

**REPUBLIQUE ISLAMIQUE DE MAURITANIE**

**11418**

**S.O.N.A.D.E.R.**



**ETUDE DE FACTIBILITE DE TROIS MOYENS PERIMETRES**

**SCHEMA D'AMENAGEMENT**



SCHEMA D'AMENAGEMENT

S O M M A I R E



PAGES

	PAGES
0. - <u>PREAMBULE</u>	1
I. - <u>ENDIGUEMENT DE PROTECTION CONTRE LES CRUES</u>	1
1.1. - Niveau de protection	1
1.2. - Cote d'arasement des digues	3
1.3. - Profil type des digues	5
1.4. - Estimation sommaire du volume des digues	6
1.5. - Levé topographique détaillé d'implantation des digues	8
II. - <u>ORGANISATION DU PERIMETRE ET DES QUARTIERS HYDRAULIQUES QUI LE COMPOSENT</u>	8
2.1. - Le quartier hydraulique : dimensions, canal arroseur, ouvrages de prise en rizière	8
2.2. - Normes de débit de pointe	12
2.3. - Emplacement des stations de pompage, des canaux principaux et des canaux arroseurs	13
III. - <u>STATIONS DE POMPAGE</u>	16
3.1. - Choix du système : groupe électrogène ou groupe thermique	16
3.2. - Station de pompage mobile ou fixe	18
3.3. - Caractéristiques hydrauliques des groupes	19
3.4. - Choix de la dimension et du nombre des groupes	23
3.5. - Emplacement des groupes	27
3.6. - Utilisation des groupes pour le drainage	28
3.7. - Dispositif de mesure de débit	29

<b>IV. - OUVRAGES DE DISTRIBUTION DE L'EAU AUX QUARTIERS</b>	<b>29</b>
4.1. - Partiteurs multipasses	29
4.2. - Ouvrage à seuil jaugeur et vanne plate, type "Schéma Directeur"	32
<b>V. - CANAUX ET DRAINS PRINCIPAUX</b>	<b>33</b>
5.1. - Canal revêtu ou non	33
5.2. - Dimensionnement	33
5.3. - Calcul des lignes d'eau minimum et maximum	36
5.4. - Drain collecteur (ou principal)	43
5.5. - Déversoirs (latéraux) de sécurité	44
<b>VI. - LE PLANAGE DE SOLS</b>	<b>44</b>
6.1. - Principe de base : pré:planage puis levé topographique détaillé, puis planage	44
6.2. - Levé topographique détaillé	45
6.3. - Planage	45
<b>VII. - ETUDE PEDOLOGIQUE DETAILLEE</b>	<b>45</b>

## 0. - PREAMBULE -

Les schémas de principe des différents ouvrages, présentés dans le Fascicule suivant du Rapport de Factibilité (et dont la liste figure en première page de ce Fascicule) intitulé "Plans de principe des principaux ouvrages", sont classés dans l'ordre correspondant à leurs références dans le présent Fascicule, ceci afin de faciliter la tâche du lecteur.

## 1. - ENDIGUEMENT DE PROTECTION CONTRE LES CRUES -

### 1.1. - Niveau de protection -

Il faut rappeler que, en Rive Droite comme en Rive Gauche, les crues de référence retenues pour la protection, selon les types de périmètres, sont les suivantes :

- les grands périmètres sont protégés contre la crue naturelle de fréquence centennale, avec une revanche conseillée de 1 m au-dessus de cette crue centennale (cf. Schéma Directeur Rive Droite, Document B 3 "Normes techniques d'aménagement hydro-agricole" pages 56 à 58 et Schéma Directeur Rive Gauche, Document 13 "Normes d'Aménagement" pages D. 12 - D. 13 et G. 1 à G. 12)
- les petits périmètres ("périmètres villageois") sont protégés contre la crue naturelle de fréquence décennale, avec la même revanche.

Il faut ensuite prendre en compte la construction en cours des barrages de DIAMA et MANANTALI, la mise en eau de DIAMA devant intervenir en 1986, et celle de MANANTALI en 1992;

Or, les actions de ces deux barrages seront contradictoires :

- \* le barrage de DIAMA augmentera les niveaux des plus hautes eaux : au droit de BOGHE, point central du secteur concerné, les rehaussements seront approximativement les suivantes :
  - 0,25 m pour une crue de fréquence décennale (soit 8,70 m + 0,25 m = 8,95).

- $\approx$  1,15 m pour une crue de fréquence centennale  
(soit 9,70 m + 1,15 m = 10,85 m).

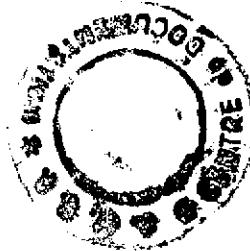
Il faut noter que les aménagements hydro-agricoles prévus à Moyen Terme ont été pris en compte dans la simulation de l'effet du barrage de DIAMA (modèle SOGREAH - 1977). Cette prise en compte est discutable, car de ce fait le relèvement des niveaux d'eau en période de crue sur la Vallée est surtout dû aux aménagements projetés. - Si l'on ne les prenait pas en compte, l'on obtiendrait une diminution très sensible du coût des endiguements. -

\* Le barrage de MANANTALI laminera au contraire les crues : une crue centennale naturelle devient, au droit de BAKEL, une crue de fréquence 1 année/18 - Au droit de BOGHÉ, la diminution au niveau d'une crue centennale, après laminage par MANANTALI, serait de  $\approx$  0,95m (Source : "Groupement MANANTALI - Dossier d'exécution"), soit 9,70 m - 0,95 m = 8,75 m.

\* Au total, au-delà de la mise en service de MANANTALI, à l'aval de BAKEL les influences des deux barrages sur les hauteurs de crue s'annulent quasiment. Ainsi, au droit de Boghé, la crue centennale après aménagement de DIAMA et MANANTALI se situerait à  $\approx$  9,80 m, contre 9,70 m pour la crue centennale naturelle.

Par ailleurs, les Moyens Périmètres sont envisagés comme devant reprendre les concepts de base des Petits Périmètres Villageois (quartiers hydrauliques gérés par les villageois eux-mêmes ; groupes moto-pompes et canal principal gérables autant que faire se peut, par les coopérateurs, ou leurs délégués). De ce fait, le seul investissement fixe important (puisque l'on verra dans le paragraphe "III - Stations de pompage", que l'on envisage des groupes moto-pompes mobiles), en dehors de l'endiguement, est constitué par le canal principal et ses ouvrages (de distribution d'eau en tête des quartiers hydrauliques, ainsi que de sécurité).

Il a donc semblé possible, dans un souci de limitation des coûts d'investissements, de conserver le niveau de protection contre la crue décennale plus une revanche de 1 m.



Cette revanche de 1 m correspond approximativement à un calage des endiguements à hauteur d'une crue centennale sans revanche (en effet la crue centennale est supérieure d'un mètre en moyenne, par rapport à la crue décennale).

Par ailleurs, sachant qu'un intervalle de 6 ans (1986 - 1992) seulement doit séparer les mises en service de DIAMA et de MANANTALI, le risque qu'une crue de fréquence centennale (avec DIAMA et sans MANANTALI) se produise pendant cet intervalle a paru suffisamment faible (1 chance sur 17 environ....) pour pouvoir être négligé.

De ce fait, l'on propose de retenir, comme cote d'arasement des digues, la crue centennale avec DIAMA et MANANTALI, sans revanche, ce qui correspond donc en moyenne à une hauteur de crue décennale avec DIAMA et MANANTALI, plus une revanche de 1 m.

L'on a enfin vérifié comment se situaient ces niveaux par rapport à la crue décennale naturelle. L'on verra (cf paragraphe suivant 1.2. - Calcul des cotes d'arasement des digues) que, par rapport à cette crue décennale naturelle, les niveaux proposés ménagent une revanche comprise entre 0,60 m et 1,55 m, selon les 3 sites retenus pour les Moyens Périmètres.

#### 1.2. - Calcul des cotes d'arasement des digues -

Ces calculs ont été faits par interpolation linéaire entre les différents points où les hauteurs de crue sont connues. Ces points sont, pour la zone qui nous intéresse, et de l'amont vers l'aval :

. KAEIDI	P.K. (point kilométrique) 532
. KASKAS	P.K. 428
. BOGHE	P.K. 379
. LAHEL	P.K. 315
. MBOYO	P.K. 285
. PODOR	P.K. 267

Les 3 sites de Moyens Périmètres sont par ailleurs situés ainsi, de l'amont vers l'aval :

- . SENO-BOUSSOBE P.K. 424 à 421
- . WOTHIE P.K. 411 à 407
- . ALI-GUELEL P.K. 300

Pour les 2 premiers périmètres, qui longent le Fleuve, l'on a retenu le P.K. amont pour le calcul.

Voici, pour les 6 points de la zone, les différentes crues connues (par calcul statistique ou simulation sur modèle mathématique), présentant un intérêt, compte-tenu de ce que l'on a vu dans le paragraphe précédents "1.1. - Niveau de protection".

Crues Stations	Décennale Naturelle	Centennale Naturelle	Avec "Aménagements à MOYEN TERME"	
			Centennale avec DIAMA	Centennale avec DIAMA + MANANTALI
KAEDI	12,77	13,70	14,36	13,30
KASKAS	10,10	11,25	11,10	10,66
BOGHE	8,70	9,70	10,25	9,80
LAHEL	6,90	8,10	8,95	8,40
MBOYO	6,40	7,60	8,39	7,95
PODOR	6,20	7,00	7,70	7,10

Pour les Moyens Périmètres de SENO-BOUSSOBE et WOTHIE, l'on a interpolé entre KASKAS et BOGHE, et pour celui d'ALI - GUELEL entre LAHEL et MBOYO, ce qui donne les résultats suivants :

Sites \ Crues	Décennale Naturelle	Centennale Naturelle	Centennale Avec DIAMA	Centennale avec DIAMA + MANANTALI
SENO-BOUSSOBE	10,00	11,12	10,99	10,59
WOTHIE	9,61	10,71	10,81	10,36
ALI-GUELEL	6,65	7,85	8,67	8,18

Comme proposé lors du paragraphe précédent 1.1. -, l'on retient donc les niveaux de crue "centennale avec DIAMA + MANANTALI", avec prise en compte des "Aménagements à Moyen terme", arrondis aux valeurs suivantes :

- . SENO - BOUSSOBE : 10,60 m
- . WOTHIE : 10,35 m
- . ALI - GUELEL : 8,20 m

### 1.3. - Profil-type des digues -

Il s'agit du profil retenu pour l'aménagement du périmètre de BOGHE, qui a été ensuite pris comme norme dans les Schémas Directeurs Rive Droite (cf Document B3 "Normes techniques d'aménagement hydro-agricole", page 56 et 57), et Rive Gauche (cf Document 13 "Normes d'aménagement" page D13).

Rappelons brièvement ses caractéristiques : (cf Schéma de Principe n° 1) :

\* Largeur en crête : 3,0 m (pour permettre un bon compactage ainsi que la circulation des engins chargés de l'entretien de la digue)

\* Pente des talus :

- 3/1 côté fleuve en remblai compacté, contre lequel on poussera au bull-dozer une recharge complémentaire en sol naturel avec cette fois-ci une pente très faible (15/1). Cette protection supplémentaire, testée sur certains points du périmètre de BOGHE, donnera au côté extérieur de la digue une pente équivalente (sinon plus faible) à celle d'une plage, et évitera ainsi à la partie centrale en remblai compacté les phénomènes d'érosion dus aux pluies et surtout au batillage en période de crue. (\*)
- 3/2 côté intérieur.

\* Risbermes horizontales de 2 m de largeur tous les 2 m de hauteur.

#### 1.4. - Estimation du volume des digues -

Compte-tenu du profil-type retenu précédemment, on a établi une abaque (cf. schéma n°3) donnant les sections de :

- la digue elle-même (en remblai compacté)
- la protection anti-batillage à 15/1 en fonction de la hauteur de digue par rapport au terrain naturel.

A partir des levés topographiques, les profils en long du terrain naturel ont été effectués.

---

(\*) Cette protection, peu coûteuse à l'investissement, devra toutefois être surveillée et rechargée le cas échéant au bull-dozer.

Ces profils, ainsi que les calculs de volume de digues correspondants, sont fournis en "minutes". On rappelle ci-dessous les principaux résultats, en milliers de m<sup>3</sup> :

PERIMETRE	SENO-BOUSSOBE	WOTHIE	ALI-GUELEL
Digue (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	87	132	203
Protection anti-batillage (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	114	174	173
Surface totale endiguée (S. T.)	260	272	206
Ratio			
Volume digue (m <sup>3</sup> /ha)	335	485	985
S.T. Ratio			
Volume protection (m <sup>3</sup> /ha) S.T.	438	640	840

1°/ - On peut estimer, d'après les prix des deux marchés de travaux du périmètre de BOGHE, que le coût final du m<sup>3</sup> de digue en remblai compacté sera, suivant la distance entre la chambre d'emprunt et la digue, de l'ordre de 4 à 10 fois plus élevé que celui du m<sup>3</sup> de protection anti-batillage. D'un point de vue coût des investissements, seul le volume de digue a donc une grosse importance.

2°/ - Pour Séno-Boussobé, on a examiné la possibilité d'implanter la digue B sensiblement plus à l'Est, au prix d'une perte de superficie aménageable de 8 ha entre le marigot et le fleuve et de 22 ha entre le marigot et le Diéri. Cette perte de superficie aménageable n'entraîne pratiquement aucun gain sur le volume des digues. Cette variante n'a donc pas été retenue.

3º/ - Pour Wothie, on a examiné une variante consistant à planter une digue presque en bordure du Quedji afin de laisser libre le marigot pour le passage des eaux de crue. Cette solution entraîne l'économie de la réalisation d'un nouveau chenal de crue à l'Est du périmètre mais augmente le volume des endiguements de 68 000 m<sup>3</sup> et celui de la recharge de protection de 94 000 m<sup>3</sup>. Cette variante n'a donc pas été retenue.

4º/ - Au total, pour la solution retenue, les superficies brutes (total à l'intérieur des axes de digues) et la superficie nette cultivable sont les suivantes : cf. page suivante 8bis.

#### 1.5. - Levé topographique détaillé d'implantation des diques -

La topographie allégée effectuée en Juillet-Août 1983 a permis de réaliser l'estimation sommaire des volumes de digues faite dans le paragraphe précédent.

Toutefois, immédiatement avant les travaux, il restera indispensable d'exécuter l'opération topographique suivante : implantation définitive des digues et levés des profils d'exécution, en long (au 1/200ème en planimétrie et 1/20ème en altimétrie) et en travers, le cas échéant.

### II. - ORGANISATION DU PERIMETRE ET DES QUARTIERS HYDRAULIQUES

#### 2.1. - Le quartier hydraulique

##### 2.1.1. - Dimensions -

L'idée de base est que ce quartier hydraulique correspond à un petit périmètre villageois, même si son alimentation en eau, compte tenu de la dimension d'ensemble du périmètre (150 à 200 hectares de surface nette aménageable), doit être plus élaborée que dans le cas d'un PPV. Au niveau

SUPERFICIES DES MOYENS PERIMETRES (en ha)

	AMENAGEMENT 1ère TRANCHE	EXTENSIONS POSSIBLES	TOTAL
<u>SUPERFICIE TOTALE ENDIGUEE (ST)</u>			
ALI-GUELEL / DAR-EL-BARKA	206	-	206
WOTHIE	219	53	272
SENO-BOUSSOBE	<u>176</u>	<u>84</u>	<u>260</u>
	601	137	738
<u>S.A.U. NETTE (0,8 ST)</u>			
ALI-GUELEL / DAR-EL-BARKA	165	-	165
WOTHIE	175	42	217
SENO-BOUSSOBE	<u>140</u>	<u>68</u>	<u>208</u>
	480	110	590
<u>S.A.U. IRRIGABLE (0,7 x ST arrondi à un multiple de 15)</u>			
ALI-GUELEL / DAR-EL-BARKA	150	-	150
WOTHIE	150	30	180
SENO-BOUSSOBE	<u>120</u>	<u>60</u>	<u>180</u>
	420	90	510

de la dimension du quartier hydraulique, l'on gardera donc celle des P.P.V., qui est d'une quinzaine d'hectares (exactement 17,125 ha sur les 17 P.P.V. du secteur de BOGHE - Source : SONADER, "Rapport de fin de campagne - Hivernage 1982").

L'on applique ainsi les options prises au niveau des Schémas Directeurs, tant Rive Droite (cf Document B3, déjà cité, page 3) que Rive Gauche (cf Document 13, déjà cité, page II.4).

Pour la dimension des parcelles, un choix reste à faire. Les hypothèses du Schéma Directeur Rive Droite prévoient des parcelles de base de 0,5 ha, la superficie par "ménage" passant successivement de 1 à 2 puis 3 parcelles, soit de 0,5 à 1 puis 1,5 ha. Le Schéma Directeur Rive Gauche, plus récent, et donc plus orienté vers la notion nouvelle de "périmètre évolutif", envisage des parcelles de 0,25 ha, chaque "ménage" pouvant se voir attribuer 2 à 4 parcelles au prorata du nombre d'actifs (ou d'U.T.H.) qui la composent. Les superficies en cultures manuelles pourraient être augmentées avec une mécanisation du labour et du battage.

Par ailleurs l'expérience que l'on peut tirer des P.P.V. du Secteur de BOGHE est résumée ici : les 17 P.P.V. du secteur qui ont pu mener une campagne d'hivernage en 1982 (sur un total de 22 P.P.V.) ont les caractéristiques suivantes (Source : SONADER, "Rapport de fin de campagne 1982", déjà cité) :

- Surface moyenne du P.P.V. : 17,12 ha (de 8 à 30 ha)
- Nombre moyen de coopérateurs : 81 (de 37 à 130 membres)
- Surface moyenne par coopérateur : 0,21 ha (de 0,08 à 0,48 ha).

D'autre part, le "Rapport d'Evaluation FAC - CCCE sur les P.P.V. dans la Région de BOGHE - Septembre 1982", prévoit lui aussi des parcelles de 0,25 à 0,35 ha (cf Annexe 1 de ce Rapport, page 4).

De ces différents éléments, il ressort qu'une taille de parcelle de 0,25 ha aurait plusieurs avantages :

- elle correspond approximativement à celle que les paysans ont déjà l'habitude de gérer dans les P.P.V.
- elle permet un développement progressif de l'exploitation familiale, qui, en fonction des progrès réalisés dans la gestion, pourrait passer successivement à 2 parcelles (soit 0,5 ha), puis 3 et même 4 parcelles ou plus.
- elle permet d'attribuer, aux coopérateurs ayant déjà acquis une expérience sur les P.P.V., des parcelles d'une taille suffisamment modeste pour que l'on ne courre pas le risque de les voir négliger celles qu'ils exploitent déjà dans les P.P.V.

Comme trame hydraulique pour le quartier, l'on conservera la trame dite "B", déjà adoptée sur les P.P.V. et dans le Schéma Directeur Rive Droite (cf Document B3, déjà cité, pages 4 à 11). Elle présente l'avantage de s'adapter à un terrain pré-plané sans dissocier l'unité de gestion hydraulique (rizière) et l'unité de gestion agronomique (parcelle).

### 2.1.2. - Le Canal Arroseur -

Comme dans les P.P.V., et conformément au Schéma Directeur Rive Droite (cf Document B3, déjà cité, pages 19 à 22), le canal arroseur en terre sera exécuté à la main par les paysans, ce qui demande un profil en travers avec équilibre déblai-remblai. Compte tenu de la nécessité d'obtenir des cavaliers suffisamment larges, cet équilibre donne un canal d'une profondeur totale importante (1,35 m ou plus), surdimensionné par rapport au débit à transiter (vitesse  $\approx$  0,03 m/s pour 50 l/s pour une hauteur d'eau de 110 cm).

De ce fait, ce canal arroseur pourra dans tous les cas suivre la pente naturelle du terrain. Si celle-ci est faible (cas du Moyen Périmètre d'ALI-GUELEL), compte-tenu de la longueur des canaux arroseurs (1.200 à 1.700 m), des seuils transversaux ne seront sans doute pas obligatoires. Avec la topographie détaillée qui devra être réalisée après le pré-planage, il suffira de vérifier que le débit peut bien transiter jusqu'au bout du canal arroseur (cf. Fascicule suivant "Plans de principes", plan n° 4 pour le profil en travers de ce canal).

Si la pente naturelle du terrain est plus forte (cas de SENO-BOUSSOBE et WOTHIE), des seuils transversaux seront alors nécessaires pour stabiliser la ligne d'eau et assurer l'alimentation des prises des rizières. L'espacement de ces seuils sera fonction de la pente, et leur nombre pourra être déterminé à l'aide de la topographie détaillée qui devra être réalisée après le pré-planage. Ce modèle de seuil batardable et ses avantages sont explicités dans les Schémas Directeurs Rive Droite (cf Document B3, pages 21-22) et Rive Gauche (cf. Document 13, page II.11, avec en particulier un schéma du seuil), et dans le Fascicule suivant "Plans de Principe", Plan n° 5.

### 2.1.3. - Ouvrages de prises en tête de parcelle -

Parmi les 3 solutions envisagées dans le Schéma Directeur Rive Droite (cf Document B3 pages 24 à 28), qui permettent toutes trois un certain réglage du débit admis dans

la parcelle, c'est la "solution 2", très simplifiée, qui est proposée : à savoir un simple tube PVC classe "évacuation" ( $\approx$  PN 4) sur lequel est fixée (par collier) une manche souple rabattable de Ø 200mm (cf Document B3 Planche B3/9 - page 27 et Fascicule suivant "Plans de principe", Plan n° 6.) Cette manche peut être soit en PVC souple (matériau très résistant utilisé en France pour la modernisation des irrigations de surface, prix d'ordre en France :  $\approx$  20 FF/ml) soit en polyéthylène noir, matériau moins résistant mais environ 5 fois moins coûteux

## 2.2. - Normes de débit de pointe -

Le débit de pointe est imposé, sur un périmètre rizicole, par la phase d'imbibition et de mise en eau des rizières.

L'on a comparé ci-dessous les normes retenues dans les 2 Schémas Directeurs, ainsi que pour l'équipement en matière de système de pompage des P.P.V. (Etude effectuée pour la Banque Mondiale - Juin 1982).

	SCHEMAS DIRECTEURS		ETUDE STATION POMPAGE P.P.V.
	RIVE DROITE	RIVE GAUCHE	
Efficiency globale	0,6	0,7	-
dont efficiency au niveau du quartier	0,85	0,9	-
et efficiency au niveau du réseau (avec canaux en terre)	0,70	0,80	-
Besoins en eau en tête de la parcelle	2,1 l/s/ha	3,0 l/s/ha	
Besoins en eau en tête du quartier	2,5 l/s/ha	3,3 l/s/ha	3,75 l/s/ha
Besoins en eau en tête du casier		3,9 l/s/ha	
Besoins en eau en tête du réseau	3,5 l/s/ha	4,3 l/s/ha	

On voit que l'application stricte des normes du Schéma Directeur Rive Droite amènerait à retenir un débit fictif continu de pointe de  $\approx 3,0$  l/s/ha en tête du Moyen Périmètre. Mais l'expérience des P.P.V. conduit à tenir compte des inévitables aléas de cette phase critique d'imbibition : repiquage de retardataires, rupture de diguettes imposant de nouveaux remplissages etc..., et donc à surdimensionner les ouvrages et les stations de pompage, et donc à se baser sur un débit fictif continu de 3,5 l/s/ha en tête du Moyen Périmètre.

### 2.3. - Emplacement des stations de pompage des canaux principaux et canaux arroseurs -

#### 2.3.1. - Site d'Ali-Guelé -

Compte-tenu de la pente générale, le Canal Principal sera placé le long de la digue Est du périmètre, la station de pompage à l'angle Sud-Est du périmètre, et les 10 canaux arroseurs correspondants aux 10 quartiers hydrauliques ( $15 \text{ ha} \times 10 = 150 \text{ ha}$  de SAU) seront implantés Est-Ouest, perpendiculairement au canal principal (cf Fascicule 6, Plan Schématique n° 4 au 1/5.000ème).

Les quartiers hydrauliques auront une largeur moyenne de 150 m, et les parcelles de 0,25 ha auront donc une dimension de :  $\frac{150 \text{ m}}{2} = 75 \text{ m}$  dans le sens Nord-Sud (perpendiculaire au canal arroseur) et 33 m en moyenne (puisque il est prévu qu'elles prennent des formes trapézoïdales pour que les diguettes suivent sensiblement les courbes de niveau) dans l'autre sens.

Par ailleurs, pour conserver la possibilité d'une extension ultérieure (de 150 ha) sur le "casier ex-BDPA", et en supposant que cette extension doive être alimentée directement par le Fleuve (et non par le Marigot de DIOU, supposition qui paraît plausible étant donnée la surface totale de Petits Périmètres Villageois et Privés prévue le long du DIOU - cf. Fascicule n° 2 "Identification des Périmètres".

- \* Soit surdimensionner le Canal Principal, afin que celui-ci puisse desservir 300 ha de SAU irrigable.
- \* Soit résERVER, entre le Canal Principal et la digue Est du Périmètre, un emplacement permettant la construction ultérieure d'un canal parallèle pour alimenter l'extension. Cette deuxième solution paraît, à priori, préférable, car d'une part, elle évite un alourdissement de l'investissement initial, et surtout elle permet de ne pas augmenter de 10 à 20 le nombre de quartiers hydrauliques desservis par un même canal principal. Or, comme on va le voir, en particulier dans le chapitre "IV - Ouvrages de distribution de l'eau aux quartiers", la gestion de l'eau dans les ouvrages communs aux différents quartiers (station de pompage et canal principal) sera sûrement un des domaines où le passage, d'un P.P.V. de 15 - 20 hectares et 80 coopérateurs, à un Moyen Périmètre regroupant une dizaine de coopératives de 15 hectares, s'avèrera délicat : ce passage supposera la création d'une superstructure (que l'on pourrait appeler "groupement") associant les coopératives de base de 15 hectares ; il faudra que cette superstructure dispose d'un personnel compétent (pompiste(s) et aiguadier) et surtout d'une autorité suffisante vis-à-vis des coopératives et des coopérateurs de base. C'est cette solution qui a été retenue.

Enfin le drain principal sera placé le long de la digue Ouest, et orienté Nord-Sud, afin que le point de drainage par pompage éventuel (cf § suivant "3.6.- Utilisation des groupes pour le drainage") soit situé au Sud-Ouest du périmètre ; de ce fait, la distance sur laquelle on devra (dans le cas de figure, peu fréquent, où une forte pluie intervient pendant une période de hautes eaux) déplacer les groupes moto-pompes mobiles sera relativement faible (environ 1 kilomètre).

### 2.3.2. - Site de WOTHIE -

Ici la topographie allégée de Juillet-Août 1983 permet de choisir entre les 2 emplacements éventuels pour la station de pompage :

\* soit le site aval (angle Est du périmètre, en bordure du périmètre privé), s'avère utilisable ; ce site présente 2 avantages :

- il est proche du village (1,5 km au lieu de 3,5 km pour le site amont), ce qui est favorable pour la surveillance de la station de pompage (et le contrôle du pompiste)

- compte tenu du fait que le drainage naturel du terrain s'effectue par l'Est (cf. sur le schéma d'implantation ci-joint le sens de drainage du Marigot de OUEDJI), l'emplacement logique de l'exutoire du drain principal du Périmètre est à l'angle Nord de celui-ci. Si la station de pompage est située à l'angle Est, la distance de déplacement éventuel des groupes moto-pompes mobiles est relativement faible (environ 1 kilomètre), alors que si la station est placée sur le site amont, soit cette distance devient importante (3,2 kilomètres en longeant le périmètre), soit il faut établir le drain principal du périmètre à contre-pente par rapport à la déclivité naturelle du terrain.

\* Soit le site amont, plus favorable que le site aval pour l'implantation de la station de pompage, mais qui présente les inconvénients présentés ci-dessus.

C'est cette dernière solution qui est retenue car le drainage avec pompage ne doit être que très occasionnel et par ailleurs, le site aval, compte tenu de la présence du PPV et du périmètre privé, ne dispose pas d'un accès proche du fleuve (100 à 200 m au moins séparent l'angle Est du moyen périmètre, de la berge du fleuve elle-même).

### 2.3.3. - Site de SENO-BOUSSOBE -

Sur les bases de la topographie allégée il est proposé un équipement en 2 temps :

- 1er temps : aménagement de la zone située entre le Marigot et le fleuve (140 ha nets)
- 2ème temps : aménagement de 68 ha nets entre le Marigot et le Diéri.

Dans ces conditions, le canal principal amont sera dimensionné pour porter les débits nécessaires aux 4 quartiers hydrauliques à équiper en 2ème temps.

## III. - STATIONS DE POMPAGE -

### 3.1. - Choix du système d'alimentation en énergie des pompes : groupe électrogène ou groupe thermique direct -

L'alternative à l'emploi de groupes motopompes est l'utilisation de l'énergie électrique, qui, dans l'absolu, peut être fournie par trois sources :

- capteurs photo-voltaiques
- réseau de distribution
- groupe électrogène propre au périmètre.

Les deux premières sources sont à écarter d'entrée car extrêmement coûteuses par rapport aux groupes motopompes.

Quant à la solution du groupe électrogène, si elle présente un avantage, à savoir que le groupe électrogène pourrait être installé à poste fixe à l'intérieur du périmètre, dans un local où il serait mieux protégé des vents de sable que ne le sont les groupes motopompes actuels (des PPV par exemple), elle présente plusieurs inconvénients :

- au niveau de l'investissement, il y a lieu de prévoir "en plus" un surdimensionnement du moteur thermique du groupe électrogène, pour faire face au surcroît de puissance appelé au démarrage par le groupe électro-pompe ; ainsi que le coût du moteur et de l'appareillage électrique.

- en matière de coût de fonctionnement, les pertes énergétiques dues au coefficient de rendement du générateur (0,85 à 0,90 suivant la puissance) et au coefficient de rendement du moteur électrique (0,85 à 0,90 suivant la puissance), se cumulent, soit 20 à 30 % de pertes au total).

- enfin, compte tenu de la variation de débit nécessaire en fonction du cycle de végétation (mais à ce niveau on peut s'y adapter en modulant la durée journalière de fonctionnement de la station de pompage) et du marnage du fleuve, il peut être nécessaire de pouvoir faire varier la vitesse de la pompe (pour obtenir le même débit avec une HMT variable, par exemple). Or il n'est pas facile d'utiliser, à vitesse variable, un groupe électropompe alimenté par un groupe électrogène. Celà suppose en effet de faire varier concomitamment fréquence et tension, et les régulateurs courants ne sont pas équipés pour ce faire.

L'on voit donc que, en l'absence d'un réseau de distribution électrique déjà en place, il demeure souhaitable de conserver la solution adoptée sur les PPV, à savoir une pompe directement entraînée par un moteur thermique.

### 3.2. - Station de pompage mobile ou fixe -

Si pour les PPV une station de pompage mobile paraît d'emblée plus adaptée à la faible puissance nécessaire (de l'ordre de 30 CV à 1600 Tr/mn), pour les Moyens Périmètres, où les surfaces nettes aménageables, et donc les puissances, peuvent être jusqu'à 10 fois supérieures, la question doit être posée.

Rappelons brièvement les caractéristiques que doit présenter une station de pompage fixe (cf Plan n° 9 du Fascicule "Plans de Principes")

- elle est alimentée par un puisard situé dans le bourrelet de berge. Le radier du puisard doit être placé à une cote inférieure à celle du fleuve à l'étiage, afin de garantir un écoulement gravitaire du fleuve vers le puisard, quel que soit le niveau du fleuve.

- le moteur thermique est placé en point haut, sur le bourrelet de berge, ce qui a deux conséquences :

- la profondeur importante du puits : la différence de cote entre le plan d'eau à l'étiage et la cote du point haut du bourrelet de berge, est d'environ 7m à l'aval du secteur de BOGHE, et de 10m à l'amont (source : "FAC-CCCE - PPV de la Région de BOGHE - Rapport d'Evaluation Septembre 1982" - Annexe 1 pages 6 et 7) ; si l'on prend la marge de sécurité nécessaire pour tenir compte des étiages exceptionnels, l'on voit que l'on est amené à prévoir un puits de plus de 10m, ce qui suppose d'importants travaux de terrassements et de génie-civil pour la conduite d'amenée d'eau dans le puisard et le puisard lui-même.
- cette profondeur oblige à utiliser une pompe à axe vertical comprenant plusieurs arbres et une tête de pompe avec renvoi d'angle. Or la maintenance des paliers de la pompe verticale, et du renvoi d'angle, est une source supplémentaire de pannes.

Il est donc proposé de conserver une station de pompage composée de groupes mobiles.

### 3.3. - Caractéristiques hydrauliques des groupes -

Si l'on se base sur un débit fictif continu de pointe en tête du périmètre de 3,5 l/s/ha, et que l'on considère que la régulation au niveau du débit/jour se fera en modulant le temps de fonctionnement journalier, chaque quartier hydraulique demandera un débit de 189 m<sup>3</sup>/h (sur la base de 15 hectares par quartier), arrondi à 190 m<sup>3</sup>/h.

Pour la Hauteur Manométrique Totale (HMT), il y a lieu de faire les calculs suivants, pour les HMT extrêmes :

### 3.3.1. - Hauteurs géométriques extrêmes -

Pour les cotes d'étiage, d'après l'Etude de faisabilité SATEC, l'on a :

SENO-BOUSSOBE	: 1,03 arrondi à 1,00m
WOTHIE	: 0,79 -"- 0,80m
ALI-GUELEL	: 0,10

On peut noter que, pour le périmètre d'ALI-GUELEL, dès que le barrage de DIAMA sera mis en service, la cote d'étiage remontera au moins à la cote d'exploitation qui sera fixée pour le barrage, réduisant ainsi la hauteur de pompage en étiage.

Pour les cotes de crues, l'on a pris, en première approximation, la crue décennale naturelle telle qu'elle est donnée par le modèle SOGREAH (cf. § précédent 1.2.-).

Enfin, pour les cotes de berge, l'on dispose, en attendant la topographie détaillée prévue au stade "MAPD", de trois valeurs : celles que l'on peut lire sur la carte au 1/50.000ème surchargée M.A.S. pour les points cotés les plus hauts du bourrelet de berge sur les périmètres considérés, la cote adoptée pour le niveau d'arasement de la digue, à savoir celle de la crue centennale avec DIAMA + MANANTALI + les aménagements prévus à Moyen Terme dans la vallée (cf. § précédent 1.2.-), et celle de la "topographie allégée" de Juillet-Août 1983, qui concorde approximativement avec les précédentes.

<u>Périmètre</u>	<u>Crue décennale naturelle</u>	<u>Plus haut point coté du bourrelet de berge</u>	<u>Cote adoptée pour haut digue</u>
SENO-BOUSSOBE	10,00	10,01	10,60
WOTHIE	9,61	9,1	10,35
ALI-GUELEL	6,65	7,1	8,20

En première approximation, l'on retiendra la cote adoptée pour le haut de la digue comme "cote de berge estimée" une fois le périmètre réalisé, sachant que l'on se place ainsi vraisemblablement un peu au-dessus du niveau réel auquel il faudra refouler, en particulier pour le périmètre d'ALI-GUELEL, où la revanche de la digue par rapport à la crue décennale naturelle ressort à 1,55 m (8,20 m - 6,65 m).

### 3.3.2. - Pertes de charges singulières et au refoulement -

Pour estimer celles-ci, nous supposerons que l'importance des pertes de charge dans le système d'aspiration - refoulement est la même que celle que l'on constate actuellement sur les PPV, telle qu'elle est calculée dans l'Etude pour la Banque Mondiale - Juin 1982, sachant que l'on a prévu, au niveau des avants-métrés et du devis estimatif, une aspiration "double" (2 conduites en parallèle) en Ø 200, ce qui entraîne une réduction des pertes de charge par rapport à l'Etude "Banque Mondiale" (190 m<sup>3</sup>/h pour l'aspiration Ø 200 au lieu de 270 m<sup>3</sup>/h) et un refoulement simple en Ø 200, ce qui entraîne une augmentation des pertes de charges au refoulement ; les 2 se compensent approximativement .

L'on a préféré diminuer les risques à l'aspiration, car notre expérience en Afrique de l'Ouest montre que c'est à ce niveau (risques de cavitation si la hauteur totale d'aspiration dépasse le N.P.S.H.) qu'ils sont le plus forts.

- . clapet de pied-crépine : 0,55 m
- . Energie cinétique dissipée au point de rejet : 0,30 m
- . Refoulement : l'on estimera les longueurs de refoulement d'après la reconnaissance effectuée sur le terrain en Juillet 1983, et l'emplacement probable des stations de pompage, comme suit :

<u>PERIMETRE</u>	<u>LONGUEUR REFOULEMENT ETIAGE</u>	<u>L. R.<sup>t</sup> CRUE</u>
SENO-BOUSSOBE	30	10
WOTHIE	30	10
ALI-GUELEL	30	10

N.B. : l'on a plutôt, en l'absence de données topographiques très précises et de données hydrauliques complètes (cf. § suivants "3.4. et 3.5. - choix de la dimension, du nombre et de l'emplacement des groupes"), surestimé volontairement les longueurs de refoulement.

Si l'on conserve à titre indicatif, le niveau de perte de charge dans les conduites de refoulement actuelles des PPV, à savoir 0,028 m/ml, on obtient :

<u>PERIMETRE</u>	<u>J. REFOULEMENT ETIAGE</u>	<u>J. REFOULEMENT CRUE</u>
SENO-BOUSSOBE	0,84	0,28
WOTHIE	0,84	0,28
ALI-GUELEL	0,84	0,28

3.3.3. - Hauteurs Manométriques Totales (HMT) -

Les éléments calculés dans les deux paragraphes précédents donnent : (en mètres)

<u>Périmètre</u>	<u>Plan d'eau</u> (IGN)	<u>Cote de berge</u> <u>estimée</u> (+ 0,80m de rejet) (IGN)	<u>J. refoul.</u>	<u>J. singul.</u>	<u>HMT</u>
<u>ETIAGE</u>					
SENO-BOUSSOBE	1,00	11,40	0,84	0,85	12,10
WOTHIE	0,80	11,15	0,84	0,85	12,05
ALI-GUELEL	0,10	9,00	0,84	0,85	10,60
<u>CRUE</u>					
SENO-BOUSSOBE	10,00	11,40	0,28	0,85	2,55
WOTHIE	9,61	11,15	0,28	0,85	2,65
ALI-GUELEL	6,65	9,00	0,28	0,85	3,50

L'on voit que suivant le site et la saison, la HMT se situera entre 2,55 et 12,10 m environ.

### 3.3.4. - Conséquences des caractéristiques hydrauliques -

Pour conserver un débit relativement constant avec des pressions variant entre 2,5 et 12,5 m environ, la pompe devra obligatoirement être entraînée à vitesse variable. Elle devra aussi avoir une courbe caractéristique Pression = fonction (débit) suffisamment "plongeante" pour que la plage de variation de vitesse soit limitée et puisse de ce fait bien correspondre avec le régime de consommation spécifique minimal du moteur. L'on se reportera à la courbe établie par l'Etude Banque Mondiale pour les PPV des secteurs de GOURAYE et KAEDI, chapitre II.4 page 34 (Graphique n° 1.3. "Esquisse d'une solution au problème hydraulique"), pour bien visualiser ces contraintes.

La puissance d'un groupe motopompe correspondant à l'alimentation d'un quartier hydraulique, sur la base d'un rendement de la pompe de 0,75, et d'un rapport :

$$\frac{\text{puissance absorbée par la pompe}}{\text{puissance fournie par le moteur}} = 0,8$$

sera donc :

$$P \text{ (chevaux)} = \frac{Q \text{ (l/s)} \times H \text{ (m)}}{75 \times 0,8 \times 0,75} = \text{au régime moteur donnant 12,5 m de pression à la pompe}$$

L'on a vu que  $Q = 189 \text{ m}^3/\text{h} = 52,5 \text{ l/s}$  (cf. § 3.3.-)

et  $H = 12,5 \text{ m}$  (cf § 3.3.2.-)

$$\text{donc } P \text{ (chevaux)} = \frac{52,5 \times 12,5}{75 \times 0,8 \times 0,75}$$

$$P = 14,58 \text{ chevaux}$$

$$P \approx 15 \text{ chevaux}$$

### 3.4. - Choix de la dimension et du nombre des groupes -

La puissance de base nécessaire pour un quartier hydraulique étant déterminée, il convient alors de voir comment l'on peut composer la station de pompage.

Si l'on analyse l'équipement en matériel de pompage des PPV, l'on constate que l'on rencontre partout, un groupe moto-pompe mobile, monté sur remorque, constitué d'une pompe mono cellulaire (d'un débit nominal voisin de 270 m<sup>3</sup>/h) et d'un moteur diésel, 2 ou 3 cylindres, à démarrage manuel. Ce GMP est dimensionné pour un débit de pointe de 3,75 l/s/ha sur 20 ha.

#### 3.4.1. - Problème du démarrage -

La taille des PPV permet de n'utiliser qu'un seul GMP à démarrage manuel, ce qui présente beaucoup d'avantages : pas de problème d'entretien ou de recharge de batterie dans des zones où il n'y a pas de réseau de distribution électrique. L'Etude Banque Mondiale est d'ailleurs impérative à ce sujet : dans les "prescriptions techniques d'un dossier d'appel d'offres" annexées à leur étude, il est précisé "démarrage manuel direct. Les lanceurs à inertie et démarreurs électriques sont formellement proscrits".

C'est aussi notre avis personnel. Toutefois, les surfaces nettes aménageables atteignent 175 hectares, et même 217 ha avec extension (périmètre de WOTHIE); et par ailleurs, les moteurs diesels à démarrage manuel n'existent pas au delà de 3 cylindres. Or avec 3 cylindres à 1600 tours, un moteur de type, par exemple, LISTER HR 3, fournira une puissance en service continu (norme DIN 6270 A), de 33,75 CV à 1600 tours. Compte tenu de la température élevée en Mauritanie (46° C), il y a lieu de tenir compte d'un "déclassement climatique" d'environ 6,5 % par rapport à cette puissance nominale, soit 31,5 CV.

Celà correspond approximativement à la puissance nécessaire pour 2 quartiers hydrauliques de 15 ha.

Mais le nombre de quartiers hydrauliques par Moyen Périmètre se situera, suivant les cas, entre 8 et 12, soit un nombre de moteurs à démarrage manuel en parallèle allant de 4 à 6.

Aussi l'on est amené à proposer en solution variante des moteurs 6 cylindres à démarrage électrique, qui devraient être choisis dans la même série modulaire que les moteurs à démarrage manuel précédents (ainsi, des moteurs LISTER HR 6 si les autres sont des LISTER HR 3, ou des moteurs VM 1056 si les moteurs à démarrage manuel sont des VM 1053), afin que les pièces de rechange soient autant que possible les mêmes.

Pour pouvoir moduler le débit délivré et l'adapter au nombre de quartiers hydrauliques effectivement cultivés (en particulier en contre-saison), il y aura intérêt, en prenant en compte les S.A.U. des périmètres, à associer sur un même périmètre des groupes 3 et 6 cylindres, par exemple de la manière suivante :

PERIMETRE	SAU (ha)	NOMBRE DE QUARTIERS HYDRAULIQUES	SOLUTION DE BASE (GMP 3 CYLINDRES)	SOLUTION VARIANTE (GMP 3 et 6 CYLINDRES)
WOTHIE	150	10	5 GMP 3 cyl.	2 GMP 6 cyl. 1 GMP 3 cyl.
WOTHIE ) + EXTENSION)	180	12	6 GMP	2 GMP 6 cyl. 2 GMP 3 cyl.
ALI GUELEL	150	10	5 GMP 3 cyl.	2 GMP 6 cyl. 1 GMP 3 cyl.
SENO BOUSSOBE	120	8	4 GMP 3 cyl.	1 GMP 6 cyl. 2 GMP 3 cyl.
SENO BOUSSOBE) + EXTENSION )	180	12	6 GMP 3 cyl.	2 GMP 6 cyl. 2 GMP 3 cyl.

N.B. : L'on a pris comme exemple de gamme de puissance la gamme "LISTER HR" mais avec la gamme "VM 105", on se situe dans la même tranche de puissance : ainsi l'Etude "BANQUE MONDIALE" (cf. Etude de Juin 1982, graphique n° 1.8. page 43) donne comme puissance "estimée dans les conditions climatiques mauritanienes" pour le 3 cylindres VM 1 053 : 33 CV à 1 600 tours.

L'on a fait référence, dans ce rapport, aux marques LISTER et VM uniquement parce qu'elles sont, de très loin, les plus répandues en Mauritanie et au Sénégal. Or, pour des raisons évidentes de maintenance (qui, on le sait, est le gros problème que posent les P.P.V.), il paraît plutôt souhaitable de conserver la même gamme modulaire de moteurs.

Mais deux autres éléments doivent être pris en compte pour le choix de la dimension des groupes :

- . le coût d'investissement
- . le coût de fonctionnement

Pour les coûts d'investissements, l'on a comparé les GMP sur remorque mobile suivants (sur la base des caractéristiques standards des PPV, à savoir 270 m<sup>3</sup>/h à 15 m HMT) :

- Moteur (par exemple LISTER HR 3) 3 cylindres + pompe centrifuge (par ex. BHR 200), donnant 270 m<sup>3</sup>/h à 15 m HMT, à démarrage manivelle
- Moteur (par ex. LISTER HR 6) 6 cylindres + pompe centrifuge (par ex. BHR 250), donnant 540 m<sup>3</sup>/h à 15 m HMT, avec démarrage électrique (coffret de démarrage et sécurité et batterie inclus).

Il apparaît que 2 GMP 3 cylindres, donnant le même débit et la même HMT qu'un GMP 6 cylindres coûtent ≈ 25 % plus cher à l'investissement.

Pour les coûts de fonctionnement, l'on peut utiliser comme référence le calcul de l'Etude BANQUE MONDIALE pour les secteurs de KAEDI et GOURAYE : sur ces deux secteurs, à terme, il doit y avoir 76 périmètres. A raison de 725.000 UM pour un GMP complet avec aspiration et refoulement, installé sur site (cf. rapport Juin 82 page 67), l'investissement total est de 725 000 UM x 76 = 55 100 000 UM. Par ailleurs, la même étude (page 84) estime à 6000 heures la durée de vie plausible de GMP dotés d'une maintenance adéquate, et à ≈ 1500 heures le temps moyen de fonctionnement par an, soit une durée d'utilisation de 4 ans. La part annuelle de l'investissement est donc de :  $\frac{55\ 100\ 000\ UM}{4\ ans} = 13\ 775\ 000\ UM/an$ .

On peut alors comparer ce montant au coût total annuel de fonctionnement de ces 76 GMP, calculé dans la même étude (page 91) soit 20 570 000 UM/an (dont 47 % de gas-dil, 7 % d'huile, 21 % de pièces mécaniques et 25 % de service maintenance).

On constate que le coût d'investissement/an ne représente que 67 % du coût de fonctionnement annuel. Or dans le coût de fonctionnement annuel, la seule part directement liée au coût d'investissement est constituée par les pièces mécaniques.

Il apparaît donc que le fait de conserver des GMP à démarrage manuel (qui présente deux avantages évidents : l'un lié aux problèmes de batterie ; et l'autre à la taille des GMP : avec des GMP 3 cylindres, l'on pourrait avoir le même type de GMP sur les PPV et sur les Moyens Périmètres, ce qui serait un atout précieux en matière de maintenance), ne constitue pas un surcoût disproportionné, par rapport aux frais de fonctionnement des GMP.

#### 3.4.2. - Mobilité des GMP -

Indépendamment de la question du démarrage, un autre facteur incite à préférer deux petits GMP plutôt qu'un gros : la facilité de déplacement.

Or l'on a vu dans le chapitre précédent "2.3.- Emplacement des canaux principaux et canaux arroseurs", que, dans leur conception actuelle, les Moyens périmètres étaient dérivés des PPV, et qu'il n'était donc pas envisagé d'implanter des stations de pompage à double effet (pompage dans un sens et drainage dans l'autre), et que donc, pour faire face au cas (peu fréquent) où une forte pluie interviendrait pendant une période de hautes eaux, il était prévu d'amener les GMP à l'exutoire de drainage principal du périmètre, où une plate-forme sera préparée pour recevoir les G.M.P., et de les mettre en batterie dans le sens "assainissement".

Or les GMP 3 cylindres pèsent déjà un peu plus de 500 kg, et les 6 cylindres en pèsent sensiblement le double, et seront donc plus difficiles à déplacer, que ce soit pour cette mise en position drainage, ou simplement pour les déplacer sur la berge en fonction de la variation du niveau du fleuve (cf. § suivant).

#### 3.5. - Emplacement des groupes -

##### 3.5.1. - G.M.P. sur remorque ou sur radeau -

La comparaison avantages-inconvénients de ces deux systèmes a été fort bien explicitée dans l'étude "BANQUE MONDIALE" (pages 13-14 et 50) et l'on se bornera donc ici à souligner deux points :

- \* Tous les PPV mauritaniens ont jusqu'à maintenant été équipés avec le système de remorque mobile. Est-il souhaitable, lors du lancement des Moyens Périmètres, qui introduisent déjà beaucoup d'éléments nouveaux en matière de gestion, dès principalement à leur dimension (plusieurs GMP alimentant un seul canal principal, des ouvrages de répartition de l'eau entre les différents quartiers...), d'ajouter en plus un changement au niveau de la disposition des GMP ?

\* L'utilisation temporaire des GMP comme groupes de drainage (cf. § précédent 3.4.2.- et § suivant 3.6.-), ne peut être envisagée facilement que si les GMP sont montés sur une remorque, permettant ainsi, suivant leur dimension (3 ou 6 cylindres) de les déplacer avec un taxi-brousse ou une voiture tout-terrain par exemple.

### 3.5.2. - Plates-formes en gabions -

L'étude de la BANQUE MONDIALE (page 50) remarque, à juste titre, que le déplacement des GMP sur remorques est délicat en période de décrue, alors que les berges sont meubles. Aussi, il est proposé d'installer des plates-formes en gabions de latérite sur les 3 ou 4 emplacements successifs où vont devoir être installés les groupes pendant le cycle hivernage-contre-saison ; et de relier ces plates-formes horizontales par des plans inclinés constitués aussi de gabions, afin de rendre plus aisé le déplacement des GMP entre deux plates-formes.

Comme les gabions sont perméables, il y aura lieu de protéger la berge en dessous du gabion, soit avec un film plastique résistant (du type PVC épais ou BUTYL), qui évitera, autant que possible, la création de renards qui risqueraient d'entrainer la déstabilisation puis le déplacement des gabions, soit avec un béton de faible épaisseur (20 cm pour les plates-formes, 15 cm pour les plans inclinés) : c'est cette solution "béton" qui a été retenue pour l'établissement du devis estimatif.

Enfin, il paraît souhaitable d'installer, en face de chaque GMP, un point d'ancrage au point haut de la berge, afin de faciliter, à l'aide d'un câble d'acier et d'un tir fort, le déplacement des GMP entre deux plates-formes.

### 3.6. - Utilisation des groupes pour le drainage -

Le débit maximum à évacuer, en cas de pluie de fréquence décennale, a été calculé dans le Schéma Directeur Rive Droite (cf. document BI "Normes Hydrologiques" pages 19 et 20) : il est de 3 l/s/ha.

Si une telle pluie de fréquence décennale se produit lors d'une crue telle que l'eau ne puisse être évacuée gravitairement par la passe vannée située à l'exutoire du drain principal du périmètre (cas de figure ayant donc une fréquence moindre que décennale) ; ou si une pluie ne peut pas être stockée dans les volumes considérables représentés par les drains de quartier et le drain principal, il faudra alors que les paysans déplacent tout ou partie (suivant l'intensité de la pluie), des groupes moto-pompes, pour les amener à l'exutoire du drain principal, sur une plate-forme prévue à cet effet et adossée à la digue, puis qu'ils les mettent en fonctionnement, avec aspiration dans la fosse prévue à l'exutoire du drain principal, et refoulement par dessus la digue du périmètre.

Le niveau de cette plate-forme devra être calé de manière à ce que la hauteur d'aspiration dans cette fosse n'excède pas 5 m, et que d'autre part elle ne risque pas d'être noyée lors d'une pluie de forte intensité. A cet effet, la passe vannée de l'exutoire du drain principal devra être plutôt surdimensionnée, pour éviter une montée des eaux à cet endroit.

Enfin (mais ceci est valable aussi pour l'utilisation des GMP en pompage de l'eau du fleuve), si la courbe caractéristique de la pompe est telle qu'au delà d'un certain débit, bien évidemment supérieur au débit "nominal" du GMP, la puissance absorbée dépasse 80 % de la puissance fournie par le moteur (selon la norme DIN A 6270, compte tenu du déclassement climatique), il est à priori souhaitable d'équiper les sorties de pompe de limiteurs de débit déformables à pastille en caoutchouc, type FLUTEC (ex FLOMATIC-SCHLUMBERGER) choisis légèrement en dessous de ce débit maximum admissible, afin d'éviter que les moteurs ne fonctionnent en surcharge. (avec un dispositif soudé rendant ceux-ci indémontables par les paysans).

### 3.7. - Dispositif de mesure du débit -

Ce dispositif s'inspire de celui proposé dans "l'Etude du système de pompage des PPV des secteurs de Kaedi et Gouraye - Banque Mondiale - SONADER - 9 Juin 1982". : il est présenté dans le Schéma de Principe n° 15.

Les largeurs, variables suivant les sites, en fonction du nombre de GMP, sont données dans les avant-métrés fournis en "minutes".

## IV. - OUVRAGES DE DISTRIBUTION DE L'EAU AUX QUARTIERS

### 4.1. - Partiteurs multipasses -

Pour la distribution de l'eau aux quartiers, sachant que l'ensemble des GMP va refouler dans un canal principal unique, se pose le problème d'une répartition équitable de l'eau entre les différents quartiers.

Dans cette optique, l'on a étudié la possibilité d'utiliser des partiteurs multipasses analogues à ceux qui sont utilisés, au Maroc par exemple pour dériver une "main d'eau" sur un canal qui en transporte 2 à 4.

L'on a pris le cas du périmètre d'ALI-GUELEL, où le canal principal alimente successivement 10 quartiers hydrauliques. L'on a fait les hypothèses suivantes :

- Utilisation d'un seuil type "NEYRPIC" (cf. schéma et abaque caractéristique Plan n° 14 du fascicule suivant "Plans de principe") dont les caractéristiques en matière de perte de charge sont les plus favorables.

- La perte de charge créée par le seuil est supposée égale à  $2/5 h$  (hauteur de la lame déversante) seulement, ce qui implique que les tôles (parallèles au canal principal) qui assurent la partition soient prolongées sur 2 ou 3 m afin que le seuil reste dénoyé, et que le débit au niveau du seuil, dans chacune des passes, soit bien indépendant des niveaux à l'aval.

- Les largeurs de seuil sont prises comme sensiblement équivalentes aux largeurs en gueule (ou "au miroir") du bief considéré du canal principal.

En effet, l'on verra dans le chapitre suivant 5.2.- que le canal principal a été divisé, pour des raisons de simplification au niveau de la réalisation, en trois biefs de gabarits standards. L'on a pris le cas d'un canal en terre, avec une largeur du radier  $b = 0,5$  m, ce qui donne, compte tenu des gabarits standards précisés au chapitre suivant 5.2.3.-, les largeurs en gueule suivantes à l'entrée de chacun des trois biefs (l'on suppose qu'une main d'eau de 52,5 l/s (= 15 h x 3,5 l/s/ha) est effectivement dérivée au niveau de chaque quartier hydraulique):

<u>Débit Q (m<sup>3</sup>/s)</u>	<u>Section S (mouillée) (en m)</u>	<u>Largeur en gueule (= b + 4 h<sub>n</sub>, en m)</u>
0,525	2,2	3,9
0,315	1,85	3,2
0,1575	1,5	2,5

Etant donné ces largeurs en gueule, l'on prend comme hypothèses de calcul les largeurs de seuils suivantes, pour tous les partiteurs multipasses d'un bief donné :

	<u>Largeur de seuil (en m)</u>
1er bief (Q = 0,525 à 0,3675 m <sup>3</sup> /s)	4
2ème bief (Q = 0,315 à 0,21 m <sup>3</sup> /s)	3
3ème bief (Q = 0,1575 à 0,0525 m <sup>3</sup> /s)	2,5

En utilisant l'abaque NLYRPIC (Plan de principe N° 14) l'on obtient les pertes de charge minima suivantes à chacun des seuils :

<u>Débit sur le seuil Q</u> (m <sup>3</sup> /s)	<u>Largeur du seuil</u> (m)	<u>Hauteur de la lame déversante</u> h (en m)	<u>Perte de charge minimum</u> = $\frac{2}{5} h$ (en m)
0,525	)	0,18	0,072
0,472	)	0,17	0,068
0,420	)	0,16	0,064
0,3675	)	0,15	0,06
0,315	)	0,15	0,06
0,2625	)	0,135	0,054
0,21	)	0,12	0,048
0,1575	)	0,11	0,044
0,105	)	0,08	0,032
0,0525	)		0,502 m TOTAL
			=====

L'on constate donc qu'en retenant des largeurs de seuil proportionnées aux dimensions du canal principal, l'on aboutit à une perte de charge totale beaucoup trop importante au niveau des seuils (l'on verra, dans le chapitre suivant 5.2.2.- que pour un périmètre comme ALI-GUELEL, compte tenu de la pente retenue pour un canal en terre, à savoir 0,2 % et de la longueur du canal, soit 2,1 km, le dénivellé total du canal, n'est que de 0,42 m) par rapport au dénivellé total du canal, étant donné que les canaux principaux (cf. § précédent 2.3.-) sont toujours, pour des raisons topographiques, placés sur des zones de fondé pratiquement plates, et que l'on ne dispose donc pas d'une pente naturelle pour compenser cette perte de charge. Donc l'emploi de ce type de partiteurs multipasses suppose soit :

- des ouvrages nettement surdimensionnés et donc coûteux à l'investissement.

- un canal principal "perché" sur un remblai non négligeable, sur l'essentiel de sa longueur, ce qui est généralement considéré comme malsain pour la stabilité dudit canal.

Toutefois, si l'on retenait la solution d'un canal principal revêtu (en perré maçonné ou en béton et donc pratiquement étanche (cf. § suivant 5.1.-), il y aurait lieu de ré-envisager ce système de partiteurs multipasses, car il est le seul qui permette un partage équitable et "visuellement non contestable" du débit, ce qui présenterait un gros avantage pour la gestion des eaux du Moyen Périmètre par le "Groupement" de coopératives de base (chaque coopérative correspondant à un quartier hydraulique).

#### 4.2. - Ouvrage à seuil jaugeur et vanne plate, type "Schéma Directeur"-

Dans le cas contraire, où l'on s'en tient à la formule actuelle de canaux principaux non revêtus (cas de Boghé et de Kaédi), l'on est alors ramené à un ouvrage classique de réglage du débit.

La comparaison a été effectuée dans les Schémas Directeurs Rive Droite (cf. Document B3, pages 17-18 et 74 à 79) et Rive Gauche (cf. Document 13, pages II.6 à II.10 et C.13 à C.15), entre les deux types d'ouvrages possibles, à savoir :

- ouvrage avec seuil jaugeur et vanne plate
- ouvrage avec modules à masque

Il en ressort que, d'un point de vue investissement total, la solution module à masque représente un surcoût de 25 % environ, mais que l'appareillage hydromécanique représente 13 % dans la solution traditionnelle, contre 31 % (dans la solution modules) du coût total de l'ouvrage.

Les deux schémas Directeurs retiennent l'ouvrage vanné traditionnel. L'on conservera ce choix, en particulier pour des raisons de simplicité et rusticité des matériaux employés, pour les Moyens Périmètres.

## V - CANAUX ET DRAINS PRINCIPAUX

### 5.1. - Canal revêtu ou non -

Le canal revêtu envisagé consiste en un perré maçonné de latérite ou sinon, un revêtement en béton. En effet, la latérite est disponible sur le site (2 collines latéritiques à l'amont du périmètre) à Séno Boussobé et à proximité (moins de 3 km environ) à Wothié. Par contre, les gisements sont nettement plus éloignés à Ali-Guélel.

Ce type de revêtement doit être sous-traitable sans problème à des tâcherons locaux. Le Ministère de la Coopération (in "Manuel de l'Adjoint Technique du G.R." page 280) donne les normes suivantes : le rendement journalier moyen d'un maçon avec 2 manoeuvres est d'environ 8 m<sup>2</sup>, joints compris, pour la construction des petits canaux ; il est de 10 à 12 m<sup>2</sup> lorsque la hauteur du revêtement dépasse 1 mètre.

Les deux avantages principaux d'un canal revêtu sont les suivants :

- le revêtement permet d'augmenter la vitesse maximale de 0,3 m/s (pour 1 canal en terre), à 0,8 m/s, si toutefois la pente du terrain naturel permet d'assurer la charge nécessaire en tête des quartiers hydrauliques.

- et surtout, un canal revêtu est beaucoup plus durable et pose beaucoup moins de problèmes de maintenance : il s'agit donc ici d'opérer un choix de principe lié à la maintenance, car au niveau de l'investissement, un canal en terre restera moins coûteux (cf. Schéma Directeur Rive Gauche Document 13 page C 18, qui reprend les conclusions d'une étude SOGREAH sur la comparaison économique entre un canal revêtu et un canal non revêtu, comparaison basée sur la limitation des pertes d'eau par infiltration).

## 5.2. - Dimensionnement -

### 5.2.1. - Profils types -

L'on conservera la norme proposée par le Schéma Directeur Rive Droite (cf Document B3 P 47), pour les canaux en terre, à savoir :

- Pente de talus à 2/1, à l'extérieur comme à l'intérieur (le Schéma Directeur Rive Gauche, quant à lui, -cf Document 13 page D 10- suggère de moduler ces pentes à la construction: 2/1 pour les talus intérieurs et 3/2 pour les talus extérieurs à la construction, les produits de curage ou phase d'entretien les rechargeront ultérieurement à une pente de 2/1.)

Pour la hauteur de revanche, le Schéma Directeur Rive Droite envisage (cf document 13 page D 10) 0,40 m. Compte-tenu du fait que l'on s'orientera (cf § suivants 5.3. et 5.4.) vers des canaux principaux constitués de 2 ou 3 biefs (suivant le débit total à transiter) séparés par des seuils, et que chaque seuil sera muni d'un déversoir latéral de sécurité, une marge de sécurité aussi importante n'est sans doute pas indispensable et l'on devrait pouvoir s'en tenir à une revanche représentant environ 20 % de la profondeur normale, soit  $\approx$  25 cm.

Pour les largeurs de cavalier, l'on se propose de retenir la norme adoptée dans le Schéma Directeur Rive Gauche (cf Document 13 - Planche C7 - Profil CC) pour les canaux tertiaires de grands périmètres (qui correspondent aux canaux principaux des Moyens Périmètres), à savoir 1,50 m, ceci dans l'optique d'un entretien manuel du Canal Principal. Si, au contraire, (mais cela ne correspond pas à la conception d'ensemble des Moyens Périmètres), l'on optait pour un entretien périodique avec concours d'engins mécaniques, il faudrait donner à l'un des cavaliers une largeur suffisante (au moins 2m50) pour la circulation de ces engins.

Dans le cas où l'on adopterait (au moins sur un périmètre, par exemple celui de SENO-BOUSSOBE, où le matériau est le plus proche, ce qui donnerait à l'avenir un élément de comparaison entre canaux revêtus et non revêtus), un revêtement en perré maçonné de latérite, la pente des talus intérieurs pourrait être de 1/1.

### 5.2.2. - Pentes et vitesses admissibles -

Pour les canaux en terre, l'on retiendra la norme du Schéma Directeur Rive Gauche (cf Document 13 page C 20), à savoir une vitesse maximale admissible de 0,3 m/s au débit maximum pouvant transiter dans le canal, compte-tenu des déversoirs latéraux de sécurité.

Pour la pente, il peut être intéressant de rappeler les pentes retenues dans le dossier d'Appel d'Offres du Périmètre de BOGHE :

- Canal primaire ( $a = 1.610 \text{ à } 200 \text{ l/s}$ ) : 0,05 %
- Canal secondaire, 1er tronçon ( $a = 750 \text{ l/s}$ ) : 0,05 %
- Canal secondaire, 2ème tronçon ( $a = 530 \text{ à } 135 \text{ l/s}$ ) = 0,02 %
- Canaux tertiaires ( $a = 170 \text{ à } 75 \text{ l/s}$ ) : 0,2 % dans la majorité des cas ;

et dans ces différents canaux, les vitesses varient entre 0,10 et 0,28 m/s, ce qui correspond bien à la norme précitée.

Le débit maximal dans les canaux principaux des Moyens Périmètres sera de 525 l/s, les SAU irrigables (cf. page 8bis du présent fascicule) dominées par un canal principal donné étant au maximum de 150 ha, soit un débit de pointe (cf. page 13 du présent fascile) de  $3,5 \text{ l/s/ha} \times 150 \text{ ha} = 525 \text{ l/s}$ .

D'autre part, comme on l'a vu à la fin du § précédent 4.1., l'on ne dispose pas d'une pente naturelle sur l'emplacement des canaux principaux. Il est donc proposé de conserver la norme de pente de BOGHE pour les débits correspondants, à savoir 0,2 %. (soit 2 pour 10.000).

#### 5.2.3. - Gabarits standards -

Afin de simplifier la réalisation des canaux, il est proposé, bien qu'un canal principal puisse desservir au maximum 10 quartiers hydrauliques, de ne prévoir que 3 profils (ou gabarits) standards, correspondant à la gamme de débits suivants :

- 525 à 367,5 l/s
- 315 à 210 l/s
- 157,5 à 52,5 l/s.

En fait, toujours dans une optique de simplification des travaux, la largeur du radier sera la même pour les 3 gabarits, soit 0,5 m. Comme les pentes des talus sont les mêmes, le seul élément variable d'un gabarit à l'autre sera la profondeur du canal.

#### 5.3. - Calcul des lignes d'eau minimum et maximum -

##### 5.3.1. - Hauteur d'eau minimum pour l'ouvrage de tête d'un quartier -

La charge nécessaire à l'entrée d'une parcelle (ou rizière) est de 20 cm minimum, et de 30 cm au maximum (cf Schéma Directeur Rive Droite, Document B3, pages 20 et 21). La perte de charge dans le canal arroseur, très faible en raison de son surdimensionnement (à cause de la condition d'équilibre déblais-remblais), est de toutes façons compensée par la pente naturelle du terrain. Reste donc la perte de charge dans l'ouvrage de tête d'un quartier : celle-ci (cf même Document B3, page 76) est de 23 cm avec un ouvrage à seuil jaugeur et vanne plate, et de 18 cm avec un ouvrage à modules à masque.

La hauteur d'eau minimum, par rapport au terrain naturel, est donc de 45 à 55cm environ, avant l'ouvrage de tête du quartier.

### 5.3.2. - Ligne d'eau minimum - Calage théorique des seuils - déversoirs -

Compte-tenu de cette ligne d'eau minimum de 0,5 m au-dessus du T.N., et de la pente du canal principal, qui a été fixée à 0,2 %, ainsi que de la longueur de chaque bief (ou tronçon de canal à gabarit-standard), qui est connue d'après les plans schématiques d'implantation au 1/5 000ème, l'on peut alors caler le niveau du seuil qui termine chaque bief, afin que, à débit nul, une hauteur d'eau minimum de 50 cm soit assurée au droit du 1er ouvrage (en partant de l'amont) de tête d'un quartier hydraulique placé sur ce bief. Les schémas de principe n° 18 et 19 montrent le principe de ce calage théorique pour le périmètre d'ALI-GUELEL, où, compte tenu de la forme sensiblement carrée du périmètre, les ouvrages de tête de quartier seront presque régulièrement placés tous les 150 m.

Mais il s'agit là d'un calage "théorique". En effet, tant que l'on ne connaît pas avec précision les cotes du terrain naturel le long du canal principal, l'on ne peut pas dire comment se situera le radier de ce canal par rapport au terrain naturel, étant donnée la pente prévue de 0,2 %. Il permet néanmoins, comme on va le voir dans les § suivants, de calculer la ligne d'eau maximum (par rapport au radier du canal) au débit maximum admissible compte-tenu des déversoirs latéraux de sécurité. En ajoutant la revanche prévue de 25 cm à cette ligne d'eau, on peut ainsi calculer la hauteur des berges par rapport au radier pour chacun des biefs, obtenir donc une section-type par bief, et alors calculer le volume total théorique de remblais compactés que demandera le canal principal.

Les calculs ci-après ont été vérifiés en utilisant un programme informatique "GERSAR" de calcul de lignes d'eau. Il convient d'abord de calculer la hauteur de la lame déversante sur le seuil placé à l'aval du bief, en tenant compte du fait que le déversoir latéral de sécurité disposé avant le seuil, doit,

pour fonctionner, bénéficier d'une certaine charge, charge que l'on peut calculer à l'aide de l'abaque schéma n° 20 "débits en l/s par mètre de déversoir" (extraite du document "Techniques rurales en Afrique" - Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation) en s'imposant une longueur "raisonnable" de déversoir latéral.

L'on a par ailleurs calculé la "hauteur normale" dans chaque tronçon de bief, en supposant que chacun des 10 quartiers hydrauliques soit alimenté à raison de 52,5 l/s (débit de la phase d'imbibition) par quartier.

Avec les résultats de ces 2 séries de calculs, et la hauteur d'eau minimale à débit nul imposée par les seuils-déversoirs, l'on pourra ainsi voir quelle est la plage de variation de la ligne d'eau.

### 5.3.3. - Calculs pour un canal en terre de pente 0,2 %

#### 5.3.3.1. - Calcul de la hauteur normale -

On utilise, pour ce faire la formule de MANNING-STRICKLER       $Q_n = K_s S R^{2/3} I^{1/2}$

Rappelons que l'on a choisi b (largeur au plafond) = 0,5 m et I (pente) = 0,2 % = 0,000 2 et m (pente du talus) = 2/1.

Par ailleurs on retiendra comme coefficient de STRICKLER  $K_s = 35$  (soit encore  $n = \frac{1}{K_s} = 0,0286$ ), ce qui

correspond, d'après les tables de R.E. HORTON (cf. "Mémento de

l'Adjoint Technique des Travaux Ruraux" - collection "Techniques rurales en Afrique" page 142, ou bien "Irrigation gravitaire par canaux / SOGREAH" - même collection, page 253) à des "canaux en terre dragués, avec parois en assez bon état" (il s'agit de la valeur de  $K_s$  "habituellement utilisée dans les projets").

Le calcul se fait en utilisant une abaque donnée dans l'ouvrage "Irrigation gravitaire par canaux - SOGREAH", déjà cité, qui donne les valeurs du rapport  $\frac{H_n}{b}$  en fonction d'une valeur intermédiaire

$$K' = \frac{Q_n}{\sqrt{I} b^{8/3}} \text{ soit dans notre cas}$$

$K' = 12,84 Q_n$  - On obtient les résultats suivants :

$Q_n$ (m <sup>3</sup> /s)	$K'$	$\frac{H_n}{b}$	$H_n$ (mètres)	$S = H_n(b+2Mn)$ (m <sup>2</sup> )	$V$ (m/s)
0,525	6,74	1,7	0,85	1,87	0,281
0,4725	6,07	1,63	0,815	1,74	0,272
0,42	5,39	1,55	0,775	1,59	0,264
0,3675	4,72	1,46	0,73	1,43	0,257
0,315	4,04	1,35	0,675	1,25	0,252
0,2625	3,37	1,26	0,63	1,11	0,237
0,21	2,70	1,14	0,57	0,93	0,225
0,1575	2,02	1,0	0,5	0,75	0,21
0,105	1,35	0,84	0,42	0,56	0,187
0,0525	0,67	0,6	0,3	0,33	0,159

#### 5.3.3.2. - Calcul de la hauteur d'eau aux seuils -

On emploie pour ce calcul la formule de calcul du débit sur un déversoir dénoyé, à savoir :

$$Q = m L \sqrt{2g} h^{3/2}$$

avec : + m = coefficient de débit qui varie avec la forme du déversoir et l'épaisseur du seuil - Pour un seuil perpendiculaire à l'axe du canal (que l'on dénommera aussi ci-dessous "seuil frontal"),  $m = 0,40$  - Pour un seuil latéral (déversoir latéral de sécurité), on a retenu  $m \approx 0,32$  (cf Document SOGETHA "Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation" pages 28 à 30).

+ L = Longueur du déversoir (en mètres)

+ h = charge à l'amont du déversoir (en mètres)

+ Q = débit (en m<sup>3</sup>/s)

Pour le 1er seuil (situé entre le 1er et le 2ème bief), l'on a calculé les hauteurs et débits transités par le déversoir frontal et le déversoir latéral de sécurité en faisant différentes hypothèses sur la largeur du déversoir frontal.

D'après le schéma n° 19 , l'on voit que pour garantir une hauteur d'eau de 50 cm par rapport au radier, à l'amont du 1er bief, compte tenu de la pente de 0,2 % du radier, le 1er seuil doit avoir une hauteur de 62 cm par rapport au radier. D'après le profil en travers n° 17 des berges (intérieures) du canal principal, l'on voit que cette hauteur permet de donner au 1er seuil frontal une largeur de 3 mètres environ.

Par ailleurs, avec l'abaque SOGETHA déjà citée, on peut calculer que si l'on se place à la hauteur normale calculée précédemment pour 525 l/s, soit 85 cm, donc  $85 - 62 = 23$  cm au dessus du seuil, la largeur minimale du seuil pour transiter le débit maximum prévu dans le 2ème bief (soit 315 l/s) est de

$$L = \frac{Q}{q} = \frac{315 \text{ l/s}}{200 \text{ l/s}} = 1,575 \text{ m } \approx 1,6 \text{ mètres.}$$

L'on a donc pris 4 hypothèses de largeur entre 3 mètres et 1,6 mètres : 3 m ; 2,60 m ; 2 m ; 1,6 m .

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après. L'on a supposé que la longueur du déversoir latéral de sécurité était de 10 m.

Ces résultats appellent plusieurs remarques : + le fait qu'il passe un peu plus de 400 l/s (au lieu des 315 l/s nécessaires), dans le 2ème bief n'est pas gênant, puisque, si le déversoir latéral de sécurité rentre en fonctionnement, c'est que, par hypothèse, les prises du 1er bief sont fermées : les irrigants des quartiers desservis par le 1er bief ne seront donc pas lésés, il y aura seulement des pertes d'eau à l'aval.

L'autre inconvénient éventuel d'un déversement de  $\approx$  420 l/s au lieu des 315 l/s théoriques sur le 1er seuil frontal est lié aux risques de rehaussement trop important de la ligne d'eau par rapport à la revanche théorique : l'on a prévu une revanche de 25 cm, soit, la hauteur normale pour 315 l/s étant (cf. § précédent 5.3.3.1.) 67,5 cm :

$$67,5 + 25 \approx 93 \text{ cm}$$

Or, avec 420 l/s, l'on a une hauteur normale de 77,5 cm. Par rapport aux 93 cm de hauteur des berges par rapport au radier, cela laisse donc une revanche réelle de 15,5 cm, et ce dans le cas (extrême) où la station de pompage débite son débit maximum (soit 525 l/s - et l'on a vu dans le § 3.6. qu'il était souhaitable d'équiper les refoulements des G.M.P. de limiteurs de débit, qui permettent d'éviter le dépassement d'un débit supérieur de 10 % environ au débit nominal), et où les 4 prises du 1er bief sont fermées.

L'on reste donc dans des niveaux de revanche réelle minimale tout à fait admissibles.

L = LARGEUR DU DEVERSOIR FRONTAL EN METRES	z = DIFFERENCE DE COTE ENTRE DEVERSOIRS FRONTAL ET LATERAL DE SECURITE	h = CHARGE A L'AMONT DU DEVERSOIR FRONTAL	h' = h - z = CHARGE A L'AMONT DU DEVERSOIR LATERAL DE SECURITE	Q TRANSITE PAR DEVERSOIR FRONTAL	Q' TRANSITE PAR DEVERSOIR LATERAL DE SECURITE	Qs (TOTAL Q + Q')
EN CENTIMETRES				EN L/S		
3,0	15	15	0	315	0	315
		18,5	3,5	423	95	516
		18,7	3,7	429	102	531
2,6	16	16	0	315	0	315
		20	4	416	115	531
2,0	20	20	0	315	0	315
		24	4	417	115	532
1,6	23	23	0	315	0	315
		27	4	400	115	515

- + la réduction de longueur du déversoir frontal, en augmentant le rapport longueur latéral longueur frontal, permet d'accroître le débit effectivement évacué par le déversoir latéral, et a de plus l'avantage de centrer la lame déversante par rapport à l'axe du canal, ce qui diminue les effets érosifs du seuil sur les berges du bief aval.
- + il paraît par ailleurs souhaitable, pour pouvoir faire face à des situations exceptionnelles, d'équiper, au moins la partie supérieure des seuils, de batardeaux, permettant ainsi des ajustements éventuels.
- + Les déversoirs frontaux ayant l'inconvénient de favoriser les dépôts, il conviendra de prévoir, côté aval, dans la partie basse du seuil, un petit pertuis muni d'une simple vannette à glissière en tôle plate, permettant l'évacuation de ces dépôts.

#### 5.4. - Drain collecteur (ou principal) -

Ses caractéristiques, qui s'inspirent des Schémas Directeurs Rive Droite et Rive Gauche, sont les suivantes :

- pentes à 2/1
- largeur du radier de 0,50 m
- profondeur minimale du drain collecteur (à l'amont de celui-ci), par rapport au terrain naturel, égale à celle des drains de quartier, soit 0,60 m/Terrain Naturel
- pente minimale du radier : 0,2 %. Dans le cas du périmètre de SENO-BOUSSOBÉ, la pente naturelle du terrain est d'ailleurs nettement plus forte.

Ces deux dernières caractéristiques, associées à un dépôt en remblai (de part et d'autre du drain, comme pour les drains de quartier - cf Schéma de principe n° 8), des déblais effectués, assureront, à priori, au drain collecteur un dimensionnement suffisant pour évacuer le débit maximum, en cas de pluie de fréquence décennale, soit 3 l/s/ha (cf § précédent 3.6. - "Utilisation des groupes pour le drainage").

Ceci devra néanmoins être vérifié lorsque l'on disposera du profil en long de l'emplacement du drain collecteur, réalisé lors du levé topographique détaillé prévu dans les études d'exécution (cf § suivant 6.2.).

### 5.5. - Déversoirs (latéraux) de sécurité

L'on a vu, dans le § 5.3.3.2. que ces ouvrages permettraient d'éviter un rehaussement trop important de la ligne d'eau dans les biefs aval, en cas de non-ouverture des prises de canaux arroseurs dans le (ou les) bief(s) amont(s). Concrètement, il faudra prévoir ce type d'ouvrage à l'aval du 1er et du 2ème bief seulement. En effet, à l'aval du 3ème et dernier bief, le débit de pointe théorique maximal (si les trois prises de canaux arroseurs placées sur ce bief sont fermées) sera de 157,5 l/s. Compte tenu de la dimension standard du drain de quartier (cf. schéma de principe n° 8), ce débit pourra être facilement évacué par le drain de quartier le plus proche.

Pour les trois biefs, les eaux déversées (par les déversoirs latéraux de sécurité pour les 1er et 2ème biefs, par le déversoir frontal aval pour le 3ème bief) seront reçues dans un bassin d'une largeur supérieure ou égale à 5 fois la hauteur de la lame déversante, et d'une longueur égale à la longueur de la lame déversante plus 0,10 m, soit 10,10 m pour le bassin correspondant au déversoir de sécurité du 1er bief.

Au niveau des avants-métrés (minutes), qui ont servi à l'établissement du devis estimatif, l'on s'est basé en première approximation sur le déversoir de sécurité du 1er bief, ce qui conduit à une surestimation du coût global de ces ouvrages de sécurité. Cette estimation a été volontaire au stade du présent rapport de factibilité, car il y a lieu de prendre en compte aussi un dispositif (en remblai compacté) de raccordement de ces déversoirs au drain de quartier le plus proche. Compte tenu de la topographie très sommaire dont on disposait, ces dispositifs ne pouvaient pas être estimés précisément : la surestimation au niveau des déversoirs couvrira la sous-estimation de ces dispositifs.

## VI - LE PLANAGE DES SOLS

### 6.1. - Principe de base : pré-planage puis levé topographique détaillé, puis planage

Le planage sera réalisé en deux phases :

- 1ère phase, à effectuer le plus rapidement possible, dès lors que la décision de réaliser les périmètres aura été prise. Elle consiste en un pré-planage comprenant un passage au bulldozer plus un passage à la niveleuse, pour supprimer le micro-relief avant le levé topographique.

- 2ème phase : sera exécutée après qu'un levé topographique détaillé du terrain ait été établi, et que l'emplacement des canaux (principal et arroseurs) et des drains (principal ou "collecteur", et de quartiers) aura été tracé sur plan. Ce planage aura pour objectif d'obtenir des corrections de nivellement, pour éviter des tracés aberrants de canaux arroseurs et de drains de quartier, et pour permettre à l'eau d'accéder à tout le quartier hydraulique desservi par un canal arroseur.

#### 6.2. - Levé topographique détaillé

Cette topographie, exécutée après le pré-planage, consistera à planter des piquets selon un quadrillage de 20 m x 20 m, puis à lever la cote du terrain naturel et de la tête de piquet, pour chacun des piquets. Seront également levés les points singuliers qui pourraient apparaître hors de ce quadrillage, soit un total moyen de 30 points/hectare.

A partir de ce levé topographique, on fera les plans d'implantation des canaux (principal et arroseurs) des drains ("collecteur" et de quartiers), ainsi que des diguettes et des parcelles.

#### 6.3. - Planage

Dans les zones où le terrain naturel conduirait à des points hauts inaccessibles à l'eau, ou à des points bas indrainables, ou à un fractionnement exagéré des parcelles, un planage correctif sera effectué.

En première approximation, on peut estimer que pour les moyens périmètres de Séno-Boussobé et de Wothie, ce planage ne portera au maximum que sur 50 % de la surface, et sur 80 % pour le périmètre d'Ali-Guélel.

### VII - ETUDE PEDOLOGIQUE DETAILLEE

La pédologie aura pour objet de déterminer :

- la granulométrie
- les vitesses d'infiltration

- de déceler d'éventuels problèmes de salinité des sols.

La granulométrie servira à déterminer les zones les plus favorables à la riziculture, en corrélation avec les vitesses d'infiltration mesurées. Elle permettra aussi de déceler les zones trop sableuses, où l'imperméabilité et la stabilité des canaux seraient difficiles à obtenir, sans revêtement. Enfin, elle permettra d'identifier les zones d'emprunts pour la construction des digues et du canal principal.

La pédologie pourra être réalisée juste après le débroussaillage, à raison d'une observation en tranchée pour 15 hectares, et d'une observation à la tarière pour 5 hectares.