

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
U. S. T. H. B

3/82

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES



ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE :
LA VILLE DE KHEMIS MILIANA

7 PLANS

Proposé par :

SO.NA.DE

ETUDIE PAR :

N. SOULEM

DIRIGE PAR :

Mr. UTRYSKO B.

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mon frère Mohamed et sa famille

A tous mes frères

A mes Amis et à tous ceux qui me sont chers

Remerciements

A Monsieur B. UTRYSKO

J'ai toujours trouvé près de lui un accueil chaleureux et le souci de me faire profiter de son expérience et de son travail. Son esprit de recherche et pour moi un exemple. Dans l'élaboration de cette thèse il m'a guidé avec gentillesse.

Qu'il reçoit ici la preuve de ma reconnaissance et de mes remerciements chaleureux.

A Monsieur le Professeur G. LAPRAY

J'ai eu le bonheur de travailler avec lui et j'ai souvent eu l'occasion d'admirer sa largeur d'esprit, sa compréhension.

Je n'oublierai pas aussi le soutien qu'il apporte aux jeunes ingénieurs ainsi que toute l'ampleur qu'il ne cesse de donner au laboratoire de génie hydraulique à l'école polytechnique.

Qu'il veuille bien recevoir ici l'expression de mon profond respect et de mes remerciements, les plus vifs.

Mes remerciements vont également à Mr ILIE et Mr CARRE J. C pour leur aide efficace, et à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse, notamment tous les responsables de la SONADE pour leur aide inestimable.

Je remercie Monsieur ' TOUAHRIA Abderrahmane' pour la frappe.

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION	
2	EVOLUTION DE LA POPULATION	
	calcul du taux d'accroissement	3
	calcul de la population	4
	évolution de la population de 1977 à 2000	5
	mouvement migratoire.....	6
3	EVOLUTION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'EL KHEMIS	
	objet	7
	détermination de la superficie des cinq zones	7
	détermination de la population de chaque zone	9
	évaluation des besoins en eau potable de chaque zone	11
	besoins en eau potable pour 1990	12
	besoins en eau potable pour 2000	12
4	RESSOURCES EN EAU	
	ressources actuelles	14
	ressources prévisibles	15
5	RESERVOIRS	
	rôle des réservoirs	16
	réservoirs existants	16
	réservoirs projetés	17
6	RESEAU DE DISTRIBUTION	
	réseau existant	18

réseau existant 18

8	CALCUL DES RESEAUX DE DISTRIBUTION (HORIZON 2000)	
	méthode de calcul	27
	programmes utilisés pour la résolution des réseaux	31
	méthode de Hardy Cross pour IBM 1130 (horizon 2000)	33
	calcul du réseau n°1	35
	calcul des pressions au sol réseau n°1	49
	calcul du réseau n°2 (horizon 2000)	50
	calcul du réseau n°3	53
	conclusion	57
	calcul des conduites de connexion des réseaux	57
9	DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	
	dimensionnement des réservoirs projetés	61
	calcul de la capacité des réservoirs R_2 et R_3	66
	équipement des réservoirs et du réseau de distribution	69
10	CONCLUSION	77

Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'alimentation en eau potable de la ville de khemis miliana.

Vu l'explosion démographique croissante, les villes de moyenne importance commencent à s'étendre et à se développer. Le niveau de vie ne cesse d'augmenter. Il est toujours nécessaire après une ou deux décennies d'accroître ou de changer le réseau de ces villes.

Présentation :

Située à 120 km au Sud Ouest d'Alger, la ville d'El-Khemis constitue un véritable carrefour sur les axes Alger - Oran, Alger - Tiaret. Et dernièrement porte ouverte sur le sud avec l'ouverture du tronçon routier El-Khemis - Berrouaghia.

Sa situation sur la plaine du haut gheliff la voue à un rôle prédominant dans la production agricole du pays. Dans ce contexte cette ville a surtout une vocation agricole et commerciale. L'industrie étant présentée dans le domaine des matériaux de construction (briquetterie, tuilerie) et alimentaire (sucrierie).

Relief :

L'agglomération d'El-Khemis à une altitude qui varie de 288 à 360 m. Les déchirures de l'Oued Souffray forment des sillons isolants la partie est de celle de l'ouest de la ville. La commune s'étend à l'est sur la plaine et à l'ouest sur un ensemble de collines qui la sépare de son chef lieu de daïra.

Climat :

Le climat est du type continental, caractérisé par des températures basses en hiver et élevées en été.

Ces températures oscillent entre 6 et 13° c en janvier mars (de brèves chutes de gel) et jusqu'à 45° c en juillet août. La pluviométrie peut être estimée entre 400 et 600 mm en hiver.

Il est à signaler que l'on pratique toujours le système de distribution interrompue. Les coupures d'eau se font la nuit; mais le jour la distribution se fait normalement. Néanmoins durant la saison estivale les coupures sont plus fréquentes, et la distribution s'échelonne en deux ou trois phases selon les besoins et les quartiers.

Donc il reste beaucoup à faire pour arriver à satisfaire les besoins en eau potable de cette ville.

La majeure partie de l'eau potable est tirée des puits répartis sur toute l'étendue du territoire communal qui interceptent les nappes phréatiques existantes dans les environs immédiats ou assez éloignés.

(Prise du dossier des statistiques régionales 1979, dossier communal).

2 - Evolution de la Population :

L'évolution démographique de la ville d'El-Khemis est étudiée à partir des deux éléments suivants :

- Le recensement de 1966 et
- Le recensement de 1977

Le recensement de 1966 a donné le résultat suivant : 22566 habitants quant au recensement de 1977 le nombre d'habitants obtenu est de 34374.

2 - 1 Calcul du taux d'accroissement

Le taux d'accroissement annuel peut être déterminé à partir de deux recensements : de 1966 et de 1977.

Ce taux se calcule moyennant la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + \alpha)^t \quad (1)$$

Où P = nombre d'habitants obtenu après le dernier recensement : 1977.

P₀ = nombre d'habitants obtenu après le recensement précédent (1966).

t = nombre d'années qui sépare les deux recensements

α = taux d'accroissement annuel?

$$(1) \Rightarrow \frac{P}{P_0} = (1 + \alpha)^t \Rightarrow \ln \left(\frac{P}{P_0} \right) = t \ln (1 + \alpha)$$

$$1 + \alpha = e^{1/t \ln (P/P_0)}$$

$$\alpha = e^{1/t \ln (P/P_0)} - 1$$

Application Numérique :

$$P = 34374 \text{ hab.}$$

$$P_0 = 22566 \text{ hab.}$$

$$t = (1977 - 1966) = 11 \text{ ans}$$

$$\alpha = 3,9 \%$$

Remarque ! Le taux d'accroissement national pour l'Algérie est de 3,5 %, pour la ville d'El-Khemis, le taux qui vient d'être calculer est de 3,9 % nous remarquons que ce dernier est proche du taux d'accroissement moyen national.

Connaissant le taux d'accroissement annuel d'une ville, nous pouvons prévoir la population de cette dernière à d'autres horizons.

2 - 2 Calcul de la Population :

La population future se calcule par la formule suivante

$$P_x = P_0 (1 + \alpha)^x \quad (\text{II} - 2)$$

Où P_x = Population à l'horizon x

P_0 = Population du dernier recensement
(pour El-Khemis c'est cel de 1977)

α = taux d'accroissement annuel.

Remarque : Avant de commencer à calculer la population, nous tenons à signaler que dans ce présent projet nous avons pas tenu compte de la population éparçée. Seules les populations urbaines et autres agglomérées sont prises en considération.

2 - 4 Mouvement Migratoire :

On le considère nul pour traduire :

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

3 Evolution des besoins en eau potable de la ville d'El-Khemis

3 - 1 Objet :

Les données de base ont pour objet la définition de l'évolution journalière globale de la consommation.

Compte tenu des incertitudes existantes concernant la limite des zones à desservir dûes à l'absence d'un plan urbanisme, il a été convenu un accord avec les services techniques de la ville d'El-Khemis et le bureau d'étude SONADE sur les hypothèses concernant les 2 points suivants :

- La délimitation des secteurs à desservir.
- Le détail des consommations par quartier.

En plus pour limiter les erreurs, il a été réalisé une répartition de la surface de la ville par zone à alimenter; ceci suivant l'importance des types d'habitat. Ce qui nous a permis d'avoir 5 Zones qui sont les suivantes :

- Zone périphérique est
- Zone Sidi Abdelkader
- Zone d'extension nord est
- Zone Misani (dite Oued Rihane)
- Zone Souama

3 - 2 Détermination de la superficie des cinq Zones :

Après planimétrage nous avons obtenu les superficies correspondantes à chaque zone.

Les résultats sont portés sur le tableau suivant :

Tableau des Résultats :

Désignation des Zônes	Superficie (ha)
Zône périphérique est	103,20
Zône Sidi Abdelkader	42,90
Zône d'extension nord est	8,00
Zône Pisani	31,10
Zône Souama	152,60
Tot = 338 ha.	

Suite à la décision prise par le service technique d'El-Khemis et le bureau d'étude SONADE; les besoins actuels retenus pour chaque zône sont les suivants :

Désignation des Zônes	Consommation Moy. Jour. (l/j/hab.)
Zône périphérique est	151
Zône Sidi Abdelkader	167
Zône d'extension nord est	160
Zône Pisani	178
Zône Souama	196

Remarque :

Les dotations unitaires citées çï dessus sont choisies en tenant compte des points suivants :

Des consommations domestiques telles que douches, bains, cuisines, eau potable etc...

Des consommations publiques telles que équipements sociaux, collectivités, commerciaux, publiques etc...

De l'incendie.

3-3 Détermination de la population de chaque zone : (2000)

Le nombre d'habitants pour chaque zone est calculé par la formule (II - 2) de la page 4.

1) Zône périphérique est

Années	Population prévue (hab.)
1977	8483
1980	9625
1985	11880
1990	14663
1995	18099
2000	22340

2) Zône Sidi Abdelkader

Années	Population Prévues (hab.)
1977	4626
1980	5249
1985	6479
1990	7997
1995	9871
2000	12184

3) Zône d'extension nord est :

Années	Population prévue (hab)
1977	914
1980	1037
1985	1280
1990	1580
1995	1950
2000	2407

4) Zône Pisani :

Années	Population Prévüe (hab)
1977	3652
1980	4144
1985	5115
1990	6313
1995	7792
2000	9618

5) Zône Souama :

Années	Population Prévüe (hab)
1977	15658
1980	17766
1985	21929
1990	27067
1995	33409
2000	41237

3 - 4 Evaluation de besoins en eau potable pour chaque Zône :

Nous prévoyons les besoins en eau potable pour 3 horizons différents :

1985, 1990, 2000.

3 - 5 Besoins en eau potable pour 1985 :

Les consommations moyennes journalières sont données par la SONADE les résultats de calcul sont portés sur le tableau suivant :

Zônes	Population (ha)	Consommation moy. jour. l/j/hab.	Consommation Jour. m ³ /j
Zône périphérique est	11880	151	1790
Sidi Abdelkader	6479	167	1085
Extension Nord Est	1280	160	205
Pisani	5115	178	910
Souama	21929	196	4293

Les consommations spécifique pour 1985 ont été choisies suite à la décision prise par le service technique de la ville d'El-Khemis et la Direction Technique du bureau d'étude SONADE.

En 1985 le nombre d'habitants s'élèvera à 46683 hab. la consommation moyenne journalière sera de 8283 m³/j.

Pour plus de sécurité nous devons tenir compte des fuites du réseau qui sont approximées à 15 % pour cette année.

La consommation totale maximale journalière devient donc :
(8283 X 1,15) = 9526 m³/j.

Soit un débit maximum de : 110 l/s.

Ce qui nous donne une dose unitaire de : 204 l/j. hab.

3 - 6 Besoin en eau potable pour 1990 :

Les résultats de calcul sont portés sur le tableau suivant :

Zônes	Population (hab)	Consommation Spécif. l/j/hab.	Consommation Jour. m3/j
Périphérique est	14663	175	2566
Sidi Abdelkader	7997	170	1360
Extension Nord est	1580	162	256
Pisani	6313	180	1136
Souama	27067	225	6090

Remarque : Les consommations spécifiques (l/j/ha) sont tirés de : "Dupont tome II". Ce dernier adopte des valeurs de consommation de chaque ville en fonction de son nombre d'habitants.

Comme pour 1985 nous avons tenu compte des fuites dans le réseau, il est aussi indispensable pour 1990. Et cela pour que nous aurons une marge de sécurité des besoins de l'année en question.

Ainsi nous obtenons une consommation maximale de :

$$1,15 \times 11408 = 13120 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit un débit de : } 152 \text{ l/s.}$$

Soit une dose moyenne journalière de : 228 l/j habitant.

3 - 7 besoin en eau potable pour l'an 2000

Les résultats sont portés sur le tableau suivant :

Zônes	Population (hab)	Consommation Spécif. l/j/hab.	Consommation Jour. m3/j
Périphérique est	22340	180	4021
Sidi Abdelkader	12184	172	2095
Extension Nord est	2407	165	397
Pisani	9618	180	1731
Souama	41237	225	9278

Les dotations unitaires pour l'an 2000 comme pour 1990 sont tirées de "A. Dupont tome II" (Paris 1979) p.339

La population totale possible pour 2000 est de 87786 habitants, la consommation totale journalière pour cette même année est de 17522 m³/j. Soit une dose unitaire de : 200 l/j/hab. et un débit moyen de : 203 l/s.

Il est à noter que les fuites du réseau pour l'an 2000 sont prises en compte en choisissant les consommations spécifiques.

Il faut remarquer que en calculant le nombre d'habitants pour chaque zone nous avons obtenu une valeur supérieure de 4900 habitants à celui prévu pour l'an 2000. Mais il est normal de disposer d'une certaine marge de sécurité ou d'une réserve, dans le cas où quelques zones changeraient de catégorie au cours des années qui suivent.

Cette différence est obtenue par la non égalité des valeurs du nombre d'habitants donné par la SONADE pour différentes années.

Et du nombre d'habitants calculés dans le chapitre précédent.

4 Ressources en eau :

4 - 1 Les Ressources Actuelles :

La ville d'El-Khemis est alimentée à l'heure actuelle par deux sources et 4 forages.

a) Source de l'Oued Rihane (dit Pisani)

Son débit est de 18 l/s soit 1555 m³/j. La distance qui sépare cette source du réservoir est de 10 km. Sa réalisation a été en 1947.

b) La source de Boutectoun :

Elle se situe à Miliana à une distance de 9km du réservoir qui est à El-Khemis. Le débit d'arrivé au réservoir Abdelkader est de 20 l/s soit 1728 m³/j.

elle a été réalisé en 1947.

c) Le forage de Bir Rahma (dit Douieb)

La longueur de l'adduction est de 7 km, son débit est de 25 l/s soit 2160 m³ m³/j. Il a été réalisé en 1973.

d) Le forage Socoma :

Distance séparant le forage du réservoir : 1500 m

Profondeur : 20 m

Débit d'exploitation : 20 l/s soit 1728 m³/j.

Réalisation : 1973

e) Forage Dardara :

Ce forage est rarement utilisé, donne un débit de 5 l/s l'adduction est connectée directement au réseau de distribution, de la zone périphérique est, réalisé en 1973.

f) Un forage se trouvant à côté de Birrahma :

Branché sur l'adduction de Birrahma; la longueur de son adduction est de 50 m. Son débit est de 50 l/s soit 4320 m³/j. Sa réalisation a été en 1978.

4 - 2 Ressources Prévisibles :

Un forage Birnaama (F₃)

Réalisation en 1979.

Ses coordonnées x = 457,07 m

y = 326,99 m

Son côte Z est : Z = 276,5 m

Sa profondeur est de 31 m

Le niveau statique (N.S.) est de 12,4 m

Le niveau dynamique (N.D.) est de 22 m.

Situé à l'est de la ville à une distance de 2,5 km, ce forage a un débit d'exploitation de 70 l/s soit 6048 m³/j.

Ce forage est inexploité.

Vu les problèmes rencontrés par l'insuffisance en eau de la ville, nous proposons de forer un autre forage juste à côté du F₃. Ce forage aura probablement les mêmes caractéristiques que son voisin.

5 Les Reservoirs :

5 - 1 Rôle des Reservoirs :

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les reservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateur à la fois du débit et de la pression. En tant qu'ils emmagasinent les eaux aux périodes où l'importance des apports dépassent les besoins de la consommation pour les restituer au moment où la situation s'inverse. Ils jouent le rôle de volant de distribution. Nous pouvons dire que les reservoirs servent de tampon entre l'adduction et la distribution.

5 - 2 Reservoir existants :

3 Reservoirs qui existent actuellement pour l'alimentation de la ville.

a) Le Reservoir Pisani :

Capacité : 500 m³

Côte du Reservoir : 373,45 m

Débit d'arrivé : 18 l/s

Longueur de l'adduction : 10 km

Diamètre de l'adduction \varnothing 150 mm.

b) Le Reservoir Souama :

Capacité : 2000 m³

Côte du Reservoir : 352 m

Débit d'arrivé : 75 l/s

Ces 75 l/s proviennent de la station Douieb (dite Birrahma) et d'un forage situé à 50 m de la station. A laquelle son adduction est branchée à l'adduction de ce dernier. Les débits sont respectivement 25 l/s et 50 l/s.

Le diamètre de l'adduction est de \varnothing 300

La distance de la station au reservoir est de 7 km

La distance du forage au branchement : 50 m.

c) Le Reservoir Abdelkader :

Sa capacité est de : 500 m³

Côte du réservoir : 373,40

Débits d'arrivé au réservoir : 2 X 20 l/s

Ces débits provient respectivement du forage Socoman et de la Source Boutectoun.

5 - 3 Réservoirs Projetés :

En raison d'insuffisance de stockage et d'alimentation nous prévoyons 2 nouveaux réservoirs qui seront placés à des côtes voisines. Leurs capacités seront déterminer dans la suite de l'étude. Ces réservoirs desserviront le réseau périphérique est et la Zône d'extension.

6 Réseau de distribution :

6 - 1 Réseau existant :

Le système de distribution existant est formé de 5 réseaux indépendants. Chaque Zone est alimentée par un réseau.

Le réseau existant est du type maillé. Les données de base existantes concernent la structure de la ville, la topographie du terrain et l'emplacement des réservoirs. Nous tenons compte des incertitudes pour le choix des limites zones à desservir. Les incertitudes sont au départ limitées. Ces incertitudes ne portent que sur les Zones périphérique et d'extension. Pour limiter les incidences et les erreurs, l'ensemble du réseau existant a été choisi. ~~pour~~ prévoir des réseaux partiels peuvent être rendu indépendants. En effet chaque réseau partiel a été alimenté à partir d'un ou de deux réservoirs.

Il est à noter que deux réservoirs s'avèrent indispensables pour assurer l'ensemble des besoins des zones périphériques d'extension.

Une question se pose : est qu'il est possible d'alimenter toute la ville par un seul réseau ou par des réseaux qui peuvent être rendus indépendants?

La réponse à cette question est très vaste et chaque solution a des avantages et des inconvénients.

Nous essayons d'adopter une solution plus avantageuse et surtout plus économique.

6 - 2 Avantages et inconvénients d'alimentation de la ville par des réseaux indépendants :

a) Avantages :

a - 1 Les réseaux séparés permettent d'avoir des pressions aux sols choisies indépendamment pour chaque dit réseau; ces pressions ont des valeurs qui se trouvent dans une limite normale. (40 m) tiré de "J BONNIN".

a-2) Le développement historique se fait par étape; c'est à dire lorsque la ville se développe nous ne sommes pas obligés de refaire tout le réseau (lorsqu'il s'agit d'un réseau unique) mais d'ajouter tout simplement un réseau indépendant.

Dans le cas de la ville d'El-Khemis nous avons ajouté un réseau indépendant pour la zone d'extension.

a-3) La gestion et les calculs sont plus simples que dans le cas d'un réseau unique.

a-4) La zone d'influence du réservoir est réduite, autrement dit la superficie de chaque réseau est limitée.

b) Désavantages :

b-1) Si le débit consommé est inférieur au débit disponible ($Q_{cons} < Q_{disp}$) la différence entre ces débits est inutilisable. En même temps on peut avoir besoin de ce débit dans un autre réseau.

b-2) Comme les réseaux sont indépendants, en cas de non fonctionnement de la pompe ou du groupe ou une rupture de l'adduction la zone d'un quelconque du réseau concerné se prive d'eau.

b-3) La longueur des canaux sera plus grande dans le cas des réseaux indépendants que celle d'un réseau unique.

Dans le cas de cette étude il y a des conduites qui sont doublées par ex à proximité de la voie ferrée ou sur les bordures de l'Oued.

b-4) Le nombre d'accessoires sera augmenté ce qui augmente le coût globale de la réalisation de cette étude.

Pour pouvoir trouver une solution d'un tel problème nous allons faire une étude comparative des réseaux de distribution. Cette étude sera plus ou moins détaillée et se base surtout sur les avantages et les inconvénients de chaque cas choisi.

6-3 Alimentation de la ville par un reseau unique :

a) Les avantages :

- En cas de panne par ex rupture d'un conduite du reseau seule la zône desservie par cette conduite sera privé d'eau.
- Sur le plan économique dans ce cas nous avons une économie de l'eau et surtout d'installation (les pompes, les groupes, les forages...).
- Une alimentation uniforme, autrement dit que toutes les zônes seront desservies presque à égalité. (S'il y a de surplus d'eau, cette eau sera consommée).

b) Les désavantages :

- Les pressions au sol seront élevées. Dans le cas d'une distribution d'un reseau unique. Surtout pour le cas d'El-Khemis car le relief est très accidenté.
- Les difficultés de passage et d'emplacement des conduites du reseau; pour le cas d'El-Khemis c'est impossible car la structure de la ville ne le permet pas (Oued, voie ferrée...).

6-4 Conclusion :

Vu les avantages et les désavantages l'alimentation de la ville d'El-Khemis par un reseau unique est impossible parce que :

- L'alimentation est dispersée à cause des Oueds.
- Les différences de côtes sont trop élevées car le relief de cette ville est accidenté.
- Les déchirures de la ville qui sont caussées par les Oueds Souffray et Boutane et l'emplacement de la voie ferrée qui posent un grand problème à l'alimentation de la ville.

Vu ces avantages nous avons projeté une certaine intersection des différents réseaux. Ca sera un système de réseaux quasi-independants.

7 Réseau projeté (Horizon 2000) :

7-1 Schéma de fonctionnement du réseau projeté :

Le réseau projeté est formé d'un système de réseaux quasi-indépendants. d'après le calcul nous avons trouvé que la connexion des trois réseaux est possible.

Le réseau n°1 est alimenté par 2 réservoirs Pisani et Souama ce réseau à un débit de transit à l'heure de pointe de 120 l/s. La connexion ~~est~~ réseau suivant qui est le 2 est faite par le noeud F. au noeud 9 du réseau n°2. La longueur de cette conduite est de 25 m. La conduite F 9 sera mise dans une autre conduite de diamètre supérieur qui la protège contre les chocs causés par le passage des trains. (Car cette conduite traverse la voie ferrée).

Le calcul de cette conduite sera fait par la suite.

Le réseau n°2 sera alimenté par deux réservoirs l'un existant (Abdelkader) l'autre projeté. Ces deux réservoirs travailleront ensemble à l'heure de pointe. Aux heures normales la distribution sera assurée par un réservoir pendant que l'autre se remplit et inversement.

La connexion avec le réseau n°3 se fait par 2 noeuds. Le noeud 15 (du réseau n°2) avec le noeud 31 (du réseau n°3) et le noeud 16 avec le noeud 30. Le débit de transite total est de 150 l/s à l'heure de pointe.

Les conduites 15-31 et 16-30 vehiculeront chacune un débit égal à 75 l/s. Leur longueurs sont respectivement 50 m et 30 m.

Le calcul de ces deux conduites sera fait par la suite. le réseau n°3 sera alimenté par un seul réservoir dont sa capacité sera déterminé par la suite.

La conduite 22-34 du réseau n°3 passe sur le pont reliant les 2 rives de l'Oued Souffray. C'est une conduite de jonction reliant les 2 parties de ce réseau.

Le calcul de cette conduite est fait à la page du tableau de calcul des pressions au sol du reseau n°3. (Voir le schéma du reseau n°3).

7-2 Calcul des débits au noeuds - horizon 2000 :

a) Consommations spécifiques :

Nous distinguons 3 différentes zones, les zones de forte, moyenne, faible densité. Pour chaque zone il existe une consommation spécifique. Ces consommations sont respectivement 225, 220, 200 l/j/hab. Ces valeurs sont obtenues en majorant les consommations spécifiques de l'an 2000 (du chapitre précédent) de 10 % ainsi avec ces dernières valeurs nous avons calculé les débits aux noeuds correspondants.

b) Méthode de calcul des débits aux noeuds :

Un noeud peut se trouver dans un ou 2 ensembles des zones citées ci dessus. Pour le calcul des débits en question on procède comme suit : en 1ère lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le reseau. Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud, ce contour est la superficie desservie par le noeud.

Connaissant la superficie de chaque noeud, la densité, la consommation spécifique nous pouvons calculer la population possible et le volume journalier pour chaque noeud en utilisant les formules (1) et (2) qui suivent :

$$(1) \quad \boxed{P = S \cdot D} \quad \text{où } P = \text{Population possible}$$

S = Superficie du contour desservie
par le noeud en hectares

D = densité de population en hab/ha.

(2)
$$Q = P \times B$$
 où Q = Volume d'eau journalier ou débit au noeud
B = Consommation spécifique en l/j/hab.

Ainsi nous répétons ces opérations pour tous les noeuds de chaque réseau. Les résultats sont portés sur les tableaux des pages qui suivent.

7 - 3 Calcul des débits de pointe horizon 2000

a) Débit saisonnier :

A partir des débits aux noeuds calculés ci dessus nous calculons les débits saisonniers. (Le débit saisonnier est le débit moyen multiplié par un coefficient K; ce coefficient tient compte des changements de consommation des différentes périodes de l'année).

Ainsi d'après "Dupont tome II" $1,1 < K < 1,5$.

Nous avons adopté à K la valeur 1,3.

Tous les valeurs des débits aux noeuds ainsi calculés sont multipliés par le coefficient $K_1 = 1,3$.

b) Débit de pointe (horizon 2000)

- Coefficient de pointe.

Le coefficient de pointe est le rapport de la consommation instantannée de pointe au consommation moyenne journalière. Nous adoptons pour le calcul de ce projet un coefficient de pointe National qui est de 3. Ce sera donc le coefficient à appliquer à la sortie du réservoir. Ce qui conduit aux débits de pointe adoptés lors de la résolution des réseaux de distribution. Ces débits de pointe s'obtiennent en multipliant les débits saisonniers par le coefficient de pointe ($K_2 = 3$). Les résultats de calcul sont portés sur les tableaux qui suivent :

Remarque : Comme les débits à la sortie des réservoirs peuvent être arrondis à un chiffre rond; les débits de pointes ainsi calculés sont arrondis au valeur supérieure.

calcul du debit de pointe reseau n°1 (horizon 2000)

Nœuds	ZONES	surf. desservie par le nœud [ha]	densité Hab/hectar.	Population possible (hab.)	consom. Spéc. l/j/hab	Volume journalier m ³ /j	debits - Saisonnier K=1.3 (l/s)	debits de pointe K=3 (l/s)	debit arrondi (l/s)	obser- vations.
A	F.D	1.11	320	355	225	79.875	1.196	3.59	4	
B	F.D	1.68	---	538	---	121.050	1.82	5.46	6	
C	F.D	4.68	---	1498	---	337.050	5.07	15.21	15.0	
D	F.D	1.50	---	480	---	108.000	1.625	4.875	5.0	
E	F.D	2.62	---	839	---	188.775	2.834	8.502	9+17	bouche d'incendie
F	F.D	5.16	---	1651	---	371.475	5.59	16.77	17+120	point de conaissance
G	F.D	4.55	---	1456	---	327.600	4.407	13.22	13	
H	F.D	5.17	---	1654	---	372.150	5.603	16.809	17	
I	F.D	2.35	---	752	---	169.200	2.548	7.65	8	
J	F.D	1.35	---	432	---	97.200	1.462	4.39	4	
K	F.D	2.67	---	855	---	192.375	2.886	8.658	9	
L	F.D	6.82	---	2183	---	491.175	7.384	22.15	22	
		$\Sigma = 39.66$		$\Sigma 12693$		$\Sigma = 2855.825$	$\Sigma = 42.92$		266	

Remarque :

- le debit de transit est de $(40 \times 3) = 120$ l/s à l'heure de Pointe, le Nœud de transit est F.
- la reserve d'incendie est de 17 l/s au Nœud E.

tableau de calcul des debits de pointe

Reseau N°2

Horizon 2000

Nœuds	Zones	surface deservie par le nœud [ha]	densites [hab/ha]	Population possible [hab]	Consomm. Spécifiques journal. [l/hab]	volumes moyen journal [m³/d]	debits saison. K=1,3 [l/s]	debits de pointe K=3 [l/s]	debits arrondis [l/s]
1	M.D	1.730	200	346	220	76.12	1.15	3.45	3.00
2	M.D	2.131	200	426	220	93.72	1.41	4.23	4.0
3	B.D.	1.754	180	316	200	63.20	0.95	2.85	3.0
4	B.D	2.606	180	469	200	93.80	1.41	4.24	5.0
5	B.D.	1.275	180	230	200	46.00	0.69	2.07	2.0
6	M.D	2.731	200	546	220	120.12	1.81	5.42	5.0
7	B.D.	6.030	180	1085	200	217.00	3.27	9.80	10.0
8	F.D.	11.520	320	3686	225	829.35	12.48	37.44	38.0+17
9	F.D	10.220	320	3270	225	735.75	11.07	33.21	33.0
10	B.D.	7.400	180	1332	200	266.40	4.01	12.02	12.0
11	B.D.	13.930	180	2508	200	501.60	7.55	22.64	23.0
12	F.D.	17.570	320	5622	225	1264.95	19.03	57.10	57.0
13	F.D.	13.160	320	4211	225	947.48	14.26	42.77	43.0
14	F.D.	4.650	320	1488	225	334.80	5.04	15.11	15.0+17
15	F.D.	7.380	320	2362	225	531.45	8.00	24.00	24.0+75
16	B.D.	11.380	180	2048	200	409.60	6,16	18.49	18.0+75
17	B.D.	17.070	180	3073	200	614.60	9.25	27.74	28.0
18	B.D	14.320	180	2578	200	515.60	7.76	23.28	23.0
19	B.D.	9.470	180	1705	200	341.00	5.13	15.39	16.0
		156.320		37301		8002.54	120,43		546.0

calcul des débits de pointe

Réseau n°3

horizon 2000

Nœuds	Zones	surface devenue par le module (ha)	densité hab/ha	POP possible (hab)	consom. spécif. journal lit/hab	volume moyen journal. m ³ /jour	débits saison K=1,3 (l/s)	débits de pointe K=3 l/s	débits arabondis l/s
20	B.D.	6.01	180	1082	200	216.40	3.26	9.78	10.0
21	B.D.	2.07	180	373	200	74.60	1.12	3.37	3.0
22	B.D.	3.00	180	540	200	108.00	1.63	4.88	5.00
23	B.D.	9.63	180	1733	200	346.60	5.22	15.66	16.0
24	M.D.	10.07	200	2014	220	443.08	6.67	20,00	20.0
25	M.D.	8.45	200	1690	220	371.80	5.59	16.78	17.0
26	M.D.	6.09	200	1218	220	267.96	4.03	12.10	12.0
27	B.D.	6.01	180	1082	200	216.40	3.26	9.77	10.0
28	B.D.	9.68	180	1742	200	348.40	5.24	15.73	16.0
29	B.D.	12.96	180	2333	200	466.60	7.02	21.06	21.0
30	M.D.	10.09	200	2018	220	443.96	6.68	20.04	20.0
31	M.D.	4.16	200	832	220	183.04	2.75	8.26	8.0+17
32	B.D.	9.37	180	1686	200	337.20	5.07	15.22	15.0+17
33	B.D.	11.36	180	2045	200	409.00	6.15	18.46	18.0
34	B.D.	0.31	180	56	200	112.00	1.69	5.06	5.0
35	B.D.	0.85	180	153	200	306.00	4.60	13.80	14.0
36	B.D.	9.03	180	1625	200	325.00	4.89	14.67	15.0
37	B.D.	4.16	180	749	200	149.80	2.25	6.75	7.0
38	B.D.	6.02	180	1084	200	216.80	3.26	9.78	10.0
39	B.D.	10.35	180	1863	200	378.60	5.70	17.09	17.0
40	B.D.	2.90	180	522	200	104.40	1.57	4.71	5.0
41	B.D.	2.48	180	446	200	89.20	1.34	4.03	4.0
42	B.D.	3.79	180	682	200	136.40	2.05	6.16	6.0
$\Sigma =$		148.84		27046		5369.04	90.80	272.40	308

8 Calcul des reseaux de distribution (horizon 2000):

Nous tenons à signaler que le calcul des réseaux de distribution est fait 2 fois. Une 1ère fois à l'aide d'une "TI 58 programmable" (dont le programme de calcul sera donné par la suite) ; et une 2ème fois à l'ordinateur "IBM 1130 du centre de calcul de l'école.

8 - 1 Méthode de calcul :

La méthode de résolution est celle d'HARDY CROSS. Cette méthode consiste à se fixer tout d'abord une répartition arbitraire des débits dans chaque maille ainsi qu'un sens supposé d'écoulement. Cette méthode repose sur les 2 lois suivantes.

1ère loi : En un noeud quelconque de conduite la somme des débits qui arrivent à ce noeud est égale à la somme des débits qui en sortent. Cette loi est évidente et est à rapprocher de la loi de Kirchoff en électricité.

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

a) CANEVA de calcul par la méthode d'HARDY CROSS :

- Calcul des pertes de charge (P.D.C.)

Le régime est supposé turbulent rugueux le coefficient n y intervient et se confond avec la perte de charge débitaire.

$$r_i = J_{Q_i} \times L_{e_i} \quad (1) \quad \text{où } L_{e_i} : \text{ est la longueur équivalente}$$
$$J_{Q_i} : \text{ le gradient de la perte de charge débitaire.}$$

Les pertes de charge singulières peuvent être exprimées en fonction de la longueur équivalente (L_e) de la conduite. Cette longueur occasionne une perte de charge lors du passage du débit Q . D'après Darcy Weisbach nous avons :

$$\Delta H_f = f \frac{L_e}{D_h} \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } L_e = \text{Longueur équivalente}$$

f : Coef. de frottement
 V : Vitesse d'écoulement
 $D_h = D$: Diamètre de la conduite.

Les pertes de charge dûes aux frottements sont données par la formule :

$$\Delta H_f = f \frac{L}{D_h} \frac{v^2}{2g} \quad \text{ou } L : \text{longueur géométrique.}$$

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge singulières et des pertes de charge dû au frottement.

$$\Delta H = \Delta H_s + \Delta H_f$$

Et en introduisant le concept de la perte de charge débitaire H_Q qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit égal à l'unité.

$$\Delta H_Q = \frac{F L}{2g D A^2} = \frac{\Delta H}{Q^2}$$

ayant la dimension de $L^{-5} T^2$ et son unité S.I. est $m^{-5} S^2$ pour les profils circulaires avec $\overline{\Pi} = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ le gradient de la perte de charge débitaire J_Q est :

$$\frac{\Delta H_Q}{L} = J_Q = 8,28 \cdot 10^{-2} f/D^5 \quad \text{ayant la dimension en S.I.} \\ (m^{-6} S^2)$$

Notons qu'en zone pleine turbulence $f = f_r$ ne dépend que de la rugosité relative de la conduite d'où J_Q peut être considéré comme une constante caractéristique de la conduite. En régime de transition la validité de J_Q ne peut pas être étendue. Alors pour n'importe forme de la conduite nous avons :

$$f_r = 2g D_h A^2 J_Q \quad \text{pour les profils circulaires cette} \\ \text{formule devient :}$$

$$f_r = 12,09 D^5 J_Q$$

En régime turbulent rugueux la perte de charge se produisant le long de la conduite s'exprime par :

$$\Delta H = J L_e = Q^2 J_Q L_e = Q^2 \Delta H_Q$$

d'où la perte de charge débitaire caractérisant une telle conduite est : $\Delta H_Q = J_Q L_e = r$

Les formules précédentes permettent d'écrire que :

$$\Delta H = r Q^2$$

c'est l'une des formules utilisées dans nos calculs.

b) Calcul de r :

Nous avons :

$$\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = \frac{16}{\pi^2} \frac{1}{2g} f \frac{L}{D^5} Q^2$$

Nous avons pris Q en (l/s) et D en (mm) donc nous aurons

$$\Delta H = \frac{16}{2g\pi^2} 10^9 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

Des formules précédentes nous aurons :

$$r = \frac{16}{2g\pi^2} 10^9 f \frac{L}{D^5} = 827,11170 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5}$$

donc

$$\Delta H = 827,11170 \cdot 10^5 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

où Q en l/s
D en mm.

c) Calcul du coefficient de frottement :

Le coef. de frottement est calculé à l'aide de la formule de COOLEBROK. Pour le calcul de ce coef. Nous avons utilisé un programme qui a été fait par Mr LAPPYR GEZA. la "TI 58" prend comme 1ère approximation la valeur de f qui se calcule par NIKURADZE qui est la suivante :

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

puis elle procède par itération jusqu'à trouver la valeur exacte de f et avec cette valeur sont calculées les pertes de charge.

d) Calcul du débit correctif :

$$\text{Nous avons } \Delta H = r Q^2$$

Les 1ère débits (Q_0) sont supposé de sorte à satisfaire la 1ère loi les débits(Q_0) sont corrigés avec la correction ΔQ_0 pour obtenir les Q_1

$$\text{donc } Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\text{ainsi on obtient } \Delta H = r Q_1^2$$

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

$$\sum \Delta H = \sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = 0 \text{ (pour que la 2ème loi soit satisfaire).}$$

Comme ΔQ_0 serait petit devant Q_0 nous pouvons négliger ΔQ_0^2

Ainsi nous obtenons :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0}$$

Les corrections se font Algebriquement. C'est à dire les débits seront corrigés (pris avec leur signe) avec la correction ΔQ (pris aussi avec son signe). Les pertes de charges auront le signe affecté au débit car elles croissent dans le sens d'écoulement.

Si la 2ème loi n'est pas vérifiée on recalcule ΔQ_1 et on recorrige les Q_1 on poursuit les calculs jusqu'à ce que la 2ème loi serait vérifiée.

On n'arrive jamais à la somme des pertes de charge dans une maille nulle; néanmoins on se fixe une limite où on n'arrête les calculs. Pour notre projet la limite de calcul est de 0,05 m. Cela est applicable pour une seule maille mais si on a plusieurs mailles donc une ou plusieurs conduites seraient commune à 2 mailles.

En ce qui concerne les corrections, les débits de ces branches communes se corrigent 2 fois. Pour la maille adjacente la correction serait prise avec le signe inverse du signe trouvé de sorte à obtenir le même débit de la branche commune aux 2 mailles. Pour plus de précisions se refferer à "M. CARLIER" ou à "A. Dupont tome II".

8 -2 Programmes utilisées pour la résolution des reseaux

a) Programme pour la TI 58 pour le calcul d'une maille :

LRN RCL0 1 $\frac{\cdot}{\cdot}$ RCL00 = Inx X0,86 + 1,14 = $x^2 \frac{1}{x}$ X RCL04 X RCL02 X
 RCL03 $x^2 \frac{\cdot}{\cdot}$ RCL01 $y^x 5$ = SUM06 2nd pause (3fois) 2 nd /X/ X 2000
 $\frac{\cdot}{\cdot}$ RCL03 = SUM 07 2 nd pause (3 fois) RST R/S

- Les mémoires de Stockages sont :

Σ (mm)	—————>	ST0 00
D (mm)	—————>	ST0 01
L (m)	—————>	ST0 02
Q (l/s)	—————>	ST0 03
$827,1117 \cdot 10^5$	—————>	ST0 04

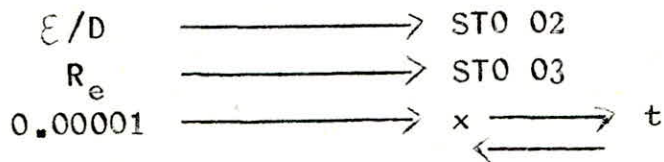
- Affichage des résultats :

Nous appuyons sur RST R/S la 1ère valeur affichée est ΔH avec le signe correspondant. La 2ème valeur affichée juste après est $2 \Delta H/Q$ qui est toujours positif. Lorsque l'on parcourt tous les branches d'une maille en appuie sur RCL 06 on obtient la somme des pertes de charge puis sur la touche RCL 07 on obtient $\Sigma 2 \Delta H/Q$ en faisant la division entre RCL 06 et RCL 07 on obtient directement la correction des débits de la dite maille avec le signe correspondant. Ainsi à la fin on vide les mémoires 06 et 07 puis on procède de la même manière au maille suivante.

b) Programme de calcul du coef. de frottement par la formule de Coolebrok :

2 nd LBLA (1.14 - 0.86XRCL 02 ln x) x² $\frac{1}{x}$ STO 01 STO 06 R/S
 2 nd LBLB (2.51 $\frac{1}{x}$ RCL 03 $\frac{1}{x}$ RCL 01 (\sqrt{x} X RCL 02 $\frac{1}{x}$ 3.7) ln x X 0.86 =
 +/- STO 11 RCL 01 $\frac{1}{x}$ (RCL 11 Y RCL 01 (\sqrt{x}) y^x 1.71 = STO 01
 (RCL 11 - RCL 01 $\frac{1}{x}$ (\sqrt{x}) 2 nd /x/ 2 nd x >> t 2 nd LBLB RCL 01 R/S
 2 nd LBLC RCL 01 (\sqrt{x} X 0.86 = $\frac{1}{x}$ inv ln x $\frac{1}{x}$ - 2.51 $\frac{1}{x}$ RCL 03 $\frac{1}{x}$ RCL 01
 (\sqrt{x} = X 3.7 = STO 02 R/S

- Les mémoires de stockage sont :



- Affichage :

On appuie sur A on obtient la valeur de f_r qui est en STO 06
 On appuie sur B on obtient la valeur de f qui est en STO 01

La machine prend en 1ère approximation la valeur de f_r calculée par NIKURADZE, puis elle procède par itération jusqu'à la valeur exacte de f le temps de calcul de f est très bref environ 30 s

8 - 3 Méthode de Hardy Cros sur IBM 1130 (Horizon 2000):

Après avoir fait la repartition des débits sur les tronçons en première approximation nous avons utilisé un programme de calcul en langage fortran utilisant la méthode de Hardy Cross.

- Signification des variables utilisées :

NBR : Nombre de branche du reseau

NMA : Nombre de maille du reseau

Vis : Viscosité Cinématique ($\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

RUG : Rugosité absolue ($\xi = 1 \text{ mm}$)

D : Diamètre de la conduite

Y : Longueur de la conduite

Q : Débit véhiculé par la conduite

M (I, J) : Tableau de structure du reseau

J : Numéro de la maille

I : Numéro de la conduite avec le signe conventionnel de l'écoulement

B (I, J) : Tableau caractérisant la conduite

I : Numéro de la conduite

J = 1 : Cette valeur correspond au débit de la conduite

J = 2,7 correspond à des calculs de $f, \Delta H, \Delta H/Q$

J = 2 : correspond à $C_1 = \frac{2,51}{Re} Q = 1,971 \cdot 10^{-6} D$

J = 3 : correspond à $C_2 = \frac{\xi}{3,72 D} = 0,2688 \xi/D$

J = 4 : correspond à $\Delta H/f Q^2 = 0,8106 \cdot 10^{+5} Y/D^5$

J = 5 : correspond à $X = \frac{1}{(\sqrt{f})}$

à ce niveau on donne à la machine une valeur approchée de f

J = 6 : correspond au P.D.C $\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$

J = 7 correspond à $\Delta H/Q$

Les Précisions :

PRX : Précision de calcul de $x = 0,0030$ (x est une variable de calcul du coolebrok)

PRQ : Précision de calcul de $Q = 0,1$ l/s

PRH : Précision de calcul des P.D.C = $0,05$ m

Il est à remarquer que le coef. de frottement est calculé par la formule de coolebrok par des approximations successives. Cette formule

donne des résultats plus précis dans la pratique.

Le programme ainsi élaboré commence le calcul de f par approximation avec la 1ère valeur (donnée) du débit et à chaque approximation sur le calcul du débit la valeur de f sera changée. Lorsque la précision demandée sera atteinte nous aurons ainsi les dernières valeurs du coef. fdes débits des vitesses, et des P.D.C.

A la sortie des résultats nous obtenons un tableau dont la 1ère colonne sera le numéro de la conduite, la deuxième la valeur du diamètre (mm), la 3ème la valeur du débit (l/s) de la dernière approximation, la 4ème la valeur de la vitesse (m/s) et la 5ème colonne présente les valeurs des P.D.C. (m).

Il y a lieu à signaler que les P.D.C. singulières sont prises égales à 15 % des P.D.C. dûes aux frottements.

Remarque : Les différents résultats obtenus au moyen de la TI 58 different légèrement à ceux du l'IBM 1130. Cette différence provient uniquement du fait, que nous avons donné une précision à l'IBM 1130 plus élevée que celle donnée à la TI 58.

8 - 4 Calcul du reseau n° 1 :

(Voir Schema du reseau n°1 aux pages suivantes).

Le réseau n°1 est la variante la plus intéressante parmi les 3 réseaux étudiés. Alimenté par les réservoirs Pisani et Souama l'un de faible débit d'arrivé (18 l/s) et l'autre d'un débit d'arrivé plus grand (75 l/s), le réseau n°1 distribue un débit de pointe de 266 l/s. Cette dernière englobe la réserve d'incendi prise égale à 17 l/s (de "M. CARLIER et "A. Dupont") et un débit de transit de $(40 \times 3) = 120$ l/s à l'heure de pointe. Nous avons décidé de transiter ce débit par le noeud F (voir schéma du reseau n°1).

Connaissant le débit de pointe, il nous est difficile de décider le débit de distribution à la sortie de chaque réservoir. Tout au moins en se basant sur les valeurs des débits d'arrivé à chaque réservoir nous avons décidé de faire sortir du réservoir Pisani 100 l/s et du Souama 166 l/s à l'heure de pointe.

Il est à noter que les 2 réservoirs sont placés à une différence de côte de 21,45 m; et que le rapport des débits d'arrivé est différent du rapport des débits à la sortie des réservoirs. Connaissant les valeurs des débits à la sortie des réservoirs, nous pouvons déterminer les débits (Q_o) arbitraires.

Ainsi nous procédons comme suit :

l'application de la 1ère loi aux noeud B nous donne

$$Q_o AB - Q_B - Q_o BC = 0 \text{ c'où } Q_o BC = Q_o AB = Q_B$$

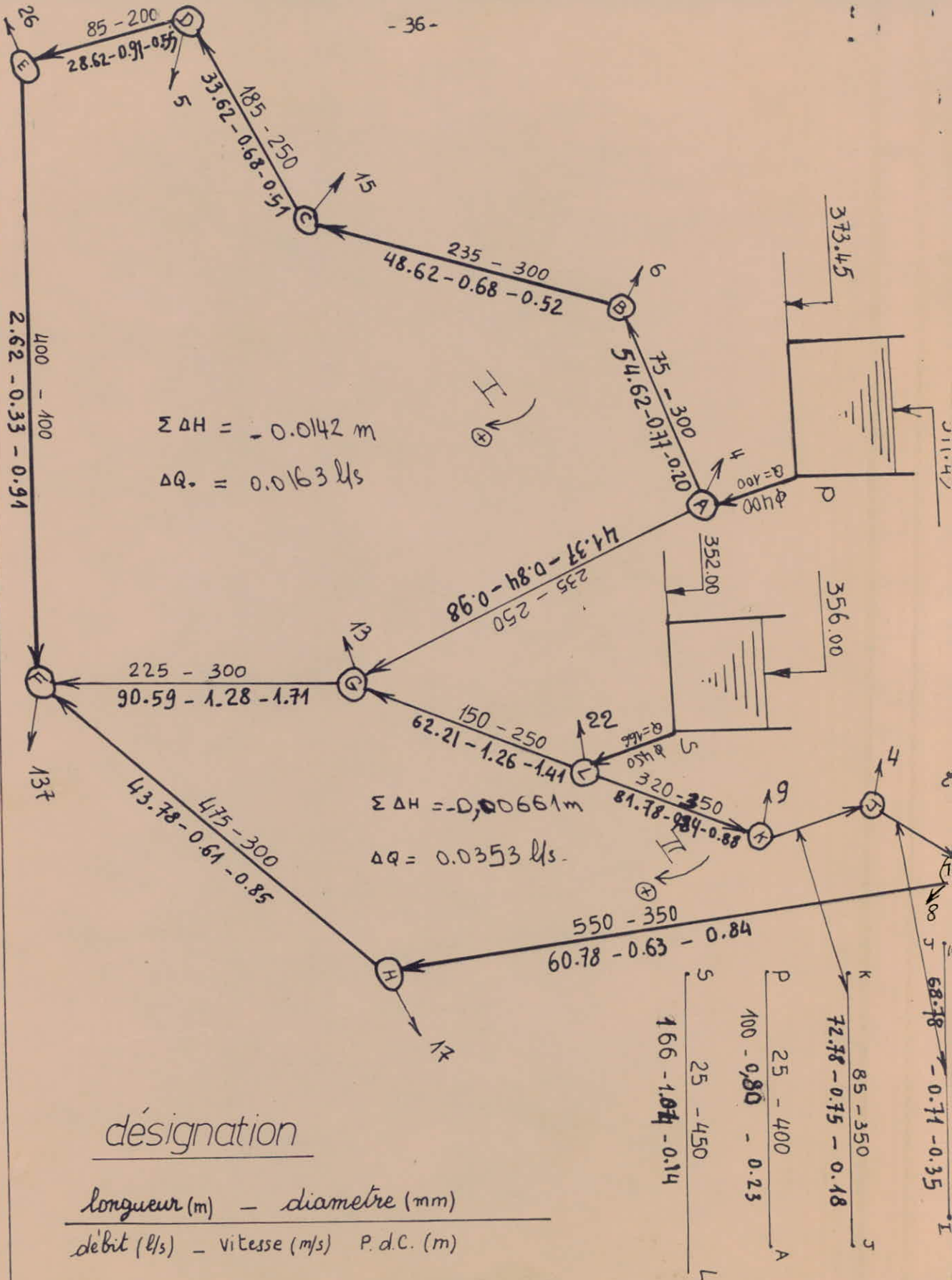
$$Q_o AB = 60 \text{ l/s}, \quad Q_B = 6 \text{ l/s} \text{ (c'est le débit au noeud B)}$$

Alors $Q_o BC$ sera de 54 l/s.

Pour la branche CD nous avons :

$$Q_o BC - Q_C - Q_o CD = 0 \quad \text{d'où } Q_o CD = Q_o BC - Q_C$$

avec $Q_C = 15$ l/s nous obtenons $Q_o CD = 39$ l/s.



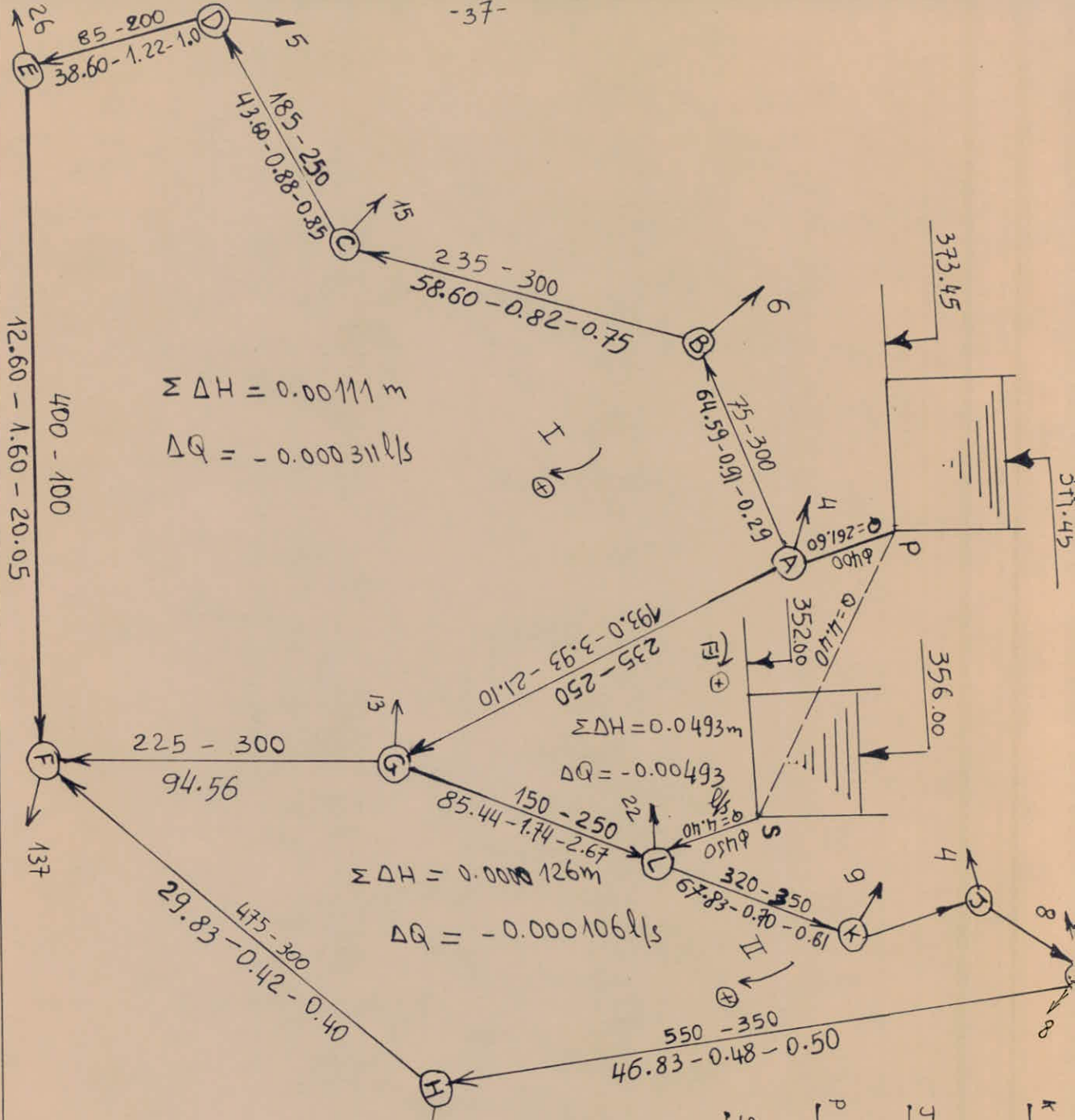
désignation

longueur (m) - diamètre (mm)

débit (l/s) - vitesse (m/s) P.d.c. (m)

schéma du réseau n°1

sans maille fictive



désignation

longueur (m) - diamètre (mm)
 débit (l/s) - vitesse (m/s) P. d. C. (m)

K	85 - 350
J	58.83 - 0.61 - 0.12
I	54.83 - 0.56 - 0.22
A	25 - 400
L	261.60 - 2.082 - 0.35
L	4.40 - 0.03 - 0.00

schema du reseau n°1

avec branche fictive (ps)

Ainsi nous parcourons tous les tronçons de conduites nous déterminons les débits véhiculés par chaque conduite.

Les résultats de calcul sont portés sur la planche n°1 de calcul du réseau n°1. Connaissant la répartition arbitraire des débits, nous procédons par approximation en utilisant la méthode d'Hardy Cross jusqu'à satisfaire la 2ème loi.

Il est à signaler qu'au bout de la 3ème approximation la 2ème loi est vérifiée pour ce réseau. Aucun débit n'a changé de signe. Dans ce qui suit nous donnons un tableau comparatif des résultats du calcul de ce réseau entre la TI 58 et l'IBM 1130 :

Tableau comparatif des résultats :

Tronçons	Désignation pour l'IBM 1130	Q (l/s) Calculé par TI 58	Q (l/s) Calculé par IBM 1130	P.D.C (m) calculé par TI 58	P.D.C Calculé par IBM 1130
A-B	1	54,77	54,62	0,21	0,20
B-C	2	48,77	48,62	0,52	0,52
C-D	3	33,77	33,62	0,52	0,51
D-E	4	28,77	28,62	0,56	0,55
E-F	5	2,77	2,62	1,02	0,91
F-G	6	90,54	90,59	1,72	1,71
G-A	7	41,23	41,37	0,97	0,98
L-G	8	61,41	62,21	1,38	1,41
L-K	9	81,69	81,78	0,88	0,88
K-J	10	72,69	72,78	0,19	0,18
J-I	11	68,69	68,78	0,35	0,35
I-H	12	60,69	60,78	0,84	0,84
H-F	13	43,59	43,78	0,84	0,85

Il est remarqué que l'erreur de calcul entre la TI 58 et l'IBM 1130 est négligeable, elle est due à la précision demandée à l'ordinateur.

Les résultats de calcul de l'ordinateur sont portés sur les tableaux des pages qui suivent.

- Résultats de Calcul de l'Ordinateur I.B.M 11 30

Tronçons	Longueur L_{27} (m)	desig. Pour IBM113	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300,0	54.62	0.77	0.20
B-C	235	2	300.0	48.62	0.68	0.52
C-B	185	3	250.0	33.62	0.68	0.51
D-E	85	4	200.0	28.62	0.91	0.55
E-F	400	5	100.0	2.62	0.33	0.91
F-G	225	6	300.0	90.59	1.28	1.71
G-A	235	7	250.0	41.37	0.84	0.98
G-L	150	8	250.0	62.21	1.26	1.41
L-K	320	9	350.0	81.78	0.84	0.88
K-J	85	10	350.0	72.78	0.75	0.18
J-I	180	11	350.0	68.78	0.71	0.35
I-H	550	12	350.0	60.78	0.63	0.84
H-F	475	13	300.0	43.78	0.61	0.85

calcul des pressions au sol reseau n°1
(horizon 2000)

Tronçons	ΔH (m)	Côtes du terrain		Côtes Piézométriques		Pressions au sol (m)
		amont	aval	amont	aval	
R-A	0.23	373.45	350	-	373,22	23.22
A-B	0.21	350	345	373.22	373.01	28.01
B-C	0.52	345	335	373.01	372.49	37.49
C-D	0.58	335	330	372.49	371.97	41.97
D-E	0.57	330	322	371.97	371.40	49.40
E-F	1.02	322	315	371.40	370.38	55.38
F-G	1.72	315	330	370.38	372.10	42.10
G-A	0.97	330	350	372.10	373.07	23.07
R-L	0.14	352	340	-	373.31	33.31
L-K	0.88	340	345	373.31	372.43	27.43
K-J	0.19	345	343	372.43	372.24	29.24
J-I	0.35	343	340	372.24	371.89	31.89
I-H	0.84	340	327	371.89	371.05	44.05
H-F	0.84	327	315	371.05	370.21	55.21
F-G	1.72	315	330	370.21	371.93	41.93
G-L	1.38	330	340	371.93	373.31	33.31

Calcul des pressions au sol du reseau n°1 :

Les résultats de calcul des pressions au sol sont portés sur le tableau de la page précédente.

Remarque :

Tout ces calculs sont faits avec l'hypothèse de prendre des débits arbitraires à la sortie de chaque réservoir. Cette solution peut être rejeter si ces dernières valeurs choisies ne correspondent pas à la réalité.

C'est pour cela que nous allons calculer ce reseau par une autre méthode plus générale pour un reseau alimenté par 2 réservoirs réels. Ces 2 réservoirs seront connectés avec une branche fictive. Cette dernière aura comme perte de charge la différence des côtes des réservoirs qui sera donc constante dans tout le calcul. (21,45 m) ensuite on utilise la méthode d'Hardy Cross en maintenant cette même perte de charge. Et par approximation successive on arrive aux débits exacts à la sortie de chaque réservoir.

Nous tenons à signaler, la solution donnée par cette méthode ne correspond pas à la solution voulu. A la sortie du petit réservoir et où le débit d'arrivé est faible nous avons trouvé un débit à la sortie de celui çï qui est grand et du grand réservoir (Souama) nous avons à la sortie un faible débit. A cause de cela nous proposons de créer une perte de charge artificielle à la sortie du Pisani afin de diminuer le débit à la sortie de celui çï. Nous avons essayer 7 différentes valeurs pour cette perte de charge artificielle ces valeurs sont : 3,50, 6,50, 12,50, 15,50, 18,50, 20,00, 21,50.

Les calculs sont faits à l'ordinateur. Les résultats de calcul sont portés sur les tableaux des pages qui suivent. Il est à signaler que cette perte de charge artificielle peut être créer par une vanne où un divergent.

- Résultats de calcul de l'Ordinateur I.B.M 1130

Tronçons	Longueur L_{ET} (m)	Désign. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
AB	75	1	300.0	64.59	0.91	0.29
B-C	235	2	300.0	58.60	0.82	0.75
C-D	185	3	250.0	43.60	0.88	0.85
D-E	85	4	200.0	38.60	1.22	1.00
E-F	400	5	100.0	12.60	1.60	20.05
F-G	225	6	300.0	94.56	1.33	1.86
G-A	235	7	250.0	193.00	3.93	21.10
G-L	150	8	250.0	85.44	1.74	2.67
L-K	320	9	350.0	67.83	0.70	0.61
K-J	85	10	350.0	58.83	0.61	0.12
J-I	180	11	350.0	54.83	0.56	0.22
I-H	550	12	350.0	46.83	0.48	0.50
H-F	475	13	300.0	29.83	0.42	0.40
R ₂ -L	25	14	450.0	4.39	0.02	0.00
R ₁ -A	25	15	400.0	261.60	2.08	0.34
R ₁ -R ₂	0	16	0,0	4.39	***	21.50

- Résultats de calcul de l'Ordinateur I.B.M 1130

Tronçons	Longueur L_{π} (m)	Dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	64.14	0.90	0.28
B-C	235	2	300.0	58.14	0.82	0.74
C-D	185	3	250.0	43.14	0.87	0.84
D-E	85	4	200.0	38.14	1.21	0.98
E-F	400	5	100.0	12.14	1.54	18.54
F-G	225	6	300.0	94.86	1.34	1.87
G-A	235	7	250.0	186.10	3.79	19.62
G-L	150	8	250.0	78.24	1.60	2.24
L-K	320	9	350.0	67.98	0.70	0.71
K-J	85	10	350.0	58.98	0.61	0.12
J-I	180	11	350.0	54.98	0.57	0.22
I-H	550	12	350.0	46.98	0.48	0.50
H-F	475	13	300.0	29.98	0.42	0.40
R ₂ -L	25	14	450.0	11.74	0.07	0.00
R ₁ -A	25	15	400.0	254.25	2.02	0.32
R ₁ -R ₂	0	16	0.0	11.74	***	20.00

- Résultats de calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{2T} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	63.67	0.90	0.28
B-C	235	2	300.0	57.67	0.81	0.72
C-D	185	3	250.0	42.67	0.86	0.82
D-E	85	4	200.0	37.67	1.19	0.95
E-F	400	5	100.0	11.67	1.48	17.23
F-G	225	6	350.0	95.18	1.34	1.88
G-A	235	7	250.0	178.94	3.64	18.14
G-L	150	8	250.0	70.76	1.44	1.83
L-K	320	9	350.0	68.14	0.70	0.61
K-J	85	10	350.0	59.14	0.61	0.12
J-I	180	11	350.0	55.14	0.57	0.22
I-H	550	12	350.0	47.14	0.48	0.51
H-F	475	13	300.0	30.14	0.42	0.40
R ₂ -L	25	14	450.0	19.37	0.12	0.00
R ₁ -A	25	15	400.0	246.62	1.96	0.30
R ₁ -R ₂	0	16	0,0	19.37	***	18.50

- Résultats de calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{zT} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	62.67	0.88	0.27
B-C	235	2	300.0	56.67	0.80	0.70
C-D	185	3	250.0	41.67	0.84	0.78
D-E	85	4	200.0	36.67	1.16	0.90
E-F	400	5	100.0	10.67	1.35	14.42
F-G	225	6	300.0	95.84	1.35	1.91
G-A	235	7	250.0	163.71	3.33	15.19
G-L	150	8	250.0	54.87	1.11	1.10
L-K	320	9	350.0	68.47	0.71	0.62
K-J	85	10	350.0	59.47	0.61	0.12
J-I	180	11	350.0	55.47	0.57	0.23
I-H	550	12	350.0	47.47	0.49	0.51
H-F	475	13	300.0	30.47	0.43	0.41
R ₂ -L	25	14	450.0	35.60	0.22	0.00
R ₁ -A	25	15	400.0	230.39	1.83	0.26
R ₁ -R ₂	0	16	0.0	35.60	***	15.50

-Résultats de calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L _{et} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	61.58	0.87	0.26
B-C	235	2	300.0	55.58	0.78	0.67
C-D	185	3	250.0	40.58	0.82	0.74
D-E	85	4	200.0	35.58	1.13	0.85
E-F	400	5	100.0	9.58	1.21	11.62
F-G	225	6	300.0	96.57	1.36	1.94
G-A	235	7	250.0	146.92	2.99	12.23
G-L	150	8	250.0	37.35	0.76	0.51
L-K	320	9	350.0	68.84	0.71	0.62
K-J	85	10	350.0	59.84	0.62	0.12
J-I	180	11	350.0	55.84	0.58	0.23
I-H	550	12	350.0	47.84	0.49	0.52
H-F	475	13	300.0	30.84	0.43	0.42
R ₂ -L	25	14	450.0	53.48	0.33	0.00
R ₁ -A	25	15	400.0	212.51	1.69	0.22
R ₁ -R ₂	0	16	0.0	53.48	***	12.50

- Résultats de calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{et} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses v (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	58.94	0.83	0.24
B-C	235	2	300.0	52.94	0.74	0.61
C-D	185	3	250.0	37.94	0.77	0.65
D-E	85	4	200.0	32.94	1.04	0.73
E-F	400	5	100.0	0.94	0.88	6.12
F-G	225	6	300.0	98.23	1.38	2.01
G-A	235	7	250.0	105.96	2.15	6.37
G-L	150	8	250.0	5.26	0.10	0.01
L-K	320	9	350.0	69.82	0.72	0.64
K-J	85	10	350.0	60.82	0.63	0.13
J-I	180	11	350.0	56.82	0.59	0.24
I-H	550	12	350.0	48.82	0.50	0.54
H-F	475	13	300.0	31.82	0.45	0.45
R ₂ -L	25	14	450.0	97.08	0.61	0.02
R ₁ -A	25	15	400.0	168.91	1.34	0.14
R ₁ -R ₂	0	16	0.0	97.08	***	6.50

- Résultats de Calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{zi} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
A-B	75	1	300.0	57.31	0.81	0.22
B-C	235	2	300.0	51.31	0.72	0.57
C-D	185	3	250.0	36.31	0.73	0.59
D-E	85	4	200.0	31.31	0.99	0.66
E-F	400	5	100.0	5.31	0.67	3.60
F-G	225	6	300.0	96.92	1.37	1.95
G-A	235	7	250.0	81.04	1.65	3.73
G-L	150	8	250.0	28.88	0.58	0.30
L-K	320	9	350.0	72.75	0.75	0.70
K-J	85	10	350.0	63.75	0.66	0.14
J-I	180	11	350.0	59.75	0.62	0.26
I-H	550	12	350.0	51.75	0.53	0.61
H-F	475	13	300.0	34.75	0.49	0.54
R ₂ -L	25	14	450.0	123.63	0.77	0.04
R ₁ -A	25	15	400.0	142.36	1.13	0.10
R ₁ -R ₂	0	16	0.0	123.63	***	3.50

~~-49-~~

calcul. des pressions au sol: Rn° 1

avec une branche fictive

horizon 2000

Tronçons	côtes du terrain		Cotes Piezometriques		pressions au sol (m).
	Amont	Aval	Amont	Aval	
R ₁ -A	373.45	350	373.45	373.11	23.11
A-B	350	345	373.11	372.82	27.82
B-C	345	335	372.82	372.07	37.07
C-D	335	330	372.07	371.22	41.22
D-E	330	322	371.22	370.22	48.22
E-F	322	315	370.22	350.17	35.17
F-G	315	330	350.17	352.03	22.03
G-A	330	350	352.03	373.13	23.13
F-H	315	327	350.17	350.57	23.57
H-I	327	340	350.57	351.07	11.29
I-J	340	343	351.07	351.29	8.29
J-K	343	345	351.29	351.41	6.41
K-L	345	340	351.41	352.02	12.02
L-R ₂	340	352	352.02	352.02	0.02
L-G	340	330	352.02	352.03	22.03
G-F	330	315	352.03	350.17	35.17

Nous avons attribué un profil en long du tronçon $R_1 - A - B - C - D - E - F - H - I - J - K - L - R_2$ à 2 cas.

Dans le 1^{ère} cas les pertes de charges sont négligeables, dans le 2^{ème} cas les pertes de charge sont plus importantes c'est le cas où la perte de charge artificielle est égal à 21,5 m (voir les planches n°4 et 5).

8 - 5 Calcul du réseau n°2 (horizon 2000)

Le réseau n°2 compte au total 19 noeuds et 29 branches. Ce réseau dessert une superficie de 156,32 hectares le nombre d'habitants répartie sur cette superficie est de 37301. Le débit de pointe est de 546 l/s dont $(17 \times 2) = 34$ l/s sont pour l'incendie, et $(2 \times 75) = 150$ l/s qui est un débit de transit au réseau n°3 à l'heure de pointe. La connexion de ce dernier avec le réseau n°3 se fera au niveau des noeuds 15 et 16. Au niveau de ces 2 noeuds nous équipons ce réseau avec 2 vannes qui seront toujours fermé sauf en cas de nécessité dans le réseau n°3.

En ce qui concerne le calcul de ce dit réseau, il a été fait de la même manière que le réseau précédent (réseau n°1).

Les calculs fait à la TI 58 sont portés sur la planche n°2. Les résultats trouvés à la suite de calcul de l'ordinateur sont portés sur le tableau des pages suivantes.

Préssions au sol :

Les préssions au sol de ce réseau sont élevées par rapport à celles du réseau n°1. La préssion maximal est de 70 m. Cela est dû à la différence des côtes de terrain naturelle qui d'environ 60 m.

Pour ne pas avoir des surpressions au niveau de la robinetterie il est recommandé au intéressé de placer des réducteurs de pression aux noeuds où la pression au sol est assez élevée.

schema du reseau n°2

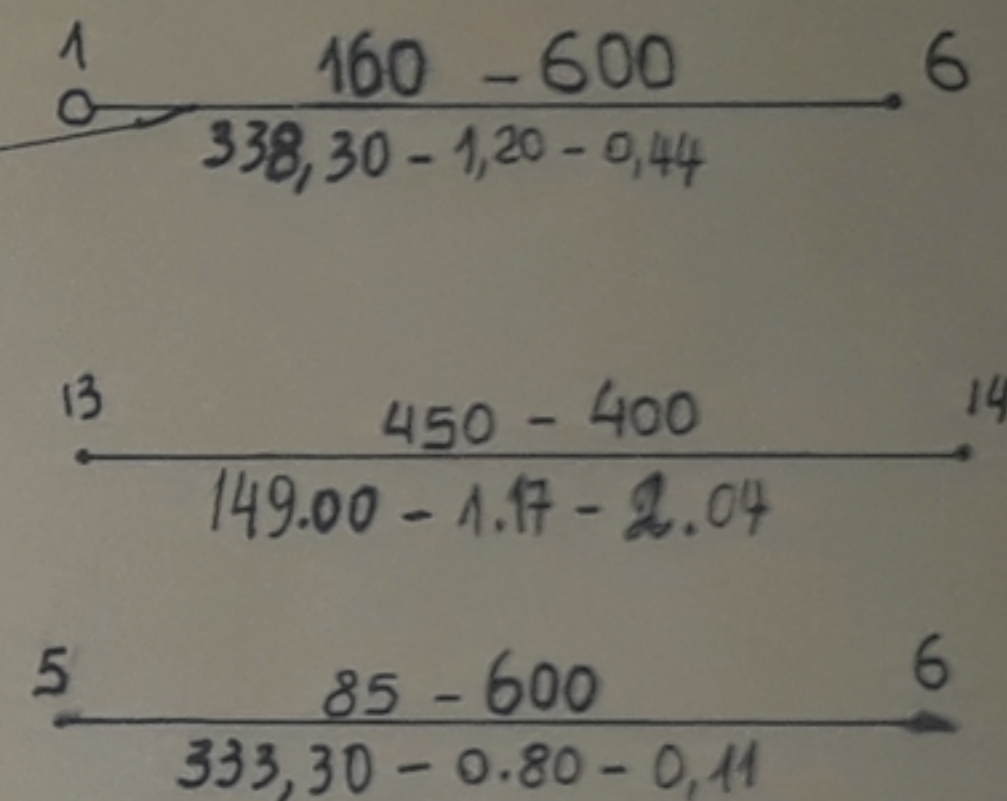
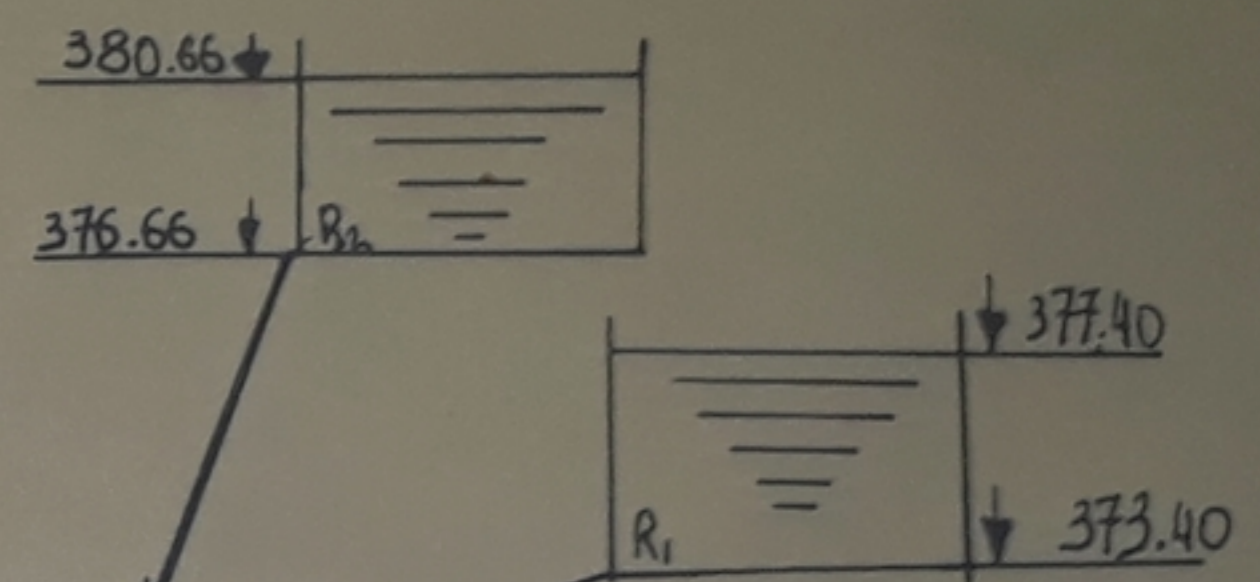
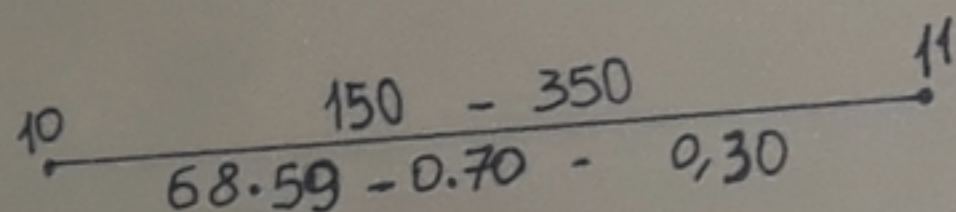
horizon 2000

désignation

longueur (m) - diamètre (mm)

debit (l/s) - vitesse (m/s) - P-D.C (m)

PB 3/82
avant p. 52



calcul des pressions au sol
reseau n°2 (horizon 2000)

tronçons	Pressions au sol (m)	tronçons	Pressions au sol. (m)
R-1	8.23	11-12	35.90
1-2	13.05	12-18	60.32
2-3	17.85	18-19	66.77
3-4	27.71	19-11	52.55
4-5	32.68	12-13	44.33
5-6	11.79	13-17	65.57
6-1	8.23	17-18	60.62
4-7	28.10	18-12	36.20
7-8	43.60	13-14	51.37
8-9	40.61	14-15	70.88
9-10	42.55	15-16	69.67
10-11	52.25	16-17	65.75
11-2	35.90	17-13	44.51
12-13	44.33		
13-14	50.42		
14-5	32.34		
5-4	27.37		

schema du reseau n°3
 horizon 2000

désignation

longueur (m) - diametre (mm)
 debit (l/s) - vitesse (m/s) - P.D.C. (m)

35 — 50 - 200 — 34
 33.92 - 1.07 - 4.80

34 — 160 - 250 — 39
 44.07 - 0.89 - 0.75

12 — 26 — 1000 — 25
 52.25 — 1.37 - 2.25
 172.21 — 1.46 - 5.15

31 — 100 - 350 — 25
 120.61 - 1.25 - 0.59

29 — 510 - 250 — 33
 42.41 - 0.86 - 2.24

30 — 605 - 350 — 25
 92.28 - 0.99 - 1.61
 60.5

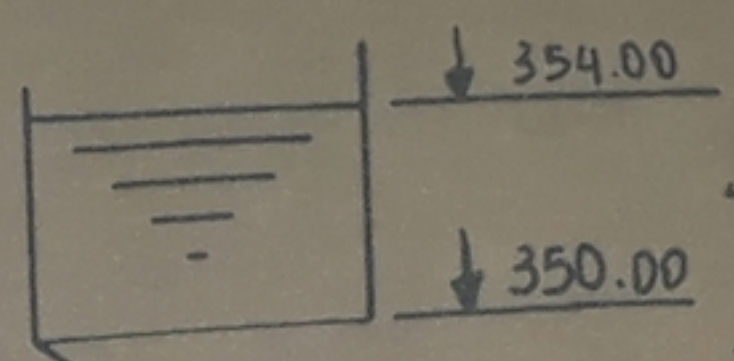
21 — 29 — 360 - 350 — 21
 75.61 - 0.78 - 0.85

20 — 33 — 24 - 41 - 0.49 - 1.42

$\Sigma \Delta H = -0.0295 \text{ m}$
 $\Delta Q = 0.0242 \text{ l/s}$

$\Sigma \Delta H = -0.0453 \text{ m}$
 $\Delta Q = 0.0309 \text{ l/s}$

$\Sigma \Delta H = -0.0225 \text{ m}$
 $\Delta Q = 0.0271 \text{ l/s}$



20 — 285 - 250 — 21
 103.78 - 2.11 - 7.42

20 — 250 - 400 — 27
 194.21 - 1.54 - 1.91

22 — 375 - 250 — 21
 100.78 - 2.05 - 9.24

23 — 225 - 200 — 22
 12.79 - 0.41 - 0.30

22 — 240 - 250 — 34
 80.58 - 1.50 - 1.50

40 — 600 - 150 — 22
 11.23 - 0.63 - 2.79

34 — 225 - 200 — 35
 12.79 - 0.41 - 0.30

35 — 135 - 80 — 36
 8.68 - 1.72 - 10.60

36 — 265 - 80 — 42
 3.76 - 0.74 - 3.95

37 — 625 - 150 — 36
 10.07 - 0.57 - 2.35

$\Sigma \Delta H = 0.0175 \text{ m}$
 $\Delta Q = -0.00467 \text{ l/s}$

$\Sigma \Delta H = -0.0223 \text{ m}$
 $\Delta Q = 0.00205 \text{ l/s}$

23 — 585 - 150 — 24
 14.60 - 0.82 - 4.58

23 — 2707 - 200 — 38
 11.39 - 0.35 - 0.80

38 — 535 - 200 — 28
 27.07 - 0.86 - 3.12

38 — 450 - 150 — 32
 17.07 - 0.96 - 4.80

28 — 665 - 150 — 29
 12.19 - 0.69 - 3.65

28 — 445 - 200 — 32
 7.58 - 0.24 - 0.20

29 — 360 - 350 — 30
 75.61 - 0.78 - 0.85

PB 3/82
 Avant p. 55

8 - 6 Calcul du reseau n° 3 :

La méthode de calcul est la même méthode utilisée précédemment. Il est à remarquer que les débits de 1ère approximation sont mal choisis en vu du nombre d'itérations faits pour avoir le résultat final. Les résultats de calcul sont portés respectivement pour la TI 58 sur la planche n°3 et sur le tableau des pages qui suivent pour les résultats de l'ordinateur.

Il est à remarquer que les pressions au sol sont dans un interval normal. Nous remarquons que la valeur max. est de 48 m.

8 - 7 Etude des points de connexion des reseaux :

Les points de connexion sont : le noeud F du reseau n°1

- Le noeud 9, 15, 16 du reseau n°2.
- Les noeuds 31 et 30 du reseau n° 3.

Le point F sera connecté au point 9 tandis que 15 et 16 les seraient respectivement avec 31 et 30 : (voir schéma du réseau).

- Côte Piezométrique du noeud F : 371,40 m
- Pression au sol au noeud F : 55,38 m
- Côte Piezométrique du noeud 9 est 370,61 m
- Pression au sol au noeud 9 est 40,61 m.

Donc la connexion entre le réseau n°1 et 2 est possible. Car la côte piezométrique de F est supérieur à celle du point 9.

- côte piezométrique du point 15 : 370,88 m et une pression au sol de 70,88 m.
- Côte piezométrique du point 16 : 364,67 m et une pression au sol de 69,67 m.
- Côte piezométrique du point 31 : 337,33 m
- Pression au sol du point 31 : 47,33 m
- Côte piezométrique du point 30 : 334,92 m
- Pression au sol 30 et de : 46,92 m

Si on compare les côtes piezométriques nous pouvons dire que la connexion des reseaux 2 et 3 est possible.

- Résultats de calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{dT} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
1-2	175	1	600.0	204.70	0.75	0.19
2-3	210	2	600.0	200.70	0.73	0.22
3-4	150	3	600.0	197.70	0.72	0.15
4-5	150	4	300.0	141.11	0.20	0.03
5-6	85	5	600.0	333.30	0.80	0.11
6-1	160	6	600.0	338.30	1.20	0.44
4-7	300	7	500.0	178.59	0.91	0.61
7-8	275	8	500.0	168.59	0.86	0.50
8-9	360	9	400.0	113.59	0.91	0.97
9-10	1125	10	350.0	80.59	0.85	3.05
10-11	150	11	350.0	68.59	0.70	0.30
11-12	765	12	200.0	14.85	0.51	1.35
12-13	490	13	250.0	53.38	1.09	3.43
13-14	450	14	400.0	149.00	1.17	2.04
14-5	670	15	600.0	345.41	1.22	1.92
14-15	90	16	400.0	164.41	1.30	0.49
15-16	605	17	250.0	65.41	1.33	6.21
12-18	560	18	200.0	11.23	0.40	0.58
18-19	775	19	200.0	14.74	0.50	1.45
19-11	325	20	250.0	30.74	0.63	0.78
16-17	560	21	250.0	27.58	0.56	1.08
17-13	560	22	250.0	52.62	1.08	3.76
17-18	475	23	200.0	2.97	0.10	0.05

- Résultats de Calcul de l'ordinateur IBM 1130

Tronçons	Longueur L_{ex} (m)	dési. pour IBM 1130	Diamètres D (mm)	Débits Q (l/s)	Vitesses V (m/s)	P.D.C (m)
20-21	285	1	250.0	103.78	2.11	7.42
21-22	375	2	250.0	100.78	2.05	9.21
22-23	225	3	200.0	12.79	0.41	0.30
23-24	585	4	150.0	14.60	0.82	4.58
24-24	250	5	200.0	34.60	1.10	2.75
25-26	375	6	400.0	172.21	1.37	2.25
26-27	750	7	400.0	184.21	1.46	5.15
27-20	250	8	400.0	194.21	1.54	1.91
29-33	510	9	250.0	42.41	0.86	2.24
33-32	965	10	250.0	24.41	0.49	1.42
31-25	100	11	350.0	120.61	1.25	0.59
30-31	605	12	350.0	95.61	0.99	2.28
30-29	360	13	350.0	75.61	0.78	0.85
29-28	665	14	150.0	12.19	0.69	3.65
28-23	780	15	200.0	11.39	0.36	0.80
28-32	445	16	200.0	7.58	0.24	0.20
34-35	50	1	200.0	33.92	1.07	0.45
35-36	135	2	80.0	8.68	1.72	10.60
36-37	125	3	150.0	10.07	0.57	2.35
37-38	450	4	150.0	17.07	0.96	4.80
38-39	535	5	200.0	27.07	0.86	3.12
39-34	160	6	250.0	44.07	0.89	0.75
35-40	600	7	150.0	11.23	0.63	2.79
40-41	200	8	80.0	6.23	1.24	8.11
41-42	680	9	80.0	2.23	0.44	3.62
42-36	265	10	80.0	3.76	0.74	3.95

8 - 8 Conclusion sur les calculs des réseaux :

Une question a été posé précédemment sur la connexion des 3 réseaux. En se basant sur les côtes piezométriques trouvées par le calcul nous pouvons dire que la connexion des 3 réseaux est possible. Nous pouvons en conclure que s'il y aura une panne dans un des réseaux, la zone de ce réseau ne se prive pas d'eau car nous avons prévu un débit de transit pour cette état de cause.

8 - 9 Calcul des conduites de connexion des réseaux :

a) Calcul de la conduite F-9 :

C'est la conduite qui connecte le réseau n° 1 au 2. Elle a pour longueur 25 m. Le débit véhiculé est le débit de transit et est égal à 120 l/s à l'heure de pointe.

Devant un tel problème nous utilisons la théorie de longueur flaidodynamique.

- Calcul du gradient des pertes de charge J :

$$J = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{Z_F - Z_G}{L_e} = \frac{371,40 - 370,61}{1,15 \times 25} = 0,027478$$

(Nous avons admis l'hypthèse que $L_e = 1,15 L$)

$$\left. \begin{array}{l} Q = 120 \text{ l/s} = 0,12 \text{ m}^3/\text{s} \\ J = 0,027478 \end{array} \right\} \Rightarrow Q/(\sqrt{J}) = 0,724 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que le régime est turbulent rugueux c'est à dire que $f = f_r$

$$\left. \begin{array}{l} Q/(\sqrt{J}) = 0,72 \\ \xi = 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{ab 8 a}} \lambda = 0,17$$

Pour un profil circulaire plein $\xi = 1$

$$\xi = 1 \xrightarrow{\text{ab 9}} D_o = 1,539$$

$$\lambda = \frac{D}{D_o} \text{ d'où } D = \lambda D_o = 0,262 \text{ m}$$

Nous prenons un diamètre normalisé \emptyset 300

- Calcul de la vitesse :

$$Q = V S \quad V = Q/S = 4 Q / \pi D^2 = 1,70 \text{ m/s}$$

- Calcul de la P.D.C.

$$\Delta H_{\text{tot}} = \Delta H_f = \Delta H_s$$

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

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_f \quad \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1,15 (1,14 - 0,86 \ln 1/300)^{-2} \times \frac{25}{0,3} \frac{(1,70)^2}{19,6} = 0,39 \text{ m}$$

Vérification du régime :

$$\xi/D_h = 0,0033$$

$$R_e = 5,1 \cdot 10^5$$

moody

régime est turbulent rugueux c'est à dire $f = f_r$

Donc notre supposition au début du problème est vraie.

Les caractéristique de la conduite F-9 seront donc :

$$L = 25 \text{ m} \quad f = 0,027363$$

$$\xi = 1 \text{ mm} \quad \Delta H = 0,39 \text{ m}$$

$$D = 300 \text{ mm} \quad R_e = 5,1 \cdot 10^5$$

$$V = 1,70 \text{ m/s}$$

Comme la différence des côtes piezométriques entre F et 9 est de 0,70 m et la P.D.C. trouvé est de 0,40 m nous serons obligés de créer une perte de charge de 0,30 m soit par une vanne ou un convergent.

b) Calcul de la conduite 15-31 :

L = 50 m

ε = 1 mm

Q = 0,075 m³/s

Nous proposons une vitesse moyenne de 2,4 m/s ainsi nous obtenons :

D = (√(4Q/V)) = 0,199 m

Nous prenons un diamètre normalisé Ø 200 d'où V = 2,40 m/s pour un profil circulaire plein nous avons D₀ = 1,539

λ = D/D₀ d'où λ = 0,200 / 1,539 = 0,13 m

Moyennant la formule suivante :

Q/(√J) = 2,5 / λ (15,96 - 8,681 ln (ε/λ))

avec ε = 1 mm

λ = 0,13 m

nous tirons la valeur de Q/(√J) = 0,355 m³/s

Q = 0,075 m³/s d'où J = 0,0449

Calcul de la perte de charge

ΔH = r Q²

r = J₀ L_{et}

L_{et} = 1,15 L

J₀ = (Q/(√J))⁻²

ΔH = 1,15 (Q/(√J))⁻² L Q²

λ.N ΔH = 0,57 m 2,57 m

Les caractéristique de la conduite 15-31 seront ainsi :

L = 50 m

D = 200 mm

V = 2,40 m/s

ΔH = 0, m 2,57 m

ε = 1 mm

Q = 0,075 m³/s

J = 0, 0,0449

- 60 -

calcul des pressions au sol
reseau n°3 (horizon 2000)

tronçons	ΔH P.D.C. (m)	Pressions au sol (m)	tronçons	ΔH P.D.C. (m)	Pressions au sol (m)
R-20	2.69	2.31	29-28	3.87	43.14
20-21	7.19	35.12	28-32	0.10	48.04
21-22	8.92	30.20	32-33	1.68	47.72
22-23	0.20	41.00	33-29	2.49	45.21
23-24	4.27	43.27	23-34	4.03	33.97
24-25	2.69	42.96	34-35	0.46	32.51
25-26	2.33	10.29	35-36	10.61	19.90
26-27	5.32	40.61	36-37	2.34	30.24
27-20	1.97	37.58	37-38	4.83	36.07
23-24	4.27	43.27	38-39	3.13	21.20
24-25	2.69	42.96	39-34	0.76	33.96
25-31	0.63	47.33	35-40	2.78	23.73
31-30	2.41	46.92	40-41	8.17	7.56
30-29	0.91	45.01	41-42	3.59	16.97
29-28	3.87	43.14	42-36	3.92	19.89
28-23	0.47	40.61	36-35	10.61	32.50

Pour la conduite R-20 Nous avons:

$$L = 450 \quad Q_0 = 308 \text{ l/s} ; \varepsilon = 1 \text{ mm}$$

$$V = 1,57 \text{ l/s} ; D = 500 \text{ mm}$$

$$P = \dots$$

ainsi Pour la conduite 29-34
Nous avons:

$$L = 240 \text{ m} \quad Q = 83,03 \text{ l/s}$$

$$f_c = 0,02884$$

$$V = 1,69 \text{ m/s} \quad \varepsilon = 1 \text{ mm}$$

c) Calcul de la conduite 16 - 30

La méthode de calcul est la même nous donnons seulement les résultats :

$$\begin{array}{ll}
 L = 30 \text{ m} & J = 0,0447 \\
 D = 200 \text{ m} & \Delta H = 1,54 \text{ m} \\
 \epsilon = 1 \text{ mm} & Q = 0,075 \text{ m}^3/\text{s} \\
 & V = 2,40 \text{ m/s}
 \end{array}$$

9 Dimensionnement des Ouvrages

9-1 Dimensionnement des Reservoirs Projetés

a) Reservoirs R2 du Réseau n° 2 :

a - 1 Determination de la cote du reservoir R 2

Devant un tel problème, la théorie de la longueur fluidodynamique nous donne une solution simple et rapide.

Les caractéristiques de la conduite R 1 sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 L = 400 & \epsilon = 1 \text{ mm} \\
 D = 600 \text{ mm} & Q = 546 \text{ l/s} \quad (\text{calculées précédemment}) \\
 V = 1,93 \text{ m/s} & f = 0,02265 \\
 & \Delta H = 0,17 \text{ m}
 \end{array}$$

Ces valeurs sont les résultats de calcul de la conduite R 1. Dans l'hypothèse que le point M se trouve au milieu de la conduite R 1 - 1 nous avons (voir schéma du réseau n°2, position de M).

$$\Delta H_{R1-M} = \Delta H_{M-1} = 0,17/2 = 0,085 \text{ m}$$

$$Z_M = Z_1 + \Delta H_{M-1} \quad \text{d'où} \quad Z_M = 373,23 + 0,085 = 373,315 \text{ m}$$

La longueur fluidodynamique est donnée par la formule suivante :

$$\Lambda = D/D_0$$

Pour un profil circulaire plein, le paramètre de forme $\xi = 1$

$$\xi = 1 \quad \xrightarrow{\text{ab } 9} \quad D_0 = 1,539$$

$$\begin{array}{l}
 D = 0,600 \text{ m} \\
 D_o = 1,539
 \end{array}
 \left| \begin{array}{l} \Rightarrow \\ \Rightarrow \end{array} \right.
 \begin{array}{l}
 \Lambda = 0,389 \text{ m}
 \end{array}$$

Calcul de $Q/(\sqrt{J})$

$$\begin{array}{l}
 \varepsilon = 1 \text{ mm} \\
 \Lambda = 0,389 \text{ m}
 \end{array}
 \xrightarrow{\text{a) 8 a}}
 Q/(\sqrt{J}) = 6,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d'o\grave{u} J = 0,007278$$

d'autre part nous avons :

$$J = \frac{\Delta H}{L_{et}} = \frac{Z_{R2} - Z_M}{L_{et}} \quad \text{o\grave{u} les Z sont les c\^otes piezom\^etriques}$$

Nous avons admis l'hypoth\ese que $L_{et} = 1,15 L$.

(L : Longueur g\eometrique M - R₂)

$$d'o\grave{u} Z_{R2} = 1,15 J L + Z_M$$

En application num\erique nous obtenons :

$$\boxed{Z_{R2} = 376,66 \text{ m}}$$

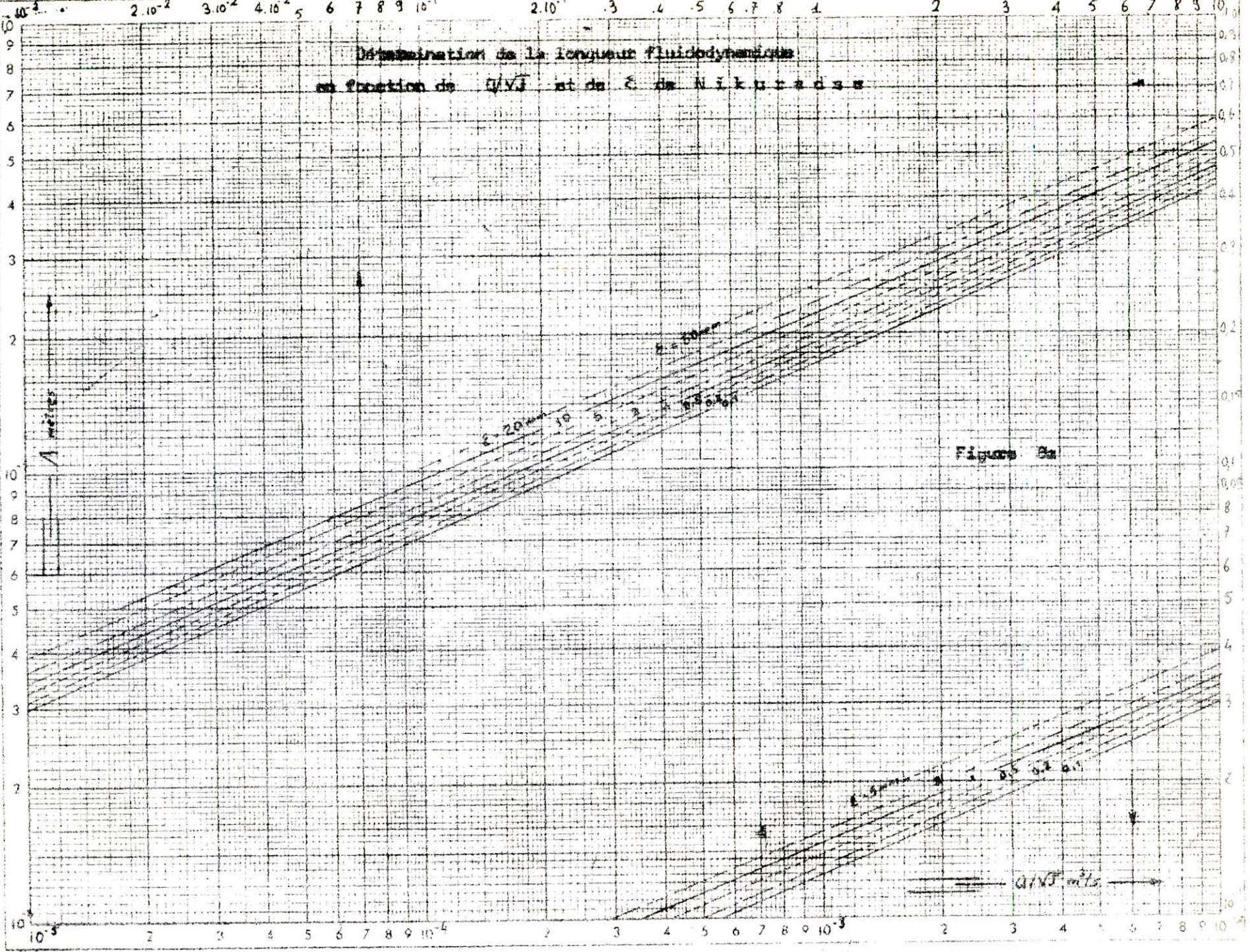
- V\erification par la m\ethode g classique :

$$\begin{array}{l}
 \varepsilon/D_h = 1/600 = 0,001667 \\
 R_e = 11,58 \cdot 10^6
 \end{array}
 \left| \begin{array}{l} \xrightarrow{\text{moody}} \end{array} \right.
 \begin{array}{l}
 \text{R\^egime Turbulent} \\
 \text{Rugueux : } f = f_r
 \end{array}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_f + 0,15 \Delta H_f = 1,15 \Delta H_f$$

avec $g = 9,8$ nous obtenons $\Delta H_t = 3,303 \text{ m}$

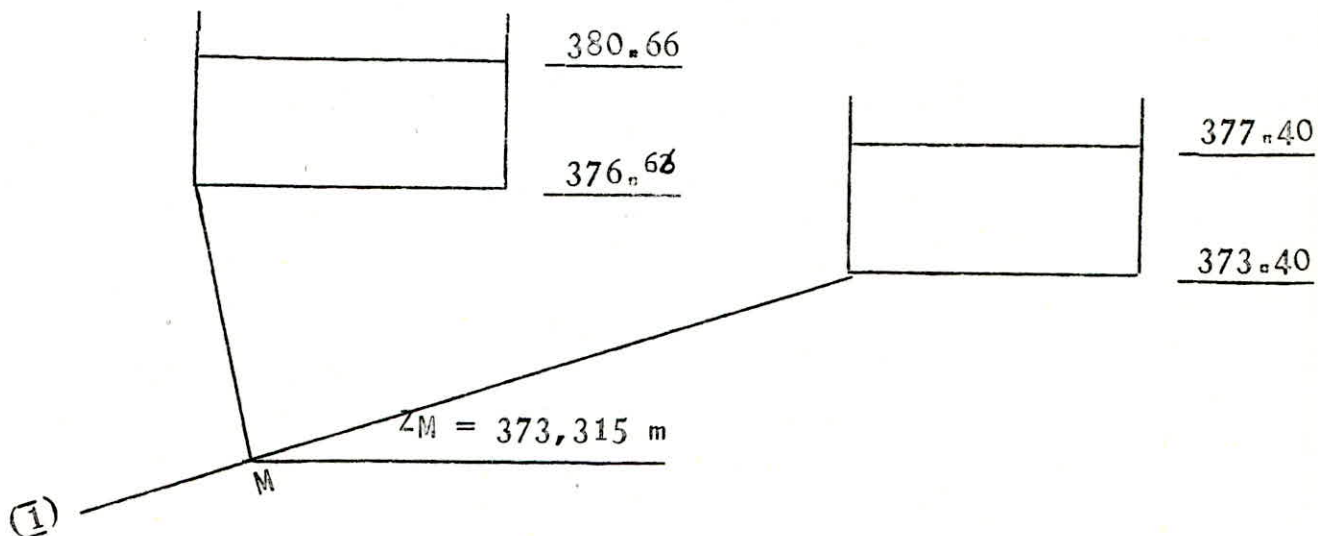
$$\text{ainsi } Z_{R2} = Z_M + \Delta H_t = 376,62 \text{ m}$$



l'erreur entre les 2 valeurs ainsi trouvées est de :

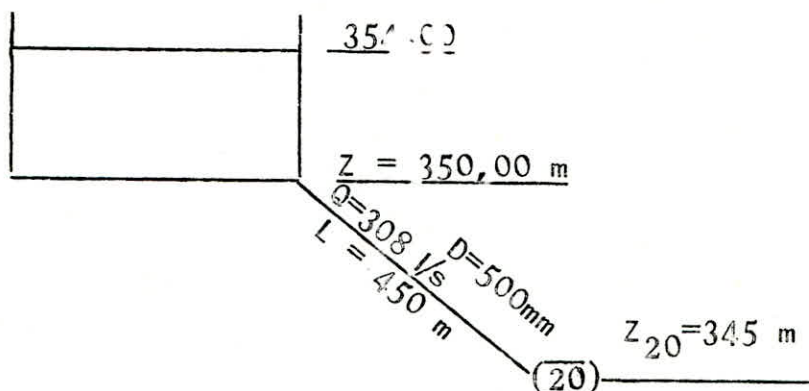
$$e = 376,66 - 376,62 = 0,042 \text{ m}$$

Nous plaçons notre réservoir à une cote de 376,66 m. Il faut remarquer que les 2 réservoirs du réseau n° 2 sont placés à une différence de cote de 3.26 m (Voir le schéma suivant)



a-2) Détermination du cote du Reservoir R₃ du Reseau n°3

Schéma :



L'application de la théorie de la longueur fluidodynamique nous conduit à :

$$\lambda = D/D_0 = 0,500/1,539 = 0,325 \text{ m}$$

Le calcul de $Q/(\sqrt{J})$ sera fait par la formule suivante :

$$Q/(\sqrt{J}) = 1^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\lambda})$$

En application numérique nous obtenons : $Q/(\sqrt{J}) = 4,00 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q/(\sqrt{J}) = 4,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,308 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$J = 0,005929$$

$$J = \frac{Z_{R3} - Z_{20}}{L_{et}}$$

Nous admettons que ($L_{et} = 1,15 L$) et nous aurons :

$$Z_{R3} = J L_{et} + Z_{20} = 1,15 J L + Z_{20}$$

$$\text{En A. N. } Z_{R3} = 348,068 \text{ m}$$

$$\text{avec } \Delta H_t = 1,15 J L = 3,068 \text{ m}$$

L'application de la méthode classique au calcul de P.D.C donne :

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

Lorsque le régime est turbulent rugueux nous avons $f = f_r$

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

$$\Delta H = 3,095 \text{ m}$$

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

Si nous comparons les valeurs des pertes de charge trouvées par les 2 méthodes nous aurons :

$$e = 3,095 - 3,068 = 0,027 \text{ m}$$

En raison qu'il existe des points de notre réseau qui ont des côtes jusqu'à 345 m et pour être plus sûr que ce réservoir peut alimenter tous les points de ce réseau nous plaçons ce réservoir à une côte de 350,00 m du fait que l'extension de la ville se fait dans une zone de relief instable.

- Calcul de la capacité théorique des réservoirs R2 et R3
(Horizon 2000):

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

Dans la suite nous appelons par q le débit horaire moyen envisageons les débits sortants. Nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc... Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles, le débit reste sensiblement constant est effectué à l'aide d'un analyseur de débit. Les résultats dépendent selon les agglomérations. Par ex pour la ville d'El-Khemis nous avons adopté les résultats suivants :

de 6 h à 7 h	q	
de 7 h à 11 h	$3 q$	
de 11 h à 16 h	$0,8 q$	où q est le débit horaire moyen.
de 16 à 18 h	$1,5 q$	
de 18 h à 22 h	$0,5 q$	
de 22 h à 6 h	$0,25 q$	

(Voir graphique de la page suivante)

A l'aide de ces résultats nous pouvons établir un diagramme qui permet de déterminer le volume théorique des 2 réservoirs en question. Du diagramme de la page suivante nous avons trouvé que les capacités théoriques de ces réservoirs sont égaux à $8 q$.

Capacité du Réservoir R₂

$$V_{\text{tot}} = 8 q$$

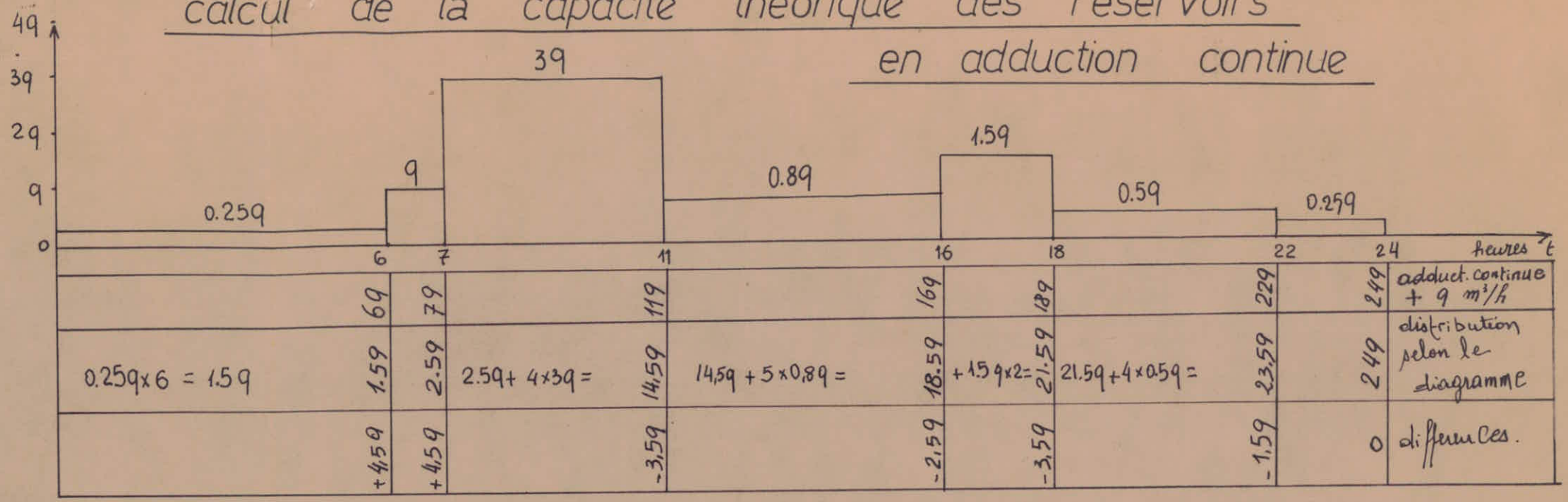
$$q = q_s - Q_{\text{in}} = 120,43 - 2 \times 17 = 86,43 \text{ l/s}$$

$$q = 86,43 \times 3600/1000 = 311,15 \text{ m}^3/\text{h}$$

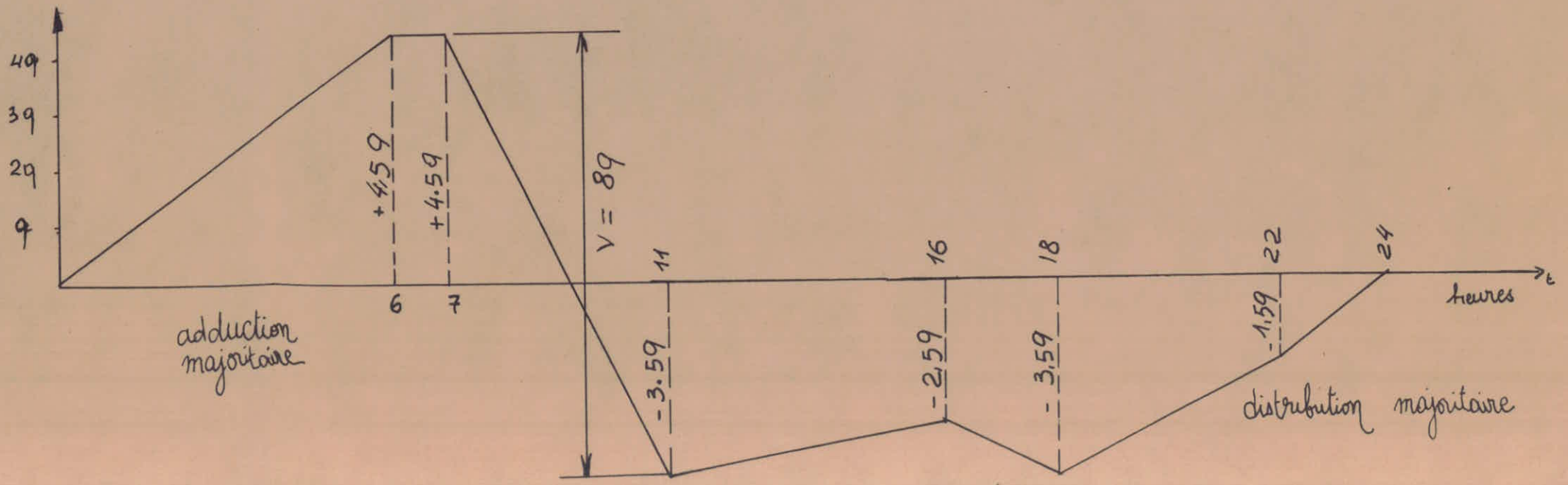
Le volume total sera :

$$V_{\text{tot}} = 8 \times 311,15 = 2489,20 \text{ m}^3$$

calcul de la capacité théorique des réservoirs
en adduction continue



-67-



Cette dernière valeur englobe le volume du réservoir Abdelkader et le volume du réservoir projeté diminué du volume d'incendie.

Nous avons :

$$V_1 + V_2 = V_{tot} + V_{in} \quad \text{d'où } V_2 = 2489,20 - 2 \times 120 - 500 =$$

~~2229,2 m³~~
1749,20 m³

Nous proposons un volume de :

$V_2 = 2000 \text{ m}^3$

Ainsi : $S \cdot h = V$ d'où $D = \left(\sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \right)$

avec $h = 4 \text{ m}$ $D = 25,23 \text{ m}$

Le volume de stockage serait : de 120 m³ (réservé d'incendie)
Dans chaque réservoir.

$$S \times h_{st} = V_{st} \quad \text{d'où } h_{st} = \frac{4 V_{sto}}{\pi D^2} = 0,25 \text{ m}$$

Capacité de Réservoir R₃

$$V_{tot} = 8 q$$

$$q = q_s - 2 \times 17 \quad (\text{compte tenu de deux incendies simultanées})$$

$$V_{tot} = 1635,8 + 2 \times 120 = 1875,8 \text{ m}^3$$

Nous prenons un volume de 2000 m³ pour ce réservoir.

$$S \times H = V \quad \text{d'où } D = \left(\sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \right)$$

avec $h = 4 \text{ m}$ $D = 25,23 \text{ m}$.

Le volume stocké dans ce réservoir serait de :

$$V_{st} = 2 \times 120 = 240 \text{ m}^3$$

$$S \times h_{st} = V_{st} \quad \text{d'où } h_{st} = 0,50 \text{ m}$$

Recapitulatif :

<u>R₂</u>	<u>R₃</u>
V _{tot} = 2000 m ³	V _{tot} = 2000 m ³
V _{st} = 120 m ³	V _{st} = 240 m ³
D = 25,23 m	D = 25,23 m
h = 4 m	h = 4 m
h _{st} = 0,25 m	h _{st} = 0,50 m
Revanche = 0,5 m	revanche = 0,50 m
H = 4 + 0,5 = 4,50 m	H = 4 + 0,50 = 4,50 m

9 - 3 Equipement des reservoirs et du reseau de distribution

a) Equipement des reservoirs projetés :

Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20 au dessus du radier "tirer de Dupont tome II" en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pouvaient se décanter dans la cuve. Cependant il y a lieu de réserver un minimum de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. Et de ce fait nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution.

nous prévoyons une vanne sur le départ de la conduite pour pouvoir isoler rapidement le reservoir à fin d'éviter des inondations en ville si une rupture se produirait sur cette dernière. Cette isolation se fait par une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une sur vitesse se manifestera dans la conduite.

Le Trop plein

Lorsque le robinet flotteur ne fonctionne plus, une conduite devra évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir.

Cette conduite ne comporte pas de vanne sur son parcours. Pour éviter l'entrée d'animaux ou de moustiques dans cette conduite qui pourraient pénétrer dans le réservoir nous menagons un joint hydraulique constitué de siphon qui maintient en eau un tronçon du trop plein.

La Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein. Elle comporte un robinet - vanne.

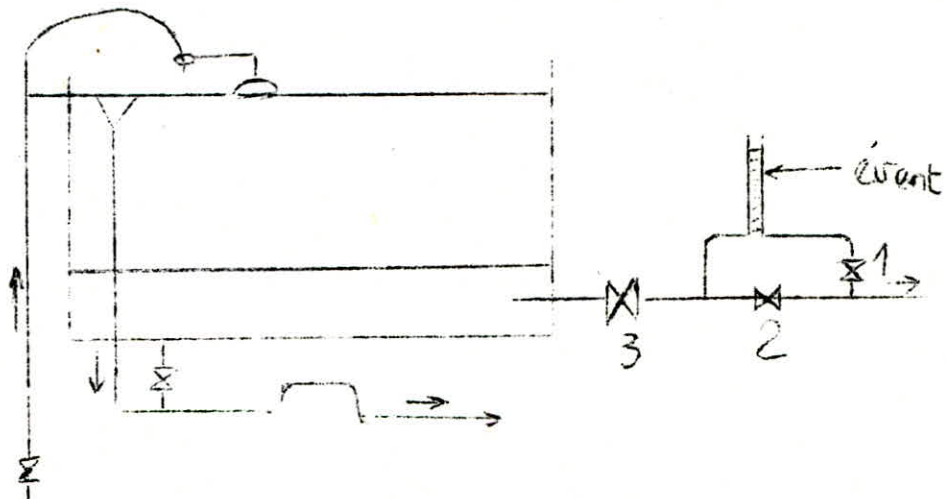
Matérialisation de la réserve d'incendie :

Nous adoptons un dispositif qui est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

En Service normal un est ouvert et 2 fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre jusqu'à le niveau de la réserve le siphon se desamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre. Et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre il suffit d'ouvrir 2.

Nous prevoyons un robinet - vanne 3 qui permet de réparer 1 et 2 en cas de besoin.

(Voir le schéma suivant)



b) Equipement du réseau de distribution

Type de canalisation utilisées :

Les canalisations en charge sont constituée d'un assemblage de tuyaux unis les uns aux autres. Les tuyaux utilisés sont à base de ciments. Ils sont fabriqués par enroulement continu, avec compression des couches successives très minces, 2/10 de mm, composées d'un mélange d'amiante en fibre et de ciment. L'enroulement s'effectue autour d'un mandrin d'acier qui présente le diamètre intérieur du tuyau. Leur longueur est de 5 m, leur pression peut atteindre 25 bars. Leur diamètre sont de 60 jusqu'à 600 mm.

Appareils accessoires du réseau :

Nous donnons un bref aperçu des accessoires qui peuvent être utilisés lors de l'équipement d'un réseau de distribution.

a) Robinets :

Ces appareil seront posés en vue de permettre l'isolement des divers tronçons de canalisations du réseau de distribution. Ces robinets sont donc prévus en chaque noeud du réseau afin d'avoir la faculté de réparer un bief accidenté tout en limitant la gêne ainsi occasionnée. Nous rappelons que la manoeuvre des robinets peut s'effectuer, à partir du sol, au moyen d'une clé dite à bequille qui s'engage, à l'une de ses extrémité sur le carré de la vis de commande de la vanne. La clé est introduite dans une bouche à clé scellée dans le trottoir ou dans la fondation de la chaussée.

b) Décharges :

Ce sont des robinets placés aux points, les plus bas des canalisations pour en permettre la vidange; l'eau est dirigée vers l'égout le plus voisin.

c) Clapets :

Les clapets ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu.

d) Ventouses :

Pour évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte inutile d'eau, nous disposons des ventouses à boule flottante. En absence d'air la boule est plaquée à l'orifice par la pression d'eau elle descend si de l'air est présent et permet ainsi à celui-ci de s'échapper.

e) Bouches d'incendie : Les bouches et les poteaux d'incendie devront être raccordés sur les canalisations capables de fournir au point correspondants un débit minimal de 17 l/s sous une pression de 10 m.

f) Bouches d'arrosages :

Nous disposons des bouches d'arrosage en vue de l'entretien des plantations en bordure des voies.

g) Bouches de lavage :

Elles sont utilisées pour le lavage des caniveaux. Nous prévoyons ces dernières aux points les plus hauts du réseau afin que ce lavage s'effectue par gravité. Vu leur emplacement les bouches de lavage peuvent remplacer les ventouses de décharge dont leur fonctionnement laisse parfois à désirer.

En ce qui concerne l'équipement des noeuds nous demandons aux lecteurs de voir les tableaux récapitulatifs d'accessoires de chaque réseau des pages qui suivent. Nous avons représenté une planche où figure la robinetterie du réseau de distribution. (planche n°6).

-75-

tableau récapitulatif d'accessoires

réseau n°1 (horizon 2000)

Nœuds	nature et nombre d'accessoires	Nœuds	nature et nombre d'accessoires
A	3 R.V. $\phi 400, \phi 300, \phi 250$ 1 TE 300/250 1 Cône de réduction 400/300 1 Coude 3 joints gibault.	L	3 R.V. $\phi 450, \phi 350, \phi 250$ 1 Cône de réduction 450/350 1 Té à 3 brides 350/250 3 joints gibault
	B		K
	C		J
D	1 R.V. $\phi 300$ 1 Coude, 2 joints gibault	I	1 R.V. $\phi 350$ 1 Coude, 2 joints gibault
E	1 R.V. $\phi 250$, 1 Coude 1 Cône de réduction 300/250 2 joints gibault.	H	1 R.V. $\phi 350$ 1 Coude, 2 joints gibault
F	1 R.V. $\phi 200$, 1 Coude 1 Cône de réduction 250/200 2 joints gibault		1 R.V., $\phi 300$ 1 Cône de réduction 350/300 2 joints gibault
G	1 R.V. $\phi 100$, 1 Coude 1 Cône de réduction 200/100 1 bouche d'incendie 2 joints gibault		1 R.V. $\phi 300$ 1 Cône de réduction 300/100 4 joints gibault. 2 Tés à 3 brides.
	1 R.V. $\phi 300$ 1 Cône de réduction 300/250 3 joints gibaults.		

tableau récapitulatif d'accessoires

réseau n°2

horizon 2000

Nœuds	nature et nombre d'accessoires	Nœuds	nature et nombre d'accessoires
1	3 R.V. $\phi 600$, 3 joints gibault 1 Te à 3 brides	12	1 R.V. $\phi 200$, 3 joints 1 cône de réduction 250/200 1 Té à 3 brides
2	1 R.V. $\phi 600$, 1 coude, 2 joints	13	2 R.V. $2\phi 250$, 3 joints 1 cône de réduction 400/250 1 Té à 3 brides
3	1 R.V. $\phi 600$, 1 coude, 2 joints		
4	2 R.V. $\phi 500$, $\phi 300$ 1 cône de réduction 600/500 1 cône de réduction 500/300 1 Te à 3 brides, 3 joints gibault	14	1 R.V. $\phi 400$, 3 joints 1 cône de réduction 600/400 1 Té à 3 brides 1 bouche d'incendie.
5	1 R.V. $\phi 600$, 3 joints 1 cône de réduction 600/300 1 Te à 3 brides	15	2 R.V. $2\phi 250$, 3 joints gibault 1 cône de réduction 400/250 1 Té à 3 brides.
6	1 R.V. $\phi 600$, 1 coude 2 joints gibault		
7	1 R.V. $\phi 500$, 1 coude 2 joints gibault	16	1 R.V. $\phi 250$, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides
8	1 R.V. $\phi 400$, 1 coude 1 cône de réduction 500/400 1 bouche d'incendie, 2 joints	17	1 R.V. $\phi 250$, 3 joints 1 cône de réduction 250/200 1 Té à 3 brides
9	1 R.V. $\phi 350$, 3 joints 1 cône de réduction 400/350 1 cône de réduction 350/100 1 Té à 3 brides	18	1 R.V. $\phi 200$, 3 joints 1 Té à 3 brides.
10	1 R.V. $\phi 350$, 1 coude 2 joints gibault	19	1 R.V. $\phi 200$ 1 cône de réduction 250/200, 1 coude. 2 joints gibault
11	2 R.V. $\phi 250$, $\phi 200$, 3 joints 1 cône de réduction 350/250 1 cône de réduction 250/200 1 Té à 3 brides		

tableau récapitulatif d'accessoires

Rn=3 horizon 2000

Nœuds	nature et nombre d'accessoires	Nœuds	
20	3 R.V. ϕ 500, ϕ 400, ϕ 250 2 cônes de réduction 500/400, 400/250, 1 Té à 3 brides 3 joints gibault	32	2 R.V. ϕ 250, 3 joints gibault 1 cône de réduction 250/200 1 Té à 3 brides
21	1 R.V. ϕ 250 1 coude 2 joints gibault.	33	2 R.V. ϕ 250, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides
22	2 R.V. ϕ 250, ϕ 200 1 cône de réduction 250/200 1 Té à 3 brides, 3 joints	34	2 R.V. ϕ 250, ϕ 200, 3 joints 1 Té à 3 brides 1 cône de réduction 250/200
23	1 R.V. ϕ 200, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides, 1 cône de réduction 200/150	35	2 R.V. ϕ 150, ϕ 80, 3 joints 2 cônes de réduction 200/150 150/80, 1 Té à 3 brides
24	1 R.V. ϕ 150, 1 coude 2 joints gibault.	36	1 R.V. ϕ 80, 3 joints gibault 1 cône de réduction 150/80 1 Té à 3 bride
25	1 R.V. ϕ 200, 3 joints gibault 2 cônes de réduction 400/350 350/200, 1 Té à 3 brides	37	2 R.V. 2 ϕ 150, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides
26	1 R.V. ϕ 400, 1 coude 2 joints gibault	38	2 R.V. ϕ 150, ϕ 200, 3 joints 1 cône de réduction 200/150 1 Té à 3 brides.
27	1 R.V. ϕ 400, 1 coude, 2 joints	39	1 R.V. ϕ 200, 2 joints gibault 1 cône de réduction 250/200 1 coude
28	1 R.V. ϕ 200, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides 1 cône de réduction 200/150	40	1 R.V. ϕ 80, 2 joints gibault 1 cône de réduction 150/80 1 coude
29	2 R.V. ϕ 150, ϕ 250, 3 joints 2 cônes de réduction 350/250, 250/150, 1 Té à 3 brides	41	1 R.V. ϕ 80, 2 joints gibault 1 coude
30	2 R.V. ϕ 250, ϕ 350, 3 joints 1 Té à 3 brides 1 cône de réduction 350/250	42	1 R.V. ϕ 80, 3 joints gibault 1 Té à 3 brides
31	2 R.V. ϕ 250, ϕ 350, 3 joints 1 Té à 3 brides 1 cône de réduction 350/250		

Remarque :

Il est à signaler que les bouches d'incendie ne sont pas présentées dans la planche n°6. Ces derniers peuvent être placés de tel sorte que la distance entre 2 bouches d'incendie ne dépasse pas 400 m "Dupont tome II",

Nous avons prévu pour chacun des 3 réseaux 2 ventouses à boule flottante; ces ventouses sont placés aux points les plus hauts du réseau.

Les vannes de décharge sont placées aux points les plus bas pour permettre la vidange du réseau; les eaux peuvent être dirigées vers l'égoût voisin.

CONCLUSION:

Notre travail a été axé principalement sur l'étude du réseau alimenté par deux réservoirs.

En ce qui concerne les calculs, nous avons obtenus des résultats précis. Les connexions des trois (3) réseaux sont possibles. Le premier réseau sera connecté au deuxième par la conduite f.9, et le dernier sera connecté au troisième par 2 conduites 15/30 et 16/31, respectivement.

Les pressions au sol ainsi obtenues sont normales, néanmoins celles du 2ème réseau sont élevées. Il appartient aux intéressés de placer des réducteurs de pressions aux noeuds concernés qui sont au nombre de six (6).

Lors de l'étude d'alimentation de la ville nous avons proposé un système de distribution par 3 réseaux. D'après les résultats obtenus la solution peut être retenue.

Nous avons mis au point un programme simple qui s'apprête facilement à l'application sur IBM 1130. Ce programme utilise la formule de COLEBROOK pour le calcul des pertes de charges et la méthode de HARDY CROSS pour la résolution du réseau maillé. Ce dernier est général et peut être utilisé pour le calcul d'un réseau contenant n mailles et cela ne dépend que de la capacité de la machine.

Il est utile de faire un devis quantitatif, mais comme nous ne disposons pas des prix exacts des différents équipements et accessoires ce chapitre ne pourra s'intégrer à la présente étude.

En dernier lieu, nous pouvons conclure que la réalisation de ce projet pourra d'emblée être envisagée.

Nomenclature des Planches

- Planche de Calcul du réseau n°1 (horizon 2000)..... n°1
- Planche de Calcul du réseau n°2 (horizon 2000)..... n°2
- Planche de Calcul du réseau n°3 (horizon 2000)..... n°3
- Profil en long du réseau n°1 n°4
- Profil en long du réseau n°1 avec une branche fictive..... n°5
- Schema d'équipement du réseau de distribution n°6
- ▼ Schema général du réseau de distribution (horizon 2000)

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

- G. LAPRAY
Théorie de la fonction fluidodynamique..... publiée en 193
- A. DUPONT
Hydraulique urbaine..... Editions Eyrolles 1979.
- M. CARLIER
Hydraulique générale et appliquée..... Editions Eyrolles 19
- J. BONNIN
Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations
de petite et moyenne importance..... Editions Eyrolles 1977.
- A.E.P d'El-Khemis, avant projet SONADE 1972.

caracteristiques de la maille				étude de la 1 ^{ère} approximation						étude de la 2 ^{ème} approximation						étude de la 3 ^{ème} approximation						notes de charge finale (m)	debites p.oux (l/s)	vitesses moyennes d'écoulement (m/s)	nombre de Reynolds	coef de frottement par Nikuradze	coef de frottement par Colebrook	pentes %	cotes du terrain		Cotes Piezométriques		cotes (m)	Observation	
Maille	Traverse	Longueur (m)	Diamètre D (mm)	Q ₀ (l/s)	$\frac{\Delta H}{L}$ (m)	$\frac{20H}{Q}$ (s/m ²)	CPM	EMA	tot	Q ₁ (l/s)	ΔH	$\frac{20H}{Q}$	CPM	EMA	tot	Q ₂ (l/s)	ΔH	$\frac{20H}{Q}$	CPM	EMA	tot								Q ₃ (l/s)	Amont	aval	Amont			aval
I	A-B	75	300	-60	-0,25	8,38	4,08	-	4,08	-55,92	-0,22	7,84	1,09	-	1,09	54,77	-0,21	7,66	0,06	-	0,06	54,77	0,21	54,77	0,78	2,325	0,02736	0,028035	2,86	350	345	373,22	373,01	28,01	bouches d'incendie pt de liaison avec 2 ^{ème} Réseau
	B-C	235	300	-54	-0,64	23,64	4,08	-	4,08	-49,92	-0,55	21,85	1,09	-	1,09	43,33	-0,52	21,38	0,06	-	0,06	48,77	0,52	48,77	0,69	2,070	0,02736	0,028011	2,27	345	335	373,01	372,49	37,49	
	C-D	185	250	-39	-0,69	35,25	4,08	-	4,08	-34,92	-0,55	31,56	1,09	-	1,09	33,83	-0,52	30,57	0,06	-	0,06	33,77	0,52	33,77	0,69	1,720	0,02884	0,02953	2,85	335	330	372,49	371,97	41,97	
	D-E	85	200	-34	-0,78	46,04	4,08	-	4,08	-29,92	-0,64	40,51	1,09	-	1,09	23,83	-0,56	39,04	0,06	-	0,06	22,77	0,56	22,77	0,92	1,732	0,030816	0,031409	6,72	330	322	371,97	371,40	49,40	
	E-F	400	100	-8	-8,14	2034,83	4,08	-	4,08	-3,92	-1,05	997,07	1,09	-	1,09	2,85	-1,02	74,92	0,06	-	0,06	2,77	1,02	2,77	0,36	0,355	0,03844	0,040072	2,58	322	345	371,40	379,38	55,38	
	F-G	225	300	59	0,73	24,73	4,08	26,9	29,98	88,98	1,66	57,29	1,09	-	1,09	90,43	1,72	57,92	0,06	0,00	0,06	90,54	1,72	90,54	1,28	3,740	0,02736	0,02777	7,74	315	330	379,38	372,10	42,10	
II	G-A	235	250	36	0,74	41,33	4,08	-	4,08	40,08	0,92	46,01	1,09	0,41	1,50	44,17	0,97	47,27	0,06	-	0,06	41,23	0,97	41,23	0,84	2,100	0,02884	0,02943	4,24	330	350	372,10	373,07	23,07	
				$\Delta Q_1 = 4,08$ l/s					$\Delta Q_2 = 1,094$ l/s					$\Delta Q_3 = 0,06$ l/s																					
I	G-F	225	300	-59	-0,73	24,73	-25,9	-4,08	-29,98	-88,98	-1,66	57,29	-0,41	-1,09	-1,50	-90,48	-1,72	57,92	0,00	-0,06	-0,06	-90,54	1,72	90,54	1,28	3,740	0,02736	0,02777	7,74	315	330	370,21	371,93	41,93	
	L-G	150	250	-36	-0,47	26,38	-25,9	-	-25,9	-64,90	-1,40	45,36	-0,41	-	-0,41	-64,41	-1,38	45,00	0,00	-	0,00	-64,41	1,38	64,41	1,25	3,125	0,02884	0,029274	9,34	330	340	371,93	373,31	33,31	
	L-K	320	350	108	1,54	28,52	-25,9	-	-25,9	82,10	0,89	21,68	-0,41	-	-0,41	81,69	0,88	21,57	0,00	-	0,00	81,69	0,88	81,69	1,016	3,556	0,026202	0,026458	4,011	340	345	373,31	372,43	27,43	
	K-J	85	350	99	0,34	6,94	-25,9	-	-25,9	73,10	0,19	5,13	-0,41	-	-0,41	72,69	0,19	5,10	0,00	-	0,00	72,69	0,19	72,69	0,76	2,646	0,026202	0,02675	2,23	345	343	372,43	372,24	29,24	
	J-I	180	350	95	0,67	14,11	-25,9	-	-25,9	69,10	0,35	10,26	-0,41	-	-0,41	68,69	0,35	10,20	0,00	-	0,00	68,69	0,35	68,69	0,71	2,499	0,026202	0,026802	1,99	343	340	372,24	371,89	31,89	
	I-H	550	350	87	1,72	39,49	-25,9	-	-25,9	61,10	0,85	27,73	-0,41	-	-0,41	60,69	0,84	27,55	0,00	-	0,00	60,69	0,84	60,69	0,63	2,2035	0,026202	0,026865	1,56	340	327	371,89	371,05	44,05	
	H-F	475	300	70	2,17	61,94	-25,9	-	-25,9	44,10	0,36	39,02	-0,41	-	-0,41	43,69	0,34	38,46	0,00	-	0,00	43,69	0,34	43,69	0,62	1,754	0,02736	0,028071	1,82	327	315	371,05	370,21	55,21	
				$\Delta Q_4 = -25,9$ l/s					$\Delta Q_5 = -0,41$ l/s					$\Delta Q_6 = 0,00$ l/s																					
Conduites sumo 100	R-A	25	400																0,23	100	0,80	3,18	0,02525	0,02578	2,084	373,45	350	373,45	373,22	23,22					
	R-L	25	450																0,14	166	1,044	4,697	0,02426	0,02484	3,174	352	340	352	373,21	23,31					

République Algérienne Démocratique et Populaire
 U.S.T.H.B.
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU
 POTABLE DE LA VILLE D'EL-KHEMIS
 CALCUL DU RESEAU N°1
 PAR LA METHODE D'HARDY-CROSS
 étudié par l'étudiant N. souilem
 dirigé par le prof. B. Butrysko
 propose par sou. no. de.
 PH 00339
 - 1 -
 PH 003/82
 1-

étudié par l'étudiant N. Souilem

dirigé par le prof B. Utrysko

PH 003/82
-2-

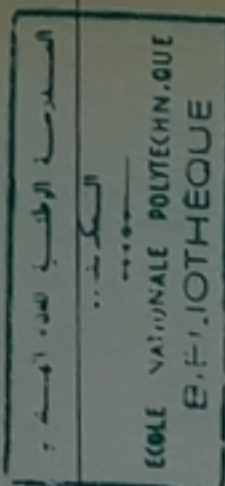


Table with multiple columns for hydraulic calculations including flow rate (Q), head loss (h), velocity (v), Reynolds number, and pipe diameter. The table is organized into sections labeled I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII, and IX, each containing several rows of data for different pipe segments.

U.S.T.B.

BOULE NATIONAL PAROISSIALE DE...
PROJET DE PH DETUDE
ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU
POSSIBLE DE...
CALCIA DU RESEAU N°3 PAP
LA METHODE D'HARPOY CROSS

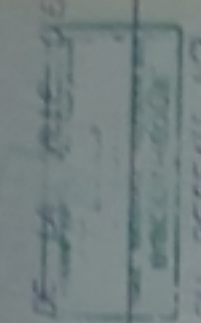


PLANCHE N°3
étude par sondage
N° soulevé

PH 003/82
- 3 -

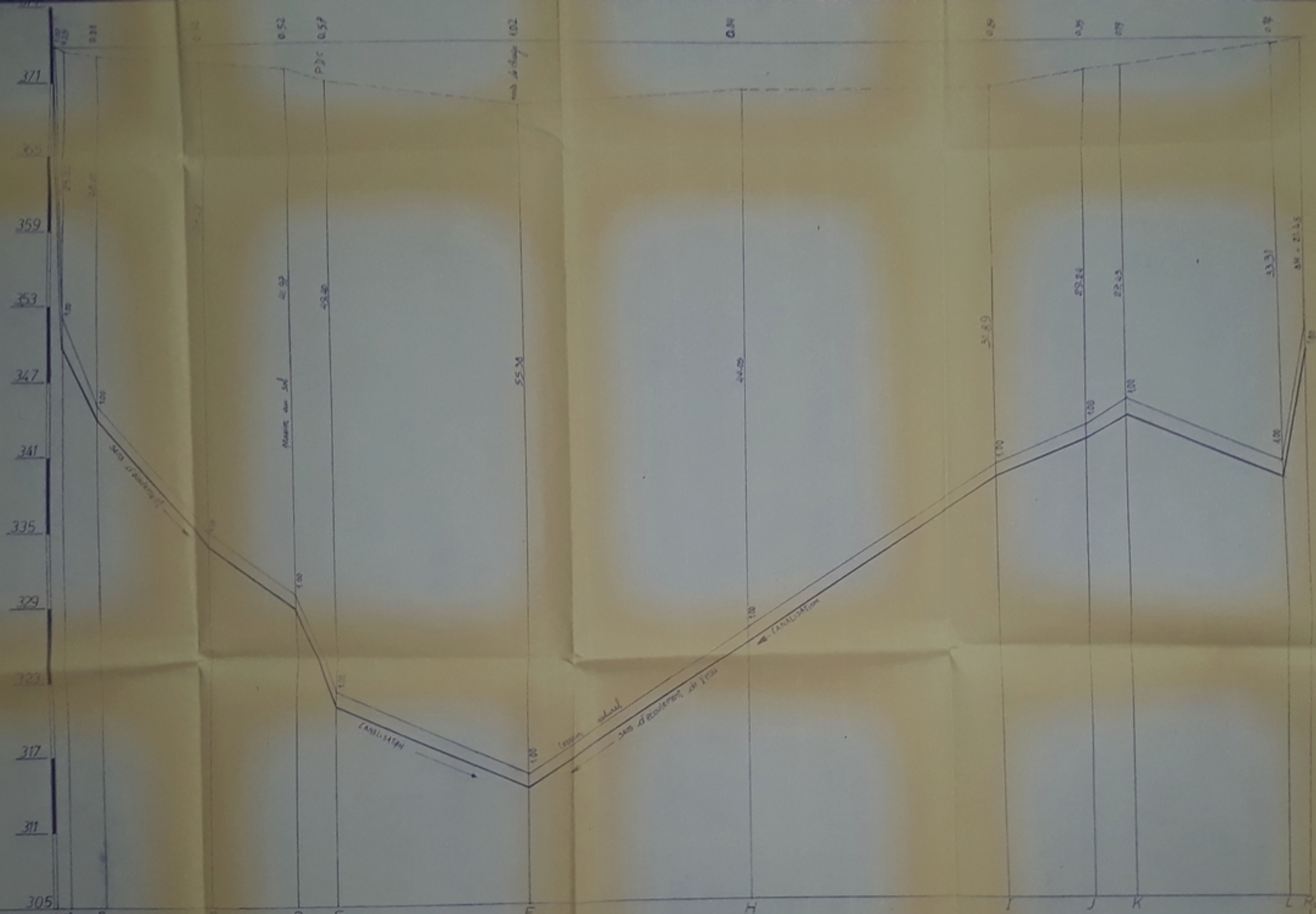
Large data table with multiple columns containing numerical values, likely representing water level measurements or hydrological data. The table is organized into several sections, possibly corresponding to different wells or measurement points. Some columns are labeled with letters like 'A', 'B', 'C', 'D', 'E', 'F', 'G', 'H', 'I', 'J', 'K', 'L', 'M', 'N', 'O', 'P', 'Q', 'R', 'S', 'T', 'U', 'V', 'W', 'X', 'Y', 'Z'. There are also some handwritten notes and corrections within the table.

observation

niveau d'eau...
et part de...
pour la...
de la...

niveau d'eau

part de...
de la...

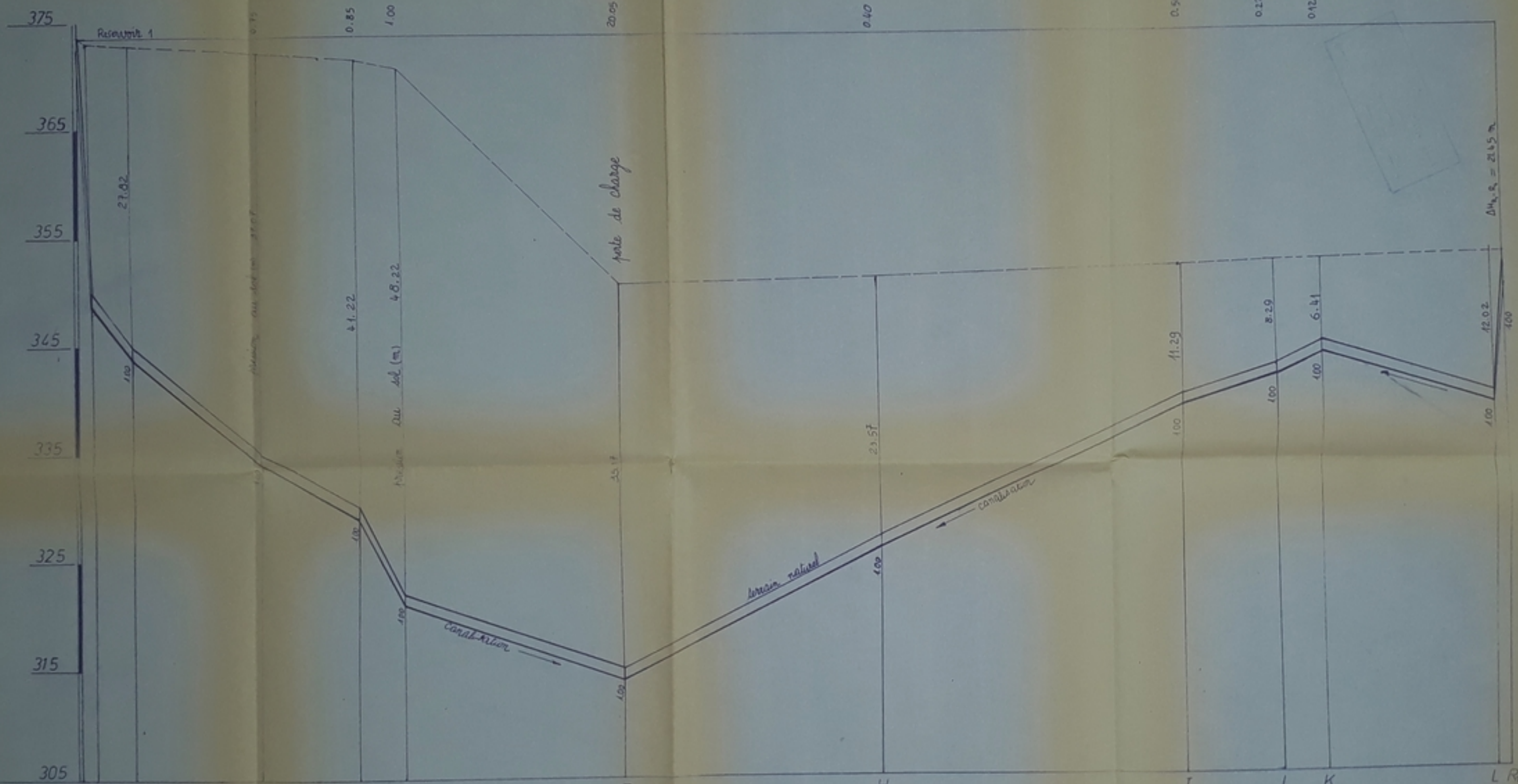


n° des nœuds	A	B	C	D	E	F	I	J	K	L	R
distances partielles (m)	25	75	235	185	85	400	475	550	180	85	320
distances cumulées (m)	25	100	335	520	605	1005	1480	2030	2210	2295	2615
cotes du terrain (m)	371	347	335	329	317	311	305	317	323	329	341
cotes du projet (m)	371	347	335	329	317	311	305	317	323	329	341
cotes piezometriques (m)	371	347	335	329	317	311	305	317	323	329	341
diamètres (mm)	Ø 300	Ø 300	Ø 250	Ø 200	Ø 100	Ø 300	Ø 350	Ø 350	Ø 350	Ø 350	Ø 350
pentés	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

République Algérienne Démocratique et Populaire
 U.S.T.H.B.
 ÉCOLE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH
 PROJET DE FIN D'ÉTUDE
 ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU
 POTABLE DE LA VILLE D'EL-KHEMS
 profil en long du tronçon
 RABCDEFHIJKLR du réseau n°1

étudié par l'étudiant
 N. Soulem
 dirigé par le prof.
 M. Boukhalil

PLANCHE
 N°4



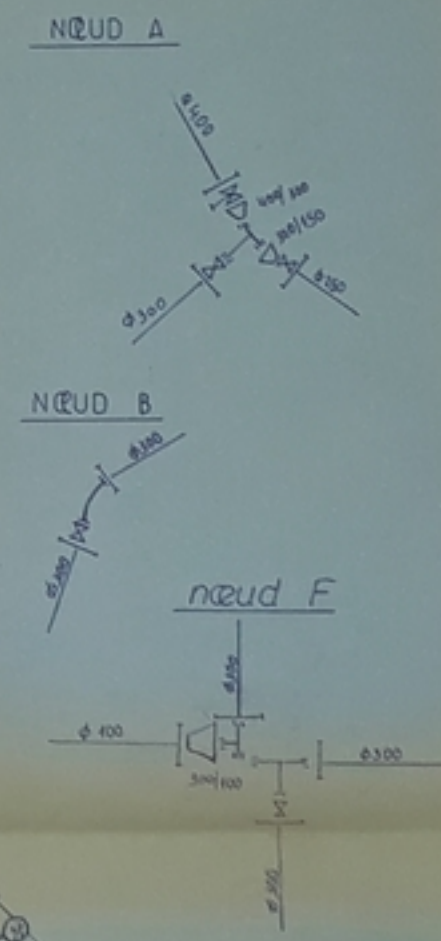
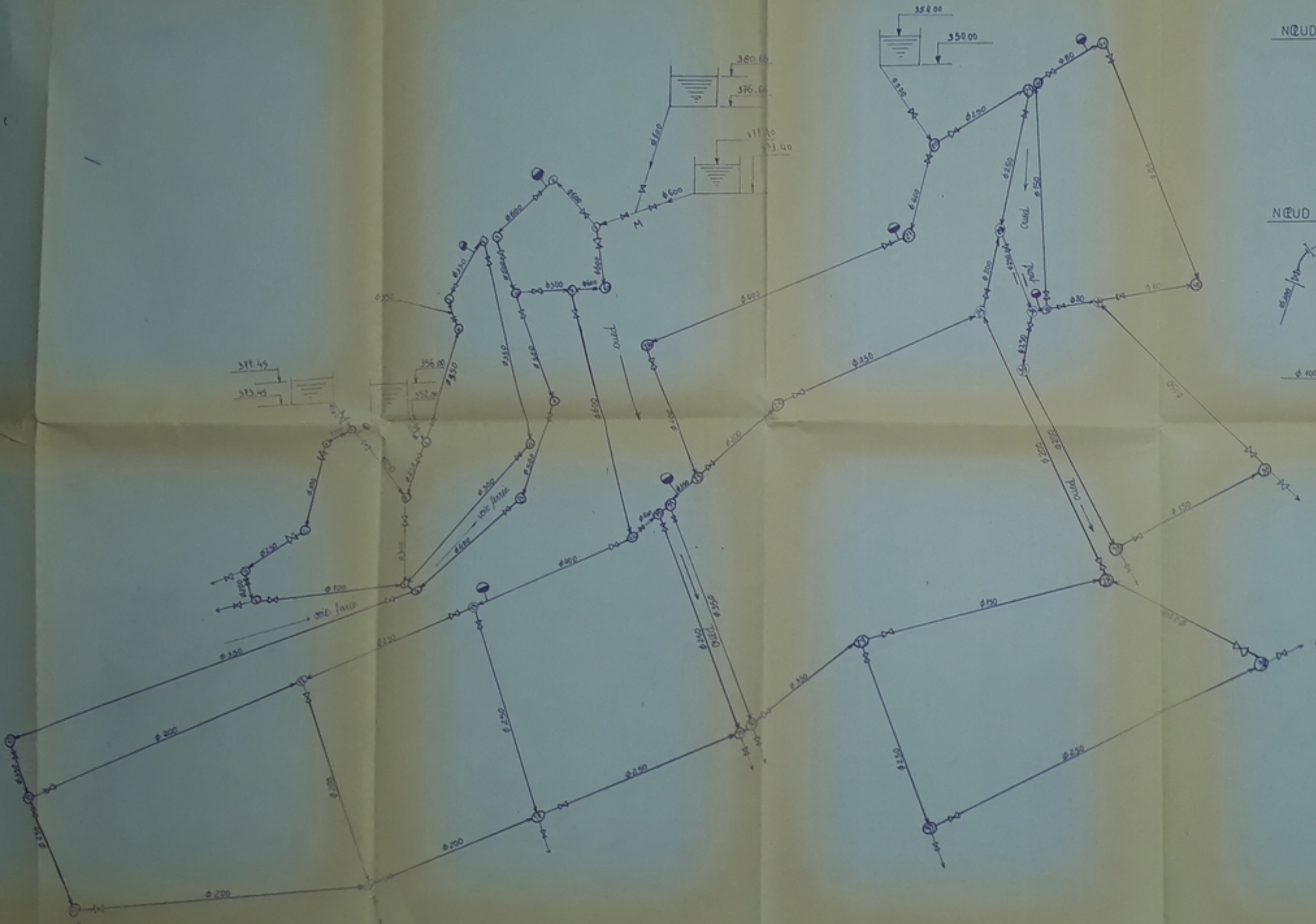
n° des nœuds	R ₁	A	B	C	D	E	F	H	I	J	K	L	R
distances partielles (m)	25	75	236	185	85	400	475	550	180	85	320	25	
distances cumulées (m)	25	100	336	521	605	1005	1480	2030	2210	2295	2615	2640	
cotes du terrain (m)	375	345	340	335	325	315	315	320	330	340	345	345	
cotes du projet (m)	375	345	340	335	325	315	315	320	330	340	345	345	
cotes piezométriques (m)	375	345	340	335	325	315	315	320	330	340	345	345	
diamètres (mm)	Ø300	Ø300	Ø250	Ø200	Ø100	Ø300	Ø350	Ø350	Ø350	Ø350	Ø350	Ø350	
pent			0.85	1.00	20.05	0.40	0.50	0.22	0.12				

PH 00382
- 05 -
république algérienne démocratique et populaire
U.S.T.H.B.
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRAËJ

PROJET DE FIN D'ÉTUDE
ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE D'EL KHEMIS
BIBLIOTHÈQUE

profil en long du tronçon
RAB-C-DEF-HI-JKL-R₂ du réseau
avec une branche fictive qui relie R₁ à R₂

étudié par l'étudiant
N. Soulem
dirigé par le prof
B. Utrysko
PLANCHE
N°5
ÉCHELLE
1:1000
1:500
1:200
1:100



- légende
- joint gibault
 - ⊗ robinet-vanne
 - ▽ cône de réduction
 - ⊥ te à 3 brides
 - ⤵ coude
 - ⊙ ventouse
 - ⊗ décharge

U.S.T.H.B.
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL-HARRACH

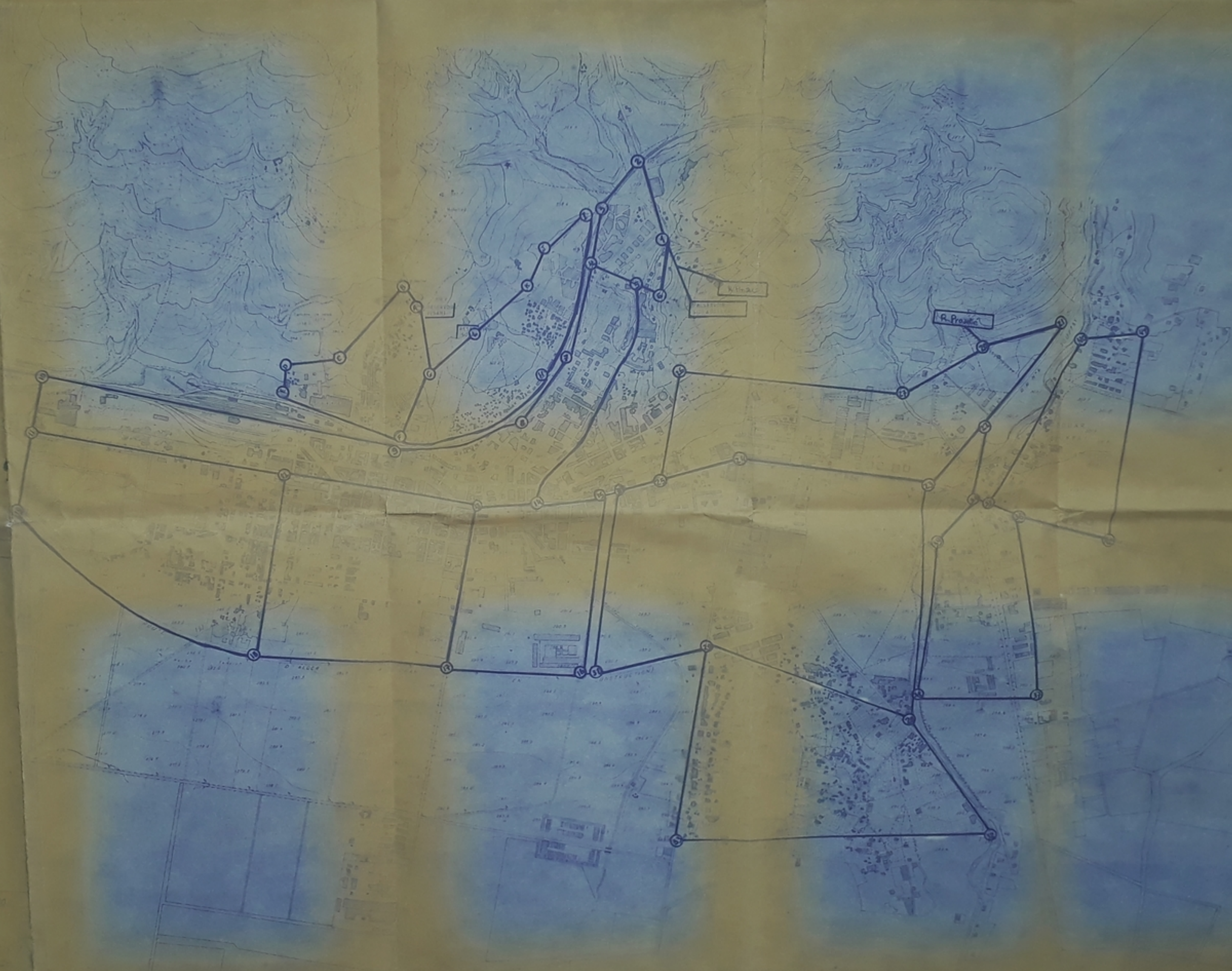
PROJET DE FIN D'ETUDE
 ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU
 POTABLE DE LA VILLE D'EL-KHEMIS

schema d'équipement
 du réseau de distribution

étudié par l'étudiant N soulem	PLANCHE N°6	ech 1/1000
approuvé par le prof M. Larysio		

PH 032
 .06

382



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ELVAH

PROJET DE PLAN D'ETUDE
ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU

COMMUNE DE LA VILLE D'ELVAH

BIBLIOTHÈQUE

SCHEMA GENERAL DU

RESEAU DE DISTRIBUTION

Étude par l'étudiant
N. Souleim

planche
117

Échelle 1:5000

Dirigé par le prof
B. Butrysko

