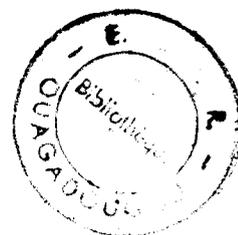


ECOLE INTER-ETATS

D'INGENIEURS DE

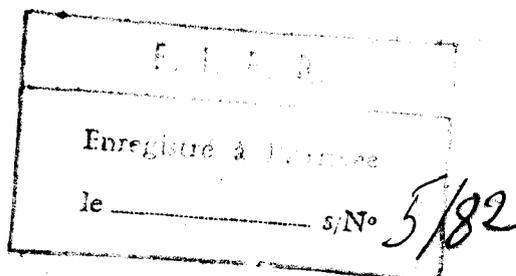
L'EQUIPEMENT RURAL DE OUAGADOUGOU

ANNEE 1981 - 1982.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

SUJET : REHABILITATION TECHNIQUE DU PERIMETRE MARAICHER DE LOUMBILA



Soutenu par : GANSONRE TAHIROU élève ingénieur.

Maître de mémoire : Mr. J. D'AT DE St. FOULC.

(I.G.R.)

A mes parents, plus singulièrement à mon père, à qui je dois
d'ETRE, et d'être aujourd'hui ce que je suis.

A Monsieur Jean D'AT DE St. FOULC, j'adresse mes sincères remerciements pour sa disponibilité sans mesure dont j'ai bénéficié tout au long de mes travaux. Je ne saurai rester indifférent à ses conseils, encouragements et aides de toute sorte qui m'ont été d'une précieuse utilité.

Je ne puis passer sous silence, le devouement et la disponibilité, malgré des moyens matériels très limités, de Messieurs TINES et Yabiri Ouédraogo tous deux ingénieurs à l'O.R.D. du centre.

-----0-----

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

- Irrigation gravitaire par canaux : publication du Ministère Français de la Coopération.
- Manuel de l'adjoint technique du génie rural: publication du Ministère Français de la Coopération.
- Evaluation des quantités d'eau nécessaires aux irrigations : publication du Ministère Français de la Coopération.
- Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation : Technique Rurale en Afrique.
- IRRIGATION : de Mr POIRE et CH. OLLIER. ed. EYROLLES
- Cours d'irrigation et drainage - Ière partie - Mr. Jaton (Mission d'enseignement 1980)
- Cours d'irrigation - Mr. D'AT DE St. FOULC.

PLAN DE L'ETUDE

INTRODUCTION

Ière partie - DIAGNOSTIC

I - Résultats des enquêtes et visites sur le terrain -
Problèmes rencontrés par les exploitants (techniques et humains)

II; - Contraintes techniques et sociales - Que faire ?

II ème Partie - ETUDE DE REHABILITATION

Chapitre I : MEMOIRE EXPLICATIF

- A - Situation et états des lieux.
- B - But recherché
- C - Données du Problème
 - agronomiques, météorologiques
 - calendrier cultural
 - aspects socio économiques.
- D - Besoins en eau du périmètre
- E - Doses et débits d'irrigation
- F - Réseau de distribution: canaux - ouvrages.
- G - Réseau d'assainissement et de circulation
- H - Station de pompage.

Chapitre II. NOTE DE CALCULS

CONCLUSION

I N T R O D U C T I O N

Dans le cadre de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou, une retenue d'une capacité de stockage de 32 millions de mètre cubes a été construite en 1970 à Loumbila, village situé à une quinzaine de kilomètres de Ouagadougou. L'Office Nationale des Eaux (O.N.E.) ne prélève que 8 millions de m³ environ par an pour l'alimentation de la population de Ouagadougou.

En annexe à cette réalisation il a été aménagé un périmètre maraîcher d'une soixantaine d'hectares. Le périmètre a été conçu et réalisé par les Nord Coréens au cours des années 1974 - 1975.

Malheureusement cette réalisation n'a pas répondu aux espoirs des uns et des autres : paysans en premier lieu, autorités, responsables du développement rural ensuite. On imagine aisément l'amertume des uns et la désolation des autres quand on sait que des paysans ont été déplacés exprès pour l'exploitation de ces terres et que des investissements humains et financiers se trouvent ainsi, sinon perdus, du moins immobilisés.

Le but de cette étude est de contribuer à la réhabilitation du moins technique de ce périmètre. Nous n'avons pas l'ambition de faire une étude complète car le temps et les moyens disponibles ne nous le permettent pas : quand on sait qu'il n'existe aucun document écrit sur l'étude des coréens : pas de carte topographique, aucune pièce dessinée, bref rien qui nous permette de faire l'étude complète dans le temps imparti. Néanmoins notre étude contribuera à jeter des bases sûres d'une étude complète : calculs des besoins en eau du périmètre, dimensionnement des réseaux de distribution et d'assainissement, conception et calcul de la station de pompage sont autant de résultats précieux, les autres éléments manquant : pièces dessinées et autres devis, n'étant que des corollaires.

.../...

Ière partie : D I A G N O S T I C

I. Résultats de visites sur le terrain d'enquêtes - problèmes rencontrés

1°) - Visites sur le terrain - constatations

a) - Au niveau du périmètre : plusieurs visites ont permis de constater que la conception du périmètre est satisfaisante : des canaux primaires bétonnés alimentent par gravité le périmètre ; le découpage parcellaire est bon ; le système d'irrigation est simple et parfaitement adapté au niveau de technicité des paysans.

Néanmoins les canaux primaires bétonnés s'affaissent à certains endroits ; les secondaires en terres ont une forte pente 6 à 6,5% et sont très longs jusqu'à 400 m ; on constate une érosion importante allant jusqu'à ramener ces canaux en dessous du périmètre. Les prises sur ces secondaires sont munies de pelle de vannettes en tôles non réglables et non étanches.

Le réseau de colature est sous dimensionné : érosion importante, des dégâts ont été constatés par le passé. La colature de ceinture est bouchée et sert de champ de gombo et autres, aux femmes du village.

Au niveau du périmètre aucune maîtrise de l'eau n'est possible tant l'eau d'irrigation que l'eau de pluie.

A ces défauts techniques s'ajoutent d'autres inhérent à la mauvaise volonté des paysans suite certainement au manque de confiance quand à la rentabilité de leurs efforts : canaux mal entretenus, parcelles non desherbées ; le travail est laissé la plupart du temps aux femmes et aux enfants.

b) - Au niveau de la station : c'est à ce niveau qu'il y a le plus à reprocher aux réalisateurs de ce projet. Les erreurs sont telles qu'on est tenté de conclure qu'il n'y a de bon que le bâtiment de la station : les plus alarmantes sont, parmi d'autres :

.../...

- Transformateur non isolé du reste de la station ; les éclateurs de la haute-tension sont fixés directement sous un toit en bois : risque d'incendie - aucun dispositif anti incendie.
 - Alimentation des pompes par des cables sous le sol et sans protection alors qu'on a constaté des inondations de plusieurs cm d'eau de la salle des pompes.
 - Les pompes sont mal protégées électriquement, elles le sont seulement par des fusibles thermiques. Pas de clapet de retenue.
 - L'armoire de commande placée sous le niveau du lac, possibilité d'inondation et risque de court circuit. Alors que 2,2 km de canalisation ne sont aparamment pas mis à la terre.
 - Les branchements au niveau du collecteur sont en "T" aucun dispositif anti-vibatoire pour encaisser les dilatations et les vibrations.
- etc...

2°) - Problèmes rencontrés par exploitants

Le périmètre a démarré cette année grâce au concours de la Tunzini qui assure le fonctionnement des pompes. Le gros handicap est l'insuffisance d'eau à cause des débits trop faibles des pompes 560 m³/h théorique mais en réalité beaucoup moins environ 400 m³/h mesuré au cippolleti. Ce faisant les pompes marchent de 6 h du matin à 18h sans arrêt et on n'arrose que la moitié du périmètre. A cela s'ajoute le fait que les secondaires sont en terre donc on enregistre beaucoup de perte par infiltration, si on ajoute le manque d'habileté des paysans on comprend que les exploitants se plaignent du manque d'eau.

Un désintéressement se manifeste au niveau des paysans : on démarre les pompes à 6h et les premiers paysans se présentent parfois à 7h voir 8h ; les canaux tertiaires et les parcelles sont mal entretenus. Les paysans ayant leur parcelle à côté des vannes submergent leurs cultures alors que ceux qui sont plus loin attendent l'eau durant des heures.

Autant de problèmes, tant techniques qu'humains qui concourent à faire de ce périmètre un échec : le paysan, l'oeil accusateur, regarde avec mépris l'encadreurs, ingénieurs, et autres techniciens ; il s'en va en ville où au cabaret pour trouver un environnement plus gai. Telle est la vie au périmètre maraicher de Loumbila à l'état actuel des choses.

II. Contraintes techniques et sociales - que faire ?

Face à un tel désastre, il est impératif de remédier à la situation en utilisant au mieux les installations existantes : ce sont :

- La canalisation d'amenée de diamètre intérieur 450 mm.
- Les 2 canaux primaires moyennant quelques refections.
- Le découpage parcellaire ; on retouchera le moins possible au découpage car les parcelles déjà distribuées, il est socialement délicat d'y revenir, de plus il n'y a rien de reprochable au découpage. On conservera toutes les pistes existantes.
- Le bâtiment de la station.

A ceci près toute l'étude est à reprendre ; besoin en eaux, ouvrages, etc.. Une fois la refection technique réalisée on devra stimuler les encadreurs, responsabiliser et sensibiliser les paysans et instaurer une discipline éducative au sein de la coopérative : il est aisé de faire comprendre au paysan qu'il n'a pas intérêt à inonder sa parcelle et non plus il ne peut pas se permettre de se présenter à 8h alors qu'il doit irriguer à 6heures.

Nous nous préoccupons de la première partie c'est-à-dire la refection technique par l'étude de rehabilitation.

.../...

II^e Partie : E T U D E D E R E H A B I L I T A T I O N

Chapitre I. MEMOIRE EXPLICATIF

A)- Situation et états des lieux

Le périmètre de Loubila est situé à 15 km de Ouagadougou sur la Route Nationale N°3 Ouaga-Kaya. Donc l'accès ne pose aucun problème. Il est situé à 2,2 km du lac en remontant vers Ouagadougou. Le terrain est relativement plat. Les sols ^{sont} de type sablo-limoneux pour la plupart. On relève 45% de sable 45% de limon et 10% d'argile ce qui donne :

humidité au point de flétrissement 6% = H

humidité équivalente He = 20%

densité apparente da = 1,4

la perméabilité de l'ordre de 310^{-5}

Les sols sont très lessivés et surexploités en culture traditionnelle de mil et sorgho essentiellement.

B)- But recherché

La mise en valeur de ces terres permettrait par les cultures maraichères de procurer des revenus substantiels aux paysans sans emploi autrement pendant la longue saison sèche. La proximité de la capitale Ouagadougou facilite l'écoulement des productions tomates, choux, et surtout haricot vert dont l'exportation vers l'Europe ferait entrer des devises dans le pays. En plus l'utilisation de l'eau du lac pour l'irrigation contribue à gagner sur les pertes par évaporation car c'est montré que plus vite et plus intensément on utilise l'eau d'une réserve, plus faible sera la fraction perdue par l'évaporation.

C)- Données du problème.

Le climat est ^{du} type Sud Soudanien ; avec une longue saison sèche d'octobre à mi-mai laissant une saison pluvieuse franche de 3 mois mi-juin mi-septembre. On cumule alors en moyenne un peu plus de 700 mm de pluie par an.

.../...

Les sols sont aptes au maraichage moyennant un apport important d'engrais et de fumure organique.

La station météorologique de Ouaga, aéroport met à notre disposition toutes les données nécessaires aux calculs des besoins en eau : pluviométrie, températures, humidité relative etc... (voir annexe 6 ci-joint).

Le maraichage débutera mi-octobre pour finir en avril, il sera relayé par les cultures de maïs, mil ou sorgho en semi pluvial.

- chaque paysan dispose d'une parcelle de 0,20 ha. Il y a 245 parcelles pour les villageois.

35 parcelles pour			SAFGRAD. (Organisme de recherche)
11	"	"	O.R.D.
2	"	"	l'UVOCAM
2	"	"	l'Agent de l'ORD.

au total 304 parcelles sont exploitables totalisant 60,5 ha.

L'UVOCAM assure l'exportation du haricot vert; les choux, tomates sont consommés par le marché local.

Les frais de premier investissement devront être couverts par une subvention en capital par le canal de l'ORD.

D)- Besoins en eau du périmètre

Nous calculons les besoins du périmètre en culture maraichère en saison sèche mi-octobre à avril.

Nous estimons les besoins à partir de la formule de penmann parce qu'elle semble plus élaborée et fait intervenir plusieurs paramètres surtout climatique. L'efficacité du réseau est prise égale à 70% ceci en tenant compte du choix que nous avons fait de bétonnages secondaires pour réduire les pertes par infiltration. Nous avons négligé aussi la pluviométrie en période de maraichage car si le mois d'octobre semble enregistrer une pluviométrie notable, en tenant compte que c'est en deuxième moitié que démarrent les travaux on peut raisonnablement penser que l'essentiel des pluies de ce mois se situeront en première moitié donc n'intéressera pas notre périmètre. Moyennant toutes ces considérations nous avons abouti à un besoin global de 1,01000 millions de m³ que nous arrondissons à 1 million de m³ (voir la note de calculs pour les résultats rigoureux).

.../...

Nous constatons un besoin mensuel de pointe en mars avec 3810m³/ha.
Nous n'avons pas besoin ici de la courbe d'utilisation car en tout état de cause nous aurons assez d'eau à la réserve pour les besoins du périmètre avec la seule contrainte de ne pas dépasser les 60,5ha (contrainte gouvernementale).

E)- Doses et débits d'irrigation.

Nous dimensionnons le réseau à partir des besoins de mars puisque c'est la pointe. Les calculs ont abouti à :(voir note de calculs)

$$a) \text{ Débit fictif continu DFC} = \frac{381010^3}{30 \times 86400} = 1,471/s$$

$$\text{DMP} = \frac{\text{DFC} \times 24}{8,75} = 4,03 \text{ l/s.}$$

DMP = débit maximum de point.

✕ La rotation a été choisie égale à 2 c'est-à-dire qu'on arrose la même parcelle tous les 2 jours, on aurait pu choisir d'arroser tous les 3 jours mais on risquait des débits importants or nous avons une contrainte qui est le diamètre de la canalisation d'amenée qui est déjà fixée donc R = 2 jours.

La dose réelle est alors $D_n = \frac{Q}{N}$

N = nombre de jours d'irrigation de la parcelle dans le mois ; nous venons de dire qu'on arrosait un jour sur 2 donc $N = \frac{30}{2} = 15$ jours

$$Q = 3810 \text{ m}^3/\text{mois}/\text{ha. d'où } D_n = \frac{3810}{15} = 254 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{jour} \quad \angle \text{RFU} = 650 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Comme la parcelle fait 0,2ha = $\frac{1}{5}$ ha on a :

$$\text{Dose réelle parcellaire } D_p = \frac{254}{5} = 50,8 \text{ m}^3/\text{parcelle}/\text{jour.}$$

b) La main d'eau m

Son choix est important car c'est elle qui fixe le débit de pompage, le temps d'irrigation par jour et dans ^{une} certaine mesure le découpage en quartier hydrauliques; aussi nous atarderons-nous là-dessus.

$$m = \frac{D_p}{t} \cdot t \text{ temps d'arrosage de la parcelle.}$$

m doit être supérieure à la DMP = 4 l/s, compte tenu du niveau de technicité bas des paysans une main d'eau très élevée entrainerait des gaspillages d'eau, car sa maîtrise sera difficile. L'expérience a montré que la valeur maximale est de 10 l/s.

Recherchons sa valeur optimale. Pour t variant de 1h à 4h on remarquera que m varie de 14,11/s à 3,531/s. Nous voyons que ces 2 cas extrêmes ne sont pas raisonnables: Le découpage parcellaire déjà effectué nous amène à 2 possibilités de choix de calendrier d'arrosage :

1er choix on adopte 8heures d'arrosage par jour :

- moitié Sud du périmètre : une main d'eau $m = 7,061/s$, temps d'irrigation $t = 2h$: on aura des quartiers hydrauliques de $\frac{8}{2} \times 2 = 8$ parcelles.

Soit 19 quartiers hydrauliques pour la partie Sud (la parcelle n°268 sera alimentée par siphonage.

- moitié Nord (délimitée par le 2è canal primaire) des quartiers hydrauliques de 10 parcelles soit $t = \frac{8}{5} = 1,6$ heures/parcelle et une main d'eau $m_2 = 8,821/s$.

2ème choix : nous adoptons pour tout le périmètre des quartiers hydrauliques de 10 parcelles mais avec un temps d'arrosage de 1h45mn. par parcelle.

On a alors une main d'eau $m = \frac{50,8}{3,6 \times 1,75} = 8,06$ l/s

Nous irriguons alors 5 parcelles par jour suivant le calendrier : ci-après :

6h - 7h45mn ; 7h45mn - 9h30mn ; 9h30mn - 11h15mn ; 14h30mn - 16h15mn ; 16h15mn - 18h.
Soit un temps d'arrosage de 8,75heures par jour.

De ces 2 variantes nous choisissons la 2è parceque :

- la main d'eau est unique donc facilite l'encadrement des paysans
- le débit à pomper est plus faible 914m³/h contre 988m³/h à la première variante.
- possibilités de compenser les pertes en route par un temps d'arrosage plus long pour les parcelles en bout d'antennes qui constituent des quartiers hydrauliques de moins de 10 parcelles (voir note de calculs pour plus de détail)

Nous avons en définitive une main d'eau $m = \underline{\underline{8,06}} \text{ l/s}$

304 parcelles de 0,2 ha à exploiter soit :

28 quartiers hydrauliques dont :

23	"	"	de 10 parcelles
1	"	"	de 9 parcelles
2	"	"	de 8 parcelles
2	"	"	de 7 parcelles

et les 35 parcelles de la SAFGRAD sur lesquelles nous ne préconisons aucun aménagement, nous leur livrons leur côte part d'eau mais nous les comptons pour $\frac{35}{10} = 3,5$

.../...

quartiers hydrauliques. Au total $28 + 3,5 = 31,5$ quartiers hydrauliques.
Le débit à pomper vaut $Q_p = 31,5 \times 8,06 = 254 \text{ l/s} = 914 \text{ m}^3/\text{h}$.

F) - Reseau de distribution - canaux - ouvrages

Le débit en tête du périmètre est $Q_p = 914 \text{ m}^3/\text{h} = 254 \text{ l/s}$.

Le canal primaire CP₁ moitié Sud devra véhiculer $13 + 1 + 2 = 16$ mains d'eau
soit $128,96 \quad 129 \text{ l/s} \quad \underline{\underline{Q_1 = 129 \text{ l/s} = 464 \text{ m}^3/\text{h}}}$

- Le canal primaire CP₂ moitié Nord véhiculera : $10 + 2 + 3,5$ mains d'eau soit
 $Q_2 = 15,5 \times 8,06 = 124,93 \quad 125 \text{ l/s} = 450 \text{ m}^3/\text{h} = (Q_p - Q_1)$

$$\underline{\underline{Q_2 = 125 \text{ l/s} = 450 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

I. Canaux de distribution

1°) - Canaux primaires et secondaires (voir fig. 1 (a) pour les profils).

a) - Les canaux primaires sont déjà en place. Ils sont en béton ordinaire, de section rectangulaire, de largeur de base $b = 60 \text{ cm}$ et de profondeur totale $H = 50 \text{ cm}$ sauf la tête morte reliant le 2^e canal CP₂ au partiteur principal. Les pentes sont celles du terrain naturel 1‰ en moyenne et 6‰ pour la tête morte reliant le 2^e canal CP₂ au partiteur principal.

On vérifie (voir note de calcul) que nous n'avons aucun problème pour faire passer nos 2 débits de 129 l/s dans CP₁ et 125 l/s dans CP₂. En effet en utilisant la formule de Manning-strickler $Q = kSR^{2/3} I$ avec $k = 70$ on trouve un débit $Q = 130 \text{ l/s}$ pour une lame d'eau de $33,5 \text{ cm}$ dans CP₁ et qu'au débit de 125 l/s dans CP₂ correspond une lame d'eau de $32,5 \text{ cm}$ ceci pour une pente de 6‰.

Il est à prévoir des frais pour la refecton de ces canaux ; en effet on observe des affaissements par endroit et des cales de blocage manquantes. Ces travaux de refecton ne sont pas à négliger car ces 2 canaux conditionnent tout quant aux débits au niveau du périmètre.

b) - Canaux secondaires : nous avons déjà dit qu'ils doivent être revêtus ^{pa}
~~pour~~-éviter l'érosion compte tenu de leur longueur et leur pente 6‰ au minimum.

.../...

Figure 1 Profils des canaux

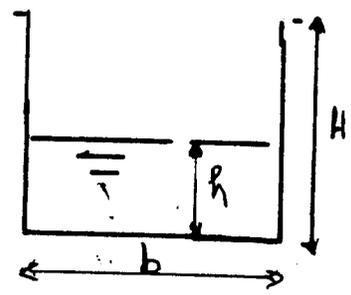


Fig 1 (a) Coupe transversale d'un canal rectangulaire

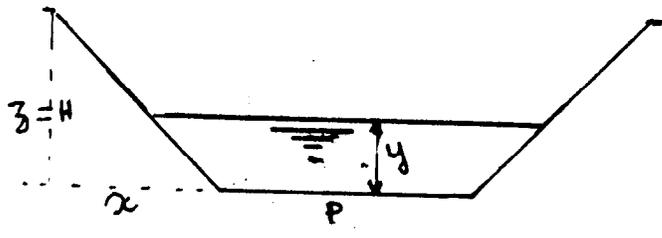


Fig 1 (b) Coupe transversale d'un canal trapézoïdale

- b ou P : largeur en base
- h ou y : tirant d'eau
- H ou z : profondeur totale
- $m = \frac{x}{z}$ = fruit du talus.

-,réduire les pertes par infiltration.

Le revêtement se fera par maçonnerie. Parpaing de 20 x 40 ou 15 x 40 selon les cas. Ce choix se justifie par la simplicité d'emploi et de refecton des ouvrages en parpaings. Le fond sera par contre en béton : dosé à 300 kg/m³. Une chape de béton de 5cm d'épaisseur minimum reposera sur une fondation en cailloux de 10 à 15cm d'épaisseur, le tout réalisé après déblais.

Nous avons 3 types de canaux secondaires suivant les débits qui y passent
type 1 : débit à véhiculer $q_1 = 8,06 \text{ l/s}$ = une main d'eau : alimente un quartier hydraulique

largeur de base $b = 20 \text{ cm}$

Hauteur totale $H = 15 \text{ cm}$: une couche de parpaings de 15 x 40 pour les berges.

type 2 : $q_2 = 16,12 \text{ l/s}$: 2 quartiers hydrauliques sont desservis par ce canal.

$b = 20 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$ une couche de parpaings de 20 x 40

type : $q_3 = 32,24 \text{ l/s}$ soit 4 mains d'eau donc 4 quartiers hydrauliques

couverts par ce type de canal : $b = 30 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$

Les vitesses admises varient de 0,63 m/s (canal type 1) à 0,89 m/s (type 3) ce qui est satisfaisant. Les tirants d'eau sont de 6,5cm (type 1) à 12 cm (type 3)

Un tableau complet où ces grandeurs sont recapitulées, est joint à la note de calculs.

2°) - Canaux tertiaires (voir fig. 1 (b) pour les profils)

Ils seront en terre car un revêtement ne se justifie pas économiquement, en effet les pentes étant faibles (1‰), les canaux courts (moins de 100 m) et les débits faibles (c'est la main d'eau $m = 8,06 \text{ l/s}$) les risques d'érosion sont minimes

Ces canaux en terre seront nécessairement de section trapézoïdale, du moins théoriquement, en réalité très vite ils tendrons vers une section trapézoïdale à fond arrondi ce qui n'est pas gênant.

Nous constatons par le calcul qu'un canal de plafond $P = 15 \text{ cm}$ et de profondeur totale $H = 20 \text{ cm}$ nous évacue la main d'eau de façon satisfaisante ; en

.../...

effet la formule de Manning s'écrit :

$$Q = k R^{2/3} S \sqrt{I}$$
$$I = 10^{-3}$$

Nous prenons $k = 50$ que nous estimons proche de la réalité.

$$Q = Y (P + my) k \sqrt{I} \times \frac{y(P+my)}{P+ay} \frac{2/3}{1+m^2}$$

- m est le fruit du talus - compte tenu des dimensions minimales nous prenons $m = 1/1$
- P = plafond du canal (largeur en base)
- y = tirant d'eau

Pour $P = 15$ cm et $y = 12$ cm on vérifie qu'on a un débit de $8,4$ l/s ~~#~~ $8,06$ l/s pour une vitesse d'écoulement de $0,26$ m/s, ce qui est assez faible - Un tirant d'eau plus faible aboutirait à des vitesses non pratiques parce que trop faibles.

Nous prenons pour tous les tertiaires le même type de canal :

$P = 15$ cm

$H = 20$ cm

$m = 1/1$

II. Ouvrages de distribution

Ce sont les ouvrages assurant le partage des débits entre les canaux primaires et secondaires et ceux assurant la prise de la main d'eau du secondaire au tertiaire. Pour les premiers nous avons choisi des partiteurs fixes et pour les seconds des prises "tout ou rien".

1°) - Partiteurs fixes proportionnels

Nous avons choisi ce type d'ouvrage parce qu'il partage le débit arrivant dans la même proportion ce faisant il assure un ajustement, mieux un équilibrage des débits aval suite à des variations des débits amont : considérons un exemple : prenons un partiteur fixe au $1/2$ si le débit amont passe de 64 l/s à 66 l/s les débits aval passeront de 32 l/s à 33 l/s ; le partiteur a reparti le surplus entre les branches ; de même si on a baisse du débit amont le déficit sera reparti de sorte qu'un vice est reparti proportionnellement sur l'ensemble du périmètre réduisant ainsi les risques de dégâts. Un partiteur quantitatif aurait par contre abouti à un débordement dans une branche aval (dans le cas d'augmentation du débit amont) ou à un déficit grave dans le canal sur lequel on a dérivé le partiteur.

.../...

Le choix du partiteur proportionnel fixe étant justifié, leur dimensionnement est assez aisé.

Nous avons au total 8 partiteurs repartis en 6 types suivant leur rapport de partage :

type 1	:	partiteur au $\frac{1}{4}$	25%	dérivé sur le secondaire	:	partiteur P ₁
type 2	:	" $\frac{1}{3}$	33,3%	" "	"	P ₂
type 3	:	" $\frac{1}{2}$	50%	" "	"	P ₃ , P ₇ , P ₈ .
type 4	:	" $\frac{1}{8}$	13%	" "	"	P ₄
type 5	:	" $\frac{1}{3,85}$	26%	" "	"	P ₅
type 6	:	" $\frac{1}{5}$	20%	" "	"	P ₆

Un schéma de l'ouvrage est joint.

La grandeur fondamentale à déterminer est la profondeur critique h_c au-dessus du seuil car c'est elle qui détermine tous les autres paramètres du seuil, longueur L , épaisseur e et hauteur z . Le rôle du seuil est capital c'est lui qui conditionne le fonctionnement du partiteur. Si on n'a pas un régime turbulent au niveau de la section de partage, le débit ne sera pas proportionnel aux largeurs l_1 et on aura des débits qui ne seront pas dans le même rapport de partage que les longueurs l_1 et l_2 les vitesses n'étant pas également réparties sur toute la longueur de la section de partage.

Remarquons^{que} pour les partiteurs au $\frac{1}{2}$ ce problème ne se pose pas puisqu'on divise la section en 2 parties égales, les vitesses sont réparties symétriquement par rapport à lame métallique ; on a globalement des sections identiques géométriquement et hydrauliquement donc les 2 débits sont égaux.

Les calculs complets détaillés figurent dans la note de calculs.

Nous releverons au passage qu'on a des largeurs de seuil L supérieures à la largeur des canaux primaires ; la réalisation de ces ouvrages suppose donc qu'on casse le primaire sur une certaine longueur pour pouvoir le raccorder à l'ouvrage.

2°) - Prises "tout ou rien"

Elles servent à dériver la main d'eau (la main d'eau, toute la main d'eau et rien que la main d'eau) dans le tertiaire.

Fig 2) partiteur fixe schéma type

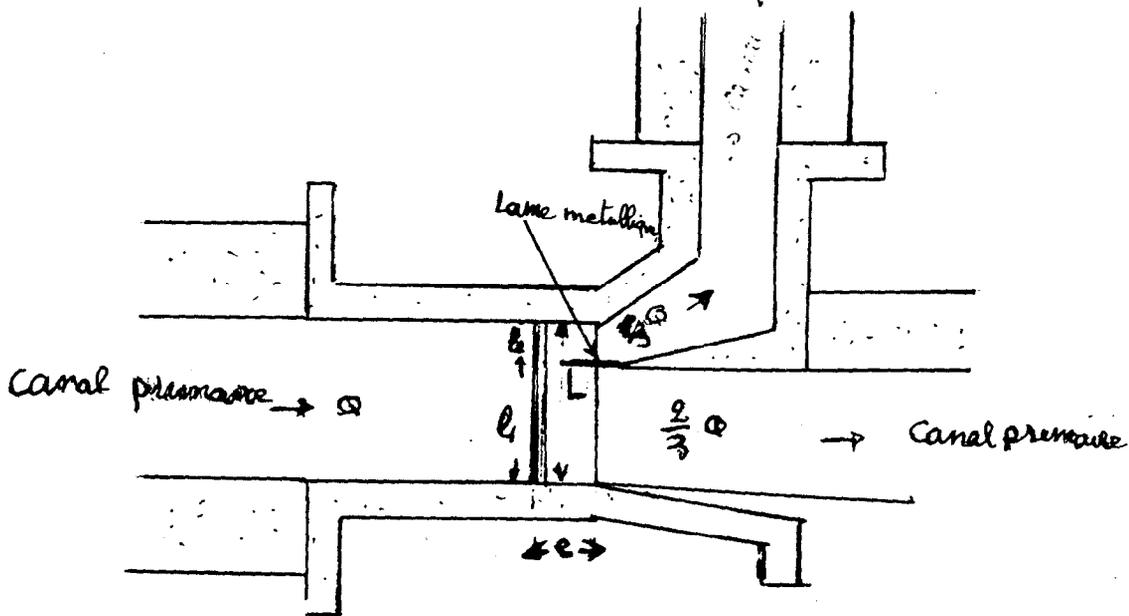
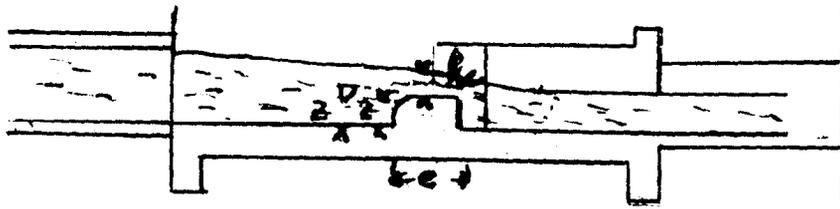


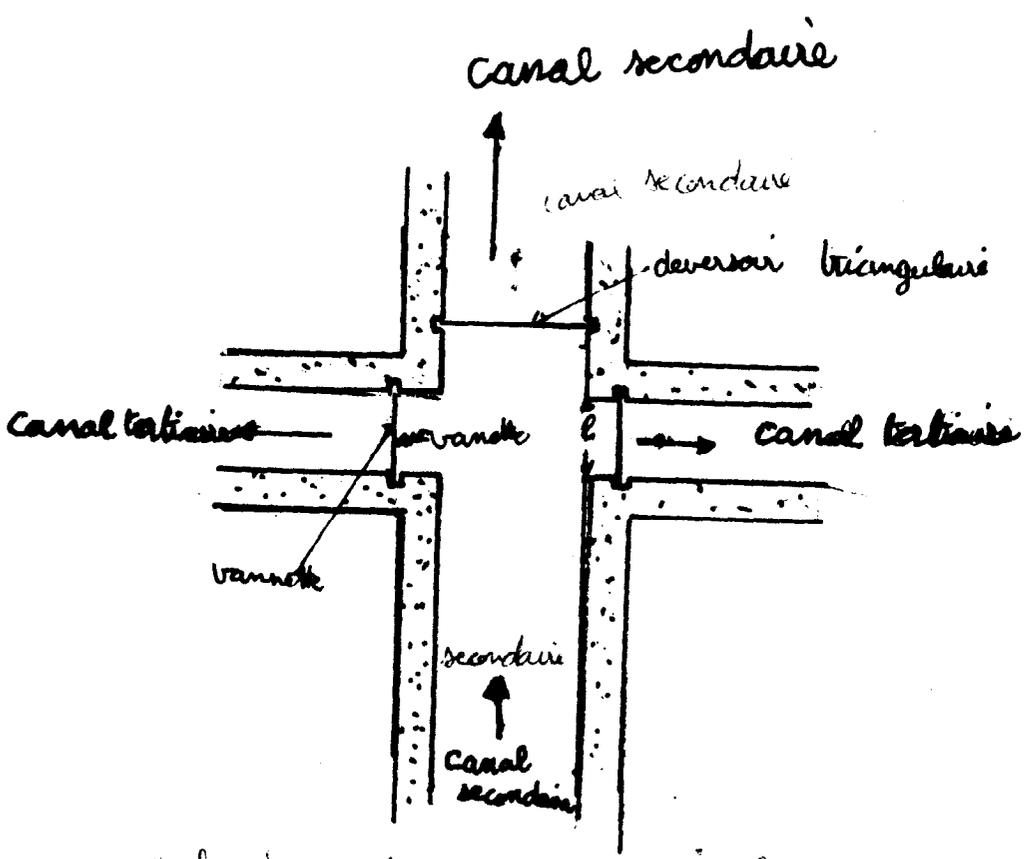
schéma d'une vue en plan d'un partiteur 2/3



coupe schématique d'un partiteur fixe



Figure 3.



Schema d'une vue en plan d'une double prise
"tout ou rien" sur canal secondaire

La prise sera double ou simple selon que le secondaire dessert à cet endroit 2 ou 1 quartier hydraulique.

Un schéma type d'une prise double est joint. (voir fig. 3)

Une vanette glissée dans la rainure d'une échancrure isole le tertiaire, il suffit de retirer la vanette pour alimenter le tertiaire. On aura autant de vanettes que de tertiaires. Les vanettes sont normalisées à 12 cm de large sur 20 cm de haut. Juste à l'aval de la prise une encoche est aménagée pour permettre d'installer un déversoir type triangulaire de contrôle.

Ces ouvrages seront réalisés en béton ordinaire.

G) - Reseau d'assainissement et de circulation

I. Réseau d'assainissement

Il est composé du réseau interne au périmètre et du réseau externe (colature de ceinture).

1°) - Réseau interne : il comprend, symétriquement au réseau d'alimentation

- la colature primaire qui draine 1 ou 2 parcelles (il lui correspond le canal tertiaire)

- la colature secondaire dans laquelle se jettent plusieurs colatures primaires

- la colature tertiaire qui collecte les eaux des secondaires pour les jeter dans la colature centrale quand c'est possible.

Remarquons qu'au niveau des secondaires déjà quand c'est possible on jeter les eaux hors du périmètre c'est sera le cas notamment dans la moitié Nord du périmètre où les colatures secondaires aboutissent au talweg.

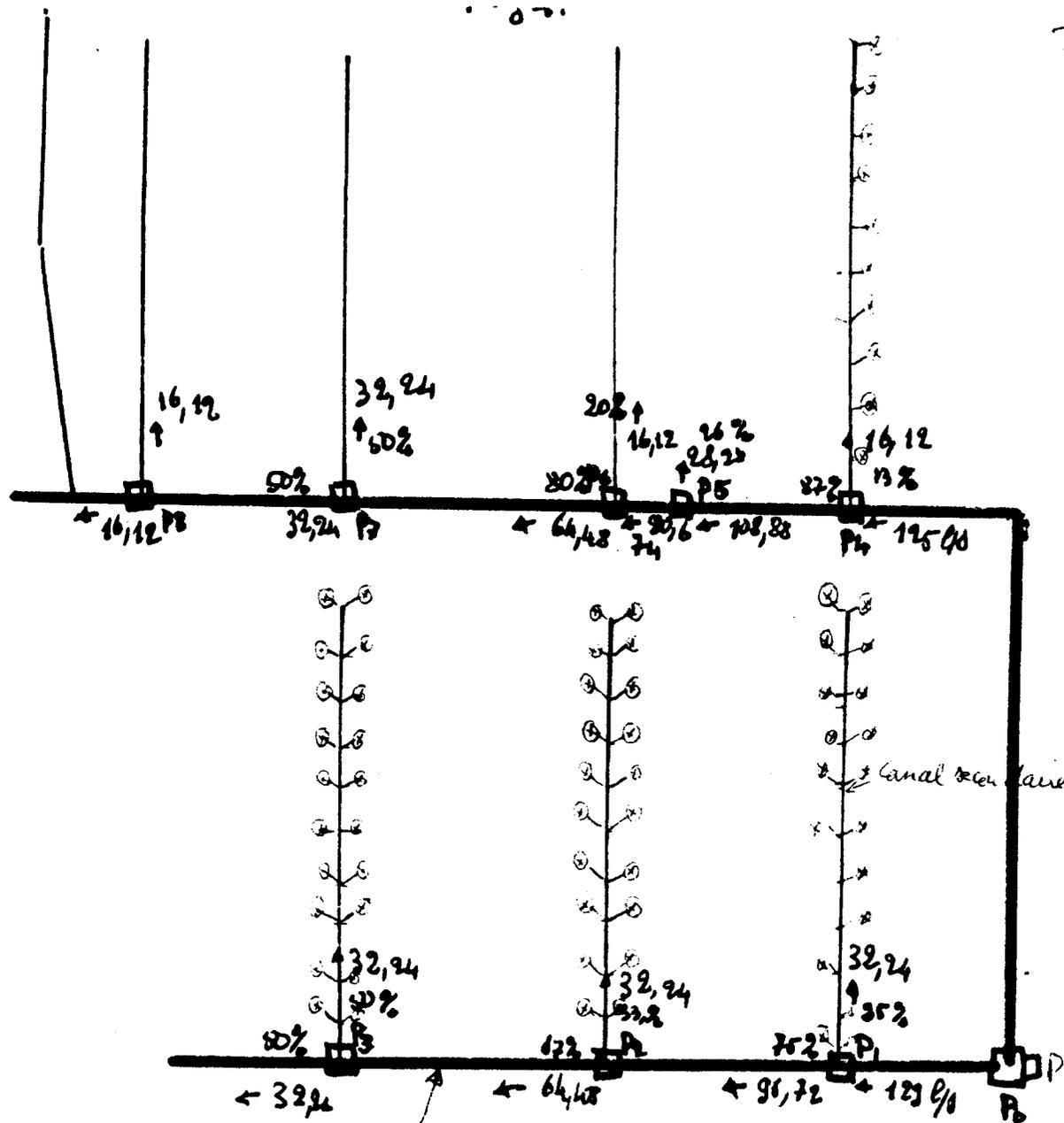
Les bases de calcul de dimensionnement sont :

- on doit pouvoir évacuer toute la main d'eau suite à une fausse manoeuvre ou à un oubli d'isoler le tertiaire en fin d'irrigation.

- on a considéré qu'il pouvait tomber une pluie de 100 mm ce qui est très sévère comme sécurité ; de plus on a toléré un temps de ruissellement de 30 heures pour le réseau interne ceci se justifie par le fait qu'on a des sillons dans le périmètre et que, ce faisant, on provoquait un stockage plus long ; une submersion de 30 heures n'est pas catastrophique pour les cultures.

.../...

Trace' du réseau de distribution
+ ouvrages.



□ partiteur

⊙ prise tout ou rien.

partiteur principal (deja existant)

Moyennant ces hypothèses on a trouvé que chaque parcelle débite 1,5 l/s d'eau de pluie. On voit que tant que l'élément de colature ne draine pas plus de 5 parcelles (7,5 l/s) c'est la main d'eau de 8,06 l/s qui est la contrainte pour son dimensionnement : c'est le cas de toutes les colatures primaires qui drainent au maximum 2 parcelles. Quand la surface assainie vaut 6 parcelles (9 l/s) et plus, c'est les eaux de pluies qui imposent les dimensions. Ainsi nous avons différents types de colatures selon les débits, les pentes et les fruits. Un tableau complet est dressé et joint en note de calculs. Nous releverons :

a) - colatures primaires : section trapèzoïdale en terre.

pente 1‰, fruit $m = 1/1$, débit à évacuer $q = 8,06$ l/s

dimensions normalisées : $P = 15$ cm

$H = 15$ cm

b) - Colatures secondaires et tertiaires : 4 types :

- type C1 secondaires : débit $q_1 = 30$ l/s maximum à évacuer

pente moyenne 6‰ ; même profil que les colatures primaires seule la pente plus forte permet d'évacuer plus de débit que dans les primaires. Les vitesses sont de l'ordre de 0,6 m/s au débit nominal ; $P = 15$ cm $H = 15$ cm

- type C2 : débit $q_2 = 33$ l/s

$I = 1‰$ $m = 2/1$ $P = 35$ cm $H = 20$ cm. $V = 0,4$ m/s tolérable.

- type C3 : $q_3 = 93$ l/s $I = 1‰$ $m = 2/1$

P = 80 cm
H = 20 cm

$V = 0,42$ m/s non érodable

- type C4 : $q_4 = 153$ l/s $m = 2/1$ $I = 1‰$

P = 1 m
H = 0,25 m

$V = 0,47$ m/s acceptable.

2°) - Reseau externe : colature de ceinture et colature centrale

Les hypothèses de base sont :

- bassin versant de 2 km² délimité approximativement à partir d'observations à l'oeil sur le terrain, les cartes disponibles n'étant pas à l'échelle suffisante pour le déterminer par planétrie.

- La pluie exceptionnelle est de 100 mm.

le coefficient de ruissellement pris égal à 0,8 tient compte de la nudité des sols surtout lors des premières pluies.

Le temps de ruissellement est pris égal à 8 heures car le terrain naturel favorise un ruissellement rapide.

Le ébit qui en résulte est $Q = \frac{0,8 \times 10010^{-3} \times 210^6}{8 \times 3600} = 5,56 \text{ m}^3/\text{s}$

La colature de ceinture se compose de 3 tronçons :

le tronçon CC₁ de 625 m de long évacue 4,2 m³/s vers la colature centrale
" CC₂ " 105 m " " " 0,7 m³/s " " "
" CC₃ " 100 m " " " 0,66 m³/s vers l'Ouest à l'extérieur.

Compte tenu des débits à évacuer, nous avons fixé la pente à 0,5 ‰ pour ces colatures CC₁, CC₂, CC₃ et Co colature centrale et bien sûr $m = 2/1$ et ceci pour éviter des vitesses très importantes.

Le calcul a donné les dimensions suivantes :

CC ₁	P = 4 m	CC ₂	P = 1,5 m	CC ₃	P = 1,5 m	Co	P = 6 m
	H = 1 m		H = 0,75 m		H = 0,75 m		H = 1 m

Nous noterons qu'on admettra que les colatures débitent à ras bord ce qui peut d'ailleurs s'avérer bénéfique.

II. Ouvrages de franchissement et de circulation

Nous avons conservé le tracé existant ce qui signifie que les routes et pistes de circulation restent, moyennant quelque réaménagement pour satisfaire aux exigences des nouvelles dimensions des canaux et colatures. Pour traverser les routes les colatures doivent être reliées par des buses circulaires en béton armé. Ces buses ont été dimensionnés dans la note de calcul on a 2 diamètres de buse $\phi_1 = 450 \text{ mm}$ et $\phi_2 = 600 \text{ mm}$.

Pour franchir la colature centrale deux ponts canaux doivent être construits pour permettre le passage des canaux primaires au dessus de la colature.

H) - STATION DE POMPAGE

Contraintes : des installations existent déjà et on est tenu de les conserver ce sont :

- La canalisation d'amenée : longue de 2 200 m et diamètre intérieure $\phi = 450 \text{ mm}$; en acier soudé.

- L'emplacement de la station de pompage ^{est} d'ailleurs satisfaisant.

Nous vérifions la vitesse dans la canalisation d'amenée.

$$= \frac{4 \times Q_p}{\phi^2} = \frac{4 \times 0,254}{(0,45)^2} = 1,6 \text{ m/s} \text{ ce qui est acceptable}$$

.../...

1°) - Puissance à installer

Nous préconisons le remplacement des pompes en place par des pompes centrifuges à axe vertical.

a) - Le débit à pomper est déjà calculé $Q_p = 914 \text{ m}^3/\text{h} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$

b) - La hauteur manométrique totale H est la somme de plusieurs termes :

- P_1 pertes de charge dans la colonne de pompe et organes annexes crèpine, clapet de pied : P_1 est pris forfaitairement égal à 1m pour le type de pompe choisi.

- h = la hauteur géométrique entre la crèpine et la tête de refoulement; le schéma côté ci-joint réalisé à partir de mesure sur le terrain permet de déterminer $h = 6 \text{ m}$.

- j perte de charge dans la canalisation d'amenée à la vitesse calculée précédemment de $1,6 \text{ m/s}$: $j = 20,5 \text{ m}$.

- Z la dénivelée géométrique entre la station de pompage (tête de refoulement de la pompe) et le péricètre (partiteur principal P_0) - Le manque de relèves topographiques nous handicape et on est contraint à des approches à partir des hauteurs manométriques théoriques des pompes en place, grandeurs du reste, peu sûres. Néanmoins nous avons retenu une hauteur manométrique totale $H = 30 \text{ m}$ contre 29 m sur les pompes existantes ; mais à la phase de commande des pompes une détermination topographique de Z est nécessaire pour confirmer ou le cas échéant corriger H . Nous retenons 30m pour les besoins du calcul.

c) - Puissance à installer :

$$P_0 = 0,254 \times 10^4 \times 30 = 76,2 \text{ kw}$$

Le rendement du moteur électrique étant de $0,85$ et celui de la pompe $0,77$ compte tenu des surcharges (unihoraire et climatique) on aboutit à

$$P_i = \frac{P_0}{0,85 \times 0,77} (1+S) = \frac{76,2}{0,85 \times 0,77} (1,158) = 135 \text{ kwatts} = 184 \text{ chevaux.}$$

Nous installerons 2 pompes de puissance $\frac{184}{2} = 92 \text{ ch.}$ chacune et une 3^e de secours, cette solution de 3 pompes installées est plus économique car installer une pompe de 184 ch. obligerait à commander 2 pour avoir une en reserve ce qui ferait $184 \times 2 = 368 \text{ ch.}$ installés contre $92 \times 3 = 276 \text{ ch.}$ pour la solution choisie ceci

.../...

représente une économie sur l'investissement de 25%.

Par exemple CAPRARI P16C/9/352EF qui débite 480 m³/h sur 31 m.

Si on met 2 en marche nous déborderons 960 m³/h ce qui nous met d'avantage en sécurité.

2°) - Conception de la station.

Nous adoptons les pompes à axe vertical à cause de leur prix relativement bas par rapport aux pompes immergées. Elles sont peu encombrantes et peuvent se monter hors du bâtiment sur un bâti métallique relevé au niveau du balcon. A cette côte, les moteurs se trouvent à 2 m au dessus de la côte du déversoir ce qui enlève tout risque d'inondation de ces derniers ce qui n'était pas le cas avec les pompes à axes horizontales. Le collecteur aura un diamètre égal à 450 mm au lieu de 280 mm actuellement et les raccordements seront profilés, si possibles pour éviter les pertes de charge trop importantes. Chaque pompe sera protégée par une vanne d'isolement et un clapet antiretour commun ; un joint dilatoflex protégera l'installation contre les vibrations et les dilatations.

Une passerelle permettra d'accéder aux moteurs à partir du balcon, un abris en tôle (uniquement le toit) protégera les moteurs contre les coups de soleil. La bache d'aspiration (puits) sera aménagée à l'emplacement du puits actuel mais sera plus large pour permettre aux pompes d'aspirer dans de bonnes conditions. Les berges et le fond du puits seront si possible stabilisés, béton par exemple.

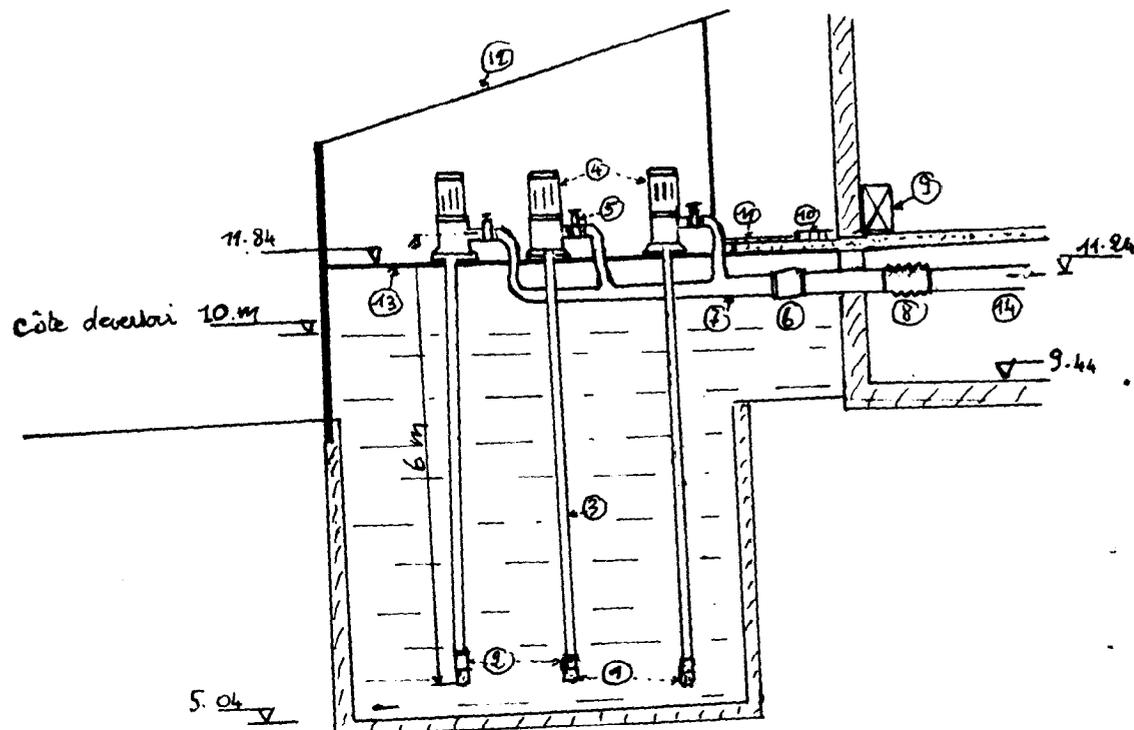
Le bâtiment déjà en place sera réduit en salle de transformation de salle de commande. On veillera à ce que le transformateur haute tension soit effectivement isolé du reste des installations, les éclateurs en aucun cas ne devront menacer le toit. L'emplacement actuel de la salle des machines sera transformé en local de stockage de matériels de rechange et autres outils de maintenance.

Le schéma joint présente seulement la partie où il y a eu des modifications notables.

* La canalisation d'amenée devra forcément comporter une protection cathodique, et ce pour éviter l'attaque de la canalisation en acier par oxydation, car la ligne de haute-tension (15.000 volts) longe la canalisation sur toute sa longueur :

.../...

Coupe schematique de la station de pompage (Vue partielle côté du lac)



N.B. Le schéma n'est pas à l'échelle.

- ① repère
- ② clapet de pied
- ③ colonne de pompe
- ④ moteur électrique
- ⑤ vanne
- ⑥ clapet de retenue
- ⑦ et collecteur $\phi 450\text{mm}$
- ⑧ joint dilatoflex.
- ⑨ armoire électrique
- ⑩ balcon (déjà existant)
- ⑪ passerelle d'accès aux pompes
- ⑫ abris en tôle
- ⑬ batis métallique
- ⑭ canalisation d'amener $\phi 450\text{mm}$

abondance de courants vagabonds.

Une mise à la terre du ~~vo~~^{neutre} doit être assurée pour toute l'installation électrique : la protection contre l'incendie doit être assurée par extincteurs installés à 3 endroits : au niveau des pompes, au niveau du transformateur général H.T. et à l'entrée (extérieurement) du bâtiment.

L'ensemble de la station sera protégée contre les coups de foudre.

.../...

Chapitre II. NOTE DE CALCUL

A) - Besoins en eau du périmètre

1°) - L'évapotranspiration potentielle (E.T.P.)
 a) - Par la formule de BLANEY-CRIDDLE

$$K E T P = K (8,13 + 0,457t) P \text{ où } :$$

K = Coefficient cultural : donné par Mr. DAT. DE St. FOULC

t = température du lieu à 12 h (recommandé par l'IRAT)

P = pourcentage d'heures diurnes du mois considéré par rapport au nombre d'heures diurnes de l'année : données météorologiques disponibles "voir cours de Mr. Jaton par exemple". Irrigation - Drainage 1ère partie 1980. P.49.

Les résultats sont présentés sous forme de tableau :

MOIS	P %	t °C à 12 H	K	K E T P mensuel (mm)
Janvier	8,02	31,5	0,9	163
Février	7,46	33,9	1	176
Mars	8,40	35,9	1	206
Avril	8,40	36	1	206
½ Octobre	8,30	33,4	1	97
Novembre	7,86	34,6	0,6	113
Décembre	8,02	31,7	0,8	145

.../...

b) - Par la formule de PENMANN

$$* ETP = \frac{P_o}{p} \frac{s}{\gamma} \left[0,75Ra \left(a + b \frac{h}{H} \right) - \sigma T_k^4 (0,56 - 0,079 \sqrt{ed}) (0,1 + 0,9 \frac{h}{H}) \right] + 0,26(ea - ed) (1 + \frac{u}{u_o})$$

$$\frac{P_o}{p} \frac{s}{\gamma} + 1$$

ETP en mm/jour.

Po = pression atmosphérique moyenne en millibars au niveau de la mer.

p = pression atmosphérique à l'altitude du lieu.

s = pente de la courbe de tension de vapeur d'eau saturante en fonction de la température (en millibars par °C)

γ constante psychométrique = 0,66

0,75 et 0,95 coefficients reducteurs

Ra : radiation de courte longueur d'onde reçue à la limite de l'atmosphère en mm. d'eau évaporée.

a = 0,25 b = 0,45 coefficients d'ANGSTROM en zones tropicales sèches.

h = durée réelle de l'ensoleillement pendant le mois considéré en heures.

H = durée astronomique de l'ensoleillement possible (nombre d'heures diurnes)

σ T_k⁴ = Radiation d'un corps noir exprimée en mm d'eau évaporée en fonction de la température en °K.

ea = tension de vapeur d'eau dans l'air en millibars

T_o = température moyenne en °C

ed = tension de vapeur d'eau à la surface en millibars

u (m/s) = vitesse moyenne du vent à 2m au dessus du sol.

Des fiches de calculs facilitant l'utilisation de cette formule sont jointes en annexes I.

.../...

ANNÉES MÉTÉOROLOGIQUES

STATION NO 20023A

QUAGAGOUGOU VILLE

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAT	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	TOTAL
1930	.0	.0	.0	9.8	226.0	92.5	124.0	259.5	105.5	65.5	.0	.0	982.8
1931	.0	.0	.0	13.4	87.9	129.4	172.2	161.4	261.5	12.9	.0	.0	834.7
1932	.0	15.0	17.0	.0	.0	.0	147.0	166.3	147.9	42.2	.0	.0	.0
1933	.0	.0	.0	28.0	214.0	173.0	132.7	217.8	127.5	1.9	3.2	.0	908.1
1934	.0	.0	45.0	9.6	22.7	116.1	170.0	213.6	109.1	9.5	.0	.0	795.6
1935	.0	.0	19.0	30.9	31.4	73.6	300.8	373.8	178.4	12.2	.0	.0	1047.1
1936	.0	6.0	.0	25.7	87.7	149.8	278.9	221.7	95.9	33.6	.0	.0	899.3
1937	.0	.0	.0	.9	25.5	131.1	194.6	211.0	46.4	3.2	.0	.0	752.5
1938	.6	.0	37.3	5.3	24.7	168.8	163.1	306.0	125.7	16.5	3.6	.0	851.6
1939	.0	3.9	22.0	26.3	49.0	141.6	272.6	278.6	167.4	6.7	.4	.0	965.9
1940	4.6	.0	.0	11.8	56.2	56.9	306.5	301.7	119.5	75.5	.0	.0	932.7
1941	.0	.0	1.8	49.1	90.3	203.5	249.0	200.2	126.4	6.0	8.1	.0	935.3
1942	.0	.0	.0	16.5	68.5	134.0	206.1	310.9	92.7	25.0	.0	.0	853.7
1943	.0	.0	3.1	32.2	141.1	64.2	148.7	412.5	215.4	75.3	.0	.0	1090.5
1944	.0	.0	.0	2.3	10.5	69.0	172.4	211.6	96.1	75.8	.0	.0	638.7
1945	.0	.0	.0	.0	47.7	68.9	156.5	250.1	201.3	45.4	.0	.0	869.9
1946	.0	.0	.0	42.5	42.8	122.7	187.0	252.3	142.0	60.4	.1	.0	849.7
1947	.0	.0	.0	.0	7.9	111.4	164.8	137.6	73.1	.8	3.0	.0	498.6
1948	.0	.0	.0	7.5	98.0	90.1	170.5	378.1	146.4	.0	.0	.0	850.6
1949	.0	.0	1.5	19.5	71.5	59.8	179.8	298.5	202.4	90.6	.0	.0	923.6
1950	.0	24.2	.0	1.5	36.1	107.7	209.6	204.4	205.8	31.3	.0	.0	825.2
1951	.0	.0	2.5	21.0	93.8	62.6	129.2	278.7	209.3	147.4	4.8	.0	949.3
1952	.0	.0	.0	9.9	59.5	104.0	204.8	228.1	238.8	38.3	.0	.0	883.6
1953	.0	.0	.0	6.1	220.3	98.0	211.9	236.1	57.4	30.9	.0	.0	860.7
1954	.0	.0	11.3	16.3	107.5	130.4	166.3	216.6	64.9	31.4	.0	.0	744.7
1955	.0	2.7	11.4	5.0	137.5	108.5	209.7	136.5	227.0	94.0	.0	.0	932.3
1956	.0	24.2	23.1	21.2	68.7	180.3	204.1	248.8	140.8	12.5	.0	.0	923.7
1957	.0	.0	.0	20.9	148.1	129.8	213.7	209.7	204.2	17.0	6.5	.0	949.9
1958	.0	.0	21.3	12.2	12.9	167.7	119.1	276.0	133.4	15.1	5.5	.0	763.2
1959	.0	.5	.0	5.4	112.6	119.3	112.2	423.0	88.1	12.5	.0	.0	873.6
1960	.0	.0	24.7	18.4	103.8	88.5	236.9	192.0	142.1	43.9	.9	15.3	866.5
1961	.0	.0	13.4	3.8	18.1	154.3	143.4	192.5	230.1	.4	.0	.0	796.0
1962	.0	.0	.0	19.1	86.9	199.6	189.9	395.9	172.6	41.5	17.7	.0	1123.2
1963	.0	.0	.0	46.6	16.5	55.4	143.9	231.9	90.2	49.0	.0	.0	633.5
1964	.0	.0	.0	46.2	118.7	136.2	206.0	319.4	277.8	18.7	.0	19.1	1142.1
1965	.0	.0	.0	9.8	145.5	46.0	194.5	260.5	139.0	27.3	.0	.0	822.6

(268 mm = 10.5 in)

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAT	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	TOTAL
<i>To Moyenne</i>	25,6	27,9	30,8	32,4	31,1	28,5	27	25,9	26,7	29	28,5	25,7	
<i>To 12h</i>	31,5	33,9	35,9	36,0	33,8	30,6	28,9	27,9	29,4	33,4	34,6	31,7	
<i>n, au h</i>	288,8	253,3	215,8	238	270	252,4	235,7	192,8	217,9	280,7	284,4	285,8	
<i>Temper de Vapeur d'eau en mm</i>													
	6,1	7,8	11,7	19	23,8	24,5	24,5	25,1	24,7	23,2	14	9,5	
	7,6	8	10,7	17	23,2	25,3	26,2	26,9	26,8	59	37	29	
<i>HR %</i>	24	21	24	35	51	64	73	81	78				

lieu OUAÏA
 long 4° 40' 0" lat 12° 10' 0" N
 alt

periode Janv.

Ra	12,82 mm	I
ou Rg	cal	D
n	1,3	D
N	11,4	II
T _e	25,1	D
T _{max} (°C)	39,2	D
T _{mini} (°C)	12,9	D
ed	mb	D
ea	32,82 mb	VII
U	2 m/s	D
HR	24 %	D
couvert vegetal	α = 0,75 θ = 1,00	
eau libre	α = 0,95 θ = 0,50	
P	0,89	2,3
$\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{P}{P}$	3,06	X

calculs

$$\frac{n}{N} = 0,82$$

ed = donnée ou

$$0,24 \times 32,82 = 7,88$$

HR x ea

$$52,82 - 7,88 = 74,94 \quad A$$

ea - ed

$$39,2 - 12,9 = 26,3$$

T_{max} - T_{mini}

$$2 \times 0,89 + 1 = 2,78 \quad B$$

(u = (n) + 0)

a, Radiation de courte longueur d'onde

$$12,82 \times 0,46 = 5,9$$

ou Ra III

$$Rg \text{ cal} \times \frac{ea}{59} = 5,9$$

b, Radiation reflechie

$$15,78 \times 0,34 \times 0,84 = 4,51$$

IV V VI

Radiation nette = 1,39 (1)

c, Therme Aerodynamique

$$0,26 \times 2,78 \times 24,94 = 18$$

VIII A

ETP
 ou
~~ETC~~

$$= \frac{[3,06 \times 1,39] + 18}{3,06 + 100} = 5,48 \text{ mm.}$$

(Formule de Pen mann)

D = donnée

I, II... renvoie au tableau correspond au chiffre.

170 mm/

lieu OUAÇA
 long 1=40'0" lat 12=10'N
 alt

periode Dec

- Ra I
- ou Ibis
- Rg D
- n D
- N II
- T_é D
- T_{max} D
- T_{mini} D
- ed D
- ea VII
- U D
- HR D
- couvert vegetal $\alpha = 0,75$
 $\theta = 1,00$
- eau libre $\alpha = 0,95$
 $\theta = 0,50$
- β 1,23
- $\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{P}{P}$ x

calculs

$\frac{n}{N} =$

ed = donnée ou

$0,99 \times 33,02 =$

HR x ea

$33,02 - 9,58 =$ A

ea - ed

$39 - 14,1 =$

T_{max} - T_{mini}

$2 \times 0,89 + 1 =$ B

(u = 0)

a, Radiation de courte longueur d'onde :

ou $12,47 \times 0,46 =$

Ra III

$\text{ } \times \frac{0,59}{59} =$

Rg cal

$5,74 =$ ①

Radiation nette

b, Radiation reflechie

$15,8 \times 0,31 \times 0,83 =$

IV V VI

c, Therme Aerodynamique

$0,26 \times 2,78 \times 23,44 =$ ②

VIII A

ETP
 ou
 ETO

$\frac{[3,08 \times 1,68] + 16,9}{3,08 + 100} =$ mm/s

$167,7$ mm/s

(Formule de Pen mann)

lieu OUAGA
 long 12° 40' O. lat 12° 10' N
 alt

periode Feu

- Ra I
- ou Rg D
- n D
- N II
- Tc D
- Tmax D
- Tmini D
- ed D
- ea VII
- U D
- HR D
- couvert vegetal $\alpha = 0,75$
 $\theta = 1,00$
- eau libre $\alpha = 0,95$
 $\theta = 0,50$
- β 2,3
- $\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{P}{p}$ X

calculs

$\frac{n}{N} =$

ed = donnée ou

$0,4 \times 37,58 =$

HR = ea

$37,58 - 7,89 =$ A

$42 - 14,7 =$

$2 \times 0,89 + 1 =$ B

(u = 0)

(Formule de Pen mann)

ETP
ou
ETO

a, Radiation de coute longuer d'onde :

$13,93 \times 0,45 =$

ou $Ra \times III$

$\text{ } \times \frac{95}{59} =$

Rg cal

b, Radiation reflechie

$16,97 \times 0,34 \times 0,81 =$

IV V VI

c, Therme Aerodynamique

$0,28 \times 2,78 \times 29,69 =$ ②

VIII A

$\left[3,44 \times 1,79 \right] + 24,46 =$ mm/

$\frac{3,44}{X} + 100 =$ mm/

lieu **Olaga**
 long 1° 40' oues lat 12° 40' N.
 alt < 500

periode **11 ans**

- Ra **15,08 mm** I
- ou Rg **cal** D
- n **8,9 h** D
- N **42 h** II
- Tc **30,8** D
- Tmax **45,4** D
- Tmini **19,7** D
- ed **10,66 mb** D
- ea **44,42 mb** VII
- U **3 ms** D
- HR **24 %** D
- couvert vegetal $\alpha = 0,75$
 $\theta = 1,00$
- eau libre $\alpha = 0,95$
 $\theta = 0,50$
- P **0,89** 2,3
- $\frac{\Delta}{\delta} = \frac{P}{p}$ **3,99** x

calculs

$\frac{n}{N} =$ **0,74**

ed = donnée ou

$0,24 \times 44,42 =$ **10,66**
 HR = ea

$44,42 - 10,66 =$ **33,76** A
 ea - ed

$45,4 - 19,7 =$ **25,7**
 Tmaxi - Tmini

$3 \times 0,89 + 1 =$ **3,67** B
 (u = 0) + 0

a, Radiation de courte longueur d'onde

$15,08 \times 0,44 =$ **6,64**
 Ra III

ou $$ **6,64**
 Rg cal $\frac{0,5}{59}$

b, Radiation reflechie

$16,9 \times 0,3 \times 0,77 =$ **3,904**
 IV V VI

c, Therme Aerodynamique

$0,26 \times 3,67 \times 33,76 =$ **32** ②
 VIII A
 0,26 $\frac{u}{u_{ref}}$

$5,16$
2,74 ①
 Radiation nette

ETP
 ou
 ETO

$\frac{3,99 \times 2,74}{3,99} + 32 =$ **8,6** mm

(Formule de Pen mann)

D = donnée
 I, II, ... seraient a des tableaux ou figurent
 les grandeurs correspondantes a cet la cote.

267 mm

lieu Ouaga.
 long 1°40'0. lat 12°40'N
 alt

periode AVMk

- Ra 15,66 mm I
- ou Ibis
- Rg cal D
- n 7,9 h D
- N 12,4 h II
- T_e 32,4 D
- T_{max} 46,2 D
- T_{mini} 24 D
- ed 5 mb D
- ea 68,6 mb VII
- U 2 m/s D
- HR 35 D
- couvert vegetal $1-\alpha = 0,75$
 $\theta = 1,00$
- eau libre $1-\alpha = 0,95$
 $\theta = 0,50$
- β 0,75 $\approx 2,3$
- $\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{P}{p}$ 4,31 x

calculs

$\frac{n}{N} =$ 0,64

ed = donnée ou

$0,35 \times 48,64 =$ 17,02
 HR = ea

$48,64 - 17,02 =$ 31,62 A
 ea - ed

$46,2 - 24 =$ 14,58
 T_{max} - T_{mini}

$3 \times 0,75 \times 1 =$ 3,25 B
 (u = (n) + 0)

a, Radiation de courte longueur d'onde

$15,66 \times 0,4 =$ 6,26
 Ra x III

ou $\text{Rg cal} \times \frac{0,5}{59} =$ 6,26
 Rg cal x $\frac{0,5}{59}$

b, Radiation reflechie

$17,26 \times 0,93 \times 0,68 =$ 9,7
 IV x V x VI

= 3,56 ①
 Radiation nette

c, Therme Aerodynamique

$0,26 \times 3,25 \times 31,62 =$ 26,72 ②
 VIII ou B x A

ETP
 ou
 ETO

$\left[\frac{4,32 \times 3,56}{4,32 + 100} \right] + 26,72 =$ 7,92 mm/jour

(Formule de Pen mann)

238 mm/mois

lieu d'usage
long d = 40' lat 12 = 10N
alt

periode Nov

- Ra I
- ou Rg Ibis
- n D
- N II
- T_{é moy} D
- T_{max} D
- T_{mini} D
- ed D
- ea VII
- U D
- HR D
- couvert vegetal $\alpha = 0,75$
 $\beta = 1,00$
- eau libre $\alpha = 0,95$
 $\beta = 0,50$
- R # 2,3
- $\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{P}{P}$ X

calculs

$\frac{n}{N} =$

ed = donnée ou

$0,37 \times 38,91 = 14,40$
HR = ea

$38,91 - 14,40 = 24,51$ A
ea - ed

$42,1 - 17,5 = 24,6$
T_{max} - T_{mini}

$2 \times 0,09 + 1 = 2,28$ B
 $(u \times \beta) + 1$

a, Radiation de coute longuer d'onde :

$13,95 \times 0,48 = 6,83$
Ra III

ou $\text{Rg cal} \times \frac{0,5}{59} = 6,83$

$16,4 \times 0,26 \times 0,85 = 3,62$
IV V VI

$6,83 - 3,62 = 2,61$ ①
Radiation nette

b, Radiation reflechie :

c, Therme Aerodynamique

$0,96 \times 2,78 \times 24,51 = 17,74$
VIII A

ETP
ou
ETO

$\left[\frac{3,55}{K} \times 2,61 \right] + 17,74$

$\frac{3,55}{K} + 100$

$= 5,92$ mm

(Formule de Pen mann)

$17,78$ mm

Nous recapitulons les résultats

MOIS	Janvier	Février	Mars	Avril	Octobre	Novembre	Décembre
ETP (mm)/mois (Penmann)	170	174	267	238	90	178	168
KETP (Penmann)	153	174	267	238	90	107	135
KETP(Blaney- Criddle)	163	176	206	206	97	113	145

Nous retiendrons les résultats obtenus par la formule de Penmann parce qu'ils nous mettent en sécurité : ETP plus élevés surtout en période de pointe (mois de mars)

2°) - Détermination des besoins en eau

a) - Evapotranspiration réelle (ETR)

$$ETR = \frac{KETP}{k}$$

k est l'efficience du réseau que nous prenons égale à 70% = 0,7

$$ETR = \frac{KETP}{0,7}$$

b) - Réserve facilement utilisable R.F.U

$$R.U = \text{reserve utilisable} = Z \text{ da } \frac{He - H_f}{100}$$

Z = 0,5m pour le maraichage

Z = profondeur d'enracinement des plantes :

Z = 1m pour le Maïs - mil

He = humidité équivalente en % = 20 %

H_f = " au point de flétrissement en % = 6%

da = densité apparente du sol = 1,4

.../...

$$RFU = \frac{2}{3} RU$$

$$RU \text{ maïs} = 500 \times 1,4 \frac{20 - 6}{100} = 98 \text{ mm} \quad RFU = \frac{2}{3} 98 = 65 \text{ mm.}$$

$$RU \text{ maïs} = 1000 \times 1,4 \times \frac{20 - 6}{100} = 196 \text{ mm} \quad RFU = 130 \text{ mm}$$

Cultures	RU (mm)	RFU(mm)	D1 (mm)	De (mm)
Maraichage	98	65	63	42
Céréales	193	130	126	84

D1 = dose de 1ère irrigation = $0,45 \times Zda \text{ He}$ (mm)

De = " d'entretien = $0,3Zda \text{ He}$

c) - Module pluviométrique Pl

Les données pluviométriques de Ouagadougou nous montre que la pluviométrie est négligeable dans la période de maraichage : mi-octobre à fin avril.

$$Pl = 0$$

d) - ETR corrige - Besoins

$$ETRc = ETR - RFU - Pl.$$

En réalité nous négligerons aussi RFU car nous irriguons en période sèche.

$$ETRc = ETR = \frac{KETP}{k} = \text{besoins}$$

.../...

MOIS	KETP	EPR	Besoins mensuels en m ³ /ha
Janvier	153	219	2 190
Février	174	249	2 490
Mars	267	381	3 810
Avril	238	340	3 400
Octobre	90	129	1 290
Novembre	107	153	1 530
Décembre	135	193	1 930
T O T A U X		1 665	16650, 1,007325 mill. m ³

Besoins globaux : $16650 \text{ m}^3 \times 60,5 \text{ ha} = \underline{\underline{1,007325 \text{ millions de m}^3}}$

Besoin de pointe : Mars : $3810 \text{ m}^3/\text{ha}$

B) - DOSES ET DEBITS D'IRRIGATION

1°) - Débit fictif continu (DFC) et débit maximum de pointe (DMP)

Nous dimensionnons le réseau à partir des besoins du mois de mars qui est le besoin en période de pointe pour le maraichage.

$$\text{DFC} = \frac{\text{Besoins mensuels}}{n \times 86.400} \quad n = \text{nombre de jours dans le mois.}$$

$$\text{DFC} = \frac{381010^3}{30 \times 86.400} = 1,47 \text{ l/s}$$

.../...

$$DMP = \frac{DFC \times 24}{n'}$$

n' = nombre d'heures d'irrigation par jour ; (à déterminer plus loin)

2°) - Dose réelle - Dose réelle parcellaire

$$\text{Dose réelle } D = \frac{Q}{N} \text{ où :}$$

Q = besoins mensuels de pointe à l'ha. Q = 3810 m³/ha.

N = nombre de jour d'irrigation dans le mois.

/ Comme on arrose tous les jours la même parcelle N = 15 jours

$$D = \frac{3810}{15} = 254 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{j} \quad \text{RFU} = 650 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Dose réelle parcellaire Dr

Chaque parcelle a une superficie de 0,20 ha en moyenne d'où :

$$Dr = D \times 0,20 = 254 \times 0,2 = 50,8 \text{ m}^3/\text{parcelle}.$$

3°) - Main d'eau m

$$m = \frac{Dr}{t} \quad t = \text{temps d'arrosage de la parcelle.}$$

L'expérience montre que m = 10 l/s si non le paysan ne peut pas maitriser l'eau.

Nous dressons le tableau d'essais ci-dessous.

t (h)	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3
m l/s	14,11	11,29	9,41	8,06	7,06	6,27	5,6	5,13	4,7

Nous constatons sur le terrain 304 parcelles exploitables pour une surface total de 60,5 ha.

Le découpage parcellaire déjà fait nous amène à 2 possibilités de choix de calendrier d'arrosage.

a) - On adopte 8 heures de travail par jour avec une main d'eau m=7,06 l/s pour la moitié Sud du périmètre avec des quartiers hydrauliques de 8 parcelles. Soit 19 quartiers hydrauliques à la partie Sud. (la parcelle n°268 sera alimentée

.../...

alors par siphonage à partir du canal primaire desservant la partie Nord. Pour cette partie le temps d'irrigation sera de 2heures/parcelle.

- Partie Nord (délimité par le 2è canal primaire) des quartiers hydrauliques de 10 parcelles $t = \frac{8}{5} = 1,6$ heures par parcelle une main d'eau $m_2 =$

$$\frac{50,8}{3,6 \times 1,6} = 8,82 \text{ l/s}$$

Pour cette partie Nord toujours ;

10 quartiers hydrauliques de 10 parcelles = 100 parcelles.

2 " " " 8 " irrigués avec m_1 comme au Sud.

35 parcelles de la SAFGRAD à laquelle on délivrera leur côte part $\frac{35}{10} \times m_2 =$

$$3,5 \times 8,82 = 30,87 \text{ l/s.}$$

Cette solution donne en définitive pour tout le périmètre :

- 21 quartiers hydrauliques de 8 parcelles alimentés suivant $m_1 = 7,06 \text{ l/s}$

$$\text{soit } Q_1 = 21 \times 7,06 = 148,26 \text{ l/s}$$

- 10 quartiers hydrauliques de 10 parcelles alimentés par $m_2 = 8,82$ $Q_a = 88,2 \text{ l/s}$

- 35 parcelles de la SAFGRAD $Q_3 = 30,87 \text{ l/s}$

- et la parcelle 268 alimentée par siphon

Le débit à pomper dans ce cas serait de :

$$Q = 148,26 + 88,2 + 30,87 + 7,06 = 274,4 \text{ l/s} = 988 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_a = 988 \text{ m}^3/\text{h.}$$

b) - Nous adoptons pour tout le périmètre des quartiers hydrauliques de 10 parcelles mais avec un temps d'arrosage de 1h45mn par parcelle.

$$\text{On a alors une main d'eau } m = \frac{50,8}{3,6 \times 1,75} = 8,06 \text{ l/s}$$

Nous irriguons alors 5 parcelles par jour suivant le calendrier :

6h - 7h45mn ; 7h45mn - 9h30mn ; 9h30mn - 11h15mn ; 14h30mn - 16h15mn ; 16h15mn - 18h.

Soit un temps d'irrigation de 8,75 heures/jour

Le découpage parcellaire donne :

.../...

- au Sud :

13 quartiers hydrauliques de 10 parcelles

1 " " " 9 ")
2 " " " 7 ") contraintes sur le terrain.

- au Nord :

10 quartiers hydrauliques de 10 parcelles

2 " " " 8 "

35 parcelles de la SAFGRAD (3,5 quartiers hydrauliques).

La différence entre cette solution avec la solution b) est qu'on a la même main d'eau, que le quartier hydraulique compte 10 parcelles ou pas.

Le débit à pomper serait $Q_b = m \times N_{qH}$

N_{qH} = nombre de quartiers hydrauliques

$$N_{qH} = 13 + 1 + 2 + 10 + 2 + 3,5 = 31,5$$

$$m = 8,06 \text{ l/s}$$

$$Q_b = 8,06 \times 31,5 = 253,89 \text{ l/s} = 914 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\underline{Q_b = 254 \text{ l/s} = 914 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Solution b) retenue (voir justification dans le mémoire explicatif.)

c) - RESEAU DE DISTRIBUTION

I: Débit de pompage

déjà calculé à C b)

$$Q_p = 914 \text{ m}^3/\text{h} = 254 \text{ l/s}$$

C'est le débit que devra transporter la canalisation d'aménée jusqu'au repartiteur principal.

- Le canal primaire Sud doit transporter $13 + 1 + 2 = 16$ mains d'eau

$$\text{Soit } 8,06 \times 16 = 128,96 \text{ l/s} = 129 \text{ l/s} \quad \underline{Q_1 = 129 \text{ l/s} = 464 \text{ m}^3/\text{h}}$$

- Le canal primaire Nord transportera : $Q_2 = 8,06 (10 + 2 + 3,5) = 15,5 \times 8,06$

$$Q_2 = 124,93 \text{ l/s} = 450 \text{ m}^3/\text{h} = 914 - 464$$

$$\underline{Q_2 = 125 \text{ l/s} = 450 \text{ m}^3/\text{h}}$$

.../...

II. Canaux primaires et secondaires : rectangulaires

Ils sont numérotés sur le plan d'ensemble ci-joint. *Annexe II*

1°) - Canaux primaires

Ils sont déjà en place constitués par les tronçons 1, 4, 7, 12, 12', 15, 15', 18, 21, 24.

Ils ont comme dimensions

- largeur de base $b = 60$ cm

- profondeur totale $a = 50$ cm sauf pour le tronçon 12 où $a = 0,30$ à $0,35$ m

Ils sont tous en béton ordinaire.

Vérifions par la formule de Manning Strickler $Q = kR^{2/3} S \sqrt{I}$ que les canaux primaires peuvent transporter correctement les débits nécessaires.

Nous le ferons seulement pour le tronçon (1) car il transporte le débit le plus grand. $Q_1 = 129$ l/s et a la pente la plus faible 10^{-3}

h étant le tirant d'eau on sait que pour un canal rectangulaire sa valeur maximale est $h_{max} = \frac{b}{2} = 0,30$ m. mais ici on peut dépasser largement $\frac{b}{2}$ car on est

dans un canal primaire.

$$Q = kSR^{2/3} \sqrt{I}$$

$$I = 10^{-3}$$

$k = 70$ pour le béton ordinaire.

$$R = \frac{bh}{b + 2h} \quad S = bh. \quad b = 0,6 \text{ m}$$

$$Q = 70 \times \sqrt{10^{-3}} \times bh \times \left[\frac{(bh)}{(b+2h)} \right]^{2/3}$$

$$Q = 70 \times \sqrt{10} \times 0,6 h \left[\frac{2}{0,6} + \frac{1}{h} \right]^{2/3}$$

Pour $h = 0,335$ on trouve $Q = 130$ l/s = $0,13$ m³/s

Or le débit maximum à transporter est 129 l/s donc le tronçon 1 et à fortiori les autres sont bien dimensionnés.

Vérifions aussi pour le tronçon 12 qui a une profondeur minimum de 30 cm et devant transporter 125 l/s ici $I = 610^{-3}$

$$Q = 70 \sqrt{610^{-3}} \times 0,6 h \left(\frac{1}{0,3} + \frac{1}{h} \right)^{-2/3} \text{ pour } h =$$

.../...

Pour $h = 0,17$ m on a $Q = 0,1258$ m³/s = 125,8 l/s donc ce tronçon aussi bien dimensionné.

Nous concluons que les canaux primaires en place sont bien dimensionnés.

2°) - Canaux secondaires

Canaux de section rectangulaire en maçonnerie, pente moyenne 6‰.

Les parpings sont de dimensions standards : 40 x 20 et 40 x 15

Le coefficient de Manning. $k = 70$

Selon les débits qu'ils transportent on a 3 types de canaux secondaires

- type 1 : $q_1 = 8,06$ l/s = 0,0081 m³/s une main d'eau
- type 2 : $q_2 = 16,12$ l/s = 0,01612 m³/s 2 mains d'eau
- type 3 : $q_3 = 32,24$ l/s = 0,03224 m³/s 4 mains d'eau

Soit b la largeur de base

" H " profondeur totale

" h le tirant d'eau

Nous prenons b minimum = 0,20 m pour avoir des vitesses acceptables.

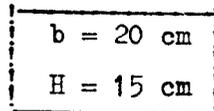
$$q = 70 \sqrt{0,006 \times bh \left(\frac{2}{5} + \frac{1}{h} \right)^{-2/3}}$$

Canaux type 1

pour $b = 0,2$ m et $h = 0,065$ on a

$$q = 70 \sqrt{0,006 \times 0,2 \times 0,65 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{1}{0,065} \right)^{-2/3}} = 0,00816 \text{ m}^3/\text{s} \text{ pour une vitesse}$$

d'écoulement $v = 0,63$ m/s ce qui est satisfaisant. Nous prenons comme dimensions des canaux du type 1



1 couche de parpings 40 x 15 cm

tirant d'eau $h = 6,5$ cm

vitesse d'écoulement 0,63 m/s

Canaux type 2 $q_2 = 0,01612$ m³/s

Pour $b = 0,20$ m

$h = 0,108$ m

Nous vérifions que :

.../...

$$q = 70 \times \sqrt{0,006} \times 0,2 \times 0,108 \left(\frac{1}{0,1} + \frac{1}{0,108} \right)^{-2/3} = 0,0161 \text{ m}^3/\text{s} = q_2$$

$$v = 0,75 \text{ m/s}$$

Nous retenons pour canaux type 2 :

b = 20 cm
H = 20 cm

une couche de 40 x 20

tirant d'eau $h = 0,108 \text{ m} = 10,8 \text{ cm}$ 11 cm.

$$v = 0,75 \text{ m/s}$$

Canaux type 3 $q_3 = 0,03224 \text{ m}^3/\text{s}$

$$b = 0,30 \text{ m} \quad h = 0,12 \text{ m}$$

on trouve $q = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $v = 0,89 \text{ m/s}$

Nous retenons

b = 0,30 m
H = 0,20 m
h = 0,12 m
v = 0,89 m/s

Nous calculons les tirants d'eau h dans les canaux principaux déjà existant car ces grandeurs nous seront utiles pour dimensionner les ouvrages de repartitions (partiteurs ou modules à masque)

tronçon (1) :

$$b = 0,6 \text{ m} \quad q = 0,129 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 10^{-3}$$

$$q = 0,6 \times h \times 70 \sqrt{0,001 \left(\frac{1}{0,3} + \frac{1}{h} \right)^{-2/3}} \quad \text{on avait déjà calculé}$$

$$h = 0,335 \text{ m} \quad \text{pour } q = 0,130 \text{ m}^3/\text{s} \quad v = 0,65 \text{ m/s}$$

tronçon (4) :

$$q = 0,0967 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \quad q = 0,0976 \text{ m}^3/\text{s} \quad 0,0967 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{pour } v = 0,6 \text{ m/s}$$

tronçon (7) :

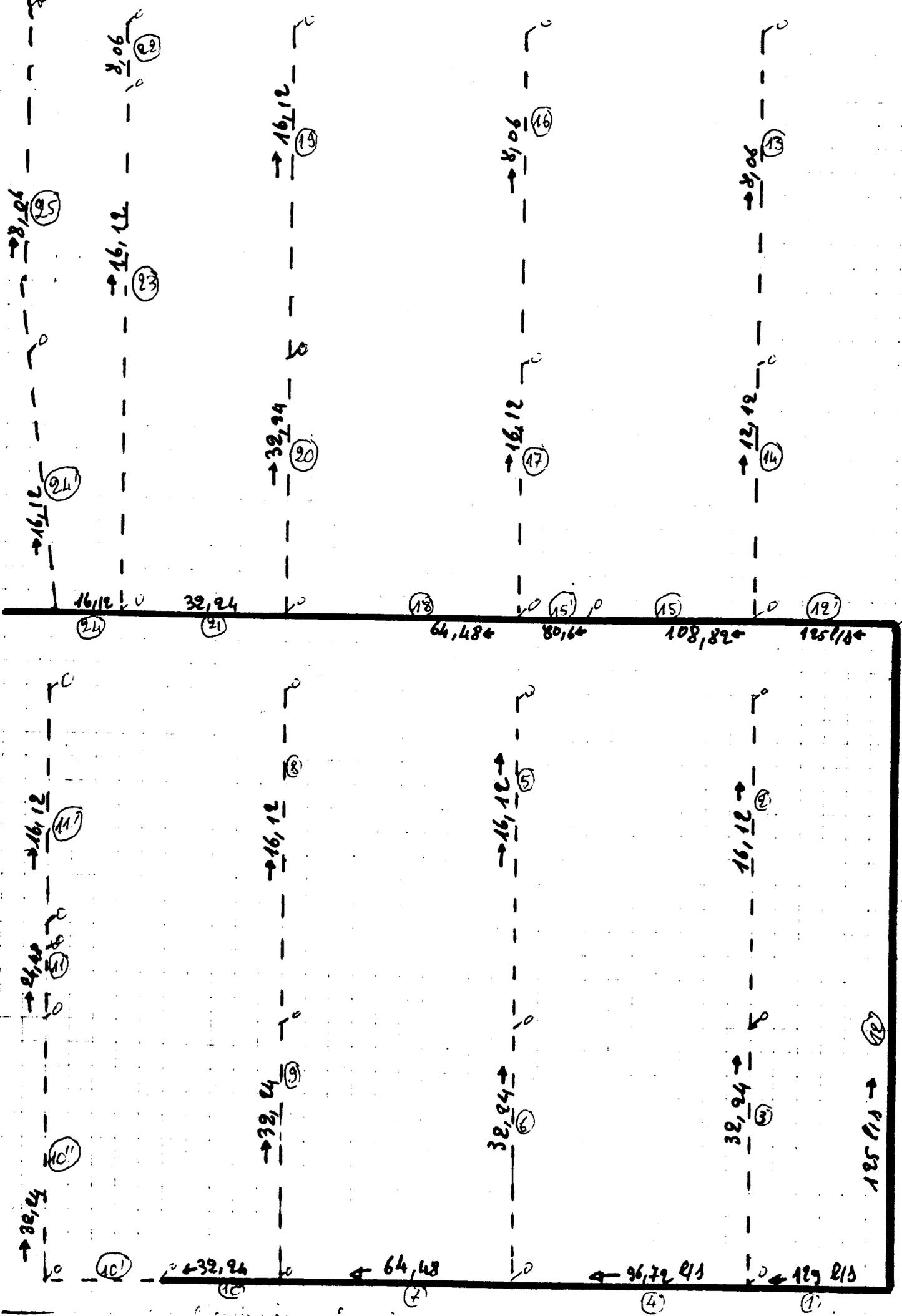
$$h = 0,20 \text{ m} \quad q = 0,065 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{pour } v = 0,54 \text{ m/s}$$

Les calculs étant analogues pour tous les canaux nous recapitulons les résultats sous forme de tableau dressé ci-après.

.../...

Tracé Canaux primaires et secondaires

ANNEXE II



$$q = 70VI \times b h \left[\frac{b}{h} + \frac{1}{h} \right]^{-2/3}$$

$$V = \frac{q}{5h} - 29' -$$

N° des baignoires	L (m)	q (L/s)	b (cm)	H (cm)	h (cm)	I (‰)	V (m/s)	observations
1	48	129	60	50	33,5	1	0,65	déjà existant
2	200	16,12	20	20	11	6	0,76	à réaliser (parpaing 20x40)
3	160	32,24	30	20	12	6	0,89	" "
4	208	96,76	60	50	27	1	0,60	déjà existant
5	200	16,12	20	20	11	6	0,76	à réaliser (parpaing 20x40)
6	160	32,24	30	20	12	6	0,89	" "
7	208	64,48	60	50	20	1	0,54	déjà existant
8	198	16,12	20	20	11	6	0,76	à réaliser (parpaing 20x40)
9	160	32,24	30	20	12	6	0,89	" "
10	108	32,24	60	50	-	1	-	déjà existant.
10'	102	32,24	60	20	-	1	-	à réaliser parpaing 20x40
10''	160	32,24	30	20	12	6	0,89	" " "
11	40	24,48	30	20	-	6	-	"
11'	158	16,12	20	20	11	6	0,79	"
12	396	125	60	50	-	6	-	déjà existant
12'	100	125	60	50	32,5	1	0,64	"
13	198	8,06	20	15	6,5	6	0,63	à réaliser en parpaing 15x40
14	160	16,12	20	20	11	6	0,79	" " " " 20x40
15	155	102,81	60	50	29,5	1	0,62	déjà existant
15'	55	20,6	60	50	23,5	1	0,58	" "
16	198	8,06	20	15	6,5	6	0,63	à réaliser parpaing de 15x40
17	160	16,12	20	20	11	6	0,79	" " " 20x40.
18	205	64,48	60	50	20	1	0,54	déjà existant
19	198	16,12	20	20	11	6	0,79	à réaliser parpaing de 20x40
20	160	32,24	30	20	12	6	0,89	" " "
21	154	32,24	60	50	12,5	1	0,44	déjà existant.
22	40	8,06	20	15	6,5	6	0,63	à réaliser en parpaing de 15x40
23	345	16,12	20	20	11	6	0,79	" " " " 20x40
24	55	16,12	60	50	7,8	1	0,35	déjà existant
24'	161	16,12	20	20	11	6	0,79	à réaliser parpaing de 20x40
25	910	2,06	20	15	6,5	6	0,63	" " " " 15x40

L = longueur du tronçon

b = largeur ~~en~~ base

H = profondeur totale

q = débit maximum théorique à transporter

h = tirant d'eau correspondant au débit q et à la vitesse v

v = vitesse d'écoulement dans le canal au débit q et au tirant d'eau h

I = pente moyenne du canal

Les numéros des tronçons sont ceux reportés sur le schémas de tracé joint en annexe II.

3°) - Canaux tertiaires

Ils sont tous identiques

Section trapèzoïdale de fruit m 1/1

Pente moyenne de 1‰ . Orientées EST-OUEST

réalisés à la main en terre non revêtue (à la daba par exemple)

ils transportent le même débit : la main d'eau de 8,06 l/s

$$q = k R^{2/3} S \sqrt{I}$$

p = plafond H = hauteur totale

R = rayon hydraulique

S = section mouillée

$R = \frac{S}{\chi}$ avec χ périmètre mouillé

k = coefficient de rugosité = 50

I = pente moyenne

De manière générale si m est le fruit on montre aisément que

$$\chi = p + 2y \sqrt{1+m^2} \quad \text{et} \quad S = y(P+my)$$

$$R = \frac{S}{\chi} = \frac{y(P+my)}{P+2y\sqrt{1+m^2}}$$

$$q = y(P+my) k \sqrt{I} \times \left[\frac{y(P+my)}{P+2y\sqrt{1+m^2}} \right]^{2/3}$$

ici m = 1 k = 50 I = 10⁻³ d'où :

$$q = y(P+y) \times 50 \sqrt{10^3} \times \left(\frac{y(P+y)}{P+2y\sqrt{2}} \right)^{2/3} = \frac{5}{\sqrt{10}} y(P+y) \times \left[\frac{y(P+y)}{P+y2\sqrt{2}} \right]^{2/3}$$

.../...

Pour $P = 0,15$ m et $h = 0,12$ m on trouve

$$q = \frac{5}{\sqrt{10}} \times 0,12 \times 0,27 \times \left[\frac{0,12 \times 0,27}{0,15 + 0,24\sqrt{2}} \right]^{2/3} = 0,0084 \text{ m}^3/\text{s} \quad 0,0081 \text{ m}^3/\text{s} =$$

main d'eau.

Nous constatons qu'avec un canal du type

$P = 0,15$ m
$H = 0,20$ m

Nous passons notre main d'eau avec un tirant d'eau $y = 0,12$ m soit $y = 0,6 H$ ce qui est acceptable. La vitesse serait alors

$$v = \frac{0,0084}{0,12(0,15+0,12)} = 0,26 \text{ m/s} \quad \text{ce qui est très en dessous de la vitesse érosive.}$$

c) - RESEAU D'ASSAINISSEMENT

1°) - Reseau de colatures internes

But : drainer hors du périmètre les eaux exédentaires : ce sont les eaux de :

- pluie ruisselées
- fausses manoeuvre
- perte par percolation

Nous comparons ces différentes quantités pour voir celle qui est la plus contraignante car c'est elle - là qui va nous imposer les dimensions des colatures.

* Fausse manoeuvre : un paysan par maladresse peut perdre au maximum toute sa main d'eau ; donc la valeur maximale d'esu de fausse manoeuvre correspond à la main d'eau $m = 8,06$ l/s. Le réseau de colature devra pouvoir évacuer une main d'eau par quartier hydraulique drainé ; si la colature doit assainir n quartiers hydraulique, elle devra pouvoir évacuer $q = n \times m = n \times 8,06$ l/s.

* Perte par percolation : elle se ~~est~~ toujours inférieure à la main d'eau : elle représente la fraction de la main d'eau que la plante n'a pas pu utiliser.

* Eaux de pluie

Nous choisissons de protéger notre périmètre contre une pluie de 100 mm et nous

.../...

tolerons un ruissellement de 30 heures ; le coefficient de ruissellement étant estimé à 0,8 ; le débit d'eau de ruissellement sera :

$$Q_{\text{pluie}} = \frac{c h s}{t} =$$

$$Q_{\text{pl}} = \frac{0,8 \times 10010^{-3} \times 0,210^4}{30 \times 3.600} = 0,0015 \text{ m}^3/\text{s} / \text{parcelle} = 1,5 \text{ l/s} / \text{parcelle}.$$

La colature devra pouvoir évacuer 1,5 l/s par parcelle drainée. Si la colature drainé N parcelles elle devra pouvoir évacuer 1,5 N l/s. Nous constatons alors que : tant que $N \leq 5$ parcelles c'est la fausse manoeuvre qui est la plus contraignante : en effet $5 \times 1,5 = 7,5 \text{ l/s} < 8,06 \text{ l/s}$.

Mais si $N > 6$ c'est les eaux de pluie sont prépondérante car $1,5 \times 6 = 9 \text{ l/s} > 8,06 \text{ l/s}$.

Le schéma de tracé de colatures fait ressortir les différents débits à évacuer - voir tracé ci-joint annexe III.

L'élément de colature au niveau de la parcelle devra pouvoir évacuer la main d'eau.

Toutes les colatures auront des sections trapèzoidales, en terre non revêtue $k = 50$. Les pentes seront tant que possible celle du terrain naturel 10^{-3} , 610^{-3} suivant les cas.

a) - Les colatures primaires (qui drainent au maximum 2 parcelles) seront réalisées à la main (à la daba par exemple)

Les calculs sont analogues à ceux du dimensionnement des canaux tertiaires :

$$q = y(P+my) k \sqrt{I} \left[\frac{y(P+my)}{P+2y\sqrt{1+m^2}} \right]^{2/3}$$

$$m = I/1 \quad I = 10^{-3} \quad k = 50$$

Pour $P = 0,15 \text{ m}$ et $y = 0,15 \text{ m}$ on a :

$$q = 0,15 (0,15 \times 50 \sqrt{10^{-3}}) \left(\frac{0,15 (0,15 + 0,15)}{0,15 + 0,3 \sqrt{2}} \right)^{2/3} = 0,013 \text{ m}^3/\text{s} = 13 \text{ l/s}$$

On voit qu'on évacue assez largement notre main d'eau.

nous retiendrons pour les colatures primaires les dimensions : suivantes

$$P = 15 \text{ cm} \quad I = 10^{-3}$$

$$H = 15 \text{ cm} \quad \text{on admet que la colature débite à ras bord.}$$

$$\text{Vitesse d'écoulement } v = \frac{0,013}{0,15 (0,15 \times 0,15)} = 0,29 \text{ m/s}$$

.../...

b) - Pour les autres colatures nous les classerons suivant leur pente et les débits qu'ils doivent évacuer.

Nous remarquons que pour la pente de 610^{-3} en gardant les mêmes dimensions que pour les colatures primaires, nous évacuons plus d'eau en effet :

$$q = 0,15 (0,15 \times 0,15) \sqrt{0,006} \left(\frac{0,15 (0,15 \times 0,15)}{0,15 + 0,3 \sqrt{2}} \right)^{2/3} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s} = 32 \text{ l/s}$$

Nous constatons donc qu'un canal ayant des dimensions $P = 15 \text{ cm}$ et $H = 15 \text{ cm}$ réalisable à la main pour une pente 6‰ évacue jusqu'à 32 l/s : pratiquement n'importe lequel des débits à évacuer dans la direction Sud-Nord, puisque dans ce sens de l'écoulement, le tracé du réseau (voir annexe III) montre un débit maximum de 30 l/s . on vérifiera en outre que les vitesses à ce débit maximum est de

$$\frac{0,032}{0,15 \times 0,3} = 0,71 \text{ m/s}$$

Ce qui est acceptable : cette vitesse ne sera d'ailleurs jamais atteinte puisque le débit q est toujours inférieur à 32 l/s . Donc :

* colatures secondaires : type C_1 : 15 tronçons C_{11} , C_{12} ; C_{115} (voir schémas)

- $p = 15 \text{ cm}$
- $H = 15 \text{ cm}$
- $I = 6 \text{‰}$

Pour les autres colatures secondaires nous avons en fait 3 types correspondant aux 3 débits maximum à transporter : $q_2 = 33 \text{ l/s}$ $q_3 = 93 \text{ l/s}$ $q_4 = 153 \text{ l/s}$

type C_2 $q_2 = 33 \text{ l/s}$:

Les débits devenant importants nous prenons un fruit $m = 2/1$

$$q = y (P+2y) \times \frac{5}{\sqrt{10}} \left(\frac{y(P+2y)}{P+2y \sqrt{5}} \right)^{2/3}$$

$$\begin{aligned} y &= 0,15 \text{ m} \\ P &= 0,35 \text{ m} \end{aligned} \quad q = 0,15 (0,35 + 0,3) \times \frac{5}{\sqrt{10}} \left(\frac{0,15(0,35 + 0,3)}{0,35 + 0,3 \sqrt{5}} \right)^{2/3}$$

En prenant $H = 20 \text{ cm}$ et $P = 35 \text{ cm}$ nous pourrions évacuer le débit assez correctement et ce avec une vitesse d'écoulement $v = \frac{0,032}{0,15(0,35+0,3)} = 0,33 \text{ m/s}$.

Pour évacuer les 33 l/s v sera de l'ordre $0,4 \text{ m/s}$

ce qui est acceptable.

type C_3 $q_2 = 93 \text{ l/s}$

$$P = 0,8 \text{ m} \quad q = 0,190 (0,8 + 0,38) \times \frac{5}{\sqrt{10}} \left(\frac{0,190(0,8+0,38)}{(0,8 + 0,38) \sqrt{5}} \right)^{2/3}$$

$$y = 0,190 \text{ m}$$

$q = 0,0937 \text{ m}^3/\text{s} = 93,7 \text{ l/s}$ avec $v = 0,42 \text{ m/s}$

type C_3 $P = 80 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$

type C_4 $q_4 = 153 \text{ l/s}$

$$P = 1 \text{ m} \quad q = 0,225 (1+0,45) \times 5 \sqrt{0,1} \left(\frac{0,225(1+0,45)}{(1 + 0,85) \sqrt{5}} \right)^{2/3} = 0,1537 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y = 0,225 \text{ m}$$

$q = 153,7 \text{ l/s}$ Nous retenons :

type C_4 $P = 1 \text{ m}$ avec $v = 0,47 \text{ m/s}$
 $H = 0,25 \text{ m}$

Dressons le tableau ci-dessous :

I = 10 ⁻³ m = 2/7								I = 610 ⁻³ m = 1/1							
Type	q ₀ l/s	q l/s	P cm	H cm	y cm	v ₀ m/s	v m/s	Type	q ₀ l/s	q l/s	P cm	H cm	y cm	v ₀ m/s	v m/s
C ₂	33	58	35	20	15,5	0,33	0,39	C ₁	8,06	32	15	15	7,5	0,50	0,71
C ₃	93	103	80	20	19	0,42	0,43	C ₂	9	32	15	15	7,8	0,51	0,71
C ₄	153	187	100	25	22,5	0,47	0,5	C ₃	12	32	15	15	9	0,55	0,71
								C ₄	15	32	15	15	10,2	0,58	0,71
								C ₅	18	32	15	15	11,2	0,61	0,71
								C ₆	21	32	15	15	12	0,63	0,71
								C ₇	24	32	15	15	13	0,66	0,71
								C ₈	27	32	15	15	14,5	0,68	0,71
								C ₉	30	32	15	15	14,5	0,7	0,71

q₀: débit théorique à évacuer
 q: débit que peut évacuer la culoture à ras bord
 v₀: vitesse de l'eau à q₀ et y
 v " " " " q " H
 y tirant d'eau à q₀
 H profondeur totale de la culoture

q_0 débit théorique à évacuer

q débit que peut évacuer la colature à ras bord

v_0 vitesse de l'eau à q_0 et y

V " " " " q " H

y tirant d'eau à q_0

Finalement nous avons 4 types de colatures secondaires

type 1 : pente $I = 6\text{‰}$ à $q = 32$ l/s

noté C_1 ($P = 15$ cm
 $H = 15$ cm

type 2 : " $I = 1\text{‰}$ $q = 58$ l/s

" C_2 ($P = 35$ cm
 $H = 20$ cm

type 3 : " $I = 1\text{‰}$ $q = 103$ l/s

" C_3 ($P = 80$ cm
 $H = 20$ cm

type 4 : " " " $q = 187$ l/s

C_4 ($P = 100$ cm
 $H = 25$ cm

2°) - Colature de ceinture et colature centrale

Il nous faut le bassin versant du périmètre c'est-à-dire la surface dont les eaux de pluie ruissellent jusqu'au périmètre. Nous le délimitons.

- à l'Est par la Nationale N°3 (Ouaga Kaya)

- au Sud par la colline de la station de reprise de l'ONE située à 2,3 km du périmètre.

↳ au Nord par le périmètre

- à l'Ouest 900 m comptés à partir de la route Ouaga - Kaya.

Ces considérations nous amènent à une surface du bassin de $0,9 \times 2,3 \approx 2$ km²

Nous protégeons le périmètre contre une pluie de 100 mm qui ruisselerait pendant 8 heures.

$$\text{Le débit qui en résulte est } Q = \frac{chs}{t} = \frac{0,8 \times 10010^{-3} \times 210^6}{8 \times 3600} = 5,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

La colature de ceinture se compose de 3 tronçons :

- un tronçon CC_1 long de 625 m drainant les eaux de ruissellement dans le sens EST - OUEST.

- un tronçon CC_2 long de 105 m drainant en sens contraire à CC_1 et qui rejoint ce dernier au niveau de la colature centrale (voir schéma annexe III).

.../...

- Enfin un tronçon CC₃ long de 100 m drainant le reste des eaux vers l'extérieur à l'extrême Ouest du périmètre.

Le débit global de 5,56 m³/s d'eau extérieure est évacué par une colature de ceinture globale de 625 + 105 + 100 = 830 m de long. Le débit à évacuer par chacun des tronçons est :

$$CC_1 = Q_1 = \frac{625}{830} \times 5,56 = 4,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$CC_2 = Q_2 = \frac{105}{830} \times 5,56 = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$CC_3 = Q_3 = \frac{100}{830} \times 5,56 = 0,66 \text{ m}^3/\text{s} \quad (= 5,56 - 4,2 - 0,7)$$

La colature centrale Co doit évacuer les eaux amenées par CC₁, CC₂, et certaines eaux intérieures au périmètre : ce débit Q₀ vaut alors :

$$4,2 + 0,7 + 0,03 + 0,015 = 4,95 \text{ m}^3/\text{s} \text{ transportés par } Co.$$

Tout ceci se voit clairement si on se reporte au schéma de l'annexe III.

Dimensionnement

* CC₁ : Q₁ = 4,2 m³/s

Nous prenons une pente I plus faible pour réduire les vitesses

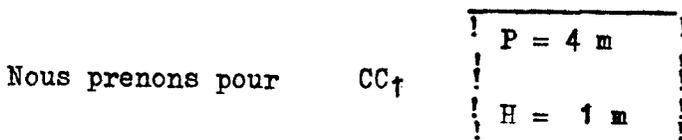
Bien entendu (m = 2/1, section trapézoïdale non revêtue)

$$Q = y (P + 2y) \times 50 \sqrt{510^{-4}} \left(\frac{y (P + 2y)}{(P + 2y \sqrt{5})} \right)^{2/3}$$

P = 4 m

$$y = 0,88 \text{ m} \quad Q = 0,88 (4 + 1,76) \times \frac{\sqrt{5}}{2} \left(\frac{0,88 (4 + 1,76)}{(4 + 1,76 \sqrt{5})} \right)^{2/3} = 4,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

avec une vitesse d'écoulement v = 0,83 m/s



* CC₂ Q₂ = 0,7 m³/s même profil même pente : I = 510⁻⁴

.../...

Pour $P = 1,5 \text{ m}$
 $y = 0,51 \text{ m}$

$$Q = 0,51 (1,5 + 1,02) \times \frac{\sqrt{5}}{2} \left(\frac{0,51(1,5+1,02)}{1,5 + 1,02 \sqrt{5}} \right)^{2/3} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour $v = 0,54 \text{ m/s}$

CC₃ $Q_3 = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$ Q_2

Nous retenons pour CC₂ et CC₃ les mêmes dimensions :

$P = 1,5 \text{ m}$
$H = 0,75 \text{ m}$

Colature centrale Co : $Q_0 = 4,95 \text{ m}^3/\text{s}$: même profil que CC₁ et CC₂

$P = 6 \text{ m}$
 $y = 0,8 \text{ m}$ $Q_0 = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ avec $v = 0,82 \text{ m/s}$

Nous retenons pour Co

$P = 6 \text{ m}$
$H = 1 \text{ m}$

3°) - Dimensionnement des buses

Nous proposons des buses circulaires en béton armé.

Si R est le rayon de la buse nous savons que le débit Q qui y passe est

$$Q = v \times s = v \pi R^2 \quad R = \left(\frac{Q}{\pi v} \right)^{1/2} : \text{ ceci suppose que la buse fonctionne à}$$

pleine charge.

Nous avons 3 buses principales :

B₁ communique C₂ et C₃ débit à transiter $Q_{23} = 60 \text{ l/s}$

B₂ " C₃ " C₄ " " $Q_{34} = 120 \text{ l/s}$

B₃ " C₄ " Co " " $Q_{40} = 180 \text{ l/s}$

a) - Dimensions de B₁ : $Q_{23} = 60 \text{ l/s}$

Cette buse met en communication C₂ où la vitesse d'écoulement vaut 0,33 m/s et C₃ où la vitesse vaut 0,42 m/s

Nous imposons comme vitesse limite d'écoulement dans la buse $v = 0,42$ m/s

$$R_1 = \left(\frac{0,06}{\pi \times 0,42} \right)^{1/2} = 0,21 \text{ m} \quad Q_1 = 2R_1 = 0,42 \text{ m.}$$

Pour éviter que la buse soit en charge nous prendrons $Q_1 = 0,45 \text{ m} = 450 \text{ mm.}$

$$\boxed{Q_1 = 450 \text{ mm}}$$

b) - Dimensions de B₂ : $Q_{34} = 120 \text{ l/s}$

Pour les mêmes raisons qu'en B₁ $v = 0,5$ m/s

$$R_2 = \left(\frac{0,12}{\pi \times 0,5} \right)^{1/2} = 0,276 \text{ m} \quad Q_2 = 0,552 \text{ m}$$

Nous prendrons $Q_2 = 0,6 \text{ m} = 600 \text{ mm}$

$$\boxed{Q_2 = 600 \text{ mm}}$$

c) - Dimensions de B₃ : $Q_{40} = 180 \text{ l/s}$

$v = 0,82$ m/s en C₀ d'où :

$$R_3 = \left(\frac{0,18}{\pi \times 0,82} \right)^{1/2} = 0,264 \text{ m} \quad Q_3 = 0,53 \text{ m. nous retiendrons}$$

$$Q_3 = 0,6 \text{ m} \quad \boxed{Q_3 = 600 \text{ mm}}$$

Pour franchir la colature centrale 2 ponts canaux sont nécessaires aux niveaux de son croisement avec les 2 canaux primaires (voir plan de masse)

.../...

Tableau récapitulatif du réseau d'assainissement

Représentation de tronçon	L (m)	Q (l/s)	P (cm)	H (cm)	fruit	pende $\frac{P}{100}$	vit. m/s	y (cm)
C0 col. centrale	800	4950	600	100	2/1	0,5	0,82	80
C1 col. de cantine	625	4200	400	100	2/2	0,5	0,83	88
C2 "	105	700	150	75	2/2	0,5	0,54	51
C3 "	100	660	150	75	2/1	0,5	0,54	50
C2	198	33	35	20	2/1	1	0,33	15,5
C3	205	93	80	20	2/1	1	0,42	19
C4	205	153	100	25	2/1	1	0,47	22,5
C1	395	27	15	15	1/2	6	0,68	14
C12	395	27	15	15	1/2	6	0,68	14
C13	395	27	15	15	1/2	6	0,68	14
C14	395	27	15	15	1/1	6	0,68	14
C15	395	27	15	15	1/2	6	0,68	14
C16	395	27	15	15	1/2	6	0,68	14
C17	275	27	15	15	1/2	6	0,63	12
C18	380	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C19	390	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C10	390	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C11	390	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C12	390	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C113	390	30	15	15	1/1	6	0,69	14,5
C114	400	24	15	15	1/1	6	0,66	13
C115	390	24	15	15	1/1	6	0,63	12

Réseau	ϕ (mm)	debit l/s	vit. m/s
B1	450	60	0,42
B2	600	120	0,5
B3	600	120	0,82

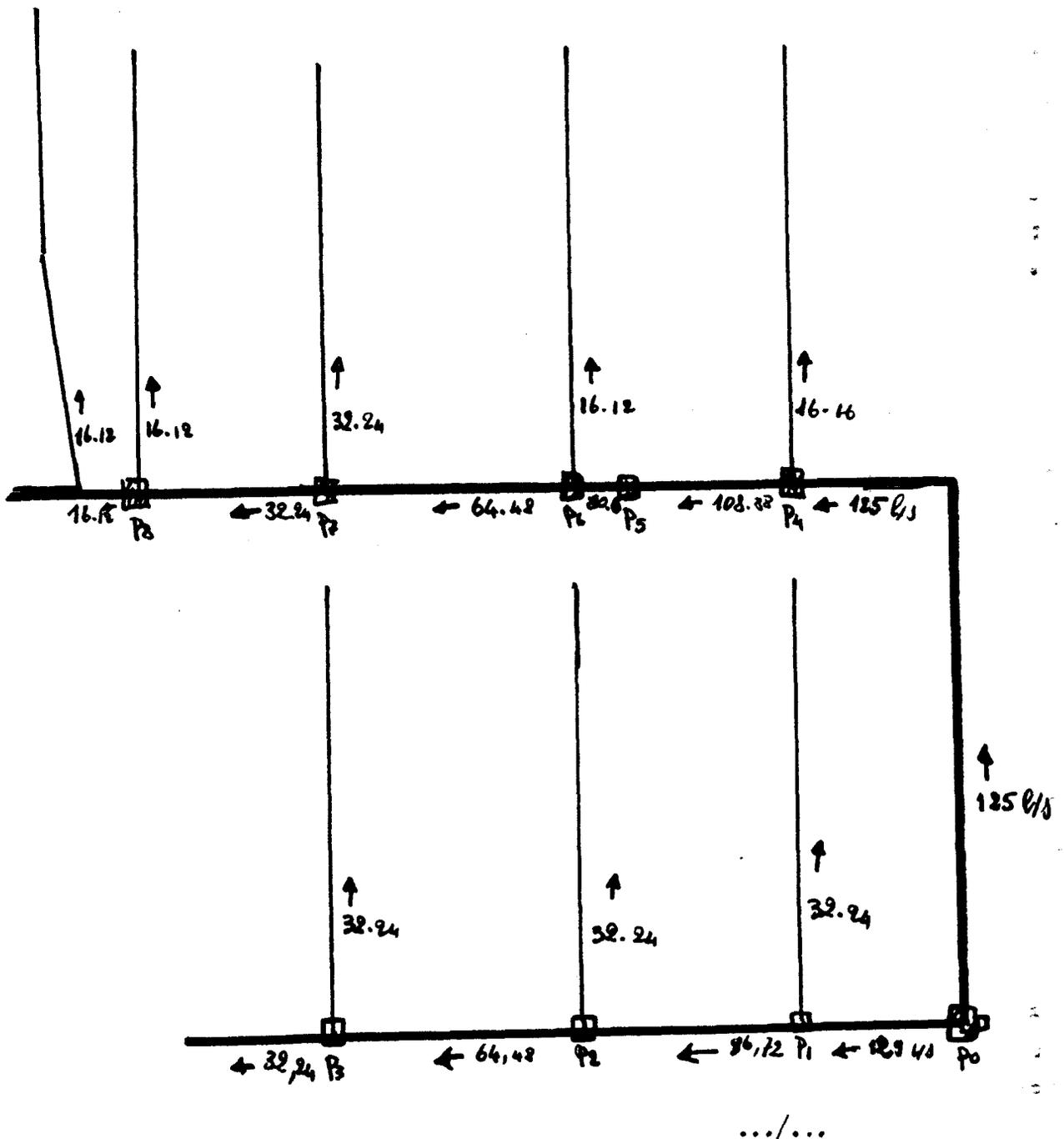
D) - OUVRAGES DE DISTRIBUTION

Nous utilisons des partiteurs fixes pour repartir l'eau entre les canaux primaires et secondaires et des prises "tout ou rien" pour délivrer la main d'eau aux tertiaires.

1°) - Partiteurs fixes

Le tracé du réseau de distribution montre qu'on a 8 partiteurs qui repartissent chacun un débit Q dans une certaine proportion entre les canaux primaires et secondaires P_1, P_2, P_3, P_8

Rappelons le schémas



Les caractéristiques fondamentaux d'un partiteur sont :

- hc : hauteur critique au dessus du seuil
- Z : Hauteur du seuil
- e : épaisseur du seuil
- L : longueur du seuil

Or $hc = \frac{(9^2)^{1/3}}{9}$ avec $q = \frac{Q}{L}$ (Q = débit qui passe au-dessus du seuil
 (= débit à partager

L = 10 hc

Z = 1,5 hc

e = 3,5 hc

Voir schéma pour visualiser ces différentes grandeurs

La lame métallique partage L en l₁, l₂, dans le même rapport que les débits :

$$\frac{l_1}{L} = \frac{Q_1}{Q} ; \frac{l_2}{L} = \frac{Q_2}{Q}$$

Q = débit à repartir

Q₁ débit dans la branche 1

Q₂ " " " 2

Pour les repartir au 1/2 il n'est pas nécessaire de mettre un seuil.

Donc

$$hc = \left[\left(\frac{Q}{L} \right)^2 \times \frac{1}{g} \right]^{1/3} = \left[\left(\frac{Q}{10 hc} \right)^2 \times \frac{1}{g} \right]^{1/3} = \left(\frac{Q}{10} \right)^{2/3} \times \left(\frac{1}{hc} \right)^{2/3} \times \frac{1}{g^{1/3}}$$

$$hc^{5/3} = \left(\frac{Q}{L} \right)^{1/3} \times \left(\frac{1}{g} \right)^{1/3} \quad hc = \left(\frac{Q}{10} \right)^{3/5} \times \left(\frac{1}{g} \right)^{1/5} = (0,1Q)^{0,4} g^{-0,2}$$

P₁ : (Q = 0,129 m³/s hc = (0,0129)^{0,4} × (0,78)^{-0,2} = 11,12cm.

(L = 111,2 cm
 (Z = 16,68 cm
 (e = 39 cm

P₂ : (Q = 0,09672 m³/s hc = 10cm
 (L = 100 cm
 (e = 35 cm
 (Z = 15 cm

.../...

Présentons les résultats sous forme de tableau

Partiteur	$Q_{1/s}$	hc (cm)	L (cm)	Z (cm)	e (cm)	l_1 (cm)	l_2 (cm)	$\frac{l_1}{L}$ %	$\frac{l_2}{L}$ %	h (cm)
P ₁	129	11,12	111,2	16,68	39	83	27,8	75	25	33,5
P ₂	96,72	10	100	15	35	66,7	33,3	66,7	33,3	27
P ₄	125	11	110	16,5	38,5	95,7	14,3	87	13	32,5
P ₅	108,88	10,4	104	15,6	36,4	77	27	74	26	29,5
P ₆	80,6	9	90	13,5	31,5	72	18	80	20	23,5

P₃, P₇, P₈ étant des partiteurs au 1/2 on ne dispose pas de seuil. On divise simplement la section du canal en 2 parties égales avec la lame métallique.

Donc $l_1 = l_2 = 30 \text{ cm. } (= \frac{60}{2})$

h₀ est la lame d'eau dans le canal en amont du seuil.

2°) - Prise tout ou rien

Cet ouvrage permet de prélever la main d'eau du canal secondaire pour alimenter le canal tertiaire. Il est constitué par une dérivation sur le canal secondaire avec une échancrure comportant une rainure dans laquelle on glisse une vannette métallique.

Si q est le débit dans le tertiaire (qui passe dans l'échancrure) la largeur de

l'échancrure est $l = \frac{q}{0,37 \cdot 29h^{3/2}} = \frac{q}{1,64 h^{3/2}} = \frac{0,00806}{1,64 h^{3/2}}$

$l = 0,00491 h^{-1,5}$

h est la lame d'eau admise ; or nous avons calculé une lame d'eau de 12 cm dans les canaux tertiaires ; il est raisonnable de prendre la même lame d'eau au niveau de l'ouvrage.

.../...

$$l = 0,00491 \times (0,12)^{-1,5} = 0,118 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

l = 12 cm Nous prendrons donc des vannettes de 12 x 15 cm

A l'aval de la prise nous installons un déversoir triangulaire
Déversoir et vannette sont réglés à la main.

E) - STATION DE POMPAGE

Contraintes :

- canalisation d'amenée : longueur 2200 m, diamètre intérieure 450 mm en acier soudé.

- Emplacement de la station et les locaux (satisfaisant d'ailleurs)

Le débit à pomper a été calculé précédemment $Q_p = 914 \text{ m}^3/\text{h} = 254 \text{ l/s}$

V = vitesse dans la canalisation : $V = \frac{0,254 \times 4}{\times (0,45)^2} = 1,6 \text{ m/s}$ acceptable

1°) - Puissance à installer

Pompes centrifuges à axe vertical . Le dispositif d'aspiration et de refoulement au collecteur est à reconsidérer.

Collecteur : en ϕ 450 mm intérieur au lieu de ϕ 280 mm extérieur.

Les mesures effectuées sur les installations existantes nous permettent les côtés indiquées pour le puits et le refoulement. (voir schéma)

Le moteur sera monté à la côte 11,84 accessible par le balcon existant.

Nous avons alors une colonne de pompe de 6 m environ.

Nous installons 2 pompes identiques en parallèle débitant chacune $\frac{914}{2} = 457 \text{ m}^3/\text{h}$

Elles mettent en commun leur débit dans un collecteur par des canalisations en ϕ 250 mm.

a) - Hauteur manométrique totale.

Hauteur manométrique totale H est la somme de plusieurs termes :

P_1 : pertes de charge dans la colonne de pompe, dans la crépine.

h : dénivelée entre la crépine et la tête de refoulement

.../...

J : perte de charge dans la canalisation d'amenée (ϕ 450 mm)

Z : dénivelée géométrique entre la station et le partiteur principal au niveau du périmètre.

Pour le type de pompe choisi (centrifuge à axe vertical) nous avons :

$$P_1 = 1\text{m de cE (forfaitairement)}$$

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

$$j = 1,1L \times J \quad L = 2200 \text{ m ; } J \text{ perte de charge linéaire dans la canalisation.}$$

Pour $v = 1,6 \text{ m/s}$ et $\phi = 450 \text{ mm}$ on a $J = 0,008481 \text{ m/ml}$

$$j = 1,1 \times 2200 \times 0,008481 = 20,5 \text{ m.}$$

$$H = Z = 1 + 6 + 20,5 = 27,5 \text{ m.}$$

Nous faisons une approche de Z en considérant que les pompes déjà en place ayant une hauteur manométrique de 29 m étaient proches de la réalité.

Nous prenons $H = 30 \text{ m}$ ceci est à confirmer par relever topo sur le terrain.

b) - Puissance à installer

$$P_o = WQH = 0,254 \times 10^4 \times 30 = 76.200 \text{ watts} = 76,2 \text{ kw}$$

$$\text{rendement moteur électrique} = 0,85$$

$$\text{" pompe} = 0,77$$

$$\text{surcharge unihoraire} = 9\%$$

$$\text{Surcharge climatique} = 1\% \text{ par } 3^\circ \text{ d'écart au dessus de } 25^\circ\text{c}$$

$$\theta_{\text{max}} = 45,4^\circ\text{c} = s_0 = 45,4 - 25 = 20,4$$

$$\text{Surcharge climatique} = \frac{20,4}{3} = 6,8\%$$

$$\text{Surcharge totale} = 9 + 6,8 = 15,8\%$$

$$\text{Puissance à installer : } P = \frac{P_o}{0,85 \times 0,77} (1,158) = \frac{76,2 \times 1,158}{0,85 \times 0,77} = 135 \text{ kwatts}$$

$$P = 135 \text{ kwatts} = 184 \text{ ch.}$$

Nous installons 2 pompes débitant chacune 457 m³/h d'une puissance de $\frac{184}{2} = 92 \text{ ch}$

et refoulant à 30 m minimum.

Par exemple la pompe CAPRARI P16c/9/35 2EF conviendrait parfaitement

On installe 3 pompes dont une en réserve.

2°) - Station

Le local existant sera transformé en salle de transformation électrique et d'emplacement de l'armoire de commande des pompes.

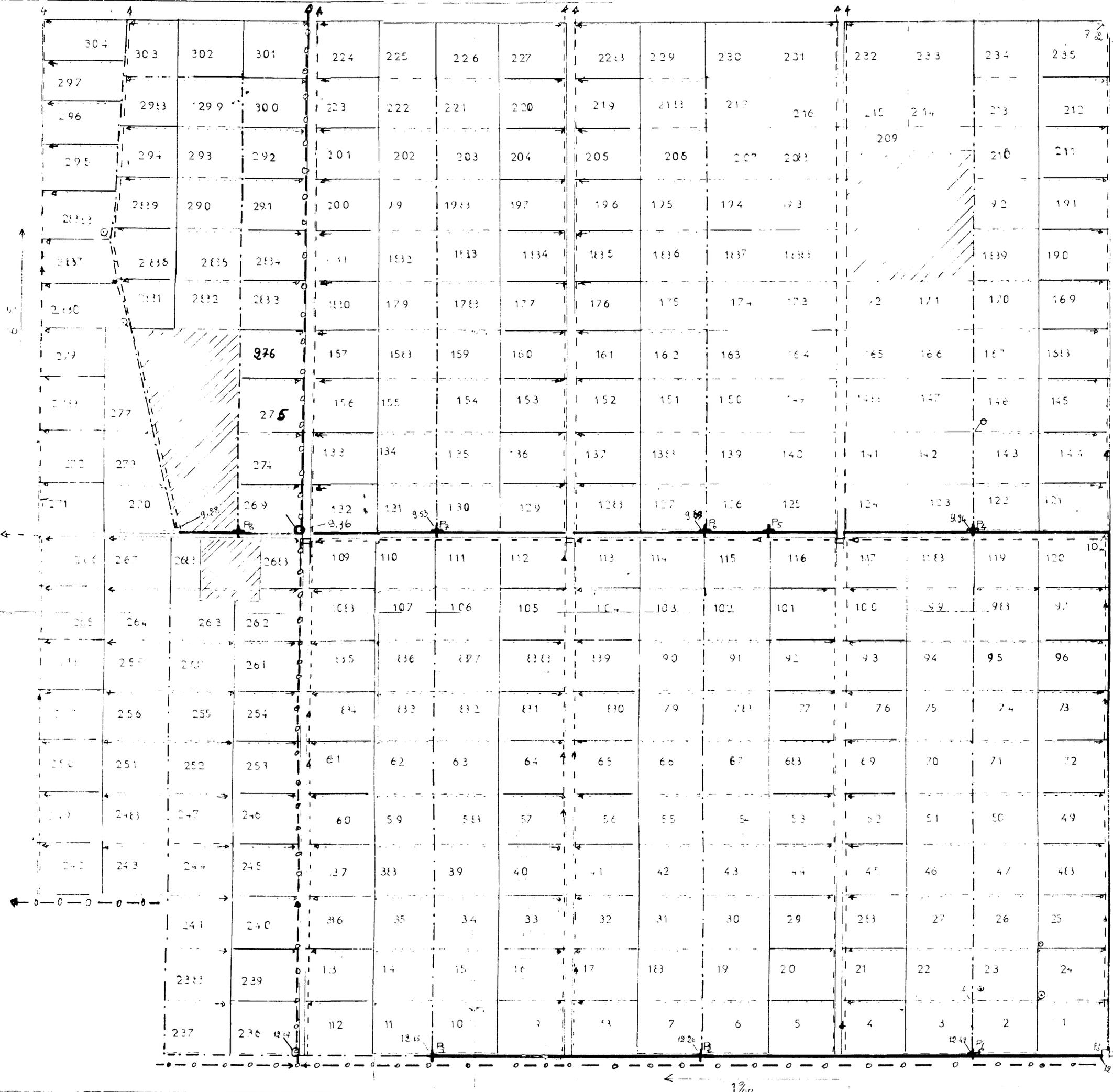
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

PERIMETRE
MARAICHER DE
LOUMIBILA
PLAN DE MASSE

ECHELLE 1/2000

ETUDE DE M. GANSONRE T.
MAITRE DE MEMOIRE M. J. DAT DE S'FOULC
JUN 1982

- LEGENDE
- CANAL PRIMAIRE
 - - - - CANAL SECONDAIRE
 - · · · CANAL TERTIAIRE
 - COLATURE PRIMAIRE
 - COLATURE SECONDAIRE
 - COLATURES DE CEINTURE ET CENTRALE
 - DIQUETTE
 - PISTE
 - + PARTITEUR FIXE
 - PRISE TOUT OU RIEN
 - PRISE D'ALIMENTATION DE LA PARCELLE
 - TRUQUE
 - PONT CANAL
 - ▨ ZONE NON EXPLOITABLE



C O N C L U S I O N

Comme annoncé dans l'introduction, cette étude a permis avec les éléments disponibles, de redonner au périmètre un aspect plus structuré et plus sûr : revêtement des secondaires, ouvrages de repartition et de maîtrise de l'eau. La station de pompage, la grosse plaie de ce périmètre, a été complètement revue dans sa conception. Des organes de sécurité et de protection installés. Le choix du type de pompe plus judicieux : axe vertical convenant parfaitement à ce type de pompe. Pas de problème de mise en route comme présentement.

Néanmoins cette étude présente de nombreuses insuffisances :

- Le manque de moyens techniques (équipe topo) et de temps n'a pas permis d'établir des courbes de niveau qui nous auraient permis de faire les profils en long des canaux et colatures et de faire les différents métrés et devis quantitatif.
- Le manque de temps ne nous a pas permis de faire des dessins des divers ouvrages. DES coursiers devraient être calculés pour le rejet des eaux de ruissellement.

Mais ces insuffisances n'enlèvent en rien l'intérêt et l'utilité des résultats de cette étude car ce sont simplement des compléments qui viendront par la suite pour étoffer, compléter et non pour reconsidérer ce qui est déjà !
