

Ecole Polytechnique de Thiès

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

RAPPORT

GC.0315

DU PROJET DE FIN

D'ETUDES

Titre: Conception de systèmes
d'irrigation de périmètres ma-
raîchers à Keur Momar Sarr.

Auteur: M. ALPHA SAMB. G.C.

Directeur: M. FRANÇOIS Tremblay

Mai 1985



Ecole Polytechnique
de Thiès

A mes chers parents
A mes frères et sœurs
A mes amis
A mes professeurs
A tous ceux et toutes celles
qui me sont chers.

Remerciements

Nous adressons nos plus sincères remerciements à notre directeur de projet, M. François TREMBLAY professeur à l'E.P.T pour son assistance et sa franche collaboration tout au long des études de ce projet, à M. BORNAT, technicien du laboratoire de mécanique des sols de l'E.P.T, pour son soutien technique ainsi qu'à toutes les autorités de l'École Polytechnique de Thiès pour leur disponibilité.

Nous ne saurions manquer ici de remercier très vivement M. Lionel Derencourt, Directeur du Church World Service, Bureau A.O. SAHEL ainsi que MM. A CISSE et A. GAYE co-directeurs du PDIKMS, sans le soutien et l'assistance de qui, le projet ne serait pas identifié et les études effectuées. C'est grâce à leur collaboration que les études ont été menées dans de très bonnes conditions sur les sites du projet. Nous apprécions beaucoup leurs gestes.

Nous remercions également toutes les populations de Keur Momar Sarr pour leur collaboration et surtout leur hospitalité.

Sommaire:

Le projet de fin d'Études constitue pour l'ingénieur de conception, sortant de l'École Polytechnique de Thiès, l'un des premiers tests d'application des connaissances acquises dans cette École de formation de cadres supérieurs.

Après la présentation du sujet que nous avons choisi de traiter et qui s'intitule "Conception d'un système d'irrigation de périmètres maraîchers à Keur Momar Sarr", seront abordés successivement: l'approche théorique des phénomènes hydrauliques liés à l'irrigation, la mécanique des sols appliquée à l'irrigation, une présentation des zones d'intervention avec les études et recherches effectuées, la définition des systèmes proposés, leurs modes de réalisation ainsi que l'estimation des coûts et enfin les recommandations.

TABLE DES MATIERES

<u>Titre</u>	<u>Page</u>
Remerciements	i
Sommaire	ii
<u>CORPS DU RAPPORT</u>	
I. Introduction	001
II. Importance de l'irrigation	003
II-1. Définition de l'irrigation	003
II-2. But de la science de l'irrigation	005
II-3. Aspect économique de l'irrigation	006
II-4. Transport de l'eau d'irrigation et de drainage	006
II-4-1. Canaux de terre	007
II-4-2. Canaux stables	007
II-4-3. Canaux à revêtement	009
II-4-5. Infiltration	010
II-4-6. Absorption	011
II-4-7. Perméabilité	012
II-4-8. Profondeur de sol	012
III. Hydraulique de l'écoulement	014
III-1. La débitance	016
III-2. La charge	017
III-4. L'énergie spécifique	017

II-4-	Pertes par percolation dans les canaux	018
IV-	Environnement socio-économique du PDIKMS	021
V-	Bases de conception	024
VI-	Etudes topographiques	026
VI-1-	Méthodes de relevés topographiques	026
A-	Procédure	026
a-	Polygonation	026
b-	Nivellement	026
B-	Méthode de calcul	027
c-	Correction des erreurs de manipulation..	029
a-	Méthode du "transit rule"	029
b-	Méthode du "compass rule"	030
D-	Mise en plan des courbes de niveau	032
E-	Précision des travaux de topographie et réalisation des plans	032
F-	Matériel nécessaire	033
VII-	Présentation des périmètres maraîchers	035
VII-1-	Périmètre maraîcher de Diaminar	035
VII-2-	Périmètre maraîcher de Gankett Bala	036
VIII-	Etudes géotechniques	038
VIII-1-	Introduction	038
VIII-2-	Etude de la perméabilité'	038

VIII-3-	Analyses granulométriques	039
VIII-4-	Essais de compactage	040
IX	Recherches sur le cours du Lac de Guiers	042.
IX-1.	Recherches générales	042
IX-2.	Caractéristiques du Lac de Guiers dans la zone de Keur Mamer Sarr	043
X-	Conception des systèmes d'alimentation des périmètres maraîchers	045
X-1-	Périmètre de Diaminar	045
X-1-1.	Tracé des canaux d'alimentation	045
X-1-2.	Caractéristiques géométriques des canaux	047
X-1-3.	Procès verbal de piquetage de l'axe des canaux	048
X-1-4	Volume de déblai	050
X-2-	Périmètre de Gankatt Bala	051
X-2-1	Tracé des canaux	051
X-2-2.	Caractéristiques géométriques des canaux	056
X-2-3.	Procès verbal de piquetage de l'axe des canaux	054
X-2-4	Volume de déblai	056
XI-	Mode de réalisation des ouvrages	057

XI-1-	Exécution des canaux	057
XI-2-	Piquetage des canaux	057
XI-3-	Déblayage des canaux	058
XII-	Rendements hydrauliques des canaux	061
XII-1-	Canaux de Diaminar	062
XII-2-	Canaux de Gankett Bala	062
XIII-	Estimation du coût du projet	064
A-	Estimation du rendement des déblayeurs	064
B-	Durée des travaux d'excavation	064
a-	Diaminar Keur Kane	064
b-	Gankett Bala	065
C-	Tableau récapitulatif	066
XIV-	Conclusion et recommandations	067
	Annexe I.: Pompes éoliennes	069
	Annexe II : Réservoirs	075
	Annexe III : Digués en terre	078
	Annexe IV : Ponceaux	088
	Annexe V : Relevés des analyses géotechniques	098
	Appendices A et B : plans et profils des périmètres	-
	Appendice C : Cartes de situation	104
	Références bibliographiques	108

I/ INTRODUCTION.

Le "Church World Service", organisme non gouvernemental, a accepté de financer, en accord avec le Gouvernement du Sénégal, le "Projet de Développement Intégré de Keur Momar Sarr" dans la région de Louga, sur la rive Sud du lac de Guiers, dont l'exécution s'étale de 1983 à 1988. La mission du PDIKMS était de mener une démarche de responsabilisation des collectivités à la base, la définition d'une stratégie d'un développement communautaire et la promotion de l'initiative de planification du développement à la base. Parmi les objectifs visés par le PDIKMS nous retiendrons particulièrement ceux-ci:

- l'augmentation de la production maraîchère.
- l'amélioration de l'alimentation des populations
- l'accroissement des revenus
- la création des perspectives de développement, réduisant l'exode rural
- etc...

En outre, depuis 1973 une sécheresse persistante menace les populations du Nord du Sénégal. Sur les rives du lac de Guiers on se tourne vers l'a-

griculture irriguée pour un développement de la culture maraîchère. Mais une maîtrise faible des techniques de l'irrigation adaptée au milieu a rendu les résultats médiocres. Les jeunes, face à cette situation sont la proie à l'exode rural vers les centres urbains.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de fin d'Études sur "la conception de systèmes d'irrigation de périmètres maraîchers à Keur Mamar Sarr". Il s'agira d'identifier les périmètres, de définir un système de canaux d'alimentation en eau des périmètres à partir du lac et de concevoir des digues de protection contre les crues. Il sera nécessaire de prendre la topographie des périmètres identifiés, de faire des tests géotechniques, de faire des recherches sur le cours du lac, avant d'adopter le design des canaux et des digues, de définir leurs modes de réalisation et d'estimer les coûts induits.

Mais avant d'exposer les résultats de nos travaux, nous voudrions d'abord faire un rappel théorique des phénomènes liés à l'irrigation.

II/ L'importance de l'irrigation:

L'importance de l'irrigation dans le monde est bien définie par N. D. Gulhati, un indien: l'irrigation est dans beaucoup de pays un art ancien - aussi vieux que la civilisation - mais pour le monde entier, c'est une science moderne, une science de la survie.

Le désir de survivre et le besoin d'augmenter la production alimentaire rendent impérative une extension rapide de l'irrigation dans le monde. On note que l'irrigation est d'une importance capitale surtout - pour les pays - dans les régions arides comme le SAHÉL.

II-1/ Définition de l'irrigation:

On définit l'irrigation généralement comme étant l'apport d'eau du sol dans le but d'assurer l'humidité nécessaire à la croissance des plantes. Cependant selon une définition plus large et plus détaillée, l'irrigation est l'application d'eau au sol dans l'un des six buts suivants:

- Fournir l'humidité nécessaire à la croissance des plantes
- Garantir la récolte contre une courte période de sécheresse

- Refraîchir le sol et l'atmosphère et, par ce moyen, réaliser des conditions plus favorables pour la croissance des plantes
- Supprimer ou diluer les sels du sol
- Réduire les risques d'affaiblissement du sol
- Ameublir le sol de labour

L'irrigation peut être faite de quatre façons différentes:

- 1- par inondation
- 2- au moyen de rigoles grandes ou petites
- 3- par l'apport d'eau sous la surface du sol ou sub-irrigation
- 4- par aspersion

L'eau d'irrigation vient compléter l'eau disponible, provenant des quatre sources suivantes, dont aucune ne doit être négligée quand on estime les besoins en eau :

- 1- les pluies
- 2- l'eau de ruissellement
- 3- l'eau souterraine
- 4- les précipitations autres que les pluies.

La surface irriguée dans le monde est de plus de cent-soixante et deux (162)⁽¹³⁾ millions d'hectares. Comme la population mondiale continue d'augmenter, le

besoin en nourriture et en fibres naturelles augmentera de la même façon. Il faut alors trouver de l'eau à la majeure partie des déserts et des zones sèches de la terre. Avec l'eau d'irrigation beaucoup de ces régions deviendront hautement productives.

Pour y arriver il faut construire les réservoirs les plus grands, les canaux les plus longs, les tunnels et les siphons inversés les plus chers.

II.2/ But de la science de l'irrigation:

La science de l'irrigation ne se limite pas à l'application de l'eau au sol. La matière de la science de l'irrigation s'étend de la réserve d'eau à l'exploitation au canal de drainage. La réserve qui fournit l'eau d'irrigation, le conduit qui transporte l'eau, la gestion et la répartition de l'eau, les problèmes de drainage qui surgissent dans l'application de l'irrigation, tout cela est du ressort de l'ingénieur d'irrigation. Considérer une partie du système d'irrigation sans tenir compte des autres, conduirait à une conception déficiente et à une mauvaise préparation.

Dans l'exploitation les ouvrages de détournement, les dispositifs de jaugeage et les canaux d'ame-

nées sont très importants. La disposition du système d'irrigation, la méthode de contrôle et la distribution de l'eau en excès ou de rebut ont aussi une importance vitale.

II-3/ Aspect économique de l'irrigation:

Une étude économique est importante dans l'évaluation des procédés d'irrigation car l'irrigation est appliquée pour augmenter le profit. Une réussite d'un système économique contribuerait au relèvement du niveau de vie des peuples.

II-4/ Transport de l'eau d'irrigation et de drainage:

Les régions irriguées se trouvent souvent à de grandes distances de leurs sources d'approvisionnement en eau. Les eaux fournies par les cours d'eau et les réserves naturelles de surface (Lac) doivent être en règle générale, transportées plus loin que celles fournies par les réserves souterraines (forages). Le transport de ces eaux doit être assuré par des canaux principaux ou canaux d'amènée lesquels desservent les canaux secondaires de distribution.

Les principes appliqués pour l'écoulement dans les canaux d'irrigation sont également appliqués à l'écoulement dans les rigoles de drainage.

II.4.1/ Canaux de terre:

Le type le plus commun de canal de transport d'eau d'irrigation est celui qui ^{est} creusé dans les matériaux naturels, le long de la ligne suivant laquelle l'eau doit être transportée. Quand il est utilisé sans revêtement artificiel du lit ou des rebords, ce canal est dit "canal en terre". Dans ces canaux, pour éviter l'érosion on adopte des vitesses faibles.

Les canaux en terre sont facilement réalisables et à un prix relativement bas, mais ils présentent les inconvénients suivants:

- pertes par infiltration excessives
- vitesse faible
- danger de brèches dues à l'érosion
- conditions favorables à la croissance de la mousse.

II.4.2/ Canaux stables:

Les canaux d'irrigation doivent être durables, avoir une érosion et des dépôts de sédiments négligeables. L'érosion peut être évitée par des vitesses d'écoulement faibles mais l'équation du débit $Q = V \cdot A$ ou V est la vitesse et A la section d'écoulement, montre que l'on doit augmenter la section d'écoulement si l'on adopte une vitesse faible, pour avoir un débit important.

Or les canaux larges sont de construction et d'entretien chers et les pertes d'eau sont grandes à cause de l'infiltration et l'évaporation, plus que dans les petits canaux.

Forestier et Scobey recommandent pour la limitation de vitesse et le coefficient de Manning correspondent pour différents types de sol le tableau suivant:

Vitesses limites pour des canaux essentiellement droits après rodage.
(D'après Fortier et Scobey)

Matériaux	Valeur de n de Manning	Vitesse en mètres par sec.	
		Eau claire	Eau transportant de vases colloïdales
Sable fin, colloïdal	0.020	0.4	0.8
Terre glaise sableuse, non-colloïdal	0.020	0.5	0.8
Terre glaise argileuse, non-colloïdale	0.020	0.6	0.9
Vases alluviales, non-colloïdales	0.020	0.6	1.1
Terre glaise ordinaire solide	0.020	0.8	1.1
Cendres volcaniques	0.020	0.8	1.1
Argile dure, très colloïdale	0.025	1.1	1.5
Vases alluviales, colloïdales	0.025	1.1	1.5
Argiles schisteuses	0.025	1.8	1.8
Gravier fin	0.020	0.8	1.5
Terre glaise graduée jusqu'à des galets sans éléments colloïdaux	0.030	1.1	1.5
Vases graduées jusqu'à des galets avec éléments colloïdaux	0.030	1.2	1.7
Gravier grossier, non-colloïdal	0.025	1.2	1.8
Galets et cailloux	0.035	1.5	1.7

fig 2.1: (1.3)

Les valeurs indiquées s'appliquent aux profondeurs d'eau de un mètre ou moins dans les canaux d'amenée amenés graduellement à la capacité désirée. Pour des profondeurs supérieures à un mètre d'eau, la vitesse doit augmenter de quinze centimètres par seconde (15 cm/sec). Pour les canaux à ligne sinueuse on recommande une

réduction de 25%^(r.3).

II-4.3/ Canaux à revêtement:

On place des revêtements dans les canaux d'irrigation pour:

- réduire les pertes d'infiltration pendant le transport
- s'assurer contre les brèches
- empêcher le développement des plantes aquatiques
- retarder la croissance des mousses
- diminuer l'érosion due aux grandes vitesses
- diminuer le prix d'entretien
- réduire les problèmes de drainage
- augmenter la capacité de transport de l'eau.

Cependant il est important d'étudier en détails les frais pour déterminer l'opportunité économique du revêtement des canaux. C'est le prix de revient annuel qui est le vrai prix et non le prix initial. Le prix de revient annuel comprend la dépréciation annuelle, l'entretien et l'intérêt. Tous ces facteurs doivent être pris en considération pour décider si l'opération est réalisable économiquement.

Du point de vue du projet d'irrigation le facteur le plus important à considérer, à propos du revêtement du canal, est la valeur annuelle de l'eau économi-

seé par la diminution des pertes par infiltration durant le transport.

II.4.5/ L'infiltration:

En effet l'infiltration de l'eau dans les canaux d'irrigation est un problème très sérieux. Elle constitue une perte d'eau considérable dans les sols perméables pour les canaux en terre. En plus elle aggrave les problèmes de drainage dans les régions adjacentes ou plus basses. Il arrive que l'eau qui s'infiltré d'un canal rejoigne la rivière dans la vallée d'où elle peut être à nouveau réutilisée. Mais c'est une perte économique beaucoup plus grave si les pertes d'eau d'infiltration ne sont pas récupérables.

Une des propriétés de sols de grande importance pour les agriculteurs est le temps qu'il faut à l'eau pour pénétrer dans le sol, ou vitesse d'infiltration. Habituellement la vitesse d'infiltration est plus grande au début d'une irrigation ou d'une chute de pluie que quelques heures après. Elle est influencée par les propriétés du sol et aussi par la teneur en humidité.

La diminution de l'infiltration à mesure que le temps passe, après arrosage du sol, est d'importance dans les études des chutes atmosphériques et de

l'irrigation. L'eau qui se trouve sur des sols de gravier ou de sable grossier pénètre dans le sol si rapidement que l'eau de surface peut s'abaisser de quelques pouces par heure. Par contre sur des sols d'argile de texture fine, l'eau peut se rassembler et rester sur le sol, avec une faible infiltration en apparence, pendant de nombreux jours. Les vitesses d'infiltration désirables se trouvent entre ces deux extrêmes. Une façon d'exprimer adéquatement l'infiltration est de le faire en centimètre d'abaissement du niveau de l'eau par heure. Par exemple, si un hectare de terre horizontale est à neuf heures recouvert d'une hauteur de cinq centimètres d'eau et qu'à dix heures l'eau est à deux et demi centimètres de hauteur, la vitesse d'infiltration est de 2.5 cm/hr. ⁽¹³⁾ si on néglige les pertes d'évaporation.

II-4.6/ L'absorption:

La vitesse d'infiltration d'un canal dans le sol est appelée vitesse d'absorption. Ce terme indique que l'infiltration apparaît sous une configuration particulière de la surface du sol. La vitesse d'absorption est influencée par la taille et la forme du canal tandis que la vitesse d'infiltration s'applique sur une surface plane.

II-4.7/ Perméabilité

Une des propriétés les plus importantes des sols est la vitesse d'écoulement de l'eau à travers les espaces poreux sous la poussée d'une force donnée. La perméabilité ou conductivité du sol est définie comme étant la vitesse d'écoulement causée par une rampe hydraulique dans laquelle la force entraînant est de un kilogramme par kilogramme d'eau. La perméabilité n'est pas influencée par la pente hydraulique et c'est là une différence importante entre la perméabilité et l'infiltration. La perméabilité est influencée par les propriétés physiques du sol et légèrement par la température.

Dans les sols saturés la perméabilité varie entre 30 cm/an pour les sols d'argile compacte et +1000cm par an dans les formations de gravier.^(r.3)

Dans les sols non saturés c'est l'humidité qui est un des facteurs dominant qui ait une action sur la perméabilité.

II-4.8/ Profondeur de sol

Il faut insister sur l'importance qu'il y a à avoir une profondeur de sol convenable dans laquelle on puisse emmagasiner des quantités suffisantes d'eau

pour chaque opération d'irrigation. Les sols des régions arides sont relativement profonds en comparaison des sols des régions humides.

Les sols peu profonds nécessitent une fréquente irrigation pour sauvegarder la croissance des plantes et des cultures. Des pertes excessives dues à une infiltration profonde se manifestent habituellement quand on irrigue des sols peu profonds à couches supérieures de texture grossière, de gravier ou de sable très perméable. Les sols profonds de texture moyenne et de structure légère permettent aux plantes d'avoir de profondes racines, favorisent une accumulation de grands volumes d'eau d'irrigation dans le sol et contribuent donc à la croissance des plantes durant des périodes relativement longues entre les irrigations.

III / Hydraulique de l'écoulement (ref 3 et 4).

Le transport de l'eau d'irrigation et de drainage peut être assuré par des conduites fermées ou ouvertes. Du point de vue hydraulique les deux méthodes sont semblables mais les conditions d'écoulement sont légèrement différentes.

La principale équation de base de l'écoulement de l'eau est l'équation de continuité qui donne la relation entre le débit Q , la vitesse d'écoulement V et la section d'écoulement A

$$Q = V \cdot A = \text{constante}$$

Pour les canaux à ciel ouvert la pression est constante et est égale à la pression atmosphérique.

La formule de Manning-ou Strickler- donne:

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad \text{ou}$$

n : coefficient de Manning

R_h : rayon hydraulique : $R_h = \frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$

ou selon la formule de Bazin

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad \text{ou } I: \text{pente du canal}$$

La combinaison de ces deux équations donne la formule de Manning la plus générale:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} I^{1/2} \quad \text{ou } A: \text{section mouillée.}$$

La formule de Bazin générale est la suivante:

$$Q = \frac{87 A \sqrt{R_h I}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{ou } \gamma: \text{coefficient de rugosité}$$

Les tableaux suivants permettent de trouver la valeur des paramètres "n" et "γ" selon la nature du sol.

Valeur de « n » pour la formule de Manning

Nature des parois Désignation des canaux	Etat des parois			
	Très bon	Bon	Assez bon	Mauvais
Ciment lissé	0,010	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueduc en bois raboté	0,010	0,012	0,013	0,014
Aqueduc en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,016
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moellons bruts assemblés au ciment	0,017	0,020	0,025	0,030
Pierres sèches	0,025	0,030	0,033	0,035
Moellons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Tôle plissée demi-circulaire	0,022	0,025	0,027	0,030
Tôle lisse demi-circulaire	0,011	0,012	0,013	0,015
Canaux et fossés en terre	0,017	0,020	0,022	0,025
Canaux et fossés avec pierres lisses	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux et fossés avec pierres rugueuses	0,035	0,040	0,045	0,050
Canaux en terre à larges méandres	0,022	0,025	0,027	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,027	0,030	0,033
Canaux avec lit de pierres, enherbés	0,025	0,030	0,035	0,040
Canaux à fond en terre et rives em-pierrées	0,028	0,030	0,033	0,035

Fig 3.1: (ref 3)

Valeurs du coefficient de rugosité γ de la formule de Bazin

Nature des parois	Valeur de γ
Enduit de ciment parfaitement lisse	0,06
Revêtement en pierres de taille	0,16
Canaux demi-circulaires en béton	0,30
Revêtement de maçonnerie ordinaire - Perré	0,46
Canaux en terre bien conservés	1,00
Canaux en terre enherbés	1,30
Canaux en terre sans entretien - Colatures	1,75
Canaux d'entretien très négligé formes dégradées	2,30

Fig 3.2: (ref 3)

Valeurs de n de Horton. A utiliser dans les formules de Kutter et Manning.

Surface	Excellent	Bon	Passable	Mauvais
Canal en fonte non enduite	0.012	0.013	0.014	0.015
Canal en fonte enduite	.011	.012*	.013*	
Canal en fer forgé commercial, noire	.012	.013	.014*	.015
Canal en fer forgé commercial, galvanisée	.013	.014	.015	.017
Canal en lalton poli et de verre	.009	.010	.011	.013
Canal soudée «OD» à barre de fermeture				
Canal en acier riveté et spiral	.010	.011*	.013*	
Canal d'égout vitrifiée	0.13	.015*	.017*	
	.010	.013*	.015	.017
	.011			
Terre commune en argile pour drainage	.011	.012*	.014*	.017
Muraillement de briques verni	.011	.012	.013*	.015
Canal dans du mortier de ciment, égouts en briques	.012	.013	.015*	.017
Surfaces de ciment pur	.010	.011	.012	.013
Surfaces de mortier de ciment	.011	.012	.013*	.015
Canal en béton	.012	.013	.015*	.016
Canal en douves de bois	.010	.011	.012	.013
Canal en planches ==				
rabotées	.010	.012*	.013	.014
non rabotées	.011	.013*	.014	.015
avec des lattes	.012	.015*	.016	
Canaux à revêtement de béton	.012	.014*	.016*	.018
Surface de blocage de ciment	.017	.020	0.25	.030
Surface de blocage sèche	.025	.030	.033	.035
Surface de moellons ajustés	.013	.014	.015	.017
Canal de métal demi-circulaires, lisses	.011	.012	.013	.015
Canal de métal demi-circulaires, ondulées	.0225	.025	.0275	.030
Canaux et rigoles:				
de terre, droits et uniformes	.017	.020	.0225*	.025
dans le roc, lisses et uniformes	.025	.030	.033*	.035
dans le roc, à entailles, et irréguliers	.035	.040	.045	
Canaux sinucux, lents	.0225	.025*	.0275	.030
Canaux de terre dragués	.025	.0275*	.030	.033
Canaux à lits pierreux, avec des herbes sur les berges de terre	.025	.030	.035*	.040
Fond de terre, côtés à blocage	.028	.030*	.033*	.035
Canaux des cours d'eau naturels ==				
1) rive droite, propre, phase pleine, sans fissures ni dépressions profondes	.025	.0275	.030	.033
2) comme 1) mais avec un peu d'herbes et de pierres	.030	.033	.035	.040
3) sinucux, avec quelques dépressions et hauts-fonds, propres	.033	.035	.040	.045
4) comme 3) plus bas, plus de sections et de pentes inefficaces	.040	.045	.050	.055
5) comme 3) avec un peu d'herbes et de pierres	.035	.040	.045	.050
6) comme 4) des sections avec pierres	.045	.050	.055	.060
7) biefs de rivière lents, avec herbes ou avec des dépressions plus profondes	.050	.060	.070	.080
8) biefs très herbeux	.075	.100	.125	.150

Handbook of Hydraulics, par King, McGraw-Hill Book Co.

* Valeurs utilisées généralement dans les calculs.

Fig B.3.

(ref 3)

II-1/ La débitance :

Elle mesure le débit assuré par un canal

pour une pente égale à l'unité. Elle dépend uniquement des caractéristiques géométriques de la section d'écoulement.

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

Avec la formule de Bazin

$$K = \frac{87 A R_h}{\gamma + \sqrt{R_h}}$$

Avec la formule de Manning

$$K = \frac{1}{n} A R_h^{2/3}$$

III-2/ La charge:

Elle représente l'énergie totale contenue dans l'unité de poids de liquide :

$$H = y + \frac{V^2}{2g} \quad \text{où :}$$

y : ordonnée de la surface libre par rapport à un certain niveau de référence

V : vitesse moyenne de l'écoulement

III-3/ L'Énergie spécifique:

L'énergie spécifique d'une section considérée est égale à la charge rapportée au rayon du

canal :

$$H_e = h + \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } h : \text{profondeur d'eau.}$$

III-4/ Pertes par percolation dans les canaux:

Elle sont d'autant plus élevées que la charge sur les parois du canal est plus importante.

Les terrains à texture grossière et irrégulière assurent un bon drainage naturel, ceux à texture fine facilitent la retenue d'eau.

On peut déterminer ces pertes "P" à partir de la formule de Ingham ou celle de Davis et Wilson

- Formule de Ingham :

$$P = 0.55 c \sqrt{d} W L \times 10^{-6} \quad \text{où}$$

d : profondeur d'eau (en mètres)

W : largeur au plan d'eau dans la section transversale (en mètres)

L : longueur du canal (en mètres)

c : coefficient trouvé par Ingham (c = 3.5 en moyenne)

- Formule de Davis et Wilson :

$$P = 0.45 \sqrt{dc} \frac{X L}{4 \times 10^{-6} + 3650 \sqrt{V}} \quad \text{où :}$$

X : périmètre mouillé

V: vitesse moyenne d'écoulement

C: coefficient variable fonction du revêtement ou de la nature du terrain comme indiqué dans le tableau ci-dessous:

Valeurs de C

- C = 1 pour des revêtements en béton de 75 à 100 mm d'épaisseur
- C = 4 pour des revêtements en argile corroyée de 150 mm d'épaisseur
- C = 5 pour des revêtements bitumineux légers
- C = 8 pour des revêtements en argile corroyée de 75 mm d'épaisseur
- C = 10 pour des revêtements minces au bitume ou au mortier de ciment
- C = 12 pour des canaux non revêtus en terrain argileux
- C = 15 pour des canaux non revêtus en terrain limono-argileux
- C = 20 pour des canaux non revêtus en terrain de limons moyens
- C = 25 pour des canaux non revêtus en terrain limono-sableux
- C = 30 pour des canaux non revêtus en terrain sablo-limoneux
- C = 40 pour des canaux non revêtus en terrain de sable fin
- C = 50 pour des canaux non revêtus en terrain de sable de grosseur moyenne
- C = 70 pour des canaux non revêtus en terrain de sable et de graviers

Fig 3.4: (ref 3)

Pratiquement, on adopte les pertes suivantes qui constituent de bonnes moyennes:

Nature du terrain	Pertes en m ³ par 24 heures et par m ² de paroi mouillée
Argileux imperméable	0,09
Argilo-limoneux ordinaire	0,18
Argilo-sableux, conglomérats	0,25
Sablo-argileux	0,40
Sableux	0,50
Sables et graviers, alluvions	0,70
Graveleux et poreux	1,00
Graviers très perméables	1,80

Fig 3.5: (ref 3)

Au total, les pertes dans les canaux varient dans de larges limites, de 5% à 40%; en moyenne pour

un avant-projet sommaire, on prendra de 10% à 20%.
Les pertes par évaporation qui se manifestent dans les
caneux sont de peu d'importance : 1% à 2% et peu-
vent être négligées au regard des pertes par percolation.

IV/ Environnement socio-économique du P.D.I.K.M.S.

Keur Momar Sarr est une petite localité située au Nord-Est de Louga, à cinquante kilomètres de cette ville et à l'extrémité Sud du lac de Guiers.

L'arrondissement qui porte son nom est le plus important du Département de Louga, aussi bien par son étendue que par sa population.

La communauté rurale de Keur Momar Sarr comprend l'ensemble des huit villages situés autour de la partie septentrionale du lac de Guiers. Les villages les plus importants de cette Communauté rurale sont Keur Momar Sarr, Gankett Bala et Diaminar.

Le Projet de Développement Intégré de Keur Momar Sarr rassemble l'ensemble des villages de la Communauté rurale. Identifié par le Centre d'Expansion Rural de Keur Momar Sarr, le PDIKMS est financé et co-dirigé avec le chef du C.E.R par le Church World Service qui est un organisme non gouvernemental de bienfaisance.

La vocation première du PDIKMS est de sensi-

biliser les populations locales sur les problèmes qui les menacent ou face auxquels elles sont confrontées, de les encadrer et de les former dans les différents secteurs de développement par la promotion de certains secteurs tels que l'alphabétisation, les soins de santé primaire, le maraîchage, l'artisanat, l'élevage, etc...

Son but est de parvenir à permettre aux autochtones de gérer leurs propres biens et de pouvoir revaloriser leur propre développement.

La zone de Keur Momar Sarr, comme toutes les zones de la région Nord du pays, fait face depuis plus d'une décennie à une sécheresse alarmante. Pour des populations à vocation agro-pastorale comme celles-ci, cette situation qui ne cesse de s'empirer prend les allures d'une catastrophe.

La principale activité des populations était l'agriculture, l'élevage, avec la pluie, et la pêche sur le lac. Avec l'ère de la pénurie des pluies les troupeaux sont presque totalement desséchés et l'agriculture pluviale disparaît. Ce fut à la culture de décrue, sur les rives du lac, pendant la saison sèche, de prendre le relais. Mais la réa-

V/ Bases de conception

La conception d'un système d'irrigation, pour être fiable et économique, doit se baser sur une connaissance certaine de l'ensemble des phénomènes qui peuvent influencer sur son bon fonctionnement.

Ainsi il importe de connaître la topographie du terrain à aménager, le type de sol et ses caractéristiques, le cours du lac de Guiers dans le temps et dans l'espace mais aussi les données socio-économiques et culturelles des principaux intéressés car le système à concevoir devra intégrer dans sa réalisation, son exploitation et son entretien les populations locales. Ce système devra promouvoir un nouveau type d'exploitation qui doit s'intégrer au mieux aux habitudes des villageois tout en leur permettant d'évoluer vers une agriculture plus moderne et plus productive.

C'est pourquoi une sensibilisation poussée des populations locales sur la nature du projet et leur propre implication dans son cheminement futur est indispensable.

C'est ainsi que le plan de travail suivant a été

adoptée :

- Rencontres avec les populations locales
- Identification et études topographiques des périmètres maraîchers à aménager
- Recherches sur le cours du lac de Guiers
- Etudes géotechniques
- Etude du tracé et la conception des canaux d'alimentation de chaque périmètre
- Localisation du tracé des digues de protection et leur conception
- Définition du mode de réalisation des canaux et des digues
- Estimation du coût du projet.
- Recommandations.

VI/ Etudes topographiques des périmètres de Diaminar et Gankett Bala:

La topographie du périmètre maraîcher est une donnée de première importance dans le choix du tracé des canaux d'alimentation et le choix du système d'exploitation.

VI-1/ Méthode de relevés topographiques:

Pour les études topographiques, l'emploi d'une méthode de travail rapide et suffisamment précise était recommandée. C'est ainsi que l'utilisation du nivellement trigonométrique que nous exposons ci-dessous, fut très adaptée.

A). Procédure:

a) - Polygonation:

- Définir et piqueter les sommets du polygone représentatif du terrain

- Prendre l'angle intérieur de chaque sommet avec les sommets adjacents.

- Mesurer la distance entre les sommets successifs.

b) Nivellement

1) - Définir un repère fixe quelconque d'altitude arbitraire

- 2)- Placer le théodolite à un sommet du polygone
- 3)- Mesurer la hauteur de l'appareil
- 4)- Placer d'abord la mire sur le repère
- 5)- Viser la mire avec la lunette du théodolite et prendre la lecture - du fil central (t)
 - des fils supérieur et inférieur
 - de l'angle horizontal (θ)
 - de l'angle vertical (φ)
- 6)- Déplacer la mire en la stationnant, suivant la nature du terrain, à des points intéressants
- 7)- Reprendre les opérations 5) et 6) -
- 8)- En cas de nécessité, changer le point de stationnement de l'appareil en prenant soin de viser le nouveau point de stationnement auparavant.
- 9)- Reprendre les opérations de 1) à 7)

B) Méthode de calcul :

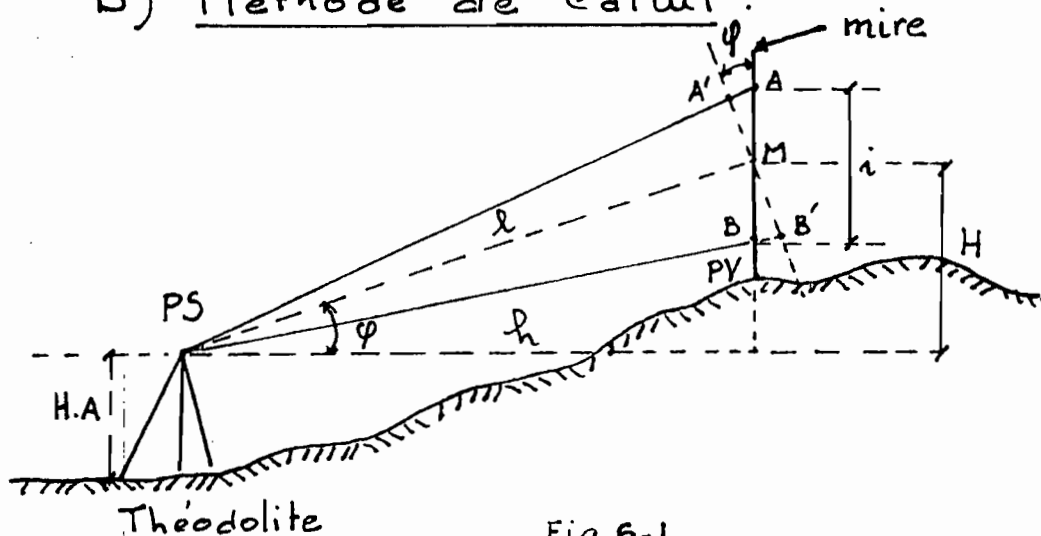


Fig 6.1

$$l = K i \cos \varphi + C \quad \text{ou}$$

K : facteur de stadia - dépend de l'appareil.

C : constante de stadia - dépend de l'appareil.

Pour les appareils modernes à mise au point interne : $K = 100$ et $C = 0$

$$\text{d'où } l = 100 i \cos \varphi$$

en posant le nombre générateur $g = 100 i$ on a :

$$l = g \cos \varphi$$

en posant $\alpha = |100 - \varphi|$ avec φ exprimé en grades

$$\text{on a : } l = g \cos \alpha.$$

La distance ramenée à l'horizontal :

$$h = l \cos \alpha = g \cos^2 \alpha = D$$

$$\text{donc } D = g \cos^2 \alpha.$$

La dénivellée H :

$$H = l \sin \varphi = g \cos \varphi \sin \varphi = \frac{1}{2} g \sin 2\varphi$$

$$H = 0.5 g \sin 2\varphi$$

$$Z_{pv} = Z_{ps} + H.A + H - t \quad \text{ou}$$

Z_{pv} : Altitude du point visé

Z_{ps} : Altitude du point de stationnement de l'appareil

H.A : Hauteur de l'appareil

H : dénivellée

t : lecture du fil central de l'appareil

Cette équation représente l'équation de base de la méthode pour la détermination de l'altitude des différents points visés.

En posant l'altitude du niveau de l'appareil

$$A.N = Z_{PS} + H.A \text{ on obtient:}$$

$$Z_{P.V} = A.N + H - t$$

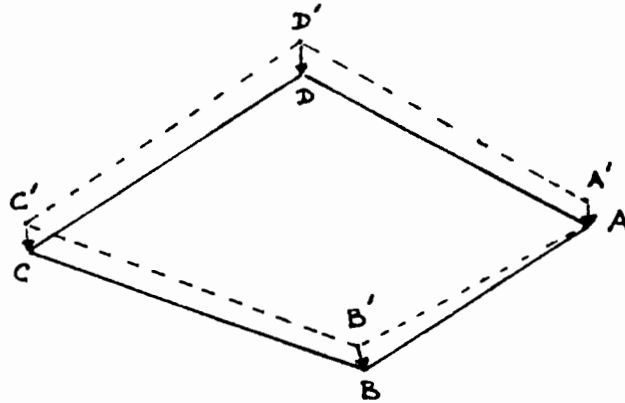
c) Correction des erreurs de manipulation:

Avant la mise en plan des résultats il est nécessaire de déterminer les erreurs de fermeture aussi bien angulaire que linéaire de la polygonation et d'effectuer la compensation. Il existe différentes méthodes de compensation des erreurs selon que c'est la mesure des angles qui est plus précise que celle des distances ou vice-versa. Duquette et Lauzon⁽¹⁷⁾ présentent deux méthodes de compensation: la méthode du "transit rule" et celle du "compass rule". Les principes de base de ces méthodes sont les suivants:

a) Méthode du "transit rule":

Dans un polygone comme celui qui suit, le point A' ne coïncide pas avec le point A de

départ.



Dans cette méthode de compensation, la répartition de l'erreur de fermeture se fait en fonction des projections ΔX et ΔY sur les axes rectangulaires. Cette méthode privilégie les directions parallèles aux axes.

$$\text{corr'n } \Delta X_B = [\Delta X] \frac{\Delta X_{AB}}{[|\Delta X|]}$$

$$\text{corr'n } \Delta Y_B = [\Delta Y] \frac{\Delta Y_{AB}}{[|\Delta Y|]}$$

$$\text{corr'n } \Delta X_C = [\Delta X] \left(\frac{|\Delta X_{AB}| + |\Delta X_{BC}|}{[|\Delta X|]} \right)$$

$$\text{corr'n } \Delta Y_C = [\Delta Y] \left(\frac{|\Delta Y_{AB}| + |\Delta Y_{BC}|}{[|\Delta Y|]} \right)$$

Cette méthode est quelquefois utilisée lorsque les angles sont définitivement mesurés avec plus de précision que les distances.

b). Méthode du "compass rule":

Dans cette méthode, on trouve la grandeur et la

direction AA' de l'erreur de fermeture. On déplace parallèlement à l'erreur de fermeture, chaque sommet d'une distance proportionnelle à la longueur cumulée des côtés.

$$BB' = AA' \left(\frac{AB}{\text{périmètre}} \right)$$

$$CC' = AA' \left(\frac{AB + BC}{\text{per.}} \right)$$

etc.

Les calculs se font, généralement, par coordonnées à chacun des sommets, successivement et cumulativement. La correction est alors faite directement sur les axes ΔX et ΔY de chacun des côtés.

$$\text{corr'n } \Delta X_{AB} = [\Delta X] \left(\frac{AB}{\text{per.}} \right)$$

$$\text{corr'n } \Delta Y_{AB} = [\Delta Y] \left(\frac{AB}{\text{per.}} \right)$$

$$\text{corr'n } \Delta X_{BC} = [\Delta X] \left(\frac{BC}{\text{per.}} \right)$$

$$\text{corr'n } \Delta Y_{BC} = [\Delta Y] \left(\frac{BC}{\text{per.}} \right)$$

etc.

Les corrections des sommets, par exemple le point C, deviennent:

$$\text{corr'n } \Delta X_c = [\Delta X] \left(\frac{AB + BC}{\text{per.}} \right)$$

$$\text{corr'n } \Delta Y_c = [\Delta Y] \left(\frac{AB + BC}{\text{per.}} \right)$$

Cette méthode qui est la plus utilisée est surtout recommandée lorsque les mesures de distances et d'angles sont homogènes.

C'est cette dernière méthode de compensation des erreurs de fermeture des polygones qui a été utilisée lors des calculs des résultats des relevés topographiques des périmètres de Diaminar et Gankatt Bala.

D) Mise en plan des courbes de niveau.

Le calcul des coordonnées des sommets de chaque polygone, après compensation des erreurs de fermeture, permettra de dessiner le polygone sur du papier transparent de grand format. La localisation de tous les points pris sur le terrain grâce à l'angle horizontal θ lu au théodolite et la distance horizontale D calculée ainsi que la détermination de l'altitude z calculée par rapport à un repère fixe arbitraire, permettront de tracer les courbes hypsométriques.

E) Précision des travaux de topographie et réalisation des plans:

Pour le périmètre de Diaminar, nous avons considéré un polygone de quatre (4) sommets, de 937.119m de pourtour. Nous avons obtenu une précision de 0.018 grade d'erreur de fermeture angulaire et pour l'erreur de

fermeture linéaire : $\Delta X = 0.185\text{m}$ et $\Delta Y = -0.181\text{m}$.

- Quant au périmètre de Gankelt Bala dont le polygone compte sept sommets et dont le pourtour mesure 1141.274m , nous avons fait une erreur de fermeture angulaire de 0.032 grades et une erreur de fermeture linéaire de $\Delta X = -0.876\text{m}$ et $\Delta Y = 0.214\text{m}$.

La précision ainsi obtenue est assez bonne.

La mise en plan des courbes hypsométriques a été réalisée à l'échelle de $1:500$ sur format A1.

F) Matériel nécessaire :

Topographie :

- un théodolite et ses accessoires
- une mire
- trois jalons
- une chaîne de 30m ou plus
- un décimètre
- deux marteaux
- des piquets
- un clinomètre
- une boussole

Dessin :

- une table de dessin
- une règle graduée



- une équerre
- un rapporteur
- deux compas (une petite et une grande)
- des crayons et plusieurs mines
- des plumes et de l'encre de chine
- du papier transparent.

VII/ Présentation des périmètres maraîchers:

VII-1/ Périmètre maraîcher de Diaminar

Le village de Diaminar est situé à quinze (15) kilomètres environ au Nord du village de Keur Momar Sarr, sur la rive Est du lac.

Le périmètre identifié sur les lieux se situe entre le village et la rive du lac sur une bande de 500 m à 600 m environ. Sa longueur est actuellement limitée à 600 m environ, mais elle pourrait être prolongée sur plus d'un kilomètre. Ainsi une superficie de près de 30 ha est ainsi protégée du bétail par une clôture en barbelés réalisée par le PDIKMS.

Le périmètre comprend trois (03) zones particulières:

- une première zone située sur les abords immédiats du lac est constituée par une bande de sol alluvionnaire. Elle était réservée à la culture traditionnelle de décrue. Sa largeur varie entre 50 m et 100 m.

- une seconde zone, adjacente à la première, est constituée d'un bassin large de près de 100 m.

C'est une zone qui, dans le passé, était victime d'une série d'inondations en période de crues. Ainsi le sol est salé aujourd'hui, à cause de l'inexistence du drainage, et est devenu impropre à la plupart des cultures.

- La troisième zone se situe au-delà des deux premières et s'étend sur une bande large de près de 400 m. Elle est constituée essentiellement d'un sol superficiel sablonneux très adaptée au maraîchage. C'est cette dernière zone, tant convoitée par les villageois, qui fait l'objet du présent projet d'aménagement. Elle offre une superficie exploitable d'environ 20 ha, par un système d'irrigation adapté. Une exploitation rationnelle de ce périmètre permettrait à toute la population de Diaminar de s'occuper toute l'année et de trouver ainsi un moyen de soulagement.

Le périmètre de Diaminar est une plaine relativement plate, ne présentant qu'une dénivellation de 1.5 m sur une largeur de 300 m. Dans le sens de la longueur la dénivellation est presque nulle.

La figure n° 1 de l'appendice n° A permet de mieux voir cela.

VII-2/ Périmètre maraîcher de Gankett Bala:

Le périmètre de Gankett Bala comprend la même structure que celui de Diaminar sauf qu'ici la zone de culture à aménager se situe à 200 m environ sur un plateau percé par deux vallées. Elle est séparée de la zone d'inondations, au sol salé, par une élévation

la long du périmètre.

- la bande réservée aux cultures de décrue est large d'environ 50m le long de la rive.

- La zone salée s'étend sur une largeur de 150m et s'engouffre dans un bassin.

- L'aménagement est prévu au-delà de la zone salée, sur un plateau situé à 3 à 5m d'altitude par rapport au niveau de l'eau actuel du lac. Cette zone s'étend sur près de 1000m de long et 500m de large, soit une surface exploitable d'environ 50ha. Mais la première phase d'aménagement ne portera que sur près de 10ha.

Le village de Gankett Bala est situé également sur la rive Est du lac, au Nord de Keur Momar Sarr et à 09km de cette localité.

Le périmètre se situe au Sud-Ouest du village, à 500m vers le lac. Il est également protégé contre les animaux par une clôture en barbelets.

La figure n° 1 de l'appendice n° B donne le plan de ce périmètre.

VIII / Etudes géotechniques

VIII-1 / Introduction :

Dans le cadre des travaux de ce genre, il est important de mener des études géotechniques pour savoir la nature du sol sur lequel on doit travailler mais aussi pour pouvoir l'utiliser d'une manière efficiente. C'est ainsi que la perméabilité du sol des périmètres marchers est un paramètre qu'il est intéressant de connaître, de même que la teneur en argile du sol, l'"optimum proctor" pour le compactage, etc...

VIII-2 / Etude de la perméabilité :

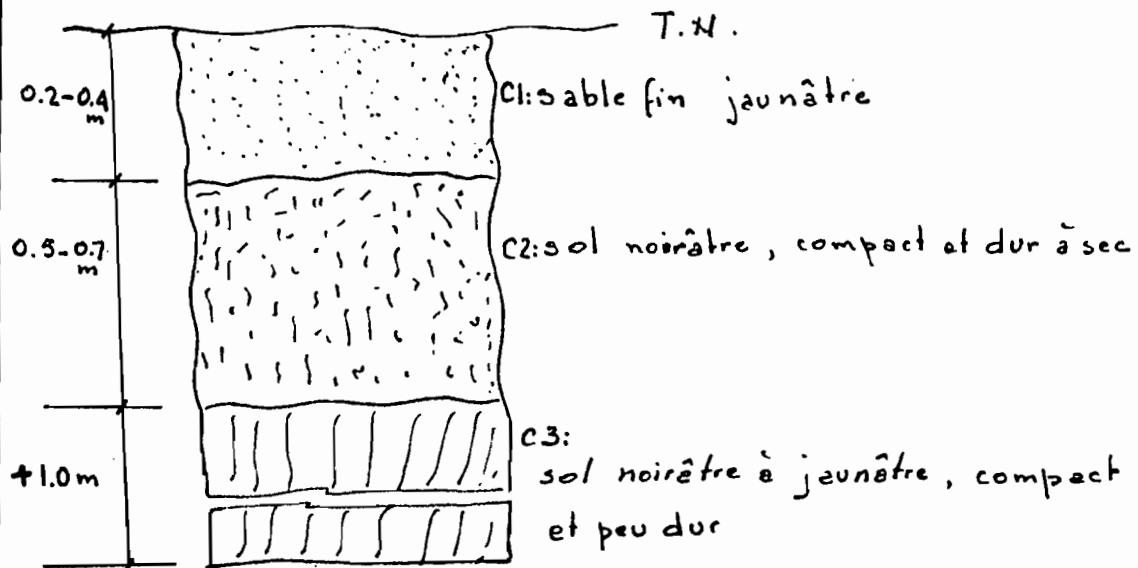
L'importance de la détermination de ce paramètre a été développée plus tôt, au début de ce rapport. C'est pour quoi nous ne ferons ici que relater les tentatives que nous avons essayé pour déterminer le coefficient de perméabilité du sol.

Il était peu fiable de tenter de faire des analyses de perméabilité au laboratoire car le matériel d'essai ne permet pas de se rapprocher, durant les essais, des conditions réelles du site. C'est ainsi que nous avons tenté de faire des essais in-situ qui seraient beaucoup plus proches de la réalité. Mais l'exécution de ces essais se sont avérés si délicats que les résultats obtenus sont peu

vraisemblables.

A la suite de ces tentatives nous avons fait des analyses d'utilité, des ouvrages à faire sur les lieux.

En effet la coupe géologique du terrain se présente comme suit :



Le fond des canaux à exécuter doit se situer au niveau de la couche C3 et la surface libre de l'eau dans les canaux au niveau de la couche C2 en général.

Au début des opérations les canaux, en communication avec la lée, laissent s'infiltrer une bonne quantité d'eau, jusqu'à son niveau de saturation. Au-delà de cette limite, les quantités d'eau qui s'infiltreront seront négligeables, à l'image du fond du lac lui-même.

III.3/Analyses granulométriques

Ces essais ont une importance non négligeable en la circons-

tance. En effet les canaux à exécuter sont entièrement contenus dans les couches C2 et C3 définies ci-dessus. Etant donné que ces canaux sont non recouverts, leur stabilité est fonction de la cohésion du sol qui les contient. Plus ce sol est riche en argile, plus il est cohésif et mieux il est stable.

Les analyses granulométriques ont donné les résultats suivants :

- couche C2: sol entièrement silto. argileux à 37% d'argile
- couche C3: sable silteux à 12% d'argile.

Comme on pourrait le constater le fond des canaux n'est pas très riche en argile, ce qui pourrait occasionner une faible résistance à l'érosion engendrant une stabilité faible. Donc l'exécution des travaux doit être suivie avec attention. En cas de risque d'éboulement on pourrait renforcer le fond des canaux avec le sol de la couche C2 excavé.

Les résultats complets des analyses granulométriques sont exposés en annexe V.

VIII-4/ Essais de compactage:

Les essais de compactage sont des tests géotechniques particulièrement importants, surtout pour des travaux de digues, barrages, etc...

En effet le compactage c'est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol.

Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation de la densité sèche γ_d en fonction de la teneur en eau w , on obtient une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle OPTIMUM PROCTOR. Ce point indique, pour un sol donné, la teneur en eau pour laquelle le compactage est optimal.

L'optimum Proctor est influencé par la nature du sol et l'énergie de compactage.

Le compactage permet d'augmenter le degré d'orientation des particules d'un sol, d'abaisser les tensions interstitielles, de réduire la perméabilité, de diminuer la compressibilité et l'aptitude au gonflement, d'augmenter la résistance etc...

Pour la réalisation des digues à Gankott Bala, le matériau d'emprunt sera le sol de la couche C2 (sur place) dont l'optimum proctor est de : $\gamma_d = 2.248 \text{ t/m}^3$ et $w\% = 15.75$

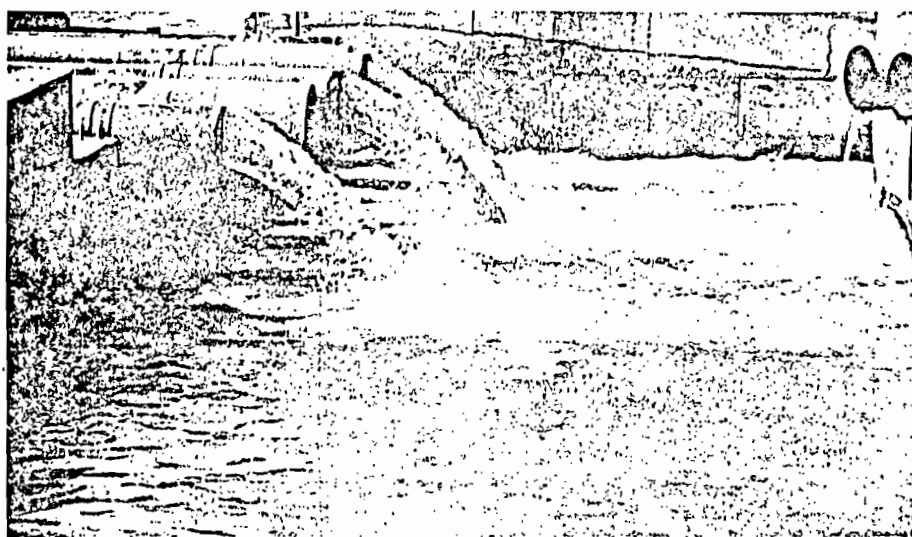
Les détails de l'essai sont donnés en annexe #V.

IX/ Recherches sur le cours du lac de Guiers:

IX-1/ Recherches générales:

Le lac de Guiers est un grand réservoir au Sud du Fleuve Sénégal et alimenté par celui-ci. Situé à 17 km des rives du Fleuve au niveau de Richard Toll, il s'étend jusqu'à Keur Momar Sarr où il est arrêté par la digue de Mérinaghène.

La variation du cours du lac suit dans l'ensemble celle du Fleuve Sénégal. En saison des pluies le Fleuve se remplit et alimente le lac par l'intermédiaire du canal de la TAOUËY. Par contre, en saison de basses eaux ou saison sèche les vannes du canal sont fermées et la station de pompage de Ndombo assure le remplissage du lac à partir de la Taouey.



Station de Ndombo pour le remplissage du lac de Guiers à partir de la Taouey. (ref 10)

Ainsi on peut observer sur le lac une augmentation de son niveau de Juillet à Octobre suivi d'une période de stabilisation jusqu'en Décembre, période à partir de laquelle le niveau commence à baisser à cause de l'effet conjugué de la baisse du niveau dans le Fleuve, des phénomènes d'évaporation, d'évapo-transpiration, d'évaporation et d'infiltration. La profondeur du lac varie beaucoup au cours de l'année. La moyenne se situe à 1.80 m sous IGN.^(r.10)

Les cours du lac de Guiers, après l'avènement des barrages de Diama et de Manantali sont exposés dans le projet de fin d'Etudes de MM. Malèye DIOP et Allassane NDAO sur les variations du niveau du lac de Guiers...

IX.2/Caractéristiques du lac de Guiers dans la zone de Keur Momar Sarr.

Dans la partie septentrionale du lac, le niveau de l'eau qui pouvait atteindre une profondeur de 2.00m en septembre peut baisser jusqu'à l'assèchement complet en Mai-Juin, dépendamment de la pluviométrie. Cette dernière a varié de 1980 à 1984 de 313.2 mm à 63.4 mm respectivement.

La réalisation du "bouchon de Kheune" en 1983 et en 1984 a permis de rétablir l'alimentation correcte

du lac au niveau de Keur Momar Sarr.

Au niveau de Diaminar des sondages faits en septembre 1984 ont révélé une profondeur de 1.26 m. C'était avant la réalisation du bouchon de Kheune. Après la réalisation de celui-ci le niveau est monté à 1.50 m environ de profondeur. Puisque, d'après les paysans consultés, le niveau du lac était moins élevé après la réalisation du bouchon de Kheune en 1983 et que il n'y a pas eu d'assèchement, alors sans risque de se tromper on peut croire qu'il y aura en permanence de l'eau dans le lac jusqu'en saison humide. Mais pour estimer le taux de variation du niveau on peut supposer une baisse régulière de 1cm/jour après la stabilisation du niveau (ref: Directeur Usine des eaux de la SONEES, M. SECK).

8/ Conception du système d'alimentation des périmètres maraîchers:

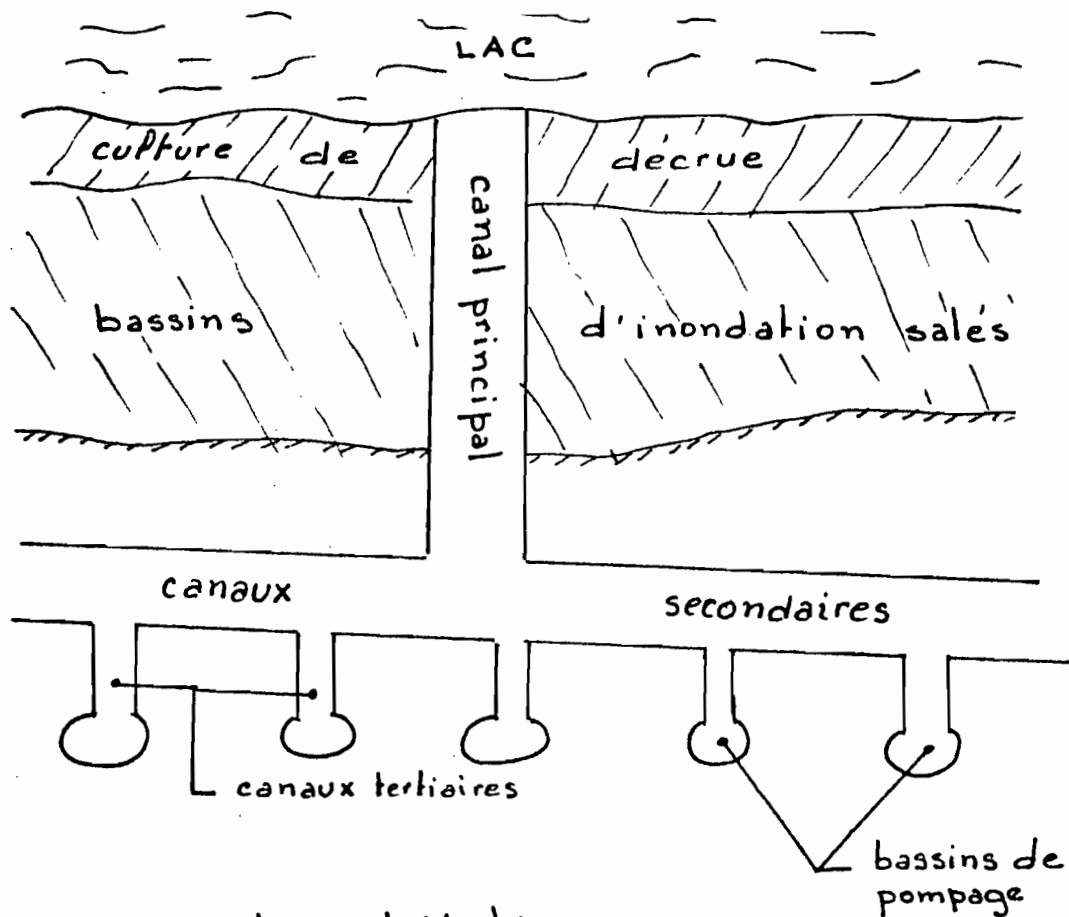
8-1/ Périmètre de Diaminar:

C'est un réseau d'alimentation du périmètre, de canaux en terre qui puisse permettre une exploitation efficiente de la culture irriguée, que nous nous devons de définir. Ce système devra, le plus possible, respecter les principes de base d'un aménagement rural. Ces principes ont été exposés plus tôt.

8-1-1/ Tracé des canaux d'alimentation:

Le tracé des canaux d'alimentation des périmètre maraîcher s'inspire du plan topographique de ce périmètre et de la délimitation des zones de culture. Ainsi on cherche les axes sur lesquels l'écoulement de l'eau vers les zones d'exploitation est facilité et la profondeur des canaux minimisée. C'est ainsi que pour Diaminar nous avons adopté un système en "T" qui comprend un long canal principal d'amenée qui part du lac jusqu'au périmètre à irriguer et deux canaux secondaires de réception et de stockage des eaux d'irrigation. Sur les canaux secondaires devront être branchés les canaux tertiaires qui alimenteront les bassins de pom-

page où seront installées des pompes manuelles, "type SAHORE", fabriquées dans le cadre du PDIKMS.



zone d'exploitation

La longueur du canal principal sera d'environ 300 m et celle des canaux secondaires sera aussi de 300 m. Quant aux canaux tertiaires une longueur de 10 m est suffisante pour chacun.

L'exécution du tracé sur le terrain par le piquetage de l'axe des canaux se fera à partir des coord.

données prises sur le plan topographique et liées à des points sur le terrain tels que les sommets du polygone de nivellement ou du repère de nivellement.

2-1-2/ Caractéristiques géométriques des canaux:

Le choix de la géométrie des canaux et de ses dimensions doit être tel que l'alimentation en eau des périmètres soit satisfaisante toute l'année.

Etant donné que le système conçu est tel que les canaux sont alimentés directement et gravitairement par le lac, la vitesse d'écoulement de l'eau dans les canaux doit être suffisamment faible pour éviter le transport de matériaux et l'accélération de l'érosion du fond des canaux. Comme il a été exposé plus tôt, le fond des canaux est constitué par du sable silto-argileux peu cohésif à du silt argileux plus cohésif. C'est ainsi que nous avons adopté une pente du radier des canaux de 0.08% pour le canal principal et 0.03% pour les canaux secondaires. Le fond du radier, à la tête morte du canal principal, doit se situer à 0.50m du fond de l'eau dans le lac pour éviter l'introduction massive des particules en suspension, dans l'eau des canaux.

Quant à la section transversale des canaux, elle

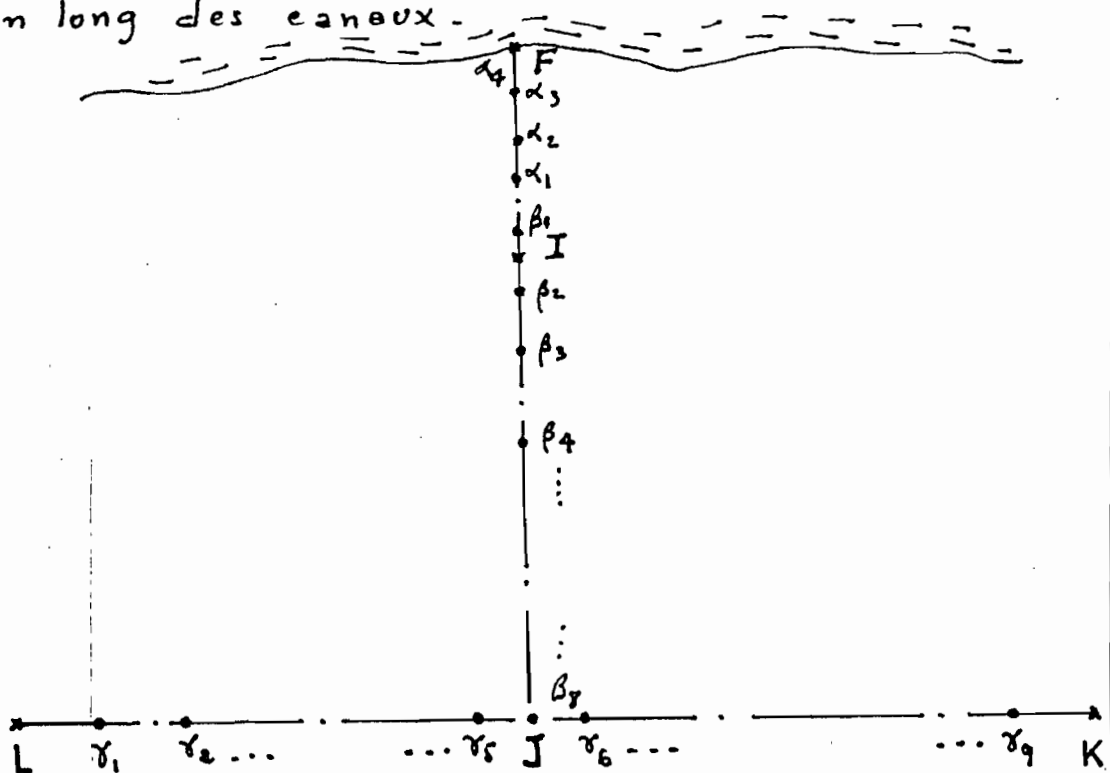
est trapézoïdale pour assurer la stabilité des talus et éviter ainsi l'écroulement, suite à l'écoulement de l'eau avec des vitesses importantes. Ainsi le radier $b = 1.00\text{ m}$ et la pente latérale $\alpha = 30^\circ$

Le profil en long des canaux est donné dans l'appendice n° A figures # 2 et 3

Le profil transversal des canaux est donné dans l'appendice n° A figure n° 4

X-1.3/ Procès verbal de piquetage de l'axe des canaux:

Il définit le piquetage de l'axe des canaux ainsi que les profondeurs des déblais, à partir des profils en long des canaux.



Axe " J.I.F "

Points	Longueur des intervalles (m)	Longueur cumulée (m)	Profondeur de déblai (m)	Observations
β_9 (J)	30.00	30.00	1.90	
β_7	"	60.00	1.70	
β_6	"	90.00	1.64	
β_5	"	120.00	1.50	
β_4	"	150.00	1.44	
β_3	"	180.00	1.41	
β_2	17.60	197.60	1.40	
I	12.40	210.00	1.36	
β_1	17.60	227.60	1.37	
α_1	30.00	257.60	1.22	
α_2	"	287.60	0.68	
α_3	16.00	303.60	0.78	
α_4 (F)			0.80	

Axe "L. J. K"

Points	Longueur des intervalles (m)	Longueur cumulée (m)	Profondeur de déblai (m)	Observations
L	30.00	30.00	2.02	
γ ₁	"	60.00	2.00	
γ ₂	"	90.00	1.88	
γ ₃	"	120.00	1.90	
γ ₄	"	150.00	1.89	
γ ₅	2.50	152.50	1.88	
J	27.50	180.00	1.90	
γ ₆	30.00	210.00	1.94	
γ ₇	"	240.00	2.16	
γ ₈	"	270.00	1.92	
γ ₉	27.00	297.00	2.08	
K			2.08	

Σ-1-4/ Volumes de déblai:

- canal principal (J.I.F): Profondeur moyenne: 1.323 m

Longueur: 303.60 m

Volume de blai: 708.52 m³

- canaux secondaires (L.J.K): Profondeur moyenne: 1.97 m

Longueur: 297 m

Volume de blai: 1251.37 m³

Volume total: 1959.89 m³

2-2/ Périmètre de Gankett Bala:

Le réseau d'alimentation de ce périmètre est défini suivant les mêmes principes de base que celui de Diaminar.

2-2-1/ Tracé des canaux d'alimentation:

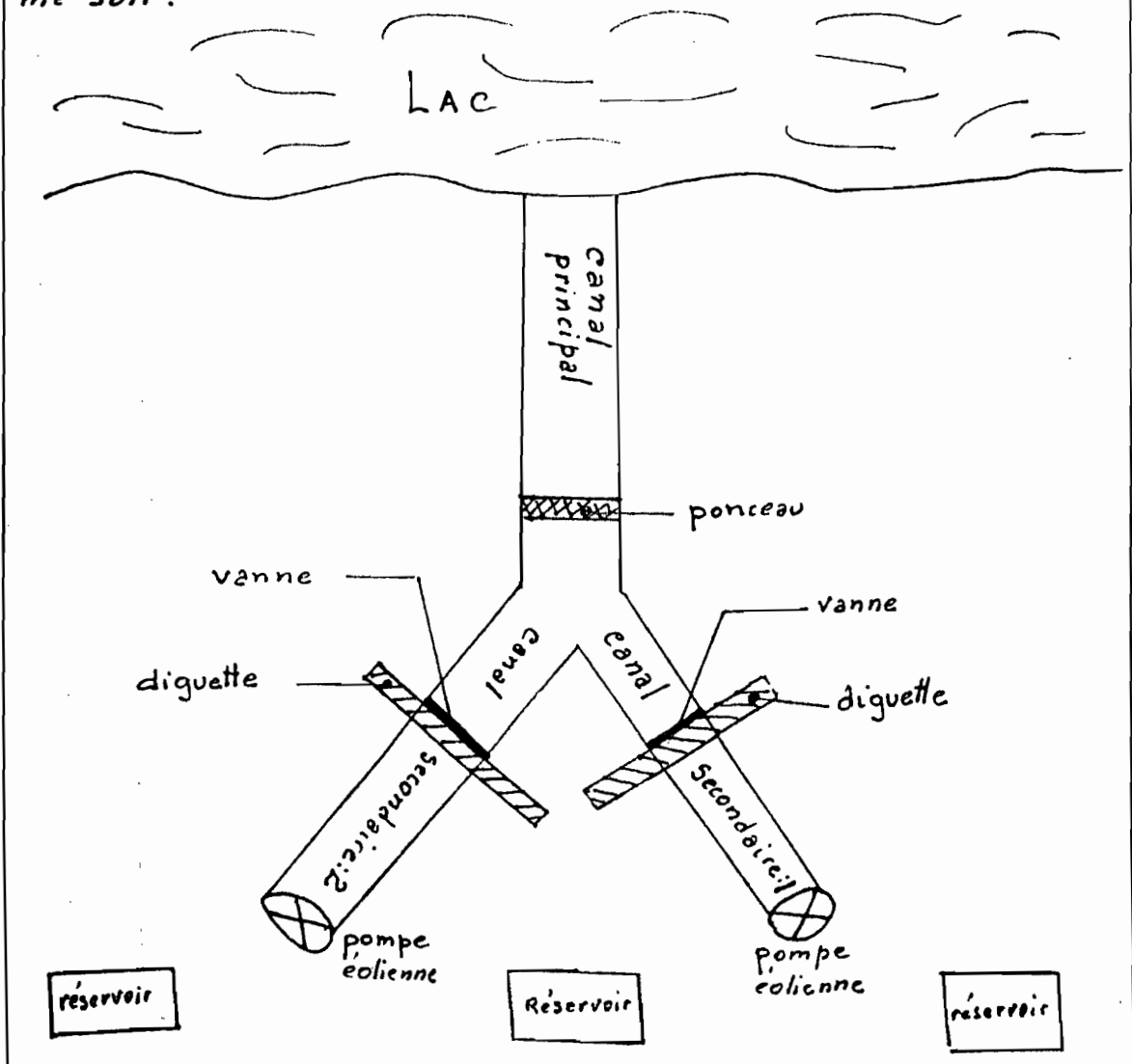
Conformément à la topographie du périmètre maraîcher, nous avons adopté un réseau de canaux en forme de "Y" qui comprend un canal principal ou d'amenée et deux canaux secondaires de réception-stockage à partir desquels devra être branché le réseau d'alimentation des parcelles irriguées. Ce dernier réseau sera constitué de pompes éoliennes (ou moto-pompe) et de bassins ou réservoirs qui irrigueront, par gravité, les parcelles.

L'entête ou la tête-morta du canal d'amenée est située au niveau ou convergent trois (3) bras du lac. Ceci fait de cette zone une zone particulièrement propice parce que suffisamment profonde. La profondeur était estimée, en période de moyenne eau à 1.50 m et peut même dépasser souvent les 2.00 m. Quant aux canaux secondaires, ils s'incrustent, chacun, dans un ravin encadré par des hauteurs importantes. C'est ainsi que l'exploitation du périmètre situé sur ces hauteurs nécessite l'emploi de pompes puissantes telles que les pompes éoliennes ou les moto-pompes à essence. Des réservoirs installés sur les points hauts

et alimentés par ces pompes permettront une exploitation facile et judicieuse des parcelles irriguées.

Pour éviter l'inondation des ravins, une diguette de protection contre les crues sera réalisée à l'entrée de chaque ravin et une vanne sera faite dans chaque canal secondaire, au niveau de la diguette. Et pour faciliter la circulation des personnes sans endommager les canaux, un ponceau sera réalisé sur le canal principal.

Le schéma du système d'alimentation se présente comme suit :



Appendice n° B figure n° 2 :
 profils en long des canaux.

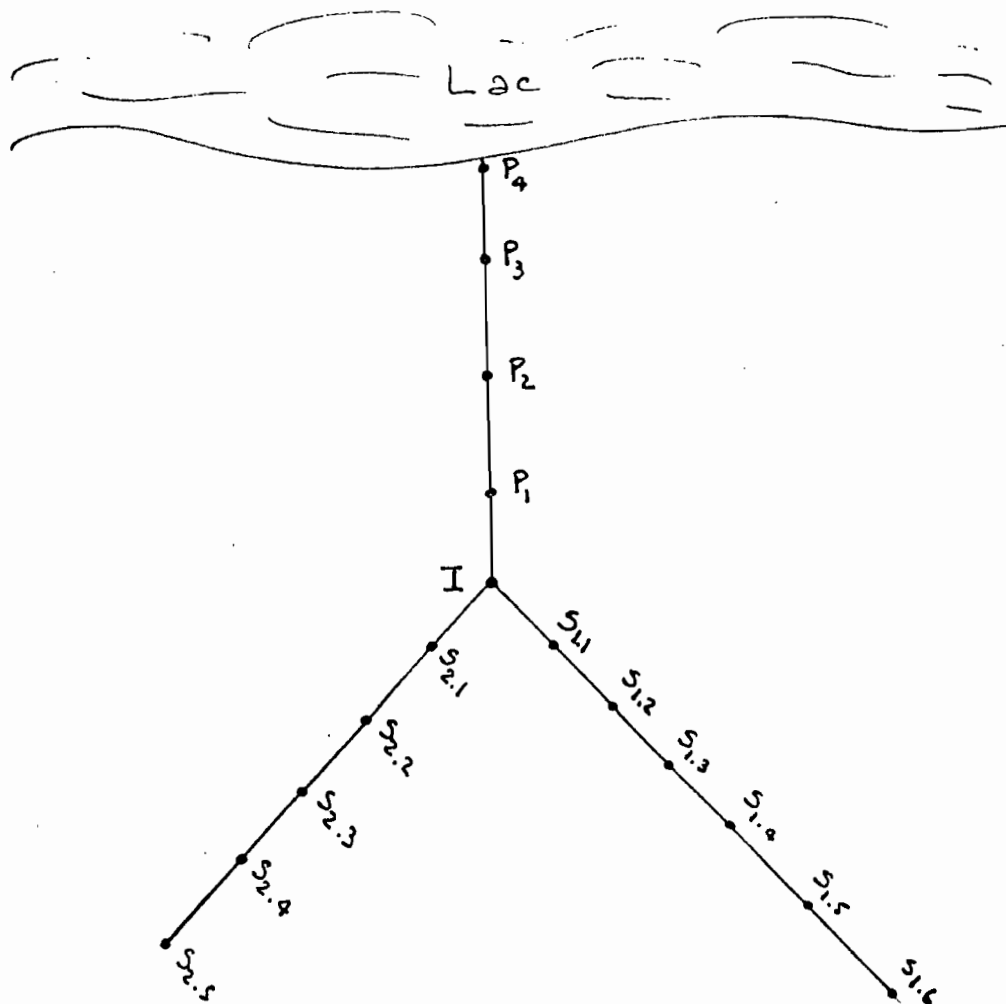
Appendice n° A figure n° 4 :

Profil transversal des canaux :

L'homogénéisation de ces données facilite l'exécution
 des travaux.

2.2.3/ Procès-verbal de piquetage de l'axe des canaux :

C'est un réseau de piquetage indiquant les profondeurs
 d'excavation au niveau de différents points de l'axe des canaux.



canal secondaire #2.

Points	Longueur des intervalles (m)	Longueur cumulée (m)	Profondeur de déblai (m)	Observations
I	30.00	30.00	2.16	
S2.1	30.00	60.00	1.88	
S2.2	30.00	90.00	1.22	
S2.3	30.00	120.00	1.26	
S2.4	30.00	150.00	2.00	
S2.5			2.06	

̄-2.4/ Volumes de déblai:

- canal secondaire #2: Profondeur moyenne: 1.76 m
Longueur: 150 m
Volume déblai: 532.26 m³
- canal secondaire #1: Profondeur moyenne: 1.61 m
Longueur: 180 m
Volume déblai: 559.18 m³
- canal principal: Profondeur moyenne: 1.844 m
Longueur: 120 m
Volume déblai: 456.86 m³

Volume total: 1548.30 m³

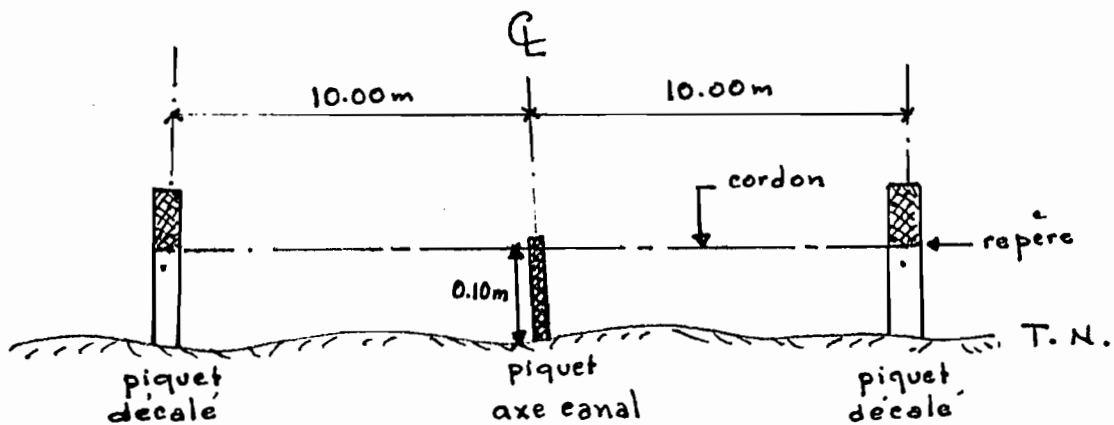
XI / Modes de réalisation des ouvrages:

XI-1/ Exécution des canaux:

L'° exécution des canaux devra être faite par les populations locales elles-mêmes avec l'intervention du minimum de matériel extérieur, et à la main.

XI-2/ Piquetage des canaux:

Après la réalisation des profils et l'établissement des procès verbaux de piquetage, il convient, avant d'entamer les travaux d'excavation de faire le "piquetage décalé" de l'axe des canaux car les piquets axiaux sont appelés à disparaître pendant le déblayage des canaux. Les piquets décalés permettront de vérifier la conformité des travaux avec ce qui a été prévu. Ainsi ces piquets décalés doivent ^{être} bien protégés jusqu'à la fin des travaux. Le piquetage devra se faire comme suit:



- Au niveau de chaque piquet axial, tracer une ligne particulière perpendiculaire à l'axe du canal avec une équerre.

- le long de cette perpendiculaire, mesurer 10.00 m de part et d'autre du piquet axial et planter un piquet
- joindre les piquets décalés par un cordon tendu qui se situera à 10 cm au dessus du sol au niveau du piquet axial et faire correspondre les extrémités, au niveau des piquets décalés, à un repère bien visible.

Il est recommandé que ces piquets soient en bois plat sur lesquels on peut écrire le repère, la cote, etc... Le métal peut être employé mais avec plus de soins.

II-3/ Déblayage des canaux:

Les travaux de déblai se font en trois phases comme illustrées par les figures n°s 11-1, 11-2, 11-3.

Ce sont successivement les phases I, II et III

Phase I:

- placer sur le terrain naturel (T.N) un piquet de part et d'autre de l'axe pour indiquer la largeur du radier
- Tracer à la pioche les limites de la tranchée en tendant un cordon entre les piquets
- descendre en tranchée verticale jusqu'à la cote du radier.

Phase II:

- A tous les cinq mètres, creuser une tranchée de 0.50 m de large au gabarit définitif du canal.

Modes de réalisation des ouvrages:
schémas:

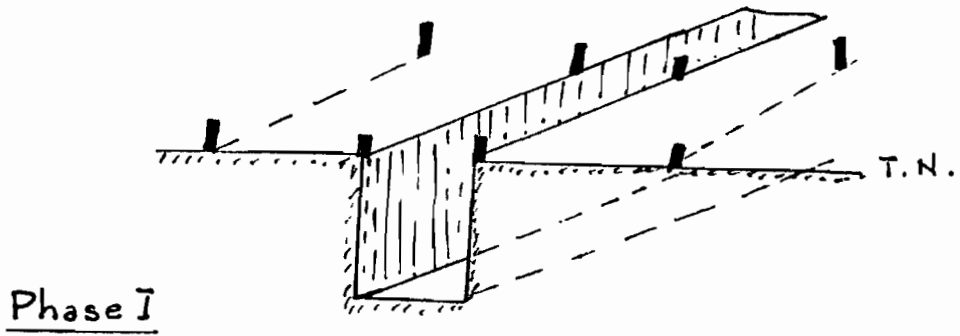


Fig 11.1

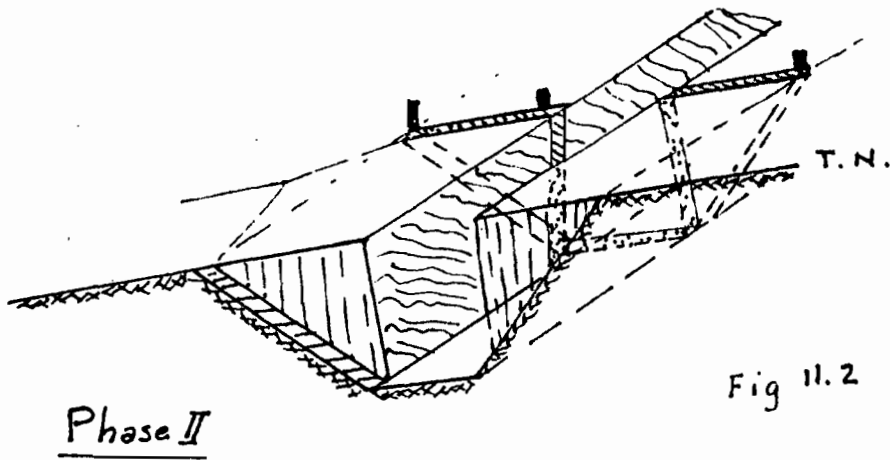


Fig 11.2

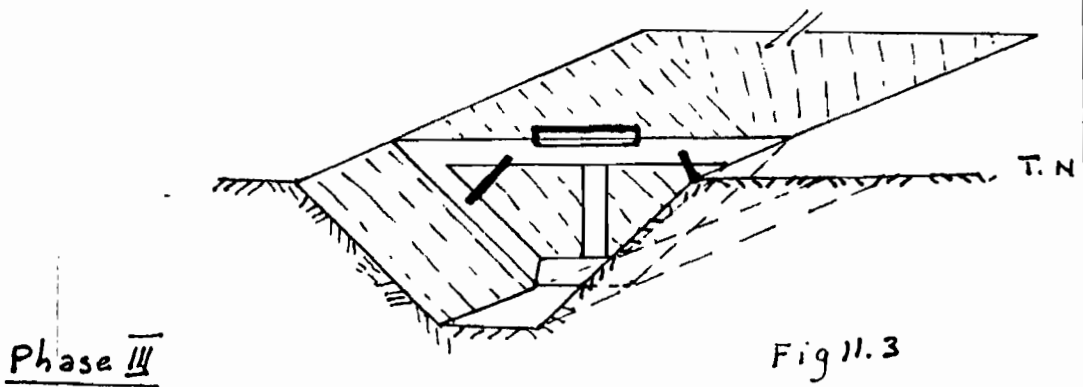


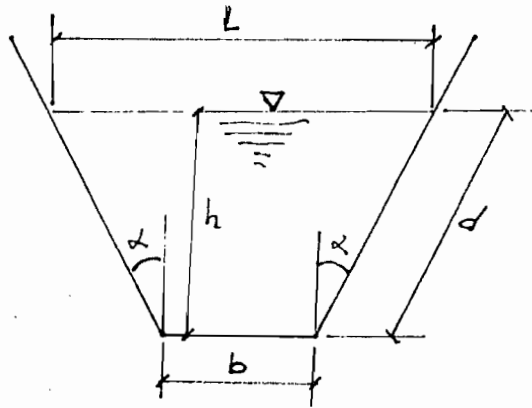
Fig 11.3

Phase III :

- Tracer les bords du canal en tendant un cordon entre les gabarits
- Dégrossir les talus à ± 10 cm (marge de manœuvre)
- Terminer le dressage des talus avec les meilleurs taluteurs en vérifiant très souvent l'inclinaison avec un cordon ou une règle de cinq mètres
- Implanter dans le fond de la fouille, à la profondeur du projet, un piquet d'axe tous les 30 m à 50 m.
- Vérifier la pente du radier entre les piquets au moyen de nivelettes
- Vérifier la section avec le passage d'un gabarit

Pendant les travaux de déblai, les matériaux excavés ne doivent pas être placés à moins de deux mètres de la limite du canal.

XII / Rendements hydrauliques des canaux d'irrigation



Soit Q le débit du canal

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} l^{1/2} A$$

où l : pente longitudinal du canal

A : section mouillée

R_h : Rayon hydraulique.

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$A = bh + \frac{(L-b)}{2} \times h$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(L-b)}{2h} \Rightarrow L = 2h \operatorname{tg} \alpha + b$$

$$\text{d'où } A = bh + h^2 \operatorname{tg} \alpha$$

$$P = b + 2d \quad \text{or} \quad \cos \alpha = \frac{h}{d} \Rightarrow d = \frac{h}{\cos \alpha}$$

$$\text{d'où } P = b + \frac{2h}{\cos \alpha}$$

$$\text{donc } R_h = \frac{bh + h^2 \operatorname{tg} \alpha}{b + \frac{2h}{\cos \alpha}}$$

Pour l'ensemble des canaux le coefficient de Manning à considérer est $n = 0.025$ (cf fig 3.3) et la pente latérale $\alpha = 30^\circ$ et $b = 1.00 \text{ m}$.

XI -1/ Canaux de Diaminar:

. canal principal: à la tête morte du canal principal le niveau moyen de l'eau $h_{\text{moy}} =$ niveau de l'eau dans le lac diminué de 0.50 m soit $h_{\text{moy}} = 1.00 \text{ m}$

La pente longitudinale $\bar{I} = 0.08\% = 8 \times 10^{-4}$

$$P = 1.00 + \frac{2 \times 1.00}{\cos 30^\circ} = 3.24 \text{ m} \quad \text{et } A = 1.00 \times 1.00 + 1.00^2 \operatorname{tg} 30^\circ = 1.51 \text{ m}^2$$

$$R_h = \frac{1.00 \times 1.00 + 1.00^2 \operatorname{tg} 30^\circ}{3.24} = 0.467$$

$$Q = \frac{1}{0.025} \times 0.467^{2/3} \times (8 \times 10^{-4})^{1/2} \times 1.51 = 1.028 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit définit la capacité moyenne de pompage de l'eau des canaux pour l'irrigation.

XII -2/ Canaux de Gankett Bala:

. canal principal: hauteur moyenne de l'eau à la tête morte du canal $h_{\text{moy}} = 1.20 \text{ m}$

La pente longitudinal du canal : $\bar{I} = 8 \times 10^{-4}$

$$P = 1.00 + \frac{2 \times 1.20}{\cos 30^\circ} = 3.69 \text{ m}$$

$$A = 1.00 \times 1.20 + (1.20)^2 \operatorname{tg} 30^\circ = 1.93 \text{ m}^2$$

$$R_h = \frac{1.93}{3.69} = 0.523$$

$$Q = \frac{1}{0.025} \times (0.523)^{\frac{3}{2}} \times (8 \times 10^{-4})^{\frac{1}{2}} \times 1.93 = 1.417 \text{ m}^3/\text{s}$$

Capacité d'exploitation pour l'irrigation: $Q = 1.417 \text{ m}^3/\text{s}$

XIII / Estimation du coût du projet:

A/ Estimation du rendement des déblayeurs:

D'après la référence bibliographique #1:

- en terrain ordinaire : un piocheur et un pelleur peuvent extraire et charger 0.8 à $1.0 \text{ m}^3/\text{h}$

- en terrain léger : un piocheur et deux pelleteurs peuvent extraire et charger 1.5 à $2.5 \text{ m}^3/\text{h}$

- en terrain lourd et humide : deux piocheurs et un pelleteur peuvent extraire et charger 0.4 à $0.6 \text{ m}^3/\text{h}$.

En considérant le terrain des sites du projet comme étant lourd et humide, nous pouvons estimer le rendement des déblayeurs à $0.6 \text{ m}^3/\text{h}$ pour 3 personnes.

Supposons qu'ils travaillent $5 \text{ h}/\text{j}$

Considérons 2 équipes de 15 personnes chacune

Donc chaque équipe déblaie :

$$\frac{15}{3} \times 0.6 \times 5 = 15 \text{ m}^3/\text{j}$$

Soient pour les 2 équipes : $2 \times 15 = 30 \text{ m}^3/\text{j}$

B/ Durée des travaux d'excavation des canaux de :

a) Diaminar Keur Kane:

Volume total de déblai $\approx 1960 \text{ m}^3$

$$\text{durée} = \frac{1960}{30} \approx 65 \text{ jours}$$

En supposant qu'ils travaillent $26 \text{ jours}/\text{mois}$

$$\text{durée} = \frac{65}{26} = 2.5 \text{ mois.}$$

b) - Gankett Bala:

Volume total de déblai $\approx 1550 \text{ m}^3$

durée = $\frac{1550}{30} = 52 \text{ jours}$ soient $\approx 2 \text{ mois}$.

D'après la référence #12 le salaire de base d'un manoeuvre de première catégorie B est de 179.00 CFA/h

soit $179.00 \times 5 = 895.00 \text{ CFA/j}$ ou $23270.00 \text{ CFA/mois}$

Avec 30 personnes, le coût mensuel des travaux de déblai est:

$$23270.00 \times 30 = 698100.00 \text{ CFA}$$

En supposant qu'on adjoigne à ce groupe de travailleurs un chef de chantier (agent maîtrise, catégorie M1) qui est payé 344.74 CFA/h soient 44816.20 CFA/mois

le coût mensuel total total est de : $698100.00 + 44816.20$

$$= 742916.20 \text{ CFA/mois.}$$

Ainsi l'excavation des canaux de :

- Diaminar coûtera :

$$742916.20 \times 2.5 = 1857290.50 \text{ CFA}$$

- Gankett Bala coûtera :

$$742916.20 \times 2.0 = 1485832.40 \text{ CFA}$$

c/ Tableau récapitulatif:

Désignation	Unité	Quantité	prix unitaire CFA	Somme CFA
<u>Périmètre de Diaminar</u>				
Déblai des canaux	Mois	2.5	742 916.20	1 857 290.50
Ponceaux *	U	3	46 724.45	140 173.35
				<u>1 961 464.85</u>
<u>Périmètre de Gankell**</u>				
Déblai canaux	Mois	2.0	742 916.20	1 485 832.40
Ponceaux *	U	1	46 724.45	46 724.45
				<u>1 532 556.85</u>

<u>TOTAL***</u>	-	-	-	<u>3 494 021.70</u>

* : les coûts donnés n'incluent pas le coût de la main d'œuvre mais seulement ceux des matériaux de base.

** : le coût des diguettes n'est pas estimé

*** : le coût total du projet, ainsi donné, ne comprend pas l'équipement des périmètres maraîchers en pompes et autres.

XIV / Conclusion et recommandations:

Le développement et la vulgarisation de périmètres d'irrigation en milieu rural en général, sur les rives du Lac de Guiers en particulier sont urgents pour lutter contre le phénomène de la sécheresse. A cet effet les systèmes d'irrigation et les méthodes d'aménagement des périmètres maraîchers doivent être relativement peu coûteux et techniquement réalisables par les populations locales.

C'est ainsi que les systèmes d'aménagement que nous avons proposés pour les périmètres maraîchers de Keur Mommor Sarr peuvent être totalement réalisés par les paysans locaux.

Réalisé avec l'assistance des populations locales, l'aménagement d'un périmètre maraîcher aura un coût d'exécution relativement faible par rapport à un travail privé, la main d'œuvre n'étant pas une charge en soi.

Le système d'alimentation du périmètre de Diaminar devra permettre une exploitation de 3 à 5 ha avec un débit d'exploitation moyen de $1.028 \text{ m}^3/\text{s}$ alors que celui de Gankett Bala pourra permettre l'irrigation de près de 9 ha avec un débit moyen de $1.417 \text{ m}^3/\text{s}$.

Un programme d'entretien des canaux d'alimentation doit être arrêté conformément aux périodes de culture et

de récolte.

Au niveau de Keur Momar Sarr, une expérimentation des pompes éoliennes TYPE SAHORE ou TYPE DEMPSTER devra être faite au niveau des sites des pompes à Gankett Bala, pour voir la performance de ces appareils par rapport au régime des vents.

La réalisation des digues de protection contre les crues, à Gankett Bala n'est pas urgente. En plus qu'elle doit nécessiter une étude de stabilité, elle doit attendre qu'un programme précis soit défini à propos du LAC DE GUIERS, après les barrages de Diama et Manantali (programme de l'après-barrages).

ANNEXE-I-

.POMPES EOLIENNES.

Code postal
de l'Etat

I/ Principes généraux d'installation des pompes éoliennes:

I-1/ Introduction:

Pour que la pompe éolienne fonctionne il faut que les trois sortes de conditions suivantes soient acquises:

- conditions d'eau
- conditions de vent
- conditions de site

Le choix de l'emplacement de la pompe éolienne dépendra donc de la présence et de la conjonction de ces conditions.

I.2/ Conditions d'eau:

L'emplacement de la pompe éolienne doit être situé près d'un point d'eau. L'eau ne doit pas y être à une profondeur supérieure à 40m. Il est nécessaire de débrancher la pompe dès qu'elle se trouve hors de l'eau, sinon on cause la détérioration. Il faut alors éviter une sous-utilisation des pompes qui peut être occasionnée par une réserve d'eau insuffisante.

I.3/ Conditions de vent

La pompe éolienne doit être placée dans une zone où il y a du vent. Il est donc nécessaire d'obtenir des renseignements à ce sujet qui permettront de compléter utilement les impressions que l'on pourrait avoir. Ces renseignements peu-

vent être obtenus auprès des offices météorologiques du pays où l'on se trouve.

Les renseignements nécessaires à obtenir sont les suivants:

- La direction des vents pour savoir si l'on est dans une zone favorable et pour haubanner en conséquence.
- la vitesse moyenne des vents car elle doit être supérieure à la vitesse de démarrage de la pompe pour que le site soit considéré comme favorable
- la vitesse maximale : l'éolienne ne pouvant pas résister à un ouragan, une violente tempête, il sera nécessaire "d'abattre" celle-ci pour une vitesse excessive.
- la période de vent dans l'année et la durée : pour comparer cette période avec celle des besoins : maraîchage saisonnier, saison sèche, etc.
- durée moyenne des périodes de calme (jours sans vents) : pour calculer la contenance des réservoirs que l'on pourrait adjoindre à la pompe éolienne.

I-4/Conditions de site:

Le relief de l'emplacement doit être favorable à l'exploitation de l'énergie éolienne. Les reliefs encaissés ou perturbés sont à proscrire. L'emplacement choisi doit être dégagé sur un rayon de 50m, sinon il sera nécessaire de placer l'éolienne sur un mât assez haut, de manière à ce que les

obstacles soient dépassés de 4.00 m

I-5/ Conclusion:

Le choix de l'emplacement dépend donc des facteurs d'eau, de vents et de site. Mais il apparaît que le facteur prédominant soit la hauteur à laquelle doit se trouver l'éolienne, par conséquent la hauteur du mât.

I-6/ Emplacement des pompes éoliennes à Gankett Bala:

a) Conditions d'eau:

Elles sont satisfaites car avec la réalisation des canaux d'alimentation l'eau sera disponible en quantité suffisante et à moins de 2.00 m de profondeur.

b) Conditions de vents:

Auprès du Service National de la Météorologie de Dakar-Yoff, nous avons obtenu les renseignements suivants dans la zone de Louga. Ces renseignements restent valables dans la zone de Keur Mamer Sarr

LOUGA: Vents moyens en m/s et %

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1975	1.5	2.0	2.0	2.6	-	2.3	1.7	1.9	1.4	1.7	1.9	1.5
1976	1.5	2.4	2.4	1.9	2.1	2.4	1.9	2.7	2.1	2.7	-	-
1977	3.7	3.5	3.3	4.1	3.5	4.3	4.3	3.6	3.1	2.6	-	-
1978	3.2	2.3	-	2.6	3.5	-	3.5	3.2	2.5	2.3	2.1	1.8
1979	2.1	2.4	3.5	2.7	-	-	3.0	2.7	2.4	2.5	3.0	2.5
1980	1.7	1.8	3.0	3.3	2.9	4.9	3.4	-	-	2.1	2.2	-
1981	2.1	2.5	2.0	2.6	2.5	3.0	2.4	2.4	2.8	2.5	2.5	2.5

Les directions dominantes des vents sont celles Est → West et Nord-Est → Sud-West.

La région est souvent sujette à des vents très violents entre juillet et Novembre en général. Mais aussi on a noté des périodes de calme. Les renseignements obtenus ne nous permettent pas de dire exactement la durée de ces périodes ni la vitesse maximale des vents. Cependant il serait raisonnable de supposer une suite de trois jours de calme.

d) Conditions de site :

L'emplacement des pompes se situe dans un couloir représenté par chacun des deux ravins. L'orientation des ravins coïncide avec la direction dominante des vents. Mais les élévations qui encadrent ces couloirs constituent un obstacle que l'on peut éviter en adoptant un mât suffisamment haut pour les éoliennes.

Compte tenu de tout cela on peut considérer l'emplacement des pompes éoliennes comme favorable.

I.7/ Choix de la pompe éolienne :

Le choix du type de pompe à utiliser est d'abord guidé par les caractéristiques de l'emplacement du site. En plus de cela la pompe choisie doit pouvoir satisfaire le débit nécessaire à une bonne alimentation des réservoirs de stockage en eau. Ainsi les caractéristiques de

la pompe choisie se présentent comme suit :

- Hauteur du mât : 9 m
- Hauteur de charge minimale : 5 m
- Vitesse de démarrage de l'éolienne : 1.5 m/sec
- Débit minimal 2-3.0 m³/h

ANNEXE-II

. RESERVOIRS .

I/ Conception des réservoirs à Gankett Bala:

I.1/ Introduction

L'aménagement du périmètre moraçier de Gankett Bala nécessite, en plus des pompes éoliennes, l'utilisation de réservoirs, situés sur les points hauts et alimentés par ces dernières. A partir de ces réservoirs, et par gravité, se fera l'arrosage des parcelles à cultiver.

I.2/ Type de réservoirs:

Il s'agira pour ce périmètre de réaliser des réservoirs superficiels en agglos. Ce type de réservoirs a été choisi à cause des nombreux avantages qu'il présente :

- économique
- simple de réalisation...

Il s'adapte mieux aux projets intégrés ruraux contrairement aux réservoirs en fibro-ciment qui nécessitent l'emploi d'ouvriers qualifiés spécialisés pour sa réalisation ainsi que les réservoirs surélevés.

I.3/ Design des réservoirs en agglos:

Le design de ce type de réservoir a été fait par M. Souleymane Ndiongue de l'E.P.T. dans le cadre de son "projet de fin d'études" intitulé: "Etude d'un réservoir en agglos..." Mai 1985.

Les résultats de ses études devront pouvoir servir ici.

I-4) Besoins en réservoirs du périmètre maraîcher:

· L'exploitation judicieuse des parcelles recommande une utilisation suffisante d'eau. Ainsi, pour assurer une alimentation normale, nous avons jugé, sous réserve de connaître parfaitement les besoins en eau des plantes cultivées, que quatre réservoirs de 9m^3 permettront d'avoir un stock sécuritaire. Puisque nous avons prévu une suite de trois jours sans vents suffisamment forts, les réservoirs permettront de stocker un volume de 36m^3 soient 36000 litres d'eau.

Mais pour prévoir un manque d'eau dans les réservoirs, des suite d'un vent faible ou d'une panne des pompes éoliennes, qui serait fatal pour les cultures, il est plus prudent d'adjoindre au système de pompes éoliennes-réservoirs une moto-pompe-ou pompe à essence-suffisamment puissante pour satisfaire les besoins.

ANNEXE-III-

- DIGUES EN TERRE -

I / Conception des digues en terre:

Les digues et barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques diverses. Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres, etc...

Le coût d'une digue en terre est d'autant plus élevé que les sols utilisés pour sa construction proviennent de gisements moins proches. Il s'ensuit que, dans la plupart des cas, on a intérêt à utiliser les matériaux disponibles au voisinages du chantier. Ceci détermine le type de l'ouvrage.

I-1/ Différents types d'ouvrages:

Schématiquement, les sols employés pour la construction d'une digue en terre peuvent être classés en deux grandes catégories:

- les matériaux perméables (sable, graves) caractérisés par une résistance au cisaillement importante
- les matériaux imperméables ou peu perméable (argile, limons argileux) caractérisés par une résistance au cisaillement plus faible.

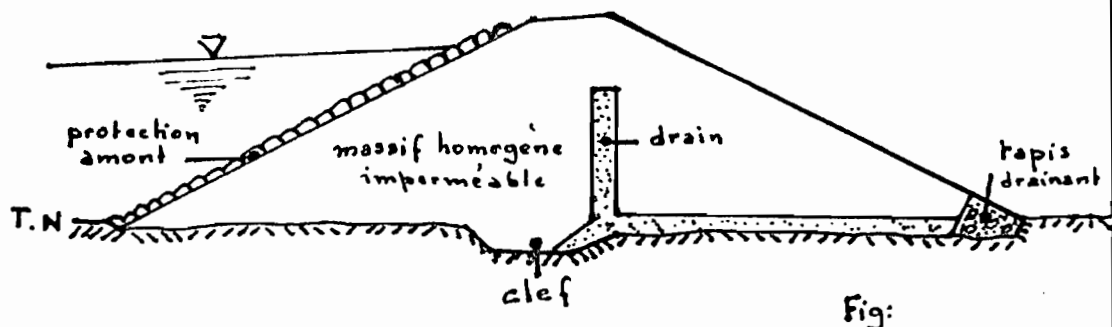
De l'importance de l'un ou l'autre dans l'ouvrage dé-

pend le type de l'ouvrage.

a) - barrages homogènes:

Si l'on dispose, à proximité du chantier, de quantités importantes de matériaux peu perméables et d'un faible volume de matériaux perméables, on est amené à construire un ouvrage homogène en matériaux peu perméables.

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont.



b) - barrage à noyau:

Si c'est la proportion de matériaux perméables qui domine, on est conduit à adopter la solution "ouvrage à noyau étanche" le noyau étant construit en matériaux peu perméables et les recharges en matériaux perméables.

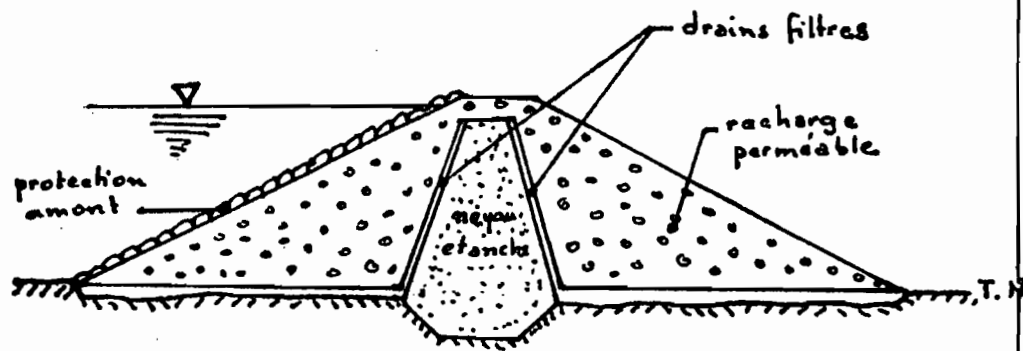
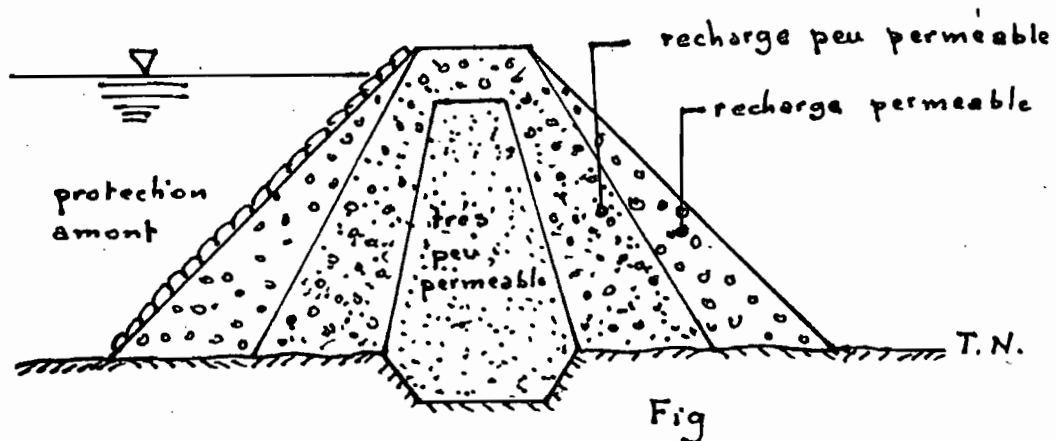


Fig:

a/ - barrage-zones

Si par contre les recharges sont constituées de matériaux ayant des perméabilités nettement différentes, les matériaux occupent une position d'autant plus centrale dans le corps du barrage ou de la digue, que leur perméabilité est plus faible. cf fig



Fig

I-2/ Choix du type de digue:

Comme il a été montré plus tôt, les matériaux de base disponibles au niveau du périmètre maraîcher de Gankett Bala sont trois types de sol:

- du sable fin, très perméable
- du silt (ou limon) argileux, peu perméable
- du sable silteux (ou limoneux), moins perméable

Compte tenu de ces matériaux locaux, il est plus avantageux et plus judicieux de choisir comme type de digue, la digue à noyau étanche.

I.3/Caractéristiques des digues:

Au niveau de Gankott Bala deux diguettes doivent être réalisées pour assurer la protection du périmètre contre d'éventuelles crues, suite au relèvement du niveau de l'eau dans le lac.

En période de moyennes eaux le niveau de l'eau dans le lac se situe à la cote 45.00 (par rapport à la cote arbitraire d'un repère fixé sur le terrain à 47.00).

On peut prévoir un relèvement de ce niveau de 1.5m après la réalisation des barrages de Diama et Manantali. Avec un marnage de 0.5m, on peut fixer la cote de la crête des barrages à $(45.00 + 2.00 = 47.00)$ 47.00.

Ainsi les caractéristiques se présentent comme suit:

. cote du projet	47.00
. largeur de la crête	3.00
. pente talus	1/2

En effet il est recommandé dans la référence biblio-

graphique n°8 de prendre comme largeur de crête d'un barrage en terre de moins de 9m de haut, un minimum de 3.00 m. Au dessus de 9m de haut on suggère de prendre soit :

$$L = \frac{1}{3} H$$

$$L = 1.65 \sqrt{H}$$

$$L = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \quad (\text{ref 8})$$

Cette référence suggère également pour le choix de la pente des talus le tableau suivant :

hauteur du barrage (m)	type de barrages	pentes des talus	
		amont	aval
inférieur à 5m	- homogène	1/2.5	1/2
	- à zones	1/2	1/2
de 5 à 10m	- homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	- homogène à fort pourcentage argile	1/2.5	1/2.5
	- à zone	1/2	1/2.5
de 10 à 20m	- homogène, granulo. étendue	1/2.5	1/2.5
	- homogène, fort % argile	1/3	1/2.5
	- à zone	1/2	1/3

Ici la hauteur de la digue est inférieure à 3.00 m et le type de digue est une digue à noyau, qui est un type de digue à zone. Ainsi la pente des talus choisie convient.

Cependant une étude de stabilité de la digue devra confirmer si ces pentes offrent une sécurité suffisante.

Le noyau étanche sera fait avec le silt argileux compacté tandis que le reste de la recharge devra être réalisé avec le sable silteux. La crête du noyau étanche sera de

1.00m de large et les pentes des talus seront: 1/2.

Les diguettes passeront, chacun, par dessus le canal d'alimentation qui dessert chaque vallée.

Un ouvrage de régulation mobile permettra, au niveau de chaque diguette, de contrôler le passage de l'eau.

Pour les détails de ce système, voir: pages 86 et 87
"représentations schématique de la digue"

I-4/ Mode de réalisation des digues en terre:

La bonne connaissance du site d'une digue ou la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas pour garantir et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution de la digue et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'opération. Donc un respect judicieux et strict des principes de base de l'organisation d'un chantier de digue est le seul gage de succès d'une telle œuvre.

Dans le cadre de ce projet, l'envergure des travaux est moindre, l'exécution étant confiée aux populations locales.

L'utilisation d'engins mécaniques n'est alors pas nécessaire.

La séquence des opérations se présente ainsi:

- les travaux préparatoires
- l'exécution de l'ouvrage

a) Les travaux préparatoires

- décapage des fondations et creusement de la clef d'ancrage de la digue
- préparation des zones d'emprunt
- acquisition des matériaux de construction des travaux de génie civil
- déboisement et défrichage de la cuvette

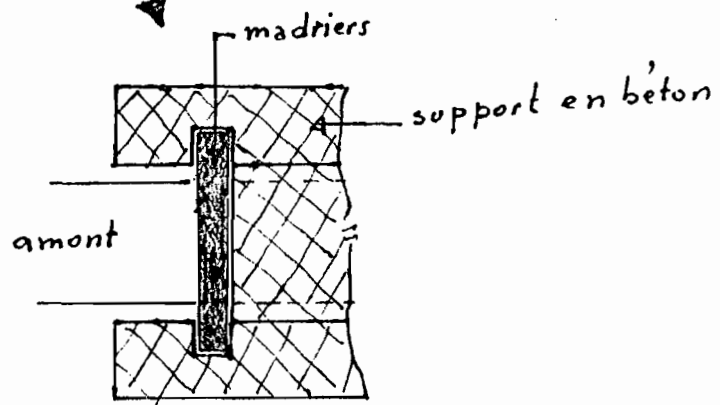
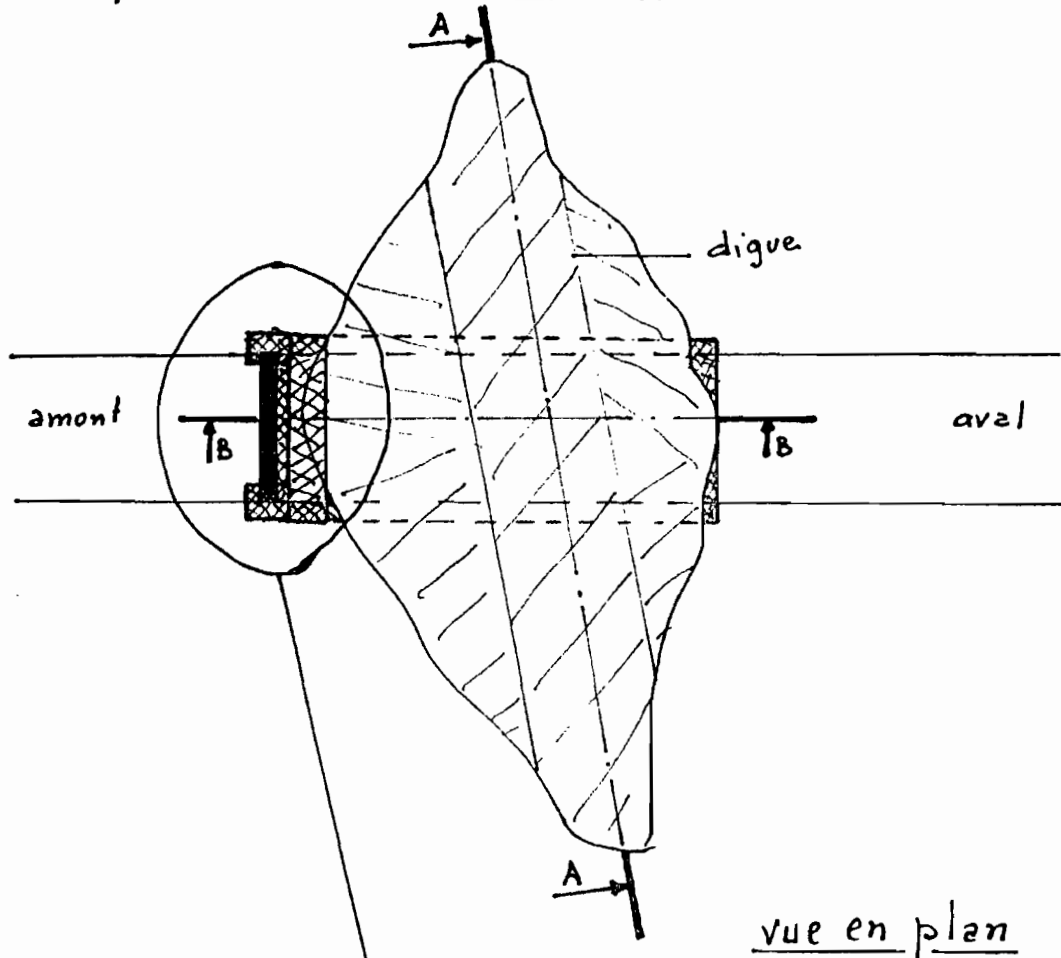
b/ Exécution des travaux:

- Remblaiement de la clef de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Remblai du noyau étanche
- Approvisionnement des matériaux filtrants (drainage)
- Exécution du remblai de la recharge supplémentaire
- Travaux de génie civil
- Finition des travaux -

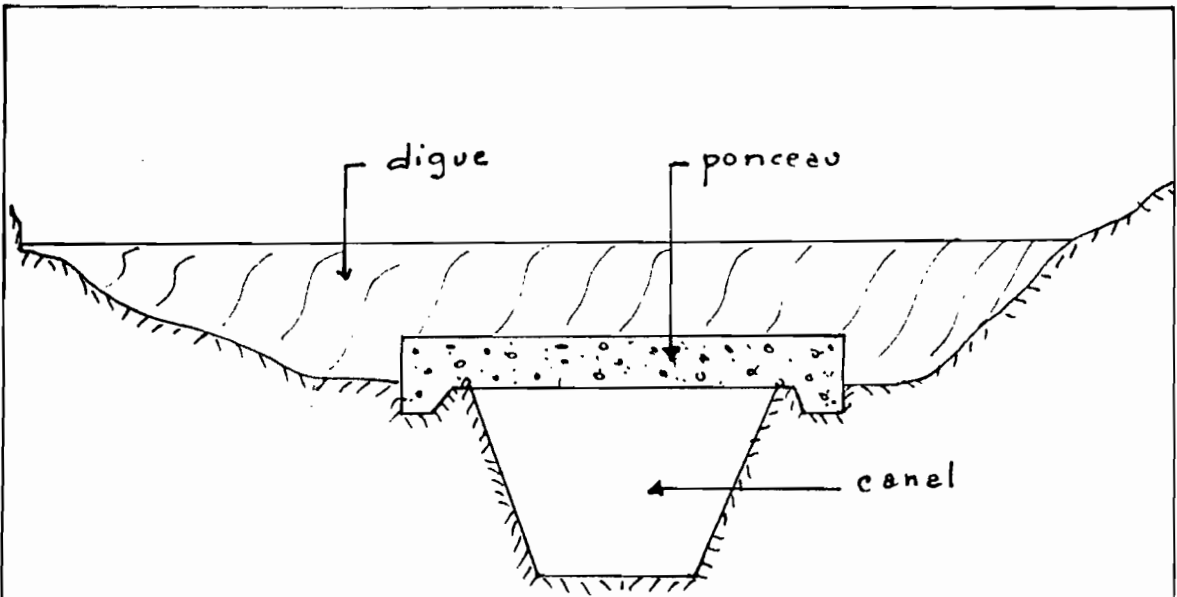
c/ Matériaux d'emprunt:

Pour la réalisation des digues, le déblai issu de l'excavation des canaux d'alimentation du périmètre, servira au remblai des digues.

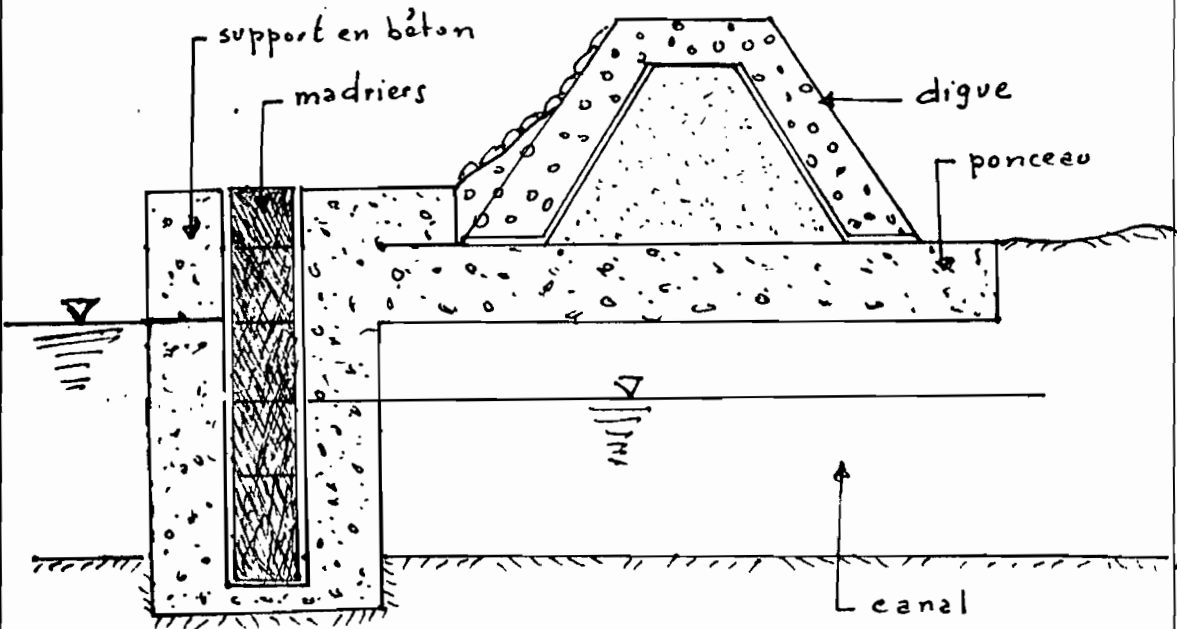
Représentations schématiques de la digue :



Système de régulation (plan)



coupe AA



COUPE BB

ANNEXE-IV-

-PONCEAUX-

I / Conception des ponceaux:

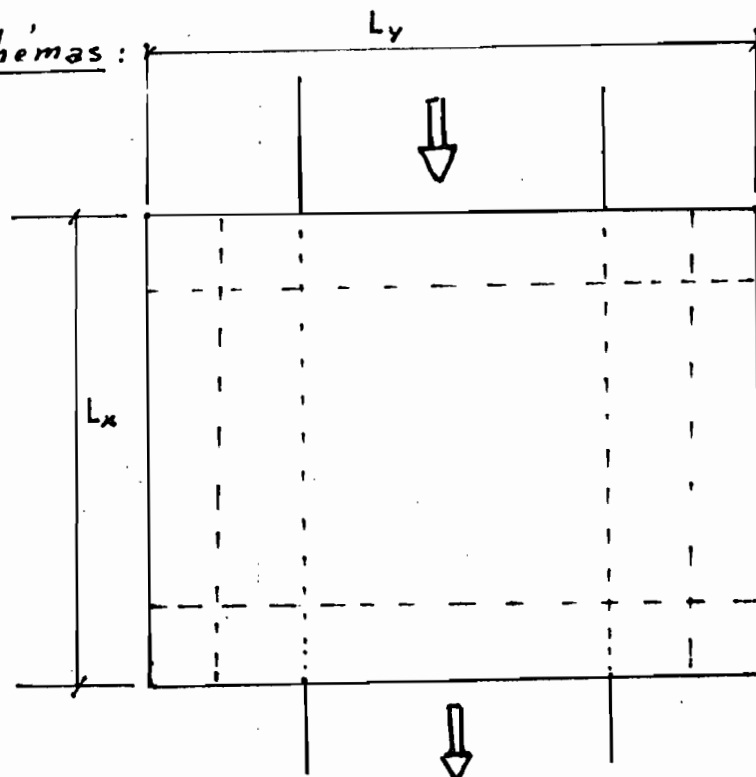
I-1/ Description:

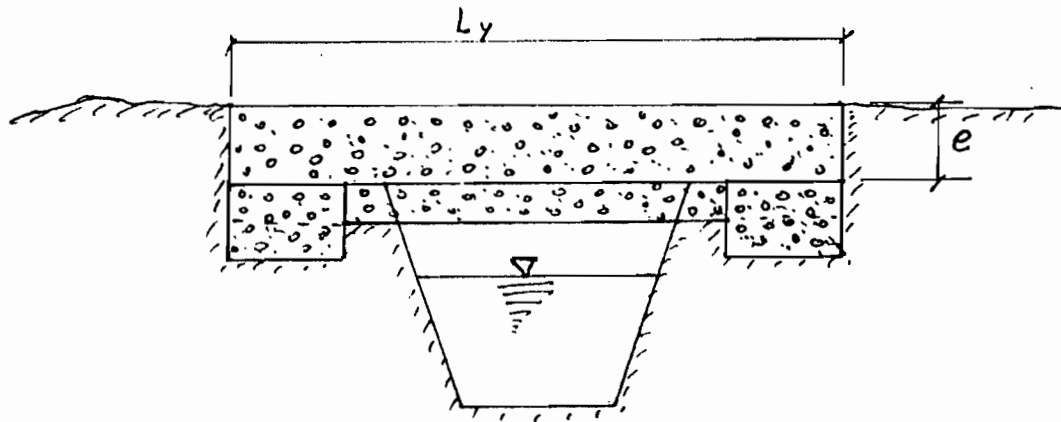
Pour permettre le passage des personnes et des animaux par dessus les canaux dans les périmètres maraîchers et assurer la liaison entre chaque village et le lac, il s'avère nécessaire de réaliser des ouvrages pouvant jouer ce rôle. C'est pour cette raison que des ponceaux doivent être réalisés au niveau des différents canaux.

Pour ne pas perturber l'époulement de l'eau dans les canaux, les ponceaux conçus seront essentiellement constitués de dalles en béton armé reposant sur des poutres de chaque côté du canal et retenues par des poutres de rive de part en part du canal.

I-2/ Dimensionnement:

a) schémas:





b) Calculs: (ref:13)

- Dalle de passage:

Longueur: $L_y = 4.00 \text{ m}$

Largeur: $L_x = 3.00 \text{ m}$

Épaisseur (supposée): $e = 0.20 \text{ m}$

Salon la norme canadienne, le poids volumique du béton est de 2400 daN/m^3 soit 24 kN/m^3

\Rightarrow le poids spécifique $P = 24 \times e = 24 \times 0.2 = 4.8 \text{ kN/m}^2$

Charge permanente (poids mort) $L = 4.8 \text{ kN/m}^2$

surcharge estimée: $D = 5 \text{ kN/m}^2$

charge maximum pondérée: $q = 1.4L + 1.7D$

$$q = 1.4 \times 4.8 + 1.7 \times 5 = 15.22 \text{ kN/m}^2$$

Moments maximums (méthode Caquot)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4} = 0.75 \Rightarrow \mu_x = 0.062$$

$$\mu_y = 0.509$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.062 \times 15.22 \times 3^2 = 8.49 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.509 \times 8.49 = 4.32 \text{ kNm/m}$$

Armature de la dalle (par mètre linéaire):

- Selon la largeur:

$$\left. \begin{array}{l} f_y = 400 \text{ MPa} \\ f'_c = 30 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho_b = 0.0325$$

$$\rho = 0.375 \rho_b = 0.375 \times 0.0325 = 0.0122$$

$$bd^2 = \frac{M_x \times 10^6}{K_u}$$

$$\text{or } K_u = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$\Rightarrow K_u = 3.97 \text{ MPa}$$

$$bd^2 = \frac{8.49 \times 10^6}{3.97} = 2.1385 \times 10^6$$

$$b = 1000 \text{ mm} \Rightarrow d = 46.24 \text{ mm}$$

Nous pouvons prendre $d = 50 \text{ mm}$.

$$K_{u \text{ revise}} = \frac{M_x \times 10^6}{bd^2} = \frac{8.49 \times 10^6}{1000 \times 50^2} = 3.396$$

$$\rho = \rho_{\text{original}} \frac{K_{u \text{ rev}}}{K_{u \text{ original}}} = 0.0122 \frac{3.396}{3.97} = 0.0104$$

$$A_s = \rho b d = 0.0104 \times 1000 \times 50 = 521.80 \text{ mm}^2$$

on peut alors prendre 6 #10 par mètre linéaire d'armature suivant la largeur.

$$\text{Nombre total: } 6 \times L_y = 6 \times 4 = 24 \text{ soit}$$

24 #10 pour armer la dalle suivant la largeur ($L_x = 3 \text{ m}$)

- selon la longueur.

Même raisonnement que précédemment:

$$bd^2 = 1.088 \times 10^6$$

$$b = 1000 \text{ mm} \Rightarrow d = 32.98 \text{ mm} < 50 \text{ mm}.$$

on considère alors $d = 50 \text{ mm}$.

$$\rho = 0.0053$$

$$A_s = \rho b d = 266 \text{ mm}^2 \text{ soit } 3 \# 10$$

$$\text{Nombre total} : 3 \times L_x = 3 \times 3 = 9$$

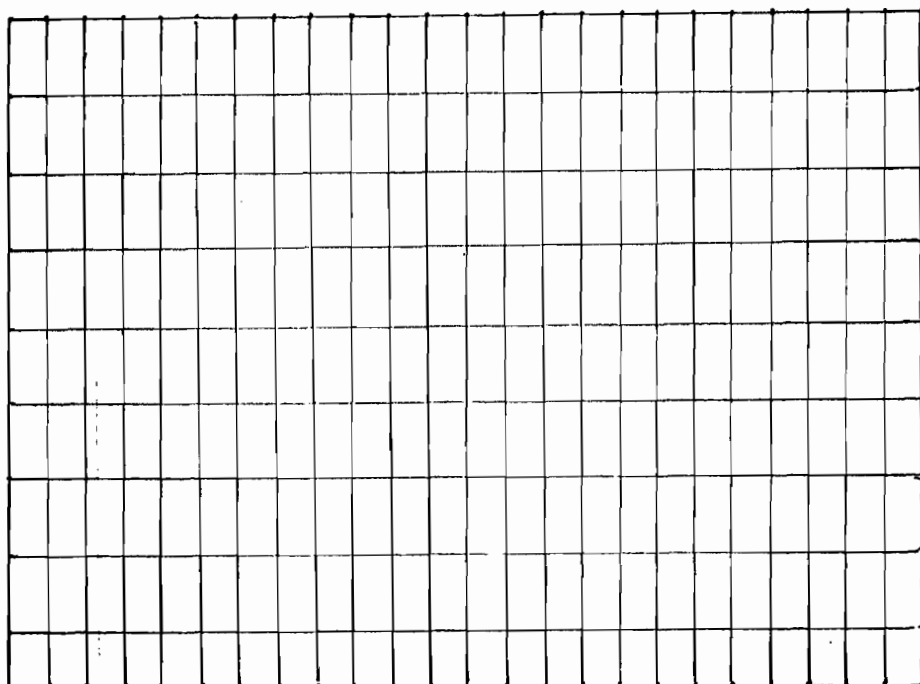
donc 9 # 10 pour armer la dalle dans le sens de la longueur ($L_y = 4.00 \text{ m}$)

Épaisseur de la dalle:

$$e \geq d + \frac{\phi}{2} + \text{enrobage (40 mm)}$$

$$e \geq 50 + \frac{10}{2} + 40 = 95 \text{ mm}$$

Donc on peut prendre alors $e = 100 \text{ mm}$.



- Armature des poutres de rive longitudinales:

$$M_{max} = \frac{Pl_y^2}{8} + \frac{W(3L_y^2 - 4L_y)}{24}$$

$$= \frac{1.44 \times 4^2}{8} + \frac{22.83(-4^2)}{24} = -12.34 \text{ kN.m}$$

$$bd^2 = \frac{M_{max} \times 10^6}{K_u} = \frac{12.34 \times 10^6}{3.97} = 3.108 \times 10^6$$

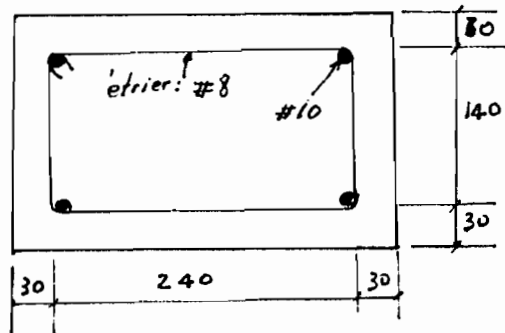
$$b = 300 \text{ mm} \Rightarrow d = 102 \text{ mm} \Rightarrow e = 200 \text{ mm}$$

$$K_{u_{rev}} = \frac{12.34 \times 10^6}{300 \times 102^2} = 3.954$$

$$\rho = 0.0122 \frac{3.954}{3.97} = 0.01215$$

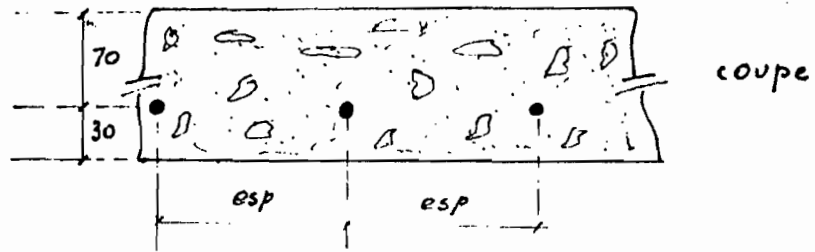
$$A_s = \rho b d = 0.01215 \times 300 \times 102 = 372 \text{ mm}^2 \text{ soit } 4 \#10$$

Les poutres de rive longitudinales seront armées par 4 barres de fer #10 ainsi disposées:



Poutres latérales:

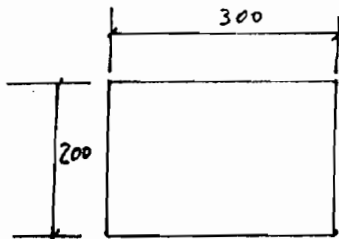
$$M_{max} = \frac{Pl_x^2}{8} + \frac{Wl_x^2}{12} = \frac{1.44 \times 3^2}{8} + \frac{22.83 \times 3^2}{12} = 18.74 \text{ kN.m}$$



esp : espacement des armatures :

- suivant la largeur : $esp = 165 \text{ mm}$
- suivant la longueur : $esp = 330 \text{ mm}$

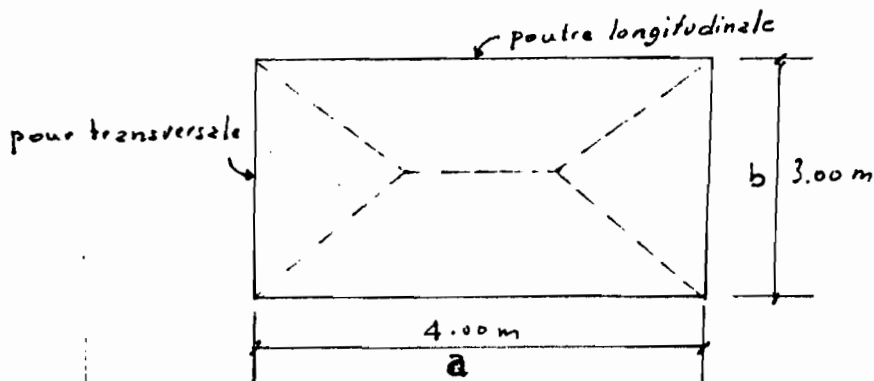
- Poutres de rive longitudinales :



charge linéaire de la poutre :

$$p = 24 \times 0.3 \times 0.2 = 1.44 \text{ kN/m}$$

Distribution des charges de la dalle sur les poutres :



$$\frac{4.00}{3.00} = 1.33 < 2.00$$

$$\text{surcharge due à la dalle : } w = 15.22 \times \frac{3.00}{2} = 22.83 \text{ kN/m}$$

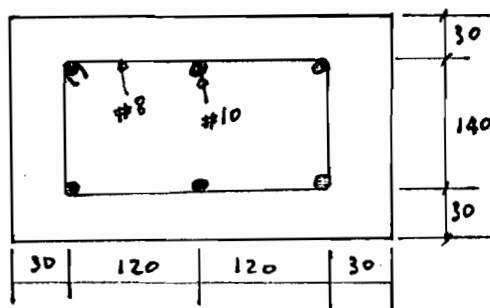
$$bd^2 = \frac{M_{max} \times 10^6}{K_u} = 4.72 \times 10^6$$

$$b = 300 \text{ mm} \Rightarrow d = 125.4 \text{ mm} \Rightarrow e = 200 \text{ mm.}$$

$$\rho = 0.0121.$$

$$A_s = \rho b d = 457 \text{ soit } 6 \# 10$$

Les poutres de rive latérales doivent être armées par 6 barres de fer #10 dont la disposition est la suivante :



II / Devis estimatif:

Volume de béton pour la dalle: $3 \times 4 \times 0.1 = 1.2 \text{ m}^3$

Volume de béton pour une poutre longitudinale:

$$0.3 \times 0.2 \times 4.0 = 0.24 \text{ m}^3$$

Volume de béton pour une poutre latérale:

$$0.3 \times 0.2 \times 3.0 = 0.18 \text{ m}^3$$

Volume total de béton pour un ponceau:

$$1.2 + 2 \times 0.24 + 2 \times 0.18 = 2.04 \text{ m}^3$$

Dosage béton: 350 kg ciment / m^3 de béton:

quantité ciment: $350 \times 2.04 = 714 \text{ kg}$ soient 18 sacs de ciment "PORTLAND - CAP-VERT".

Dosage gravier: grès 8/16: $800 \text{ l} / \text{m}^3$ béton

$$\text{Quantité grès 8/16: } 800 \times 2.04 = 1632 \text{ l} = 1.632 \text{ m}^3 = 2.04 \text{ kg}$$

Dosage sable: $400 \text{ l} / \text{m}^3$ béton:

$$\text{Quantité sable: } 400 \times 2.04 = 816 \text{ l} = 0.816 \text{ m}^3$$

Dosage eau: $180 \text{ l} / \text{m}^3$ béton

$$\text{Volume eau: } 180 \times 2.04 = 367.2 \text{ l} = 0.3672 \text{ m}^3$$

Armature de la dalle: 24 #10 de 3.00 m

$$9 \text{ #10 de } 4.00 \text{ m}$$

$$\text{soient: } 24 \times 3 + 9 \times 4 = 108 \text{ m de fer #10}$$

poide linéaire fer #10: 0.617 kg/m

$$\text{donc } 108 \times 0.617 = 66.64 \text{ kg de fer #10.}$$

Armature poutre longitudinale: 4 #10 de 4.00 m

soient $4 \times 4 = 16 \text{ m}$ ou 9.872 kg de fer #10
 Armature poutre latérale: 6#10 de 3 m
 soient $3 \times 6 = 18 \text{ m}$ ou 11.106 kg de fer #10
 longueur étrier: 0.40 m
 espacement étrier: 0.50 m
 nombre d'étriers: $3.00 / 0.50 + 4.00 / 0.50 = 14$ étriers
 longueur totale fer #8 pour étriers: $14 \times 0.4 = 5.6 \text{ m}$
 soient: masse linéaire fer #8 \times longueur:
 $= 0.395 \times 5.6 = 2.212 \text{ kg}$ de fer #8.

II-1 / Coût fixe d'un ponceau:

Designation	Unité	Quantité	Prix unitaire, CFA	Somme
D Ciment	TO	0.714	38 090	27 196.26
Fer # 10	kg	77.746	233.90	18 185.05
Fer # 8	kg	2.212	233.90	517.39
grès 8/16	TO	0.00204	4778	9.75
sable	m ³	0.816	1000	816
Eau	—			
<u>Total</u>				<u>46 724.45</u>

source: B.C.A.P. - N° 12/84 Décembre 1984

publié par le Ministère de l'équipement du Sénégal.

ANNEXE-V.

RELEVES DES ANALYSES
GÉOTECHNIQUES.

PROJET: CWS

SONDAGE: Localisation: KMS

Echantillon n°: 1 Qualité

Profondeur de m; à m; Elev. m

Description:

Essai par: la:

Observations:

HYROMÈTRE 151H 152H n° 92895

TAMIS	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE		Poids sol retenu individuel	% retenu cumulé	D (mm)	% sol PASSANT	
	Récep. no.	Pg + T =				cumulatif	cumulatif
75	3"				75		
50,8	2"	g			50,8		
38,1	1 1/2"	g			38,1		
25,4	1"	g			25,4		
19,1	3/4"				19,1		
12,7	1/2"				12,7		
9,5	3/8"				9,5		
4,76	# 4				4,76		
2,00	# 10				2,00		
0,84	# 20				0,84		
0,42	# 40				0,42		
	résidu						Partes = %

SÉDIMÉNTOMÉTRIE	POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 100.82 g		LAVAGE SUR TAMIS 200		# 60	# 140	# 200	APRÈS SÉDIMENTATION		# 60	# 140	# 200	D (mm)	% SOL PASSANT		
	humide: g		APRÈS SÉDIMENTATION		4.07	18.11	21.41	4.07	22.18	43.59	43.24	0.250	0.105	0.074	95.90	77.64
Agent défloculant: <u>Metaphosphate de sodium</u>																
Concentration <u>40</u> g/l																
Quantité <u>125</u> ml																
Durée trempage <u>70</u> h																
Durée dispersion <u>1</u> min																
DENSITÉ RELATIVE <u>2.70</u>																
$\alpha (f(DR)) = 0.99$																
$P\% = \frac{\alpha \cdot R_{cor}}{P_{sec}} \times 100$																
TENEUR EN SAU NATURELLE																
Récep. no																
Pg + T																
Ps + T																
Pseau																
Tare																
Psec																
W%																
W% moy =																
REMARQUES:																

550

PROJET : C.W.S

SONDAGE: Localisation : K.M.S

Echantillon n°: 2 Qualité _____

Profondeur de _____ m; à _____ m; Elév. _____ m

Description: _____

Essai par: _____ lz: _____

Observations: _____

HYROMÈTRE 151H 152H n° 92895

TAMIS	Poids sol retenu		% retenu cumulatif	D (mm)	% sol PASSANT	
	individuel	cumulatif			cumulatif	reporté
3"				75		
Récip. no. _____						
2"				50,8		
P ₈ +T = _____ g						
1 1/2"				38,1		
Tare = _____ g						
1"				25,4		
P _{sec} = _____ g						
3/4"				19,1		
1/2"				12,7		
3/8"				9,5		
# 4				4,76		
# 10				2,00		
# 20				0,84		
# 40				0,42		
résidu				Partes = _____ %		

POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 99.88 g		LAVAGE SUR TAMIS 200 humide: _____ g		# 60	2.24	2.24	2.24	0,250	97.76							
Agent défloculant: metaphosphate de sodium		APRÈS SÉDIMENTATION		# 140	20.83	23.07	23.80	0,105	76.90							
				# 200	45.05	68.12	68.20	0,074	31.80							
S É D I M E N T O M É T R I E	Concentration 40 g/l	Date	T _{min}	T _{min}	t°C	K	R	SR	R _{cor}	L	L/T	√L/T	D (mm)	% SOL PASSANT		
	Quantité 125 ml	Heure, minute	min	essai	f(°C, DR)			(colib.)	(R-50)	(table)			=	cumulatif	cumulatif	
	Durée trempage 24 h	obs.	sup. g/éc							f(R-1)			K√L/T	P%	reporté	
	Durée dispersion 1 min									(méthode)						
	DENSITÉ RELATIVE = 2.70	12/03/85														
	α (f(DR)) = 0.99	15H49'	1	1	25	0.0127	17.50	2.60	14.90	13.80	13.80	3.715	0.047	14.76		
	P% = $\frac{\alpha \cdot R_{cor}}{P_{sec}} \times 100$		2	2	"	"	16.1	"	13.50	14.10	6.91	2.629	0.033	13.38		
	TENEUR EN SAU NATURELLE		5	5	"	"	15.7	"	13.10	14.20	2.84	1.685	0.021	12.98		
	Récip. no		15	25	"	"	15.1	"	12.50	14.25	0.57	0.755	0.010	12.39		
	P _h +T		30	30	"	"	14.9	"	12.30	14.23	0.47	0.686	0.009	12.19		
P ₈ +T		16H52'	60	63	"	"	15.4	"	12.80	14.22	0.23	0.480	0.006	12.69		
P _{sec}		17H25'	250	96	25.5	0.0126	15.0	2.40	12.60	14.25	0.150	0.387	0.005	12.49		
Tare		20/03/85-09H40'	1440	1071	"	"	14.6	"	12.20	14.28	0.065	0.114	0.001	12.09		
P _{sec}		21/02/85-09H05'	2880	2476	26	0.0125	13.8	2.20	11.60	14.40	0.086	0.077	0.001	11.50		
W%																
W% moy =		REMARQUES :														

M.B. 1985

100

coefficient α vs. D_R

Unit weight of soil solids (g/cc)	Correction factor α
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04

$$P_{\%} = \alpha \frac{R - \Delta R}{W_s} 100\%$$

$$D = K \sqrt{\frac{L}{T}}$$

W_s en gr. T en min
 L en cm D en mm

coefficient K vs. θ et D_R

Temp (°C)	Unit weight of soil solids (gm/cc)							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

profondeur L vs. R' (CORRIGÉ POUR MENISQUE SEULT)

Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)	Original hydrometer reading (corrected for meniscus only)	Effective depth L (cm)
0	16.3	31	11.2
1	16.1	32	11.1
2	16.0	33	10.9
3	15.8	34	10.7
4	15.6	35	10.5
5	15.5	36	10.4
6	15.3	37	10.2
7	15.2	38	10.1
8	15.0	39	9.9
9	14.8	40	9.7
10	14.7	41	9.6
11	14.5	42	9.4
12	14.3	43	9.2
13	14.2	44	9.1
14	14.0	45	8.9
15	13.8	46	8.8
16	13.7	47	8.6
17	13.5	48	8.4
18	13.3	49	8.3
19	13.2	50	8.1
20	13.0	51	7.9
21	12.9	52	7.8
22	12.7	53	7.6
23	12.5	54	7.4
24	12.4	55	7.3
25	12.2	56	7.1
26	12.0	57	7.0
27	11.9	58	6.8
28	11.7	59	6.6
29	11.5	60	6.5
30	11.4		

101

E.P.T.

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

Corrections composées pour la température et pour une solution de 125 ml avec hexameta. phosphate (40 g/litre) + 375 ml d'eau distillée.

SR

TEMPERATURE T° C	Corrections composées HYDROMETRES 152 H			
	n° 92870	n° 92882	n° 92891	n° 92895
31	1.15	0.20	1.15	0.20
30.5	1.25	0.40	1.35	0.40
30	1.55	0.60	1.55	0.60
29.5	1.80	0.80	1.80	0.80
29	2.00	1.00	2.00	1.00
28.5	2.20	1.20	2.20	1.20
28	2.40	1.40	2.40	1.40
27.5	2.60	1.60	2.60	1.60
27	2.85	1.80	2.85	1.80
26.5	3.05	2.00	3.05	2.00
26	3.25	2.20	3.25	2.20
25.5	3.50	2.40	3.50	2.40
25	3.70	2.60	3.70	2.60
24.5	3.90	2.80	3.90	2.80
24	4.10	3.00	4.10	3.00

école polytechnique de thès

ESSAI DE COMPACTAGE

PROJET: _____

EMPLACEMENT: _____ ESSAI No: 1

CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU DESCRIPTION: Silt-argileux
 PROVENANCE: Keur Momar SARR
 REMARQUES: _____

ESSAI PAR: A-5 LE: 10/03/85 CALCULÉ PAR: A.S LE: _____ VÉRIFIÉ PAR: _____ LE: _____

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	ESSAI SUR MATÉRIAU PASSANT LE TAMIS:	MOULE			ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698)			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557)		
			Ø	VOLUME	$\gamma_t = W_t \times \rho_s \times \frac{1000}{V}$	MARTEAU DE 2.5 kg - CHUTE DE 30.5 cm			MARTEAU DE 4.5 kg - CHUTE DE 45 cm		
						POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE
A	NO 4	10.2	943.89	1,059.442	2,5 kg	3	25	3,0 kg	3	25	
B	NO 4	15.2	2123.36	0,470.876	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56	
<input checked="" type="checkbox"/>	3/4"	10.2	943.89	1,059.442	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25	
D	3/4"	15.2	2123.36	0,470.876	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56	

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

EFFORTS DYNAMIQUES (ESSAI "PROCTOR" (VOIR NORMES A.S.T.M.))

ESSAI STD. MOD. MÉTHODE: _____

% RETENU SUR TAMIS (19 mm (3/4")) NO 4: _____

MOULE: DIAMÈTRE = 10.2 - VOLUME = 943.89

POIDS DU MARTEAU: _____ - HAUTEUR DE CHUTE: _____

NB DE COUCHES: 3 NB DE COUPS / COUCHE: 25

OBSERVATIONS: _____

PRESSIONS STATIQUES (SUivant NORMES)

TYPE D'ESSAI: _____

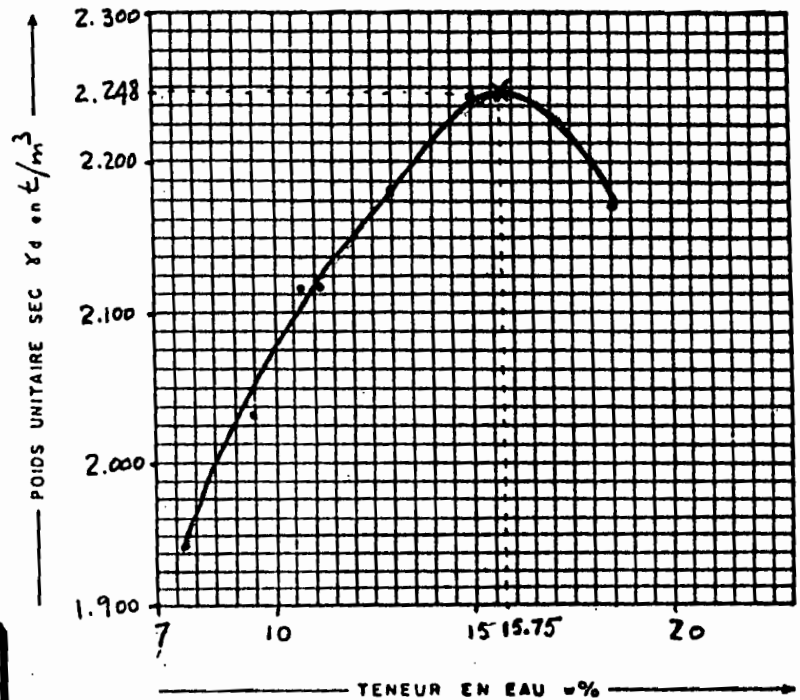
TAMIS DE RÉFÉRENCE: _____ % RETENU: _____

MOULE: DIAMÈTRE: _____ VOLUME: _____

PISTON: DIAMÈTRE: _____ PRESSION: _____

NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____

OBSERVATIONS: _____



RÉSULTATS DE L'ESSAI

γ_d maximum = 2.248 t/m³ - w% optimum = 15.75

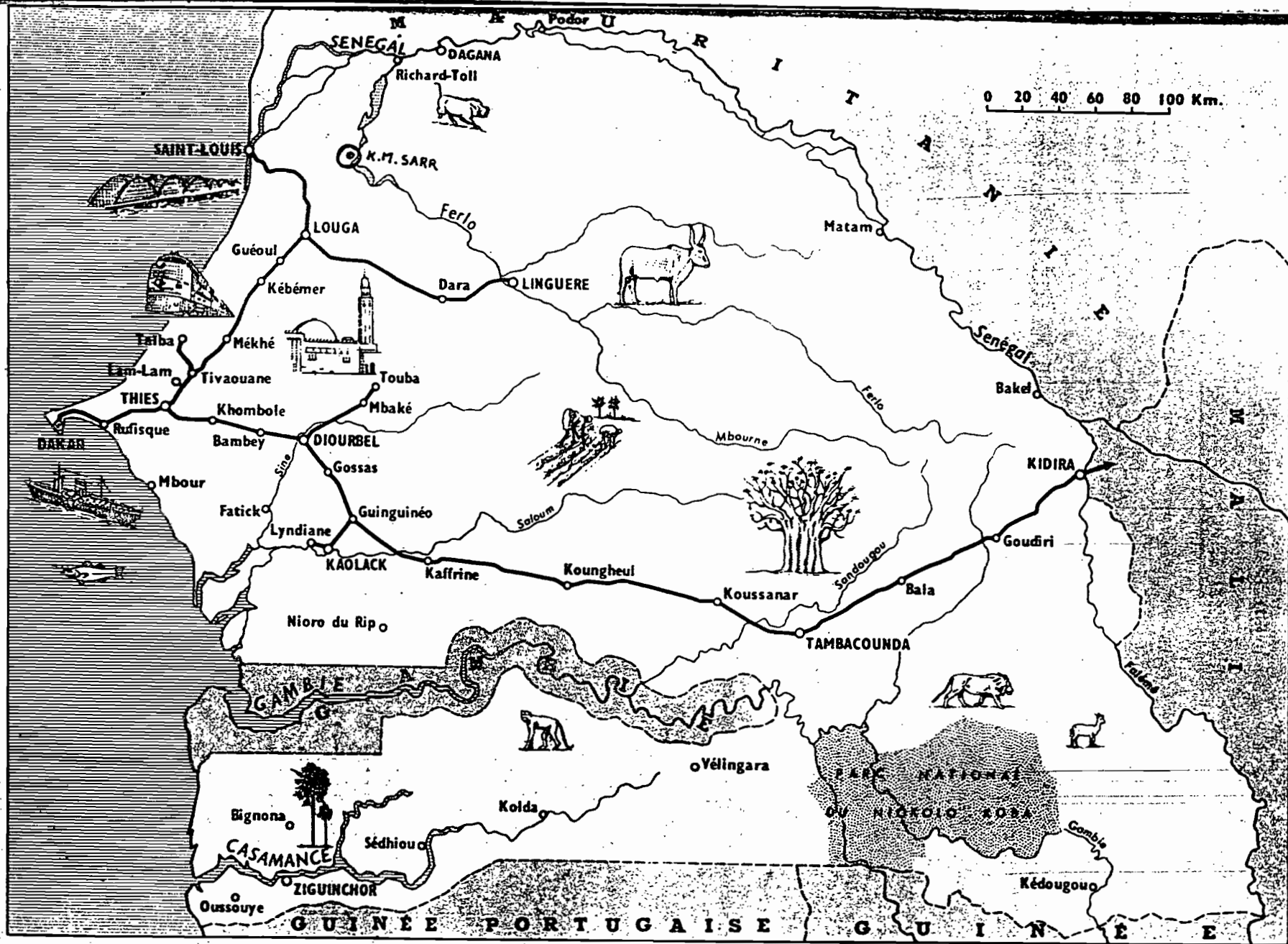
POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée	1	2	3	4	5	6
	POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	WI (kg)	3.822	3.894	3.953	3.996	4.040	3.940
	POIDS DU MOULE	TARE (kg)	2.063	2.063	2.063	2.063	2.063	2.063
	POIDS DU SOL HUMIDE	WI - TARE = WT (kg)	1.759	1.831	1.890	1.933	1.977	1.877
	POIDS UNITAIRE TOTAL	$WT \times \left(\frac{1000}{V}\right) = \gamma_t$ (t/m³)	1.864	1.940	2.002	2.048	2.094	1.988
POIDS UNITAIRE SEC	$\gamma_t / 1.0 + (w\% / 100) = \gamma_d$ (t/m³)	1.942	2.034	2.1149	2.178	2.244	2.174	
TENEURS EN EAU	RÉCIPIENT NO		1	2	3	4	5	6
	POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	55.24	54.00	53.32	54.84	53.79	55.55
	POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W1 (g)	314.12	435.13	361.83	480.26	329.00	333.80
	POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W2 (g)	295.49	402.32	330.54	431.43	293.10	290.85
	POIDS DE L'EAU	W1 - W2 = Ww (g)	18.63	32.81	31.29	48.83	35.90	43.80
	POIDS DU SOL SEC	W2 - TARE = Ws (g)	240.25	348.32	277.22	376.59	239.31	235.30
TENEUR EN EAU	$(Ww / Ws) \times 100 = w\%$	07.75	09.42	11.29	12.97	15.00	18.61	

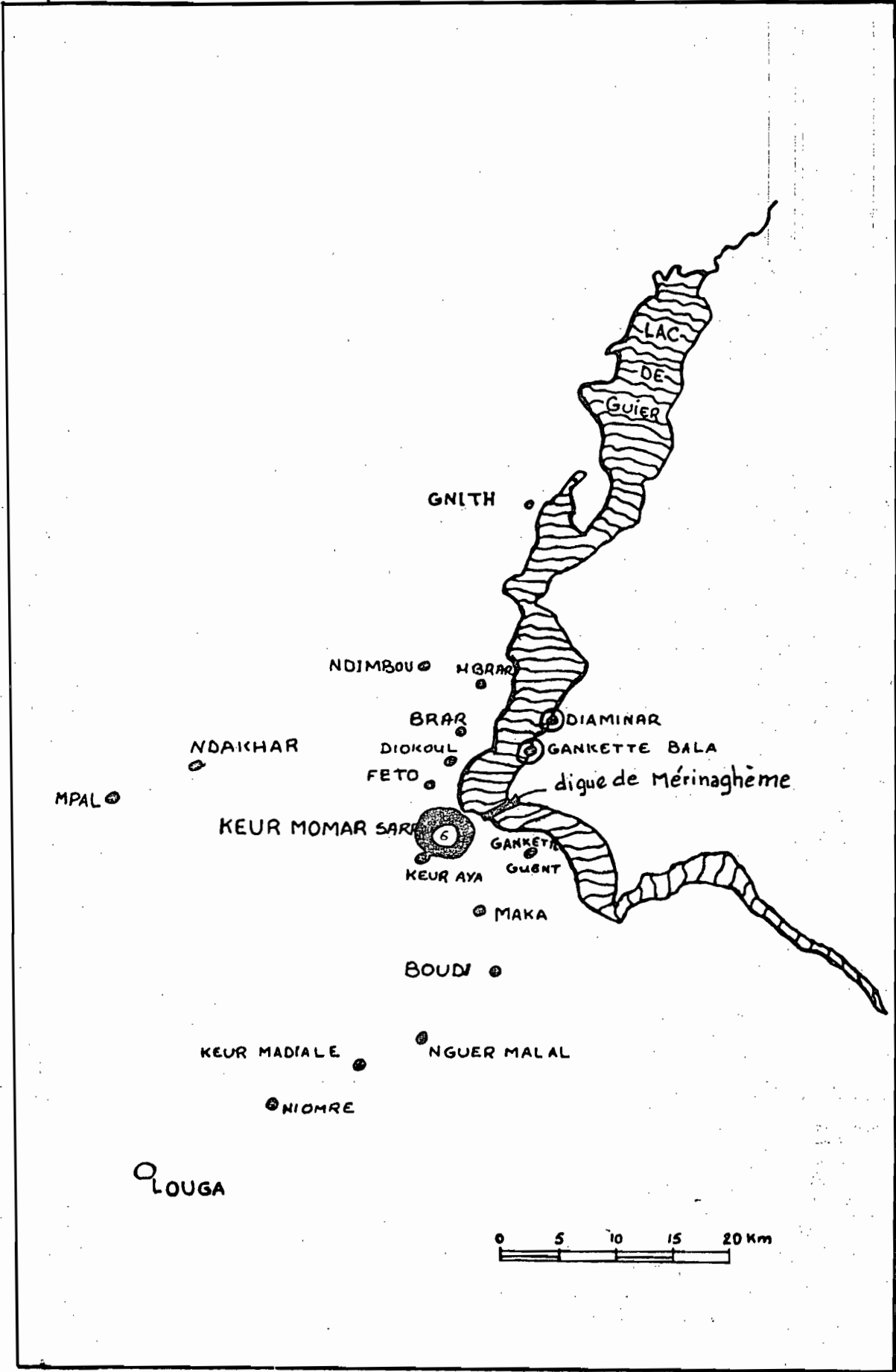
TRAVERSER BIEN LISÉMENT À L'AIDE D'UN CRAYON À MINE DE PLOMB "HB" ou "B" TOUTES LES INFORMATIONS DIRECTEMENT SUR CETTE FEUILLE.

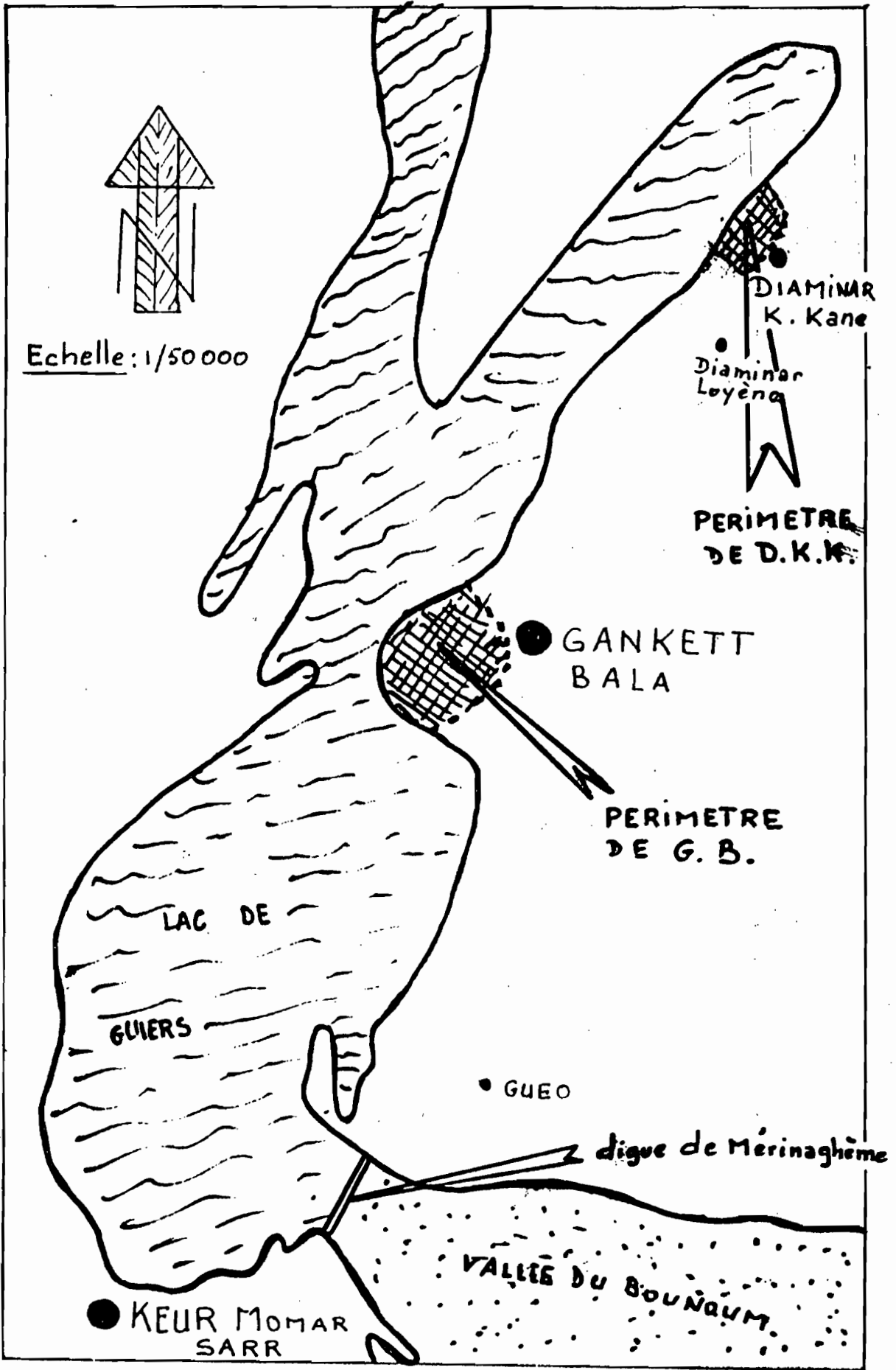
APPENDICE-C-

CARTES DE SITUATION.

SENEGAL







Références bibliographiques

- 1: MINISTÈRE DE LA COOPÉRATION DE LA RÉPUBLIQUE FRANÇAISE, manuel de l'adjoint technique du génie rural : travaux sur un périmètre d'irrigation, édition du Ministère de la coopération, 1975, réimpression 1978, SOGREAH, 1978.
- 2: M. ROCHE, hydraulique de surface, ORSTOM, Gautier-Villars - Paris, 1963.
- 3: ORSON W. ISRAELSEN, PhD et VAUGHN E. HANSEN, PhD, Traité pratique de l'irrigation, Intercontinental editions, Inc. New York, N.Y. Les éditions d'organisation - Paris - France, 1965.
- 4: PETER STERN, Small scale irrigation, Intermediate technology publications Ltd/International irrigation information center, 1979
- 5: L. J. BOOKER, Surface irrigation, FA.O, 1974
- 6: BERNARD QUESNEL, Traité d'hydraulique fluviale appliquée - 1: Généralités et pratique des travaux, 2^e édition, revue et augmentée, Eyrolles éditeur - Paris, 1970.
- 7: E. P. LAUZON et R. DUQUETTE, Topométrie générale, 2^e édition revue, F.E.P.M, 1980
- 8: MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE DE LA REPU-

BLIQUE FRANCAISE, Technique des barrages en aménagement rural, édition septembre 1977.

9: MINISTÈRE DU DÉVELOPPEMENT RURAL DU SÉNÉGAL, SOMIVAC - D.A.R., Etudes de barrages anti-sel sur le BINTING BOLONG, vallée de Boudouk-Djinany, septembre 1984.

10: I.S.E. - FACULTE DES SCIENCES DE L'UNIVERSITE DE DAKAR, Le lac de Guiers: problématique d'environnement et de développement, A.G.C.D. 1983.

11: SUCRE CONTACT, REVUE TRIMESTRIELLE DE LA C.S.S., N°1 - Juillet 1984

12: MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT DU SÉNÉGAL, B.C.O.P. N° 12/84 - Décembre 1984

13: NOTES DE COURS, E.P.T.

14: ENVIRONNEMENT AFRICAIN - ENDA, Amenagement de marigots, gred, ciepac. et. 81, Mars 1983.