

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

6/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CALCUL D'UN RESEAU D'IRRIGATION

DU PERIMETRE IRRIGABLE DU

BOU NAMOUSSA
9 PLANCHES

Proposé Par : SETHYAL

Etudié par : Benziada Salim

Dirigé par : M Uppaluri Bindu

Benyamina M'hamed.B

Madhav

PROMOTION : Janvier 1988

FRONING

John

EXPERIA STW

John

Dedicaces

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de mon père
A ma grand-mère
A ma mère, à qui je dois tout
A mon frère et ma sœur
A mes oncles et tantes
A mes cousins et cousines
A mes amis
A tous ceux qui me sont chers

MOHAMED

A ma grand-mère
A mon grand-père
A ma mère
A mes frères
A toute ma famille
A mes amis

SALIM

Remerciements

Nous remercions vivement notre promoteur M^UPPALURI BINDU MADHAV et notre Professeur Monsieur BOUGUERRA (enseignant à l'école Nationale Polytechnique) pour l'attention qu'ils nous ont témoignée et pour l'aide que nous avons toujours trouvée auprès d'eux.

Nous remercions également Monsieur BENKRID (Ministère d'hydraulique, Département des périmètres irrigués) qui nous a assistés et dirigés dans notre travail sans oublier tous les responsables de l'hydraulique et l'agriculture (Annaba) et en particulier Monsieur TAZROUT (ENERGO), et Monsieur SAKRAOUI (agronome), pour la serviabilité qu'il nous ont manifestés.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de L'ANRH, L'ANB, L'INA et de la SETHYAL.

Enfin, Nous remercions tous les enseignants du Département Hydraulique de L'E.N.P.

Sommaire

INTRODUCTION

Pages

Chapitre I. - Généralités sur le périmètre irrigable du Bounamoussa

I.1. - Définition d'un périmètre d'irrigation

1

I.2. - Données générales sur le périmètre du Bounamoussa

1

Chapitre II. - Données générales sur le secteur Bounamoussa - EST

II.1. - Position géographique

5

II.2. - Topographie

5

II.3. - Aperçu géologique

5

II.4. - Aperçu hydrogéologique

6

II.5. - Pédologie

7

II.6. - Source d'alimentation

9

II.7. - Qualité des eaux d'irrigation

10

Chapitre III. - Climatologie

III.1. - Introduction

11

III.2. - Choix de la station météorologique pour le secteur B.N.E

11

III.3. - Les Paramètres climatiques

11

III.4. - Calcul de l'évapotranspiration de la culture
de référence, E.T.P

13

III.4.1. - Introduction

13

III.4.2. - Première méthode: Calcul de l'E.T.P (Blaney-criddle)

15

III.4.3. - Deuxième méthode: calcul de l'E.T.P (Rayonnement)

17

III.4.4. - Troisième méthode: Calcul de l'E.T.P (Penman)

19

III.4.5. - Quatrième méthode: calcul de l'E.T.P (Turc)

22

III.4.6. - Cinquième méthode: calcul de l'E.T.P (Thorthwaite)

23

III.4.7. - Conclusion

31

III.5. - Bilan Pluie - E.T.P (Déficit pluviométrique)

31

Chapitre IV. - Aménagement hydraulique du secteur B.N.E	
IV.1. - Choix de la méthode d'irrigation (mode)	34
IV.2. - Découpage en îlots d'irrigation	34
IV.3. - Calcul des besoins en eau des cultures	35
IV.3.1. - Introduction	35
IV.3.2. - Le choix de la répartition culturale	35
IV.3.3. - Choix des coefficients culturaux	36
IV.3.4. - Calcul des quantités d'eau à apporter aux cultures .	37
 Chapitre V. - Définition et calcul d'une installation d'irrigation d'un îlot-type.	
V.1. - Choix de l'îlot-type	45
V.2. - Données de base pour le calcul de l'installation d'irrigation de l'îlot-type	45
V.3. - Calcul du débit d'équipement	46
V.4. - Calculs préliminaires	47
V.5. - Définition de l'installation	48
V.6. - Organisation des arrosages	54
 Chapitre VI. - Dimensionnement des rampes et porte-rampes	
VI.1. - Introduction	56
VI.2. - Dimensionnement de la rampe (Règle de christiansen)	60
VI.3. - Dimensionnement de la porte-rampe	64
 Chapitre VII. - Tracé du réseau collectif de distribution	67
 Chapitre VIII. - Calcul des débits à transiter par le réseau collectif de distribution	
VIII.1. - Introduction	69
VIII.2. - Première formule à la demande (Méthode R. clément)	69
VIII.3. - Tableau des débits à la demande	73

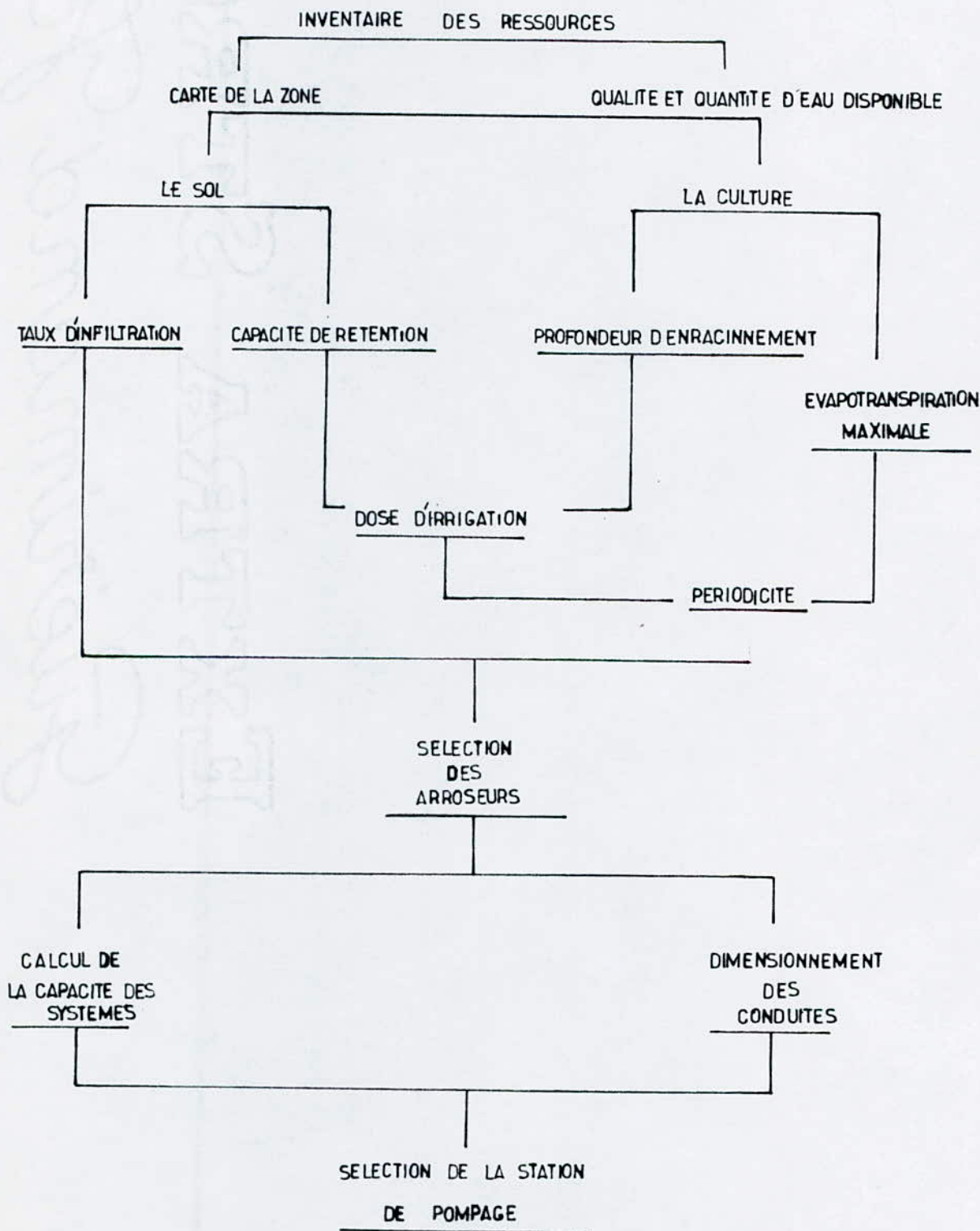
Chapitre IX. - Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif	77
IX-1. - Position du problème	78
IX-2. - Dimensionnement et calcul des Pertes de charge	79
IX-3. - Étude technico-économique	86
IX-4. - Tracé du profil en long de la conduite principale (K-1)	92
IX-5. - Équipement du réseau d'irrigation	93
Chapitre X. - Station de pompage - Selection des pompes	98
X-1. - Captage	100
Chapitre XI. - Réservoir d'équilibre (régulation)	101

CONCLUSION

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

ETAPES FONDAMENTALES DANS LA CONCEPTION D'UN SYSTEME D'IRRIGATION SOUS PRESSION



" Et avec l'eau, nous avons créé tout ce qui est vie ... "

INTRODUCTION

L'évolution économique et sociale en Algérie est fortement liée à la maîtrise de l'irrigation .

Notre pays est dominé par l'agriculture et se trouve dans beaucoup de cas confronté à une rareté et à une distribution irrégulière des pluies dans le temps et l'espace .

Outre cet état de chose , l'Algérie est caractérisée par un taux de croissance démographique élevé , rendant ainsi actuelle l'augmentation de la productivité agricole en vue de la satisfaction des besoins fondamentaux en produits agricoles .

En Algérie , il est acquis que l'irrigation se trouve au premier rang des moyens à mettre en oeuvre pour un développement harmonieux de l'agriculture .

pour cela , elle a créé et aménagé plusieurs périmètres d'irrigation (Hamiz , Haut cheliff , Moyen cheliff , Bas cheliff , La Mina , Habra ----) dont le périmètre irrigable du BOUNAMOUSA (wilaya d'Annaba) qui fait l'objet de notre projet de fin d'études .

Chapitre I

Generalites sur le périmètre irrigable de Bou Namoussa

I.1 Définition d'un périmètre d'irrigation

un périmètre d'irrigation est l'ensemble des superficies délimitées par un pourtour à l'intérieur duquel toutes les terres sont susceptibles d'être mises en valeur par l'irrigation à partir d'un grand ouvrage hydraulique.

I.2 Données générales sur le périmètre du BOUNAMOUSSA

I.2.1 position géographique

Le périmètre étudié occupe la majeure partie de la plaine d'Annaba-Est qui s'inscrit dans un quadrilatère délimité approximativement par les méridiens $7^{\circ}45'$ et $7^{\circ}57'$ de longitude EST et par les parallèles $36^{\circ}41'$ et $36^{\circ}56'$ de latitude NORD. Deux oueds principaux traversent cette grande plaine, l'oued Seybouse et l'oued Bounamoussa. (plan de situation page 3)

I.2.2 La Superficie

La superficie brute totale du périmètre irrigable est de 17580 hectares répartis ainsi :

- périmètre d'ASFOUR : 1300 ha
- périmètre du Bounamoussa première phase : 12180 ha
- périmètre du Bounamoussa deuxième phase : 4100 ha

Le périmètre a été divisé en neuf (9) secteurs indépendants et homogènes :

- ASFOUR : 1300 ha
- SN (Seybouse NORD) : 2500 ha
- SS (Seybouse SUD) : 2500 ha
- ZB (Zerizer - BésBes) : 1900 ha

- . BKO (Boukamira.ouest) : 2650 ha
- . BNO (Bounamoussa.ouest) : 1700 ha
- . BKA (Boukamira - Bouallalah) : 3400 ha
- . BAN (Bouallalah - BNO) : 700 ha
- . BNE (Bounamoussa. EST) : 930 ha

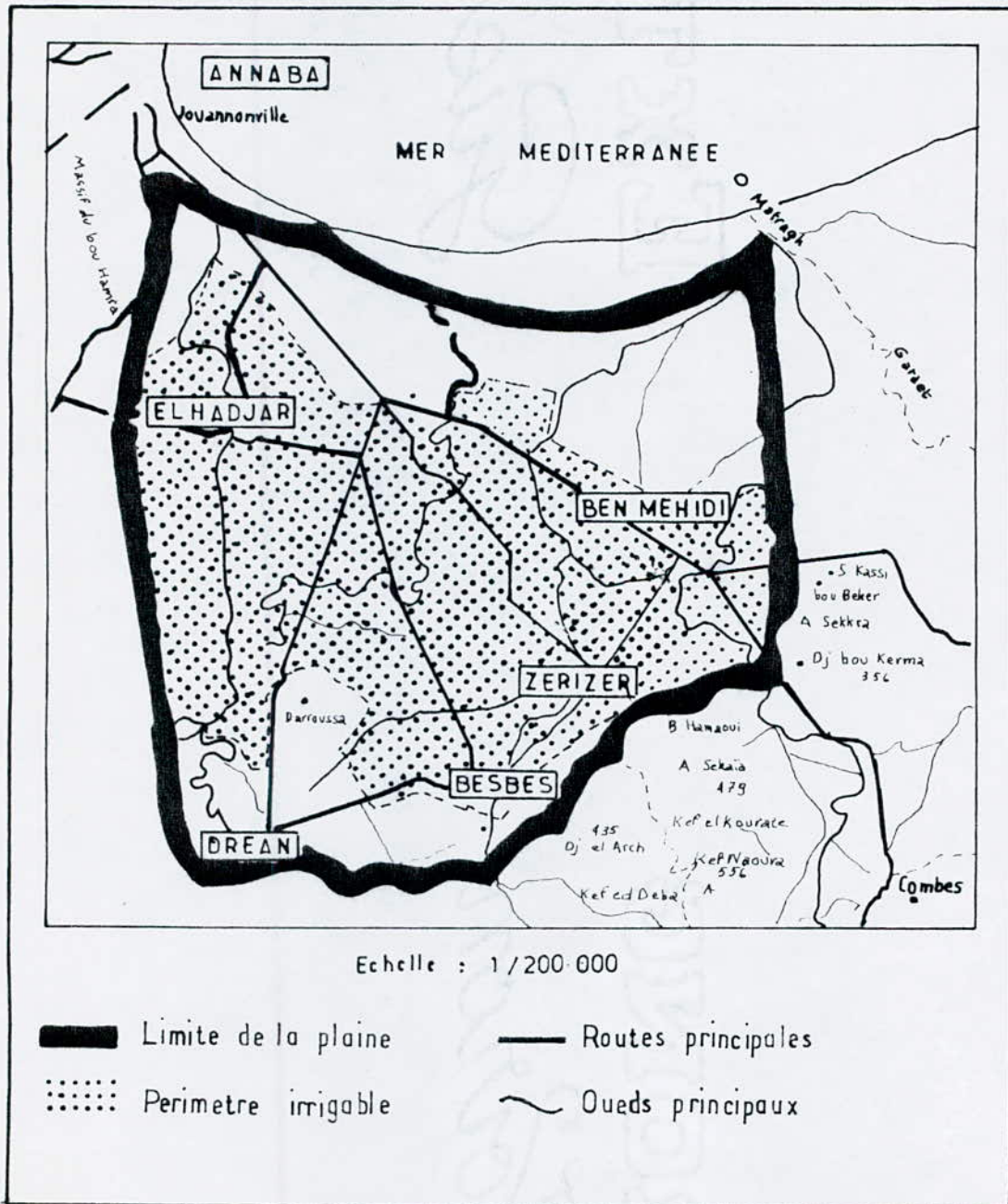
(Voir carte page 4)

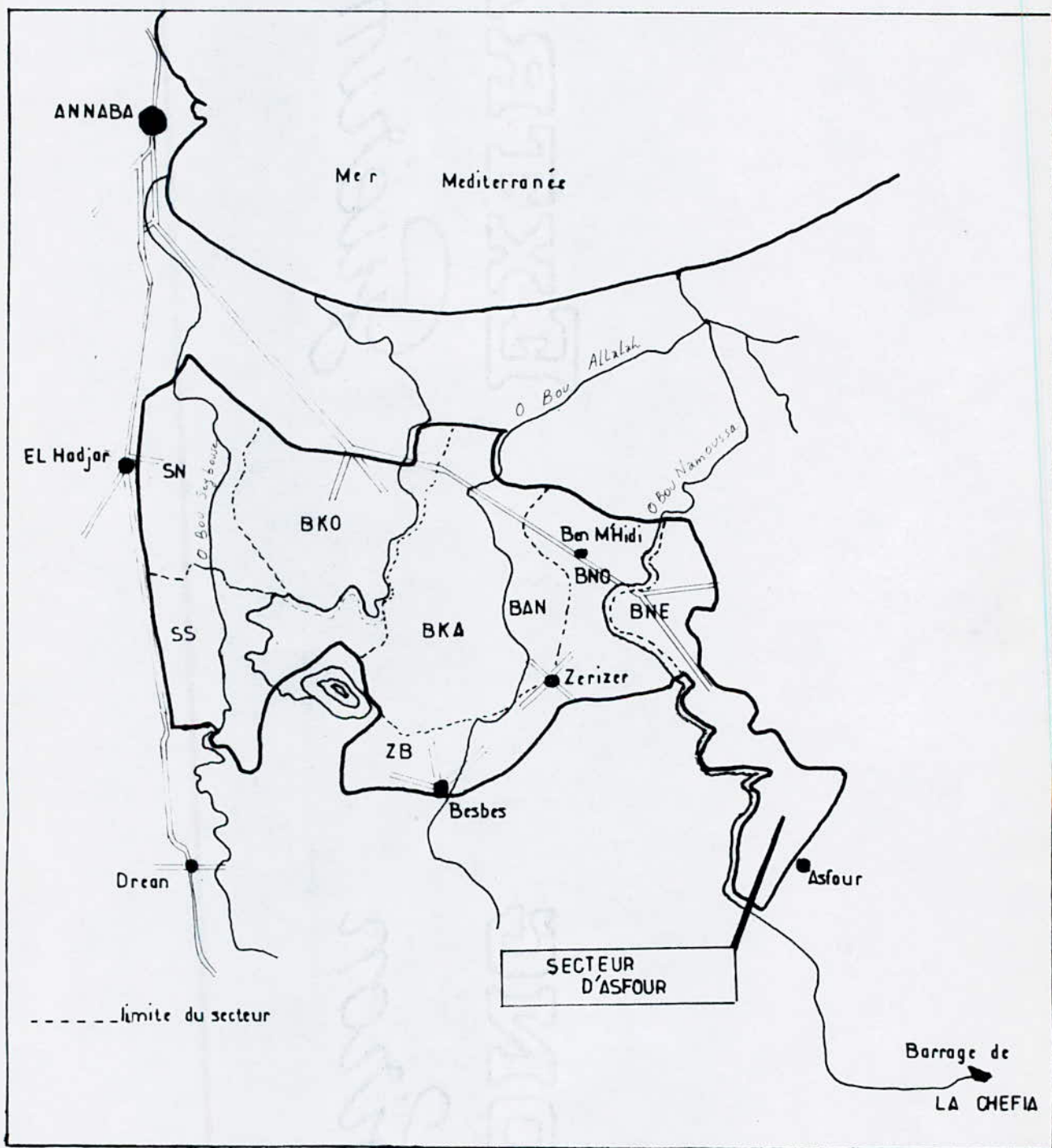
I.2.3 Choix du secteur d'étude

On restreint notre étude au Secteur Bounamoussa-EST (B.N.E) (930 ha) pour les raisons suivantes :

- le secteur est desservi de façon autonome .
- sa position géographique excentrée par rapport aux autres secteurs du périmètre .
- Le secteur est voisin de la station météorologique BEN M'HIDI (ex MORRIS)
- Le temps ne nous permet pas d'étudier l'ensemble des secteurs du périmètre irrigable du Bounamoussa .

PLAN DE SITUATION





LIMITES DES DIFFERENTS SECTEURS DU PERIMETRE

BOU NAMOUSSA

Echelle : 1/20 000

Chapitre II

Données générales sur le secteur Bou Namoussa est

II-1 Position géographique.

Le secteur B.N.E est limité par l'oued Bounamoussa à l'ouest, LENIAB au SUD-EST, Kroukhra au NORD, BouTchiche et Remed el olga au NORD-EST, enfin, au sud, à l'intersection de la route D 129 et la route D 105, Si Bouzitouna (carte topographique Numéro N°1)

II-2 Topographie.

Le secteur B.N.E s'étale largement en pente très douce de Bouzitouna jusqu'à Khoukha, l'altitude moyenne est comprise entre (6-12) m.

LENIAB représente la seule colline au SUD-EST du secteur d'altitude maximale 121 m.

II-3 Aperçu géologique.

- les affleurements les plus anciens sont des terrains sédimentaires appartenant "au NUMIDIEN"

Le Numidien repose sur des roches métamorphiques plus anciennes. il se décompose en :

- conglomérats de Numidie (à la base) : petits bancs de grés ;
- argiles de Numidie : passées locales marneuses ou schisteuses - puissance d'environ 200 m - non perméables ;
- grés de Numidie : localement quartziteux - puissance de 100 à 150 m - perméable par nature et porosité de fissures non négligeable.

Seuls les argiles et grés affleurent dans la zone considérée

- Le quaternaire .

on distingue :

- des alluvions des bas niveaux des plateaux ;
 - des alluvions des hautes terrasses des vallées ;
 - des alluvions des moyennes terrasses des vallées ;
- ces trois (3) formations sont moyennement perméables ; ce sont des limons anciens souvent encroutés .

puis :

- les alluvions des basses terrasses des vallées : moyennement perméables
- les sables et argiles laguno-marins : perméables
- les alluvions limoneuses des fonds de vallée : peu perméables
- les sols des marécages : peu perméables

II.4 A Perçu hydrogéologique

La connaissance des eaux souterraines du secteur B.N.E est importante dans la mesure où elles constituent d'une part un volant de ressources utilisables pour des futures extensions de l'irrigation et d'autre part un facteur essentiel de l'assainissement du secteur : on distingue :

a) les nappes profondes recelées par horizons perméables du remplissage quaternaire et des dépôts lacustres ou subcontinentaux du pliocène sous-jacents .

L'écoulement de ces nappes s'effectue dans l'ensemble du sud vers le nord , et la composition chimique des eaux est homogène . les niveaux piézométriques de ces nappes se situent généralement entre -4 et -20 m par rapport au sol .

b) la nappe phréatique : La surface piézométrique de cette nappe est à une profondeur variant entre -5 et -15 m par rapport à la surface du sol .

La qualité des eaux de cette nappe est considérée comme très comparable à celle des nappes profondes .

II-5 Pédologie

d'après GAUCHER " Le sol est la couche superficielle de la couche terrestre (ou LITHOSPHERE) qui évolue sous l'effet des phénomènes de décomposition superficielle des roches et dont le degré d'ameublissement ou de fragmentation permet l'implantation de végétaux. pour la pédologie donc, le sol est une formation naturelle, il est le support de la vie végétale (le sol cultivé en est un cas particulier).

Objectifs de l'étude pédologique du secteur B.N.E :

- a) Apprécier les potentialités des terres vis à vis de l'irrigation en mettant l'accent sur une hiérarchie d'aptitude des différentes zones et sur, l'existence des contraintes éventuelles pour l'aménagement (nécessité de drainage ou d'assainissement). cette étude permettra donc ultérieurement d'éliminer du périmètre équipé, des zones dont les potentialités naturelles seraient insuffisantes pour valoriser un réseau d'irrigation. Elle fournit un premier éclairage pour le choix judicieux, de l'implantation d'une phase d'aménagement.
- b) Fournir à l'ingénieur les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol et l'eau à savoir dose d'arrosage et vitesse d'infiltration, qui conditionnent la conduite et l'organisation des arrosages.

Aptitude à la mise en valeur :

L'appréciation des potentialités des terres passe généralement par l'établissement d'une carte des unités homogènes des sols, classés selon des critères pédogénétiques.

On pourra aussi différencier les sols à l'aide de critères morphologiques et physiques, basés sur des observations insitu, et de quelques analyses de laboratoire.

Les principales caractéristiques prises en compte seront :

- La profondeur du sol ou épaisseur des horizons meubles facilement accessibles aux racines ;
- La nature et le degré de dureté des horizons profonds ou sous-jacents ou du substratum ;
- La texture et la charge caillouteuse des horizons supérieurs ;
- L'importance relative de la réserve en eau facilement utilisable estimée à partir des textures et des mesures de l'humidité équivalente ;
- La situation géomorphologique, la pente naturelle des terrains et donc les risques d'érosion.

pour le secteur B.N.E, il ressort de l'étude pédologique de base que :

- Tous les sols de la plaine du secteur sont cultivables et irrigables.
- La grande majorité des aptitudes culturales (50 à 60% de la superficie totale) est conditionnée par des travaux d'assainissement et de drainage.

pour le secteur B.N.E, on distingue selon leurs aptitudes trois (3) différents types de sols :

- SOL I : sols profonds, non calcaires à texture fine sur formation peu calcaire à texture moyenne à profondeur moyenne et en profondeur.
sols convenant bien à toutes les cultures arbustives, maraichères, industrielles, fourragères, et céréalières.
- SOL II : sols profonds, non calcaires, à texture fine à très fine.
ces sols conviennent aux cultures maraichères, industrielles, fourragères, et céréalières.

SOL III : sols profonds, non calcaires, à texture moyenne sur formation à texture fine, à faible et moyenne profondeur et en profondeur.

ces sols conviennent aux cultures maraîchères, fourragères, céréalières et au tabac.

(Voir carte pédologique N° 2)

N.B : le relief ne présente aucune difficulté de pénétration de machines, ni d'aménagements divers, cependant la très faible pente pose le problème de l'écoulement des eaux de drainage (plaine facilement inondable), difficulté qui sera aggravée par l'apport supplémentaire d'eau d'irrigation en période sèche.

II.6 Source d'alimentation (BARRAGE de la Chéffia)

L'alimentation du secteur B.N.E repose sur les apports de l'oued Bounamoussa, il y a lieu de distinguer, au point de vue de l'utilisation des eaux :

a) les apports régularisés : Le Barrage de la Chéffia qui est la ressource en eau superficielle la plus importante et la plus économique, qui permet de distribuer chaque année un volume de 95 millions de m³, soit environ 80% du débit annuel moyen de l'oued Bounamoussa qui peut être évalué à 150 millions de m³ (Mm³).

superficie de la retenue : 9870000 m²

superficie du Bassin versant : 575 Km²

volume régularisé : 95 Mm³

(Source : Rapport sur le barrage "1984" par l'ANB = Agence Nationale des Barrages)

b) les apports non régularisés : ils proviennent de toute la partie inférieure du bassin versant de l'oued Bounamoussa située à l'aval du barrage de la Chéffia. On estime leur volume annuel à environ 50 à 60 hm³.

Dans ce cas, le secteur B.N.E devant être alimenté par pompage

(lachsés du barrage) à partir de l'oued de Bounamoussa .
Le pompage est assuré par une station placée au bord de cet oued avec une série de groupes destinés à ce secteur .

II.7 Qualité des eaux d'irrigation .

D'après le relevé de l'analyse chimique de l'eau du barrage de la Chéffia (juillet 1984), les eaux destinées à l'irrigation ne créent pas de problème de salinité (bonne qualité) .

on peut aussi conclure que pour le secteur B.N.E le lessivage n'est pas nécessaire .

En effet la valeur de la salinité donnée par le rapport annuel sur le barrage de la Chéffia est de $E_{cw} = 0,4 \text{ mmhos/cm}$ qui est inférieure à 0.75 (valeur limite donnée par le bulletin F.A.O 24)

Chapitre III

CLIMATOLOGIE

III.1 Introduction.

On admet généralement que le climat est l'un des facteurs, qui influe, le plus sur le volume d'eau que la culture perd par évapotranspiration. Le climat de la région d'Annaba est du type méditerranéen sub-humide. IL est caractérisé par une pluviométrie élevée pour l'Algérie mais très irrégulière, des étés secs et chauds, des hivers doux et pluvieux, une forte humidité de l'air, la plupart du temps et des vents souvent légers à modérés.

III.2 Choix de la Station météorologique Pour le Secteur B.N.E

La station estimée la plus représentative du climat de la plaine, est celle de BEN M'HIDI (ex MORRIS) située, à une altitude de (7 à 10)m N.G.A et à peu de distance de l'oued Bounamoussa (1 km environ).

III.3 Les Paramètres climatiques

III.3.1 Pluviométrie (Précipitations)

Les données pluviométriques de la station Ben M'HIDI s'étalent sur 50 ans. Elle permettent de constater que l'ensemble du secteur est bien arrosé.

Les précipitations moyennes mensuelles et le nombre de jours de pluie sont représentés par le tableau ci-dessous :

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
Precipitations moyennes (mm)	110	81,62	66,14	53,44	38,96	16,52	3,18	13,21	40,88	78,47	86,69	114,89	104
Nombre de jours de pluie	12,9	10,6	10,1	8,5	6,0	3,5	1,0	2,2	5,2	9,0	9,5	13,3	91,8

III.3.2 La température de l'air .

On dispose des valeurs moyennes mensuelles de la température de l'air , mesures faites à la station Ben M'HIDI qui sont continues sur une période de 50 ans .

Les moyennes des minima et des maxima mensuels sont respectivement de 7°C et 32°C , les minima et maxima absolus de température observés sont -1°C et 45°C .

les geleés sont très rares dans la plaine .

III.3.3 Hygrométrie

On dispose des valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative de l'air mesures faites à la station de Ben M'HIDI sur une période de 25 ans , à 7 heures , 13 heures , et 18 heures .

III.3.4 Les vents

Les vents dominants sont ceux du NORD-NORD-EST (N.N.E) et du NORD-EST leur activité se manifeste pratiquement toute l'année surtout pendant le jour , car la nuit elle est généralement faible . Le tableau ci-dessous donne , en pourcentage , la fréquence des vents de plus de 5m/s observés de Mai à Septembre inclus à la station météorologique de Annaba les Salines :

N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
14,6	40,2	28,3	5,3	0,9	0,2	0,2	0	0,2	0,3	0,9	1,2	3,0	1,1	0,6	2,7

et on dispose aussi des moyennes mensuelles de la vitesse des vents en m/s

III.3.5 Insolation

c'est le rapport entre les heures d'insolation réelle et la durée

astronomique possible d'insolation .

Les valeurs dont on dispose sont celles des valeurs moyennes mensuelles , en pourcentage, pour une période de 25 ans (Station Ben M'itidi) .

pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle de la culture de référence , ETP, toutes les données de base, nécessaires sont représentées dans le tableau Numéro (III a page 14)

III-4 Calcul de l'évapotranspiration de la culture de référence, E.T.P

III-4-1 Introduction .

L'évapotranspiration potentielle (notée ETP) est la consommation d'eau sous l'action conjuguée de l'évaporation du sol et de la transpiration de la plante, d'un couvert végétal en plein développement occupant le sol en totalité et sous les conditions optimum d'alimentation en eau sous l'influence d'aucun facteur limitant .

On considère généralement L'E.T.P comme une référence climatique traduisant l'incidence du climat sur le niveau de l'évapotranspiration des cultures .

Pour prédire l'évapotranspiration , on utilise des méthodes basées sur des variables climatiques , car il est difficile d'obtenir des mesures directes et précises dans les conditions du terrain .

La plupart des formules de prévision font appel à une différenciation entre les composantes du climat et celles de la culture . Plusieurs méthodes de calcul de l'ETP ont été proposées par F.A.O 24 (bulletin d'irrigation et de drainage " les besoins en eau des cultures " rédigé par J doorenbos et w.o pruitt) on distingue : a) Les méthodes résultant d'ajustement statistiques :

BLANEY-CRIDDLE , THORTHWAITE , TURC .

b) Les méthodes résultant d'une analyse de L'E.T.P en tant que processus énergétique : PENMAN , RAYONNEMENT , BOUCHET , BROCHET , et GERBIEN .

Tableau IIIa

TITRE DE L'ETUDE SECTEUR BOU NAMOUSSA EST

LATITUDE 36° 41' N

STATION METEOROLOGIQUE BEN'M'HIDI

ALTITUDE 7 à 10 m

V_{jour} / V_{nuir} = 4

		JANVIER	FEVRIER	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPT	OCT	NOV	DEC
TEMPERATURE	(°C)	11,32	11,62	13,55	15,54	18,85	22,69	25,34	26,11	24,08	20,00	15,55	12,22
HUMIDITE MOYENNE	(%)	73	73	69	72	72,5	74	70	69,5	72	71,5	70,5	73,5
HUMIDITE MINIMUM	(%)	68	68	64	69	70	70	69	68	69	66	66	69
HUMIDITE MAXIMUM	(%)	78	78	74	75	75	78	72	73	75	77	75	78
VITESSE DU VENT	(m/s)	3,4	3,6	3,2	3,0	2,4	1,8	1,9	1,9	2,4	2,6	3,0	3,6
INSOLATION RELATIVE	(%)	42	54	54	47	58	66	79	80	66	52	43	37

CALCUL DE L'EVAPOTRANSPIRATION

DE LA CULTURE DE REFERENCE, ETP

DONNEE DE BASE NECESSAIRES

(moyennes mensuelles)

Les différences climatiques ont un effet restrictif sur l'exactitude des formules de prévision, pour y remédier, et pour diffuser la masse des renseignements disponibles sur les caractéristiques de croissance des cultures par rapport à l'évapotranspiration :

L'expérimentation des cinq (5) formules de prévision (**Blaney criddle, Rayonnement, Penman, Turc, Thornthwaite**) largement utilisées sont confrontées aux données mesurées de l'évapotranspiration dans différentes zones géographiques et sous différents climats.

L'approche suivie consiste à mettre en relation l'ampleur et la variation de l'évapotranspiration avec un ou plusieurs facteurs climatiques (longueur du jour, température, humidité, vent, insolation).

Pour cela on a utilisé des mesures de l'évapotranspiration d'un couvert gazonné, qui est supposé répondre dans une large mesure, aux conditions climatiques.

On introduit une valeur de référence, E.T.P, définie étant « le taux d'évapotranspiration » d'une surface étendue de gazon vert, ayant une hauteur uniforme de 8 à 15 cm, poussant activement, ombrant complètement le sol et ne manquant pas d'eau

III-4-2 Première méthode : Calcul de l'E.T.P (BLANEY-CRIDDLE 1950)

La formule de Blaney-criddle est l'une des plus couramment utilisées pour estimer les besoins en eau des cultures.

Le facteur f (mm) de la formule de Blaney-criddle s'exprime comme suit :

$$f = p (0,46t + 8,13) \quad t \text{ en } ^\circ\text{C} \quad \text{avec}$$

f = facteur de consommation d'eau (mm)

p = pourcentage d'heures diurnes ou pourcentage d'heures de lumière du jour par an pendant la période considérée donné par les tables en fonction du mois et de la latitude

t = température moyenne mensuelle en degrés centigrades

Modèle pour les calculs de la méthode de Blaney - criddle

DONNEES	PERIODE: janvier	LATITUDE : 36°41N	ALTITUDE : 7 à 10m
$t_{moy} = 11,32^{\circ}\text{C}$	t_{moy} : donnée	11,32	
LAT = 36°41N	p tableau	0,226	
	r calculé		3,01
HR _{min} = 68%	estimée	Forte	
n/N = 42%	estimée	Faible	
U ₂ diurne = 34 m/s	estimée	modéré	
	graphe case/droite		IX : 2
	graphe (page 25)		E.T.P
			1,27 mm/jour

avec : HR_{min} = humidité relative minimum pendant la journée en pourcentage .

U₂ = la vitesse du vent pendant la journée (m/s)

n/N = (insolation relative) le rapport entre les heures d'insolation réelle et durée astronomique possible d'insolation .

En appliquant le modèle ci-dessous , et en utilisant les graphes E.T.P (mm/jour) en fonction de F(mm) : E.T.P = F(F) (Page 25)
On obtient le tableau des résultats Numéro (III.b page 27)

III-4-3 Deuxieme methode : Calcul de l'E.T.P (Rayonnement)

pour calculer l'E.T.P de la culture de référence d'après les données sur la température et le Rayonnement, on utilise la relation ci-après

$$E.T.P = a + b w R_s$$

E.T.P = l'évapotranspiration de la culture de référence (mm/jour)

R_s = représente le Rayonnement solaire exprimé en évaporation équivalente (mm/jour)

W = facteur de pondération qui dépend de la température et de l'altitude.

a et b = coefficients qui dépendent principalement de l'humidité relative moyenne et du vent diurne

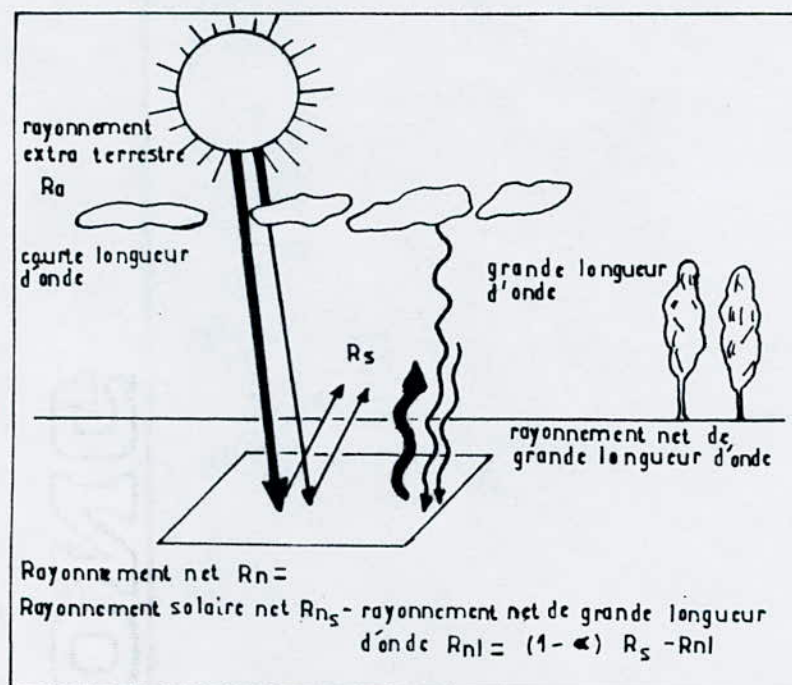
soit $R_s = (0.25 + 0.50 n/N) R_a$ ou

R_a = Rayonnement extra-terrestre en évaporation équivalente (mm/jour) donné par les tables en fonction du mois et de la latitude

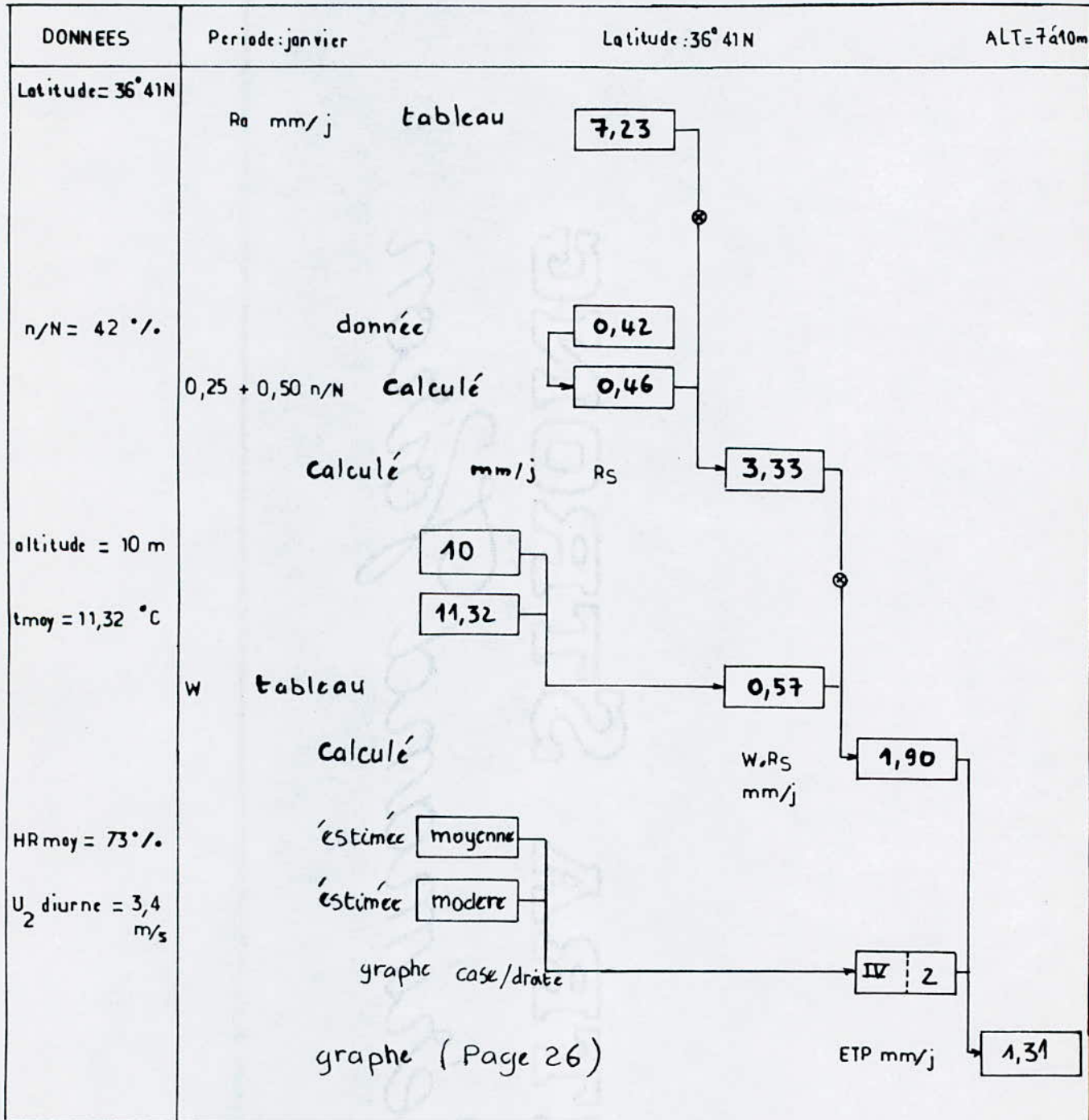
$W.R_s$ = paramètre du Rayonnement (mm/jour)

HR moy = humidité relative moyenne pendant la journée en pourcentage.

REPRESENTATION DU BILAN DU RAYONNEMENT



Modèle Pour les calculs de la méthode de Rayonnement



En suivant ce modèle, on obtient les résultats représentés dans le tableau (III c p2)

III-4-4 Troisième méthode : Calcul de l'ETP (Penman)

La formule de Penman comprend deux paramètres, facteur énergie, Rayonnement et facteur aérodynamique, vent et humidité.

Nous avons adopté dans nos calculs une formule légèrement modifiée qui prédit l'effet du climat sur les besoins en eau des cultures, la seule différence par rapport à la méthode originale (1948) consiste en un paramètre révisé de la fonction vent, et une correction supplémentaire pour tenir compte des conditions météorologiques diurnes et nocturnes non représentatives des climats pour lesquels la fonction vent a été déterminée.

L'équation utilisée dans cette méthode se présente comme suit :

$$E.T.P = C [w.R_n + (1-w) f(u) (e_a - e_d)] \quad \text{ou}$$

- E.T.P. = L'évapotranspiration de la culture de référence (mm/jour)
- w = facteur de pondération lié à la température et l'altitude.
- R_n = Le Rayonnement net en évaporation équivalente (mm/jour)
- f(u) = La fonction liée au vent
- e_a - e_d = Différence entre la tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air et la tension de vapeur réelle moyenne de l'air (mbar)
- C = facteur de correction qui compense les conditions météorologiques diurnes et nocturnes pour (√ jour / √ nuit = 4)

e_a dépend de la température moyenne tirée des tables (mbar)

$$e_d = e_a \times \frac{HR_{\text{moy}}}{100}$$

$$f(u) = 0,27 \left(1 + \frac{u_z}{100} \right) \quad u_z = \text{vitesse du vent (km/jour)}$$

1-w = est fonction de la température moyenne et l'altitude tiré des tables .

$$\text{Soit } R_{ns} = (1 - \alpha) R_s \text{ avec}$$

α = Coefficient de réflexion de la surface de la culture
($\alpha = 0,25$ d'après F.A.O 24)

R_{ns} = Rayonnement net de courte longueur d'onde (mm/jour)

$$\text{Soit } R_{nL} = f(t) \cdot f(ed) \cdot f(n/N) \text{ où}$$

R_{nL} = Rayonnement net de grande longueur d'onde (mm/jour)

$f(t)$ = correction pour l'effet de la température sur le Rayonnement net de grande longueur d'onde R_{nL}
(tirée des tables) .

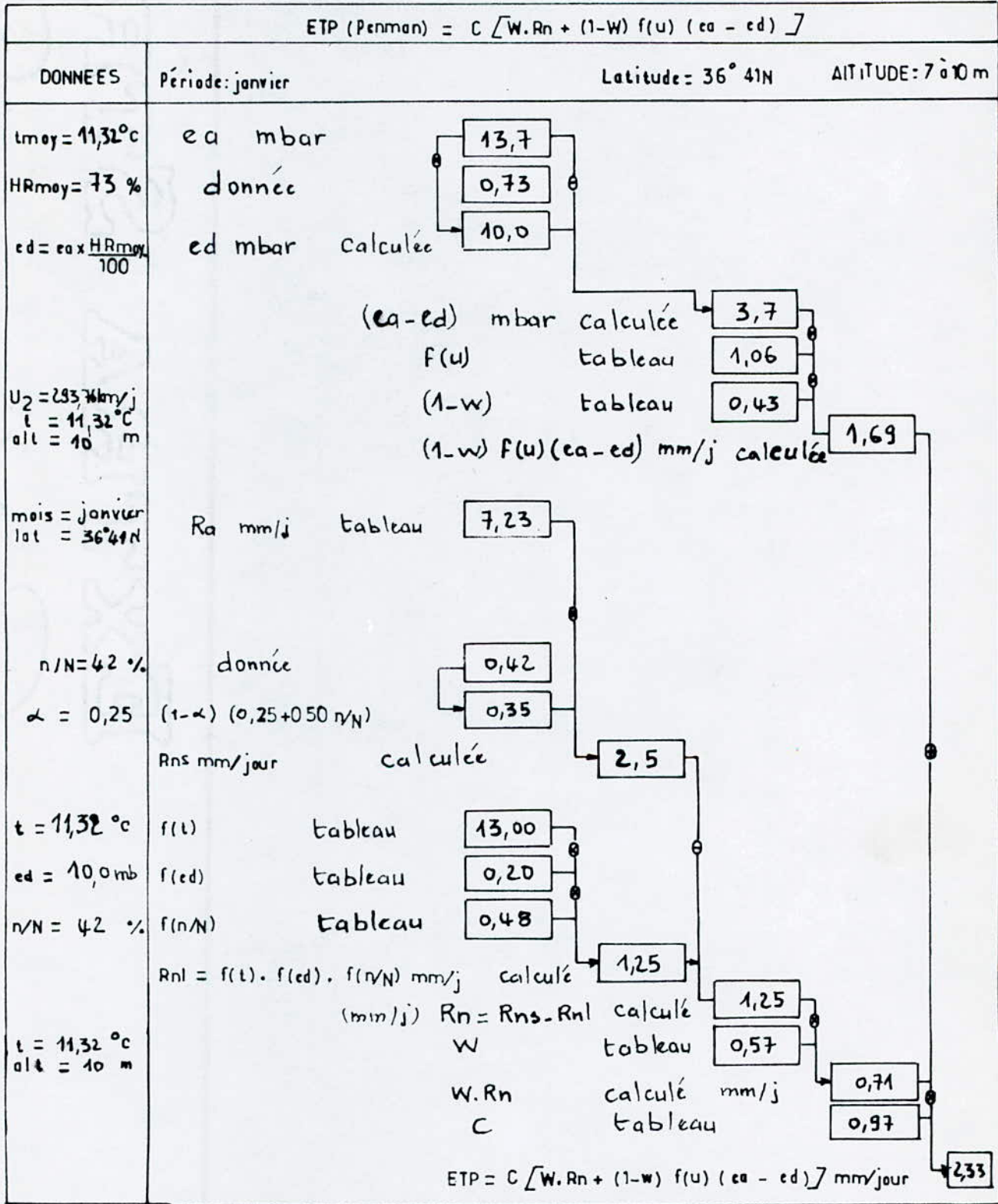
$f(ed)$ = correction pour l'effet de la tension de vapeur sur le Rayonnement de grande longueur d'onde R_{nL}
(tirée des tables) .

$f(n/N)$ = correction pour l'effet du rapport entre le nombre réel et le nombre astronomique possible d'heures d'insolation sur le Rayonnement de grande longueur d'onde R_{nL}

avec $R_n = R_{ns} - R_{nL}$, Rayonnement net .

On dresse le tableau des résultats (III.d p29) en suivant le modèle de calcul suivant :

Modèle des calculs de la méthode de penman



III-4-5 Quatrième méthode : Calcul de l'E.T.P (Turc)

sous la dernière forme qui lui a été donnée (1960), la relation de Turc se simplifie en :

$$E.T.P = 0,40 (I_g + 50) \frac{t}{t+15}$$

dans laquelle :

E.T.P = l'évapotranspiration potentielle (mm/mois)

I_g = La radiation globale du mois considéré en petits calories par cm^2 et par jour sur surface horizontale (soit mesurée directement, soit calculée).

t = température moyenne mensuelle en degrés centigrades (pour tout mois où t est inférieure ou égale à 0 : E.T.P est prise égale à zéro (0))

Le calcul se faisant mois par mois, il y a lieu de tenir compte de la durée variable des mois (28, 30 ou 31 jours) et remplacer aussi le coefficient 0,40 par 0,37 pour le mois de Février. Si la température se trouve facilement dans les publications météorologiques par contre I_g nécessite dans la plupart des cas un calcul préalable :

I_g est, en effet, donnée par la relation :

$$I_g = I_{gA} (0,18 + 0,62 n/N) \quad \text{ou}$$

I_{gA} = La radiation d'Angot ou la radiation qui atteindrait la surface terrestre si l'atmosphère n'existait pas (ou avec une transparence de l'atmosphère égale à 1) ($cal/cm^2/jour$)

n/N = Insolation relative .

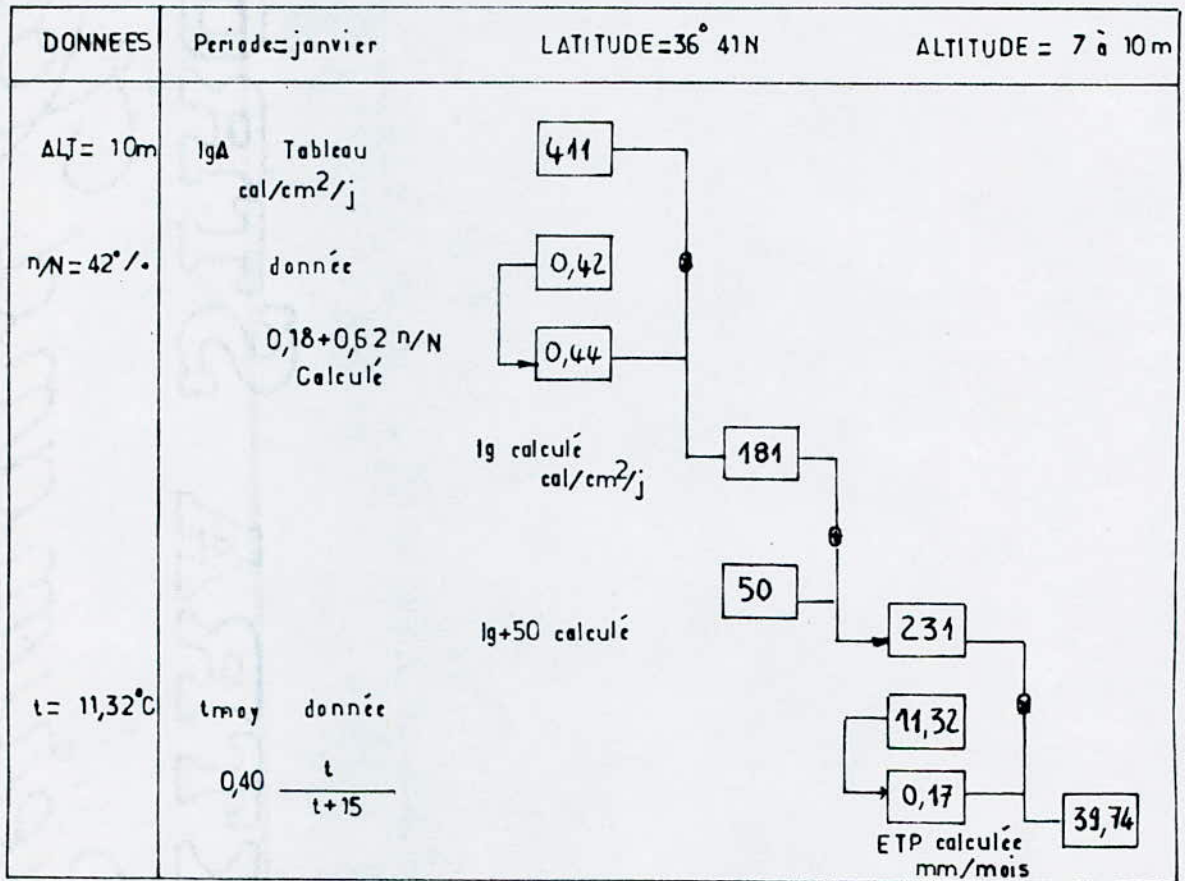
I_{gA} ne dépend que de la latitude donnée par les tables .

La formule de Turc a été établie pour une humidité relative pour le mois considéré supérieure à 50% ($HR > 50\%$), lorsque HR n'atteint pas 50%, la valeur trouvée pour l'E.T.P

doit être multipliée par le facteur correctif suivant :

$$\left(1 + \frac{50 - HR}{100}\right)$$

Modèle pour les calculs de la méthode de Turc



En suivant le modèle ci-dessous, on déduit le tableau des résultats (III.e p27)

III-4-6 Cinquième méthode : calcul de l'E.T.P (Thorthwaite)

L'évapotranspiration est donnée par la relation :

$$E.T.P = 16 \left(\frac{10t}{I}\right)^{0,4}$$

E.T.P = L'évapotranspiration mensuelle (mm/mois)

t = la température moyenne mensuelle pour le mois considéré (°C)

a est fonction de "l'indice thermique mensuel"
donné par la formule :

$$i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1,514}$$

On appelle I l'indice annuel égal à la somme des douze (12)
indices mensuels. ci-dessus, la valeur de a est donnée par
Serra :

$$a = \frac{1,6}{100} I + 0,5 \quad \text{avec} \quad I = \sum_{i=1}^{12} i$$

Pour chaque température mensuelle, on calcule l'indice thermique
mensuel et la somme des douze (12) indices nous donne l'indice
annuel :

$$I = \sum_{i=1}^{12} i = 86,739$$

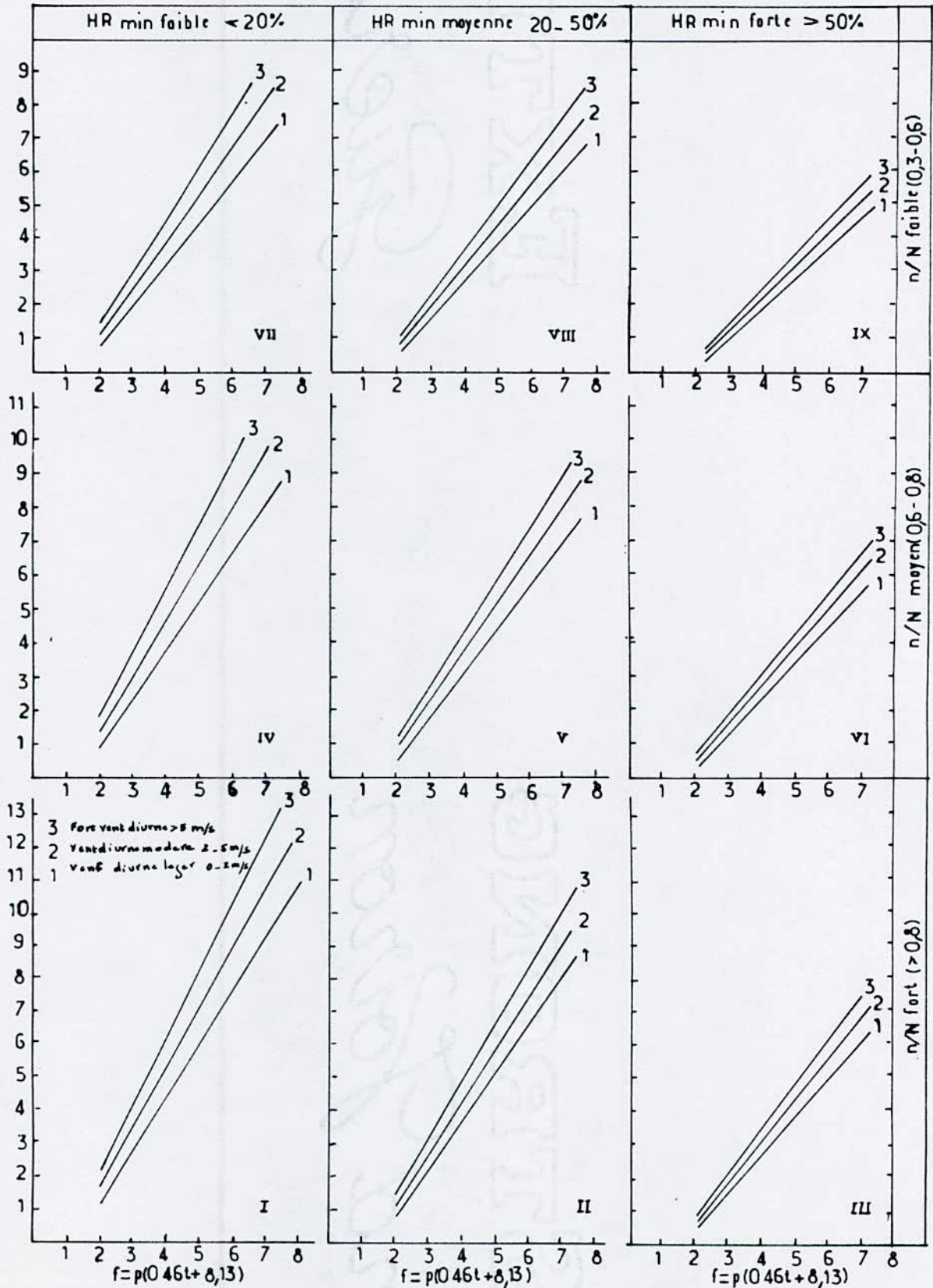
Connaissant I, on peut déterminer la valeur de a :

$$a = \frac{1,6}{100} \times 86,739 + 0,5$$

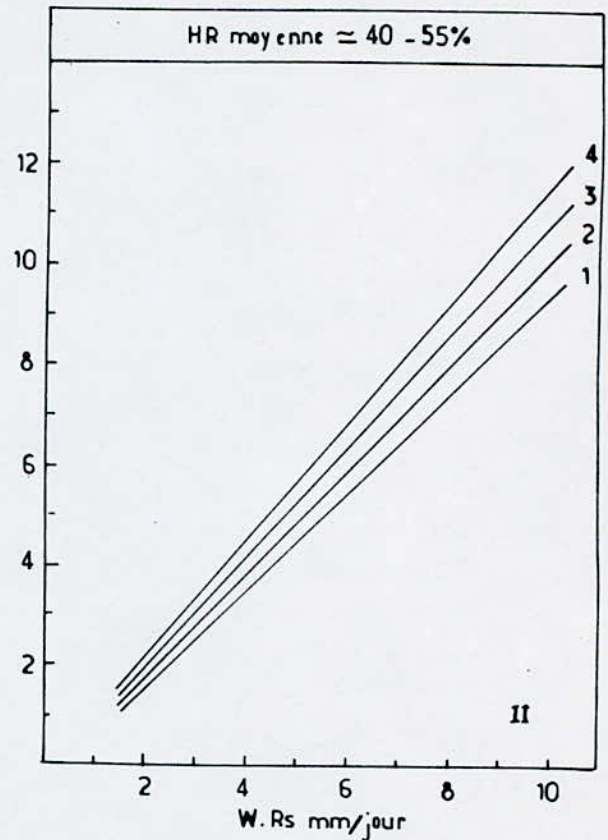
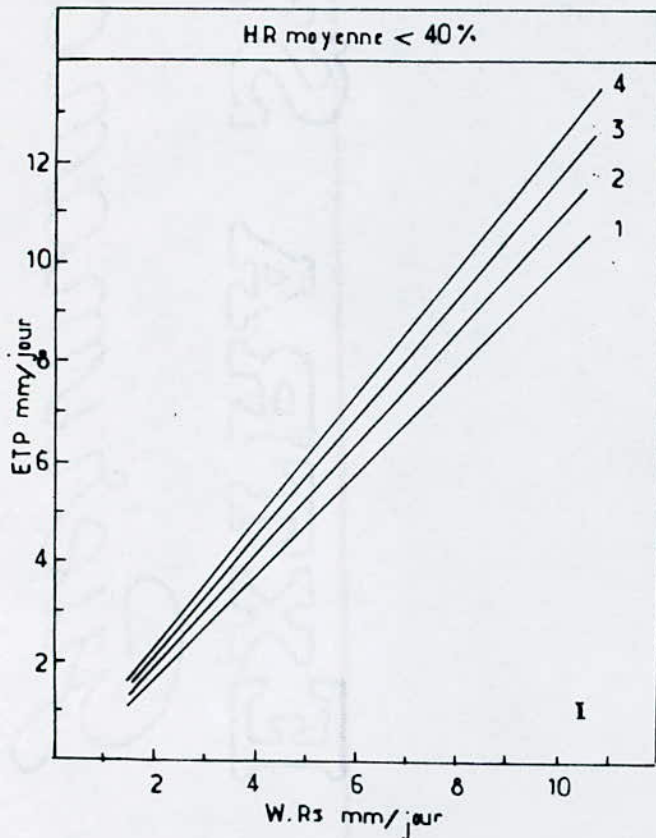
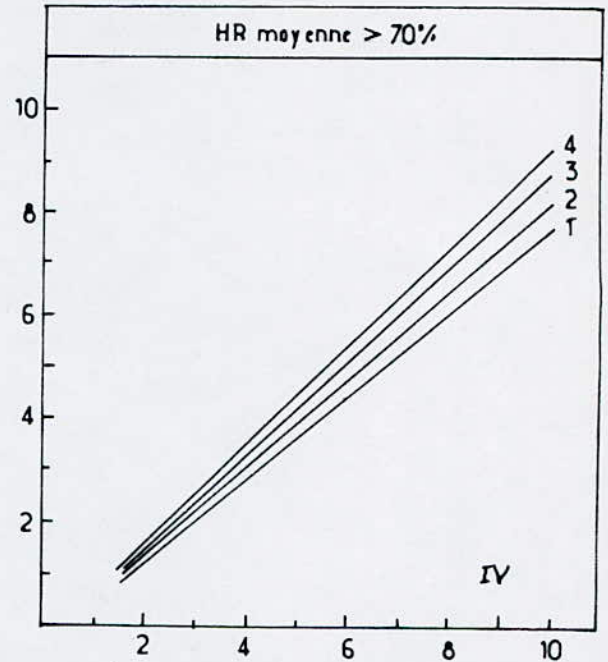
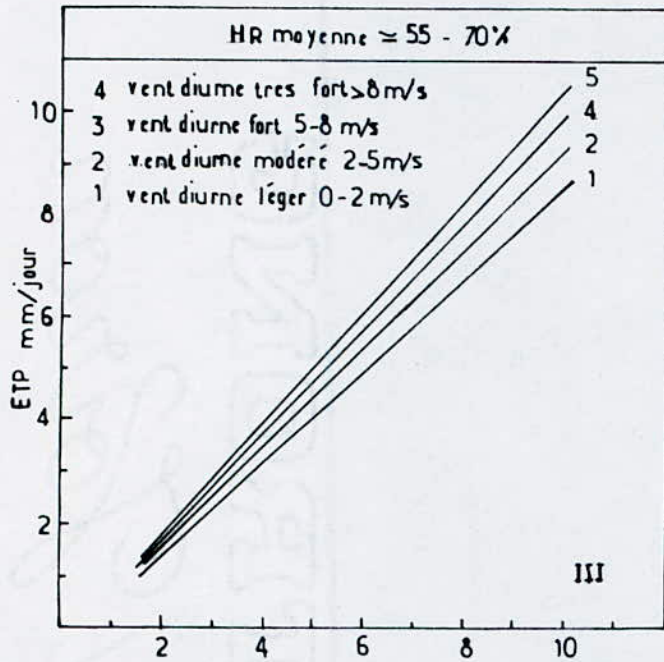
$$a = 1,888$$

Connaissant les paramètres I et a, on déduit le
tableau des résultats Numéro (III.F page 27)

Prédiction de ETP à partir du facteur f de Blaney Criddle pour différentes conditions d'humidité relative minimum d'heures d'insolation par jour et de vent diurne



Méthode de Rayonnement



Relations permettant d'obtenir ETP à partir des valeurs calculées de W.Rs et de la connaissance générale de l'humidité relative moyenne et du vent diurne

Tab IIIe: ETP TURC

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
t (°C)	11,32	11,62	13,55	15,54	18,85	22,69	25,34	26,11	24,08	20,00	15,55	12,22	-
n/N (%)	42	54	54	47	58	66	79	80	66	52	43	37	-
IgA (cal/cm²/j)	411	537	703	811	947	982	957	869	736	576	435	370	-
Ig (cal/cm²/j)	181	276,44	361,90	382,30	511	578,59	641	587,44	433,65	289,38	194,27	151,478	-
ETP (mm/mois)	39,74	52,72	78,20	88,00	124,96	151,37	173,62	161,94	119,20	77,57	49,73	36,18	1153,23

Tab III f: ETP THORNTHWAITE

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
t (°C)	11,32	11,62	13,55	15,54	18,85	22,69	25,34	26,11	24,08	20,00	15,55	12,22	-
i (-)	3,446	3,585	4,524	5,567	7,457	9,874	11,671	12,213	10,804	8,157	5,572	3,869	-
ETP (mm/mois)	26,45	27,79	37,14	48,11	69,27	98,31	121,40	128,15	109,99	77,47	48,17	30,56	822,51

Tab III b: ETP BLANEY CRIDDLE

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
t (°C)	11,32	11,62	13,55	15,54	18,85	22,69	25,34	26,11	24,08	20,00	15,55	12,22	-
P (%)	0,226	0,246	0,270	0,294	0,314	0,328	0,324	0,304	0,280	0,250	0,226	0,216	-
f (mm/j)	3,01	3,31	3,88	4,49	5,28	6,09	6,41	6,12	5,38	4,33	3,45	2,97	-
HRmin (°/j)	68	68	64	69	70	70	69	68	69	66	66	69	-
n/N (%)	42	54	54	47	58	66	79	80	66	52	43	37	-
U ₂ diurne (m/s)	3,4	3,6	3,2	3,0	2,4	1,8	1,9	1,9	2,4	2,6	3,0	3,6	-
ETP (mm/j)	1,27	1,49	2,00	2,73	3,27	4,73	5,09	5,27	4,36	2,64	1,64	1,18	-
ETP (mm/mois)	39,37	41,72	62,00	81,90	101,37	141,90	157,79	163,37	130,80	84,84	49,20	36,58	1087,84

MOIS	t (°C)	Rs (mm/J)	W (-)	W.Rs (mm/J)	HR _{moy} (%)	U ₂ diurne (m/s)	n/N (%)	R _a (mm/J)	ETP (mm/J)	ETP (mm/mois)
JAN	11,32	3,33	0,57	1,90	73	3,4	42	7,23	1,31	40,61
FEV	11,62	4,82	0,57	2,75	73	3,6	54	9,26	2,14	59,92
MAR	13,55	6,24	0,60	3,74	69	3,2	54	12,00	3,43	106,33
AVR	15,54	7,10	0,63	4,47	72	3,0	47	14,63	3,64	122,20
MAI	18,85	8,86	0,67	5,94	72,5	2,4	58	16,4	4,5	139,50
JUIN	22,69	9,98	0,72	7,19	74	1,8	66	17,2	5,6	168,00
JUILLET	25,34	10,77	0,74	7,97	70	1,9	79	16,7	6,86	212,66
AOUT	26,11	9,98	0,75	7,49	69,5	1,9	80	15,36	6,43	199,33
SEP	24,08	7,54	0,73	5,50	72	2,4	66	13,00	4,43	132,90
OCT	20,00	5,30	0,68	3,60	71,5	2,6	52	10,4	2,79	86,49
NOV	15,55	3,64	0,63	2,29	70,5	3,0	43	7,83	1,57	47,10
DEC	12,22	2,80	0,58	1,62	73,5	3,6	37	6,43	1,0	31,0
ANNÉE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1333,04

Tab III-c RAYONNEMENT

Tab III-d ETP PENMAN

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
t (°C)	11,32	11,62	13,55	15,54	18,85	22,69	25,34	26,11	24,08	20,00	15,55	12,22	-
HR _{moy} (%)	73	73	69	72	72,5	74	70	69,5	72	71,50	70,50	73,50	-
e _a (mba)	13,7	13,7	15,6	17,60	21,8	27,6	32,3	33,8	30,00	23,4	17,7	14,2	-
e _d (mba)	10,0	10,0	10,8	12,7	15,8	20,4	22,6	23,5	21,6	16,7	12,5	10,4	-
e _a -e _d (mba)	3,7	3,7	4,8	4,9	6,0	7,2	9,7	10,3	8,4	6,7	5,2	3,8	-
HR _{max} (%)	78	78	74	75	75	78	72	73	75	77	75	78	-
U ₂ (km/j)	293,76	311,04	276,48	259,20	207,36	155,52	164,16	164,16	207,36	224,64	259,20	311,04	-
f(u)	1,06	1,11	1,02	0,97	0,83	0,69	0,71	0,71	0,83	0,88	0,97	1,11	-
n/N (%)	42	54	54	47	58	66	79	80	66	52	43	37	-
W (-)	0,57	0,57	0,60	0,63	0,67	0,72	0,74	0,75	0,73	0,68	0,63	0,58	-
1-W (-)	0,43	0,43	0,40	0,37	0,33	0,28	0,26	0,25	0,27	0,32	0,37	0,42	-
RS (mm/j)	3,33	4,82	6,24	7,10	8,86	9,98	10,77	9,98	7,54	5,30	3,64	2,80	-
R _{ns} (mm/j)	2,5	3,62	4,68	5,33	6,65	7,49	8,08	7,49	5,66	3,98	2,73	2,10	-
f(t)	13,0	13,0	13,4	13,70	14,4	15,1	15,7	15,9	15,4	14,6	13,7	13,1	-
f(ed)	0,20	0,20	0,20	0,18	0,17	0,14	0,13	0,13	0,14	0,16	0,18	0,20	-
f(n/N)	0,48	0,59	0,59	0,52	0,62	0,69	0,81	0,82	0,69	0,57	0,49	0,43	-
R _{nl} (mm/j)	1,25	1,53	1,58	1,28	1,52	1,46	1,65	1,69	1,49	1,33	1,21	1,13	-
R _n (mm/j)	1,25	2,09	3,1	4,05	5,13	6,03	6,43	5,8	4,17	2,65	1,52	0,97	-
C (-)	0,97	1,02	1,06	1,10	1,16	1,17	1,16	1,16	1,11	1,03	0,98	0,95	-
ETP (mm/j)	2,33	3,02	4,05	4,74	5,89	6,71	7,60	7,17	5,47	3,80	2,77	2,22	-
ETP (mm/mois)	72,14	84,46	125,47	142,23	182,69	201,22	235,50	222,17	164,05	117,78	83,02	68,74	1699,47

ETPA mm TRACE DES ETP SUIVANT DIFFERENTES

METHODES

ETP
ADOPTÉ

200

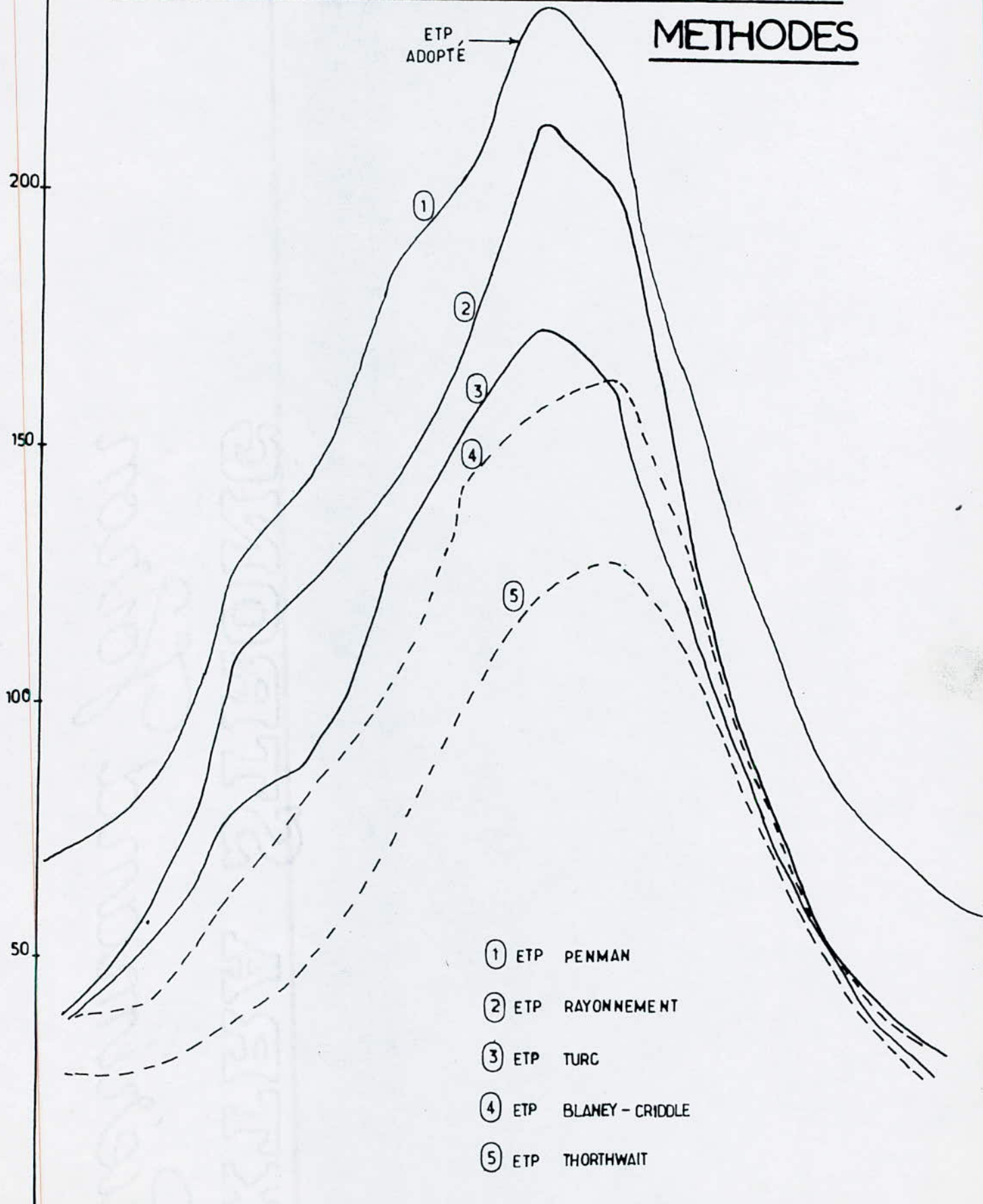
150

100

50

JAN FEV MAR AVR MAI JUI JUIL AOÛ SEP OCT NOV DEC

- ① ETP PENMAN
- ② ETP RAYONNEMENT
- ③ ETP TURC
- ④ ETP BLANEY - CRIDDLE
- ⑤ ETP THORTHWAIT



III-4-7 Conclusion

Détermination de l'ETP en mm/mois

Méthode \ MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
Penman	72,14	84,46	125,47	142,23	182,69	201,22	235,50	222,17	164,05	117,78	83,02	68,74	1699,47
Rayonnement	40,61	59,92	106,33	122,20	139,50	168,00	212,66	199,73	132,90	86,49	47,10	31,00	1333,04
TURC	39,74	52,72	78,20	88,00	124,96	151,37	173,62	161,94	119,20	77,57	49,73	36,18	1153,23
Blaney-cruddle	39,37	41,72	62,0	81,90	101,37	141,90	157,69	163,37	130,80	81,84	49,20	36,58	1077,84
THORchwaite	26,45	27,79	37,14	48,11	69,27	98,31	121,10	128,15	109,99	77,47	48,17	30,56	822,51
E.T.P adoptée	72,14	84,46	125,47	142,23	182,69	201,22	235,50	222,17	164,05	117,78	83,02	68,74	1699,47

La méthode de penman donne le meilleur résultat (les valeurs de l'E.T.P les plus élevées) pour estimer les besoins en eau maximum des cultures pour une période n'excédent pas un (1) mois.

Pour la suite de nos calculs, on adopte les valeurs mensuelles de l'E.T.P (Penman).

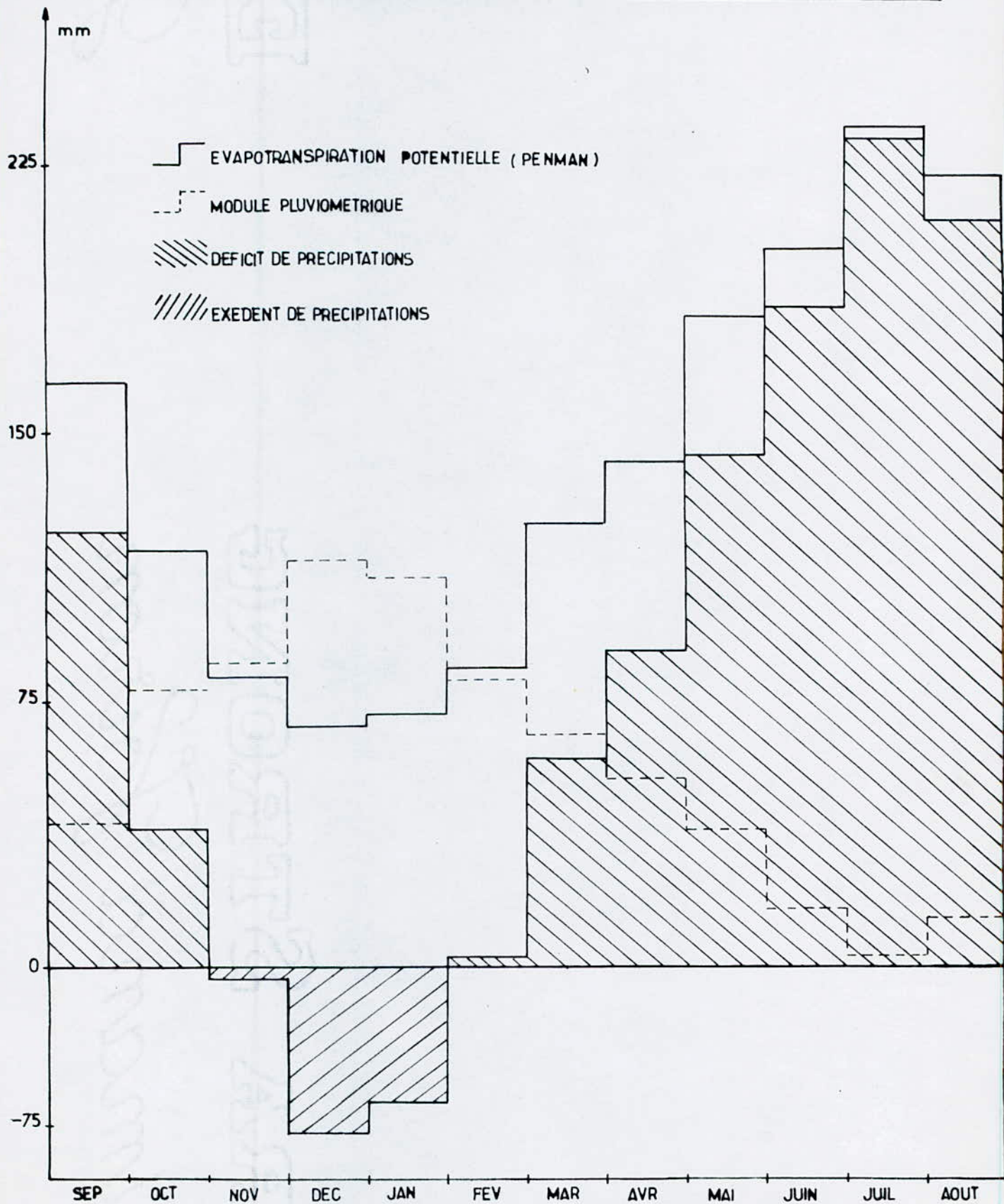
III-5 Bilan Pluie - E.T.P (Déficit Pluviométrique)

La comparaison des précipitations moyennes mensuelles et de l'E.T.P, (graphes, III.g p32, III.hp33) permet d'établir le bilan des déficits ou des surplus d'eau durant une année :

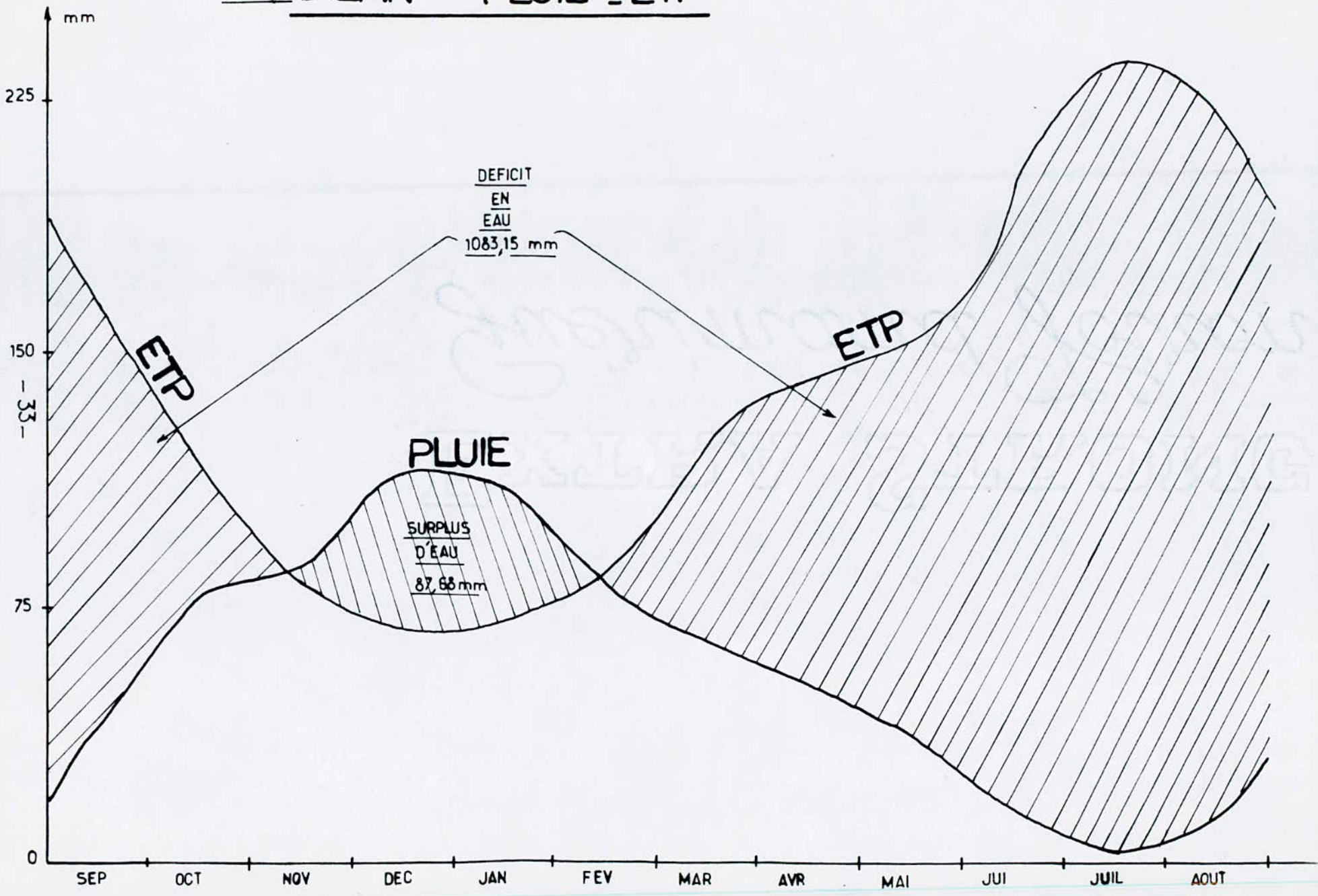
MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
Précipit moy mm/mois	110	81,62	66,14	53,44	38,96	16,52	3,18	13,21	40,88	78,47	86,69	114,89	704
E.T.P mm/mois	72,14	84,46	125,47	142,23	182,69	201,22	235,50	222,17	164,05	117,78	83,02	68,74	1699,47
Déficit mm/mois	-	2,84	59,33	88,79	143,73	184,7	232,32	208,96	123,17	39,31	-	-	1083,15
SurPlus mm/mois	37,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,67	46,15	87,68

De ce tableau il ressort :
qu'il y a une longue période sèche (Février - octobre)

DEFICIT PLUVIOMETRIQUE & BILAN HYDRIQUE



IIIh: BILAN PLUIE - ETP



Chapitre IV

Aménagement hydraulique du secteur Bou Namoussa est

IV-1 Choix de la méthode d'irrigation (mode).

La méthode dépend généralement d'un certain nombre de facteurs : coûts de l'application de l'eau, efficacité de la consommation d'eau, simplicité du réseau, érosion et dégradation du sol, salinité de l'eau d'irrigation

Le mode « irrigation par aspersion » est choisi pour les raisons suivantes :

- Suppression du nivellement et de la préparation du sol pour l'irrigation (terrain plat).
- Pour les sols ayant de sérieux problèmes de drainage.
- Le seul système susceptible de s'adapter aux terrains très perméables.
- Dosage plus rigoureux pour les arrosages légers (semis, ...).
- Bonne répartition des engrais liquides.
- Accroissement momentané de l'humidité de l'air.
- Économie de main d'œuvre.

IV-2 Découpage en îlots d'irrigation.

Le principal critère de découpage consistera à créer des îlots optimisant au maximum le matériel mobile d'aspersion. Le secteur est divisé en îlots type de superficie moyenne (brute) de 24 hectares (ha).

Toute fois, compte tenu des nombreuses contraintes (route, pistes empierrées ----), l'îlot type ne pourra pas être réalisé systématiquement sur l'ensemble du secteur. Ainsi le secteur est divisé en trente neuf (39) îlots, et chaque îlot comportera une borne d'irrigation. (Carte Numéro N° 5)

IV-3 Calcul des besoins en eau des cultures

IV-3.1 Introduction

Les cinq (5) méthodes décrites précédemment et notamment celle de Penman, prédisent l'effet du climat sur l'évapotranspiration de la culture de référence, E.T.P. (Sous-chapitre III-4)

Pour tenir compte de l'effet des caractéristiques culturales sur les besoins en eau des cultures, on détermine des coefficients culturaux (k_c) qui permettent d'établir la relation entre E.T.P et l'évapotranspiration de la culture, E.T.C.

Les valeurs de k_c , sont définies expérimentalement.

E.T.C s'obtient en calculant $E.T.C = k_c \cdot E.T.P$.

Les facteurs qui influent sur la valeur du coefficient cultural k_c sont principalement : les caractéristiques de la culture, les dates de plantation ou de semis, le rythme de développement de la plante et la longueur de la saison végétative, les conditions climatiques, surtout en début de croissance, la fréquence des pluies ou des irrigations.

IV-3.2 Le choix de la répartition culturale

En se basant sur les cartes des aptitudes culturales (N°3 et N°4) en sec et en irrigué, on a choisi la répartition culturale suivante :

Cultures	Surface occupée (ha)	% occupé de la surface totale	cultivés entre
Céréalières	377,26	49	MARS - Août
Agrumes	64,29	8	toute l'année
Fourragères	97,06	13	Sept - AVRIL
Maraîchères	236,02	30	MAI - oct

(Voir carte)
N° 6

(Source : ANRH : Agence Nationale des ressources hydrauliques)

IV-3.3 Choix des coefficients cultureaux

À chaque culture choisie correspond un coefficient culturel K_c :

Fourragères : les valeurs de K_c pour la période considérée sont données par le tableau ci-dessous
(source : Étude de l'irrigation des grands périmètres algériens rapport 1965)

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
K_c	1,0	1,0	1,0	1,0	-	-	-	-	0,6	0,8	1,0	1,0

En ce qui concerne les autres cultures, nous avons adopté les coefficients cultureaux proposés par l'Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture (ROME)
(F.A.O 24 rédigé par J. DOORENBOS et W.O PRUITT) :

Agrumes :

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
K_c	0,75	0,75	0,8	0,8	0,8	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,8	0,8

Céréalières :

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
K_c	-	-	0,37	0,6	1,15	1,15	0,78	0,36	-	-	-	-

Maraîchères

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
K_c	-	-	-	-	0,53	0,53	0,82	1,03	1,01	0,91	-	-

IV-3.4 Calcul des quantités d'eau à apporter aux cultures

IV-3.4.1 Besoins nets en eau

IV-3.4.1.1 Pluie efficace ou effective

Toute précipitation ne se transformant pas en ruissellement ou en eau de recharge de la nappe souterraine, et contribue uniquement à la satisfaction des besoins en eau de la culture, est dite précipitation efficace.

Nous avons utilisé un tableau d'un bulletin (F.A.O 25 rédigé par DASTANE, 1974) donnant les précipitations efficaces, connaissant, L'E.T.P, les précipitations moyennes mensuelles et le nombre de jours de pluie.

IV-3.4.1.2 Calcul des besoins nets en eau

Les quantités d'eau à apporter seront calculées en retranchant de l'E.T.C, les apports naturels : il s'agit d'une part des apports pluviométriques et d'autre part de la contribution de la nappe phréatique par remontée capillaire et celle de l'eau encore en stock dans la zone racinaire.

Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation pour chaque culture, est réalisé en effectuant mois par mois le bilan suivant :

$$B = 10 \cdot A (E.T.C - P_e - w) \text{ avec}$$

- A = surface occupée (ha)
- E.T.C = l'évapotranspiration de la culture (mm)
- P_e = La pluie efficace (ou effective) (mm)
- w = Les apports de la nappe phréatique et le stock de la zone racinaire (mm)

Dans notre cas on néglige w (la nappe phréatique au dessous de deux (2) mètres par rapport à la surface du sol)

On aura donc : $B = 10 \cdot A (E.T.C - P_e)$ ($1\text{mm} \rightarrow 10 \text{ m}^3/\text{ha}$)

B = Besoin net en eau (m^3) calculé mensuellement.

Par la suite, on déduit la somme des besoins nets en eau mensuels (m^3) pour l'ensemble des cultures.

$$B_{\text{Total}} = \sum_{i=1}^4 B_i \quad (\text{m}^3)$$

IV-3-4-2 Besoins Bruts en eau.

IV-3-4-2-1 Efficience du système d'irrigation : (E_a)

On désigne par efficacité d'un système d'irrigation, le rapport entre les quantités d'eau effectivement utilisées et les quantités dérivées en tête de l'aménagement.

Dans notre cas pour une irrigation par aspersion, l'efficacité d'application d'eau du système d'irrigation est supposée selon les auteurs à $E_a = 0,8$ (valeur optimale)

IV-3-4-2-2 Calcul des besoins bruts en eau

Connaissant les besoins en eau nets mensuels de l'ensemble des cultures, il convient de déterminer les besoins bruts en eau mensuels du périmètre (secteur B.N.E) en faisant intervenir le paramètre "Efficience du système d'irrigation" ($E_a = 0,8$) :

$$\text{Besoin brut en eau} = \frac{\text{Besoin net en eau}}{E_a} \quad (\text{m}^3)$$

N.B : D'après l'étude de la qualité des eaux, les besoins de lessivage ne sont pas nécessaires.

IV-3-4-3 Calcul des débits fictifs continus

Le débit fictif continu en irrigation est le débit exprimé en $l/s/ha$ qu'il faudrait apporter dans l'hypothèse d'une irrigation fictive de 24 heures sur 24 heures ($24h/24$). Le débit fictif continu de pointe est relatif à la période de pointe des irrigations (un (1) mois).

Le débit fictif continu mensuel est obtenu en divisant les besoins bruts en eau mensuels (m^3) à délivrer par le nombre total des secondes que comporte cette période (un (1) mois), par la suite le résultat trouvé sera ramené à l'hectare moyen irrigué :

$$D (l/s/ha) = \frac{\text{Besoin brut en eau } (m^3)}{n \cdot 24 \cdot 3600 \cdot s}$$

D = Débit fictif continu ($l/s/ha$) .

n = Nombre de jours du mois .

s = superficie irriguée (ha)

En suivant les étapes ci-dessus, on dresse le tableau (IV.a pages 40-41) donnant les besoins bruts en eau et les débits fictifs continus mensuels du secteur B.N.E .

IV-3-4-4 Conclusion

Au vu du tableau Numéro (IV.a p 41), nous constatons que la pointe est en juillet (Besoin brut maximum)

- Besoin brut en eau de pointe = $1596829 m^3$
- Besoin brut en eau par hectare de pointe = $2357 m^3/ha$
- Débit fictif continu de pointe = $0,88 l/s/ha$

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNÉE	
ETP mm/mois	72.14	84.46	125.47	142.23	182.69	204.22	235.50	222.17	164.05	117.78	83.02	68.74	1699.47	
Precipitations moy mens mm/mois	110	81.62	66.14	53.44	38.96	16.52	3.18	13.21	40.88	78.47	86.69	114.89	704	
Nombre de jours de pluie	12.9	10.6	10.1	8.5	6.0	3.5	1.0	2.2	5.2	9.0	9.5	13.3	91.8	
Kc FOURRAGES	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	0.6	0.8	1.0	1.0	-	
Kc AGRUMES	0.75	0.75	0.8	0.8	0.8	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.8	0.8	-	
Kc CEREALES	-	-	0.37	0.6	1.15	1.15	0.78	0.36	-	-	-	-	-	
Kc MARAICHIERES	-	-	-	-	0.53	0.53	0.82	1.03	1.01	0.91	-	-	-	
ETC FOURRAGES	72.14	84.46	125.47	142.23	-	-	-	-	98.43	94.22	83.02	68.74	768.71	
ETC AGRUMES	54.11	63.35	100.38	113.78	146.15	171.04	200.18	188.84	139.44	100.11	66.42	54.99	1398.79	
ETC CEREALES	-	-	46.42	85.34	210.09	231.4	183.69	79.98	-	-	-	-	836.92	
ETC MARAICHIERES	-	-	-	-	96.83	106.65	193.11	228.84	165.69	107.18	-	-	898.30	
PLUIE EFFICACE Pef mm/mois	69.53	-	-	-	-	-	-	-	-	56.64	57.36	71.36	254.89	
ETC Pef = mm/mois	FOURRAGES	2.61	84.46	125.47	142.23	-	-	-	-	98.43	37.58	25.66	-2.62	516.44
	AGRUMES	-15.42	63.35	100.38	113.78	146.15	171.04	200.18	188.84	139.44	43.47	9.05	-16.37	1175.69
	CEREALES	-	-	46.42	85.34	210.09	231.4	183.69	79.98	-	-	-	-	836.92
	MARAICHIERES	-	-	-	-	96.83	106.65	193.11	228.84	165.69	50.54	-	-	841.66

SUPERFICIE CULTIVABLE (ha)

FOURRAGES	97.06	97.06	97.06	97.06	-	-	-	-	97.06	97.06	97.06	97.06	-
AGRUMES	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	64.29	-
CEREALES	-	-	377.26	377.26	377.26	377.26	377.26	377.26	-	-	-	-	-
MARAICHIERES	-	-	-	-	236.02	236.02	236.02	236.02	236.02	236.02	-	-	-

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNÉE
SUPERFICIE cumulée (ha)	161.35	161.35	538.61	538.61	677.57	677.57	677.57	677.57	397.37	397.37	161.35	161.35	-
BESOINS NETS EN EAU (m ³)													
FOURRAGES	2533	81977	121781	138048	-	-	-	-	95536	36475	24905	-2543	501255
AGRUMES	-9914	40728	64534	73149	93960	109962	128696	121405	89646	27947	5824	-10524	755851
CEREALES	-	-	175124	321954	792586	872980	692989	301733	-	-	-	-	3157366
MARAICHAIRES	-	-	-	-	228538	251715	455778	540108	391062	119284	-	-	1986485
BESOIN NET total en eau (m ³)	-	122705	361439	533151	1115084	1234657	1277463	963246	576244	183706	30729	-	6398424
BESOIN BRUT TOTAL (E ₀ Q ₀) (m ³)	-	153381	451799	666439	1393855	1543321	1596829	1204058	720305	229633	38411	-	7998031
DEBIT FICTIF (l/s)	-	63.40	168.68	257.11	520.41	595.42	596.19	449.54	277.90	85.74	14.82	-	-
DEBIT FICTIF CONTINU (l/s/ha)	-	0.39	0.31	0.48	0.77	0.88	0.88	0.66	0.70	0.22	0.09	-	-

Tableau IVa Récapitulatif des données de base et le calcul
des besoins en eau des cultures

IV-3-4-5 Calcul de la hauteur d'irrigation (ou dose d'arrosage)

Pratiquement l'irrigation consiste à remplir le réservoir que constitue le sol jusqu'à sa capacité au champ, et à renouveler cette réserve avant que le point de flétrissement ne soit atteint. On apporte donc à chaque irrigation une dose pratique, qui aura pour une valeur maximale, la Réserve facilement utilisable (R.F.U) correspondant à la profondeur du sol exploitée par les racines de la culture irriguée.

IV-3-4-5-1 Notions de, Réserve utile et Réserve Facilement utilisable

La réserve utile (R.U) est la quantité d'eau contenue dans la tranche de sol explorée par les racines entre la capacité au champ et le point de flétrissement.

Cette réserve est la quantité d'eau maximale que le sol peut mettre à la disposition de la culture.

En réalité les plantes commencent déjà à souffrir dès que l'humidité du sol descend au dessous d'un niveau qui est bien supérieur au point de flétrissement.

Ce seuil d'humidité est fonction de la culture et correspond à une certaine valeur de succion qui est indépendante du type de sol. On peut déduire que la quantité d'eau maximale qu'une culture peut extraire d'un sol, sans que sa production diminue de façon notable, est inférieure à la réserve utile, c'est la réserve facilement utilisable (R.F.U).

on peut la calculer en utilisant la relation suivante :

$$R.F.U = \sum_{i=1}^n (Sf_{ci} - S_{li}) h_i$$

n = Nombre d'horizons atteint par la profondeur d'enracinement de la culture.

Où S_f et S_i représentent respectivement, la teneur en eau du sol en pourcentage de volume à la capacité au champ et juste avant l'irrigation, qui sont fonction de la force de succion matricielle dépendant de la culture et de la texture du sol. Elles sont données par les tables du bulletin F.A.O 24.

h est la profondeur effective d'enracinement déterminée par des méthodes d'observation directe sur le terrain.

Dans notre cas on a utilisé les profondeurs effectives des racines proposées par F.A.O 24.

Pour trouver la hauteur brute d'application (dose brute d'arrosage), il faut tenir compte de l'efficacité d'application de l'eau d'irrigation

$E_a = 0,8$:

$$D_a = \frac{R.F.U}{E_a}$$

D_a = Dose d'arrosage (mm) .

R.F.U = Réserve facilement utilisable (mm)

E_a = Efficacité d'application de l'eau d'irrigation.

Le tableau ci-après donne schématiquement les variations de la texture en fonction de la profondeur pour les trois (3) types de sols :

Type de Sol	Profondeur (cm)			
	0 à 20	20 à 50	50 à 110	110 à 150
SOL I	limono-argileux	limono-argileux	Sablo-argileux	limono-argileux
SOL II	limono-argileux	argileux	argileux	argileux
SOL III	argileux	argileux	argileux	argileux

Compte tenu du tableau ci-dessus, on peut déduire les résultats donnés par le tableau ci-après : ($E_a = 0,8$)

culture	R. F. U (mm)		
	$D_a = R.F.U / E_a$ (mm)		
	SOL I	SOL II	SOL III
Agrumes $h = 1,2$ m	42	28	Pas de cultures arborescentes
	52,5	35	
Céréalières $h = 1,2$ m	54	40	36
	67,5	50	45
Fourragères $h = 1,0$ m	45	34	30
	56,25	42,5	37,5
Maraîchères $h = 0,95$ m	33,5	23	19
	41,9	29	23,8

IV-3-4-5-2 Choix de la dose d'arrosage.

Pour la suite de nos calculs, on adopte la dose d'arrosage maximum correspondant à la culture la plus exigeante :
les cultures céréalières avec :

$$D_m = 67,5 \text{ mm (ou } 675 \text{ m}^3 / \text{ha)}$$

$D_m =$ Dose d'arrosage maximum

Chapitre V

Definition et calcul d'une installation d'irrigation d'un îlot type

V.1 Choix de l'îlot - type

Nous considérons maintenant un îlot type à irriguer, pour lequel un type d'équipement a été choisi et nous cherchons à définir et calculer le matériel à approvisionner.

Soit un îlot type rectangulaire :

- Longueur $L = 504 \text{ m}$
- Largeur $l = 462 \text{ m}$
- Surface $S = L \times l = 504 \times 462$
 $S = 23,28 \text{ ha}$ (voisin de 24 ha)

V.2 Données de base pour le calcul de l'installation d'irrigation de l'îlot - type

- La prise d'eau située au milieu du petit côté, avec une pression disponible $P_0 = 5 \text{ bars}$
- Données agro-pédologiques :
 - Suivant les types de sols du secteur, on a la perméabilité maximale $K = 0,2 \text{ m/jour} = 8,33 \text{ mm/heure}$.
On peut donc avoir la pluviométrie maximum admissible $P_{adm} = 8,33 \text{ mm/h}$ avec $(P_u \leq K)$ qui doit être toujours vérifiée (d'après l'avant projet de SOGETHA-SOGREAH, Décembre 1968)
 - La dose d'arrosage maximum est : $D_m = 67,5 \text{ mm}$ ($675 \text{ m}^3/\text{ha}$)
 - Le débit fictif continu de la période de pointe, compte tenu d'une efficacité $E_a = 0,8$ à l'îlot type est :
 $D = 0,88 \text{ l/s/ha}$ (ou $76,032 \text{ m}^3/\text{jour/ha}$).
Le débit fictif continu de pointe conduit donc à envisager un apport de $76,032 \text{ m}^3/\text{j/ha}$.

Avant d'entamer les calculs, on définit la fréquence d'irrigation (ou périodicité) :

La fréquence d'irrigation est le temps écoulé, en jours, entre deux arrosages complets sur la même partie de la surface à irriguer.

La fréquence d'irrigation serait ainsi de :

$$I = \frac{\text{Dose}}{\text{Besoins journaliers}} = \frac{D_m}{D}$$

$$I = \frac{675}{76,032} = 8,88 \text{ jours}$$

Nous adopterons ainsi une fréquence de $I = 8$ jours à laquelle correspondra donc une dose réelle : D_r

$$D_r = 76,032 \times 8 = 609 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$D_r = 60,9 \text{ mm} \quad (< D_m)$$

- Nombre de jours disponibles pour l'irrigation : Nous admettons un (1) jour de « temps mort » chaque 8 jours (repos, vent fort), ainsi l'installation doit être calculée pour apporter effectivement $609 \text{ m}^3/\text{ha}$ en 7 jours.
- pour des systèmes portatifs les temps effectifs d'irrigation sont habituellement ramenés à (16-18) heures par jour ; Dans notre cas, on choisit la durée d'irrigation $T = 18$ heures par jour.

V.3 Calcul du débit d'équipement

Connaissant ainsi toutes les données de base, on peut déterminer le débit d (m^3/h) à utiliser en tête de l'îlot pendant 8 jours, où 7 jours seulement sont supposés disponibles pour l'irrigation, on doit assurer l'équilibre entre volumes apportés et besoins en eau : Les volumes apportés correspondent à une irrigation au débit d (m^3/h) avec une durée $T = 18$ heures pendant 7 jours. Les besoins correspondent à un débit fictif continu de $0,881/\text{s}/\text{ha}$

(76,032 m³/j/ha) pendant 8 jours sur surface S = 23,28 ha
 D'où la relation suivante :

$$(I-1) \cdot T \cdot d = D \cdot I \cdot S$$

On tire $d = \frac{D \cdot I \cdot S}{(I-1) \cdot T}$ m³/h avec

- . D = 76,032 m³/j/ha
- . I = 8 jours
- . S = 23,28 ha
- . T = 18 heures

On trouve $d = 113$ m³/h ,
 débit en tête de l'îlot. type appelé débit d'équipement .

V-4 Calculs Préliminaires

- . Le nombre de postes nécessaires pour l'arrosage complet de l'îlot en 7 jours est : $N = 7 \cdot n$
 avec n : nombre d'interventions (postes) journalières .
- . La surface théorique du poste (ha) : $s = S/N$
- . La durée théorique d'un poste (heures) : $t = T/n$
- . La pluviométrie théorique d'arrosage (mm/h) : $P_u = D_r/10t$

on construit le Tableau suivant, pour des valeurs croissantes du nombre de postes d'arrosage par jour, jusqu'à ce que la pluviométrie d'arrosage "Pu" dépasse la valeur maximale autorisée :

Nombre de Postes Par Jour n	Nombre de Postes Par arrosage N	Surface théorique du poste s(ha)	durée théorique du poste t(h)	Pluviométrie théorique Pu mm/h
1	7	3,33	18	3,4
2	14	1,66	9	6,8
3	21	1,11	6	10,2

C'est la solution d'une irrigations au rythme de deux (2)

deux (2) postes par jour avec 14 postes par arrosage complet et d'une pluviométrie théorique $p_u = 6,8 \text{ mm/h}$ ($< 8,33 \text{ mm/h}$) qu'on adopte .

II-5 Définition de l'installation

D'après les résultats ci-dessus, chaque poste fonctionnera pendant neuf (9) heures et compte tenu de la pluviométrie disponible, quatre (4) écartements d'implantation des asperseurs sont envisageables .

Pour chaque écartement on examinera les caractéristiques de l'installation .

N.B : Les vents légers à modérés ($< 4 \text{ m/s}$) nous élimine les petits écartements .

- Le nombre d'asperseurs par rampe : Le premier asperseur est mis à une distance de l'entrée égale à la moitié de l'écart moyen entre les asperseurs, le nombre d'asperseurs à monter sur une rampe sera donc :

$$\left[\frac{l-E}{2} \right] / E + 1$$

E : écartement entre deux asperseurs
 l : la largeur de l'îlot-type

- Le nombre de positions de la rampe : est donné par

$$\left[\frac{L-F}{F} + 1 \right] \times 2$$

F : écartement entre deux positions de rampe
 L : La longueur de l'îlot-type .

- Les autres caractéristiques de l'installation :

- Le nombre de rampes par poste = $\frac{\text{nombre total de positions de rampe}}{\text{nombre de postes par arrosage}}$
avec nombre de postes par arrosage = 14
- Le nombre d'asperseurs par poste (noté a) = produit du nombre d'asperseurs par rampe par le nombre de rampes par poste
- surface réelle du poste (ha) : $Sr = a \times E \times F \cdot 10^{-4}$
avec a = nombre d'asperseurs par poste
- Surface irriguée pour I = 7 jours (ha) : $Si =$ Le produit de la surface réelle du poste par le nombre de postes par la fréquence d'irrigation
- La pluviométrie réelle du poste (mm/h)
$$pu = \frac{d}{10 \cdot Sr}$$

Sr = Surface réelle du poste (ha)
d = Débit d'équipement (m^3/h)

Pour les écartements choisis on construit le tableau
Numéro : (V.a page 52) avec :

- $t = \frac{Dr}{Pu}$ durée d'un poste d'arrosage (heures)
- $q = d/a$ débit nominal d'un asperseur (m^3/h)
- $T = 2 \cdot t$ durée d'irrigation (heures)

Choix de la variante :

En se référant aux catalogues des matériels disponible sur le Marché, on choisira un modèle d'asperseur fournissant un débit envisagé avec une uniformité d'arrosage satisfaisante pour l'implantation souhaitée. La pression nominale de fonctionnement de l'asperseur, p (bars), résulte de ce choix. Les variantes envisagés sont représentés dans le tableau Numéro (V.b page 52)

À l'examen de différents genres d'aspersours, on peut exlure :

• Écartements 24×24 (m) avec :

$$q = 3,73 \text{ m}^3/\text{h}, \quad D = 41 \text{ m} \text{ (diamètre de recouvrement)}$$

$$P = 4 \text{ bars} \quad \text{forte prèssion par rapport à la prèssion disponible à la prise.}$$

$$P_u = 8,6 \text{ mm/h} > P_{u \text{ adm}} = 8,33 \text{ mm/h}$$

$$S_i = 24,19 \text{ ha} > S = 23,28 \text{ ha} \quad \text{perte d'eau importante. (débordement)}$$

• Écartements 18×24 (m) avec :

$$q = 2,9 \text{ m}^3/\text{h}, \quad D = 37 \text{ m} \text{ (diamètre de recouvrement)}$$

$$P = 4,5 \text{ bars} \quad \text{forte prèssion par rapport à la pression disponible à la prise.}$$

$$P_u = 9 \text{ mm/h} > P_{u \text{ adm}} = 8,33 \text{ mm/h}$$

$$S_i = 23,58 \text{ ha} > S = 23,28 \text{ ha} \quad \text{perte d'eau (débordement)}$$

Comparaison entre 12×18 et 18×18

• Écartements 12×18 (m) avec :

$$q = 1,46 \text{ m}^3/\text{h}, \quad D = 25,5 \text{ m} \text{ (diamètre de recouvrement)}$$

$$P = 3 \text{ bars}, \quad P_u = 6,8 \text{ mm/h}, \quad S_i = 22,96 \text{ ha}$$

• Écartements 18×18 (m) avec :

$$q = 2,56 \text{ m}^3/\text{h}, \quad D = 36 \text{ m} \text{ (diamètre de recouvrement)}$$

$$P = 3,5 \text{ bars}, \quad P_u = 7,9 \text{ mm/h}, \quad S_i = 23,58 \text{ ha}$$

En comparant les débits d'équipement :

$$\bullet \quad 12 \times 18 \text{ (m)} : \quad d = 1,46 \times 76 = 111 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\bullet \quad 18 \times 18 \text{ (m)} : \quad d = 2,56 \times 52 = 133,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

On voit clairement que pour l'écartement 18×18 le débit d'équipement d est plus important que celui de l'écartement 12×18 qui est voisin du débit d'équipement calculé au préalable, mais aussi S_i est supérieure à ($S = 23,28 \text{ ha}$) pour l'écartement

18x18, ce qui va entraîner une perte d'eau non négligeable. Pour des raisons économiques, nous choisissons donc la première variante (12x18 m) avec :

Asperseur double buse (Pouces)	5/32 et 3/32
Débit nominal de l'asperseur (m ³ /h)	1,46
Pression nominale de l'asperseur (bars)	3,0
Pluviométrie réelle (mm/h)	6,8
Durée d'irrigation (heures)	18
Nombre de postes par jour	2
Durée du poste (heures)	9
Diamètre de recouvrement (m)	25,5
Nombre d'asperseurs par rampe	19
Nombre de rampes par poste	4
Nombre d'asperseurs par poste	76
Nombre de postes par arrosage	14
Fréquence d'irrigation (jours)	7
Nombre de positions de rampes	2x28 = 56

- . Débit véhiculé par la rampe : $Q = \text{nombre d'asp} \times q = 19 \times 1,46$
 $Q = 27,74 \text{ m}^3/\text{h}$
- . Le débit d'équipement : $d = \text{nombre d'asp par poste} \times q$
 $d = \text{nombre de rampes} \times Q$
 $d = 76 \times 1,46 = 4 \times 27,74$
 $d = 111 \text{ m}^3/\text{h} \approx 31 \text{ l/s}$
- . La longueur de la rampe : $L = \text{la distance du premier asp}$
 $+ (\text{nombre d'asp} - 1) \times E$
 $L = 6 + 18 \times 12 = 222 \text{ m}$
- . La surface irriguée : $S_i = 22,96 \text{ ha} \leq S = 23,28 \text{ ha}$

Sur la base des résultats obtenus ci-dessus, on peut établir le tableau définitif Numéro (VIC page 52)

Tab Va

ÉCARTEMENTS EXF (m)	nombre d'asp- erseurs/rampe	nbre de posit- ions de rampes	nbre de rampes par poste	nombre d'asp- erseurs par poste	Surface réelle du poste Sr (ha)	SURFACE irriguée Si ha	Pluviométrie réelle mm/h
12x18	19	2x28	4	19x4=76	1,64	22,96	6,9
18x18	13	2x28	4	13x4=52	1,68	23,58	6,73
18x24	13	2x21	3	13x3=39	1,68	23,58	6,73
24x24	10	2x21	3	10x3=30	1,68	24,19	6,53

Tab Vb

$D_r = 60,9 \text{ mm}$ $d = 113 \text{ m}^3/\text{h}$ ÉCARTEMENTS EXF (m)	P_u mm/h	$t = \frac{D_r}{P_u}$ pour un poste heures	$T = 2t$ heures	Nombre d'asp- erseur par poste a	DÉBIT nominal $q = d/a$ m^3/h
12x18	6,9	8,83	17,65	76	1,48
18x18	6,73	9,05	18,10	52	2,17
18x24	6,73	9,05	18,10	39	2,9
24x24	6,53	9,33	18,65	30	3,77

Tab Vc

Longueur de la rampe (m)	222
Écartement entre asp- erseurs (m)	12
Écartement entre rampes (m)	18
Position du premier asp- erseur (m)	6
Nombre d'asp- erseurs	76
Débit nominal de l'asp- erseur (m^3/h)	1,46
Pré- sion nominale de l'asp- erseur	30
Débit de la rampe (m^3/h)	27,74
Nombre d'asp- erseurs par rampe	19
Nombre de rampes	4
Débit d'équipement	111

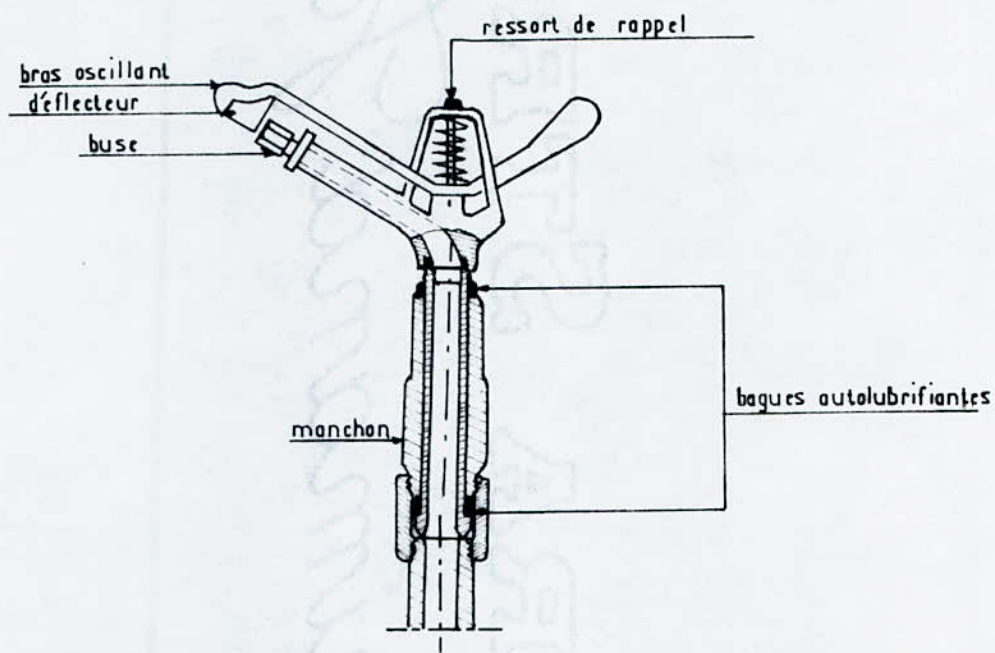
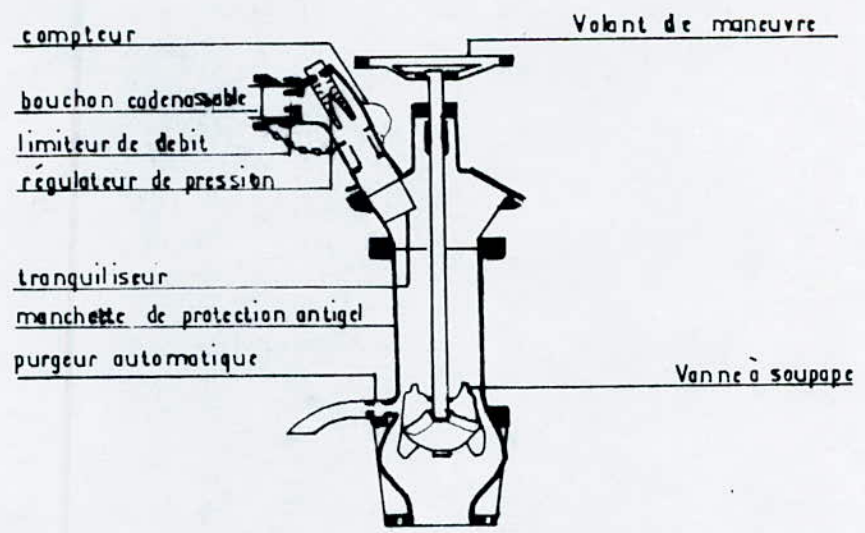


Schéma d'un asperseur type



Borne d'irrigation coupe schématique

V-6 Organisation des arrosages

- Chaque îlot sera divisé en quatre (4) parcelles égales réparties de chaque côté de la conduite d'approche (porte-rampe) (deux (2) de chaque côté).
- La rotation s'effectuant en sept (7) jours avec deux postes de neuf (9) heures chacun, chaque rampe mobile occupera 14 positions successives sur la parcelle.
- Chaque îlot comprendra quatre (4) rampes de 222 m chacune.
- chaque parcelle sera équipée d'une rampe d'arrosage.
- quatre (4) rampes étant en fonctionnement simultané sur l'îlot, cela revient à admettre qu'à tout moment les quatre (4) parcelles seront arrosées.
- À la fin de la durée d'un poste (9 heures), le personnel disposera de deux (2) heures pour le déplacement du matériel mobile (Translation de l'ensemble des rampes sur une longueur de 18 mètres).
- À la fin du quatorzième poste, toutes les rampes auront parcouru toute la parcelle et donc tout l'îlot sera arrosé. Pour passer au deuxième arrosage (autre rotation de 7 jours), l'ensemble des rampes devra être retourné pour permettre d'irriguer de la même manière (autre arrosage complet) les quatre (4) parcelles (l'îlot).

Avec un tel arrosage, la rotation du matériel mobile s'effectuant en sept (7) jours avec quatre (4) arrosages dans le mois, chaque îlot sera irrigué totalement en 28 jours. (on assurera le volume mensuel d'eau demandé).

On disposera donc d'une réserve de trois (3) jours dans le mois de pointe (juillet), dans ces conditions, le débit à la borne (entrée de l'îlot) ou d'équipement, peut être diminué.

Nous pouvons dimensionner les conduites primaires en prenant pour débit d'équipement (à la borne d'irrigation): $q = 30 \text{ l/s} = 108 \text{ m}^3/\text{h}$ (au lieu de 311 l/s)

Chapitre VI

Dimensionnement des rampes et porte-rampes

VI.1 Introduction

Un système d'irrigation par aspersion est généralement constitué de conduites principales, de porte-rampes et de rampes disposés en peignes. Les porte-rampes sont habituellement pourvus de dispositifs de régulation (régulateurs de pression ou limiteurs de débit) en amont. De ce fait chaque peigne, composé de porte-rampes et de rampes, fonctionne comme une unité indépendante et peut être ainsi considérée séparément.

Pour connaître l'uniformité de la répartition de l'eau dans un peigne, on doit donc considérer les pertes de charge aussi bien dans les rampes que dans les porte-rampes.

En pratique on conseille de limiter la perte de charge le long de la rampe à une valeur inférieure à 15% de la pression nominale et pour l'ensemble des rampes et porte-rampes à 20% de cette pression.

En principe les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites ne devraient pas dépasser 3 m/s.

VI.2 Dimensionnement des rampes

VI.2.1 Hydraulique de la rampe

VI.2.1.1 Calcul de la perte de charge totale

Si le diamètre et le débit restent constants tout au long de la conduite, la charge (ligne d'énergie), elle, décroît linéairement avec la distance. Dans une rampe, le débit diminue après chaque sortie (asperseur). La perte de charge unitaire n'est par conséquent plus constante le long de la rampe mais diminue du début à la fin de celle-ci.

La connaissance de la ligne d'énergie est très importante pour la conception d'un réseau d'irrigation sous pression. Le premier problème à résoudre est celui de la détermination de la perte de charge totale. La méthode la plus utilisée est celle proposée par CHRISTIANSEN (1942).

Dans son approche, Christiansen a supposé que tous les débits aux sorties sont identiques au débit de sortie moyen et que les n sorties sont uniformément réparties sur la longueur de la rampe. La formule qu'il utilisera est du type :

$$J = k_1 \cdot \frac{V^m}{D^r}$$

Si on fait intervenir le débit volumique, l'équation deviendra :

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

$$J = k_2 \cdot \frac{Q^m}{D^{2m+r}} \quad \text{avec } k_2 = k_1 \left(\frac{4}{\pi}\right)^m$$

- . Q = le débit volumique (m^3/s)
- . D = le diamètre de la conduite (rampe) (m)
- . k_1 = coefficient de perte de charge
- . k_2 = coefficient de perte de charge
- . m = Un exposant qui dépend du choix de la formule de perte de charge
- . r = Un exposant qui dépend du choix de la formule de perte de charge
- . J = perte de charge unitaire (m/m)

Si on suppose également que la première sortie est située à une distance $P = L/N$ avec L la longueur de la rampe et n le nombre de sorties, la perte de charge entre la dernière et l'avant dernière sorties est donnée par :

$$\Delta h_1 = \frac{k_2 \cdot P \cdot q^m}{D^{2m+r}}$$

où q est le débit moyen des sorties, P l'écartement entre deux sorties et k_2 un coefficient de perte de charge. Le tronçon portant les deux sorties précédentes véhiculera un débit de $2q$ et la perte de charge correspondante sera :

$$\Delta h_2 = \frac{k_2 \cdot P \cdot (2q)^m}{D^{2m+r}} = \frac{k_2 \cdot P \cdot q^m \cdot 2^m}{D^{2m+r}}$$

En procédant ainsi de proche en proche on trouve pour le dernier tronçon :

$$\Delta h_n = \frac{k_2 \cdot P \cdot q^m}{D^{2m+r}} \cdot n^m$$

Pour n tronçons successifs $\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$

$$\text{où } \Delta H = (1^m + 2^m + 3^m + \dots + n^m) \frac{k_2 \cdot P \cdot q^m}{D^{2m+r}}$$

En remplaçant q par Q/n et P par L/n dans l'équation on obtient :

$$\Delta H = (1^m + 2^m + 3^m + \dots + n^m) \frac{k_2}{D^{2m+r}} \cdot \frac{L}{n} \cdot \frac{Q^m}{n^m}$$

$$\Delta H = (1^m + 2^m + 3^m + \dots + n^m) \frac{k_2 \cdot L \cdot Q^m}{n^{m+1} D^{2m+r}}$$

$$\Delta H = F_c \frac{k_2 \cdot L \cdot Q^m}{D^{2m+r}} \quad \text{avec } F_c = \sum_{i=1}^n i^m$$

Cette équation montre que l'on peut déterminer la perte de charge dans une rampe en multipliant celle d'un tuyau véhiculant un débit Q , et ayant un diamètre et une longueur identiques à ceux de la rampe, par un coefficient de correction F_c , fonction du nombre total de sorties, n , et de l'exposant m .

Cependant, en aspersion, il est commun de placer, le premier asperseur à une distance qui est égale à la moitié de l'écartement entre les asperseurs. Dans ce cas le coefficient de correction est donné par

$$F_n = \frac{2nF_c - 1}{2n - 1}$$

avec F_c : Coefficient de correction dans le cas où la première sortie se situe à une distance de l'entrée égale à l'écart moyen entre les asperseurs.

On aura donc la relation :

$$\Delta H = F_n \cdot \frac{k_2 \cdot L \cdot Q^m}{D^{2m+r}}$$

Perte de charge dans la rampe.

VI.2.1.2 Formule usuelle de calcul des pertes de charge linéaires.

L'expression de SCOBNEY a été préconisée par le ("U.S. département of agriculture") pour le calcul des pertes de charge linéaires des tubes à raccords rapides en Aluminium en service, en prenant la valeur de $k_s = 0,40$ pour des tronçons de douze (12) mètres de longueur .

k_s : Le coefficient de rugosité de Scobey en $m^{-0,8} \cdot s^{1,9}$.

On aura, pour la longueur de la rampe $L = 222$ m, un tronçon de six (6) mètres (premier) et dix-huit (18) tronçons de douze (12) mètres, de longueur .

Rappel de la Formule : $J = k_1 \cdot \frac{V^m}{D^r}$

Le coefficient k_1 correspond à $2,587 \cdot 10^{-3} k_s$ de la formule de Scobey ayant pour valeur de $r = 1,1$ et $m = 1,9$, on aura donc l'expression de la perte de charge unitaire de Scobey qui est proportionnelle à la vitesse moyenne V :

$$J = 2,587 \cdot 10^{-3} k_s \frac{V^{1,9}}{D^{1,1}}$$

En aspersion, les asperseurs ne rentrent que très peu dans la rampe et aussi le nombre d'asperseurs par rampe est relativement faible, les pertes de charge locales ou singulières sont cependant négligeables .

Dans notre cas les rampes se trouvent dans des champs nivelés, la chute de pression réelle, depuis le premier asperseur jusqu'au dernier est estimée à 20% environ de la pression de l'asperseur, soit :

$$\begin{aligned} \text{la perte de charge limite} &= \text{p.d.c.p} = 0,2 \times 30 \\ &\text{p.d.c.p} = 6 \text{ m} \end{aligned}$$

D'après le tableau (Jan Feyen) donnant les coefficients de correction F_c et F_n en fonction du nombre de sorties (asperseurs), n et l'exposant, m , on tire F_n pour $n = 19$ asperseurs par rampe et $m = 1,9$

On trouve le coefficient de correction $F_n = 0,354$

VII.2.1.3 Dimensionnement de la rampe

Les données pour le calcul de la perte de charge totale :

$m = 1,9$	$r = 1,1$	$k_s = 0,40$
$L = 222 \text{ m}$	$Q = 27,74 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$	$F_n = 0,357$

On propose Les trois (3) cas suivant : (avec p.d.c.p = 6 m)

Cas	diamètre (pouces)	ΔH (m)
1	2"	27,27
2	2" 3/4	5,73
3	3"	3,74

En appliquant la formule démontrée précédemment

$$\Delta H = F_n \cdot \frac{k_s \cdot L \cdot Q^m}{D^{2m+r}}$$

En comparant, les trois (3) valeurs de ΔH à p.d.c.p, on peut dire que la rampe peut avoir plus d'une dimension, pour cela, il faut plusieurs étapes pour estimer la chute de pression.

• Si on considère une rampe avec deux diamètres différents, on détermine d'abord la chute de pression de la partie terminale avec la petite dimension, D_2 et une longueur L_2 , en utilisant le débit entrant cette section :

$$\Delta H_p(L_2, D_2) = F_n \cdot \Delta H_p(100) \cdot \frac{L_2}{100} \quad \text{avec}$$

$\Delta H_p(100)$, la perte de charge par cent (100) mètres de conduite ($\Delta H_p = J \cdot 100$), en supposant que le débit à l'entrée de la deuxième section Q_2 est le même pour toute la section et F_n coefficient de Christiansen introduit pour tenir compte des sorties multiples.

• On calcule ensuite la perte de charge pour la section L_1 , en faisant d'abord comme si la conduite dans son ensemble n'avait qu'un seul diamètre, D_1 , en utilisant le débit Q_1 , à l'entrée de la rampe :

$$\Delta H_f (L_1+L_2, D_1) = F_n \cdot \Delta H_f (100) \frac{L_1+L_2}{100}$$

. Puis on détermine à nouveau la perte de charge de la section L_2 , en utilisant le diamètre D_1 et le débit Q_2 :

$$\Delta H_f (L_2, D_1) = F_n \cdot \Delta H_f (100) \frac{L_2}{100}$$

. la perte de charge de L_1 avec D_1 et Q_1 est donnée par :

$$\Delta H_f (L_1, D_1) = \Delta H_f (L_1+L_2, D_1) - \Delta H_f (L_2, D_1)$$

. Le résultat final est obtenu en additionnant les valeurs suivantes :

$$\Delta H_f (\text{total}) = \Delta H_f (L_1, D_1) + \Delta H_f (L_2, D_2)$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = \Delta H_f (L_1+L_2, D_1) - \Delta H_f (L_2, D_1) + \Delta H_f (L_2, D_2)$$

En appliquant la méthode ci-dessus, on propose encore deux (2) cas pour le dimensionnement de la rampe :

. quatrième cas : $D_1 = 3$ pouces , $D_2 = 2$ pouces
 $Q = 27,74 \text{ m}^3/\text{h}$, $L = 222 \text{ m}$, $n = 19$ asp
 et $q_{\text{asp}} = 1,46 \text{ m}^3/\text{h}$, on aura :

$$\Delta H_f (L_2, D_2) = A \cdot \frac{Q_2^{1,9} L_2}{D_2^{4,9}}$$

$$\Delta H_f (L_1+L_2, D_1) = A \cdot \frac{Q_1^{1,9} (L_1+L_2)}{D_1^{4,9}}$$

$$\Delta H_f (L_2, D_1) = A \cdot \frac{Q_2^{1,9} \cdot L_2}{D_1^{4,9}}$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = \Delta H_f (L_2, D_2) + [\Delta H_f (L_1+L_2, D_1) - \Delta H_f (L_2, D_1)] \leq 6 \text{ m}$$

avec :

$$A = F_n \cdot \frac{2,587 \cdot 10^{-3} \text{ ks} \left(\frac{\mu}{\text{mm}}\right)^{1,9}}{(25,4 \cdot 10^{-3})^{4,9} \cdot 3600^{1,9}} = 6,645 \cdot 10^{-3}$$

avec $F_n = 0,354$, $\text{ks} = 0,40$, $1 \text{ pouce} = 25,4 \text{ mm}$

$$\text{On aura : } \Delta H_f (L_1 + L_2, D_1) = A \cdot \frac{(27,74)^{1,9}}{3^{4,9}} \cdot 222 = 3,74 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } \varphi_2 = \frac{L_2}{12} \cdot 1,46 = \frac{1,46}{12} \cdot L_2$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = A \cdot \frac{\left(\frac{1,46}{12} \cdot L_2\right)^{1,9} \cdot L_2}{D_2^{4,9}} + 3,74 - A \cdot \frac{\left(\frac{1,46}{12} \cdot L_2\right)^{1,9}}{D_1^{4,9}} \cdot L_2$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = A \cdot \frac{\left(\frac{1,46}{12}\right)^{1,9} \cdot L_2^{2,9}}{D_2^{4,9}} + 3,74 - A \frac{\left(\frac{1,46}{12}\right)^{1,9} \cdot L_2^{2,9}}{D_1^{4,9}}$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = 4,067 \cdot 10^{-6} \cdot L_2^{2,9} + 3,74 - 5,577 \cdot 10^{-7} \cdot L_2^{2,9}$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = L_2^{2,9} (4,067 \cdot 10^{-6} - 5,577 \cdot 10^{-7}) + 3,74$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = 3,51 \cdot 10^{-6} \cdot L_2^{2,9} + 3,74 \leq 6 \text{ m}$$

la Résolution de l'inéquation nous donne $L_2 \leq 100 \text{ m}$
 étant donné qu'on a choisi des tronçons de 12 m :

$$L_2 = 12 \times 8 = 96 \text{ m} < 100 \text{ m}$$

$$\text{pour } L_2 = 96 \text{ m} \Rightarrow \Delta H_f (\text{total}) = 3,51 \cdot 10^{-6} (96)^{2,9} + 3,74$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = 5,707 \text{ m}$$

En définitive la rampe pourra être composée comme suit :

$$L_1 = 126 \text{ m} \quad D_1 = 3''$$

$$L_2 = 96 \text{ m} \quad D_2 = 2'' \quad \text{avec } \Delta H_f (\text{total}) = 5,707 \text{ m} < 6 \text{ m}$$

• Cinquième cas : $D_1 = 2'' \frac{3}{4}$, $D_2 = 2''$
 même raisonnement que le quatrième cas .

on aura :

$$\Delta H_f (L_1 + L_2, D_1) = 5,728 \text{ m}$$

$$\Delta H_f (\text{total}) = 3,213 \cdot 10^{-6} \cdot L_2^{2,9} + 5,728 \leq 6 \text{ m}$$

$$\text{on trouve } L_2 \leq 50 \text{ m}$$

Pour les mêmes considérations citées précédemment on prend
 $L_2 = 12 \times 4 = 48 \text{ m} < 50 \text{ m}$, on obtient $\Delta H_f (\text{total}) = 5,969 \text{ m}$

La rampe pour ce cas pourra être composée comme suit :

$$L_1 = 174 \text{ m} \quad D_1 = 2'' \frac{3}{4}$$

$$L_2 = 48 \text{ m} \quad D_2 = 2'' \quad \text{avec} \quad \Delta H_p (\text{total}) = 5,969 \text{ m}$$

Choix de la variante :

Cas	diamètre (pouces)	Longueur (m)	ΔH (m)
1	2'' 3/4	222	5,73
2	$D_1 = 3''$	$L_1 = 126$	5,707
	$D_2 = 2''$	$L_2 = 96$	
3	$D_1 = 2'' \frac{3}{4}$	$L_1 = 174$	5,969
	$D_2 = 2''$	$L_2 = 48$	

En pratique, on préfère utiliser un diamètre unique pour toute la ligne d'aspersion. Cependant, il est plus économique d'utiliser des conduites de faible diamètre pour terminer la ligne d'aspersion

mais lors du transport (translation), les conduites pourraient se mélanger et leur séparation entraînerait une perte de temps assez notable. Pour cela, le choix se fait pour la variante Numéro un (1) (premier cas) (commodité de déplacement) :

Longueur de la rampe (m)	222
Diamètre de la rampe (pouces)	2'' 3/4
perte de charge totale (m)	5,73
Débit véhiculé par la rampe m^3/h	27,74
Pression nominale de l'aspenseur (m)	30

VI - 2-1-4 Calcul de la pression à l'entrée de la rampe .

La pression à l'entrée de la rampe est donnée par :

$$P_r = P_n + \Delta H \quad P_n : \text{pression nominale}$$

$$P_r = 30 + 5,73 = 35,73 \text{ m}$$

Vérification de la règle de CHRISTIANSEN :

Cette règle consiste à choisir un diamètre de manière que la perte de charge totale sur une rampe n'exécède pas environ 15% , Condition qui assure de façon satisfaisante l'uniformité de la distribution :

$$\frac{Pr - Pn}{Pr} = \frac{35,73 - 30}{35,73} = 0,16$$

à 16% on peut affirmer que l'uniformité de la distribution est assurée .

Calcul de la vitesse dans la rampe :

Soit l'équation de continuité : $Q = V \cdot S$
la vitesse est donnée par :

$$V = Q/S = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Pour : $Q = 27,74 \text{ m}^3/\text{h}$

$D = 2'' \text{ } 3/4$

(1 pouce = 25,4 mm)

$$\text{on trouve } V = \frac{4 \cdot 27,74}{\pi (2,75 \cdot 25,4 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 3600}$$

$V = 2 \text{ m/s}$ C'est une vitesse acceptable .

VI.3 Dimensionnement de la porte-rampe .

Le rôle d'une porte-rampe est d'amener l'eau et de la distribuer à travers les rampes d'arrosage . Pour éviter les interférences avec les opérations propres à l'exploitation et un dommage par les machines agricoles , on préfère choisir les conduites enterrées en amiante - ciment .

Suivant le matériel disponible , on adopte à la borne (entrée de l'îlot) ayant pour pression égale à 5 bars , une perte de charge égale à sept (7) mètres .

On peut alors calculer la perte de charge limite pour le dimensionnement de la porte rampe :

$$P.d.c.P = \text{pression au borne} - P.d.c \text{ au borne} \\ - \text{pression à l'entrée de la rampe.}$$

$$P.d.c.P = 50 - 7 - 35,73 = 7,27 \text{ m.}$$

Le calcul de diamètres des canalisations à mettre en place s'effectue en prenant en considération le poste d'arrosage le plus "défavorisé" pour chaque rampe.

- La porte rampe est donc composée de quatre (4) tronçons.
- Pour chaque tronçon, on déterminera la longueur, le débit véhiculé et le diamètre correspondant.
- Le calcul des conduites s'effectuera en utilisant l'abaque de SciMEMI (pour canalisation enterrées en amiante-ciment)

$$\text{La vitesse (m/s)} \quad V = 64,28 D^{0,68} J^{0,56}$$

$$\text{Le débit (m}^3\text{/s)} \quad \varphi = 50,5 D^{2,68} J^{0,56}$$

• d'après la plupart des constructeurs la vitesse à l'intérieure de la conduite est comprise $[0,6, 1,6]$ m/s, pour le dimensionnement de la porte-rampe, on impose la vitesse $V = 1,5 \text{ m/s}$

• Le diamètre est calculé par : $D = \sqrt{\frac{4\varphi}{\pi V}}$ (m)

• Par la suite on calcule la vitesse en utilisant le diamètre normalisé :

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

• La perte de charge dans chaque tronçon est donnée par la relation suivante : $\Delta H = J.L$ (m)
L : Longueur du tronçon (m)

$$J = \left[\frac{Q}{50,5} \cdot \frac{1}{D^{2,68}} \right]^{(1/0,56)} \quad \text{Perte de charge unitaire de SCIMEMI.}$$

En suivant ces étapes de calculs, on détermine le diamètre et la perte de charge pour chaque tronçon qui sont représentés dans le tableau ci-dessous :

TRONÇON	LONGUEUR (m)	DEBIT (m ³ /h)	DIAMETRE calculé (mm)	DIAMETRE normalisé (mm)	VITESSE calculée (m/s)	J (m/m)	$\Delta H = J \cdot L$ (m)
AB	117	111	161,77	175	1,28	0,0076	0,89
BC	126	83,22	140,01	150	1,31	0,0095	1,20
CD	126	55,48	114,37	125	1,25	0,011	1,39
DE	117	27,74	80,87	80	1,53	0,027	3,16

La perte de charge totale le long de la porte-rampe est :

$$\Delta H_T = \sum_{i=1}^4 \Delta H_i = 0,89 + 1,20 + 1,39 + 3,16 = 6,64 \text{ m} < 7,27 \text{ m}$$

La charge totale à l'entrée de l'îlot (la borne) est :

$$P_B = \text{pression à l'entrée} + \Delta H_T + \text{p.d.c à la borne de la rampe}$$

$$P_B = 35,73 + 6,64 + 7 = 49,37 \text{ m} \approx 4,9 \text{ bars} < 5 \text{ bars}$$

NB : Pour chaque îlot il conviendrait de tenir compte de la topographie des lieux (pente ascendante ou descendante). Toutefois, les pentes sur le secteur B.N.E étant très faibles, la prise en compte de ces dénivelés aura peu d'incidence sur les pressions calculées.

Conclusion : L'asperseur le plus défavorisé fonctionnerait ainsi à une pression de 3 bars. La pression nécessaire à la prise serait de l'ordre de 4,9 bars qui est inférieure à la pression disponible à l'entrée de l'îlot (borne d'irrigation) (5 bars). (Voir Carte Numéro 7 "ÎLOT-type")

Chapitre VII

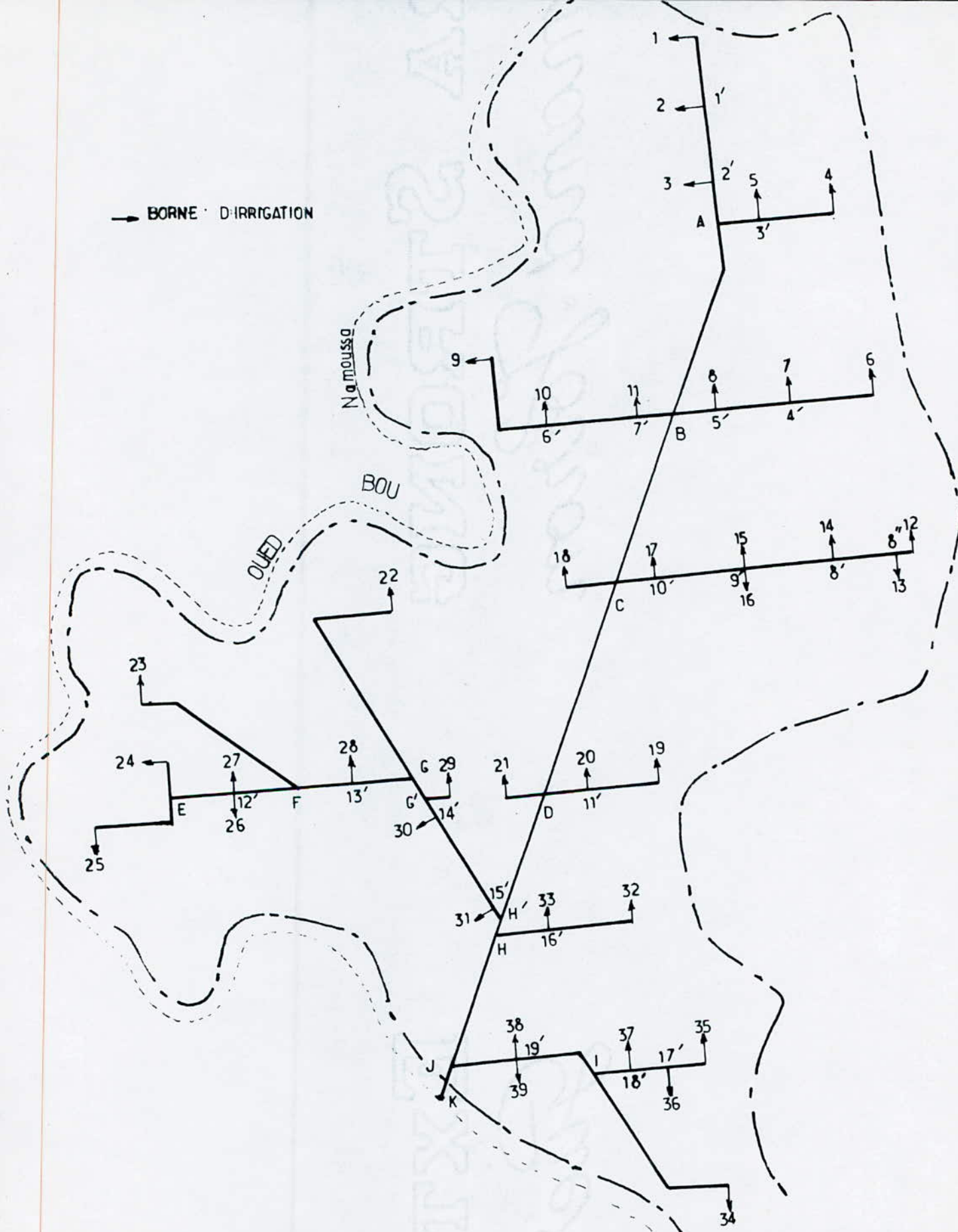
Tracé du réseau collectif de distribution

Une fois établi le plan de bornage, il existe une infinité de solutions pour déterminer le tracé pour avoir la solution de coût minimum, il s'agira donc de relier le plus économiquement possible (les tronçons les plus courts) les différentes bornes à l'origine du réseau (Station de Pompage).

Le tracé recherché est un réseau ramifié, la détermination du tracé est effectuée pragmatiquement, si l'on s'impose de suivre les limites d'ilôts d'exploitation, les chemins ou les routes en évitant les différents obstacles et les brusques variations de pente, pour avoir dans la mesure du possible, le meilleur et le plus régulier profil.

Pour le secteur B.N.E, on a pu faire passer la conduite (K-A) au milieu de la plaine, en divisant le secteur en deux (2) parties presque égales en superficie, ensuite relier par des conduites secondaires toutes les bornes se trouvant sur une même horizontale, pour les bornes éloignées, on a essayé de les atteindre en utilisant des tronçons les plus courts possibles, sans perturber ni déformer les ilôts d'exploitation voisins. (voir tracé du réseau à la page suivante)

→ BORNE D'IRRIGATION



TRACE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Chapitre VIII

Calcul des débits à transiter par le réseau collectif de distribution

VIII.1 Introduction

Ayant fixé les conditions de la desserte envisagée (plan de bornage, débits et pressions à délivrer, modalités d'utilisation des prises) et le tracé du réseau, il faut alors définir les débits à transiter par chaque tronçon, nous appelons noeuds du réseau toute singularité, qu'il s'agisse de bornes ou de raccordement entre deux conduites, et tronçon la canalisation joignant deux noeuds successifs.

Dans le cadre d'une distribution à la demande, le calcul des débits à transiter par les différents tronçons du réseau est plus complexe. Nous utiliserons un modèle par R. CLÉMENT conduisant à la première formule de la demande.

VIII.2 Première formule à la demande (Méthode R. Clément)

Dans le cadre d'une irrigation à la demande, nous avons vu que le débit affecté à chaque prise était supérieur au débit fictif continu qui lui est nécessaire. En d'autres termes, chaque agriculteur n'utilisera effectivement sa prise que pendant une durée, qui, en moyenne, sera nettement inférieure à vingt-quatre (24) heures par jour. Il en résulte que la probabilité que toutes les prises soient ouvertes en même temps est infime et il ne serait donc pas raisonnable de calculer le réseau pour transporter ce débit cumulé correspondant. Le calcul des débits sur un tel réseau s'appuiera sur un raisonnement probabiliste.

Le réseau situé à l'aval du tronçon étudié est équipé de R prises homogènes, de débit $d = 108 \text{ m}^3/\text{h}$ (30 l/s). Les débits maxima enregistrés se produisent pendant la période de pointe d'arrosage, caractérisée par les données suivantes :

- . durée de la période de pointe : T (mois de pointe) ;
- . temps d'utilisation du réseau pendant cette même période : T'
- . rendement d'utilisation en temps du réseau : $r = \frac{T'}{T}$;
- . débit fictif continu du réseau pendant la période de pointe : D ;

De ces données, on peut, en particulier, déduire le temps moyen de fonctionnement de chaque prise :

$$t' = \frac{\text{Volume d'eau à fournir}}{\text{débit}} = \frac{D \cdot T / R}{d}$$

L'hypothèse de base du modèle consiste à admettre que les différentes prises du réseau sont indépendantes et qu'elles fonctionnent de manière aléatoire pendant la période T' , d'où la fréquence ou probabilité de fonctionnement de chaque prise :

$$P = \frac{t'}{T} = \frac{t'}{rT} = \frac{D}{r \cdot R \cdot d}$$

Nous sommes devant une population de R prises, dont chacune est, soit ouverte, soit fermée, avec les probabilités respectives ~~respectives~~ p et $q = 1 - p$. Le nombre de prises ouvertes n est donc une variable aléatoire suivant une loi binomiale de moyenne Rp et de variance Rpq .

La probabilité P_q pour que sur les R prises qui constituent le réseau, il y ait au plus N prises en fonctionnement simultané est :

$$P_q = \sum_{i=1}^{i=N} C_R^i \cdot p^i q^{R-i}$$

ou C_R^i est nombre de combinaison de R objets combinés à i

Pour R suffisamment grand et p pas trop petit, on montre en calcul des probabilités que la loi binomiale peut être assimilée à la loi normale.

P_q peut ainsi être calculé par la fonction intégrale de la loi normale centrée réduite $\pi(U)$:

$$P_q = \pi(U) = \int_{-\infty}^U \phi(u) du$$

où u est la variable centrée réduite :

$$u = \frac{n - Rp}{R\sqrt{pq}}$$

$\phi(u)$ est la densité de probabilité de la loi normale :

$$\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}}$$

La fonction $\pi(U)$ a été tabulé et on peut relever les valeurs suivantes :

U	$P_q = \pi(U)$
2,324	0,99
1,645	0,95

Appelons N le nombre de prises ouvertes pour lequel le tronçon étudié sera calibré.

Choisissons une qualité de fonctionnement P_q , représentant le pourcentage de chances pour que le nombre de prises à desservir effectivement soit inférieur ou égal à N .

On peut écrire la relation suivante :

$$N = Rp + U(P_q) \sqrt{R\sqrt{pq}}$$

Où le paramètre U correspond à la valeur choisie pour la qualité de fonctionnement P_q .

Le tronçon est donc calibré pour le débit :

$$Q = Rpd + U(P_q) \sqrt{Rpd^2}$$

Rappelons que le premier terme de cette formule correspond à la moyenne du débit sur la période de pointe disponible T' :

$$Rpd = R \frac{D}{rRd} d = \frac{D}{r}$$

Le deuxième terme comporte sous la racine carrée, la variance du débit.

Paramètres de calcul des débits :

Nous retenons les valeurs suivantes pour les paramètres de calcul des débits :

a) rendement : $r = 0,75$

b) qualité de fonctionnement : $Pq = 0,95$ ($U = 1,645$)

c) Nombre de prises cumulées en bout d'antenne

N.B : a) et b) sont préconisées par R. CLÉMENT pour un réseau de distribution à la demande .

VIII-3 Tableau des débits à la demande

Le Tableau (VIII.a p 75-76) présente le résultat du calcul des débits par la première formule de la demande . Chaque tronçon est repéré par le numéro de son noeud aval et la ligne de calcul qui le concerne est relative à l'ensemble des prises aval qu'il dessert . Les différents tronçons sont traités dans l'ordre suivant : Partant d'une extrémité aval, on remonte le réseau d'aval en amont, mais à chaque dérivation rencontrée, on repart de l'extrémité aval de celle-ci :

Pour chaque tronçon, on calcule successivement :

- La Superficie irriguée (ha) : S_i
- Le débit fictif continu à délivrer (l/s) : $D' = 0,88 . S_i$
- Le nombre de prises desservies N_i de débit d_i
- Le débit total installé (l/s) : $\sum N_i d_i$
- La probabilité moyenne de fonctionnement d'une prise :

$$P = \frac{D'}{0,75 \sum N_i d_i} \quad \text{avec } q = 1 - P$$

- Le débit de pointe : $Q = \frac{D'}{0,75} + 1,645 \cdot \sqrt{Pq \sum N_i d_i^2}$

Notons que lorsque le nombre de prises desservies est inférieur ou égal à $N_0 = 9$, le débit de pointe envisagé est obtenu par cumul

du débit de ces prises .

Enfin, il peut arriver que le débit de la demande calculé pour un tronçon de rang n desservant dix (10) ou onze (11) prises soit inférieur au débit du tronçon de rang $n-1$, desservant dix (10) prises cumulées . Dans ce dernier cas, on adoptera bien sûr pour le débit du tronçon de rang n la valeur du débit prévue pour le tronçon de rang $n-1$.

N.B : . Le débit fictif continu : $D = 0,88 \text{ l/s/ha}$
. On prend le débit d'équipement $d = 30 \text{ l/s}$ pour $18 \leq S \leq 26$ (ha) avec S : Superficie de l'ilôt (ha)

Pour illustrer la méthode de Clément on considère l'exemple suivant : Calcul du débit rentrant au noeud "B"

- La superficie irriguée : $S_i = 212,89 \text{ ha}$
- Le débit fictif continu à délivrer : $D' = 0,88 \times 212,89 = 187,34 \text{ l/s}$
- Le Nombre de prises desservies $N_0 = 11$ de débit $d = 30 \text{ l/s}$
- Le débit total installé : $\sum N_i d_i = 11 \times 30 = 330 \text{ l/s}$
- La probabilité moyenne de fonctionnement d'une prise :

$$P = \frac{D'}{0,75 \sum N_i d_i} = \frac{187,34}{0,75 \times 11 \times 30} = 0,76$$

avec :

$$q = 1 - P$$

- Le débit de pointe :
$$Q = \frac{D'}{0,75} + 1,645 \sqrt{Pq \sum N_i d_i^2}$$
$$Q = \frac{187,34}{0,75} + 1,645 \sqrt{0,76(1-0,76) \times 11 \times 30^2}$$
$$Q = 319,55 \text{ l/s}$$

Tableau VIIIa

NUMÉRO TRONÇON AVAL	SURFACE irriguée desservie Si (ha)	DEBIT FICTIF CONTINU D (L/S)	NOMBRE DE PRISES DESSERVIES Ni	DEBIT TOTAL INSTALLE (L/S)	PROBABILITE MOYENNE P	DEBIT DE POINTE (L/S)
1	19.62	17.27	1	30	-	30
2	19.37	17.05	1	30	-	30
1'	38.99	34.32	2	60	-	60
3	19.37	17.05	1	30	-	30
2'	58.36	51.36	3	90	-	90
4	19.33	17.01	1	30	-	30
5	19.37	17.05	1	30	-	30
3'	38.70	34.06	2	60	-	60
A	97.06	85.41	5	150	-	150
6	19.71	17.34	1	30	-	30
7	18.79	16.54	1	30	-	30
4'	38.5	33.8	2	60	-	60
8	18.79	16.54	1	30	-	30
5'	57.29	50.42	3	90	-	90
9	20.46	18.00	1	30	-	30
10	19.29	16.98	1	30	-	30
6'	39.75	34.98	2	60	-	60
11	18.79	16.54	1	30	-	30
7'	58.54	51.52	3	90	-	90
B	212.89	187.34	11	330	0.76	319.55
12	21.29	18.74	1	30	-	30
13	22.80	20.06	1	30	-	30
8''	44.09	38.80	2	60	-	60
14	19.71	17.34	1	30	-	30
8'	63.80	56.14	3	90	-	90
15	19.71	17.34	1	30	-	30
16	25.55	22.48	1	30	-	30
9'	109.06	95.97	5	150	-	150
17	19.71	17.34	1	30	-	30
10'	128.77	113.32	6	180	-	180
18	19.90	17.51	1	30	-	30
C	361.56	318.17	18	540	0.79	509.27
19	21.13	18.59	1	30	-	30
20	19.83	17.45	1	30	-	30
11'	40.96	36.04	2	60	-	60
21	19.83	17.45	1	30	-	30

Tab VIII a (suite)

NUMERO TRONÇON AVAL	SURFACE irriguée, Si desservie (ha)	DEBIT FICTIF CONTINU (L/S)	NOMBRE DE PRISES DESSERVIES Ni	DEBIT TOTAL INSTALLE (L/S)	PROBABILITE MOYENNE P	DEBIT DE POINTE (L/S)
D	422.35	371.67	21	630	0.79	587.47
25	23.38	20.57	1	30	-	30
24	20.87	18.37	1	30	-	30
E	44.25	38.94	2	60	-	60
26	19.79	17.42	1	30	-	30
27	18.79	16.54	1	30	-	30
12'	81.83	72.01	4	120	-	120
23	20.04	17.64	1	30	-	30
F	101.87	89.65	5	150	-	150
28	19.29	16.98	1	30	-	30
13'	121.16	106.62	6	180	-	180
22	19.87	17.49	1	30	-	30
G	141.03	124.11	7	210	-	210
29	19.83	17.45	1	30	-	30
6'	160.86	141.56	8	240	-	240
30	19.46	17.12	1	30	-	30
14'	180.32	158.68	9	270	-	270
31	19.20	16.90	1	30	-	30
15'	199.52	175.58	10	300	0.78	298.77
32	18.54	16.32	1	30	-	30
33	19.87	17.49	1	30	-	30
16'	38.41	33.80	2	60	-	60
H'	621.87	547.25	31	930	0.78	843.49
H	660.28	581.05	33	990	0.78	892.36
34	18.66	16.42	1	30	-	30
35	18.46	16.24	1	30	-	30
36	18.87	16.61	1	30	-	30
17'	37.33	32.85	2	60	-	60
37	18.96	16.68	1	30	-	30
18'	56.29	49.54	3	90	-	90
I	74.95	65.96	4	120	-	120
38	19.20	16.90	1	30	-	30
39	19.20	16.90	1	30	-	30
19'	113.35	38.80	6	180	-	180
J	773.63	680.79	39	1170	0.78	1035

Chapitre IX

Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif

Parmi les différentes méthodes de calcul qui ont été proposées pour optimiser un réseau, la méthode discontinue de M. LABYE est maintenant la plus utilisée et la plus exacte, se prêtant bien à un calcul sur machine électronique. Seulement dans notre cas, pour s'approcher d'un dimensionnement économique, on propose de choisir une plage de vitesses à l'intérieur de la conduite ($v = 1 \text{ m/s}$, $v = 2 \text{ m/s}$, $v = 3 \text{ m/s}$).

À chaque tronçon correspond trois (3) valeurs de diamètre possibles pour chaque vitesse considérée.

On aura donc trois (3) réseaux distincts à étudier.

En connaissant les vitesses, les diamètres sont calculés par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot \Phi}{\pi \cdot v}}$$

- Φ = le débit transité (m^3/s)
- D = le diamètre de la conduite (m)
- v = la vitesse moyenne à l'intérieur de la conduite (m/s)

Pour chaque diamètre calculé correspond un diamètre normalisé.

Ayant le débit transité et le diamètre normalisé, on peut dresser le tableau Numéro (IX.a pages 80 à 85)

avec :

$$v = \frac{4 \cdot \Phi}{\pi \cdot D^2}$$

la vitesse calculée, en utilisant le diamètre normalisé.

IX - 1 Position du problème

Ayant ainsi déterminé, tronçon par tronçon, les débits de pointe à transiter, il faut déterminer les diamètres des canalisations, il convient donc de rechercher la solution du coût minimum.

Les données sont les suivantes :

- . Le tracé du réseau avec la longueur de chaque tronçon .
 - . le débit à transiter sur chaque tronçon .
 - NB : La loi des noeuds n'est pas respectée : le débit d'un tronçon amont sera généralement inférieur à la somme des débits des tronçons aval qu'il alimente .
 - . Conditions aux limites aval, c'est à dire assurer une pression minimale de cinq (5) bars à la borne la plus défavorisée .
 - . Condition en limite amont, afin d'assurer une pression suffisante à l'entrée du réseau .
 - . Bordereau des prix des canalisations en fonction de leur diamètre et de la station de pompage .
 - . Afin d'éviter les dépôts dans les conduites dus aux faibles vitesses et le coup de bélier dû aux grandes vitesses, on se donne une vitesse minimale $v_{min} = 0,6 \text{ m/s}$ et une vitesse maximale $v_{max} = 3 \text{ m/s}$
 - . On utilise l'abaque de Scimemi pour les diamètres inférieurs à 500 mm des conduites en amiante-ciment et l'abaque de Colebrook pour diamètres supérieurs à 600 mm des conduites en béton précontraint.
(la rugosité absolue est estimée à $k = 0,1 \text{ mm}$)
 - . Les pertes de charge linéaires obtenues sont majorées forfaitairement de 10% pour tenir compte des pertes de charge singulières .
- les pertes de charge totales sont donc calculées comme suit :

$$\Delta H = 1,1 J \cdot L$$

J : perte de charge unitaire m/m

L : La longueur du tronçon

IX-2 Dimensionnement et calcul des pertes de charge

Les résultats de calcul des pertes de charge totales pour chaque tronçon sont représentés dans le tableau (IX.a page 80 à 85).

Après avoir calculé la perte de charge totale (linéaires + singulières) dans chaque tronçon et pour chaque variante, on doit par la suite déterminer la plus grande perte de charge totale du réseau pour chaque variante, de la borne la plus défavorisée jusqu'à la station de pompage.

Connaissant les pertes de charge totales, la dénivellation étant négligée (les pentes très faibles), on calcule la hauteur manométrique à assurer pour la borne la plus défavorisée, donnée par la relation suivante :

$$HMT = P_B + \Delta H_T + \Delta H_g \quad \text{avec}$$

- . P_B : La pression disponible à la borne $p_B = 5 \text{ bars} = 50 \text{ m}$
- . ΔH_T : les pertes de charge totales du réseau (m)
- . ΔH_g : la dénivellation géométrique (m) (négligeable dans notre cas).

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique pour chaque variante sont représentés par le tableau ci-dessous :

Variante	ΔH_T (m)	P_B (m)	HMT (m)
I	5.83	50	55.83
II	33.31	50	83.31
III	71.55	50	121.55

TRONÇON	DEBIT Q (m^3/s)	VITESSE choisie V (m/s)	DIAMETRE calculé D (mm)	DIAMETRE normalisé D' (mm)	VITESSE calculée V' (m/s)	LONGUEUR L (m)	PdC unitaire J (m/m)	$i=1, j$ (m/m)	PdC total $i \times L$ (m)
1 - 2	30	1	195.44	200	0.95	300	0.00384	0.00422	1.27
	30	2	138.20	150	1.70	300	0.01520	0.01673	5.02
	30	3	112.84	125	2.44	300	0.03638	0.04002	12.01
2 - 3	60	1	276.40	300	0.85	280	0.00190	0.00209	0.59
	60	2	195.44	200	1.91	280	0.01323	0.01455	4.08
	60	3	159.58	175	2.49	280	0.02507	0.02758	7.72
3 - A	90	1	338.51	350	0.94	180	0.00187	0.00206	0.37
	90	2	239.37	250	1.83	180	0.00938	0.01032	1.86
	90	3	195.44	200	2.86	180	0.02729	0.03002	5.40
4 - 5	30	1	195.44	200	0.95	320	0.00384	0.00422	1.35
	30	2	138.2	150	1.70	320	0.01520	0.01673	5.35
	30	3	112.84	125	2.44	320	0.03638	0.04002	12.81
5 - A	60	1	276.40	300	0.85	160	0.00190	0.00209	0.33
	60	2	195.44	200	1.91	160	0.01323	0.01455	2.33
	60	3	159.58	175	2.49	160	0.02507	0.02758	4.41
A - B	150	1	437.02	450	0.94	820	0.00140	0.00154	1.26
	150	2	309.02	300	2.12	820	0.00976	0.1074	8.80
	150	3	252.31	250	3	820	0.02336	0.02569	21.07
6 - 7	30	1	195.44	200	0.95	330	0.00384	0.00422	1.39
	30	2	138.2	150	1.70	330	0.01520	0.01673	5.52
	30	3	112.84	125	2.44	330	0.03638	0.04002	13.21
7 - 8	60	1	276.40	300	0.85	310	0.00190	0.00209	0.65
	60	2	195.44	200	1.91	310	0.01323	0.01455	4.51
	60	3	159.58	175	2.49	310	0.02507	0.02758	8.55
8 - B	90	1	338.51	350	0.94	170	0.00187	0.00206	0.35
	90	2	239.37	250	1.83	170	0.00938	0.01032	1.75
	90	3	195.44	200	2.86	170	0.02729	0.03002	5.10

TRONÇON	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	D' (mm)	V' (m/s)	L (m)	j (m/m)	i (m/m)	PdC totale (m)
9 - 10	30	1	195.44	200	0.95	500	0.00384	0.00422	2.11
	30	2	138.20	150	1.70	500	0.01520	0.01673	8.37
	30	3	112.84	125	2.44	500	0.03638	0.04002	20.01
10 - 11	60	1	276.40	300	0.85	360	0.00190	0.00209	0.75
	60	2	195.44	200	1.91	360	0.01323	0.01455	5.24
	60	3	159.58	175	2.49	360	0.02507	0.02758	9.93
11 - B	90	1	338.51	350	0.94	140	0.00187	0.00206	0.29
	90	2	239.37	250	1.83	140	0.00938	0.01032	1.44
	90	3	195.44	200	2.86	140	0.02729	0.03002	4.20
B - C	319.55	1	637.86	700	0.83	730	0.00076	0.00083	0.61
	319.55	2	451.03	450	2.01	730	0.00541	0.00595	4.35
	319.55	3	368.27	400	2.54	730	0.00951	0.01046	7.63
12 - 13	30	1	195.44	200	0.95	40	0.00384	0.00422	0.17
	30	2	138.20	150	1.70	40	0.01520	0.01673	0.67
	30	3	112.84	125	2.44	40	0.03638	0.04002	1.60
13 - 14	60	1	276.40	300	0.85	370	0.00190	0.00209	0.77
	60	2	195.44	200	1.91	370	0.01323	0.01455	5.38
	60	3	159.58	175	2.49	370	0.02507	0.02758	10.20
14 - $\frac{15}{16}$	90	1	338.51	350	0.94	340	0.00187	0.00206	0.70
	90	2	239.37	250	1.83	340	0.00938	0.01032	3.51
	90	3	195.44	200	2.86	340	0.02729	0.03002	10.21
$\frac{15}{16}$ - 17	150	1	437.02	450	0.94	360	0.00140	0.00154	0.56
	150	2	309.02	300	2.12	360	0.00976	0.01074	3.87
	150	3	252.31	250	3	360	0.02336	0.02569	9.25
17 - C	180	1	478.73	500	0.92	160	0.00117	0.00129	0.21
	180	2	338.51	350	1.87	160	0.00646	0.00711	1.14
	180	3	276.4	300	2.55	160	0.01352	0.01487	2.38

TRONÇON	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	D' (mm)	V' (m/s)	L (m)	j (m/m)	i (m/m)	PdC total (m)
10 - C	30	1	195.44	200	0.95	200	0.00384	0.00422	0.84
	30	2	138.20	150	1.70	200	0.01520	0.01673	3.35
	30	3	112.84	125	2.44	200	0.03638	0.04002	8.00
C - D	509.27	1	805.25	800	1.01	870	0.00094	0.00104	0.90
	509.27	2	569.40	600	1.80	870	0.00400	0.00440	3.82
	509.27	3	464.91	500	2.59	870	0.00751	0.00826	7.19
19 - 20	30	1	195.44	200	0.95	290	0.00384	0.00422	1.22
	30	2	138.20	150	1.70	290	0.01520	0.01673	4.85
	30	3	112.84	125	2.44	290	0.03638	0.04002	11.61
20 - D	60	1	276.40	300	0.85	170	0.00190	0.00209	0.36
	60	2	195.44	200	1.91	170	0.01323	0.01455	2.47
	60	3	159.58	175	2.49	170	0.02507	0.02758	4.69
21 - D	30	1	195.44	200	0.95	140	0.00384	0.00422	0.59
	30	2	138.20	150	1.70	140	0.01520	0.01673	2.34
	30	3	112.84	125	2.44	140	0.03638	0.04002	5.60
D - H'	587.47	1	864.86	900	0.92	530	0.00068	0.00075	0.40
	587.47	2	611.55	600	2.08	530	0.00527	0.00580	3.07
	587.47	3	499.33	500	2.99	530	0.00969	0.01066	5.65
32 - 33	30	1	195.44	200	0.95	350	0.00384	0.00422	1.48
	30	2	138.20	150	1.70	350	0.01520	0.01673	5.86
	30	3	112.84	125	2.44	350	0.03638	0.04002	14.01
33 - H	60	1	276.40	300	0.85	210	0.00190	0.00209	0.44
	60	2	195.44	200	1.91	210	0.01323	0.01455	3.06
	60	3	159.58	175	2.49	210	0.02507	0.02758	5.79
25 - E	30	1	195.44	200	0.95	370	0.00384	0.00422	1.56
	30	2	138.20	150	1.70	370	0.01520	0.01673	6.19
	30	3	112.84	125	2.44	370	0.03638	0.04002	14.81

TRONÇON	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	D' (mm)	V' (m/s)	L (m)	j (m/m)	i (m/m)	PdC total (m)
24 - E	30	1	195.44	200	0.95	150	0.00384	0.00422	0.63
	30	2	138.20	150	1.70	150	0.01520	0.01673	2.51
	30	3	112.84	125	2.44	150	0.03638	0.04002	6.00
E - 26/27	60	1	276.40	300	0.85	300	0.00190	0.00209	0.63
	60	2	195.44	200	1.91	300	0.01323	0.01455	4.37
	60	3	159.58	175	2.49	300	0.02507	0.02758	8.27
26/27 - F	120	1	390.88	400	0.95	200	0.00165	0.00182	0.36
	120	2	276.40	300	1.70	200	0.00655	0.00721	1.44
	120	3	225.68	250	2.44	200	0.01568	0.01725	3.45
23 - F	30	1	195.44	200	0.95	720	0.00384	0.00422	3.04
	30	2	138.20	150	1.70	720	0.01520	0.01673	12.05
	30	3	112.84	125	2.44	720	0.03638	0.04002	28.81
F - 28	150	1	437.02	450	0.94	260	0.00140	0.00154	0.40
	150	2	309.02	300	2.12	260	0.00976	0.01074	2.79
	150	3	252.31	250	3.06	260	0.02336	0.02569	6.68
28 - G	180	1	478.73	500	0.92	220	0.00117	0.00129	0.28
	180	2	338.51	350	1.87	220	0.00646	0.00711	1.56
	180	3	276.40	300	2.55	220	0.01352	0.01487	3.27
22 - G	30	1	195.44	200	0.95	1000	0.00384	0.00422	4.22
	30	2	138.20	150	1.70	1000	0.01520	0.01673	16.73
	30	3	112.84	125	2.44	1000	0.03638	0.04002	40.02
G - G'	210	1	517.09	550	0.88	160	0.00114	0.00126	0.200
	210	2	365.64	400	1.67	160	0.00449	0.00494	0.79
	210	3	298.54	300	2.97	160	0.01780	0.01958	3.13
G' - 29	30	1	195.44	200	0.95	50	0.00384	0.00422	0.21
	30	2	138.20	150	1.70	50	0.01520	0.01673	0.84
	30	3	112.84	125	2.44	50	0.03638	0.04002	2.00

TRONÇON	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	D' (mm)	V' (m/s)	L (m)	j (m/m)	i (m/m)	Pd C totale (m)
G'-30	240	1	552.79	550	1.01	30	0.00147	0.00162	0.05
	240	2	390.88	400	1.91	30	0.00570	0.00627	0.19
	240	3	319.15	350	2.49	30	0.01080	0.01188	0.36
30-31	270	1	586.32	600	0.95	420	0.00119	0.00131	0.55
	270	2	414.59	450	1.70	420	0.00401	0.00441	1.85
	270	3	338.51	350	2.81	420	0.01333	0.01467	6.16
31-H'	298.77	1	616.77	600	1.06	80	0.00144	0.00158	0.13
	298.77	2	436.12	450	1.88	80	0.00480	0.00528	0.42
	298.77	3	356.09	350	3.11	80	0.01598	0.01757	1.41
H'-H	843.49	1	1036.32	1100	0.89	60	0.00050	0.00055	0.03
	843.49	2	732.79	800	1.68	60	0.00247	0.00272	0.16
	843.49	3	598.32	600	2.98	60	0.01064	0.1170	0.70
H-J	892.36	1	1065.92	1100	0.94	550	0.00056	0.00061	0.34
	892.36	2	753.72	800	1.78	550	0.00276	0.00303	1.67
	892.36	3	615.41	700	2.32	550	0.00542	0.00596	3.28
35-36	30	1	195.44	200	0.95	140	0.00384	0.00422	0.59
	30	2	138.20	150	1.70	140	0.01520	0.01673	2.34
	30	3	112.84	125	2.44	140	0.03638	0.04002	5.6
36-37	60	1	276.40	300	0.85	160	0.00190	0.00209	0.33
	60	2	195.44	200	1.91	160	0.01323	0.01455	2.33
	60	3	159.58	175	2.49	160	0.02507	0.02758	4.41
37-I	90	1	338.51	350	0.94	150	0.00187	0.00206	0.31
	90	2	239.37	250	1.83	150	0.00938	0.01032	1.55
	90	3	195.44	200	2.86	150	0.02729	0.03002	4.50
34-I	30	1	195.44	200	0.95	750	0.00384	0.00422	3.17
	30	2	138.20	150	1.70	750	0.01520	0.01673	12.55
	30	3	112.84	125	2.44	750	0.03638	0.04002	30.02

TRONÇON	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (mm)	D' (mm)	V' (m/s)	L (m)	j (m/m)	i (m/m)	Pdc total (m)
I $\frac{30}{30}$	120	1	390.88	400	0.95	370	0.00165	0.00182	0.67
	120	2	276.40	300	1.70	370	0.00655	0.00721	2.67
	120	3	225.68	250	2.44	370	0.01568	0.01725	6.38
J $\frac{30}{30}$	180	1	478.73	500	0.92	260	0.00117	0.00129	0.34
	180	2	338.51	350	1.87	260	0.00646	0.00711	1.85
	180	3	276.40	300	2.55	260	0.01352	0.01487	3.87
K I - J	1035	1	1147.98	1200	0.92	120	0.00048	0.00052	0.06
	1035	2	811.75	800	2.06	120	0.00367	0.00404	0.48
	1035	3	662.79	700	2.69	120	0.00685	0.00753	0.90

IX-3 Étude technico-économique

Afin de faire une étude technico-économique et choisir enfin, la variante donnant le coût minimum, on représente dans le tableau Numéro (IX-a p 95) la longueur totale de conduites pour chaque diamètre et pour chaque variante.

. Temps de Pompage et rendement des pompes :

- Pour être dans la sécurité, on propose de faire fonctionner la pompe vingt (20) heures par jour, afin d'avoir un temps suffisant pour l'entretien de la station de pompage.
- Le rendement des pompes, qui n'est autre que le rapport de la puissance utile à la puissance absorbée, est estimé pour notre étude à $\eta = 0,75 = 75\%$.

. Durée de vie des installations :

- La durée de vie des conduites est de vingt cinq (25) ans.
- La durée de vie de la station de pompage :
 - Genre civil : 50 ans
 - Équipement électromagnétique : 15 ans
- Taux d'actualisation pour les installations : $i = 8\%$

IX-3-1 Méthode de calcul

Le choix de la variante économique se fait en déterminant le coût total : les investissements en conduites $D_T(c)$, les dépenses en station de pompage (D_{sp}), les dépenses en énergie électrique (DEL) et enfin les dépenses d'entretien (D_{ent}), le coût total est donné par :

$$C_T = D_T(c) + D_{sp} + DEL + D_{ent}$$

II-3-1-1 Investissements en conduites

II-3-1-1.1 Dépenses terrassement - travaux préliminaires

Les dépenses de terrassement et travaux préliminaires sont représentées dans le tableau Numéro (II.a p 95) pour ouverture en remblaiement de tranchées de profondeur normale.

II-3-1-1.2 Dépenses fournitures, pose et transport

Les dépenses fournitures, pose et transport sont données par le tableau Numéro (II.a page 95)

II-3-1-1.3 Dépenses des pièces spéciales

On considère que les dépenses des pièces spéciales sont égales à 20% des dépenses fournitures, pose et transport

II-3-1-1.4 Dépenses en génie civil

on estime les dépenses en génie civil à 5% des dépenses (terrassement et travaux préliminaires + fournitures, pose et transport + pièces spéciales)

II-3-1-1.5 Dépenses en conduites

Les dépenses en conduites sont données par la relation suivante :

$$D(c) = \text{Dépenses terrassement et travaux préliminaires} + \text{Dépenses fournitures, pose et transport} + \text{Dépenses des pièces spéciales}$$

IX-3.1.1.6 Dépenses d'entretien annuelles

On suppose que les charges d'entretien annuelles sont égales à 1% des dépenses en conduites $D(c)$:

$$E = \frac{D(c)}{100}$$

Pour déterminer les charges d'entretien pour l'année n^e , on définit la valeur de n annuités donnée par :

$$C_n = \sum_{p=1}^n C_p \quad \text{avec}$$

$$C_p = \frac{1}{(1+i)^p} \quad : \quad \text{valeur actuelle d'une annuité à l'année } p$$

et $i = \text{taux d'actualisation} = 8\%$.

On aura donc la valeur de n annuités donnée comme suit :

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

Pour $n = 25$ ans (n étant la durée de vie de la conduite) on trouve $C_{n1} = 10,67$, ainsi on aura la charge d'entretien totale égale à :

$$E_T = C_{n1} \cdot \frac{D(c)}{100}$$

IX-3.1.1.7 Dépenses totales en conduites

Les dépenses totales en conduites sont obtenues en effectuant la somme suivante :

$$D_T(c) = D(c) + E_T = D(c) \left(1 + \frac{C_{n1}}{100} \right)$$

avec $C_{n1} = 10,67$

les dépenses totales en conduites sont représentées dans le tableau Numéro (X.b page 96)

IX.3.1.2 Investissements en station de pompage

IX.3.1.2.1 Dépenses initiales : (P_{SP})

Les dépenses initiales sont données par :

$$P_{SP} = A \cdot N \quad \text{avec} \quad N = \frac{f \cdot g \cdot \varphi \cdot HMT}{\eta}$$

A : prix unitaire du kw (tiré du graphe des puissances en fonction du prix Numéro (X.F p97))

N : La puissance installée (kw)

φ : Le débit (m^3/s)

$f \cdot g = \bar{w}$ = poids volumique de l'eau = $10^4 N/m^3$

HMT : La hauteur manométrique totale (m)

η : Le rendement moyen pris dans notre cas égal à 0,75.

IX.3.1.2.2 Dépenses en génie-civil

La dépense en génie civil est donnée par : $E_{GC} = \frac{1}{3} P_{SP}$

On propose d'estimer la charge d'entretien annuelle en génie civil égale à 0,5% de la dépense en génie civil, on pourra avoir donc la charge d'entretien suivante :

$$E_{GC} = \frac{1}{3} \cdot \frac{0,5}{100} \cdot P_{SP} = \frac{0,5}{300} \cdot P_{SP}$$

On sait que la charge d'entretien s'échelonne sur plusieurs années, la valeur actualisée est donc égale à

$$E'_{Gc} = Cn_2 \cdot E_{G.c}$$

pour $n = 50$ ans et $i = 8\%$ $Cn_2 = 12,23$
(valeur de n annuités)

On déduit la charge d'entretien totale en génie-civil donnée par la relation suivante :

$$E'_{Gc} = 12,23 \cdot \frac{0,5}{300} \cdot P_{SP}$$

II-3-1-2-3 Dépenses en équipement électromécanique : (E_{EM})

- Dépenses en électromécanique : (D_{EM})

Les dépenses en électromécanique sont données par :

$$D_{EM} = \frac{2}{3} \cdot P_{SP}$$

On suppose que la charge d'entretien annuelle en électromécanique est égale à 2,5% de D_{EM} .

On aura :

$$E_{EM} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2,5}{100} \cdot P_{SP} = \frac{5}{300} \cdot P_{SP}$$

Cette charge s'échelonne sur plusieurs années :
pour $n = 15$ ans (durée de vie de l'équipement mécanique).

on obtient : $Cn_3 = 8,57$

la charge d'entretien totale en électromécanique est obtenue comme suit :

$$E'_{EM} = Cn_3 \cdot E_{EM} = 8,57 \cdot \frac{5}{100} P_{SP}$$

ainsi on peut calculer la charge d'entretien totale de la station de Pompage :

$$E'_{SP} = E'_{Gc} + E'_{EM}$$

IX-3-1-2-4 Renouvellement du matériel électromécanique: (Rsp)

On a pris la dépense en électromécanique égale au $\frac{2}{3}$ Psp, donc le renouvellement s'effectuera seulement sur les $\frac{2}{3}$ de Psp, en tenant compte de la durée de vie des pompes et de la durée de vie des installations respectivement 15 ans et 25 ans, nous aurons donc :

$$Cn' = \left[\frac{1}{(1+i)^{15}} + \frac{1}{(1+i)^{25}} \right] \text{ avec } i=8\%$$

On trouve : $Cn' = 0,461$

On obtient $Rsp = Cn' \cdot Dem = 0,461 \cdot \frac{2}{3} \cdot Psp$

IX-3-1-2-5 Côt total de la station de pompage

Le coût total de la station de pompage est donnée comme suit :

$$Dsp = Psp + Esp + Rsp$$

les résultats sont représentés dans le tableau
Numéro (IX.c page 96)

IX-3-1-3 Dépenses en énergie électrique : (DEL)

Les dépenses en énergie électrique sont données par :

$$DEL = N \cdot B \cdot Ti \sum_{P=1}^{50} Cp4 = N \cdot B \cdot Ti \cdot Cn4$$

N : puissance installée (kw)

B : prix du kw.heure = 0,19 DA / kw.h

pour $n = 50$ ans, on obtient $Cn4 = 12,23$

(n étant la durée de vie des appareils électriques)

T_i : temps de pompage annuel (en heures) (20 heures par jour)
 $T_i = 365 \cdot 20 = 7300$ heures

Le tableau numéro (IX.d p96) donne les dépenses totales en énergie électrique.

IX-3-1-4 Récapitulation (côté total)

Le coût total du réseau ramifié alimenté par refoulement est donné par :

$$C_T = D_T(C) + D_{sp} + DEL$$

Les résultats sont donnés par le tableau Numéro (IX.e p96)

IX-3-1-5 Conclusion

L'examen du coût de chaque variante, nous permet de constater que la variante II est la plus économique avec :

$Q = 1035$ l/s : débit à l'entrée du réseau.

H_{mr} = 83,31 m : La hauteur manométrique que doit assurer la station de pompage à la borne la plus défavorisée du réseau ramifié.

(voir tracé du réseau Numéro "8")

IX-4 Tracé du profil en long de la conduite principale (K-1) (voir planche Numéro 9)

Les conduites sont posés parallèlement au sol à une profondeur voisine de 1 à 1,5 mètre. Le profil en long de la conduite (K-1) doit être régulier avec un minimum de points hauts.

IX-5 Équipement du réseau d'irrigation

IX-5-1 Les conduites

- Les tuyaux en béton précontraint sont spécifiques des gros diamètres (à partir de 600 mm).
Les joints sont réalisés par emboîtement avec une bague de caoutchouc interposée
- Les tuyaux en amiante-ciment sont relatifs au domaine des petits et moyens diamètres (125 à 500 mm). Les joints du type Gibault sont maintenant généralement remplacés par des joints comportant un manchon en amiante-ciment avec emboîtement et étanchéité par bague en caoutchouc.

IX-5-2 Équipements de contrôle des conduites

- Les vannes :
 - isoler les appareils placés en dérivation sur le réseau (ventouses, clapets d'entrée d'air, soupapes de décharge)
 - réaliser les ouvrages de vidange des conduites
 - isoler des parties du réseau sur lesquelles il sera possible d'intervenir.

Chaque groupe d'une dizaine de bornes sera pourvu d'une vanne de sectionnement en tête.

- Les régulateurs de pression : Les régulateurs de pression sont nécessaires, quand la topographie est accidentée. Leur rôle consiste à limiter les pressions à des valeurs compatibles avec la tenue des tuyaux ou de l'appareillage.

IX.5.3 Equipement anti-bélier

Les coups de bélier sont dangereux pour les canalisations auxquelles ils imposent une fatigue supplémentaire. Pour réduire leur importance, il y-a lieu de prévoir une manœuvre lente de tous les appareils. Notre réseau étant alimenté par une station de pompage, les coups de bélier sont engendrés par la fermeture des clapets installés au refoulement des pompes, les systèmes qu'on peut mettre en oeuvre pour y remédier :

- les soupapes anti-bélier limitant les surpressions .
- le réservoir d'équilibre assure aussi la dissipation d'une partie des surpressions dues au coup de bélier (réservoir d'équilibre voir chapitre XI)

Tableau IX a

DIAMETRE (mm)		125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	550	600	700	800	900	1000	1100	1200	TOTAL (m)
I	Longueur (m)	-	-	-	5650	-	2320	980	570	1440	640	190	500	730	870	530	-	640	120	15150
II	Longueur (m)	-	5650	-	2320	980	2010	640	190	1230	-	-	1400	-	730	-	-	-	-	15150
III	Longueur (m)	5650	-	2320	980	2010	800	530	730	-	1400	-	60	670	-	-	-	-	-	15150
Depenses terrassements + Travaux préliminaires																				
Prix unitaire (DA/ml)		59.00	59.00	59.00	72.00	72.00	89.00	89.00	105	105	120	120	140	176	215	249	277	277	344	PRIX TOTAL (DA)
I	Prix (DA)	-	-	-	406800	-	206480	87220	59850	151200	76800	22800	70000	128480	187050	131970	-	168970	41280	1738900
II	Prix (DA)	-	333350	-	167040	70560	178890	56960	19950	129150	-	-	196000	-	156950	-	-	-	-	1308850
III	Prix (DA)	333350	-	136880	70560	144720	71200	47170	76650	-	168000	-	84000	117920	-	-	-	-	-	1174850
Depenses fourniture + Pose + Transport																				
Prix unitaire (DA/ml)		171.46	220.85	285.77	350.68	495.33	759.42	946.74	1154.36	1458.18	1764.00	2170.00	2370.82	2490.77	3492.72	4440.00	4656.96	4656.96	6174.00	PRIX TOTAL (DA)
I	Prix (DA)	-	-	-	1981342	-	174758	927805	657985	2101219	1128960	442300	1185410	1818262	3038666	2337300	-	-	740880	20885634
II	Prix (DA)	-	4247803	-	813578	485423	1485631	605914	219328	1794791	-	-	3319148	-	2549686	-	-	-	-	42521302
Prix unitaire (DA/ml)		209.56	-	375.38	461.11	659.03	963.85	1224.69	1489.52	-	2465.37	-	2490.77	2878.95	-	-	-	-	-	-
III	Prix (DA)	1184014	-	870882	451888	1324650	771080	650146	1087350	-	3451518	-	149446	1528850	-	-	-	-	-	11869803

Tab IXb: Depenses totales en conduites

Variante	A: terrasse- ment + lxv prelim	B: Fournit+ pose+trans (DA)	C: pieces speciales 20% B (DA)	D: A+B+C (DA)	E: 5% D genie-civil (DA)	D(E)=D+E (DA)	Cn1	$E_T = Cn1 \frac{D(E)}{100}$ (DA)	$D_T = (D+E) + E_T$ (DA)
I	1738900	2088563	4177427	2680161	1340083	28141744	10.67	3002724	31144468
II	1308850	12521302	2504260	16334412	816721	17154133	10.67	1830026	18981159
III	1174850	11869803	2373961	15418613	770931	16189543	10.67	1727424	17916968

Tab IXc: Depenses en Station de pompage

Variante	Hght (m)	N (kw)	A graphe (DA/kw)	a: Psp (DA)	b: EGC $Cn2=1223$ (DA)	c: EEM $Cn3=857$ (DA)	d: b+c E _{sp} (DA)	e: Rsp (DA)	Dsp=a+d+e (DA)
I	55.83	770.454	6146	4735210	96519	676344	772863	1453709	6961782
II	83.31	1149.678	5521	6347372	129381	906620	1036001	1948643	9332016
III	121.55	1677.39	5208	8735847	178069	1247766	1425835	2681905	12843587

Tab IXe: Coût Total

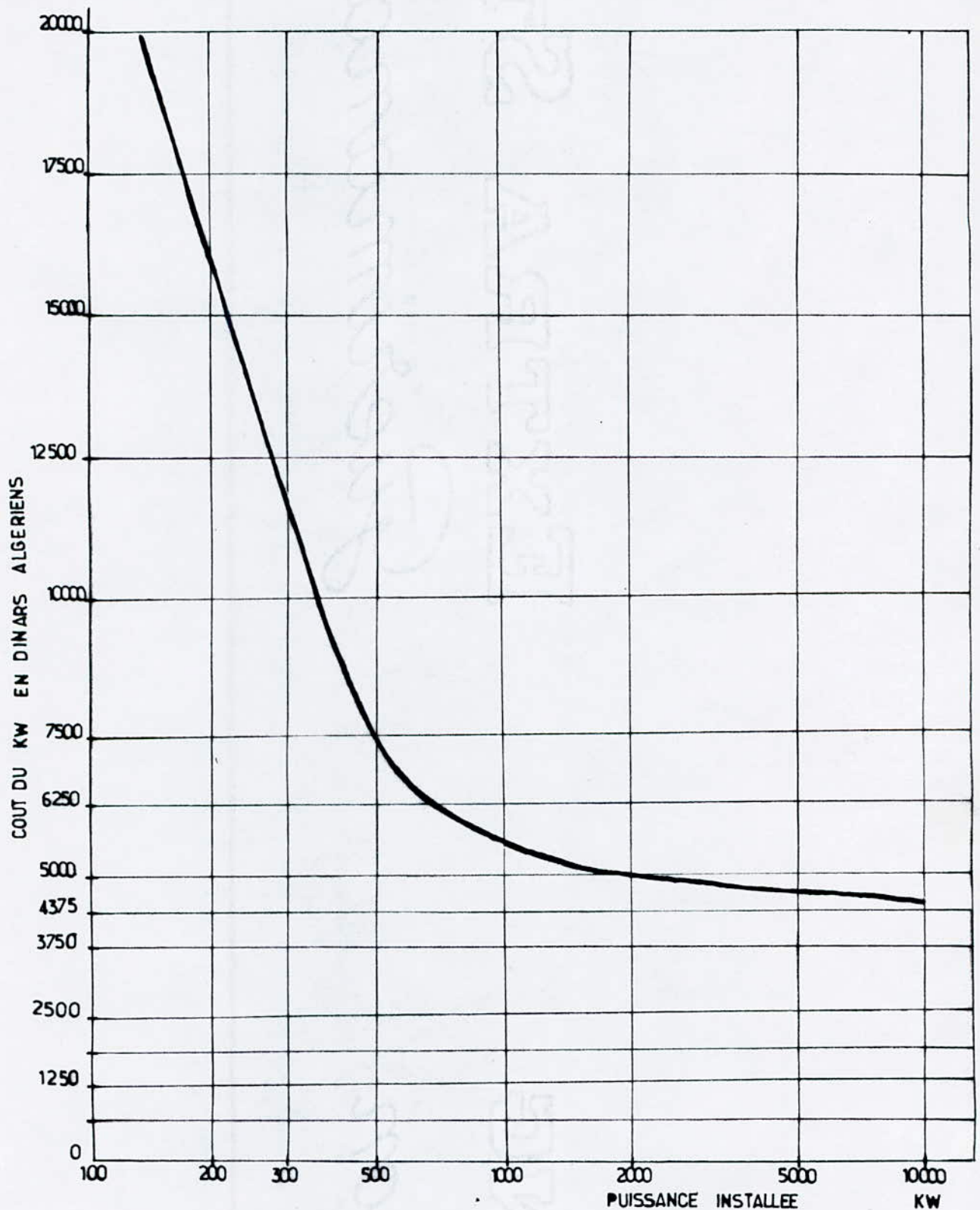
VARIANTE	I	II	III
Coût total actualisé $C_T = D_T(c) + D_{sp} +$ DEL (DA)	51175469	47815173	59214138

Tab IXd: Depenses en énergie électrique

Variante	N (KW)	B (DA/KW)	Ti (heures)	Cn4	DEL (DA)
I	770.454	0.19	7300	12.23	13069219
II	1149.678	0.19	7300	12.23	19501999
III	1677.39	0.19	7300	12.23	28453583

IX f: COUT DES STATIONS DE POMPAGE

(KW INSTALLE EN FONCTION DE LA PUISSANCE)



Chapitre X

Station de pompage - Selection des pompes

Les pompes sélectionnées doivent satisfaire aux besoins en eau de pointe en irrigation.

Dans notre cas le débit de pointe à l'entrée du réseau est de 1035 l/s avec une hauteur manométrique $HMT = 83.31$ m

Sur la base de ces deux (2) données et en utilisant un catalogue des pompes existant sur le Marché, on opte pour le choix suivant :

Pour des raisons pratiques, on équipe la station de pompage de groupes identiques (Possibilité de permutations avec équilibrage d'usure, une seule pompe de secours).

Six (6) pompes centrifuge à double effet 12 D.6 avec quatre (4) pompes en fonctionnement permanent et deux (2) pompes de secours en cas de panne.

La caractéristique de la pompe centrifuge à double effet 12 D.6 est donnée par le graphe Numéro (Xa page 99)

La pompe centrifuge est définie par le tableau ci-dessous :

Débit Q		HMT (m)	Nombre de tours par minute n	Puissance sur l'arbre N (kw)	Puissance du moteur électrique (kw)	rendement total η	la hauteur vacuométrique admissible H _{vac} (m)	Diamètre des roues (mm)
l/s	m ³ /h							
258	930	85	1450	279	300	76	2.5	546

Diamètre d'entrée = 300 mm

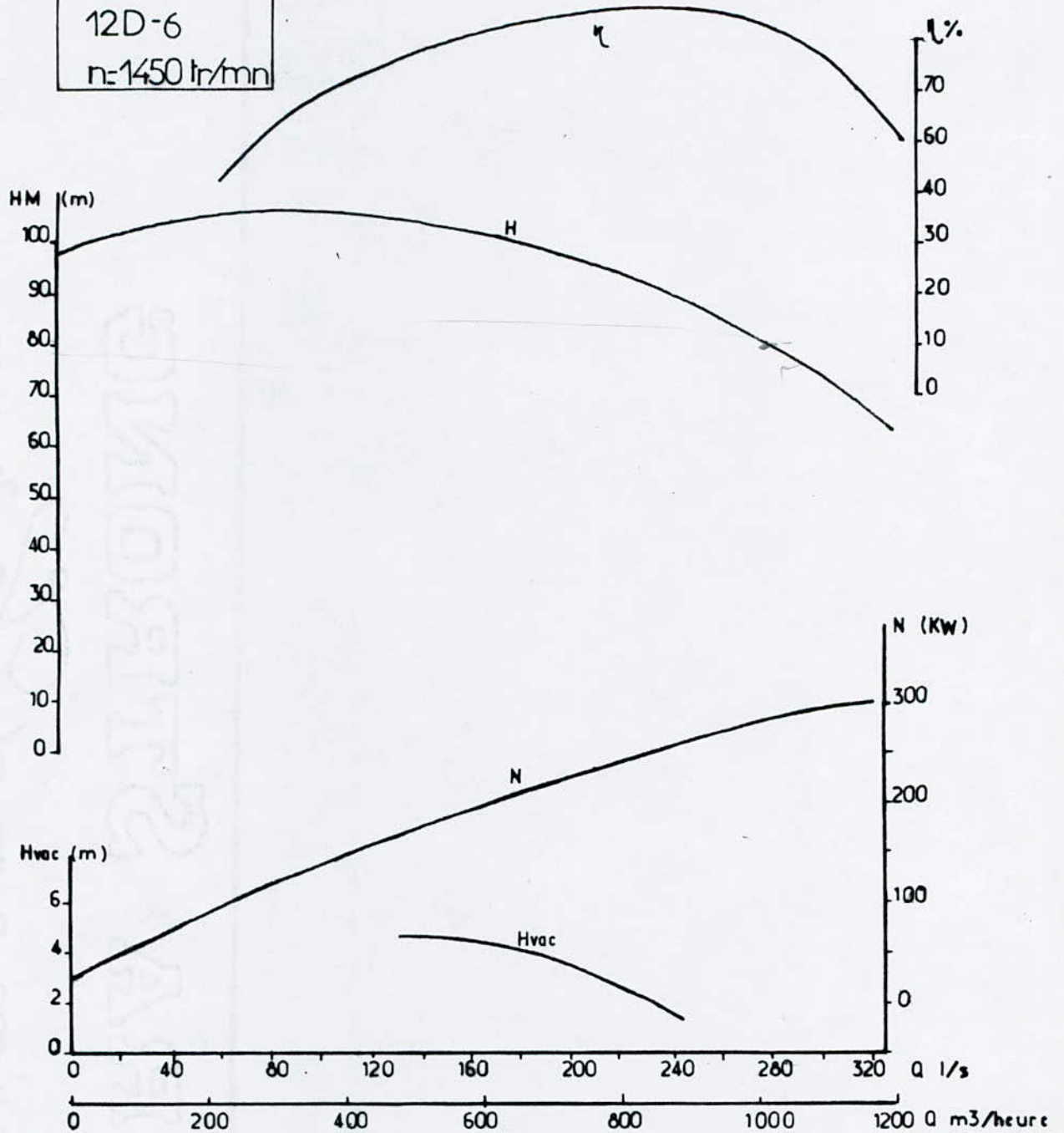
Vitesse spécifique = 60 tours / minute

Le débit pompé total = $4 \times 258 = 1032$ l/s , HMT = 85 m

X-a

CARACTERISTIQUE DE LA POMPE CENTRIFUGE À DOUBLE EFFET

12D-6
n=1450 tr/mn



X-1. Captage

Les pompes destinées pour le secteur B.N.E seront placées à la station de pompage principale du Bounamoussa, implantée en rive gauche de l'oued de Bounamoussa à 3.2 kilomètres environ en aval du pont de la route départementale D129.

Un barrage antisel a été construit à l'aval de cette station de pompage qui crée une retenue de longueur utile de dix (10) kilomètres assurant les besoins en eau de tout le périmètre et en particulier ceux du secteur B.N.E.

En cas de baisse du niveau de cette retenue due à un pompage excessif, on relève le niveau par des lachés du robinet à jet creux du barrage de la Chéffia.

Le volume de la retenue du barrage antisel utilisable est environ : 450.000 m^3

La conduite k-j issue de la station de pompage traverse l'oued de Bounamoussa (en conduite aérienne sur un pont à projeter) fonctionne en refoulement - distribution.

- Les besoins en eau de pointe par jour pour le secteur B.N.E sont :

$$V = \text{Débit (m}^3/\text{s)} \cdot T(\text{durée d'irrigation}) \cdot 3600$$

$$V = 1.035 \times 18 \times 3600 = 67068 \text{ m}^3$$

En comparant ce volume au volume disponible (utilisable) :

$$67068 \text{ m}^3 < 450000 \text{ m}^3$$

On peut conclure que la quantité d'eau est largement suffisante.

Chapitre XI

Réservoir d'équilibre (régulation)

L'alimentation par pompage du réseau de distribution sous pression à la demande du secteur B.N.E doit posséder une commande automatique de la station de pompage qui permettra d'ajuster les débits pompés aux débits appelés par les irrigants, économisant ainsi les dépenses en énergie, c'est ce qu'on appelle la RÉGULATION.

En pratique il existe plusieurs méthodes de régulation

- . les régulations par niveaux sur réservoir à surface libre.
- . les régulations manométriques sur réservoir hydropneumatique.
- . les régulations débitométriques.
- . les régulations à vitesse variable.

La topographie du secteur B.N.E nous permet de projeter un réservoir d'équilibre associé à une commande échelonnée qui constitue une solution économique et d'excellente qualité (fiabilité et rendement au niveau de l'exploitation).

La colline de LENIAB représente le meilleur emplacement pour le réservoir d'équilibre (voir la carte topographique Numéro 1) à l'est du B.N.E à la cote 70 mètres, il assure la régulation des groupes de pompage. (voir p 103).

Le volume théorique nécessaire à cet effet est donné par la formule :

$$V = \frac{q \cdot T}{4}$$

- . V (m^3) volume de régulation entre niveaux associés
- . q (m^3/s) débit de la plus grosse pompe
- . T (S) intervalle toléré entre enclenchements successifs

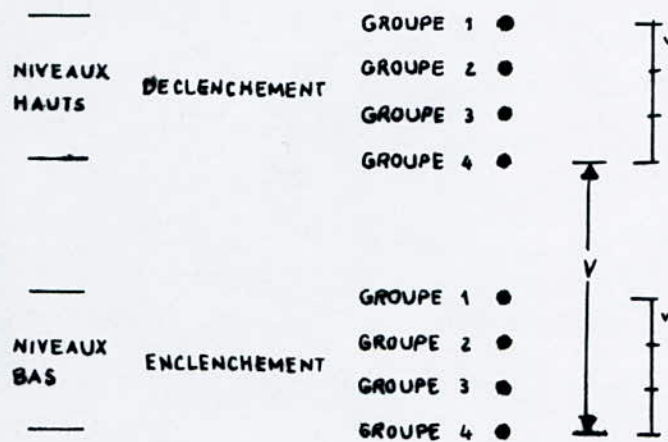
Pour assurer une bonne tenue du matériel électrique, on limite la fréquence horaire d'enclenchement à $T = 60$ minutes

avec $q_{\max} = 258 \text{ l/s}$ On trouve :

$$V = \frac{258 \cdot 10^{-3} \cdot 60 \cdot 60}{4} = 232.2 \text{ m}^3$$

Pour assurer le fonctionnement des groupes avec une marge de sécurité suffisante, on adoptera en pratique un volume de 400 m^3 .

• Schéma du système de fonctionnement du réservoir de régulation :



AVEC UNE TELLE DISPOSITION DE L'ECHELONNEMENT DES NIVEAUX, CHAQUE GROUPE JOUE SUCCESSIVEMENT LE ROLE DE GROUPE DE REGLAGE

— Régulation sur réservoir par niveaux échelonnés
Échelonnement des niveaux de commande

• Dimensionnement du réservoir d'équilibre

Ayant un volume $v = 400 \text{ m}^3$ inférieur à 10^4 m^3 on opte pour 1 réservoir circulaire posé sur le sol (colline LENIAB).

pour une hauteur fixée de $h = 4 \text{ m}$, on détermine le diamètre D avec :

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

on aura : $D = \sqrt{\frac{400}{\pi}} = 11,28 \text{ m}$

On prend $D = 12 \text{ m}$

. Cote du radier du réservoir d'équilibre

Dans le cas où la borne "19" est fermée la conduite reliant cette borne au réservoir d'équilibre va véhiculer 30 l/s, donc on garde le même diamètre $D = 150 \text{ mm}$ et la même perte de charge unitaire $j = 0.01673$ que ceux de la conduite "20-19"

On calcule la perte de charge totale de "k" jusqu'à "19"
On aura :

$$\Delta H_T = \Delta H_{k-j} + \Delta H_{j-H} + \Delta H_{H-H'} + \Delta H_{H'-D} + \Delta H_{D-20} + \Delta H_{20-19}$$

$$\Delta H_T = 0.48 + 1.67 + 0.16 + 3.07 + 2.47 + 4.85$$

$$\Delta H_T = 12.7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Cote piézométrique au point } j &= \text{Cote du terrain} + \text{pression de service} \\ &= 10 + 83.31 = 93.31 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cote piézométrique au point } 19 &= 93.31 - \Delta H_T \\ &= 93.31 - 12.7 = 80.61 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{la charge disponible au point } 19 &= 80.61 - \text{Cote du terrain} \\ &= 80.61 - 7.5 = 73.11 \text{ m} \end{aligned}$$

Pour dissiper toute cette charge, on place le réservoir à la cote "70" (soixante-dix) mètres, pour cela la longueur de la conduite reliant la borne "19" à ce réservoir sera égale à 320 (trois cent-vingt) mètres.
à cette cote le réservoir de régulation fonctionnera sans aucun problèmes. (voir la carte du réseau numéro 8)

CONCLUSION

Tout au long de notre étude nous avons montré l'influence des facteurs agronomiques, climatologiques et techniques qui interviennent dans un projet d'irrigation et pour la compléter, il serait souhaitable qu'il y-ait d'autres études détaillées sur les problèmes d'assainissement et de drainage du secteur B.N.E (Bounamoussa - EST) .

ANNEXE

- Numéro "1" La carte topographique du secteur B.N.E
échelle 1 / 25 000
- Numéro "2" La carte pédologique du secteur B.N.E
échelle 1 / 20 000
- Numéro "3" La carte des aptitudes culturales en sec du
secteur B.N.E échelle 1 / 25 000
- Numéro "4" La carte de la classification Américaine des sols
en fonction de leurs aptitudes pour les cultures en
irrigué du secteur B.N.E échelle 1 / 20 000
- Numéro "5" Le Plan de découpage en îlots du secteur B.N.E
échelle 1 / 20 000
- Numéro "6" La carte de répartition des différentes cultures du
secteur B.N.E échelle 1 / 20 000
- Numéro "7" ILôt type d'irrigation échelle 1 / 2000, 1 / 1000
- Numéro "8" Schéma du réseau collectif de distribution
du secteur B.N.E échelle 1 / 10 000
- Numéro "9" Profil en long de la conduite principale (K-1)
échelles 1 / 5000, 1 / 200

Bibliographie

- J. Arrighi de casanova : Détermination des besoins en eau d'irrigation des plantes cultivées .
- J. Arrighi de casanova : Établissement des projets de réseaux d'irrigation .
- M. Carlier : Hydraulique générale appliquée Eyrolles
- DASTANE F.A.O N°25 : Bulletin d'irrigation et de drainage de l'organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture (ROME) 1974 " les précipitations efficaces " .
- J Doorenbos et w.o. pruit : Bulletin d'irrigation et de drainage 1975 F.A.O N° 24 " les besoins en eau des cultures " .
- M. Deloyé : L'irrigation en grandes cultures préparation et réalisation d'un projet d'irrigation .
- Energoprojekt Beograd : Étude de l'irrigation des grands périmètres algériens . YUGOSLAVIE 1967
- Galant et Clément : Irrigation par aspersion et réseaux collectifs de distribution sous - pression .
- Henri Guérée et Cyril Goméla : Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales . La distribution TOM 1 Eyrolles

- Jan Feyen, Jaques LELIART : Traité pratique de l'irrigation sous pression, conception et dimensionnement des systèmes permanents, portatifs et semi-portatifs.
Moussa Badji
- La Houille blanche : Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande
Numéro 5 1966
- La Houille blanche : Tracé du réseau
Numéro 5 1965
- O.W Israelsen et : Traité pratique de l'irrigation
V. E Hansen Édition 1965
- I.E IDEL'cik : Mémento des pertes de charge
Eyrolles Editeur / paris
- P.N Khanna : Indian practical
Civil Engineer's HAN Book
the Standard Every-day
Référence Book For all
Engineers et architects .
- N. Krémenetski : Hydraulique
D. Schtérenliht
V. Alychev
L. Yakovléva
- Aldert Molenaar : L'irrigation par aspersion
- Pillsbury arthur F : La pratique de l'irrigation par
F.A.O N° 88 aspersion .

- Poirée et Ollier : Les réseaux d'irrigation, théorie, techniques et économie des arrosages Eyrolles 1983
- H. Rebour : Méthodes modernes des irrigations de surface et par aspersion.
- G. Rémenieras : Hydrologie de l'ingénieur Eyrolles 1972
- L.A. Robb : Irrigation par aspersion
- J.A. Saint-Foule : Irrigation par aspersion
- Sakraoui, D : La problématique de l'irrigation
Cas du périmètre de mise en valeur de
Annaba Algérie
thèse doctorat d'état deux (2) TOMEs
600 pages (Université de Montpellier)
- Trouvay et Cauvin : Matériel EAU 1984
- Vander, Daniel Hillel : L'eau et le sol principes et processus
physiques 1974
- Rapport annuel : Barrage de la Cheffa
1984 oued - Bou namoussa.
A.N.B : Agence Nationale des Barrages



NAMOUSSA

BOU

OUED

Khoukha

Morris

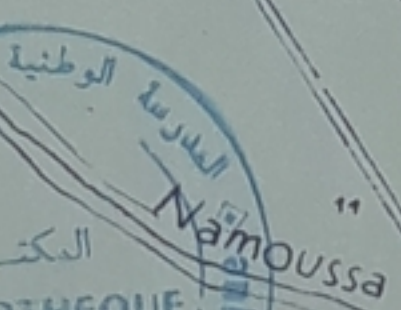
Rohrha

Bou Tchitche

Remed el Ogla

Oued

bou



Namoussa

Kou Leniab

DJEBEL FLISSA

Meharba

Ker Guergour

DJEBEL

Zerizer

D 39

D 11

D 105

D 13

K-SAM H ANZ

Djebel Khouna

Ain Mahreb

Ain Oum el Bou

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

Pier

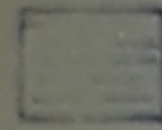
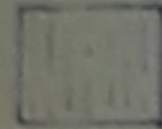
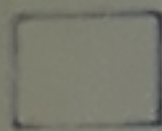
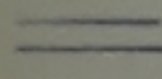
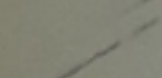
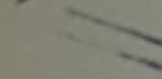
Pier

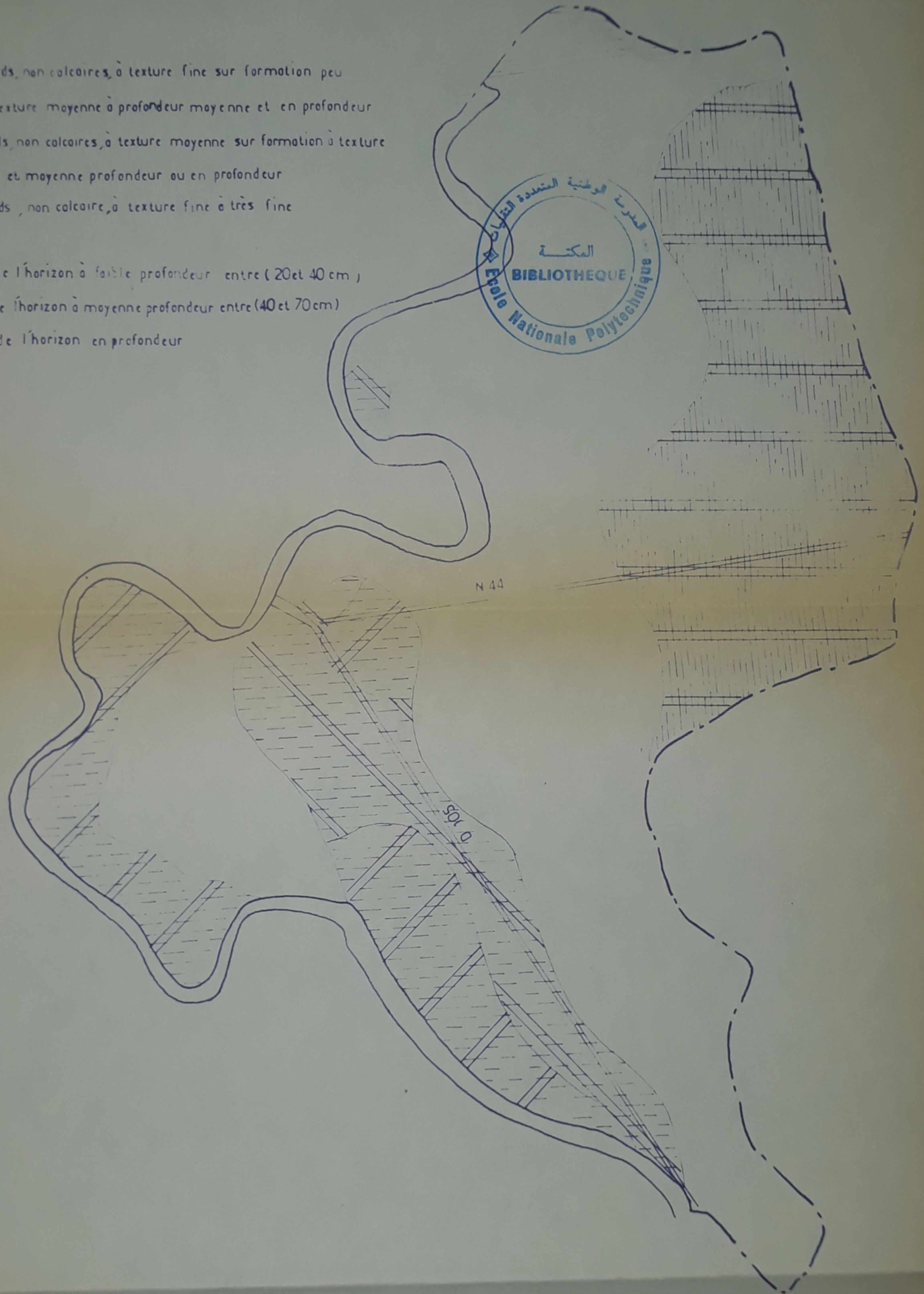
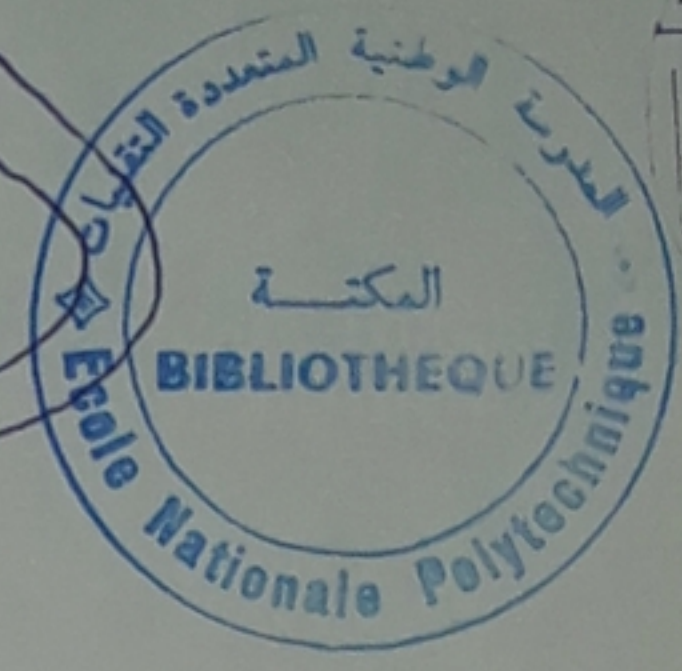
Pier

Pier

Pier

Pier

-  Sels profonds, non calcaires, à texture fine sur formation peu calcaire à texture moyenne à profondeur moyenne et en profondeur
-  Sels profonds, non calcaires, à texture moyenne sur formation à texture fine à faible et moyenne profondeur ou en profondeur
-  Sels profonds, non calcaire, à texture fine à très fine
-  Apparition de l'horizon à faible profondeur entre (20 et 40 cm)
-  Apparition de l'horizon à moyenne profondeur entre (40 et 70 cm)
-  Apparition de l'horizon en profondeur



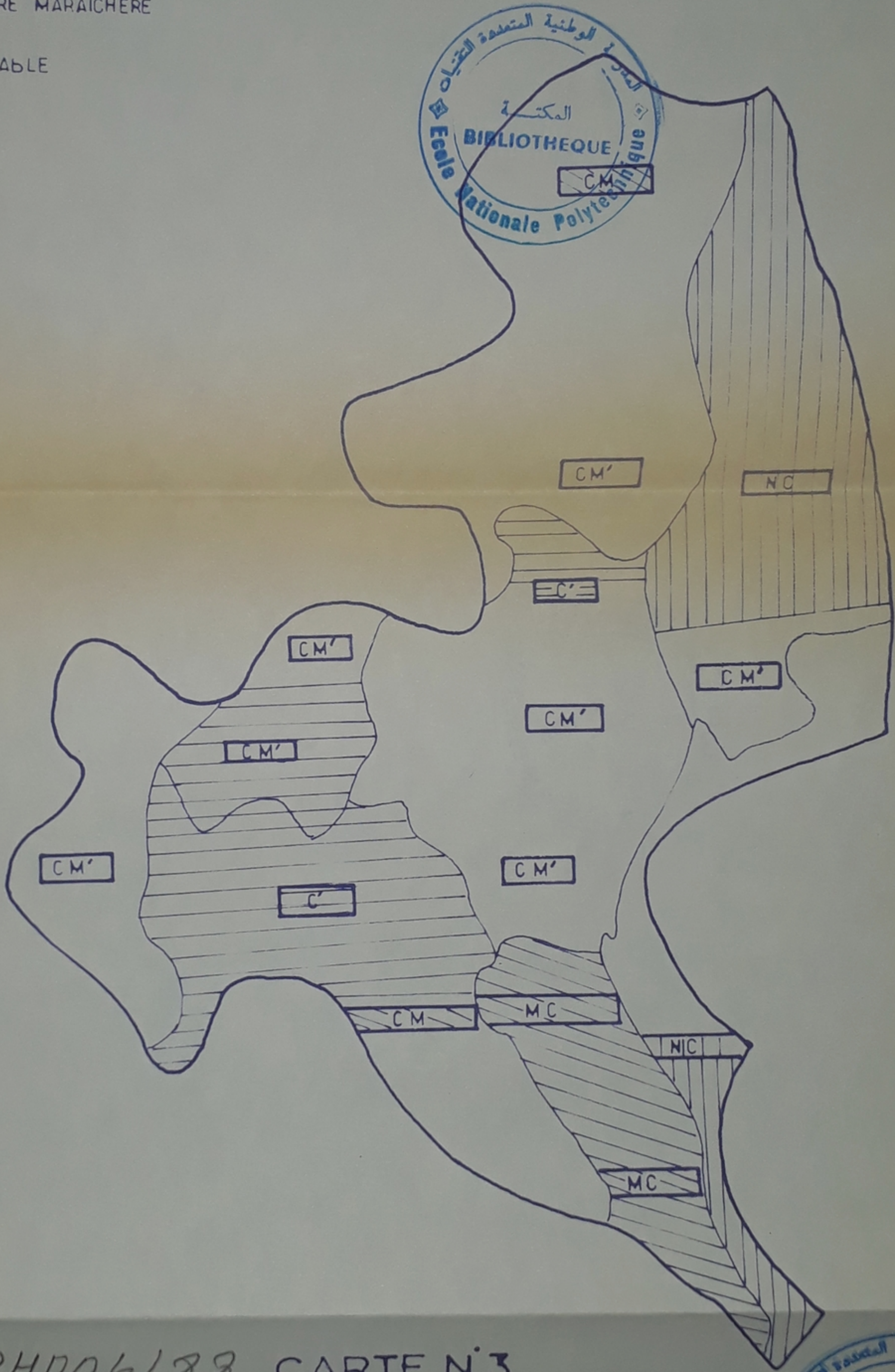
PH006/88 CARTE N°2

CARTE PEDOLOGIQUE DU SECTEUR BOU NAMOUSSA EST



ECHELLE 1/20 000

- C BON POUR CULTURE FOURRAGERE ET CERELIERE
- C' MOYEN POUR CULTURE CERELIERE ET FOURRAGERE
- M BON POUR CULTURE MARAICHERE
- M' MOYEN POUR CULTURE MARAICHERE
- NC ZONE NON CULTIVABLE



PH006/88 CARTE N°3

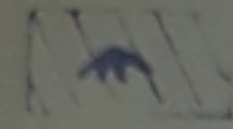
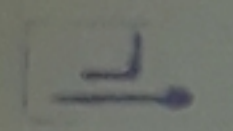
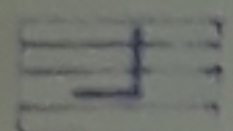
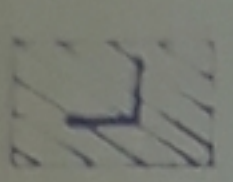
APTITUDES CULTURALES EN SEC DU SECTEUR

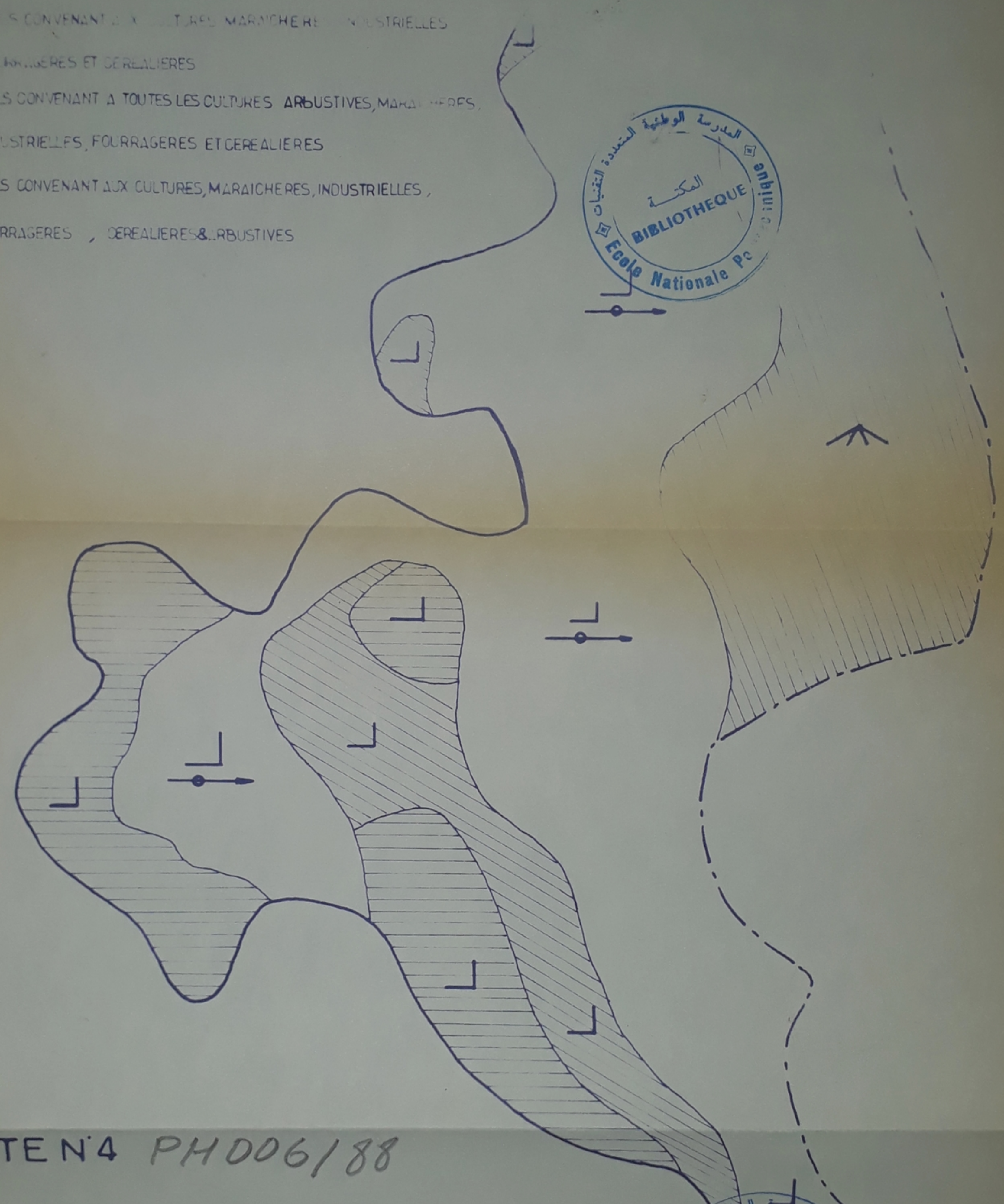
BOU NAMOUSSA

EST

ECHELLE : 1 / 25000



-  SOUS CONVENANT BIEN AUX CULTURES MARAICHÈRES, INDUSTRIELLES, FOURRAGÈRES ET CÉRÉALIÈRES
-  SOUS CONVENANT AUX CULTURES MARAICHÈRES, INDUSTRIELLES, FOURRAGÈRES ET CÉRÉALIÈRES
-  SOUS CONVENANT A TOUTES LES CULTURES ARBUSTIVES, MARAICHÈRES, INDUSTRIELLES, FOURRAGÈRES ET CÉRÉALIÈRES
-  SOUS CONVENANT AUX CULTURES, MARAICHÈRES, INDUSTRIELLES, FOURRAGÈRES, CÉRÉALIÈRES & ARBUSTIVES

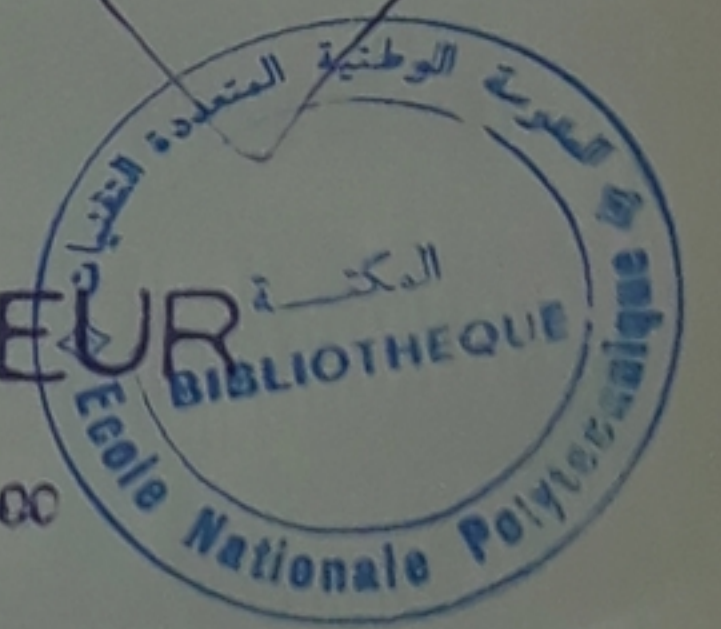
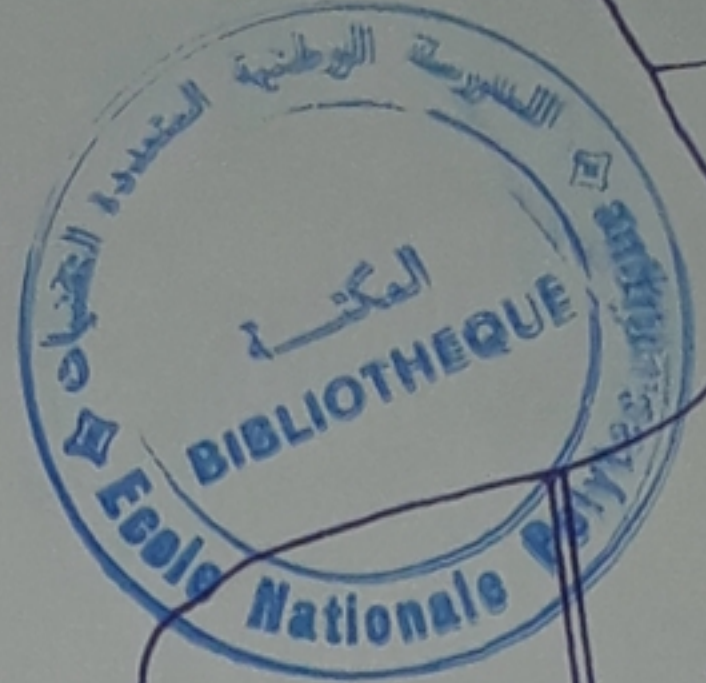
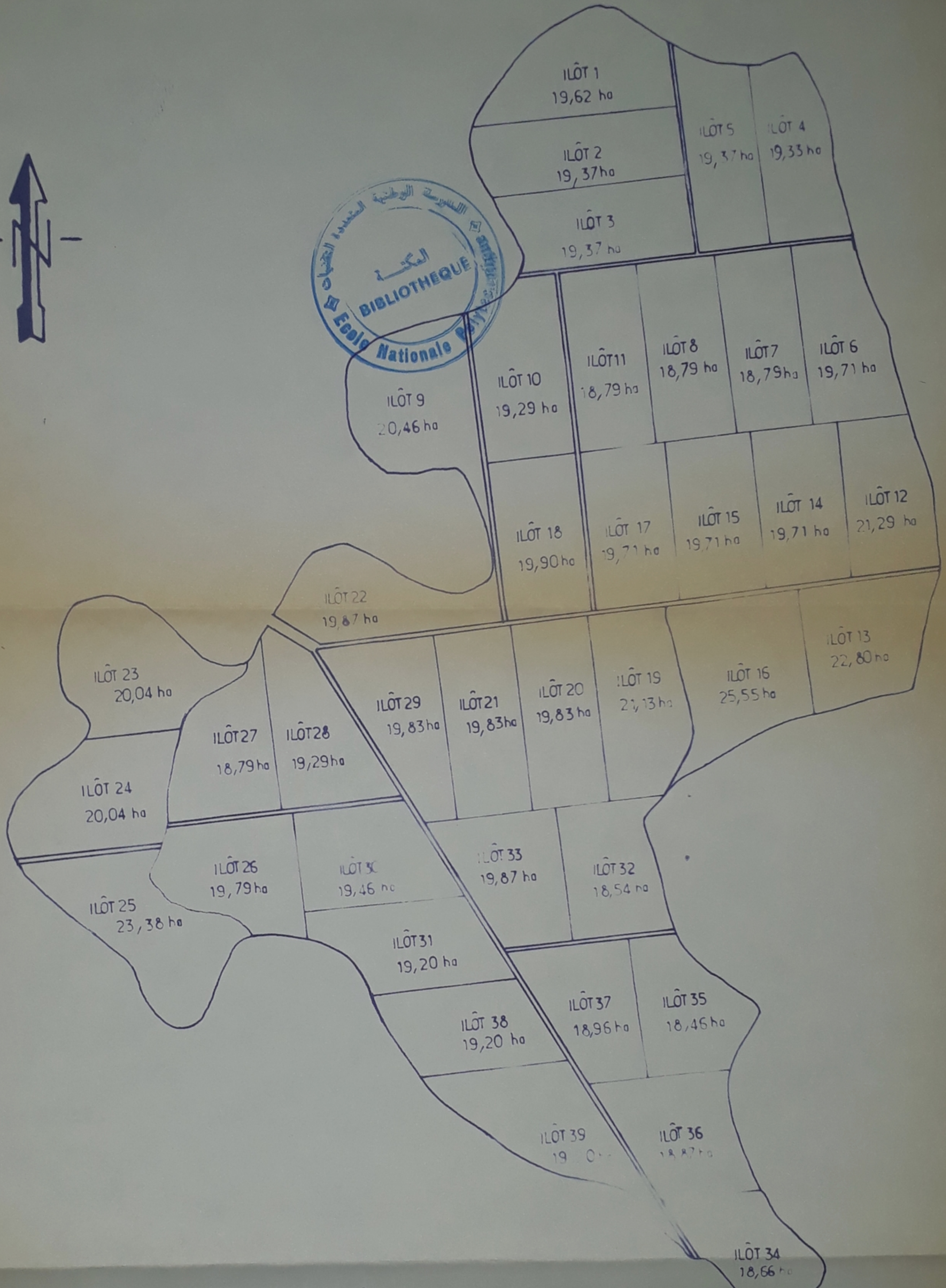
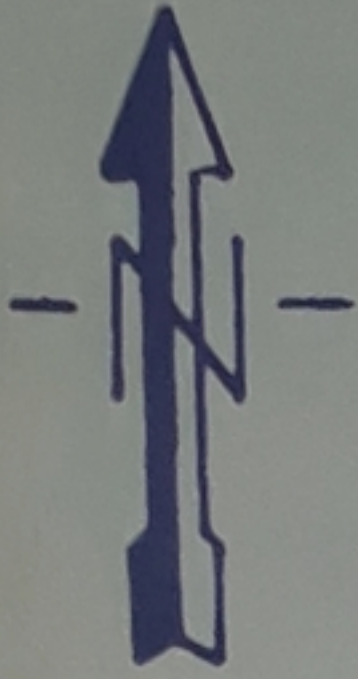


CARTE N°4 PH006/88

CARTE DE CLASSIFICATION

AMERICAINE DES SOLS EN FONCTION

DE LEURS APTITUDES POUR LES CULTURES EN IRRIGUE

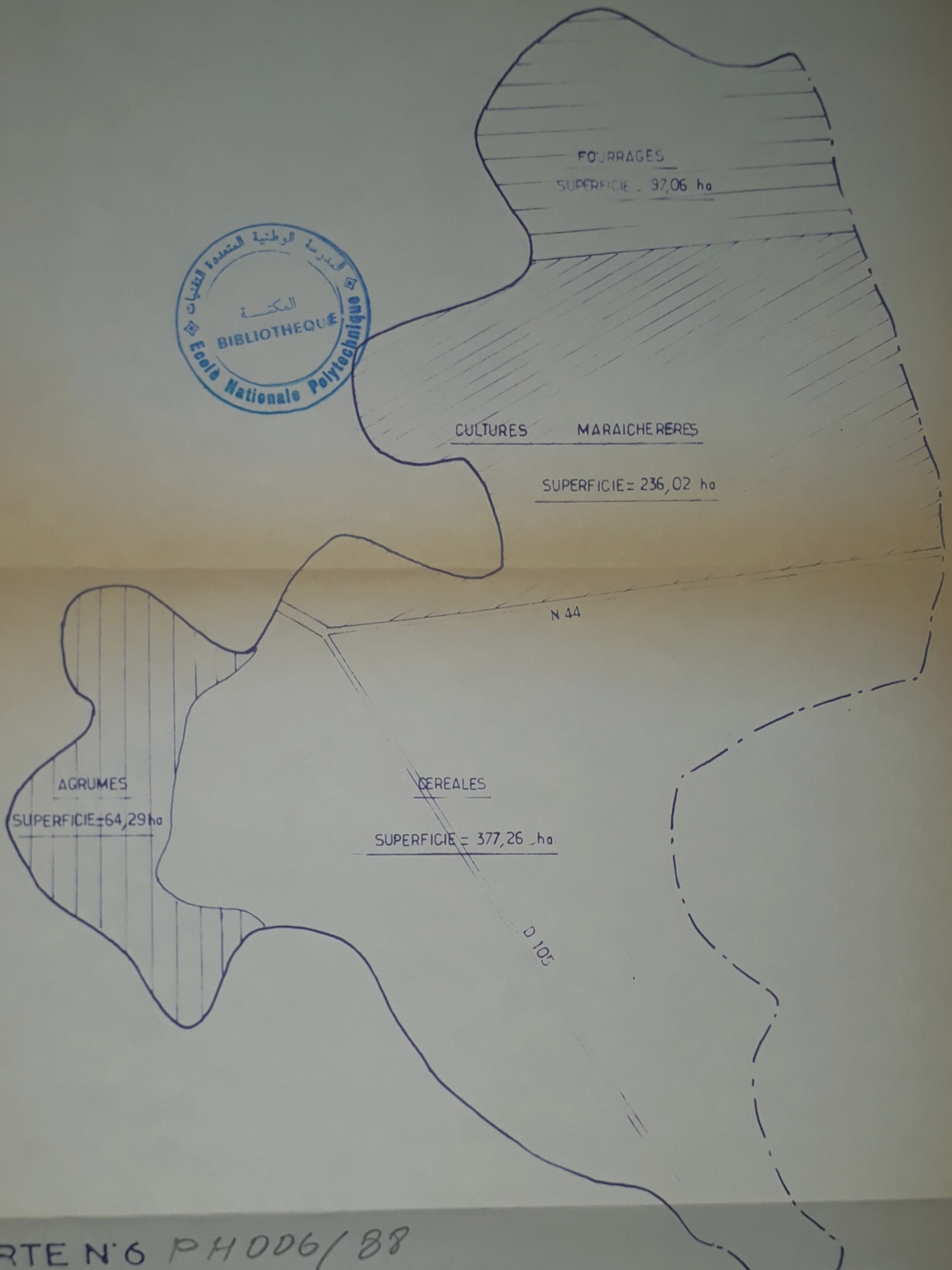


CARTE N°5 PH006/88

PLAN DE DECOUPAGE EN ILÔTS DU SECTEUR

BOUNAMOUSA EST

ECHELLE 1/20000



CARTE N°6 PH 006/88

CARTE DE REPARTITION
DES DIFFERENTES CULTURES DU SECTEUR
BOU NAMOUSSA EST

ECHELLE = 1/20 000

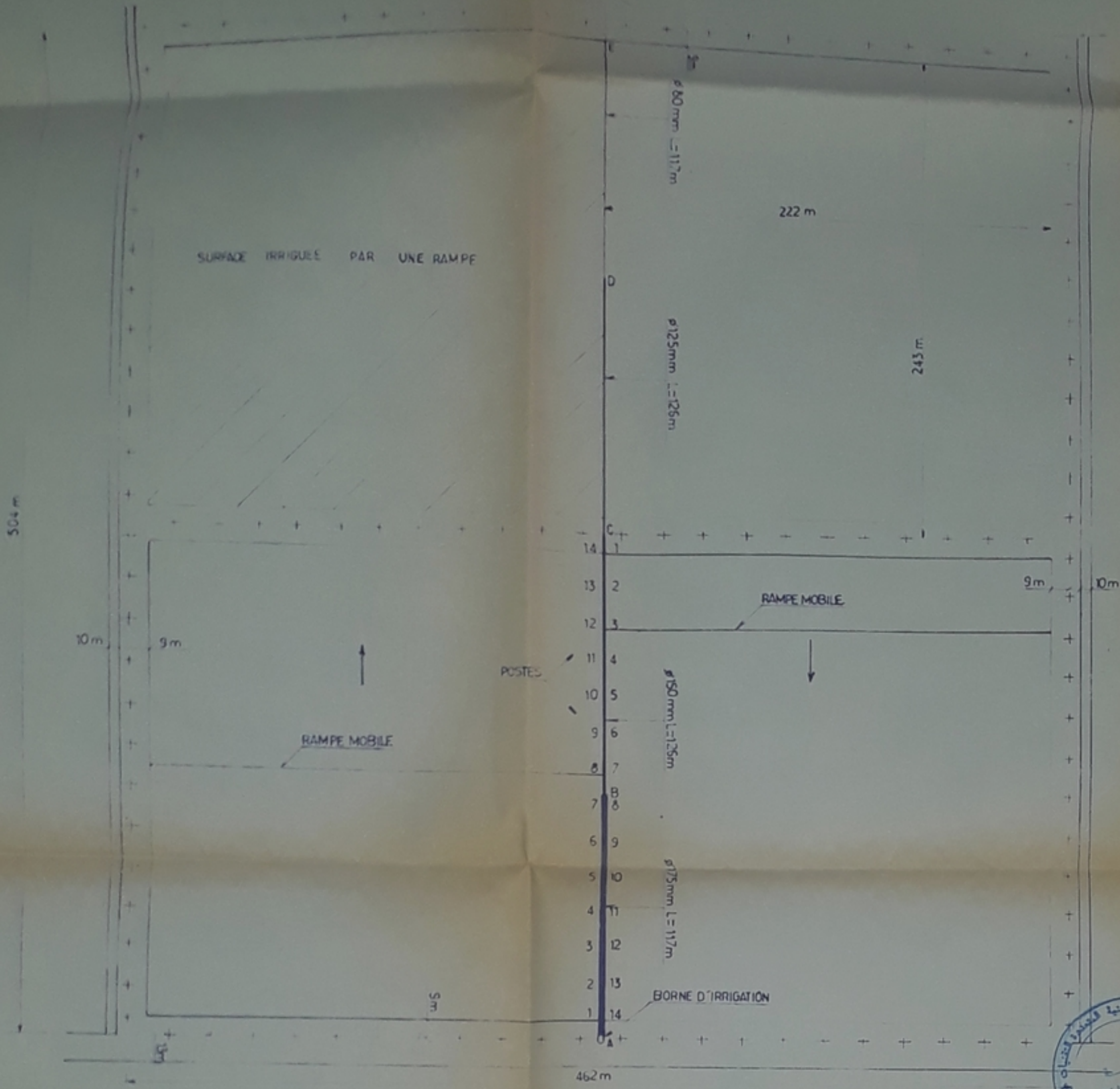


VUE EN PLAN

SCHEMA DE POSITIONNEMENT ECHELLE 1/2000

ILÔT TYPE D'IRRIGATION

PLANCHE N° 7 PH006/88

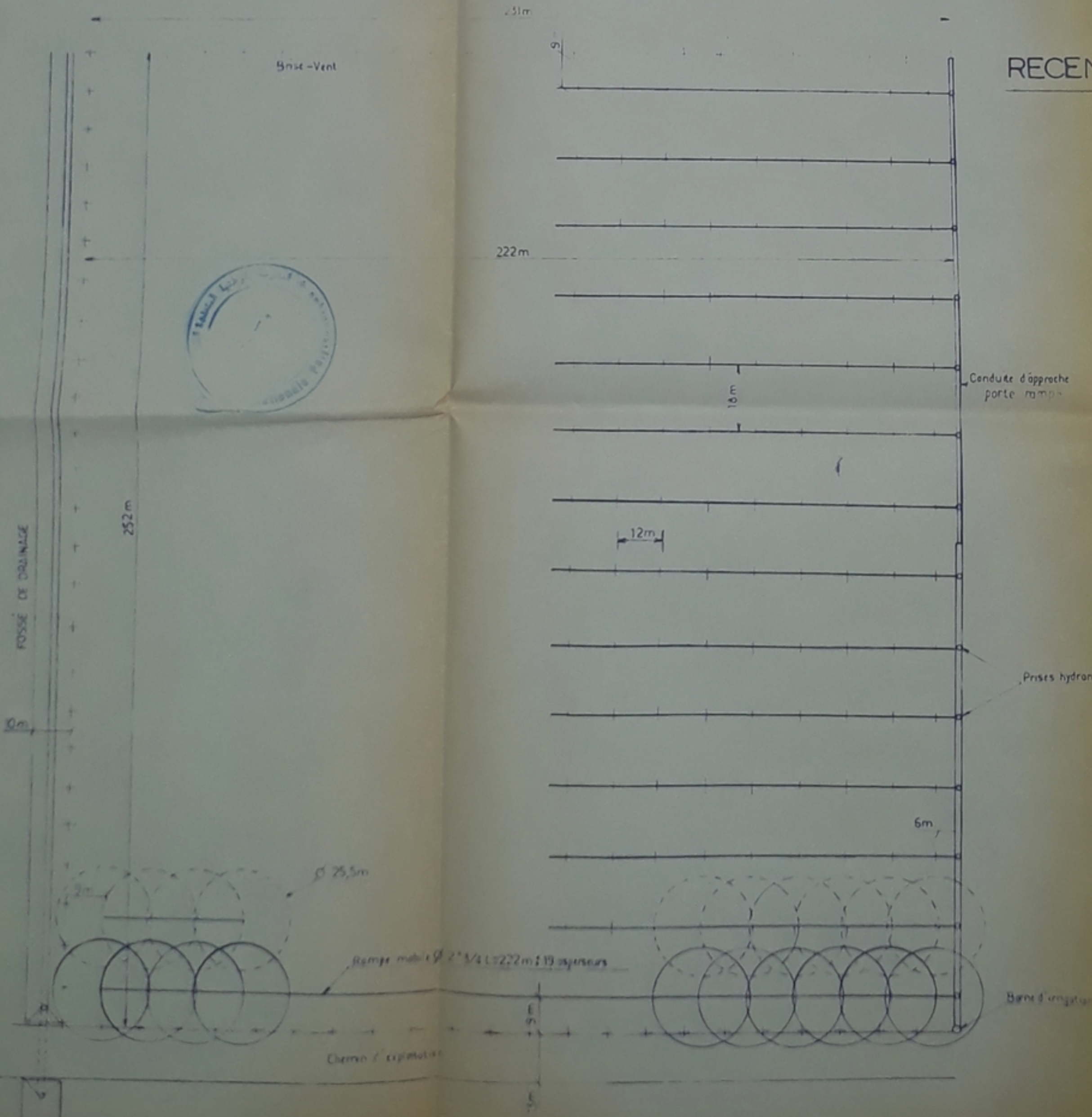


CARACTERISTIQUES DE LA DISTRIBUTION

SUPERFICIE BRUTE DE L'ILÔT	: 23 ha 28
SUPERFICIE IRRIGUEE (SAU)	: 22 ha 96
DATE D'IRRIGATION	: 609 m ³ /ha
PERIODE DU MATERIEL MOBILE	: 7 jours
PURIMETRIE DES ASPERSEURS	: 6,8 mm/heure
EPAQUEMENTS DES ASPERSEURS	: 12 x 18 m
VOLUMES D'EAU MENSUEL MAX	: 2357 m ³ /heure
DEBIT A L'ASPERSEUR	: 1,46 m ³ /heure
DEBIT EN TETE DE L'ILÔT	: 111 m ³ /heure 30,6 l/s

DETAIL

ECHELLE 1/1000



RECENCEMENT DU MATERIEL D'ASPERTION

CONDUITE D'APPROCHE	(PORTE RAMPE)
Ø 125 mm	117 m
Ø 150 mm	126 m
Ø 125 mm	126 m
Ø 80 mm	117 m
RAMPE MOBILE Ø 2 3/4	119 m
NOMBRE D'ASPERSEURS	: 76
PRISE HYDRANT	: 26
UNE BORNE DE GRANDE PROPRIETE DE	: 111 m ³ /heure

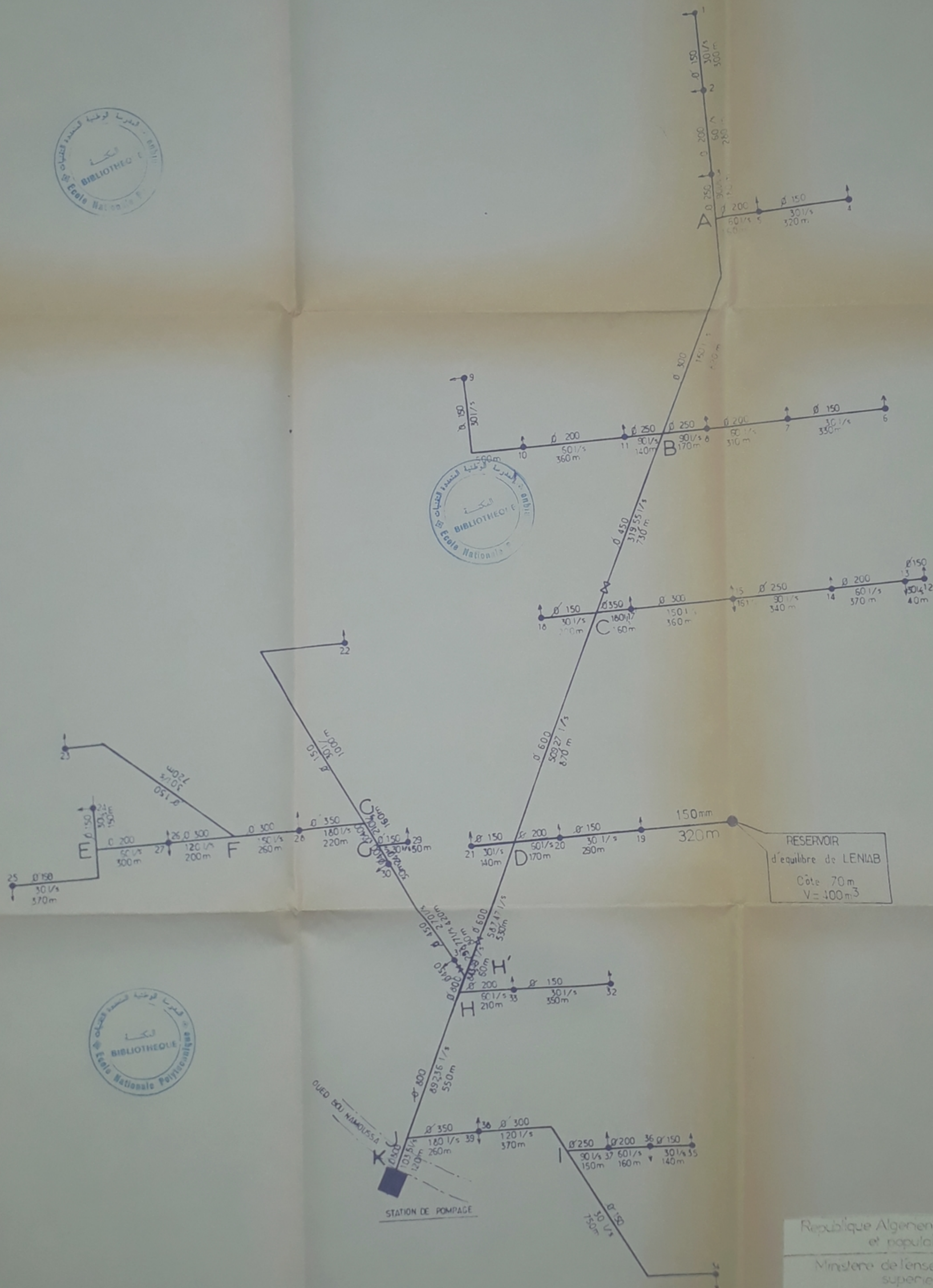
République Algérienne Démocratique et populaire		
Ministère de l'Enseignement Supérieur		ENP
Titre de l'étude	CALCUL D'UN RESEAU D'IRRIGATION DU PERMETTRE IRRIGABLE DU POU MANSOURA	Spécialité Hydraulique
Dessiné par	Benziata Solim Benyamin M'henni	Formation Janvier 2008

Planche N° 7



SCHEMA DU RESEAU COLLECTIF DE DISTRIBUTION DU SECTEUR

BOU NAMOUSSA EST ECHELLE : 1/10 000



République Algérienne Démocratique et populaire		
Ministère de l'enseignement supérieur		ENP
Titre de l'étude	CALCUL D'UN RESEAU D'IRRIGATION DU PERIMETRE IRRIGABLE DU BOU NAMOUSSA	Spécialité Hydraulique
Dressée par	Benziada Salim Benyamina M'hamed	Promotion Janvier 1988

