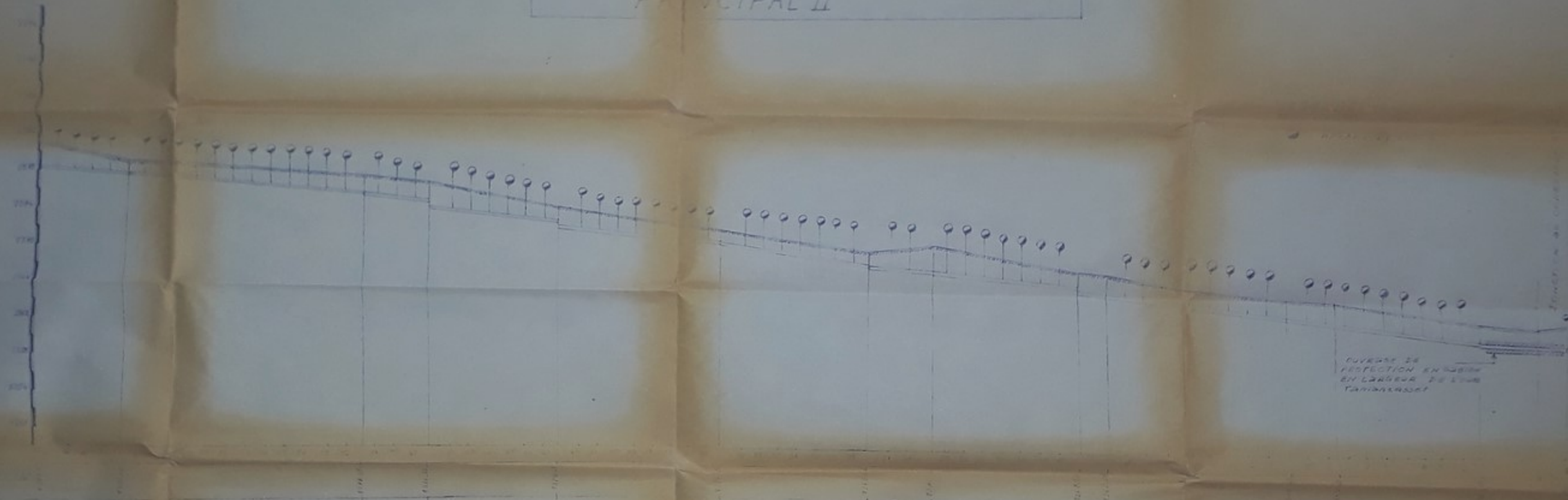
COLLECTEUR PRINCIPAL

(rive droite)

Tranche	Longueur (m)	Cp	Diamètre (mm)	Distance (m)	Distance (m)	Cote de l'aval	Cote de l'aval	Cote de l'aval	Cote de l'aval
1-2	1.21	1.21	1.21	1000	1000	138.7	138.7	138.7	138.7
2-3	1.35	1.35	1.35	200	1200	138.2	138.2	138.2	138.2
3-4	1.42	1.42	1.42	200	1400	137.6	137.6	137.6	137.6
4-5	1.49	1.49	1.49	200	1600	137.0	137.0	137.0	137.0
5-6	1.56	1.56	1.56	200	1800	136.4	136.4	136.4	136.4
6-7	1.63	1.63	1.63	200	2000	135.8	135.8	135.8	135.8
7-8	1.70	1.70	1.70	200	2200	135.2	135.2	135.2	135.2
8-9	1.77	1.77	1.77	200	2400	134.6	134.6	134.6	134.6
9-10	1.84	1.84	1.84	200	2600	134.0	134.0	134.0	134.0
10-11	1.91	1.91	1.91	200	2800	133.4	133.4	133.4	133.4
11-12	1.98	1.98	1.98	200	3000	132.8	132.8	132.8	132.8
12-13	2.05	2.05	2.05	200	3200	132.2	132.2	132.2	132.2
13-14	2.12	2.12	2.12	200	3400	131.6	131.6	131.6	131.6
14-15	2.19	2.19	2.19	200	3600	131.0	131.0	131.0	131.0
15-16	2.26	2.26	2.26	200	3800	130.4	130.4	130.4	130.4
16-17	2.33	2.33	2.33	200	4000	129.8	129.8	129.8	129.8
17-18	2.40	2.40	2.40	200	4200	129.2	129.2	129.2	129.2
18-19	2.47	2.47	2.47	200	4400	128.6	128.6	128.6	128.6
19-20	2.54	2.54	2.54	200	4600	128.0	128.0	128.0	128.0
20-21	2.61	2.61	2.61	200	4800	127.4	127.4	127.4	127.4
21-22	2.68	2.68	2.68	200	5000	126.8	126.8	126.8	126.8
22-23	2.75	2.75	2.75	200	5200	126.2	126.2	126.2	126.2
23-24	2.82	2.82	2.82	200	5400	125.6	125.6	125.6	125.6
24-25	2.89	2.89	2.89	200	5600	125.0	125.0	125.0	125.0
25-26	2.96	2.96	2.96	200	5800	124.4	124.4	124.4	124.4
26-27	3.03	3.03	3.03	200	6000	123.8	123.8	123.8	123.8
27-28	3.10	3.10	3.10	200	6200	123.2	123.2	123.2	123.2
28-29	3.17	3.17	3.17	200	6400	122.6	122.6	122.6	122.6
29-30	3.24	3.24	3.24	200	6600	122.0	122.0	122.0	122.0
30-31	3.31	3.31	3.31	200	6800	121.4	121.4	121.4	121.4
31-32	3.38	3.38	3.38	200	7000	120.8	120.8	120.8	120.8
32-33	3.45	3.45	3.45	200	7200	120.2	120.2	120.2	120.2
33-34	3.52	3.52	3.52	200	7400	119.6	119.6	119.6	119.6
34-35	3.59	3.59	3.59	200	7600	119.0	119.0	119.0	119.0
35-36	3.66	3.66	3.66	200	7800	118.4	118.4	118.4	118.4
36-37	3.73	3.73	3.73	200	8000	117.8	117.8	117.8	117.8
37-38	3.80	3.80	3.80	200	8200	117.2	117.2	117.2	117.2
38-39	3.87	3.87	3.87	200	8400	116.6	116.6	116.6	116.6
39-40	3.94	3.94	3.94	200	8600	116.0	116.0	116.0	116.0
40-41	4.01	4.01	4.01	200	8800	115.4	115.4	115.4	115.4
41-42	4.08	4.08	4.08	200	9000	114.8	114.8	114.8	114.8
42-43	4.15	4.15	4.15	200	9200	114.2	114.2	114.2	114.2
43-44	4.22	4.22	4.22	200	9400	113.6	113.6	113.6	113.6
44-45	4.29	4.29	4.29	200	9600	113.0	113.0	113.0	113.0
45-46	4.36	4.36	4.36	200	9800	112.4	112.4	112.4	112.4
46-47	4.43	4.43	4.43	200	10000	111.8	111.8	111.8	111.8
47-48	4.50	4.50	4.50	200	10200	111.2	111.2	111.2	111.2
48-49	4.57	4.57	4.57	200	10400	110.6	110.6	110.6	110.6
49-50	4.64	4.64	4.64	200	10600	110.0	110.0	110.0	110.0
50-51	4.71	4.71	4.71	200	10800	109.4	109.4	109.4	109.4
51-52	4.78	4.78	4.78	200	11000	108.8	108.8	108.8	108.8
52-53	4.85	4.85	4.85	200	11200	108.2	108.2	108.2	108.2
53-54	4.92	4.92	4.92	200	11400	107.6	107.6	107.6	107.6
54-55	4.99	4.99	4.99	200	11600	107.0	107.0	107.0	107.0
55-56	5.06	5.06	5.06	200	11800	106.4	106.4	106.4	106.4
56-57	5.13	5.13	5.13	200	12000	105.8	105.8	105.8	105.8
57-58	5.20	5.20	5.20	200	12200	105.2	105.2	105.2	105.2
58-59	5.27	5.27	5.27	200	12400	104.6	104.6	104.6	104.6
59-60	5.34	5.34	5.34	200	12600	104.0	104.0	104.0	104.0
60-61	5.41	5.41	5.41	200	12800	103.4	103.4	103.4	103.4
61-62	5.48	5.48	5.48	200	13000	102.8	102.8	102.8	102.8
62-63	5.55	5.55	5.55	200	13200	102.2	102.2	102.2	102.2
63-64	5.62	5.62	5.62	200	13400	101.6	101.6	101.6	101.6
64-65	5.69	5.69	5.69	200	13600	101.0	101.0	101.0	101.0
65-66	5.76	5.76	5.76	200	13800	100.4	100.4	100.4	100.4
66-67	5.83	5.83	5.83	200	14000	99.8	99.8	99.8	99.8
67-68	5.90	5.90	5.90	200	14200	99.2	99.2	99.2	99.2
68-69	5.97	5.97	5.97	200	14400	98.6	98.6	98.6	98.6
69-70	6.04	6.04	6.04	200	14600	98.0	98.0	98.0	98.0
70-71	6.11	6.11	6.11	200	14800	97.4	97.4	97.4	97.4
71-72	6.18	6.18	6.18	200	15000	96.8	96.8	96.8	96.8
72-73	6.25	6.25	6.25	200	15200	96.2	96.2	96.2	96.2
73-74	6.32	6.32	6.32	200	15400	95.6	95.6	95.6	95.6
74-75	6.39	6.39	6.39	200	15600	95.0	95.0	95.0	95.0
75-76	6.46	6.46	6.46	200	15800	94.4	94.4	94.4	94.4
76-77	6.53	6.53	6.53	200	16000	93.8	93.8	93.8	93.8
77-78	6.60	6.60	6.60	200	16200	93.2	93.2	93.2	93.2
78-79	6.67	6.67	6.67	200	16400	92.6	92.6	92.6	92.6
79-80	6.74	6.74	6.74	200	16600	92.0	92.0	92.0	92.0
80-81	6.81	6.81	6.81	200	16800	91.4	91.4	91.4	91.4
81-82	6.88	6.88	6.88	200	17000	90.8	90.8	90.8	90.8
82-83	6.95	6.95	6.95	200	17200	90.2	90.2	90.2	90.2
83-84	7.02	7.02	7.02	200	17400	89.6	89.6	89.6	89.6
84-85	7.09	7.09	7.09	200	17600	89.0	89.0	89.0	89.0
85-86	7.16	7.16	7.16	200	17800	88.4	88.4	88.4	88.4
86-87	7.23	7.23	7.23	200	18000	87.8	87.8	87.8	87.8
87-88	7.30	7.30	7.30	200	18200	87.2	87.2	87.2	87.2
88-89	7.37	7.37	7.37	200	18400	86.6	86.6	86.6	86.6
89-90	7.44	7.44	7.44	200	18600	86.0	86.0	86.0	86.0
90-91	7.51	7.51	7.51	200	18800	85.4	85.4	85.4	85.4
91-92	7.58	7.58	7.58	200	19000	84.8	84.8	84.8	84.8
92-93	7.65	7.65	7.65	200	19200	84.2	84.2	84.2	84.2
93-94	7.72	7.72	7.72	200	19400	83.6	83.6	83.6	83.6
94-95	7.79	7.79	7.79	200	19600	83.0	83.0	83.0	83.0
95-96	7.86	7.86	7.86	200	19800	82.4	82.4	82.4	82.4
96-97	7.93	7.93	7.93	200	20000	81.8	81.8	81.8	81.8
97-98	8.00	8.00	8.00	200	20200	81.2	81.2	81.2	81.2
98-99	8.07	8.07	8.07	200	20400	80.6	80.6	80.6	80.6
99-100	8.14	8.14	8.14	200	20600	80.0	80.0	80.0	80.0

Q _{max}	V _{max}	C _{min}	S	h	V	Q
1.21	0.52	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.35	0.54	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.42	0.56	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.49	0.58	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.56	0.60	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.63	0.62	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.70	0.64	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.77	0.66	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.84	0.68	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.91	0.70	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
1.98	0.72	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.05	0.74	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.12	0.76	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.19	0.78	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.26	0.80	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.33	0.82	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.40	0.84	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.47	0.86	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.54	0.88	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.61	0.90	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.68	0.92	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.75	0.94	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.82	0.96	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.89	0.98	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
2.96	1.00	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.03	1.02	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.10	1.04	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.17	1.06	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.24	1.08	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.31	1.10	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.38	1.12	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.45	1.14	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12
3.52	1.16	0.40	0.25	4.00	1.24	1.12

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR
PRINCIPAL II

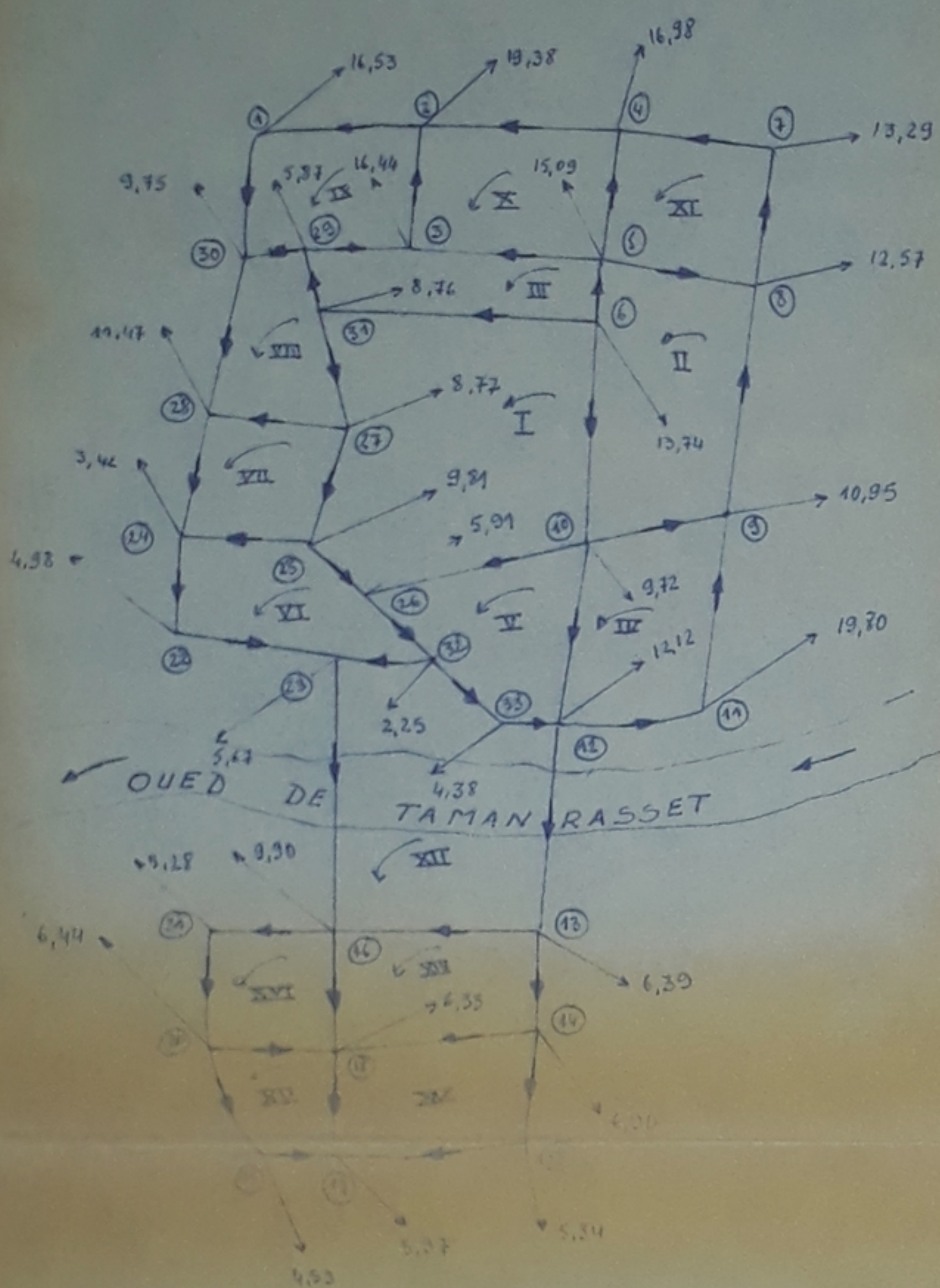


COTES DU RADIUS														
DEBITS DE POINTE	177	224	27.01	27.23	28.01	35.03	38.40	43.25		52.73	58.70	60.30	61.30	61.11
DISTANCES	250	150	175	550	450	400	175	400	76	200	275	125	875	225
DISTANCES CUMULEES	250	900	1075	1625	1875	2275	2450	2850	2927	3127	3402	3527	3902	4127
DIAMETRES	200	200	250	150	250	250	300	300	300	300	300	300	200	400
PENTES	0.003	0.001	0.003	0.004	0.004	0.006	0.002	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002

RESEAU D'ALIMENTATION

N°	Cond	L _e (m)	D (mm)	Q (l/s)	1 ^{ère} approuv. correction				2 ^{ème} approuv. correction				3 ^{ème} approuv. correction				Débit (l/s)	Pertes (m)	Pertes (m)	Pertes (m)	Pertes (m)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
					RQ ³	2RQ	CMP	CMA	TOTAL	RQ ³	2RQ	CMP	CMA	TOTAL	RQ ³	2RQ						CMP	CMA	TOTAL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
I-2	204,25	150	-20,24	-3,05	300,31	-0,23	-	-0,23	-20,45	-3,79	304,48	-0,23	-	-0,23	-20,68	-4,02	308,65	-0,23	-	-0,23	-20,91	-4,25	312,82	-0,23	-	-0,23	-21,14	-4,48	316,99	-0,23	-	-0,23	-21,37	-4,71	321,16	-0,23	-	-0,23	-21,60	-4,94	325,33	-0,23	-	-0,23	-21,83	-5,17	329,50	-0,23	-	-0,23	-22,06	-5,40	333,67	-0,23	-	-0,23	-22,29	-5,63	337,84	-0,23	-	-0,23	-22,52	-5,86	342,01	-0,23	-	-0,23	-22,75	-6,09	346,18	-0,23	-	-0,23	-22,98	-6,32	350,35	-0,23	-	-0,23	-23,21	-6,55	354,52	-0,23	-	-0,23	-23,44	-6,78	358,69	-0,23	-	-0,23	-23,67	-7,01	362,86	-0,23	-	-0,23	-23,90	-7,24	367,03	-0,23	-	-0,23	-24,13	-7,47	371,20	-0,23	-	-0,23	-24,36	-7,70	375,37	-0,23	-	-0,23	-24,59	-7,93	379,54	-0,23	-	-0,23	-24,82	-8,16	383,71	-0,23	-	-0,23	-25,05	-8,39	387,88	-0,23	-	-0,23	-25,28	-8,62	392,05	-0,23	-	-0,23	-25,51	-8,85	396,22	-0,23	-	-0,23	-25,74	-9,08	400,39	-0,23	-	-0,23	-25,97	-9,31	404,56	-0,23	-	-0,23	-26,20	-9,54	408,73	-0,23	-	-0,23	-26,43	-9,77	412,90	-0,23	-	-0,23	-26,66	-10,00	417,07	-0,23	-	-0,23	-26,89	-10,23	421,24	-0,23	-	-0,23	-27,12	-10,46	425,41	-0,23	-	-0,23	-27,35	-10,69	429,58	-0,23	-	-0,23	-27,58	-10,92	433,75	-0,23	-	-0,23	-27,81	-11,15	437,92	-0,23	-	-0,23	-28,04	-11,38	442,09	-0,23	-	-0,23	-28,27	-11,61	446,26	-0,23	-	-0,23	-28,50	-11,84	450,43	-0,23	-	-0,23	-28,73	-12,07	454,60	-0,23	-	-0,23	-28,96	-12,30	458,77	-0,23	-	-0,23	-29,19	-12,53	462,94	-0,23	-	-0,23	-29,42	-12,76	467,11	-0,23	-	-0,23	-29,65	-12,99	471,28	-0,23	-	-0,23	-29,88	-13,22	475,45	-0,23	-	-0,23	-30,11	-13,45	479,62	-0,23	-	-0,23	-30,34	-13,68	483,79	-0,23	-	-0,23	-30,57	-13,91	487,96	-0,23	-	-0,23	-30,80	-14,14	492,13	-0,23	-	-0,23	-31,03	-14,37	496,30	-0,23	-	-0,23	-31,26	-14,60	500,47	-0,23	-	-0,23	-31,49	-14,83	504,64	-0,23	-	-0,23	-31,72	-15,06	508,81	-0,23	-	-0,23	-31,95	-15,29	512,98	-0,23	-	-0,23	-32,18	-15,52	517,15	-0,23	-	-0,23	-32,41	-15,75	521,32	-0,23	-	-0,23	-32,64	-15,98	525,49	-0,23	-	-0,23	-32,87	-16,21	529,66	-0,23	-	-0,23	-33,10	-16,44	533,83	-0,23	-	-0,23	-33,33	-16,67	538,00	-0,23	-	-0,23	-33,56	-16,90	542,17	-0,23	-	-0,23	-33,79	-17,13	546,34	-0,23	-	-0,23	-34,02	-17,36	550,51	-0,23	-	-0,23	-34,25	-17,59	554,68	-0,23	-	-0,23	-34,48	-17,82	558,85	-0,23	-	-0,23	-34,71	-18,05	563,02	-0,23	-	-0,23	-34,94	-18,28	567,19	-0,23	-	-0,23	-35,17	-18,51	571,36	-0,23	-	-0,23	-35,40	-18,74	575,53	-0,23	-	-0,23	-35,63	-18,97	579,70	-0,23	-	-0,23	-35,86	-19,20	583,87	-0,23	-	-0,23	-36,09	-19,43	588,04	-0,23	-	-0,23	-36,32	-19,66	592,21	-0,23	-	-0,23	-36,55	-19,89	596,38	-0,23	-	-0,23	-36,78	-20,12	600,55	-0,23	-	-0,23	-37,01	-20,35	604,72	-0,23	-	-0,23	-37,24	-20,58	608,89	-0,23	-	-0,23	-37,47	-20,81	613,06	-0,23	-	-0,23	-37,70	-21,04	617,23	-0,23	-	-0,23	-37,93	-21,27	621,40	-0,23	-	-0,23	-38,16	-21,50	625,57	-0,23	-	-0,23	-38,39	-21,73	629,74	-0,23	-	-0,23	-38,62	-21,96	633,91	-0,23	-	-0,23	-38,85	-22,19	638,08	-0,23	-	-0,23	-39,08	-22,42	642,25	-0,23	-	-0,23	-39,31	-22,65	646,42	-0,23	-	-0,23	-39,54	-22,88	650,59	-0,23	-	-0,23	-39,77	-23,11	654,76	-0,23	-	-0,23	-40,00	-23,34	658,93	-0,23	-	-0,23	-40,23	-23,57	663,10	-0,23	-	-0,23	-40,46	-23,80	667,27	-0,23	-	-0,23	-40,69	-24,03	671,44	-0,23	-	-0,23	-40,92	-24,26	675,61	-0,23	-	-0,23	-41,15	-24,49	679,78	-0,23	-	-0,23	-41,38	-24,72	683,95	-0,23	-	-0,23	-41,61	-24,95	688,12	-0,23	-	-0,23	-41,84	-25,18	692,29	-0,23	-	-0,23	-42,07	-25,41	696,46	-0,23	-	-0,23	-42,30	-25,64	700,63	-0,23	-	-0,23	-42,53	-25,87	704,80	-0,23	-	-0,23	-42,76	-26,10	708,97	-0,23	-	-0,23	-42,99	-26,33	713,14	-0,23	-	-0,23	-43,22	-26,56	717,31	-0,23	-	-0,23	-43,45	-26,79	721,48	-0,23	-	-0,23	-43,68	-27,02	725,65	-0,23	-	-0,23	-43,91	-27,25	729,82	-0,23	-	-0,23	-44,14	-27,48	733,99	-0,23	-	-0,23	-44,37	-27,71	738,16	-0,23	-	-0,23	-44,60	-27,94	742,33	-0,23	-	-0,23	-44,83	-28,17	746,50	-0,23	-	-0,23	-45,06	-28,40	750,67	-0,23	-	-0,23	-45,29	-28,63	754,84	-0,23	-	-0,23	-45,52	-28,86	759,01	-0,23	-	-0,23	-45,75	-29,09	763,18	-0,23	-	-0,23	-45,98	-29,32	767,35	-0,23	-	-0,23	-46,21	-29,55	771,52	-0,23	-	-0,23	-46,44	-29,78	775,69	-0,23	-	-0,23	-46,67	-30,01	779,86	-0,23	-	-0,23	-46,90	-30,24	784,03	-0,23	-	-0,23	-47,13	-30,47	788,20	-0,23	-	-0,23	-47,36	-30,70	792,37	-0,23	-	-0,23	-47,59	-30,93	796,54	-0,23	-	-0,23	-47,82	-31,16	800,71	-0,23	-	-0,23	-48,05	-31,39	804,88	-0,23	-	-0,23	-48,28	-31,62	809,05	-0,23	-	-0,23	-48,51	-31,85	813,22	-0,23	-	-0,23	-48,74	-32,08	817,39	-0,23	-	-0,23	-48,97	-32,31	821,56	-0,23	-	-0,23	-49,20	-32,54	825,73	-0,23	-	-0,23	-49,43	-32,77	829,90	-0,23	-	-0,23	-49,66	-33,00	834,07	-0,23	-	-0,23	-49,89	-33,23	838,24	-0,23	-	-0,23	-50,12	-33,46	842,41	-0,23	-	-0,23	-50,35	-33,69	846,58	-0,23	-	-0,23	-50,58	-33,92	850,75	-0,23	-	-0,23	-50,81	-34,15	854,92	-0,23	-	-0,23	-51,04	-34,38	859,09	-0,23	-	-0,23	-51,27	-34,61	863,26	-0,23	-	-0,23	-51,50	-34,84	867,43	-0,23	-	-0,23	-51,73	-35,07	871,60	-0,23	-	-0,23	-51,96	-35,30	875,77	-0,23	-	-0,23	-52,19	-35,53	879,94	-0,23	-	-0,23	-52,42	-35,76	884,11	-0,23	-	-0,23	-52,65	-35,99	888,28	-0,23	-	-0,23	-52,88	-36,22	892,45	-0,23	-	-0,23	-53,11	-36,45	896,62	-0,23	-	-0,23	-53,34	-36,68	900,79	-0,23	-	-0,23	-53,57	-36,91	904,96	-0,23	-	-0,23	-53,80	-37,14	909,13	-0,23	-	-0,23	-54,03	-37,37	913,30	-0,23	-	-0,23	-54,26	-37,60	917,47	-0,23	-	-0,23	-54,49	-37,83	921,64	-0,23	-	-0,23	-54,72	-38,06	925,81	-0,23	-	-0,23	-54,95	-38,29	930,00	-0,23	-	-0,23	-55,18	-38,52	934,17	-0,23	-	-0,23	-55,41	-38,75	938,34	-0,23	-	-0,23	-55,64	-38,98	942,51	-0,23	-	-0,23	-55,87	-39,21	946,68	-0,23	-	-0,23	-56,10	-39,44	950,85	-0,23	-	-0,23	-56,33	-39,67	955,02	-0,23	-	-0,23	-56,56	-39,90	959,19	-0,23	-	-0,23	-56,79	-40,13	963,36	-0,23	-	-0,23	-57,02	-40,36	967,53	-0,23	-	-0,23	-57,25	-40,59	971,70	-0,23	-	-0,23	-57,48	-40,82	975,87	-0,23	-	-0,23	-57,71	-41,05	980,04	-0,23	-	-0,23	-57,94	-41,28	984,21	-0,23	-	-0,23	-58,17	-41,51	988,38	-0,23	-	-0,23	-58,40	-41,74	992,55	-0,23	-	-0,23	-58,63	-41,97	996,72	-0,23	-	-0,23	-58,86	-42,20	1000,89	-0,23	-	-0,23	-59,09	-42,43	1005,06	-0,23	-	-0,23	-59,32	-42,66	1009,23	-0,23	-	-0,23	-59,55	-42,89	1013,40	-0,23	-	-0,23	-59,78	-43,12	1017,57	-0,23	-	-0,23	-60,01	-43,35	1021,74	-0,23	-	-0,23	-60,24	-43,58	1025,91	-0,23	-	-0,23	-60,47	-43,81	1030,08	-0,23	-	-0,23	-60,70	-44,04	1034,25	-0,23	-	-0,23	-60,93	-44,27	1038,42	-0,23	-	-0,23	-61,16	-44,50	1042,59	-0,23	-	-0,23	-61,39	-44,73	1046,76	-0,23	-	-0,23	-61,62	-44,96	1050,93	-0,23	-	-0,23	-61,85	-45,19	1055,10	-0,23	-	-0,23	-62,08	-45,42	1059,27	-0,23	-	-0,23	-62,31	-45,65	1063,44	-0,23	-	-0,23	-62,54	-45,88	1067,61	-0,23	-	-0,23	-62,77	-46,11	1071,78	-0,23	-	-0,23	-63,00	-46,34	1075,95	-0,23	-	-0,23	-63,23	-46,57	1080,12	-0,23	-	-0,23	-63,46	-46,80	1084,29	-0,23	-	-0,23	-63,69	-47,03	1088,46	-0,23	-	-0,23	-63,92	-47,26	1092,63	-0,23	-	-0,23	-64,15	-47,49	1096,80	-0,23	-	-0,23	-64,38	-47,72	1100,97	-0,23	-	-0,23	-64,61	-47,95	1105,14	-0,23	-	-0,23	-64,84	-48,18	1109,31	-0,23	-	-0,23	-65,07	-48,41	1113,48	-0,23	-	-0,23	-65,30	-48,64	1117,65	-0,23	-	-0,23	-65,53	-48,87	1121,82	-0,23	-	-0,23	-65,76	-49,10	1125,99	-0,23</

SCHEMAS DU RESEAU MAILLE DE LA
ZONE A (EST DE TAM)



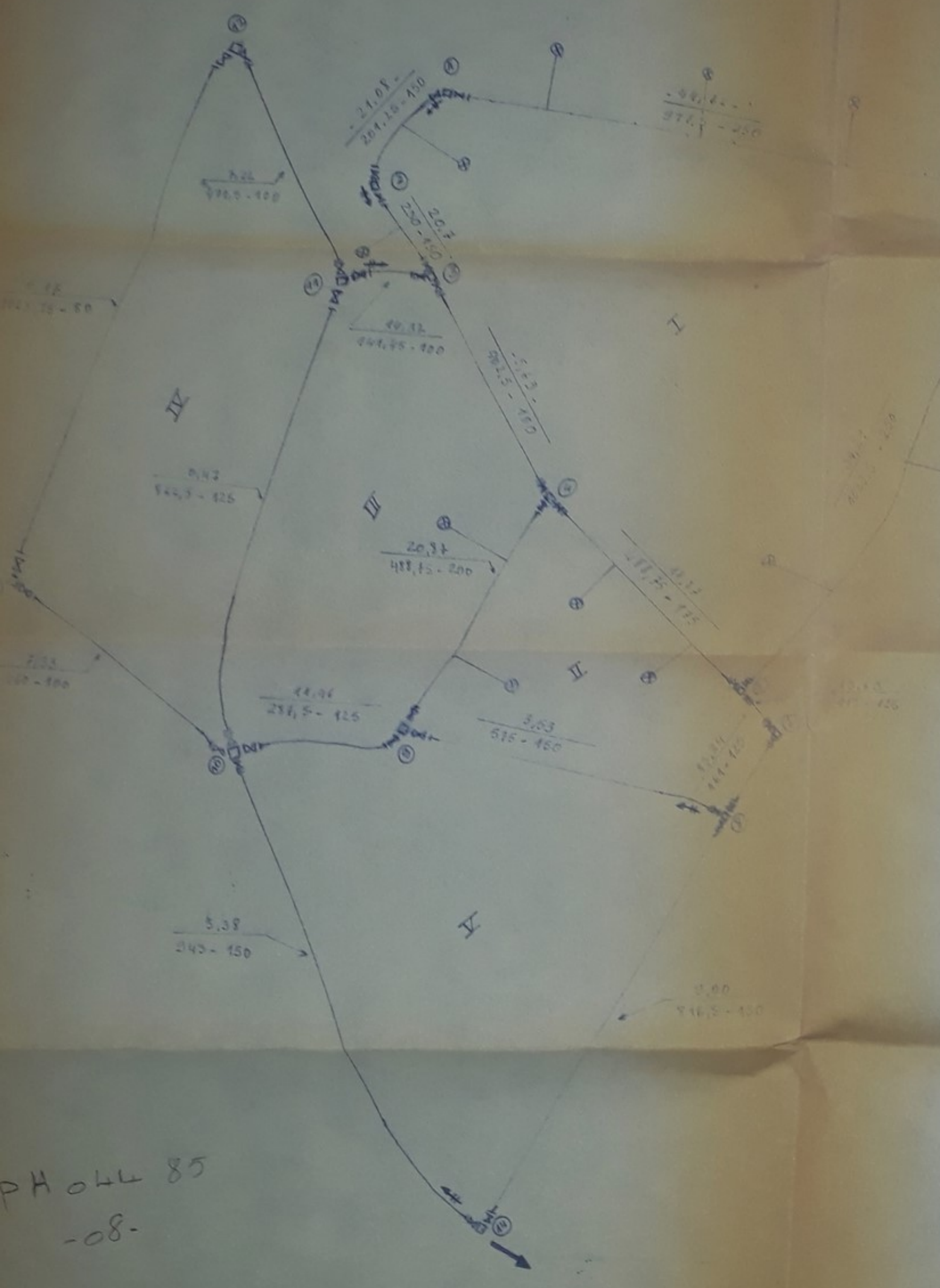
TABEAU DE CALCUL DES DEBITS
SOUTIRES

NOeud	densite hab/ha	Surface ha.	habitant	Cons- specif	Cons- Journ	Coef de pointe	Debit de pointe
1	180	12,25	2205	215,95	5,51	3,00	16,53
2	"	14,36	2585	"	6,46	"	19,38
3	"	12,4	21,96	"	5,48	"	16,44
4	"	10,20	1836	"	4,58	"	13,74
5	"	12,51	2268	"	5,66	"	16,98
6	"	11,20	2046	"	5,03	"	15,09
7	"	9,85	1773	"	4,43	"	13,29
8	"	9,32	1678	"	4,19	"	12,57
9	162	9,0	1458	"	3,65	"	10,95
10	"	8,02	1299	"	3,24	"	9,72
11	"	16,3	2641	"	6,60	"	19,80
12	"	10,01	1620	"	4,04	"	12,12
13	97	8,80	854	"	2,13	"	6,39
14	"	9,51	9,22	"	2,30	"	6,90
15	"	8,75	848	"	2,11	"	6,33
16	"	13,62	1322	"	3,30	"	9,90
17	"	8,25	800	"	1,99	"	5,97
18	84	8,50	714	"	1,77	"	5,31
19	"	7,70	660	"	1,58	"	4,74
20	"	10,4	814	"	2,10	"	6,30
21	"	8,42	708	"	1,76	"	5,28
22	180	3,42	624	"	1,66	"	4,98
23	"	4,22	760	"	1,89	"	5,67
24	"	2,54	458	"	1,14	"	3,42
25	"	7,28	1311	"	3,27	"	9,81
26	"	4,38	789	"	1,97	"	5,91
27	"	6,5	1170	"	2,92	"	8,77
28	"	8,5	1530	"	3,82	"	11,47
29	"	4,35	783	"	1,95	"	5,87
30	"	7,23	1302	"	3,25	"	9,75
31	"	6,51	1172	"	2,92	"	8,76
32	"	1,67	301	"	0,75	"	2,25
33	"	3,25	585	"	1,46	"	4,38

ENP	ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT	HYDRAULIQUE	
TITRE DE L'ETUDE	A.E.P DE LA VILLE DE TAM.	
TITRE DU PLAN	TABLEAU DE CALCUL DES DEBITS SOUTIRES DE LA ZONE A	
DRESSE par:	A. Messaoud. Sadallah. A.B.K. ZEKRAOUI	DATE:- Janvier. 85
Verifié par:	M. BOUACHE	PLANCHE N° 6

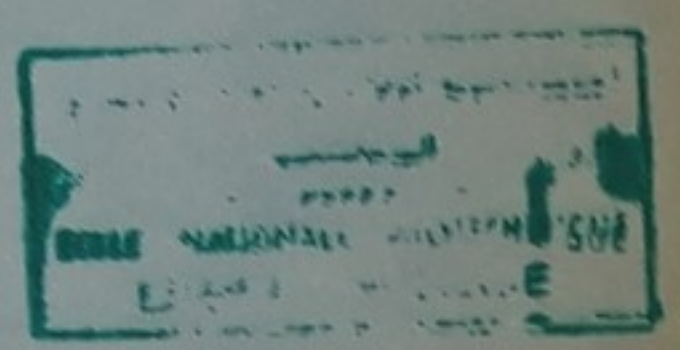
PH 044 85
06.

ÉQUIPEMENTS DU RESEAU



LEGENDE

- bouche "d'incendie"
 - VANNES avec JOINT
 - COUDES
 - VIDANGE
 - REGARDS
- debit $\frac{1}{s}$
le (m) - diametre (mm)



PH 044 85
-08-

ENP	ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT	HYDRAULIQUE
DRESSE par:	A. MESSAOUD SADALLAH ZEKRAOUI AEK
Verifié par	M ^r BOUACHE
TITRE DU PLAN	EQUIPEMENTS DU RESEAU ZONE B

