

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

En vue de l'obtention du diplôme d'ingenieur d'état

PROJET DE FIN D'ETUDE

SUJET

**CONTRIBUTION A L'ETUDE CRITIQUE D'UN
RESEAU D'IRRIGATION SOUS PIVOTS**

Proposé et dérigé par:

Mr: S.BENZIADA

Etudié par:

Mr: S.SALAH OUELHADJ

Mr: Y.TOUAZI

PROMOTION: JUIN 1995

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

En vue de l'obtention du diplôme d'ingenieur d'état

PROJET DE FIN D'ETUDE

SUJET

**CONTRIBUTION A L'ETUDE CRITIQUE D'UN
RESEAU D'IRRIGATION SOUS PIVOTS**

Proposé et dérigé par:

Mr: S.BENZIADA

Etudié par:

Mr: S.SALAH OUELHADJ

Mr: Y.TOUAZI

PROMOTION: JUIN 1995



Dédicaces

Il m'est très agréable de dédier ce modeste travail à tous ceux qui me sont cher, je citerai:

mes parents: ma mère et mon père pour tout leurs sacrifices et soutien moral et matériel a mon égard.

mes grands parents

ma tante Aicha et son mari hadj Mohamed ainsi qu'à tous les membres de la famille pour tout le confort qu'ils m'ont offert durant ma formation à l'E.N.P.

mes frères et soeurs

ma fiancé Baya et toute la famille

ma grande famille

mes amis intimes.

Sala R

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma mère*
- *Mon père*
- *Mes grandes mères*
- *Mes frères et soeurs*
- *Mon oncle MOHAMED*
- *Mes cousins et cousines*

Et tous mes amis, particulièrement FATEH

Jaline

REMERCIEMENTS

Nous tenons vivement à remercier notre promoteur Monsieur Salim Benzaiada pour l'aide précieuse qu'il nous a apporté et sa ponctuelle disponibilité qui nous a permis de mener à bien la mise en oeuvre de ce présent projet de fin d'étude.

Nous remercions également la famille Becis, propriétaire de la ferme et particulièrement Mr. Abdelaziz Becis (ingénieur agronome) pour toutes les facilités et les aides qu'il nous a apportées durant la période d'expérimentation.

C'est pour nous un devoir enchanteur de remercier tous les membres de la famille Ouladdaoud pour leur soutien matériel et l'assistance en outil informatique.

D'autre part, il est de notre devoir de remercier les personnes qui ont contribués dans ce travail avec enthousiasme et générosité dont nous citerons:

- Mr. Boughara (F): hydrogéologue a l'A.N.R.H.
- Mr. Kerris (A), ingénieur hydalicien à ANABIB
- Mr. Rabia (M), ingénieur hydrogéologue à la D.H.W de Boumerdes.
- Mr. Maref (N), ingénieur hydraulicien à la D.H.W de Boumerdes.
- Mr. Messahli (S), maître assistant à l'E.N.P.
- Mr. SIOUSSIOU (R), ingénieur hydraulicien.
- Mr. TALIT (M), ingénieur hydraulicien à la subdivision d'hydraulique de Bab-Ezzouar.
- Mr. Zerifi (Y), technicien supérieur à la D.H.W d'Alger.

Finalement nous adressons nos remerciements à tous les enseignants du département d'hydraulique de l'école nationale polytechnique ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

يتطلب السقي في الصحراء لادماج عدة تقنيات، كل واحدة منها، يجب
دراستها بعناية كبيرة
لأن الهدف من دراستنا هاته التي لاستحضرت في خمسة أشهر هو نقد
تجارية سقي بالرش المحوري مستعملة من طرف مستثمر مع إعطاء البديل الذي
يأخذ بعين الاعتبار الناحية التقنية والإقتصادية للمشروع
في نهاية هاته الدراسة، هناك عرض لعدد من الحلول تاركين حرية
الاختيار لهذا المستثمر

ABSTRACT

The Saharan irrigation is a large domain with require the intervention of different technical. Each one must be well studied.

Our study (elaborated in five months) consist in comparing between the rotting irrigation system, set up by an agricultore, and the one computed with a technico-economical method. Thus, by using the few data, we have been able to collect (measures).

Solutions are proposed at the end of this study, giving by way the choice to the agricultore to apply the convenient method.

RESUME

L'irrigation saharienne est un domaine très étendu qui nécessite l'intervention de différentes techniques. Chacune d'elles doit être soigneusement étudiée.

Elaborée en cinq mois, notre étude consiste à comparer un système d'irrigation sous pivot mis en place par un agriculteur avec celui calculé d'une manière técnico-économique et cela en exploitant le minimum de données que nous avons pu obtenir (mesures in-situ).

Des solutions seront proposées à la fin de cette étude laissant ainsi le soin à cet agriculteur d'adopter celle qui lui convient.

TABLE DE MATIERE

Avant propos

INTRODUCTION

CHAPITRE I - PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE.....	1
I-1- Situation géographique.....	1
I-2- Climatologie.....	1
I-3- Ressource en eau.....	3
I-3-1- Nappe active.....	5
I-3-2- Nappe artésienne.....	5
I-3-3- Nappe du continent intercalaire.....	5
I-3-4- Forage.....	6
CHAPITRE II - DESCRIPTION DU PERIMETRE D'ETUDE.....	8
II-1- Forage.....	8
II-2- Réseau de canalisation implanté.....	10
a- Nature des conduites.....	13
b- Dimensions des conduites.....	13
II-3- Le système centre pivot.....	13
II-3-1- Description détaillée d'un pivot.....	13
a- Tour centrale.....	15
b- Fondation du pivot.....	15
c- Rampe mobile.....	18
d- Tour mobile.....	20
e- Armoire de commande.....	20
II-3-2- Principe de fonctionnement de la rampe pivotante....	22
II-3-3- Pivot utilisés par l'exploitant.....	22
a- Caractéristiques des pivots.....	24
b- Données techniques des pivots.....	25

CHAPITRE III - GESTION ACTUELLE DU PERIMETRE IRRIGUE.....	27
III-1- Assolement.....	27
III-2- Mode d'irrigation.....	27
CHAPITRE IV - ANALYSE DES MESURES ET INTERPRETATION..	29
IV-1- Matériel et méthode expérimentale.....	29
IV-2- Vérification de la fiabilité des mesures.....	30
IV-3- Analyse des résultats.....	34
IV-3-1- Evaluation des pertes de charge.....	34
IV-3-2- Evaluation du débit ralenti.....	36
IV-4- Phénomène de formation des poches d'air.....	37
IV-4-1- Causes de formation des poches d'air.....	37
IV-4-2- Les poches d'air dans le réseau.....	37
IV-5- Conclusion.....	39
CHAPITRE V - CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU.....	41
V-1- Evaluation des besoins en eau des cultures.....	42
V-2- Calcul du réseau proposé.....	45
V-3- Calcul du réseau actuel.....	48
V-4- Conclusion.....	50
CHAPITRE VI - SOLUTION PRECONISEE.....	51
VI-1- Calcul du réservoir.....	52
VI-1-1- Choix du site d'implantation du réservoir.....	52
VI-1-2- Capacité du réservoir.....	52
VI-1-3- Choix de la nature du matériau de construction.....	54
VI-2- Choix de la pompe.....	55
VI-2-1- Choix de la pompe du point de vue débit.....	55
VI-2-2- Choix de la pompe du point de vue HMT.....	56
VI-2-3- Profondeur d'immersion de la pompe.....	62
VI-3- Calcul de la conduite d'adduction.....	66

CHAPITRE VII - ETUDE ECONOMIQUE.....	67
VII-1- Données du coût de projet.....	67
VII-2- Méthode de calcul.....	68
VII-2-1- Investissement en conduites.....	68
VII-2-2- Investissement en pompes.....	70
VII-2-2-1- Dépenses en équipements électromécaniques.	70
VII-2-2-2- Renouvellement du matériel électromécanique.	71
VII-2-2-3- Dépense en énergie électrique.....	72
VII-3- Coût total du projet.....	74
VII-4- Estimation du prix de revient du mètre cube d'eau.....	75
VII-5- Conclusion.....	77
CONCLUSION GENERALE.....	78

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE



AVANT PROPOS

Depuis des siècles et de pères en fils, les habitants des oasis ont mis au point des techniques agricoles astucieuses qui nous paraissent aujourd'hui archaïques, dépassées, mais en réalité n'ont jamais été égalées par aucune technologie moderne.

Malgré l'aridité du climat et autres facteurs défavorables, l'agriculture saharienne a été développée sur la base suivante:

- l'économie de l'eau qui est l'élément le plus précieux
- le choix de sites appropriés
- l'utilisation ingénieuse de la topographie
- la mise en place de systèmes de production riches et diversifiés.

Aujourd'hui et avec l'accession à la propriété foncière, le ministère de l'agriculture a favorisé la floraison de nouveaux agriculteurs dans le but de développer le grand sud; toutefois, sans nuire à l'écosystème de la région et en utilisant la ressource-eau de manière rationnelle et économique pour tirer le meilleur de cette manne quasi-miraculeuse.

Il s'agit là d'une ressource dans sa globalité fossile, emmagasinée depuis des milliers d'années et quasiment non renouvelable. Son exploitation à un rythme abusif peut entraîner la diminution de ses potentialités et risque de remettre en cause l'efficacité des projets dont l'étude dépend essentiellement de la disponibilité de cette propriété naturelle (artésienne).

L'exemple de la wilaya d'ADRAR est le plus frappant, ces derniers temps en matière du nombre important de forages exécutés, qui peuvent nuire à cette ressource naturelle après quelques années d'exploitation.

A titre indicatif, des études estimatives ont montré qu'un prélèvement de 1/10.000^e de volume du réservoir Albien peut abaisser le niveau piézométrique de 100 mètres.

Pour ce faire, un groupe d'experts hydrauliciens a suggéré une mise en valeur par phase maximum de 100.000 ha sanctionnée périodiquement par une évaluation et contrôle du comportement de la nappe vis à vis de ses propriétés (pression, débit).

L'économie de cette précieuse ressource, ne peut être maintenue que par l'utilisation de nouvelles techniques d'irrigation (aspersion, goutte à goutte, sous pivot) et par la sensibilisation des agriculteurs à utiliser cette ressource d'une manière judicieuse et rationnelle.

***I*ntroduction**

Introduction

La rampe mobile représente pour l'irrigation des zones arides un moyen révolutionnaire au même titre que ne l'est la ressource —eau qui est de plus en plus rare appelant ainsi à davantage d'économie et de rationalité en sa gestion et son utilisation

Ainsi l'irrigation sous pivots pratiquée au sud de l'Algérie, dans le but de redynamiser le secteur agricole et de mener à bien certaines cultures stratégiques à connu certains problèmes tels que, la mauvaise utilisation de ces machines, le manque de potentialité hydraulique exigées par le constructeur de ces appareils, la mauvaise adaptation des pivot dans certaines régions connues pour leurs climats très particuliers (très fortes insolation, tempêtes sableuses,...), le manque d'études ébauches et de données de quelques aspects (pédologie et aptitude culturale des sols) qui sont primordiales pour ces projets et enfin l'inexistence de services de vulgarisation agricoles dans ces régions très lointaines

Notre travail a été consacré à l'étude critique d'un réseau d'irrigation sous pivot dans une exploitation où les cultures céréalière sont les plus pratiquées

Néa moins, ce réseau ne remplit pas les exigences hydrauliques nécessaires, imposées par le constructeur du pivot (Anabib), c'est à dire, le débit et la pression de service, sont très insuffisants

De ce fait, notre tâche est destinée essentiellement à
augmenter les performances de ce réseau, tout en respectant le côté
pratique et économique de la solution à adoptée,

Chapitre I

***P*resentation de la region d'étude**

CHAPITRE I

I- PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1- Situation géographique

La région d'étude porte le nom de TIKMAMINE, située à environ 25 km à l'ouest du chef-lieu de la Daïra de GUERRARA. c'est une des régions les plus peuplées de la wilaya de GHARDAIA, avec près de 45.000 habitants selon le dernier recensement (1989).

Ce périmètre agricole est localisé selon les coordonnées suivantes:⁽¹⁾

Latitude : 32°, 75 Nord

Longitude : 4°, 28 Est

Altitude moyenne: 384 m

La figure (I-1) présente la situation géographique du périmètre.

I.2- Climatologie

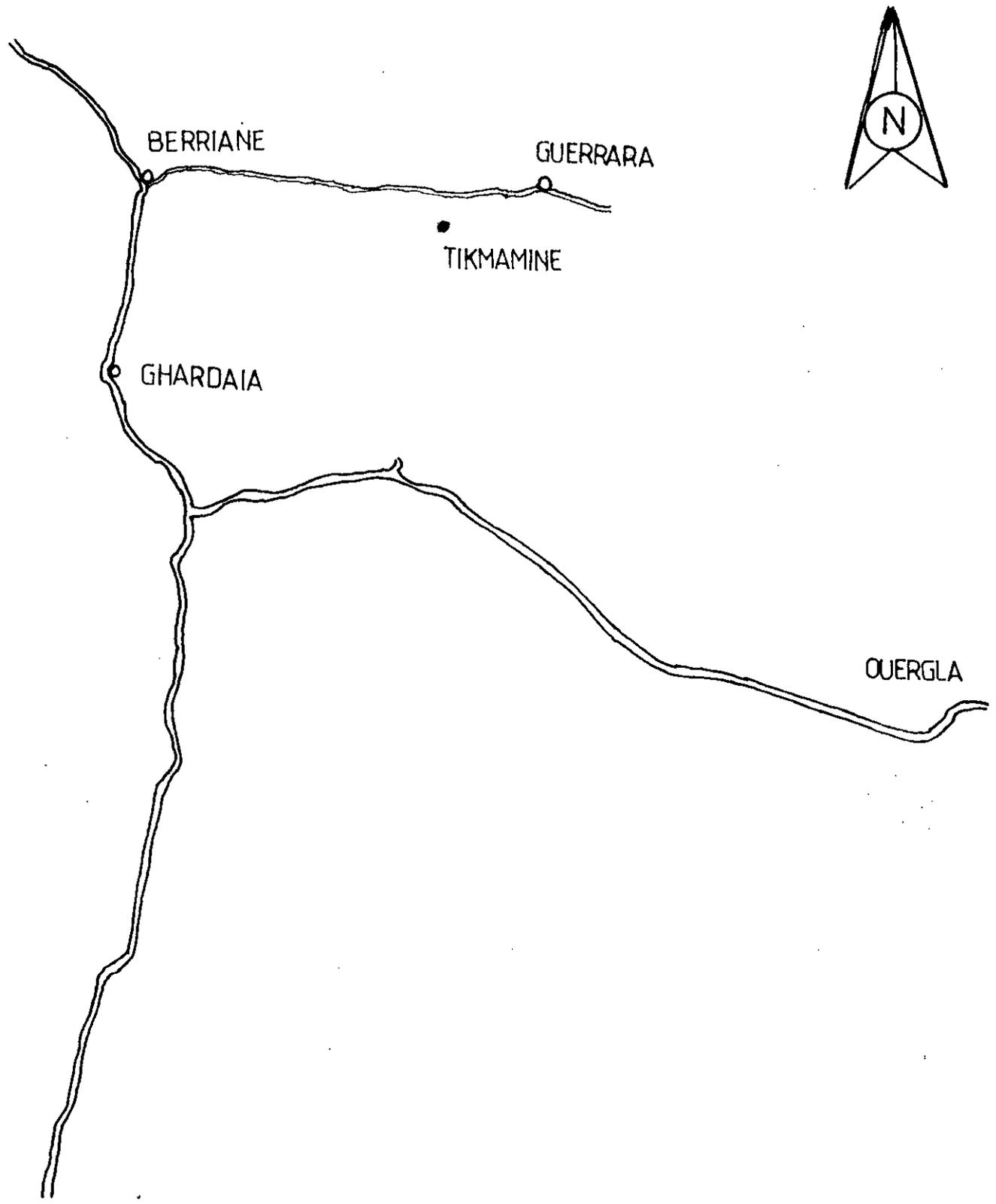
Le climat dominant est de type saharien, caractérisé par des températures élevées accusant des variations excessives et extrêmement brutales, tandis que la pluviométrie est déficiente et mal répartie dans le temps.

Le phénomène d'évaporation est accentué par la sécheresse de l'atmosphère qui est le caractère fondamental du climat désertique.

⁽¹⁾ Carte des sols algériens: Département Hydrogéologique ANRH

FIG: I.1 SITUATION GENERALE
DU PERIMETRE

ECH: 1:100.000



Quant au vent, ceci est souvent chargé de sable, soufflant par rafale et tourbillon.

La climatologie représente une partie primordiale aux constatations et aux calculs des besoins en eau par les plantes et permet également une organisation des arrosages au champ.

Les données météorologiques de l'aéroport de GHARDAIA situé à 60 km du site et correspond à l'année 1993.

Les paramètres météorologiques pris en compte sont:

- température de l'air (maximal et minimal mensuel);
- humidité relative;
- vitesse du vent;
- insolation journalière.

Par ailleurs, la pluviométrie n'a pas été considérée (zone aride).

D'après les services de l'office national de la météorologie (DAR EL BEIDA), c'est la source de données la plus représentative de la région.

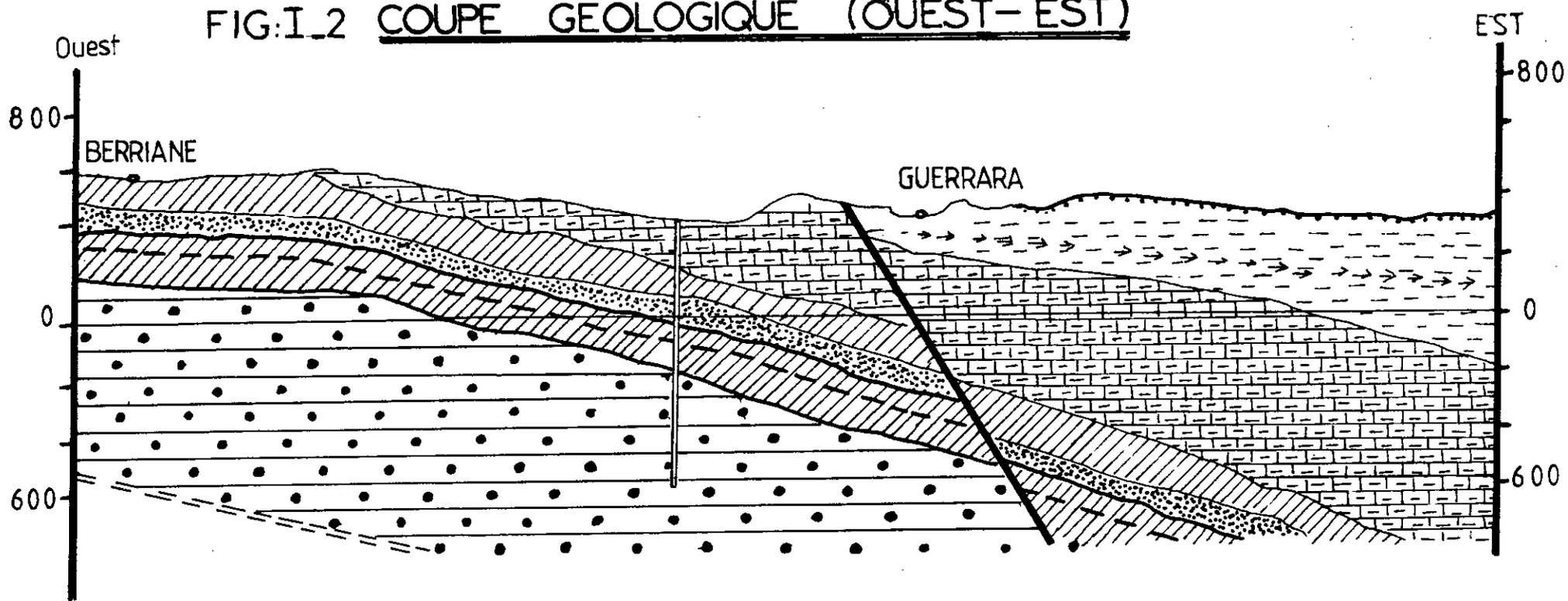
Les données figurent dans le tableau (I.1), annexe.

I.3- Ressources en eau

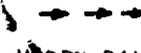
La région de GUERRARA est alimentée essentiellement par la nappe Albienne du continental intercallaire. Néanmoins, les phréatiques du complexe terminal représentent un apport important surtout pour l'irrigation des oasis. Il faut citer également les apports des oueds (cas de ZEGUERIR) qui contribuent surtout pour l'alimentation des nappes phréatiques.

Pour plus de clarté, voir la coupe géologique de la région, figure (I-2).

FIG: I_2 COUPE GEOLOGIQUE (OUEST-EST)



LEGENDE

- | | | | | | | | | | | |
|--|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| CONTINENTAL
INTERCALAIRE
(C.I) | DALLE CALCAIRE
(20m) D'ÉPAISSEUR | DALLE CALCAIRE
(30m)
D'ÉPAISSEUR | ETAGES CALCAIRE
SUPERIEURS | ETAGE
ARGILO-CALCAIRES
INTERMEDIAIRES | GRES ET SABLES
CONTINENTAUX
(C.S) | CONTINENTAL
TERMINAL
(C.T) | DALLE
HAMADIENNE | NAPPE DANS
LE CT | FAILLE | FORAGE |

1.3.1- Nappe captive

Une nappe est dite captive, si elle est surmontée par une formation peu ou pas perméable et si la charge hydraulique qu'elle contient est au moins supérieure à la côte du toit de la nappe.

Quand on fore un puits ou un piézomètre dans une telle nappe, l'eau remonte brusquement dans l'ouvrage lorsque l'on crève le toit imperméable de la nappe, car l'eau contenue dans la nappe est comprimée à une pression supérieure à la pression atmosphérique.

1.3.2- Nappe artésienne

Une nappe est dite artésienne, si la pression de l'eau de la nappe captive est suffisante pour que l'eau remonte jusqu'à la surface du sol et jaillisse (la charge piézométrique est supérieure à la côte du sol).

Cet artésianisme peut cependant disparaître avec le temps si on surexploite la nappe, par réduction de la charge dans l'aquifère.

1.3.3- Nappe du continental intercalaire: (Albien)

Cette nappe est contenue dans les horizons sablo-gréseux du continental intercalaire.

La figure (1.2) montre les détails d'une section géologique près du site d'expérimentation.

Ce réservoir s'étend sur une superficie de 600.000 km² et a une épaisseur moyenne de quelques centaines de mètres. Il est généralement isolé des aquifères au dessus du complexe terminal; il est caractérisé par de grandes quantités d'eau stockées pendant les périodes pluvieuses du quaternaire.

De nos jours, il reçoit une alimentation naturelle par les eaux météoriques.

Dans le centre du bassin, la nappe est fortement artésienne, profonde et sa température est élevée. Sur les bordures, elle n'est qu'ascendante ou a surface libre.

La recharge actuelle de la nappe s'effectue par:

- l'infiltration des ruissellements à la périphérie du domaine tout au long des oueds, notamment de l'ATLAS Saharien du Dahar et parfois du plateau de TADMAITE.
- Les pluies d'années exceptionnelles sur les grands ergs occidentaux.

1.3.4- Forage

Les forages de la région de GUERRARA sont de type profond qui atteignent les horizons de 1000 m et dépassent parfois cette profondeur, figure (1-3). Ils ont un caractère artésien dont le débit et la pression varient dans l'espace et dans le temps.

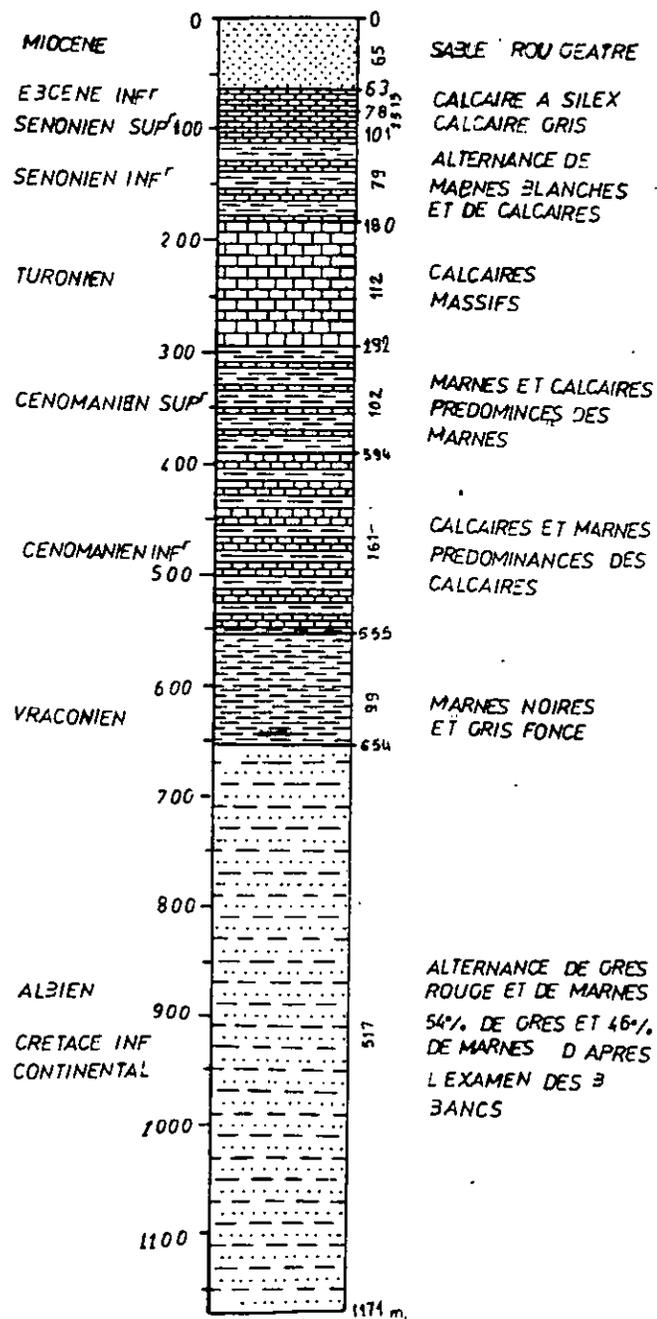
D'après le rapport du sondage d'étude de la nappe albienne jaillissante dans le bas sahara (Guerrara), on apprend que:

- le toit albien peut être situé à partir d'une profondeur de 500 m;
- le débit peut atteindre 240 l/s;
- la hauteur du jet peut arriver jusqu'à 120 m (12 bars).

Ces puits sont destinés essentiellement à l'alimentation en eau des populations de la région et à l'irrigation des oasis.

La mise en valeur de nouveaux périmètres agricoles a nécessité une multiplication du nombre de ces forages, (actuellement environ 15 forages) rendant ainsi urgente et indispensable une gestion plus rigoureuse et rationnelle de la ressource traduite par l'utilisation de nouvelles techniques d'irrigation.

FIG: I-3 COUPE GEOLOGIQUE DU FORAGE



Source : Rapport de données sur l'hydrogéologie Algérienne (cf, Bibliographie)

Chapitre II

Description du perimetre d'étude

CHAPITRE II

II- DESCRIPTION DU PERIMETRE D'ETUDE

Ce périmètre depuis son aménagement en 1988 est exploité par un privé et couvre une superficie totale de 373 ha, cependant, la superficie équipée ne présente que les 22 %, figure (II.1).

Les différents aménagements et équipements mis en place et dont les détails seront présentés par la suite sont les suivants:

- un forage artésien puisant l'eau du continental intercallaire (Albien)
- un réseau de conduite en amiante ciment de 2143 m de longueur
- trois pivots de type "anabib".

II.1- Forage

Le forage est de type profond et artésien, réalisé par l'entreprise nationale des travaux de puits (E.N.T.P).

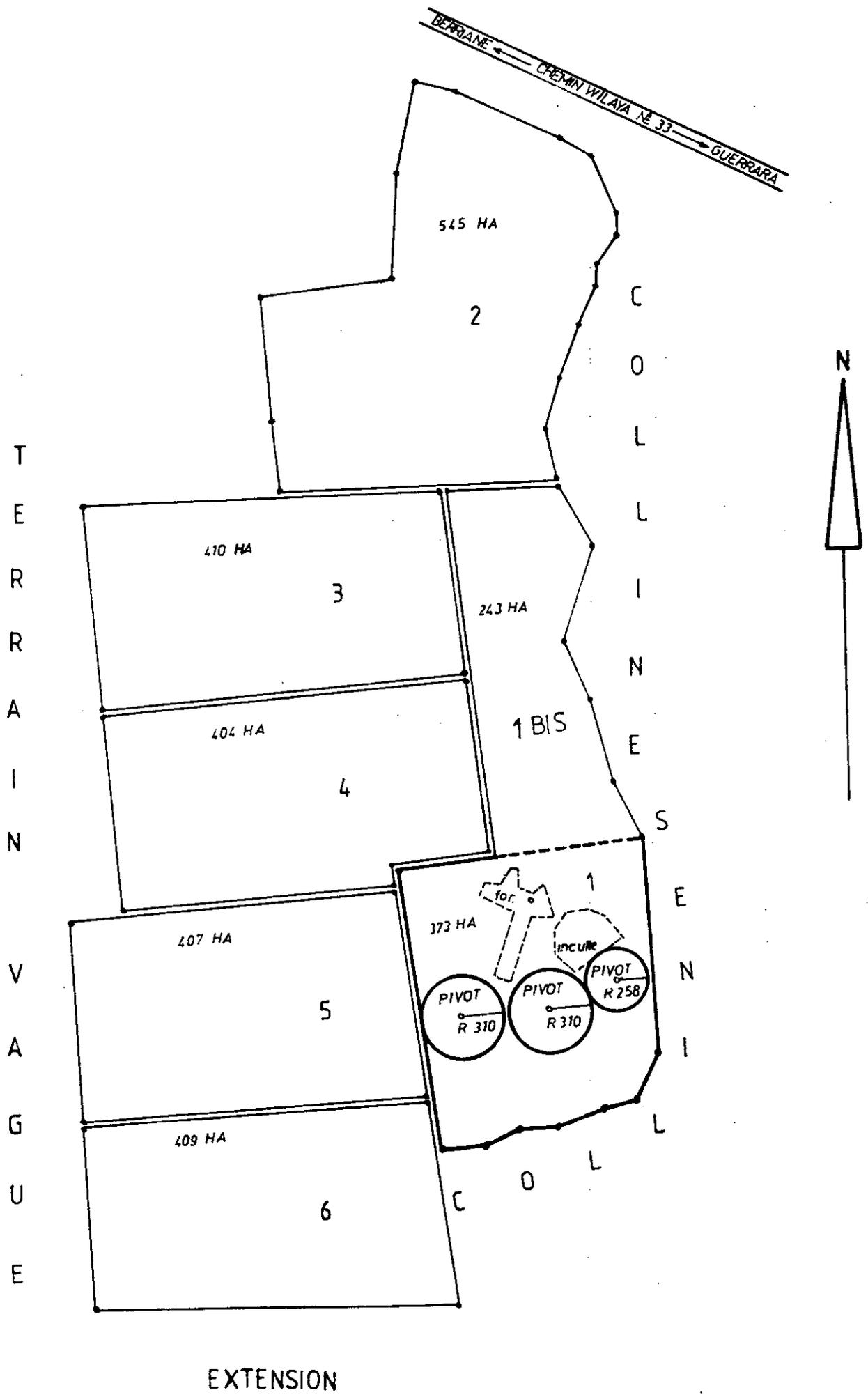
Selon le procès-verbal de réception datant du 7 mars 1988 et après vérification des travaux achevés par cette entreprise, les caractéristiques du forage étaient comme suit:

- Débit : 167 l/s
- Pression : 3 bars à vanne fermée
- Salinité : 4 g/l

Actuellement, nous avons remarqué une baisse importante de ces potentialités, tel que le niveau statique qui est de 1,8 bars.

Le débit mesuré sur la conduite principale du réseau avec un débitmètre à ultra-son est en moyenne de 50 l/s.

FIG: II. 1 VUE PLANIMETRIQUE DU PERIMETRE



Cette chute des performances du forage peut être due:

- aux problèmes techniques sur le forage tel que, colmatage des crépines par les éléments fins entraînés par l'eau et mauvais emplacement des différents tubes sur la colonne de captage (tubes perforés "crépine", tubes pleins);
- à une gestion inadéquate de la ressource dans le temps.

Le temps d'exploitation est de 24 h/jour durant tout le cycle cultural d'une spéculation donnée.

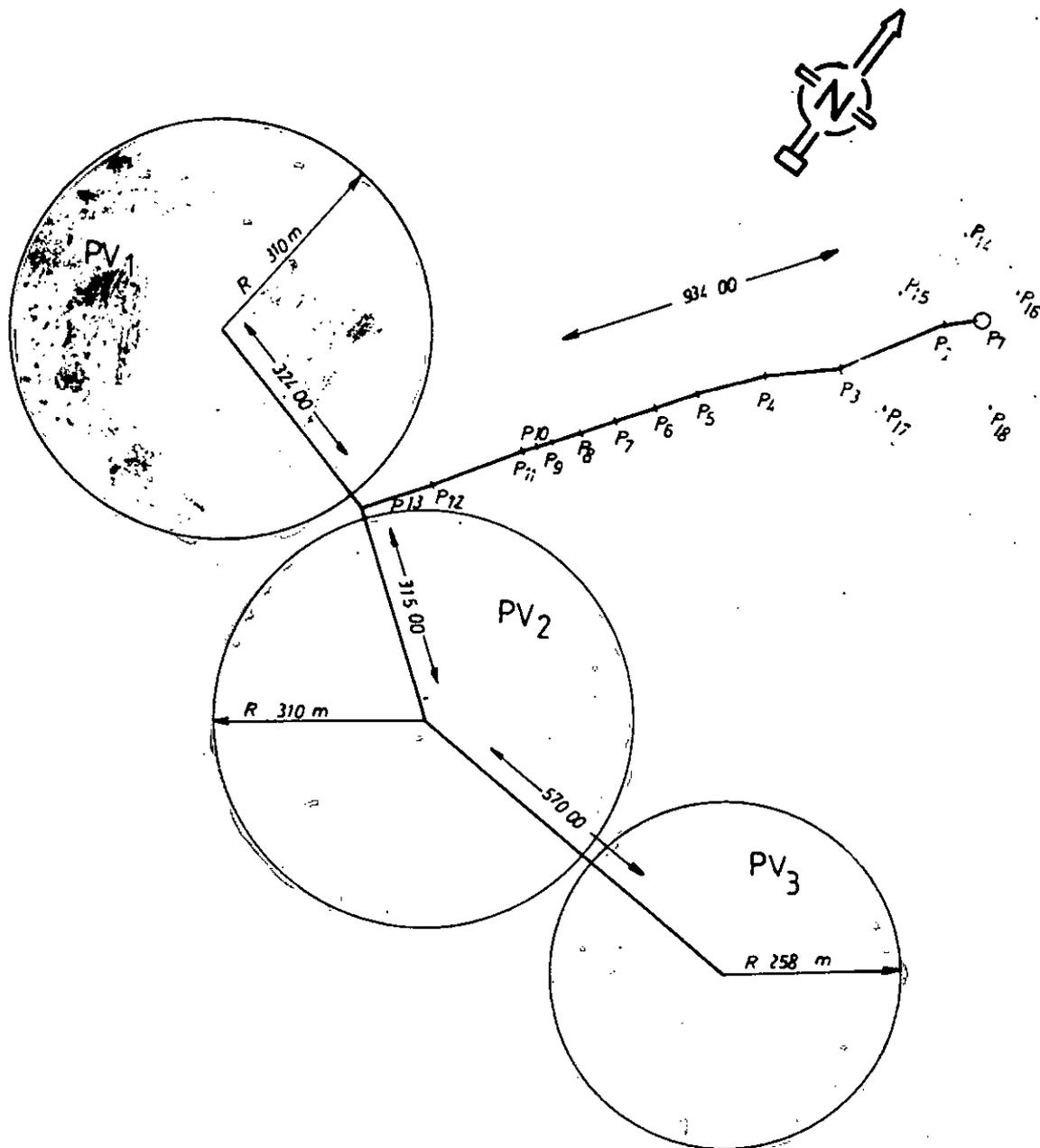
II.2- Réseau de canalisation implanté

Le réseau tel qu'il est montré sur la figure (II.2), comprend les éléments suivants:

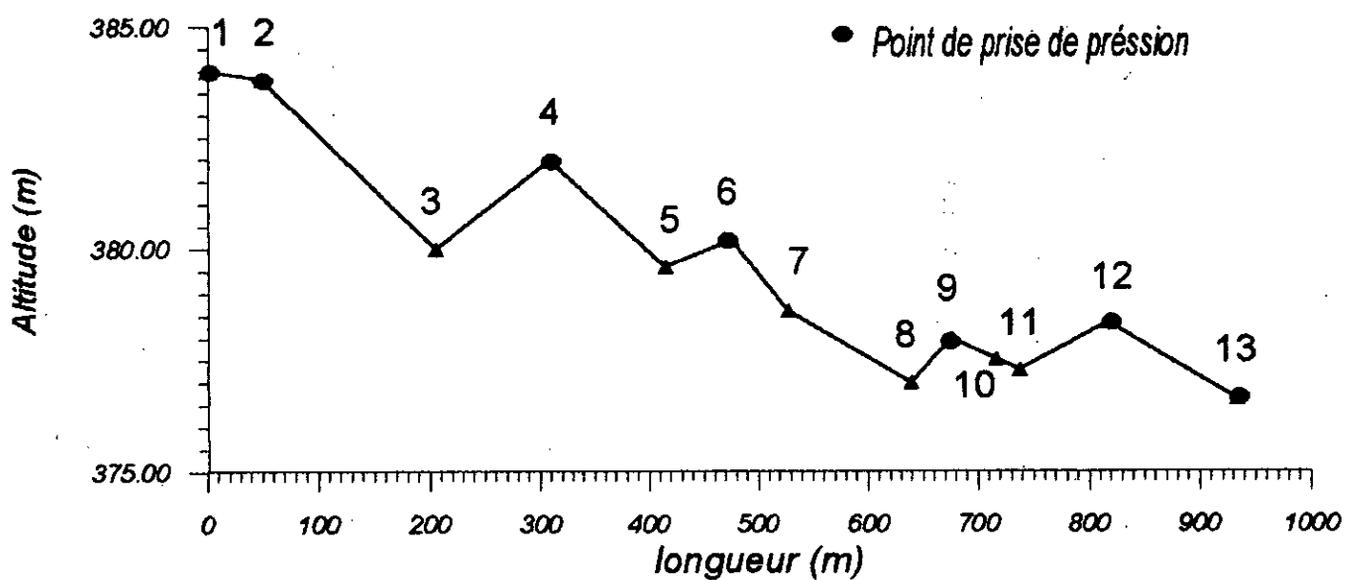
- une conduite principale reliant le forage à la première ramification (P 13)
- deux conduites secondaires issues de P 13, l'une connectée directement à la base du pivot N°1 et l'autre à la deuxième ramification située à la base du pivot N°2.
- une conduite tertiaire partant de la deuxième ramification pour aboutir enfin au pivot N°3.
- une vanne de sectionnement à la tête du forage
- trois vannes de purge placées aux points hauts de la conduite principale, figure (II.3).
- deux robinets vanne de desserte d'eau pour les cultures maraîchères placées sur la conduite principale.
- un convergent placé sur la conduite principale qui relie les conduites de diamètres: $\varnothing 300$ mm et $\varnothing = 250$ mm.

FIG: II-2 - RESEAU D'IRRIGATION DE TIKMAMAMINE

ECH : 1:10.000



**Figure (11 -3): Profil en long
Conduite pricipale (1-13)**



a) Nature des conduites

Les conduites du réseau sont en amiante-ciment non revêtues.

Parmi les propriétés de ce matériau, on cite:

- la bonne résistance mécanique
- le bon coefficient d'écoulement hydraulique
- la faible usure dans le temps
- l'excellente résistance à la corrosion chimique
- la non sensibilité aux effets des courants vagabonds du sol
- la facilité de pose

b) Dimensions des conduites

Celles-ci sont résumées dans le tableau suivant:

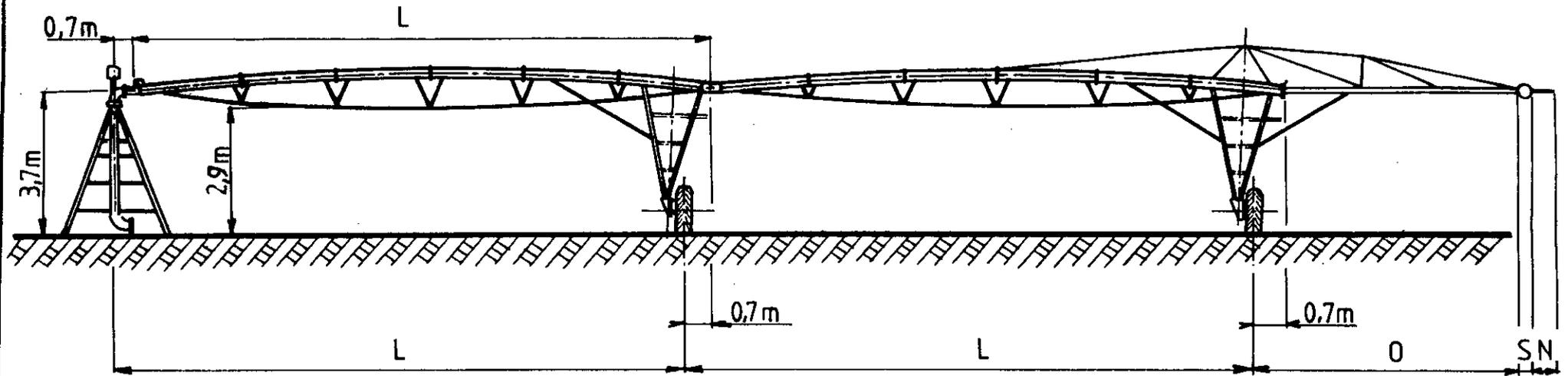
Conduite		Nbre de tronçons	Ø (mm)	L(m)	Dénivelée (m)
Principale (1 - 13)		2	300	717	+6,47
			250	217	+0,88
Secondaire	13 - PIV 1	2	150	324	-2,15
	13 - PIV 2		250	315	-0,50
Tertiaire (PIV 2 - PIV3)		1	150	570	-0,16

II.3- Le système centre pivot

II.3.1- Description détaillée d'un pivot

Le centre pivot est un système mobile d'irrigation. A l'origine c'est un appareil rotatif qui irrigue un champ circulaire à partir d'un point d'eau central et qui constitue l'axe du pivot, figure (II.4).

FIG: II_4 LE PIVOT



Le système à pivot se compose d'une rampe en élévation, supportée tous les 30 à 60 mètres par des tours mobiles. Chaque tour est dotée d'un moteur électrique dont la mise en marche provoque la rotation des roues qui tournent perpendiculairement à la rampe et l'ensemble décrit un cercle. A l'aval de la dernière tour, on dispose généralement une conduite en porte à faux. La longueur de la rampe peut aller jusqu'à 800 m, ce qui permet d'arroser un disque de 200 ha

A- Tour centrale

Celle-ci, est localisée au centre du cercle irrigué, elle consiste en un tuyau vertical de 3,7 mètres de hauteur et de 159 mm de diamètre intérieur. Figure (II-5).

La tour centrale est soumise à d'importants efforts lorsque la rampe tourne en refoulant l'eau sous pression et doit être donc placée sur un massif en béton et étayée par une charpente métallique.

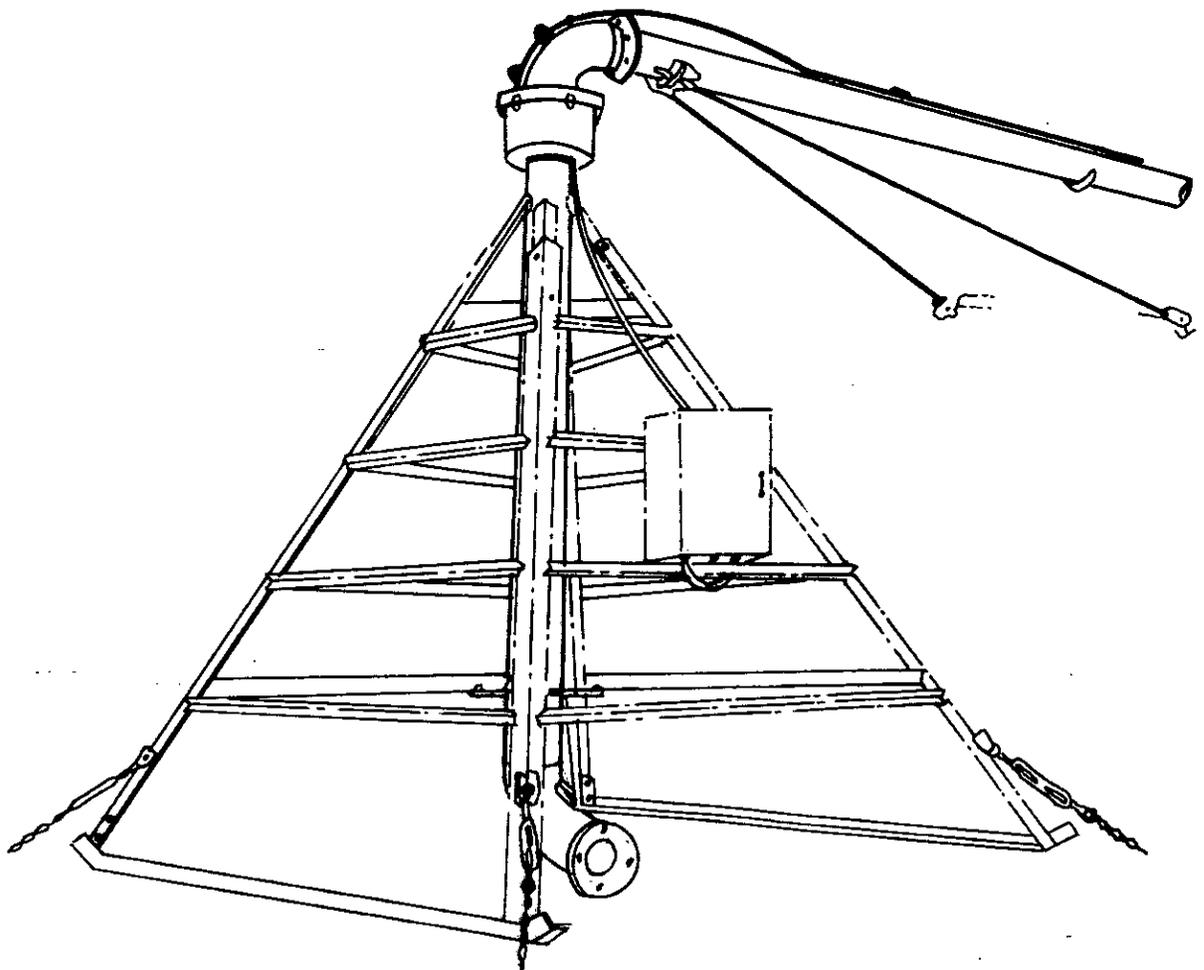
La tête de la tour centrale qui rattache le tube horizontal à l'élément du tuyau vertical est constituée par un coude, une jonction étanche et un collecteur à balais qui sert de transit pour les lignes électriques de commande et de sécurité. La partie inférieure de la tour est connectée au réseau hydraulique sous pression.

B- Fondation du pivot

La fondation de la tour centrale est une dalle en béton armé dont les détails sont illustrés sur la figure (II.6).

La construction de la fondation nécessite le respect des normes suivantes:

FIG: II.5 LA TOUR CENTRALE



Source : These de M. Dahbi (cf, Bibliographie)

- 2,4 m³ de béton B225
- 52,8 m d'acier TOR à verrou 6
- 54,6 m d'acier TOR à verrou 10
- 23,2 m² de grille d'acier de construction AQ50

C- Rampe mobile

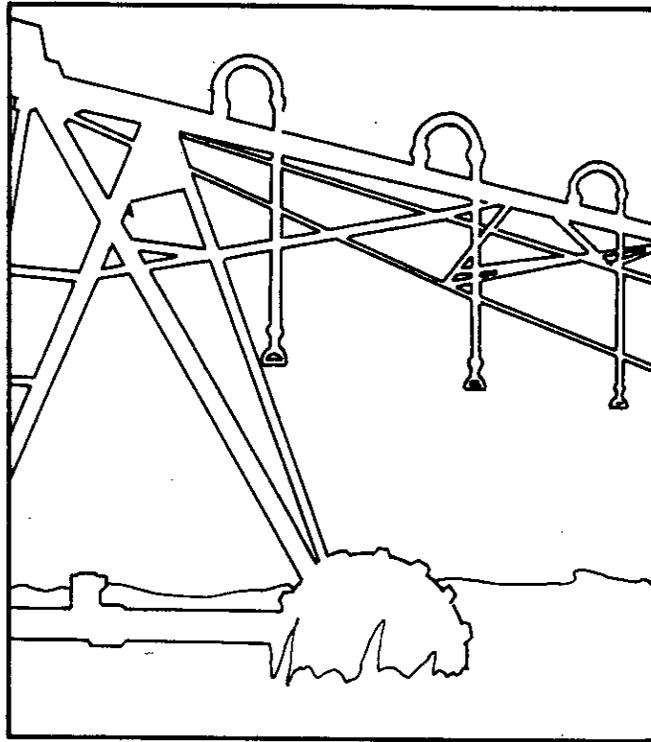
La rampe est équipée d'organes d'arrosage dont l'espacement et les caractéristiques hydrauliques sont calculées de manière à assurer une pluviométrie quasi-uniforme sur toute la surface couverte, figure (II-7).

Nous citons ci-après certaines caractéristiques de ces organes d'arrosage.

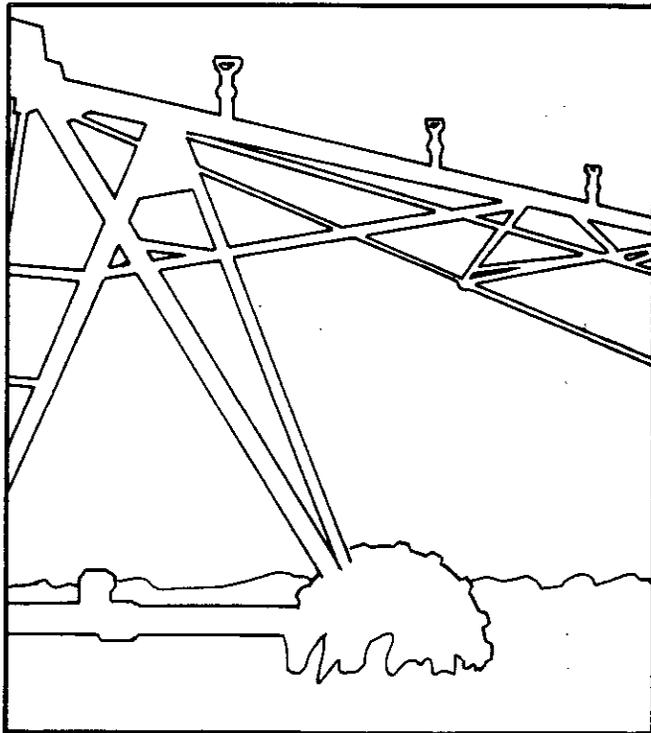
Organes d'arrosage	Pression à l'extrémité du pivot	Taille des gouttes	Intensité d'apport
Buse basse pression	1	Petite à moyenne	Elevée
Asperseur basse pression	2,5	Grande	Moyenne
Asperseur à haute pression Espacement variable	4,5	Moyenne	Moyenne à faible
Asperseur à haute pression Espacement constant	4,5	Moyenne à grande	Faible

Le choix du type d'arroseur est fonction de:

- la qualité de l'eau
- l'intensité et la fréquence des vents
- la nature du sol
- la pression disponible



A MONTAGE DES TUYAUX DESCENDANT



B MONTAGE DES TUYAUX ASCENDANT

FIG-II-7 DISPOSITIONS DES ARROSEURS

D- Tour mobile

Les tours mobiles, figure (II.8) servent de support pour la rampe, la découpant en un ensemble de travées reliées entre elles par des manchons de tuyaux en matériaux de haute qualité, à la fois flexibles et résistant aux intempéries, aux rayons ultra-violet, à l'ozone⁽¹⁾.

Ces manchons de tuyaux permettent à la rampe d'épouser jusqu'à 30 % d'angle de déformation verticale du terrain.

Chaque tour est équipée d'un moteur électrique placé au milieu de la travée horizontale. Il actionne des tiges horizontales à cardans qui commandent chacune des deux roues par l'intermédiaire d'une boîte formant un réducteur et un renvoi d'angle par pignon et vis sans fin.

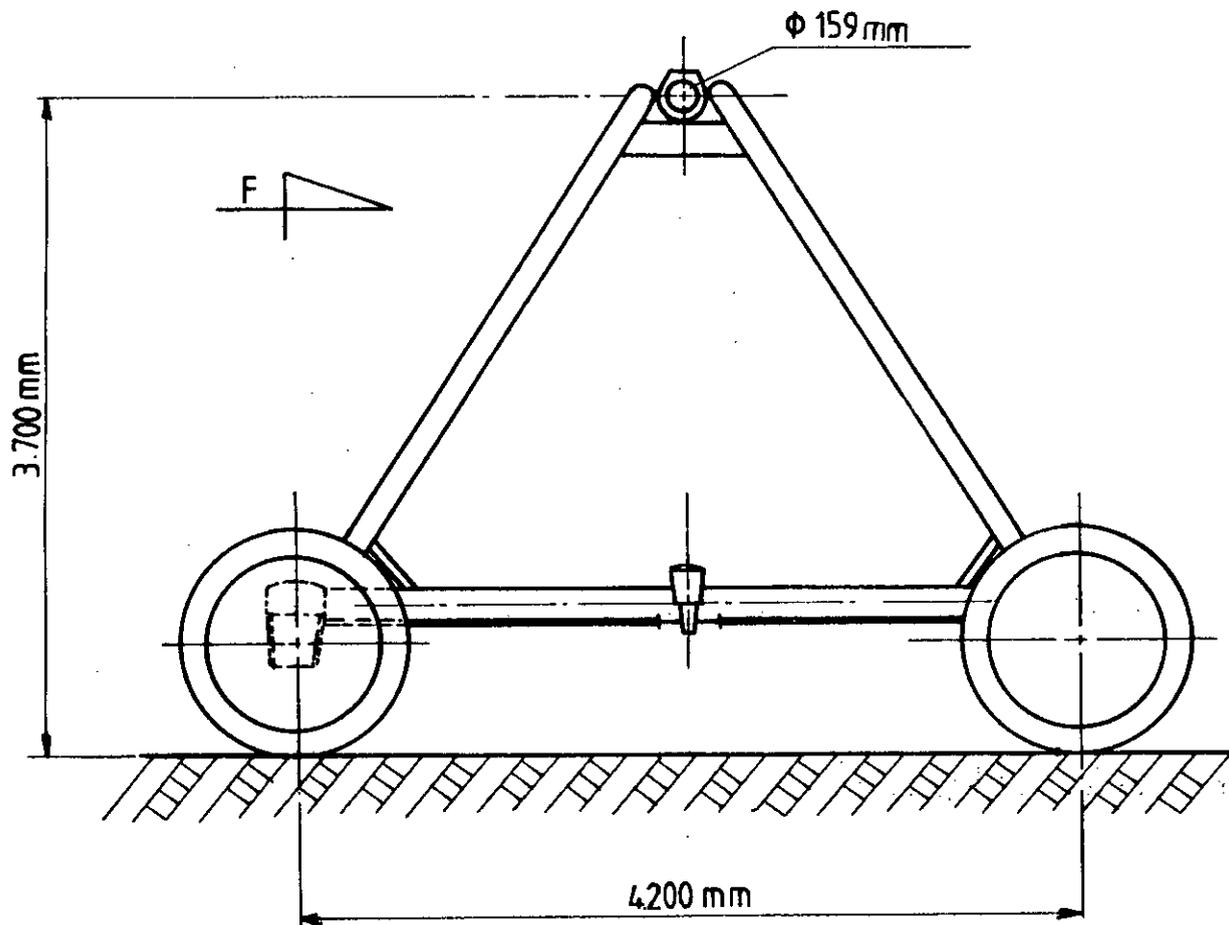
E- Armoire de commande

La machine est contrôlée à partir de l'armoire de commande accrochée à la charpente de la tour centrale. Cette armoire comprend:

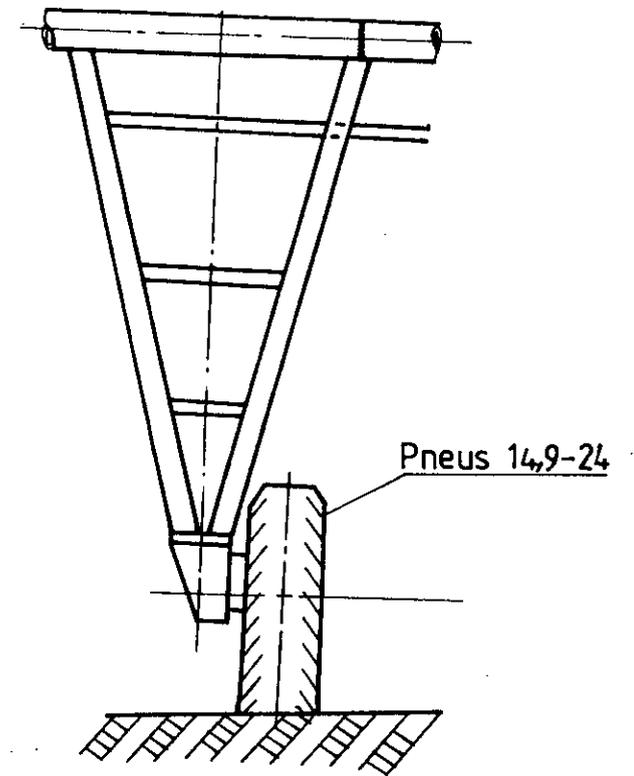
- un interrupteur principal qui commande l'arrivée du courant
- un interrupteur basse pression qui stoppe automatiquement la machine lorsque la pression descend au dessous d'une certaine valeur de la pression nominale.
- un sélecteur de vitesse
- un sélecteur de direction
- un démarreur manuel
- un voltmètre

⁽¹⁾ Source: BAUER CENTERSTAR

FIG:II-8 LA TOUR MOBILE



Vue suivant F



Avec toutes ces commandes, l'opérateur peut à partir de cette armoire, lancer ou arrêter le mouvement, inverser le sens de rotation, changer de vitesse et vérifier tout le système électrique.

II.3.2- Principe de fonctionnement de la rampe pivotante

Le mouvement de la rampe mobile est entièrement commandé par le moteur de la tour la plus éloignée qui reçoit le réglage de la cadence du démarrage et des arrêts à partir de l'armoire électrique.

Le réalignement des tours intermédiaires est assuré progressivement de la manière suivante:

Lorsque la tour n°1 avance et la travée 1-2 pivote autour de la tour n°2, il se forme un angle α_2 qui atteint une valeur α_0 de réglage de démarrage. Ensuite il y a déclenchement de l'énergie vers le moteur de la tour n°2 qui avance et fait pivoter la travée 2-3 autour de la tour N°3 jusqu'à ce que l'angle α_2 ait atteint 0° .

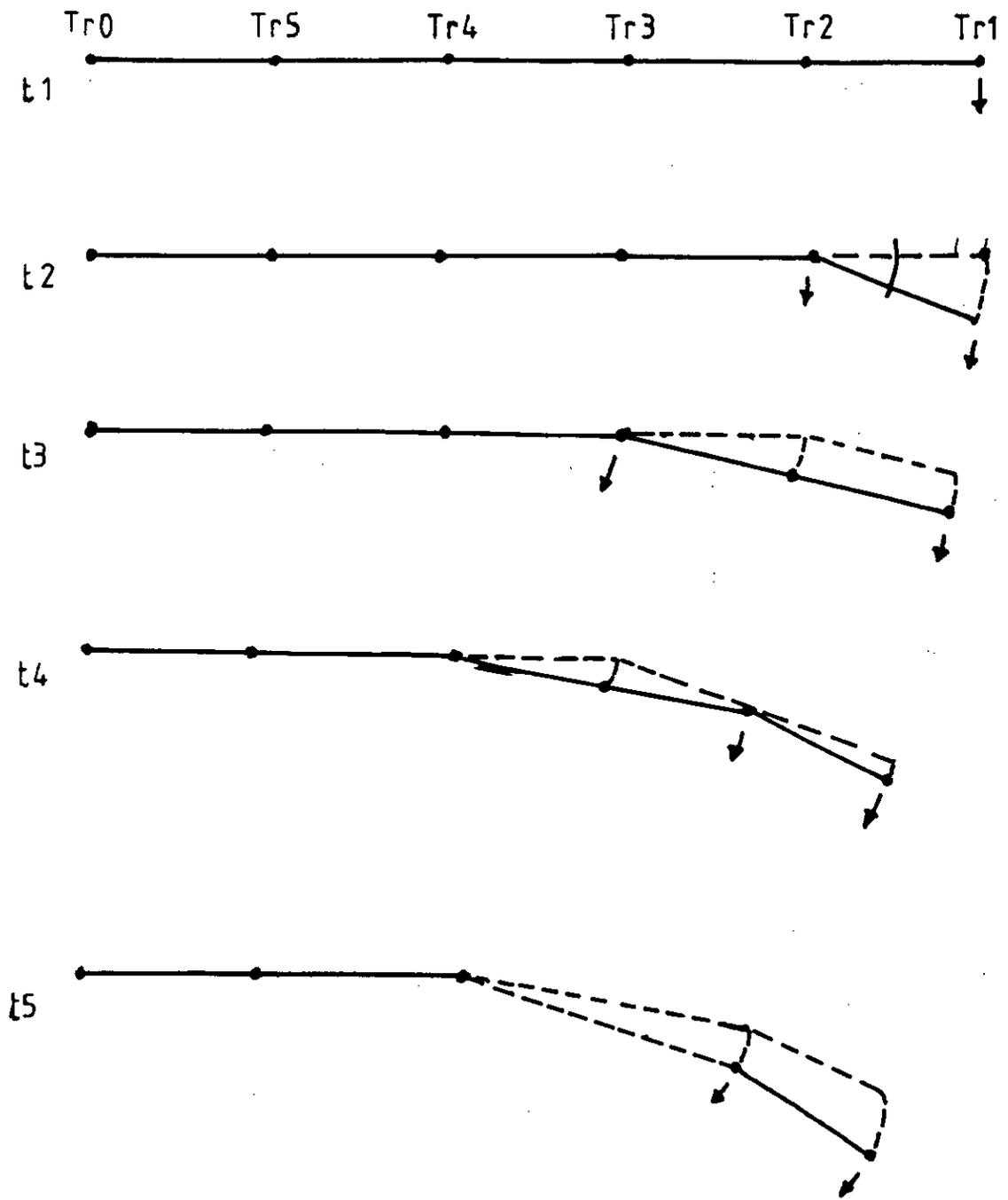
Pendant ce temps, se forme un angle α_3 entre les travées 2-3 et 3-4 provoquant le déclenchement de l'énergie vers le moteur de la tour n°3 qui avance et fait pivoter la travée 3-4.

Ainsi, de proche en proche, la rampe mobile avance dans son mouvement de rotation autour de la tour centrale, les autres à l'arrière se mettant successivement en marche afin de rattraper leur retard, figure (II-9).

II.3.3- Pivots utilisés par l'exploitant

L'exploitant a assuré l'irrigation d'une superficie de 81,5ha en installant trois pivots (Anabib):

FIG:II _ 9 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA
RAMPE PIVOTANTE



Tr 2: tour mobile n° 2

Tr 0: tour centrale

t: temps

- un pivot couvrant une superficie de 20,9 ha
- deux pivots, chacun assurant l'irrigation de 30,3 ha

A- Caractéristiques des pivots

A.1- Pivot - 20,9 ha

- . Longueur totale du système : 254,8 m
- . Une tour centrale galvanisée à chaud avec armoire de commande montée
- . Cinq tours mobiles 160 EL galvanisées à chaud et comprenant des pneus spéciaux "high flotation" 14.9" - 24 avec jantes galvanisées à chaud.
- . Cinq travées galvanisées à chaud de 46,8 m de longueur et de 159 mm de diamètre.
- . Un porte à faux avec allongement, galvanisé à chaud et de 19,1 m de longueur
- . Entraînement de tour mobile robuste avec moteur électrique de 0,74kw, 380 V, 50 Hz
- . Equipements par buses atomiseurs pour une distribution optimale de la pluviométrie.

A.2- Pivot - 30,3 ha

- . longueur totale du système 307,6 m
- . une tour centrale galvanisée à chaud avec l'armoire de commande montée
- . Six tours mobiles 160 EL galvanisées à chaud et comprenant des pneus spéciaux "high flotation" 14,9" - 24 avec jantes galvanisées à chaud.

. six travées galvanisées à chaud de 159 mm de diamètre; deux ont une longueur de 52,7 m et les quatre autres ont 46,8 de long.

. Un porte à faux avec allongement, galvanisé à chaud et de longueur de 13,2 m.

. Entraînement de tour mobile robuste avec moteur électrique de 0,74 kw, 380 V, 50 Hz

. Equipements par buses atomiseurs pour une distribution optimale de la pluviométrie.

B- Données techniques des pivots (Anabib)

B.1- Pivot : 20,9 ha

- Débit fictif continu d'arrosage : (l/s/ha)	0,93	- 1,16	- 1,39
- Arrosage au delà des bords des buses basse pression (m)	3,0	- 3,0	- 3,0
- Pluviométrie journalière (mm/jour)	8,0	- 10,0	- 12,0
- Débit de consommation en eau (m ³ /h)	96,6	- 87,0	104,4
- Heures de service par jour proposées (h)	24,0	- 24,0	24,0
- Vitesse maximale de tour mobile (m/h)	123	123	123
- Temps minimal de rotation avec la vitesse max (h, min)	12,10	12,10	12,10
- Pluviométrie minimale par rotation (mm)	4,0	5,0	6,0
- Pression à la buse du dernier raccordement (bar)	1,2	1,2	1,2
- Pression nominale à l'entrée du pivot (bar)	1,7	1,7	1,7
- Pression maximale exercée sur le sol (N/cm ²)	13	13	- 13
- Intensité maximale (mm / h)	43	53	62
- Durée de charge avec vitesse maximale (min)	5,9	6,0	6,1
- Puissance du groupe électrogène requise (KVA)	10,5	10,5	10,5
- Puissance absorbée (KVA)	7,2	7,2	7,2

B.2- Pivot : 30,3 ha

- Débit fictif continu d'arrosage : (l/s/ha)	0,93	1,16	1,39
- Arrosage au delà des bords des buses basse pression (m)	3,0	3,0	3,0
- Pluviométrie journalière (mm/jour)	8,0	10,0	12,0
- Débit de consommation en eau (m ³ /h)	101,0	126,2	151,5
- Heures de service par jour proposées (h)	24	24	24
- Vitesse maximale de tour mobile (m/h)	123	123	123
- Temps minimal de rotation avec la vitesse max (h, min)	15,10	15,10	15,10
- Pluviométrie minimale par rotation (mm)	5,0	6,3	7,5
- Pression à la buse du dernier raccordement (bar)	1,2	1,2	1,2
- Pression nominale à l'entrée du pivot (bar)	1,8	2,0	2,1
- Pression maximale exercée sur le sol (N/cm ²)	14	14	14
- Intensité maximale (mm / h)	51	63	75
- Durée de charge avec vitesse maximale (min)	6,0	6,1	6,2
- Puissance du groupe électrogène requise (KVA)	10,9	10,9	10,9
- Puissance absorbée (KVA)	7,2	7,2	7,2

Chapitre III

Gestion actuelle du périmètre irrigué

CHAPITRE III

III- GESTION ACTUELLE DU PERIMETRE IRRIGUE

Dans ce chapitre nous exposerons le mode de gestion pratiqué par l'exploitant en fonction des différentes spéculations appliquées au champ (assolement) et l'irrigation adoptée.

III.1- Assolement

Pour des raisons purement techniques à savoir d'une part, l'insuffisance du débit et le manque de pression et d'autre part, les contraintes économique-financières, l'agriculteur a préféré suivre l'assolement figurant dans l'annexe, tableau (V-1-a).

III.2- Mode d'irrigation

L'irrigation du périmètre s'effectue de manière à ce que deux pivots fonctionnent au maximum, avec la vanne du forage complètement ouverte le long du cycle végétatif d'une spéculation donnée.

Pour alimenter en eau l'ensemble du périmètre (81,5 ha), l'agriculteur est tenu à faire fonctionner les trois pivots par alternance.

Tel qu'il est, ce mode de gestion des irrigations impose à cet agriculteur un suivi permanent au niveau des ouvertures et fermetures des vannes de sectionnement situées, à la base de chaque pivot ayant fait une rotation complète. De même, qu'une synchronisation entre l'arrêt et la mise en marche du pivot est impérative à chaque ouverture ou fermeture de la vanne. En plus de toutes ces contraintes, il y a nécessité de purger presque chaque jour, au niveau des trois prises sur la conduite principale déjà citées en (II.1.2).

A partir de ce mode de gestion, on constate:

- une distribution aléatoire de la durée journalière de fonctionnement de chaque pivot.
- une perte de temps quotidienne pour l'ouverture et la fermeture des vannes des pivots et l'astreinte périodique pour la purge de l'air accumulé dans la conduite principale.
- une surveillance permanente et régulière de l'alimentation des pivots.
- L'exploitation abusive du forage 24 h/jour, le long du cycle végétatif des cultures qui peut épuiser la nappe en un laps temps plus court.

Chapite IV
Analyse des mesures
et interprétation

IV. 1 Matériel et méthode expérimentale.

Le matériel utilisé consiste en:

- Un débitmètre a ultrasons.
- Un manomètre.
- Trois réductions pour raccorder le manomètre aux différentes prises du réseau figure (II-3).
- Matériel nécessaire pour les levés topographiques.

Nous noterons les appareils sont étalonnés au laboratoire d'hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Méthode expérimentale:

Les mesures sont relevées sur la base de deux paramètres; débit et pression. L'expérimentation se résume ainsi : les mesures sont effectuées pour deux cas de fonctionnement du réseau; avant la purge et après la purge, dans le but d'évaluer les pertes de charge et le débit ralenti sous l'effet des poches d'air accumulées dans la conduite principale.

Toutefois, les mêmes étapes pour le relevé des mesures ont été suivies pour chaque cas, à savoir:

- Etape 1 - Vanne du forage à moitié ouverte.
- Etape 2 - Vanne du forage complètement ouverte.

Celles-ci permettent d'évaluer les débits et les pressions à la base de chaque pivot, ainsi que le comportement du réseau vis à vis de ces deux ouvertures de vanne.

Pour chacune des étapes citées, deux modes d'utilisation des pivots ont été adoptés:

- Deux pivots en marche irriguant 60.6 ha.
- Trois pivots en marche irriguant 81.5 ha.

Ceux-ci ont été pratiqués afin de déterminer lequel des deux s'adapte le mieux avec le réseau. Les différentes mesures sont tabulées à l'annexe (tableau IV-2).

IV. 2 Vérification de la fiabilité des mesures:

Dans le but de voir si les mesures effectuées insitu sont fiables, nous avons procédé à un calcul théorique des pressions tout en utilisant:

- Les débits mesurés, (tableau IV-1), partie annexe.
- La pression mesurée à la tête du forage (P_1).

Le calcul est basé sur la formule de perte, de charge de LECHAPET CALMON, dont la formulation s'écrit:

$$J = L \cdot Q^M / D^N .$$

Où L, M, N sont invariants pour une valeur donnée de la rugosité k. Nous signalons que cette formule ne donne pour des vitesses comprises entre 0.4 m / s et 2 m / s qu'un écart

relatif maximum de l'ordre de 3% par apport à celle de Colebrook-White.

Dans notre cas, les conduites sont en amiante ciment non revetu, la rugosité correspondante donnée par la table de LECHAPET CALMON est: $k = 0.025$. Pour cette valeur correspond les coefficients: $L = 1.01$, $M = 1.84$, $N = 4.88$.

La formule s'écrira donc:

$$J = 1.01 \cdot Q^{1.84} / D^{4.88} .$$

pour tenir compte des pertes de charge singulières évaluées à 10% de la perte de charge unitaire; la perte de charge totale unitaire sera donc:

$$J_1 = 1.111 \cdot Q^{1.84} / D^{4.88} .$$

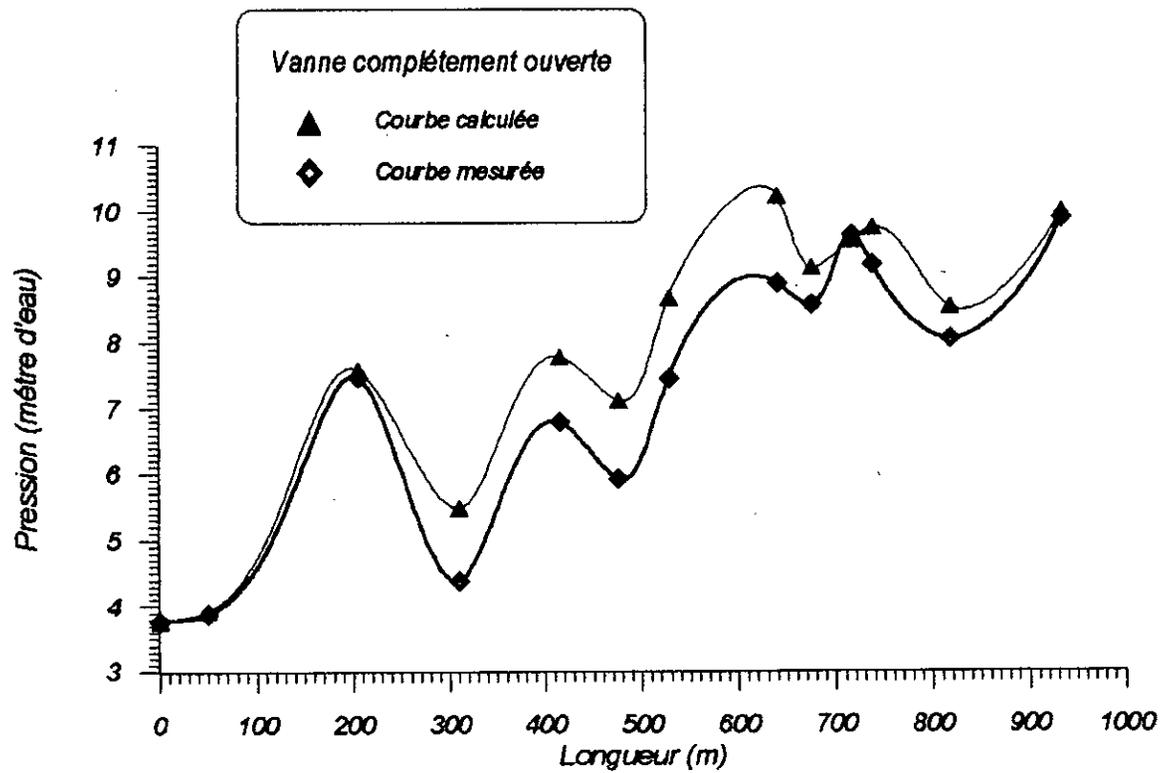
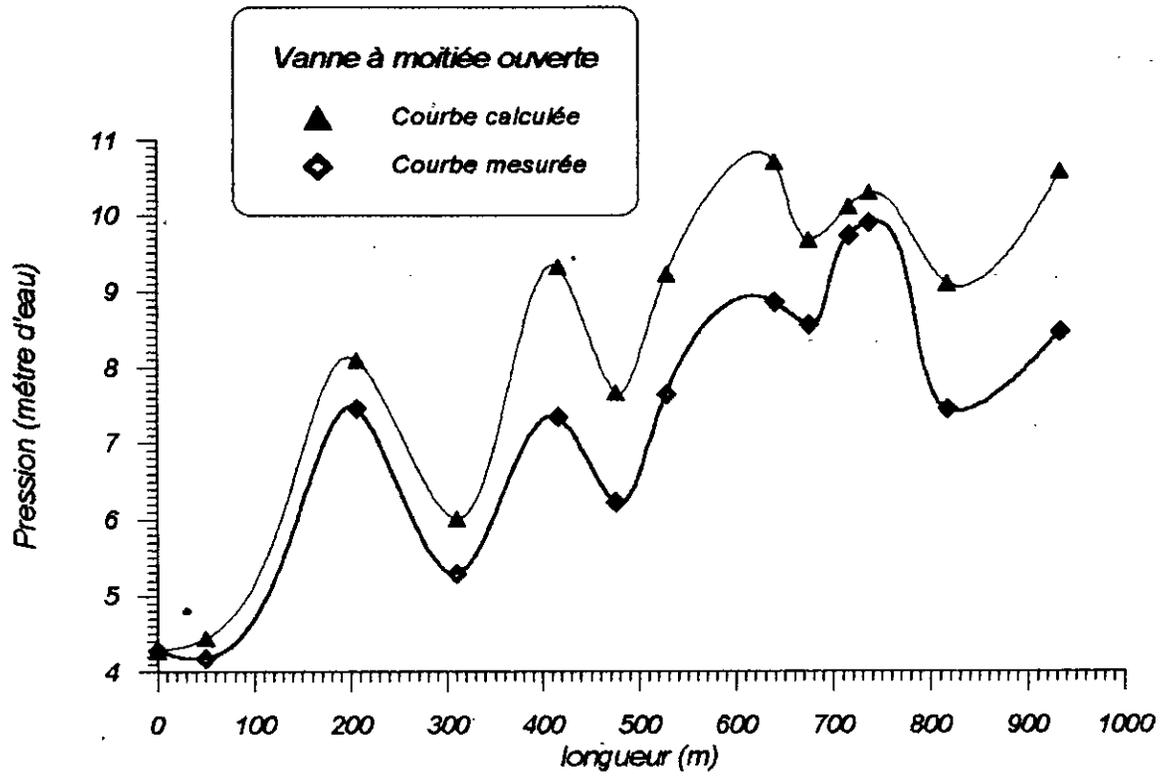
Avec $[J] = \text{mm} / \text{m}$, $[Q] = \text{m}^3/\text{s}$ $[D] = \text{m}$.

Le détail d'un calcul type et tous les résultats obtenus résumés dans le tableau (IV.2) figurent dans la partie Annexe.

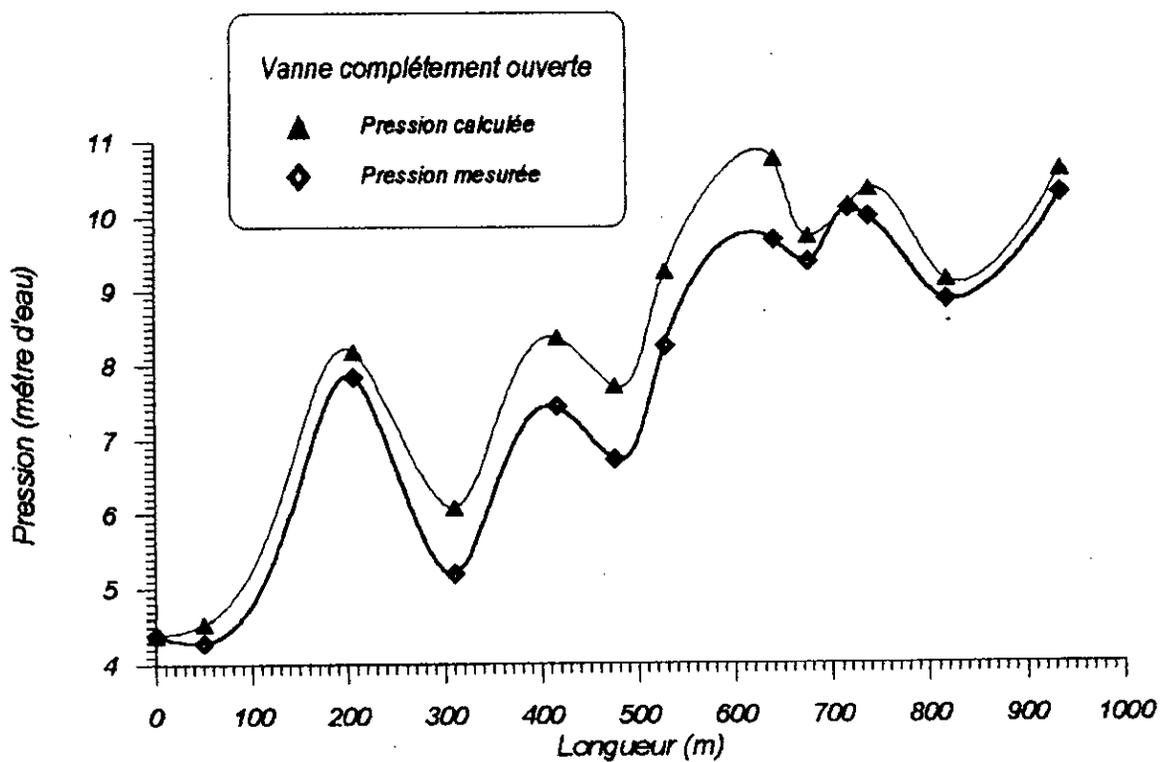
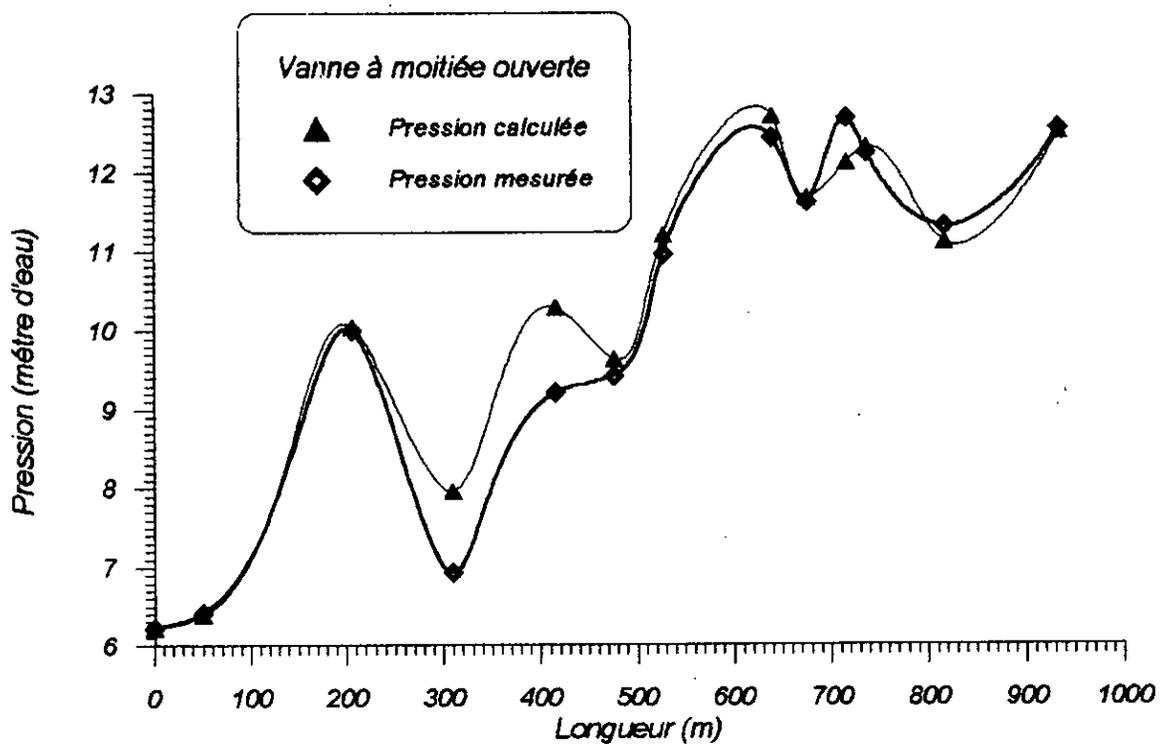
Pour plus de clarté, les figures (IV-2-a et IV-2-b) représentent la variation des pressions mesurées et celles calculées en fonction de la longueur cumulée sur la conduite principale (1-13).

D'après les courbes tracées, on constate que la variation des pressions calculées est similaire à celle des pressions mesurées, à un décalage près due aux erreurs dues essentiellement, à l'appareillage utilisé, à la lecture (

**Figure 17-2a - : Courbes de pressions - 3 PIVOTS
conduite principale**



**Figure 1-2b : Courbes de pressions - 2 PIVOTS
conduite principale**



topographie et pression) et enfin à la formule appliquée qui dépend de la rugosité des conduites dont on ignore leur état de surface interne.

IV. 3 Analyse des résultats:

A Partir des mesures prises, nous constatons:

- Une perte de charge supplémentaire et une diminution du débit causés par les poches d'air accumulées dans la conduite principale aux point 2, 4, et 6, figure (II-3).

IV. 3. 1 Evaluation des pertes de charge:

Ce calcul permet d'évaluer les pertes de charges dues aux poches d'air. Etant donné que ces pertes dépendent de l'ouverture de la vanne du forage, c'est-à-dire du débit transitant dans la conduite et du nombre de pivots en fonctionnement, cette perte de charge est estimée à la différence de pertes de charge totales avant et après la purge. Le calcul des pertes de charge correspondant à chaque cas (avant et après purge) sont résumés dans le tableau (IV-1)

$$\Delta H_{AP} (\%) = (\Delta H_{AVP} - \Delta H_{APP}) / (\Delta H_{AVP}) \times 100$$

où ΔH_{AP} (%): pertes de charge due aux poches d'air, exprimée en %.

ΔH_{AVP} : pertes de charge du cas avant purge(m).

ΔH_{APP} : pertes de charge du cas après purge (m).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (IV-2).

Tableau (IV-1): perte de charge totale dans la conduite principale

AVANT PURGE				
Vanne	NB. piv	H ₁ (m)	H ₁₃ (m)	H ₁₋₁₃ (m)
1 / 2 ouv	2	395.22	386.45	8.77
	3	393.26	385.36	7.90
Max. ouv	2	392.93	385.47	7.46
	3	388.25	381.99	6.26
APRES PURGE				
1 / 2	2	390.64	387.65	2.99
ouv	3	388.57	385.69	2.88
Max.	2	388.68	387.65	1.03
ouv	3	388.03	387.21	0.82

Légende: NB. Piv: nombre de pivots en fonctionnement.

H₁ : charge piézométrique à la tête du forage (1).

H₁₃ : charge piézométrique à la ramification (13).

H₁₋₁₃: perte de charge totale dans la conduite principale.

1 / 2 ouv: vanne du forage à moitié ouverte.

Max. ouv: vanne de forage complètement ouverte.

Tableau (IV-2): perte de charge due aux poches d'air.

Vanne	NB. piv	ΔH_{APP} (%)
1 / 2 ouv	2	65.91
	3	63.54
Max. ouv	2	86.19
	3	86.90

On constate une perte de charge importante d'environ 60 à 85% dans un réseau où la pression fournie par le forage est très insuffisante pour garantir les pressions nominales exigées par le constructeur des pivots.

IV.3.2 Evaluation du débit ralenti:

La comparaison des débits totaux apportés aux pivots, mesurés avant et après la purge pour le cas de trois pivots en marche à vanne du forage complètement ouverte, nous a donné un ordre de grandeur du débit freiné sous l'effet des poches d'air évalué à environ 20% du débit total.

Pour les autres cas, ce calcul est jugé inutile à cause des valeurs des débits mesurés qui ne sont pas significatives.

Ind: Les valeurs des débits mesurés figure dans le tableau (IV-1) dans l'Annexe.

IV. 4 Phénomène de formation des poches d'air:

Les poches d'air sont le résultat d'accumulation de bulles d'air entraînées par l'eau aux points hauts du réseau.

IV. 4. 1 Causes de formation des poches d'air:

L'air dissous dans l'eau s'en sépare quand la température augmente ou quand la pression diminue. On peut dans certains cas observer des entraînements d'air par formation de vortex aux points d'aspiration des pompes ou d'alimentation gravitaire des conduites ou encore aux niveaux des presse-étoupe.

Enfin avant la mise en service d'un réseau ou lors d'une pénurie d'alimentation en eau , la présence d'air se traduit par des inconvénients certains (ralentissement ou arrêt total des débits, crachement aux points de prise) et peuvent conduire à des situations dangereuses pour la survie des ouvrages du fait des surpressions brutales.

IV. 4. 2 Les poches d'air dans le réseau:

En ce qui nous concerne, ce problème réside dans les points hauts de la conduite principale figure (II.3) (point 2,4 et 6).

D'après un spécialiste en la matière, ce phénomène est due à la variation du gradient de température qui diminue dans le sens ascendant du forage.

En effet, une partie de l'eau dans le réservoir Albien se trouve à l'état de vapeur sous l'effet de la température élevée dans ce type de nappe. Une condensation partielle de cette vapeur se produit le long du forage qui arrive à la surface sous forme de bulles d'air, entraînées ensuite par l'eau pour s'accumuler enfin en poches d'air aux points hauts de la conduite.

Pour y remédier, on propose de:

- Réduire le nombre des points culminants du réseau à un seul par des nivellements appropriés, pour y installer une ventouse de purge automatique.
- Alimenter le réseau à partir d'un réservoir dont le rôle est de créer la charge suffisante, refroidir l'eau et éliminer les bulles d'air créées par le forage. (Solution mise en oeuvre au périmètre de Oued R'Hir.).

IV.5 Conclusion:

Cette analyse des mesures, nous a permis de relever certaines constatations sur:

1. Les mesures relevées in-situ comparées aux valeurs théoriques, sont relativement satisfaisantes à quelques erreurs près dues essentiellement:

- Aux levés topographiques.
- Au débitmètre qui est très sensible au moindre geste du capteur plaqué sur la conduite donnant la valeur de la vitesse moyenne d'écoulement.
- Au manomètre dont l'erreur de lecture est égale à 0.05 bar.
- A la rugosité des conduites qui n'est pas connue et sur la quelle la formule de perte de charge de LECHAP ET CALMON se base.

Il est à noter que l'utilisation de cette formule de perte de charge pour la suite des calculs peut être justifier à partir de cette analyse des résultats.

2. L'effet des poches d'air sur le réseau, à savoir:

- Une perte de charge supplémentaire considérable, comprise entre 60% et 85% de la perte de charge totale dans la conduite principale du cas avant purge.
- Un ralentissement du débit, estimé à 20% du débit sortant du forage en première approximation.

Ces constatation, nous permettent, de formuler certaines recommandation telles que:

- La purge quotidienne de l'air accumulé dans la conduite principale si cette opération est manuelle (fastidieuse).
- Minimiser le nombre de points hauts du réseau et placer une ventouse de purge automatique à l'endroit approprié (point culminant du réseau).

Chapitre V
Calcul hydraulique du
réseau

Le calcul hydraulique du réseau est considéré comme la partie la plus importante dans cette étude puisqu'elle regroupe plusieurs variantes de calcul à savoir:

- deux assolements qui vont conditionner les besoins en eau des cultures, le premier est celui adopté actuellement par l'exploitant, quand au second, il sera proposé par nous (tableau (V-2-a), annexe). Le but principal de ce procédé est de minimiser le plus possible le débit de pointe et en même temps d'exploiter le maximum de la superficie agricole.

- Deux cas de calcul du réseau, l'un sera proposé d'une manière tecnico-économique, l'autre sera basé sur les dimensions actuelles du réseau.

V. 1. Evaluation des besoins en eaux des cultures:

Les besoins en eau des cultures dépendent essentiellement de la climatologie de la région d'étude comme déjà signalé en (I-2), mais également de la nature des cultures. Il est donc clair que chaque assolement exigera ses propres besoins en eau, (tableau (V-1, b) et (V-2, b), annexe).

En utilisant partiellement le logiciel CROPWAT, nous obtenons les besoins mensuels en eau des cultures pour les deux assolements. Figure (v.1)

Remarque:

CROPWAT est un logiciel de calcul des besoins en eau des cultures et des besoins d'irrigation à partir des données concernant le climat et les cultures (c'est la partie qui nous concerne). En outre, le logiciel permet l'élaboration de programme d'irrigation pour différentes conditions de gestion et de calcul de l'approvisionnement en eau d'un périmètre pour divers plans de culture.

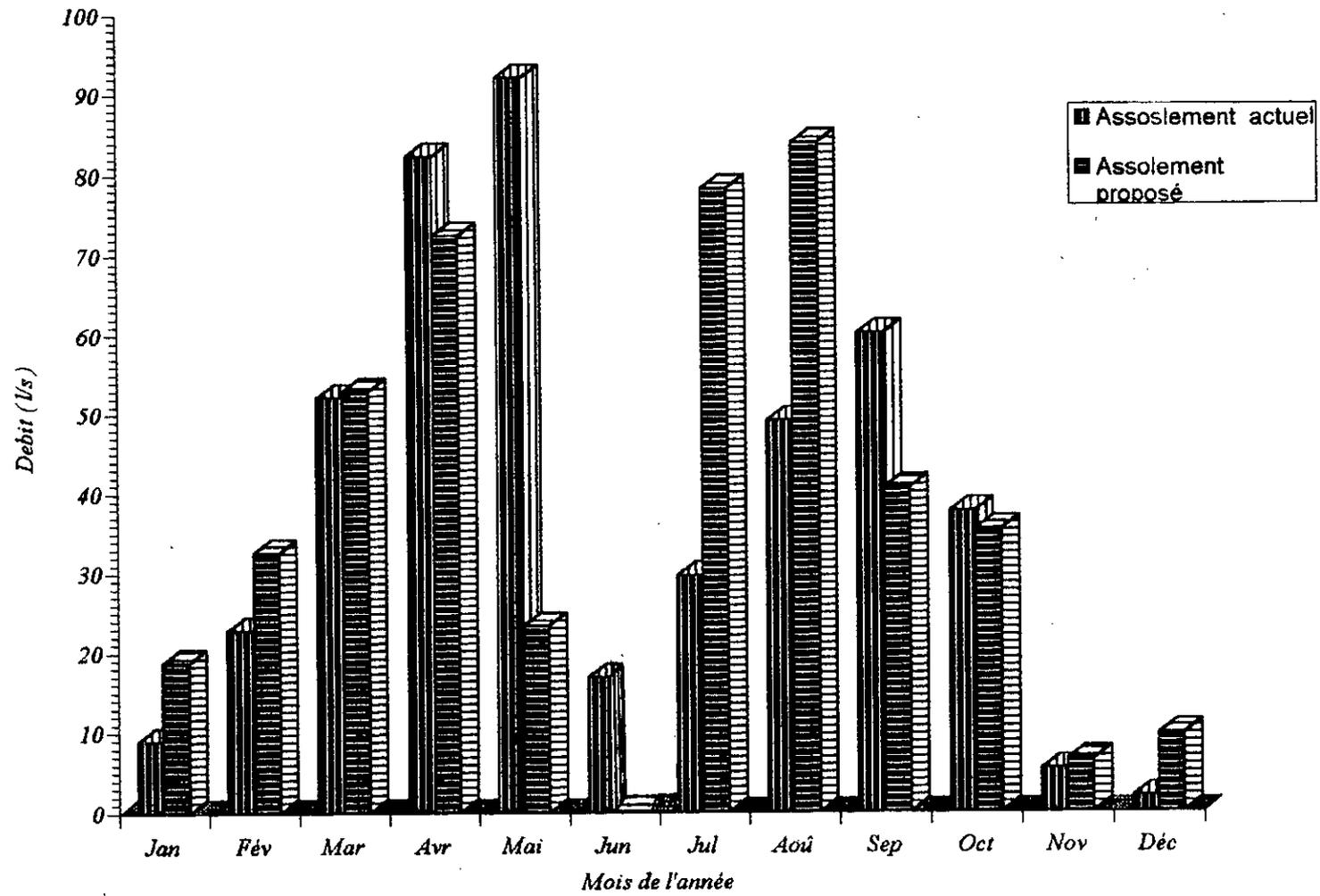
Les procédés de calcul des besoins en eau des cultures et des besoins d'irrigation sont principalement basés sur des méthodes présentées dans les bulletins d'irrigation et de drainage de la F.A.O. n° 24 " Les besoins en eau des cultures " et n° 33 " Réponse des rendements à l'eau ".

Le calcul de l'évapotranspiration de référence, ET_0 , est effectué en moyennant la formule de Penman rectifiée par Monteith; les paramètres sont réduits à la température de

l'air; l'humidité relative, la vitesse du vent et l'insolation journalière.

Dans ce qui suit, nous aborderons le calcul pour les deux cas (réseau proposé et réseau actuel) en se basant sur les débits de pointe exigés pour les deux assolements.

Fig (v.1) : Besoins en eau d'irrigation du périmètre



V-2- Calcul du réseau proposé

Supposons que le réseau actuel n'existe pas et proposons nous à déterminer ses dimensions optimales et ses caractéristiques hydrauliques que l'exploitant aurait du prendre en compte initialement.

Comme donnée principale, nous allons adopter le tracé actuel du réseau puisque nous n'avons pas suffisamment de renseignements sur la topographie du périmètre d'étude. En plus, nous ne voyons aucun inconvénient technique si l'on adopte ce tracé.

Trois variantes de diamètres vont être étudié. Avant d'entamer le calcul, nous devons déterminer les pressions correspondantes aux débit de pointe des deux assolements selon la gamme des performances hydrauliques données par le constructeur du pivot.

En interpolant linéairement les données du constructeur du pivot, nous obtenons le tableau (V-1)

Tableau (V-1) : Pressions et débits de calcul

	Débit (l/ s/ ha)	pression (m)	
		Pivot 20.9 ha	Pivot 30.3 ha
Assolement actuel	1.13	17.3	19.24
Assolement proposé	1.03	17.33	20.12

Le calcul des différentes variantes est basé sur la formule simple de Bernoulli :

$$p_m / \rho_g = p_v / \rho_g + \Delta z + \Delta h$$

$$\Delta z = z_v - z_m$$

où: p_m / ρ_g : Pression à l'amont du tronçon de calcul (m)

p_v / ρ_g : Pression à l'aval du tronçon de calcul (m)

Δz : Différence d'altitude entre les deux extrémités du tronçon

Δh : Pertes de charge totales occasionnées dans le tronçon.

La formule de calcul des pertes de charge est celle de LECHAPET-CALMON cf (IV-2).

Tous les résultats sont tabulés à l'annexe (tableaux (V-3)) et représentés sur les figures (V-2).

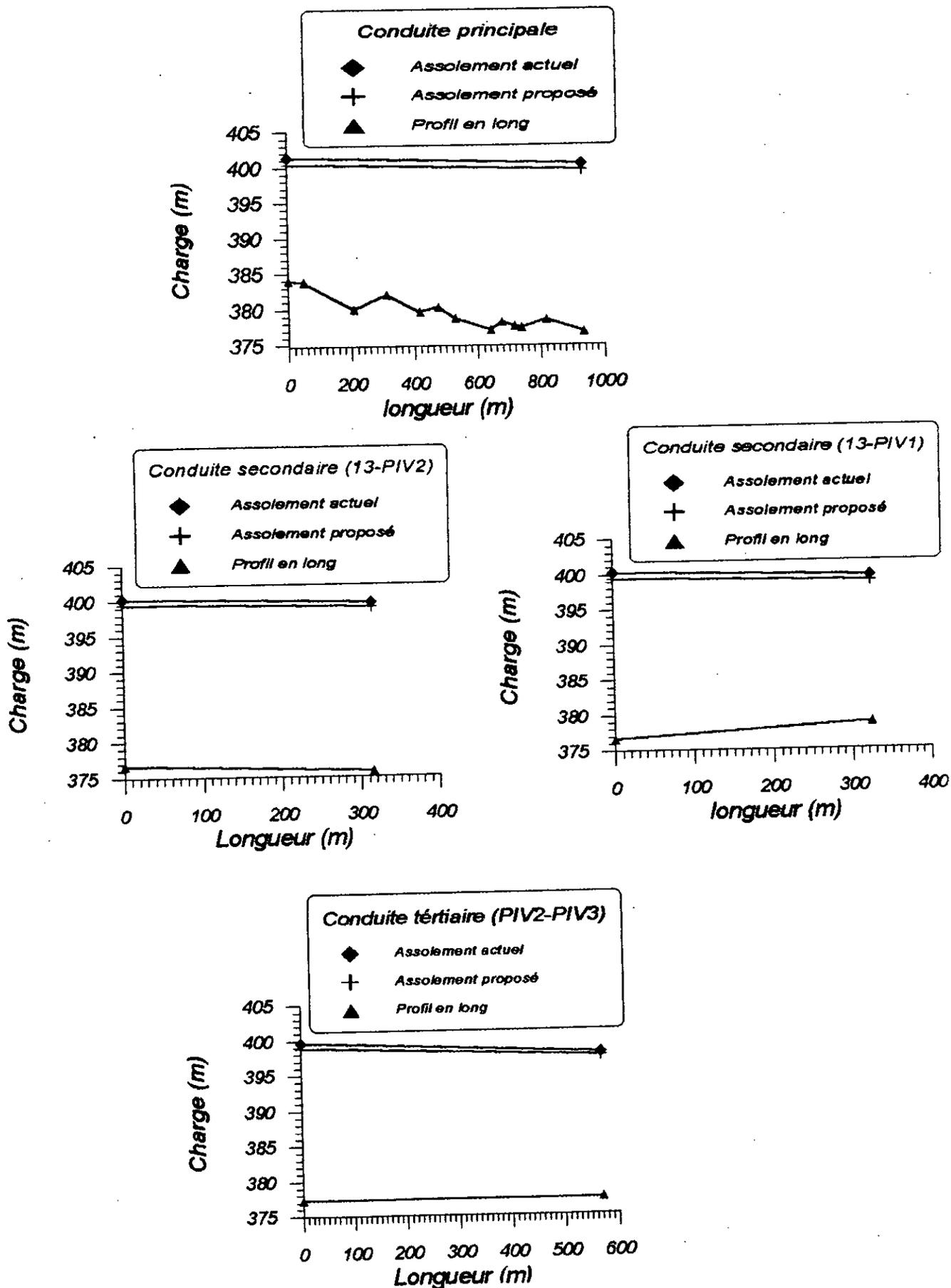
Remarque:

1- Puisque le calcul s'effectuera sur les canalisations du réseau, nous rajoutons à la pression nominale au niveau du pivot la différence de niveau entre la position du manomètre et le point de jonction conduite- base du pivot (1.6 m),

2- Compte tenu du niveau topographique et de la pression nominale à assurer, le pivot n°1 va être considéré initialement comme le plus défavorisé.

3- Contrairement aux deux premières variantes où le pivot n°1 est le plus défavorisé, nous avons constaté dans la troisième variante que le pivot n°3 est le plus défavorisé.

Figure-V-2: Courbes piézométriques Réseau proposé



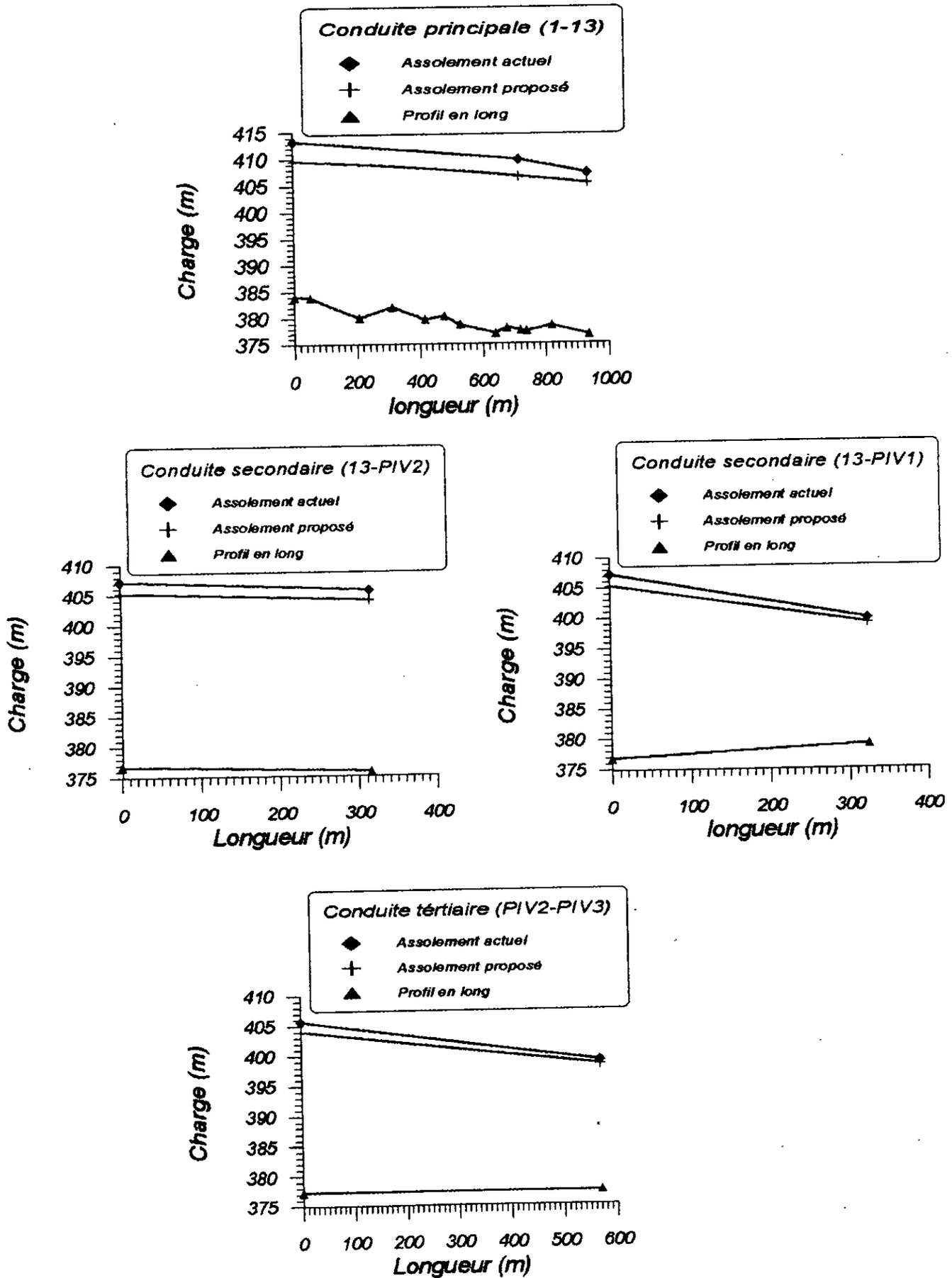
V-3- Calcule du réseau actuel

Supposons que le réseau mis en place par l'exploitant avec toutes ses dimensions, son tracé et son profil en long est acceptable et proposons-nous à calculer pour les deux cas d'assolément (actuel et proposé) les caractéristiques hydrauliques (débits et pressions) à assurer au niveau du forage pour obtenir le meilleur fonctionnement des pivots en période de pointe.

La formule de calcul sera la même que celle adopté en (V-2).

Les résultats sont tabulés à l'annexe (tableau (V-4)) et représentés sur les figures (V-3)).

Figure-V-3: Courbes piézométriques Réseau actuel



V-4- Conclusion

1- Quelque soit la variante de dimensions ou d'assolement adoptée, l'artesianisme à lui seul n'assurera pas les débits et les pressions exigés au niveau des pivots.

Prenons l'exemple de la première variante dans le cas du réseau proposé et assolement proposé. C'est le cas le plus favorable puisqu'il présente la plus faible pression au sol au niveau du forage (15.46m) et le plus faible débit (83.95 l/s). Or nous ne disposons que d'une pression de 3.8m et d'un débit de 40 l/s issus de l'artesianisme du forage.

2- Nous pouvons avancer dès maintenant le rejet de :

- La première variante car le côté technique n'est pratiquement pas vérifié (contraintes sur les vitesses).
- La troisième variante, puisqu'elle présente pratiquement les mêmes dimensions que celles du réseau actuel. Il ne reste donc que la deuxième variante qui va représenter dans ce qui suit le réseau proposé.

3- Comparé à celui proposé, le réseau actuel présente du point de vue économique l'inconvénient de la nécessité d'élever l'eau d'au moins 10 m plus haut.

Chapitre VI
Solution proposée

Dans le chapitre précédent, nous sommes arrivés à conclure qu'un pompage supplémentaire est indispensable si l'on veut améliorer l'irrigation pratiquée actuellement par l'exploitant. Par conséquent, un réservoir de régularisation mensuelle est à implanter à proximité du forage de manière à minimiser la longueur de la conduite d'adduction.

Respectivement, nous allons traiter les trois parties suivantes:

- Calcul du réservoir.
- Choix de la pompe.
- Calcul de l'adduction.

VI-1- Calcul du réservoir

En plus des rôles usuels accomplis par le réservoir à savoir:

- Régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Régularité de la pression dans le réseau.
- Régularité dans la distribution.

Il présente dans notre cas deux autres importants avantages:

- Le refroidissement de l'eau.
- L'élimination des poches d'air entraînées par l'eau du forage.

VI-1-1- Choix du site d'implantation du réservoir.

La présence d'un relief à proximité du forage a facilité le choix du site d'implantation du réservoir. Or, à 54 m à l'amont du forage, il existe une surface où le niveau topographique est de 387.20 minimisant ainsi la hauteur de la cuve.

VI-1-2- Capacité du réservoir.

Puisque l'exploitant aura le choix d'adopter l'assolement qui lui convient, nous nous retrouvons dans l'obligation de donner pour chaque assolement le volume du réservoir qui correspond à ses besoins du mois de pointe.

D'après des spécialistes en machines hydrauliques, le temps d'arrêt d'une électropompe immergée ne doit pas être

VI-2- Choix de la pompe

Avant d'aborder le calcul, nous tenons à préciser que ce dernier est purement théorique car nous ne disposons pas suffisamment de données concernant les essais de débit du forage.

VI-2-1- Choix de la pompe du point de vue débit :

Le débit du forage artésien est en moyenne égal à 40l/s alors que celui exigé durant le mois de pointe est de 92,1l/s (cas de l'assolement actuel) ou bien 83,95l/s (cas de l'assolement proposé).

Si nous devons dimensionner un réservoir de régularisation que reçoit constamment les 40l/s du forage tout en assurant la distribution du débit maximal durant le mois de pointe, il doit avoir comme volume minimal la valeur:

$$(92,10-40).10^{-3} . 3600 . 24 . 30 = 135.043 \text{ m}^3 \text{ (cas de l'assolement actuel)}$$

$$(83,95-40).10^{-3} . 3600 . 24 . 30 = 113.918 \text{ m}^3 \text{ (cas de l'assolement proposé)}$$

Il est donc clair qu'il faudra opter pour un pompage d'un débit supplémentaire supérieur à celui extrait du forage artésien de manière à aboutir à un réservoir de capacité raisonnable, surtout lorsqu'on sait que ce dernier doit être surélevé à une hauteur d'environ 15 à 23 m par rapport au niveau du forage pour assurer le bon fonctionnement hydraulique des pivots.

Compte tenu du rabattement de la côte piézométrique de la nappe causée par l'extraction d'un débit important et par le vieillissement du forage au cours du temps, les pompes à axe horizontal sont à éviter, car la distance séparant le niveau

d'aspiration et la surface du sol risque d'être importante entraînant ainsi le mauvais fonctionnement de la pompe. Les électropompes immergées sont donc à notre avis le meilleur choix.

Les données techniques des électropompes équipant les forages de 300 mm de diamètre (notre cas) sont exposées dans le tableau (VI_1)

a- Cas de l'assolement actuel: $Q_p = 92,10 \text{ l/s}$.

Il est évident que le débit à pomper doit être supérieur à celui exigé en période de pointe. Cela évite le fonctionnement de la pompe 24h par jour pendant tout un mois. Ce qui nous ramène à choisir la pompe qui débite à 100 l/s.

b- Cas de l'assolement proposé : $Q_p = 83,95 \text{ l/s}$

La pompe à choisir est celle qui débite 92 l/s.

Remarque

Ce choix de pompe du point de vue débit est valable pour le cas du réseau conçu comme il est valable aussi pour le réseau installé.

VI-2-2- Choix de la pompe du point de vue HMT:

L'expérience a montré que chaque augmentation de débit engendrera un abaissement du niveau dynamique de la nappe par conséquent la hauteur manométrique diminue.

La question à poser donc, est de combien se rabattra la côte piézométrique de la nappe si l'on veut extraire des débits de 92 l/s et de 100 l/s ?

Cette question n'aura de réponse exacte que si l'on effectue des essais de débits permettant l'élaboration de la courbe (débit-rabattement) et déterminer par la suite le niveau dynamique de la nappe qui correspond au débit à extraire voulu.

La hauteur manométrique totale (HMT) que la pompe doit fournir dépend bien sûr de la pression au sol au niveau du forage calculée précédemment et de la position du niveau dynamique par rapport à la surface du sol, figure (VI-1). Or, deux possibilités peuvent se présenter :

- Cas où l'artésianisme demeure. Figure (VI-1-a)

$$HMT = H_e - H_{nd}$$

avec : H_e : hauteur exigée au niveau du forage (m)

H_{nd} : hauteur séparant le niveau dynamique et la surface du sol (m).

- Cas où l'artésianisme disparaît. Figure (VI-1-b)

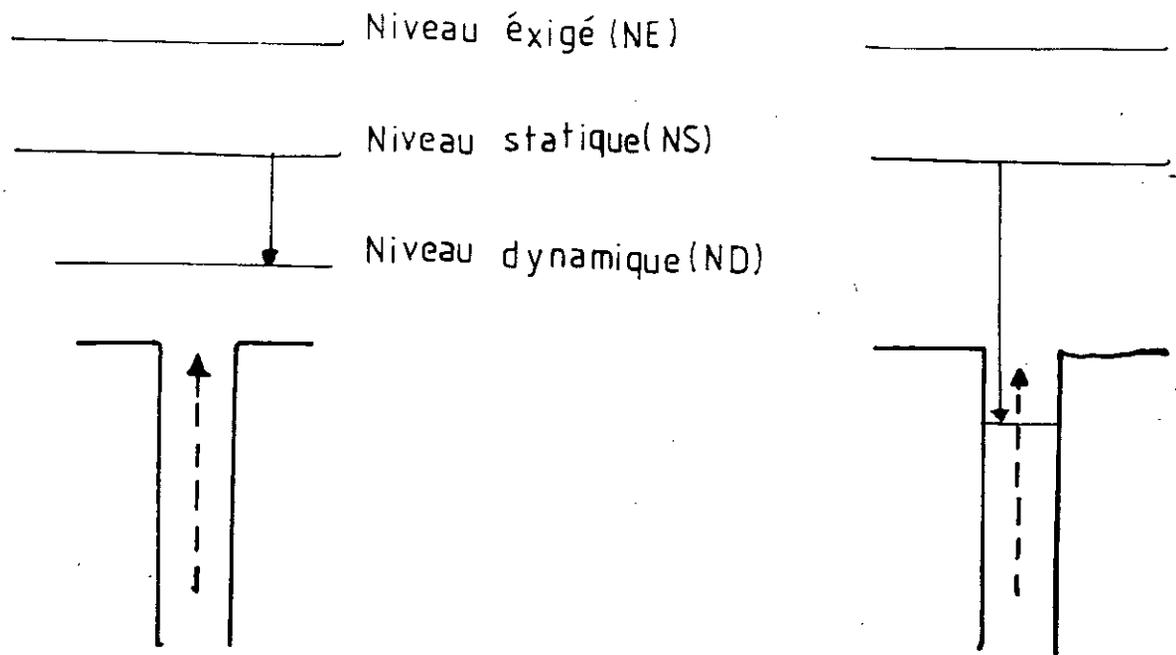
$$HMT = H_e + H_{nd}$$

Estimation théorique du rabattement.

Soit un pompage dans une nappe captive illustré dans la figure (VI-2)

La formule de DUPUIT reliant le débit et le rabattement pour ce genre de nappe s'énonce comme suit:

$$Q = \frac{2K \cdot \pi \cdot e}{\ln R/r} (H - h)$$



A - CAS OÙ L'ARTESIANISME DEMEURE

B - CAS OÙ L'ARTESIANISME DISPARAIT

FIG: VI-1- RABATEMENT DES NAPPES ARTESIENNES

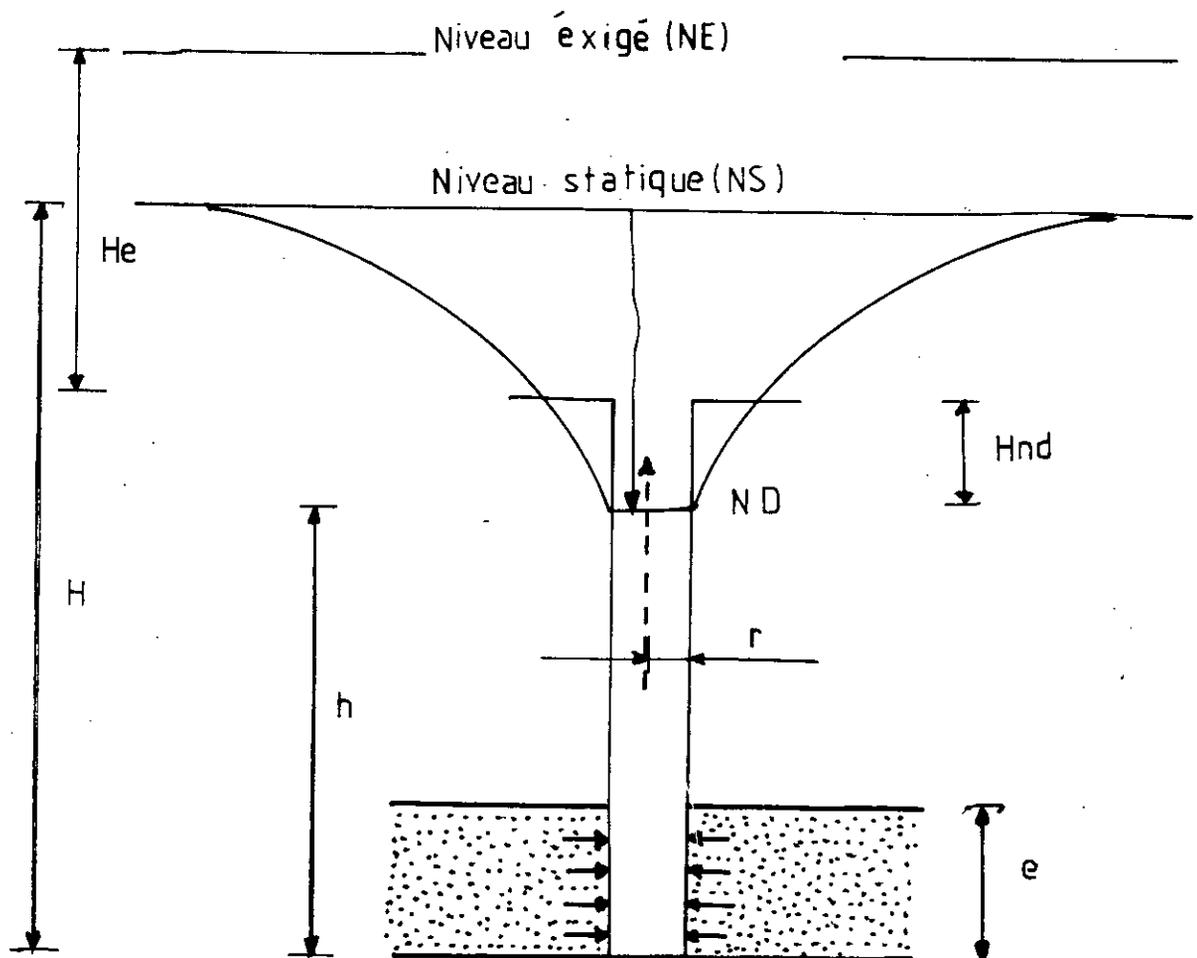


FIG: VI-2 - POMPAGE DANS UNE NAPPE CAPTIVE

Ou encore: $Q = A \cdot \Delta$

Où :

Q: est le débit à extraire (m^3/s)

K: est la perméabilité du sol (m/s)

e: est l'épaisseur de la nappe (m)

R: est le rayon d'influence du forage (m)

r: est le rayon du forage (m)

H: est la hauteur du niveau statique par rapport au substratum inférieur (m)

h: est la hauteur du niveau dynamique par rapport au substratum inférieur (m)

$\Delta = (H - h)$: est le rabattement de la côte piézométrique de la nappe (m)

$A = \frac{2K \cdot \pi \cdot e}{\ln R/r}$: est le débit spécifique (m^2/s)

Remarque

Cette formule n'est applicable qu'à des rabattements relativement faibles, inférieurs à $(H - e)/4$

$$\frac{H-e}{4} = \frac{920 - 300}{4} = 155m$$

L'indisponibilité des valeurs de la perméabilité et du rayon d'influence peut fausser relativement les calculs. Néanmoins, avec les valeurs de débits et rabattement mesurés in situ, nous pouvons estimer le débit spécifique (A) qui reste théoriquement constant.

$$\text{Débit mesuré : } \Delta = H - h = 920 - 903,8 = 16,2 \text{ m.}$$

$$A = \frac{40 \cdot 10^{-3}}{16,2} = 2,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Donc : } \Delta = \frac{Q}{2,47 \cdot 10^{-3}}$$

a- Cas de l'assolement actuel:

Le débit à pomper est de 100 l/s qui entraînera un rabattement de:

$$\Delta = 40,5 \text{ m } (< 155 \text{ m})$$

D'où le niveau dynamique sera à:

$$H_{nd} = 40,5 - 20 = 20,5 \text{ m}$$

au dessous de la surface du sol (il est évident que l'artésianisme n'existe plus)

a-1- Cas du réseau proposé: $H_{nr} = 17,40$

$$H_a = H_{nr} + H_c$$

H_a : hauteur exigée

H_{nr} : hauteur du niveau du radier par rapport à la surface du sol

H_c : hauteur de la cuve ; $H_c = 4 \text{ m}$

$$\text{d'où : } H_e = 17,40 + 4 = 21,40 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = H_e + H_{nd} = 21,40 + 20,5 = 41,90 \text{ m}$$

Si l'on tient compte de charges occasionnées dans la conduite d'adduction et du rabattement du niveau dynamique au cours du temps, nous devons choisir une pompe qui assure une HMT pendant 10 ans (temps d'amortissement de la pompe).

Donc nous optons pour l'électropompe de désignation XN12H3N qui possède les caractéristiques suivantes:

$$\text{Débit : } Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Hauteur manométrique totale : } \text{HMT} = 50 \text{ m}$$

$$\text{Puissance du moteur : } P = 75 \text{ kw}$$

a-2- Cas du réseau actuel : $H_{nr} = 29,35 \text{ m}$

$$H_e = 29,35 + 4 = 33,35 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 53,85 \text{ m}$$

L'électropompe choisie est de désignation XN12H3G et possède les caractéristiques suivantes :

$$\text{Débit : } Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Hauteur manométrique totale : } \text{HMT} = 66 \text{ m}$$

$$\text{Puissance du moteur : } P = 90 \text{ kw}$$

b- Cas de l'assolement proposé

Le débit à pomper est de 92 l/s qui entraînera un rabattement de:

$$\Delta = 37,10 \text{ m}$$

Soit le niveau dynamique sera à :

$$37,10 - 20 = 17,10 \text{ m}$$

audessousde la surface du sol.

b-1- Cas du réseau proposé : $H_{nr} = 16,40$

$$H_o = 16,40 + 4 = 20,40 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 20,4 + 17,10 = 37,50 \text{ m}$$

Donc on opte pour l'électropompe de désignation XN12H2F

et de caractéristiques :

$$\text{Débit : } Q = 92 \text{ l/s}$$

$$\text{Hauteur manométrique totale : HMT} = 56 \text{ m}$$

$$\text{Puissance du moteur : } P = 63 \text{ kw}$$

b-2- Cas du réseau actuel : $H_{nr} = 25,64$ m

$$H_o = 25,64 + 4 = 29,64 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 29,64 + 20,4 = 50,04 \text{ m}$$

L'électropompe à choisir est de désignation XN12H2D et de caractéristiques :

$$\text{Débit : } Q = 92 \text{ l/s}$$

$$\text{Hauteur manométrique totale : HMT} = 61 \text{ m}$$

$$\text{Puissance du moteur : } P = 75 \text{ kw}$$

VI-2-3- Profondeur d'immersion de la pompe

Puisque la hauteur manométrique totale de l'électropompe choisie est supérieure à celle calculée, nous devons placer l'électropompe à une profondeur de façon à ce que la crépine soit toujours immergée.

La profondeur d'immersion de l'électropompe sera donnée

par :

$$P_i = \text{HMT} - H_o.$$

VI-2-3- Tableau récapitulatif :

tableau (VI-1) : choix définitif de pompes

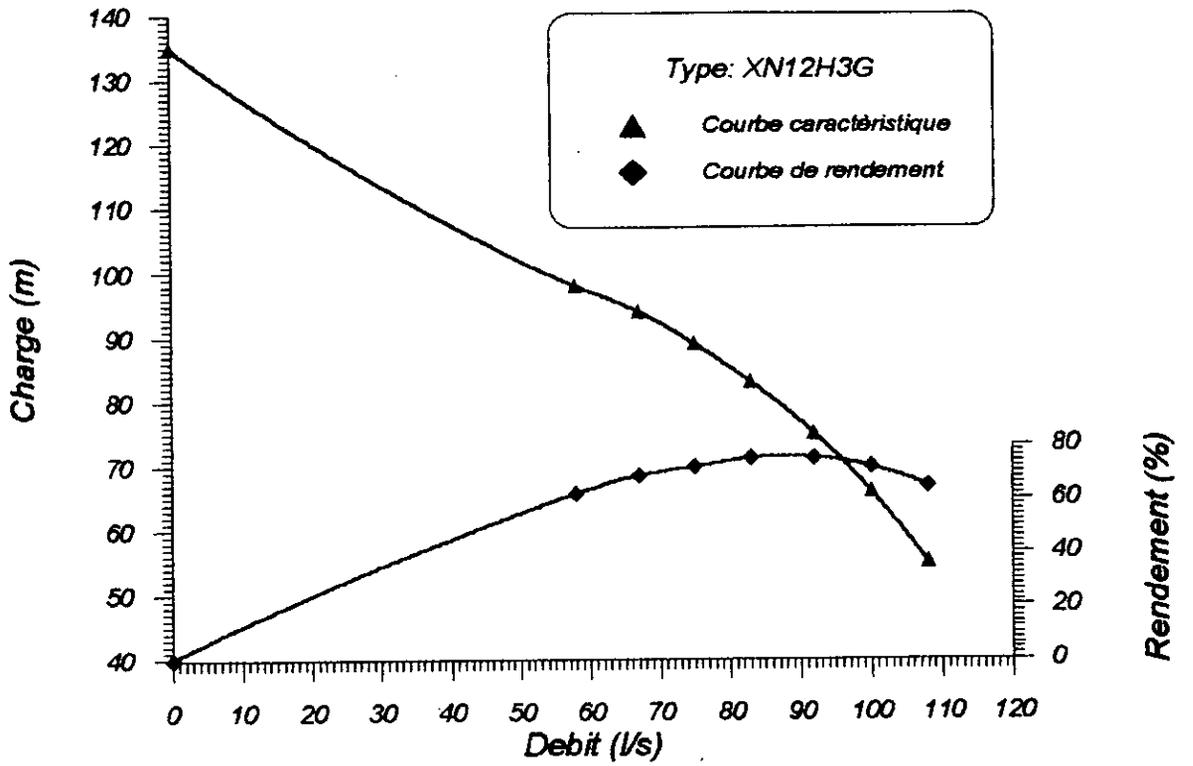
Assolement actuel						
	Pompe de désignation	Débit (l/s)	HMT (m)	Profondeur d'immersion m	Puissance kw	Rendement %
Réseau actuel	XN12H3G	100	66	31	90	73
Réseau proposé	XN12H3N	100	50	27	75	67
Assolement proposé						
Réseau actuel	XN12H2D	92	61	30	75	75
Réseau proposé	XN12H2F	92	56	34	63	82

Remarque importante

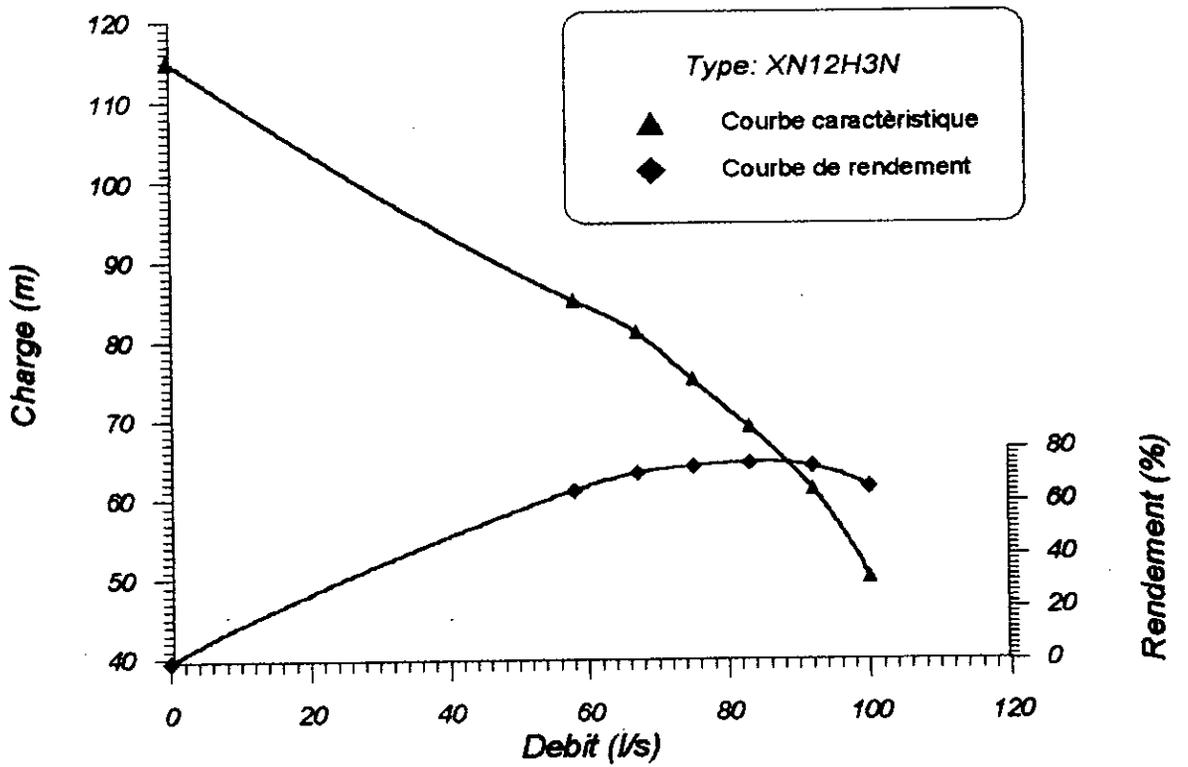
Lors de la première mise en marche de l'électropompe, la capacité de refoulement de cette dernière ne sera pas utilisée à 100%.

Par exemple, une électropompe qui possède un potentiel de refoulement de 61m se trouvant dans des conditions de refoulement de 50 m seulement. La différence entre ces deux valeurs d'HMT (11m) sera convertie en débit supplémentaire selon la courbe caractéristique de cette pompe, la valeur du rendement change, figure (VI-1) et figure (VI-2).

**Fig-VI-1 -: Courbes caractéristiques des pompes
Cas de l'asselement actuel**

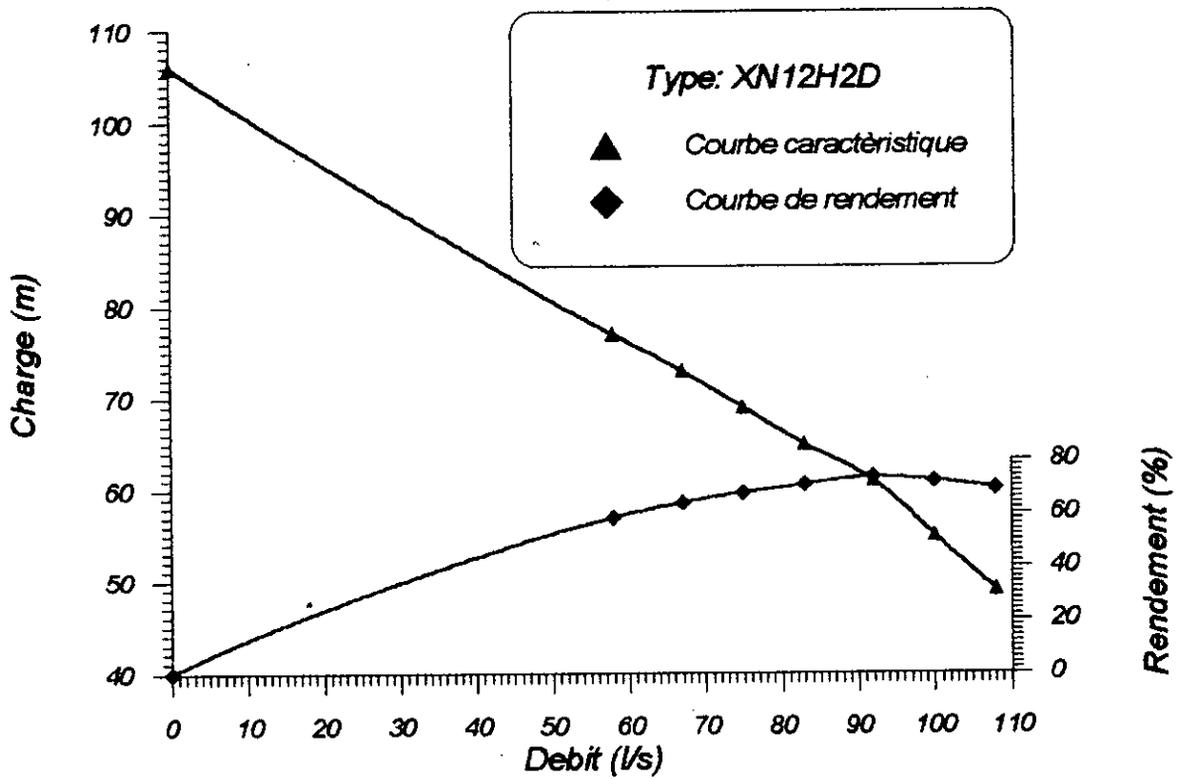


Cas du réseau actuel

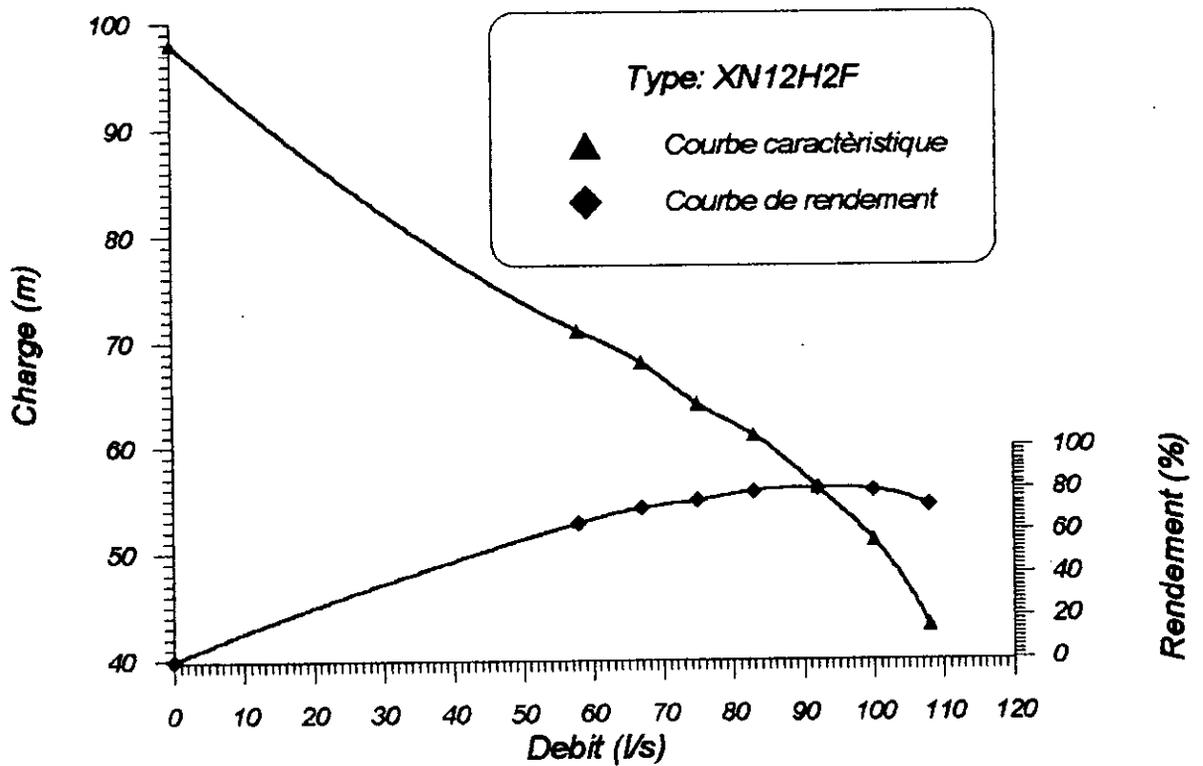


Cas du réseau proposé

**Fig-VI 2-: Courbes caractéristiques des pompes
Cas de l'assolement proposé**



Cas du réseau actuel



Cas du réseau proposé

VI-3- Calcul de la conduite d'adduction

La longueur de la conduite d'adduction reliant le forage et le réservoir (y compris la hauteur de la cuve) est courte, par conséquent, le dimensionnement de cette conduite peut se faire à partir de la formule de BRESSE ou encore par celle de BONIN.

$$\text{Formule de BONIN : } \Delta = \sqrt{Q}$$

$$\text{Formule de BRESSE : } \Delta = 1,5 \sqrt{Q}$$

Les résultats de calcul seront donnés sur le tableau (VI-2)

Tableau VI-2 : Diamètre de la conduite d'adduction

Assolement	actuel		Propose	
	diamètre (mm)	diamètre adopté (mm)	diamètre (mm)	diamètre adopté (mm)
Formule de BRESSE	450	400	450	400
Formule de BONIN	300		300	

Donc le diamètre de la conduite d'adduction est dans tous les cas 400 mm.

La nature de la conduite d'adduction est la fonte.

Chapitre VII

Etude économique

VII. 1. Données du coût de projet:

Une fois calculé le diamètre convenable au réseau proposé. Une étude financière évaluative du coût de projet sera établie par la suite pour les deux réseaux, à savoir le réseau actuel et le réseau proposé tout en prenant en compte l'assolement pratiqué sachant qu'il existe deux assolements (assolement actuel (I) et assolement proposé (II)).

Cette étude permet de trancher sur le choix du réseau qui vérifie le critère tecnico-économique, à savoir le coût minimum.

Le bilan financier comprend:

- L'investissement en conduite (D_c).
- L'investissement en pompe (D_p).
- Les dépenses en énergie électrique (D_{EL}).
- Les dépenses d'entretien et de maintenance (D_m).

Le coût total aura pour valeur:

$$C_T = D_c + D_p + D_{EL} + D_m .$$

Les données du coût de projet sont:

- Le temps de pompage et le rendement de la pompe à installer.
- La durée de vie des installations qui est de:
 - 30 ans pour les conduites et les traveaux de genie-civil.
 - 10 ans pour les pompes.
- Taux d'actualisation des installations: $i = 8\%$.

VII. 2 - Méthode de calcul:

VII. 2. 1 Investissement en conduites:

Les dépenses concernent:

- D_{pt} : Travaux préliminaires et terrassement; les prix du mètre linéaire sont donnés dans le tableau (VII-1), partie Annexe.

- D_{ftp} : Fourniture, transport et pose des conduites; le tableau des prix du mètre linéaire en fonction des diamètres commercialisés se présente dans le tableau (VII-2), partie Annexe.

- D_{ps} : Les pièces spéciales (joints, vanne, brides, ...) incorporées dans le réseau, estimées à 20% de D_{ftp} , c'est-à-dire:

$$D_{ps} = 0.2 D_{ftp} .$$

- D_{Gc} : Les travaux de génie-civil dont les dépenses sont évaluées à:

$$D_{Gc} = 0.05 (D_{pt} + D_{ftp} + D_{ps}) .$$

Il s'ensuit que les dépenses primaires en conduite auront pour valeur:

$$D_{c1} = D_{pt} + D_{ftp} + D_{ps} + D_{Gc} .$$

Auxquelles s'ajoutent les frais d'entretien annuels, estimés à 1% de D_c , soit $E = D_c / 100$.

Pour déterminer les charges d'entretien pour l'année n (E_n), il faut introduire la valeur de n annuités:

$$C_n = \sum_{p=1}^n C_p.$$

où C_p : est la valeur actuel d'une annuité de l'année
d'où:

$$C_n = \sum_{p=1}^n \frac{1}{(1+i)^p}.$$

$$C_n = \sum_{p=1}^n \frac{1}{(1+i)^p}$$

avec i : taux d'actualisation

pour $n = 30$ ans.

La charge d'entretien total est:

$$E_n = C_n \cdot D_c / 100.$$

$$E_n = 11.2578 \cdot D_c / 100.$$

Les dépenses globales en conduites auront pour
valeur:

$$D_c = E_n + D_{c1}.$$

Les résultats de calcul sont représentés dans
l'annexe, tableau (VII-3).

On note que les calculs dépendent du type de
réseau (actuel, proposé).

VII.2.2 Investissement en pompes: (D_p).

Ces dépenses, concernent:

- Les équipements électromécaniques (D_{EM}).
- Le renouvellement du matériel électromécanique (R_{sp}).

VII.2.2.1 Dépenses en équipements électromécaniques:

Celles ci présentent les prix des pompes y compris tous les accessoires (clapets, câble électrique, armoire de commande, ...).

Ces prix sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Type de pompe	N	D_{EM}
	kW	DA
XN12H3G	90	2045191.00
XN12H3N	75	1799420.80
XN12H2D	75	1795255.80
XN12H2F	63	1671327.60

Note: (*) Le bordereau des prix unitaire (hors taxe) des différents éléments du groupe électropompe figure dans le tableau (VII-4), partie Annexe.

Supposons, que la charge d'entretien annuelle (E_{EM}) est de 2.5% des dépenses en équipement électromécanique.

$$\text{On aura: } E_{EM} = 2.5 D_{EM} / 100.$$

Cette charge s'échelonne sur plusieurs années pour $n = 10$ ans (durée de vie de l'équipement électromécanique).

On obtient:

$$C_n = \sum_{p=1}^n \frac{1}{(1+0.08)^p}$$

$$C_n = 6.7101$$

$$\text{d'où: } E'_n = C_n \cdot E_{EM} = 6.7101 \cdot E_{EM}$$

$$E'_{EM} = 0.1677 \cdot D_{EM}$$

VII.2.2.2 Renouvellement du matériel électromécanique:(Rsp)

Le renouvellement s'effectue sur les dépenses précédemment citées, en tenant compte de la durée de vie des pompes qui est de 10 ans, nous aurons donc:

$$C_n = \frac{1}{(1+i)^2}$$

avec $i = 8\%$

on trouve: $C_n = 0.4632$.

on obtient: $R_{sp} = C_n \cdot D_{EM} = 0.4632 D_{EM}$.

Le coût total de la pompe à installée est:

$$\begin{aligned} C_p &= D_{EM} + E'_{EM} + R_{sp} \\ &= D_{EM} + 0.1677 D_{EM} + 0.4632 D_{EM} \end{aligned}$$

$$\text{donc: } D_p = 1.6309 D_{EM}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau (VII-5), dans l'annexe.

On note que les calculs dépendent du réseau et de l'assolement adopté.

VII.2.3 Dépenses en énergie électrique: (D_{EL}).

Ces dépenses sont données par:

$$D_{EL1} = N.B. T_i.C_n$$

$$C_n = \sum_{i=1}^{50} C_p.$$

où N: puissance installée (kW).

(*) B: prix du kW heure moyen, B = 0.7897 DA / kWh.

Etant donné que la durée de vie des équipements électrique est estimée à 50 ans.

On obtient:

$$C_n = \sum_{p=1}^{50} \frac{1}{(1.08)^p}$$

$$\text{d'où : } C_n = 12.2235.$$

T_i : temps de consommation d'énergie électrique annuel (en heure), tableau (VII-6) dans l'annexe. Figure(VII-1)

(*) Des charges fixes mensuelles sont incorporées dans les dépenses en énergie électrique soient:

•La puissance mise à la disposition: PMD

$$\text{PMD} = \text{nombre de kW} \times 9.55 \text{ DA.}$$

•Prime fixe: 127.40 DA.

•Nombre maximal de la puissance atteinte en kW que multiplie 38.18 DA.

d'où les dépenses en énergie électrique totales sont données par:

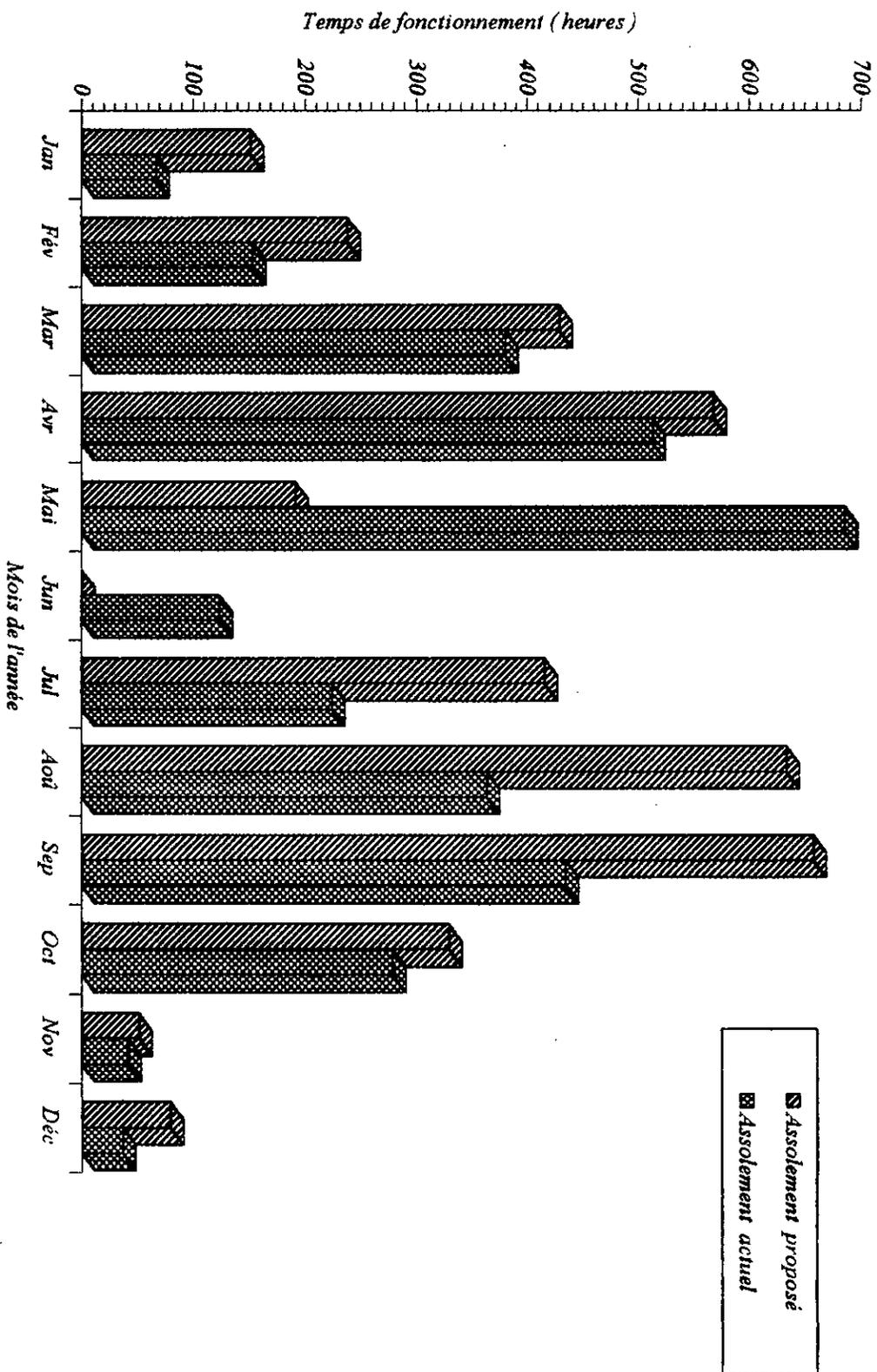


Fig (ex-1) : Temps de fonctionnement mensuel de la pompe

$$D_{EL} = D_{EL1} + 12 (PDM + 127.40 + N \cdot 38.18).$$

$$D_{EL} = D_{EL1} + 12 (N (47.73) + 127.40).$$

Les résultats sont présentés dans le tableau (VI-7), partie annexe.

On note que le calcul de ces dépenses s'établira sur, les données de chaque pompe choisie pour l'assollement et le réseau correspondant. fig (VI-1) et fig (VI-2).

VII.3 Coût total du projet:

Le coût total du réseau ramifié moyennant le soutirage de l'eau par pompage est donné par:

$$C_p (\text{tot}) = D_c + D_p + D_{EL}$$

où:

D_c : coût total des conduites.

D_p : coût total de la pompe à installée.

D_{EL} : Dépenses en énergie électrique totale.

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau (VII-8).

Tableau (VII-8) - coût total du projet.

Assolement actuel				
Réseau	D_c	D_p	D_{EL}	$C_p (\text{tot})$
	DA	DA	DA	DA
Actuel	3389493.20	3335502.00	2991891.00	9716886.20
Proposé	5609140.52	2934675.36	2493497.30	11037313.20
Assolement proposé				
Actuel	3389493.20	2927882.70	2755787.90	9073163.80
Proposé	5609140.52	2725768.20	2315106.45	10650015.20

VII.4 Estimation du prix de revient du mètre cube

d'eau:

Cette étude s'effectue sur la base des dépenses annuelles en tenant compte de l'annuité de chaque équipement.

Ces dépenses présentent les postes ci-après:

- Charges fixes.
- Charges d'exploitation.

Ces charges affectent le prix de revient pendant toute la durée de l'exploitation.

a/ Charges fixes:

Elles comprennent les frais de renouvellement et d'entretien du matériel qui peuvent être estimés, annuellement en moyenne à:

- 11.258% des dépenses de canalisation

$$E_1 = 11.258 \cdot D_c / 100.$$

- 16.80% du montant des travaux d'électromécanique.

$$E_2 = 0.1680 D_p$$

b/ Charges d'exploitation:

Elles sont proportionnelles au volume d'eau apporté et, concernent les frais d'énergie électrique consommés par la pompe.

Ces charges sont données par:

$$D_{EL} = 12,2235.N.B.T_i + 12 (47.73 N + 127.40).$$

où N: Puissance de pompe à installée.

B: Prix du kW.h moyen, B = 0.7897 DA / kWh.

T_i : Temps de consommation annuel de l'énergie électrique
(en heure).

Le coût du mètre cube d'eau est donné par:

$$C = (\text{Dépenses annuelles}) / (\text{Volume d'eau annuel pompé}).$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau
ci dessous:

Asselement actuel			
Réseau	Dépenses annuelles	Volume soutiré	C
	DA	m ³	DA / m ³
actuel	3930434.80	3153600.00	1.25
Proposé	3615106.30	3153600.00	1.15
Asselement proposé			
Actuel	3626159.90	2890800.00	1.25
Proposé	3401821.91	2890800.00	1.18

VII.5 Conclusion:

Après comparaison des coûts totaux des réseaux, moyennant les assolements définis, le choix définitif de la solution économique est le suivant:

Garder le réseau telqu'il est installé, l'équiper d'un groupe électropompe immergé de type XN12H3N dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau (VI-1) et adopter l'assolement proposé, tableau (V-2) à l'annexe.

Le prix de revient du mètre cube d'eau correspondant à la solution choisie est de 1.25 DA/m³.

Conclusion générale

conclusion générale

L'étude établie indique une utilisation inadéquate du réseau d'irrigation installé, à savoir :

1/ Un manque flagrant du débit et de pression de service à la base des pivots, ceci est due essentiellement :

- Aux faibles potentialités du forage soient ; un débit moyen de 50 l/s et une pression moyenne de service de 0.4 bars.

- A l'accumulation des poches d'air dans les points (2, 4 et 6) de la conduite principale, qui ont un effet de vannes fictives c'est à dire, naissance de perte de charges locales estimées entre 60 et 80% des pertes de charge totales dans la conduite principale pour le cas avant-purge et ralentissement du débit évalué, en première approximation à 20 % du débit fourni par le forage.

2/ Le mode de gestion du réseau qui est archaïque et fastidieux, qui se résume à l'ouverture et la fermeture permanente des vannes de sectionnement situées à la base de chaque pivot, à la purge périodique et régulière de l'air accumulé dans la conduite principale (opération manuelle) et aux apports en eau des cultures qui sont aléatoires dans le temps.

Notre tâche dans cette étude est:

1/ D'apporter les améliorations nécessaires sur le réseau, tel que : l'augmentation de ses performances hydrauliques sans mettre en cause le côté économique de la solution à adopter à savoir, chercher

le coût minimum du projet . En effet la solution à adoptée est de garder le reseau tel qu' il est et de placer un groupe électropompe de type XN12 H3N dans le forage qui alimente un réservoir de forme circulaire surélevé dont les caractéristiques sont :

Hauteur du réservoir : 22 m

Hauteur de la cuve : 4 m

diamètre de la cuve : 9 m

2/ De modifier le mode de gestion du ré

- En plaçant une ventouse de purge automatique au point culminant du réseau après minimisation du nombre de ces points par des travaux de nivellement effectués au préalable .

- En apportant au périmètre les besoins en eau calculés pour l'assolement proposé , tableau (v-2) figurant dans l'annexe afin d'éviter la manoeuvre des vannes de sectionnement des pivots.

L'étude hydraulique peut être plus précise et plus consistante si les données suivantes n'ont pas fait défaut , soient :

- les essais de pompage qui permettent de déterminer le comportement de l'artésianisme au cours du temps .

- les essais hydrodynamiques qui permettent de déterminer le débit d'exploitation nécessaire , pour éviter la surexploitation du forage ainsi , fixer le débit de pompage à ne pas dépasser .

- les levés topographiques de tout le périmètre d'étude afin de pouvoir faire une conception du réseau .

Une étude complète d'un tel réseau alimentant un système pivots en régions arides , nécessite d'avantage une étude agro-pédologique du sol de projet et une caractérisation de cette technique d'irrigation , dans le but d'augmenter les rendements et d'utiliser de manière économique cette ressource naturelle.

Annexe

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	AN
Paramètres													
Tm Max. °C	15.1	15.6	20.8	26.8	32.2	38.1	40.7	33.7	34.5	29.1	20.2	15.5	26.4
Tm Min. °C	3.9	5.8	9.3	13.2	19.2	25.3	27.1	26.4	21.4	15.9	11.0	6.5	15.4
Hr %	58	60	46	31	31	28	29	21	31	42	67	61	42
Vv m/s	3.1	4.5	4.1	4.6	5.5	4.9	4.4	3.9	4.2	3.6	4.5	3.2	4.2
I h	247	204	284	340	319	314	358	330	394	237	193	252	3392

Tableau (I-1): Données climatologiques.

Où Tm Max.: Température maximale moyenne.

Tm Min.: Température minimale moyenne.

Hr: Humidité relative.

Vv: Moyenne mensuelle du vent (arithmétique).

I: Insolation totale mensuelle.

Tableau (IV-1) : Débits mesurés.

AVANT PURGE							
Vanne	Nb.Piv	Débits (l / s).					
		Forage	P ₁₃	Piv1	Piv2	Piv3	Tot-Piv
1 / 2	2	42.05	26.02	12.51	13.94		26.45
ouv	3	42.83	29.94	10.52	12.51	11.91	34.94
Max.	2	42.41		12.57	13.90		26.41
ouv	3	48.77	28.96	10.92	8.93	8.74	28.59
ARES PURGE							
1 / 2	2	42.41	24.54	13.90	10.92		24.82
ouv	3	35.90	33.38	12.11	10.32	18.14	30.57
Max.	2	38.17	33.87	11.71	14.10		25.81
ouv	3	37.46	34.85	12.51	12.90	10.72	36.13

Légende: Nb.Piv: Nombre de pivots en marche.

Forage: Débit au niveau du forage.

P₁₃ : Débit au point 13 (ramification).

Piv1 : Débit arrivant au pivot 1.

Piv2 : Débit arrivant au pivot 2:

Piv3 : Débit arrivant au pivot 3.

Tot-Piv : Débit total des pivots.

I - Calcul type des pressions théorique pour un cas donné:

Nous avons les données suivantes:

Sur la conduite principale:

Débit de forage: Q_F .

Charge a la tête du forage: H_F .

Diamètres de la conduite: D_1 .

$D_1 = 300$ mm sur une largeur: $L_1 = 717$ m.

$D_2 = 250$ mm sur une largeur: $L_2 = 217$ m.

Sur les conduites secondaires: P13-Piv1 et P13-Piv2.

• P13-Piv1:

Débit transitant: q_1 .

Charge calculée en P13.

Diamètre de la conduite, $d_1 = 150$ mm sur une longueur, $l_1 = 324$ m.

• P13-Piv2:

Débit transitant: q_2 .

Charge calculée en P13.

Diamètre de la conduite, $d_2 = 250$ mm sur une longueur, $l_2 = 315$ m.

Sur la conduite: Piv2-Piv3.

Débit transitant: q_3 .

Charge calculée en Piv2.

Diamètre de la conduite, $d_3 = 150$ mm sur une longueur, $l_3 = 570$ m.

Le calcul s'effectue suivant les étapes suivantes:

- Pour la conduite principale:

• Calcul de perte de charge:

Sur le tronçon: 1-10: $J = 1.111 \cdot Q^{1.84} / D^{4.88}$.

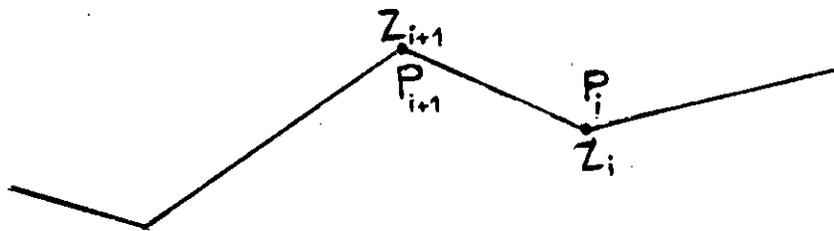
Sur le tronçon: 10-13: $J = 1.111 \cdot Q^{1.84} / D^{4.88}$.

• Calcul des charges:

$$H_{i+1} = H_i - Z_{i+1}$$

La pression sera:

$$P_{i+1} = H_{i+1} - Z_{i+1}$$



- Pour les conduites secondaires:

• Calcul des pertes de charge totales:

tronçon: P13-Piv1: $J_1 = 1.111 \cdot q_1^{1.84} / (0.15)^{4.88}$.

tronçon: P13-Piv2: $J_1 = 1.111 \cdot q_2^{1.84} / (0.25)^{4.88}$.

• Calcul des charges:

tronçon: P13-Piv1: $H_{Piv1} = H_{13} - 3.24 \cdot J_1$.

La pression sera: $P_{Piv1} = H_{Piv1} - Z_{Piv1}$.

tronçon: P13-Piv2: $H_{Piv2} = H_{13} - 3.24 \cdot J_2$.

La pression sera: $P_{Piv2} = H_{Piv2} - Z_{Piv2}$.

- Pour la conduite tertiaire: Piv2-Piv3.

• La perte de charge: $J_1 = 1.111 \cdot q_3^{1.84} / (0.15)^{4.88}$

• La charge est: $H_{Piv3} = H_{Piv2} - 570 \cdot J$.

La pression sera: $P_{Piv3} = H_{Piv3} - Z_{Piv3}$.

**Tableau (IV- 2): Pression mesurées et presssion
théorique**

a- Cas de 2 pivots sont en marche :

Vanne du forage à moitié ouverte									
Points	Tronçon	D	L	Q	Z	P _m	H _m	H _{th}	P _{th}
	mm	mm	l/s	m	m	m	m	m	m
1	1-2	300	50	42.41	384.00	6.22	390.22	390.22	6.22
2	2-3	300	156	"	383.80	6.42	390.22	390.16	6.36
3	3-4	300	104	"	380.00	10.01	390.01	389.98	9.98
4	4-5	300	106	"	382.00	6.93	388.93	389.86	7.86
5	5-6	300	60	"	379.60	9.21	388.81	389.74	10.14
6	6-7	300	52	"	380.20	9.42	389.62	389.67	9.47
7	7-8	300	112	"	378.60	10.96	389.56	389.61	11.01
8	8-9	300	36	"	377.00	12.44	389.44	389.47	12.47
9	9-10	300	41	"	378.00	11.62	389.62	389.43	11.43
10	10-11	250	21	24.54	377.53	12.68	390.21	389.38	11.85
11	11-12	250	80	"	377.30	12.25	389.55	389.36	12.06
12	12-13	250	116	"	378.35	11.31	389.66	389.28	10.93
13	13-Piv1	150	324	13.90	376.65	12.54	389.19	389.16	12.51
Piv1	13-Piv2	250	315	10.92	377.20	9.75	386.95	387.72	10.52
Piv2					375.60	11.39	387.04	389.08	13.43

(Suite tableau IV-2 -a).

Vanne du forage complètement ouverte.									
Points	Tronçon	D	L	Q	Z	P _m	H _m	H _{th}	P _{th}
	mm	m	l/s	m	m	m	m	m	m
1	1-2	300	50	38.17	384.00	4.38	388.38	388.38	4.38
2	2-3	300	156	"	383.80	4.28	388.08	388.33	4.53
3	3-4	300	104	"	380.00	7.84	387.84	388.18	8.18
4	4-5	300	106	"	382.00	5.20	387.20	388.08	6.08
5	5-6	300	60	"	379.60	7.44	387.04	387.97	8.37
6	6-7	300	52	"	380.20	6.73	386.93	387.91	7.71
7	7-8	300	112	"	378.60	8.25	386.85	387.86	9.26
8	8-9	300	36	"	377.00	9.68	386.68	387.75	10.75
9	9-10	300	41	"	378.00	9.38	387.38	387.72	9.72
10	10-11	250	21	33.87	377.53	10.10	387.63	387.68	10.15
11	11-12	250	80	"	377.30	9.99	387.29	387.64	10.34
12	12-13	250	116	"	378.35	8.87	387.22	387.49	9.14
13	13-Piv1	150	324	11.71	376.65	10.30	386.95	387.27	10.62
Piv1	13-Piv2	250	315	14.10	377.20	8.12	385.32	366.22	9.02
Piv2					375.65	8.68	384.33	387.16	11.51

b- Cas de trois pivots en marche

Vanne du forage à moitié ouverte.									
Points	Tronçon	D	L	Q	Z	P _m	H _m	H _{th}	P _{th}
	mm	m	l/s	m	m	m	m	m	m
1	1-2	300	50	35.90	384.00	4.28	388.28	388.28	4.28
2	2-3	300	156	"	383.80	4.18	387.98	388.24	4.44
3	3-4	300	104	"	380.00	7.45	387.45	388.10	8.10
4	4-5	300	106	"	382.00	5.30	387.30	388.01	6.01
5	5-6	300	60	"	379.60	7.34	386.94	388.92	9.32
6	6-7	300	52	"	380.20	6.22	386.42	387.87	7.67
7	7-8	300	112	"	378.60	7.64	386.24	387.82	9.22
8	8-9	300	36	"	377.00	8.86	385.86	387.71	10.71
9	9-10	300	41	"	378.00	8.56	386.56	387.68	9.68
10	10-11	250	21	33.38	377.53	9.73	387.26	387.64	10.11
11	11-12	250	80	"	377.30	9.91	387.21	387.60	10.30
12	12-13	250	116	"	378.35	7.44	385.79	387.45	9.10
13	13-Piv1	150	324	12.11	376.65	8.46	385.11	387.23	10.58
Piv1	13-Piv2	250	315	18.46	378.80	6.70	385.50	386.11	7.31
Piv2	Piv2-Piv3	150	570	8.14	377.25	7.72	384.97	387.03	9.78
Piv3					377.41	5.98	383.39	386.17	8.76

(suite du tableau (IV-2-b)).

Vanne du forage à moitié ouverte.									
Points	Tronçon	D	L	Q	Z	P _m	H _m	H _{th}	P _{th}
	mm	m	l/s	m	m	m(eau)	m	m	m(eau)
1	1-2	300	50	37.46	384.00	3.77	387.77	387.77	3.77
2	2-3	300	156	"	383.80	3.87	387.67	387.72	3.92
3	3-4	300	104	"	380.00	7.46	387.46	387.57	5.57
4	4-5	300	106	"	382.00	4.38	386.38	387.47	5.47
5	5-6	300	60	"	379.60	6.78	386.24	387.37	7.77
6	6-7	300	52	"	380.20	5.91	386.11	387.31	7.11
7	7-8	300	112	"	378.60	7.44	386.04	387.26	8.66
8	8-9	300	36	"	377.00	8.89	385.89	387.23	10.23
9	9-10	300	41	"	378.00	8.56	386.56	387.12	9.12
10	10-11	250	21	34.85	377.53	9.63	387.16	387.08	9.55
11	11-12	250	80	"	377.30	9.18	386.48	387.04	9.74
12	12-13	250	116	"	378.35	8.05	386.41	386.88	8.53
13	13-Piv1	150	324	12.51	376.65	9.89	386.54	386.65	10.00
Piv1	13-Piv2	250	315	23.62	378.80	7.52	386.32	385.46	6.66
Piv2		150	870	10.72	377.25	8.73	385.98	386.34	9.09
Piv3					377.41	7.71	385.12	384.78	7.35

Légende: P_m : Pression mesurée in-situ.

H_m : Charge piezométrique mesurée.

H_{th} : Charge piezométrique théorique.

P_{th} : Pression théorique calculée

Tableau (V 1): Assolement actuel

a. PLAN DE CULTURE

Projet : Station Climatique: GHARDAIA

No. CULT.	Super- ficie %	Date Plant.	Date Récolte	ETCult mm	Pluie eff. mm	S.Eff. %	Réduct. rendements %
1 BLE D'HIVE	100	22 12	2 6	838.0	0.0	100	0
2 SORGHO	18	0 7	1 11	771.7	0.0	100	0
3 MAIS	37	0 7	1 11	824.3	0.0	100	0
4 melon	7	0 7	25 10	812.0	0.0	100	0
5 POMME DE T	18	0 9	15 12	418.3	0.0	100	0

b. BESOINS EN EAU D'IRRIGATION DU PERIMETRE

Projet : Station climatique: GHARDAIA

No.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
1	1.0	2.4	5.5	8.8	9.8	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	8.2	8.6	4.3	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	8.3	9.0	5.1	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	8.6	8.6	4.7	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	5.2	3.1	1.2
QN	1.0	2.4	5.5	8.8	9.8	1.8	3.2	5.2	6.4	4.0	0.6	0.5 mm/d
QN	29	72	165	263	293	54	95	157	192	119	17	15 mm/m
QN	0.11	0.28	0.64	1.01	1.13	0.21	0.37	0.60	0.74	0.46	0.07	0.06 ls/h
SI	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	33.3	62.8	62.8	81.2	81.2	18.4	45.6 %
QS	0.11	0.28	0.64	1.01	1.13	0.62	0.58	0.96	0.91	0.57	0.36	0.13 ls/h

Tableau (V.2): Assolement proposé

a. PLAN DE CULTURE

Projet : Station Climatique: GHARDAIA

No. CULT.	Superficie %	Date Plant.	Date Récolte	ETCult mm	Pluie eff. mm	S.Eff. %	Réduct. rendements %
1	BLE D'HIVE 100	10 11	10 5	685.6	0.0	100	0
2	SORGHO 18	0 7	1 11	771.7	0.0	100	0
3	MAIS 37	0 7	1 11	824.3	0.0	100	0
4	melon 7	0 7	25 10	812.0	0.0	100	0
5	POMME DE T 37	5 7	20 10	779.0	0.0	100	0

b. BESOINS EN EAU D'IRRIGATION DU PERIMETRE

Projet : Station climatique: GHARDAIA

No.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
1	2.0	3.4	5.6	7.7	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	1.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	8.2	8.6	4.3	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	8.3	9.0	5.1	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	8.6	8.6	4.7	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	8.4	9.0	3.5	0.0	0.0
QN	2.0	3.4	5.6	7.7	2.5	0.0	5.4	8.3	8.9	4.3	0.7	1.0 mm/d
QN	60	103	167	231	74	0	162	250	266	130	20	31 mm/m
QN	0.23	0.40	0.65	0.89	0.29	0.00	0.63	0.96	1.03	0.50	0.08	0.12 ls/h
SI	100.0	100.0	100.0	100.0	33.3	0.0	100.0	100.0	100.0	87.6	66.7	100.0 %
QS	0.23	0.40	0.65	0.89	0.86	0.00	0.63	0.96	1.03	0.57	0.12	0.12 ls/h

a- variante n°1

Tableau (V-3): Calcul du réseau proposé

Assolment actuel								
Point	Altitude (m)	trançon de Calcul	Débit (l / s)	Vitesse préfixée (m / s)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse correspon- dente (m / s)	Pression (m)	Pression nominale (m)
Piv1	378.80	/	34.24	/	/	/	20.84	20.84
13	376.65	Piv1-13	34.24	0.50	300	0.48	23.25	/
Piv2	377.25	Piv2-13	57.86	0.50	400	0.46	22.49	20.84
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	23.62	0.50	250	0.48	21.77	18.93
1	384.00	1-13	92.10	0.50	500	0.47	16.28	/
Assolement proposé								
Piv1	378.80	/	31.21	/	/	/	20.12	20.12
13	376.65	Piv1-13	31.21	0.50	300	0.44	22.49	/
Piv2	377.25	Piv2-13	52.74	0.50	400	0.42	21.75	20.12
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	21.53	0.50	250	0.44	21.12	18.93
1	384.00	1-13	83.95	0.50	500	0.43	15.46	/

b- variante n°2

Tableau (V-3): Calcul du réseau proposé

Assolment actuel								
Point	Altitude (m)	trançon de Calcul	Débit (l / s)	Vitesse préfixée (m / s)	Diamètre nommlisé (mm)	Vitesse correspon- dente (m / s)	Pression (m)	Pression nominale (m)
Piv1	378.80	/	34.24	/	/	/	20.84	20.84
13	376.65	Piv1-13	34.24	0.75	250	0.70	13.62	/
Piv2	377.25	Piv2-13	57.86	0.75	300	0.82	22.36	20.84
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	23.62	0.75	200	0.75	20.54	18.93
1	384.00	1-13	92.10	0.75	400	0.73	17.40	
Assolement proposé								
Piv1	378.80	/	31.21	/		/	20.12	20.12
13	376.65	Piv1-13	31.21	0.75	250	0.66	22.80	/
Piv2	377.25	Piv2-13	52.74	0.75	300	0.75	21.64	21.12
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	21.53	0.75	200	0.69	20.09	18.93
1	384.00	1-13	83.95	0.75	400	0.67	16.40	/

c-variante n°3-A

Tableau (V-3): Calcul du réseau proposé

Assolment actuel								
Point	Altitude (m)	tronçon de Calcul	Débit (l / s)	Vitesse préfixée (m / s)	Diamètre normlisé (mm)	Vitesse correspon- dente (m / s)	Pression (m)	Pression nominale (m)
Piv1	378.80	/	34.24	/	/	/	20.84	20.84
13	376.65	Piv1-13	34.24	1.00	200	1.09	24.86	/
Piv2	377.25	Piv2-13	57.86	1.00	250	1.18	22.65	20.84
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	23.62	1.00	150	1.34	15.75	18.93
1	384.00	1-13	92.10	1.00	300	1.30	22.10	/
Assolement proposé								
Piv1	378.80	/	31.21	/	/	/	20.12	20.12
13	376.65	Piv1-13	31.21	1.00	200	0.99	23.84	/
Piv2	377.25	Piv2-13	52.74	1.00	250	1.07	21.89	20.12
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	21.53	1.00	150	1.22	16.04	18.93
1	384.00	1-13	83.95	1.00	300	1.19	21.36	/

d- variante n°3-B

Tableau (V- 3): Calcul du réseau proposé

Assolment actuel								
Point	Altitude (m)	tronçon de Calcul	Débit (l / s)	Vitesse préfixée (m / s)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse correspon- dente (m / s)	Pression (m)	Pression nominale (m)
Piv1	377.41	/	23.62	/	/	/	18.83	18.93
13	377.25	Piv3-1Piv2	23.62	1.00	150	1.34	25.83	20.84
Piv2	376.65	Piv2-13	57.86	1.00	250	1.18	28.04	/
Piv3	378.80	Piv1-13	34.24	1.00	200	1.09	24.02	20.84
1	384.00	1-13	92.10	1.00	300	1.30	25.28	/
Assolement proposé								
Piv1	377.41	/	21.53	/	/	/	18.93	18.93
13	377.25	Piv3-1Piv2	21.53	1.00	150	1.22	24.78	20.12
Piv2	376.65	Piv2-13	52.74	1.00	250	1.07	26.73	/
Piv3	378.80	Piv1-13	31.21	1.00	200	0.99	23.01	20.12
1	384.00	1-13	83.95	1.00	300	1.19	23.25	/

Tableau (V. 4): Calcul du réseau actuel

Assolment actuel								
Point	Altitude (m)	tronçon de Calcul	Débit (l/s)	Vitesse préfixée (m / s)	Diamètre normlisé (mm)	Vitesse correspon- dente (m / s)	Pression (m)	Pression nominale (m)
Piv1	378.80	/	34.24	/	/	/	20.84	20.84
13	376.65	Piv1-13	34.24	/	150	1.94	30.58	/
Piv2	377.25	Piv2-13	57.86	/	250	1.18	28.38	20.84
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	23.62	/	150	1.34	21.47	18.93
10	377.53	10-13	92.10	/	250	1.88	32.30	/
1	384.00	1-10	92.10	/	300	1.30	29.35	/
Assolement proposé								
Piv1	378.80	/	31.21	/	/	/	20.12	20.12
13	376.65	Piv1-13	31.21	/	150	1.77	28.72	/
Piv2	377.25	Piv2-13	52.74	/	250	1.07	26.72	20.12
Piv3	377.41	Piv2-Piv3	21.53	/	150	1.22	20.87	18.93
10	377.53	10-13	83.95	/	250	1.71	29.14	/
1	384.00	1-10	83.95	/	300	1.19	25.64	/

Tableau (VII-1), prix des travaux préliminaire et terrassement

Diamètre	mm	80	100	125	150	200	250	300	400	500
Prix Unitaire	DA/ml	59.0	59.0	59.0	72.0	72.0	89.0	89.0	105.0	120.0

**Tableau (VII2), Brdreau des prix de conduites commercialisées
(Amiante-ciment).**

Diamètre	mm	80	100	125	150	200	250	300	400	500
Prix unitaire d'usine	DA/ml	194.00	256.00	392.00	531.00	743.00	1145.00	1520.00	1667.00	2127.00
Ftp	DA/ml	420.00	590.00	643.00	718.00	955.70	1945.00	152.00	2700.00	3600.00

Tableau (VI-3), - Investissement en conduite

Assolement actuel							
Réseau	D_{nt}	D_{fn}	D_{ns}	D_{Gc}	D_{ct}	E_n	D_C
	DA	DA	DA	DA	DA	DA	DA
Actuel	92403.00	2340872.00	468174.40	145072.47	3046521.87	342971.34	3389493.20
Proposé	101901.00	3916329.00	783265.80	240074.79	5041570.59	567569.93	5609140.52

Tableau (VII-5). Dépenses totales en pompe

Assolement actuel					
Réseau	Type de pompe	D_{EM}	E'_{EM}	R_{sn}	D_p
		DA	DA	DA	DA
Actuel	XN12H3G	2045191.00	342978.53	947332.50	3335502.00
Proposé	XN12H3N	1799420.80	301762.86	833491.70	2934675.36
Assolement proposé					
Actuel	XN12H2D	1795255.80	301064.40	831562.50	2927882.70
Proposé	XN12H2F	1671327.60	280281.64	774158.94	2725768.20

Tableau (VI.4) - Bordreau des prix unitaires (hors taxe)

Fourniture et pose dans le forage.

N°	Désignation	Unité	QTE	Prix unitaire H.T (DA).
Pompe de type: XN12H3G				
01	Groupe électropompe immergé Débit: 100 l / s - HMT: 66 m - Puissance 90kW	U	01	1501913.93
02	Armoire de commande et de protection puissance: 90 kW statorique	U	01	230832.10
03	Tubes GFN DN 175, bridés en longueur de 03 mètres	U	11	6750.00
04	Manchettes d'aspiration DN 175	U	01	2400.00
05	Cable d'alimentation SC 12N section 4 × 16 mm ²	ML	40×3	460.00
06	Electrode de protection contre la marche à sec.	U	03	760.00
07	Cable unifilaire pour électrode	ML	40×3	39.00
08	Boite de jonction	U	03	3900.00
09	plaque de forage	U	01	2750.00
10	Coude de sortie DN175 bridé	U	01	2900.00
11	Clapet de retenue DN175	U	01	1416.7.00
12	Vanne d'isolement DN175	U	01	14220.00
13	Boulons + écrous 16×70	U	350	16.00
14	Joint d'étanchiété caoutchouc	M2	04	1620.00
15	Compteur d'eau DN175 PN10	U	01	53000.00
16	Manomètre 0 à 10 bars avec robinet à 3 voies	U	01	2500.00
17	ventouse automatique DN50	U	01	7318.00

Pompe de type: XN12H3N

01	Groupe électropompe immergé Débit: 100 l/s - HMT: 50 m - Puissance 75kW	U	01	1361260.79
02	Armoire de commande et de protection puissance: 75 kW statorique	U	01	199700.00
03	Tubes GFN DN 175, bridés en longueur de 03 mètres	U	09	6750.00
04	Mauchettes d'aspiration DN 175	U	01	2400.00
05	Cable d'alimentation SC 12N section 4 × 16 mm ²	ML	35×3	460.00
06	Electrode de protection contre la marche à sec.	U	03	760.00
07	Cable unifilaire pour électrode	ML	35×3	39.00
08	Boite de jonction	U	03	3900.00
09	plaque de forage	U	01	2750.00
10	Coude de sortie DN175 bridé	U	01	2900.00
11	Clapet de retenue DN175	U	01	14167.00
12	Vanne d'isolement DN175	U	01	14220.00
13	Boulons + écrous 16×70	U	350	16.00
14	Joint d'étanchiété caoutchouc	M2	04	1620.00
15	Compteur d'eau DN175 PN10	U	01	53000.00
16	Manomètre 0 à 10 bars avec robinet à 3 voies	U	01	2500.00
17	ventouse automatique	U	01	7318.00

Pompe de type: XN12H2D				
01	Groupe électropompe immergé Débit: 92 l/s - HMT: 61m - Puissance 75kW	U	01	1361260.79
02	Armoire de commande et de protection puissance: 75 kW statorique	U	01	199700.00
03	Tubes GFN DN 175, bridés en longueur de 03 mètres	U	10	6750.00
04	Mauchettes d'aspiration DN 175	U	01	2400.00
05	Cable d'alimentation SC 12N section 4 × 16 mm ²	ML	35×3	460.00
06	Electrode de protection contre la marche à sec.	U	03	760.00
07	Cable unifilaire pour électrode	ML	35×3	39.00
08	Boite de jonction	U	03	3900.00
09	plaque de forage	U	01	2750.00
10	Coude de sortie DN175 bridé	U	01	2900.00
11	Clapet de retenue DN175	U	01	14167.00
12	Vanne d'isolement DN175	U	01	14220.00
13	Boulons + écrous 16×70	U	350	16.00
14	Joint d'étanchiéité caoutchouc	M2	04	1620.00
15	Compteur d'eau DN175 PN10	U	01	53000.00
16	Manomètre 0 à 10 bars avec robinet à 3 voies	U	01	2500.00
17	ventouse automatique DN50	U	01	7318.00

Pompe de type: XN12H2F

01	Groupe électropompe immergé Débit: 92 l/s - HMT: 56 m - Puissance 63kW	U	01	1248738.30
02	Armoire de commande et de protection puissance: 75 kW statorique	U	01	174794.30
03	Tubes GFN DN 175, bridés en longueur de 03 mètres	U	12	6750.00
04	Mauchettes d'aspiration DN 175	U	01	2400.00
05	Cable d'alimentation SC 12N section 4 × 16 mm ²	ML	40×3	460.00
06	Electrode de protection contre la marche à sec.	U	03	760.00
07	Cable unifilaire pour électrode	ML	35×3	39.00
08	Boite de jonction	U	03	3900.00
09	plaque de forage	U	01	2750.00
10	Coude de sortie DN175 bridé	U	01	2900.00
11	Clapet de retenue DN175	U	01	14167.00
12	Vanne d'isolement DN175	U	01	14220.00
13	Boulons + écrous 16×70	U	350	16.00
14	Joint d'étanchiété caoutchouc	M2	04	1620.00
15	Compteur d'eau DN175 PN10	U	01	53000.00
16	Manomètre 0 à 10 bars avec robinet à 3 voies	U	01	2500.00
17	ventouse automatique	U	01	7318.00

Tableau: (VII-6) - Temps de consommation annuel d'énergie électrique

A- Assollement Actuel

Mois	Débit fictif continue (l/s/h)	Débit (l/s)	Temps de fonctionnement (mn)	Temps d'arrêt (mn)	Temps séparant deux enclenchements successifs (mn)	Pourcentage de fonctionnement (%)	Temps de fonctionnement mensuel (heures)
Jun	0.11	8.97	30.39	308.661	339.00	8.96	66.70
Fev	0.28	22.82	35.85	121.24	157.09	22.82	153.36
Mar	0.64	52.16	57.83	53.04	110.87	51.16	388.06
Avr	1.01	82.32	156.44	33.61	190.05	82.31	592.66
Mai	1.13	92.10	349.99	30.04	380.03	92.10	685.19
Jun	0.21	17.12	33.38	161.65	195.03	17.12	123.23
Jul	0.37	30.16	39.61	91.75	131.36	30.15	224.34
Aout	0.60	48.90	54.14	56.58	110.72	48.90	363.80
Sept	0.74	60.31	69.71	45.87	115.58	60.31	434.25
Oct	0.46	37.49	44.26	73.80	118.06	37.49	278.93
Nov	0.07	5.71	29.34	484.95	514.30	5.70	41.08
Dec	0.06	4.89	29.09	565.78	594.87	4.89	36.38

Temps de fonctionnement : 3380 h.

B- Assolement proposé

Mois	Débit fictif continue (l/s/ha)	Débit (l/s)	Temps de fonctionnement (mn)	Temps d'arrêt	Temps séparant deux enclenchements successifs (mn)	Pourcentage de fonctionnement (%)	Temps de fonctionnement mensuel (heures)
Jun	0.23	18.75	34.36	134.22	168.58	20.38	151.64
Fev	0.40	32.60	42.37	77.20	119.57	35.44	238.13
Mar	0.65	52.98	64.49	47.51	112	57.58	428.42
Avr	0.89	72.54	129.29	34.70	163.99	78.84	567.66
Mai	0.29	23.64	36.81	106.48	143.29	25.69	191.12
Jun	0.00	0.00	0.00			0.00	0.00
Jul	0.63	51.35	61.90	49.01	110.92	55.81	415.20
Aout	0.96	78.24	182.90	32.17	215.06	85.04	632.73
Sept	1.03	83.95	312.63	29.98	342.61	91.25	657.00
Oct	0.50	40.75	49.11	61.76	110.86	44.30	329.57
Nov	0.08	6.52	29.44	385.99	415.43	7.09	51.02
Dec	0.12	9.78	30.61	257.33	287.94	10.63	79.09

Temps de fonctionnement : 3742 h.

Tableau (VII.7): Dépenses globales en énergie électrique D_{EL}

Assolement actuel					
Réseau	Type de pompe	T_i	N	D_{EL1}	D_{EL}
		heures	kW	DA	DA
Actuel	XN12H3G	3380	90	2938813.82	2991891.02
Proposé	XN12H3N	3380	75	2449011.52	2493497.32
Assolement proposé					
Actue	XN12H2D	3742	75	2711302.10	2755787.90
Proposé	XN12H2F	3742	63	2277493.76	2315106.44

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

I- Ouvrages :

- CARLIER (M). Hydraulique générale et appliquée
Edition EYROLLES, 1980.

- DUPONT (A). Hydraulique urbaine
Tome 1, -hydraulique , captage et traitement des eaux.
Tome 2, -ouvrage de transport, élévation et distribution
des eaux.
Edition EYROLLES, T1 (1981), T2 (1979)

- GOMELLA (C), GUERRE (H). La distribution d'eau dans les
agglomérations urbaines et rurales.
Edition EYROLLES, 1980.

- MARSILY (G). Hydrogéologie quantitative.
Edition MASSON, 1981.

- OLLIER. POIRE (C), Irrigation: Les réseaux d'irrigation, théorie,
technique et économie des arrosages.
Edition EYROLLES, 1983.

II- Thèses (P.F.E).

- BENZIADA (S), BENYAMINA (M), Calcul d'un réseau d'irrigation du
périmètre irriguable de BOUNAMOUSA,
(Annaba).
E.N.P (Alger), 1988.

- CHENNAFI (M), Etude de fiabilité d'un projet d'irrigation sur le périmètre
d'irrigation d'EL HDJIRA (Tougourt).
I.N.A (Alger), 1980.

- DAHBI (N), Evaluation technico-économique d'un projet d'irrigation par
centre-pivot au MAROC, province d'Oujda.
LOUVAIN-LA-NEUVE (Belgique), 1992.

- OUALITSEN (KA), BENYAHIA (T), Conception et dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion
E.N.P (Alger), 1989.
- SIOUSSIOU (R), Caractérisation de l'irrigation sous pivot en région aride, cas de GUERRARA.
E.N.P (Alger), 1994.

III- Documents divers:

- Documentation ANABIB.
- Documentation BAUER CENTERSTAR.
- Manuel de CROPWAT-Bulletin F.A.O N° 46.
- Rapport d'étude prospective du problème de l'eau.
Institut National d'étude de stratégie globale, 1988.
- Rapport de données sur l'hydrogéologie Algérienne.
T.2- Forage de GUERRARA.
GAUTIER (M), GOUSKOV (N), 1952.
- Rapport du débit artésien du forage de GUERRARA au cours du temps.
GAUTIER (M), GOUSKOV (N), 1965.
- Rapport de synthèse des journées techniques du forage hydraulique
TIPAZA MATARES, 18-19 Novembre, 1985
- Revue, Révolution Africaine N°1569 du 23 au 19 Mars, 1994.

