Chapitre 6 Evaluation du potentiel des ressources en eau

6.1 Analyse du flux par réservoir modèle

Dans le présent projet, le bilan hydraulique a été calculé en incluant l'estimation des volumes de recharge des eaux souterraines à l'aide du réservoir modèle. Le présent paragraphe se propose d'expliquer les structures du réservoir modèle utilisé lors des calculs.

6.1.1 Objectifs de l'étude et méthode d'analyse

L'analyse de l'écoulement a été réalisée avec un réservoir modèle, un des modèles des écoulements à court et long terme, ainsi qu'avec un modèle semi-physique tenant compte des mécanismes physiques du processus d'écoulement. Les objectifs de l'analyse ont été de reproduire les débits des cours d'eau et les débits de base au moment des inondations en calculant le réservoir modèle et de calculer également le volume de recharge vers les eaux souterraines. L'analyse de l'écoulement a été réalisée en deux points, la station d'observation des débits de Mako (station de mesure des précipitations : station de Kédougou) dans laquelle le bassin entre dans le champ d'une des divisions de Thiessen effectuées en utilisant les stations d'observation climatiques et est entièrement constitué d'une zone de socle, et la station d'observation des débits de Niaoule Tanou (station de mesure des précipitations : station de Tambacounda) dans laquelle le bassin est entièrement inclus dans la zone de roches sédimentaires.

(1) Réservoir modèle de forme linéaire simple

1) Conception et caractéristiques du modèle

Le réservoir modèle (cf. Figure 6-1-1) proposé par Sugawara (1972) est une structure où plusieurs réservoirs de stockage sont alignés en sens vertical. Sur chaque paroi de réservoir, il y a un orifice d'écoulement indiquant l'écoulement vers la rivière, sur le fond, un orifice d'infiltration indiquant l'infiltration dans le sol. La force du flux (infiltration depuis l'orifice) est obtenue par comparaison avec la profondeur d'eau du réservoir.

Le réservoir modèle a une structure simple, et bien qu'il n'y ait de signification physique du processus d'écoulement des précipitations, il permet d'exprimer d'une manière non-linéaire le phénomène d'écoulement, et d'estimer précisément le débit des cours d'eau si les constantes du réservoir sont bien définies. Ce modèle peut être appliqué à l'analyse de l'inondation et du flux à long terme, et pour le premier, il faut 2 ou 3 réservoirs, et pour le second 3 ou 4 réservoirs.

A l'application du modèle, il faut d'abord définir les coefficients pour les orifices d'écoulement et d'infiltration, et la hauteur de l'orifice d'écoulement. En cas de 4 réservoirs en ligne, la constante du modèle à appliquer est de 12 unités, et si l'on ajoute 4 unités de profondeur de réservoir (profondeur initiale) au commencement du calcul, le nombre total de constantes inconnues sera de 16. Le nombre important de constante est un problème du système.

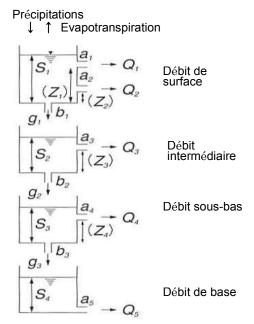


Figure 6-1-1 Réservoir modèle pour l'analyse de l'écoulement journalier

2) Calcul de l'écoulement

Voici maintenant le calcul des unités journalières par réservoir modèle (Figure 6-4-1) à 4 réservoirs en ligne. Le coefficient de l'orifice d'écoulement est a, celui de l'orifice d'infiltration b, la hauteur de l'orifice d'écoulement est Z et la profondeur d'eau S. La durée unitaire du calcul est 1 jour, le volume des précipitations P, le volume de l'écoulement Q, l'évapotranspiration E; l'unité du volume d'infiltration g est mm/d, celle du coefficient d'orifice l/d, et celle de la hauteur de l'orifice et de la profondeur d'eau le mm. Si le jour du calcul est le jour i, et la hauteur d'eau restante obtenue par calcul jusqu'au jour précédent S (i-1), la procédure de calcul pour le premier réservoir est comme suit.

D'abord, la profondeur d'eau le jour concerné s'obtient par la formule suivante.

$$S_1(i) = S_1'(i-1) + P(i) - E(i)$$
 (formule 6-1-1)

Ensuite, le volume d'écoulement et le volume d'infiltration le jour concerné s'obtiennent par la formule suivante.

$$Q_1(i)=a_1I[S_1(i)-Z_1]$$
 (formule 6-1-2)
 $Q_2(i)=a_2I[S_1(i)-Z_2]$ (formule 6-1-3)
 $g_1(i)=b_1S_1(i)$ (formule 6-1-4)

Où I[x] devint I[x]=x en cas de x>0, I[x]=0 en cas de x \leq 0 La hauteur d'eau restante le jour concerné se calcule comme suit.

$$S_1'(i) = S_1(i) - Q_1(i) - Q_2(i) - g_1(i)$$
 (formule 6-1-5)

Pour les réservoirs 2 et ultérieurs, le même calcul est effectué avec le volume d'infiltration à partir du réservoir supérieur entre pour ce réservoir. Par exemple, pour le réservoir 2, la formule (1) est remplacée par la formule suivante.

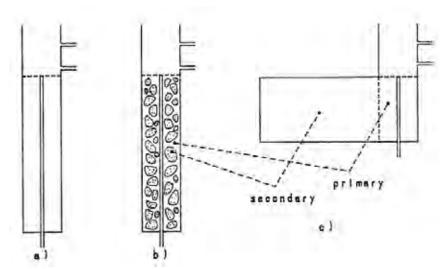
$$S_2(i) = S_2'(i-1) + g_1(i)$$
 (formule 6-1-6)

Ainsi, le calcul se fait jusqu'au réservoir 4, le total Q1 - Q5 étant le volume d'écoulement du jour concerné. Le calcul ci-dessus se répète de même après le jour 1.

3) Structure de la teneur en eau du sol

Il arrive qu'il soit nécessaire d'ajouter la structure de teneur en eau du sol au réservoir modèle pour la couche superficielle. Au Japon, pays humide où il pleut beaucoup tout au long de l'année, la couche superficielle du sol est toujours suffisamment humide; il est pratiquement inutile d'influer sur la teneur en eau du sol, et un modèle simple comme celui de la Figure 6-1-1 suffit pour obtenir de bons résultats.

Cependant pour prendre en compte la teneur en eau du sol (eau obligatoire), la structure de teneur en eau du sol doit être ajoutée au réservoir modèle (Figure a). Toutefois l'influence de la teneur en eau du sol n'est pas simple comme l'indique dans ce modèle. Quand il pleut et que de l'eau est fournie à la terre sèche, l'eau remplit les espaces entre les grains de terre. Ensuite, l'eau se déplace graduellement vers les grains de terre eux-mêmes. Le premier est appelé teneur en eau primaire du sol, et le second teneur en eau secondaire du sol. En modélisant, cela serait représenté comme sur la Figure b. Mais cette forme n'est pas pratique à utiliser, et comme l'indique la Figure c, une forme où l'eau secondaire du sol est indiquée à côté de l'eau primaire est utilisée.



(Source: Tank Model, Computer Models of Watershed Hydrology, p175, Sugawara, 1995) Figure6-1-2 Modèle de structure de teneur en eau du sol

Les particularités de la structure de teneur en eau du sol ajoutée au réservoir modèle sont indiquées ci-dessous.

- La hauteur de stockage de teneur en eau du sol comprend deux composants: hauteur de stockage de teneur en eau du sol primaire XP et hauteur de stockage de teneur en eau du sol secondaire XS. Et le volume de saturation de la teneur en eau primaire et secondaire, autrement dit la valeur maximale, est indiquée respectivement par S1 et S2.
- La hauteur de stockage XA du réservoir 1 comprend la hauteur de stockage de teneur en eau du sol primaire et l'eau libre.

Si XA est plus petit que S1, l'eau libre XF et la hauteur de stockage de teneur en eau du sol primaire XP deviennent comme indiqué dans les formules suivantes respectives, et les précipitations peuvent être ajoutées à XA, et l'évaporation déduite de XA.

$$XP=XA$$
, $XF=0$ (formule 6-1-7)

Si la hauteur de stockage XA du réservoir 1 est plus grande que S1, la teneur en eau du sol primaire est saturée, et la hauteur de stockage de teneur en eau du sol primaire XP est équivalente à S1, et l'eau libre XF devient comme indiqué dans la formule suivante.

XF=XA-S1 (formule 6-1-8)

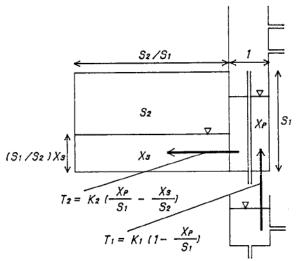
Si la teneur en eau du sol primaire n'est pas saturée et qu'il y a de l'eau libre dans le réservoir, un apport en teneur en eau du sol primaire (T1) est faite des réservoirs à partir du 2^e.

$$T1=K1(1-XP/S1)$$
 (formule 6-1-9)

Un autre déplacement d'eau est le déplacement entre les teneurs en eau du sol primaire et secondaire, ce déplacement T2 est indiqué par la formule suivante.

$$T2=K2(XP/S1-XS/S2)$$
 (formule 6-1-10)

Et si T2 devient positif, il y a déplacement de la teneur en eau du sol primaire à la secondaire, et au contraire, si T2 est négatif, il y a déplacement de la teneur en eau du sol secondaire au primaire.



(Source : Tank Model, Computer Models of Watershed Hydrology, p176, Sugawara, 1995) Figure6-1-3 Déplacement de l'eau concernant la teneur en eau du sol

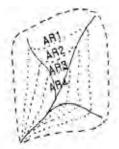
4) Réservoir modèle de zone sèche

Dans les zones sèches, il n'y a pas d'arbres sur les montagnes, et pendant la saison sèche, les montagnes ne changent pas de couleur avec les feuilles mortes; seules les plaines et les zones le long des cours d'eau sont recouvertes de verdure. Pendant la saison sèche, l'eau se déplace vers les zones basses sous l'effet de la gravité, et les emplacements élevés se dessèchent. contrairement, au passage pendant la saison des pluies, les flancs des montagnes restent les derniers humides.

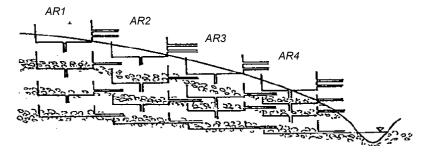
Pour exprimer cette situation, le bassin fluvial a été divisé en plusieurs zones (cf. Figure 6-1-4 Division en zones), et chacune exprimée avec le réservoir modèle (cf. Figure6-1-5 Quand le réservoir modèle par zone est approximatif). Cela a permis d'obtenir un réservoir modèle de forme m x n.

Dans ce modèle, l'eau se déplace verticalement et horizontalement. Autrement dit, en dehors du fait qu'un réservoir reçoit de l'eau d'un réservoir au-dessus, et donne de l'eau au réservoir au-dessous, il y a déplacement d'eau vers des réservoirs de même niveau de zone différente (transfert d'eau du réservoir du côté montage au réservoir du côté rivière). Dans le réservoir modèle, l'unité de calcul est la hauteur (mm). Par conséquent, il faut faire attention lors du calcul du volume d'eau déplacé entre les zones dans le réservoir modèle de type m x n. Autrement dit, comme indiqué sur la Figure 3-29, pour rechercher le volume après déplacement en hauteur, il faut multiplier par le rapport de la surface de la zone (Si-1/Si).

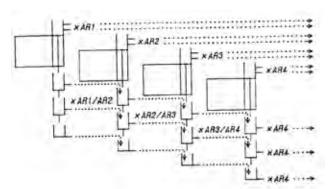
Pour la même raison, comme l'indique la Figure 3-29, il faut multiplier l'écoulement depuis la zone i par ARi pour obtenir le total de l'écoulement depuis le réservoir de type m x n.



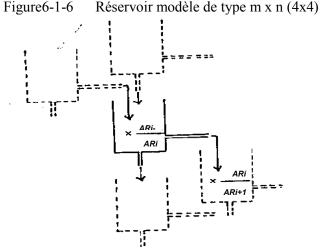
(Source: Tank Model, Computer Models of Watershed Hydrology, p183, Sugawara, 1995) Figure 6-1-4 Division en zones



(Source : "Programme de réservoir modèle pour ordinateur et son utilisation" Rapport d'étude du Centre National de Recherche pour la prévention des désastres, No. 37, p.18, Sugawara et al, Révision de la version 1986 Figure6-1-5 Quand le réservoir modèle par zone est approximatif



(Source : Tank Model, Computer Models of Watershed Hydrology, p183, Sugawara, 1995) Figure 6-1-6 Réservoir modèle de type m x n (4x4)



(Source : "Programme de réservoir modèle pour ordinateur et son utilisation" Rapport d'étude du Centre National de Recherche pour la prévention des désastres, No. 37, p.19, Sugawara et al, Révision de la version 1986

Figure6-1-7 Méthode de calcul du volume d'eau déplacé entre les zones

6.2 Bilan hydraulique

Les résultats des calculs du bilan hydraulique en moyenne de 1988 à 2007, par le calcul de réservoir modèle pour chacune des 15 zones obtenues selon la division de Thiessen effectuée par les stations d'observation climatiques et selon la classification géologique, sont indiqués dans le Rapport principal. Le présent paragraphe se propose de présenter les résultats de l'analyse du bilan hydraulique par superficie unitaire totalisée pour chaque année. Par ailleurs, les calculs par réservoir modèle ont été effectués par unité journalière.

Tableau6-2-1 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle (région de roches sédimentaires de Matam)

Année	Précipitations	Volumes d'évap réel		Débit des co	ours d'eau	Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
1988	489.7	471.9	96.4	0.2	0.0	17.9	3.7
1989	356.5	346.4	97.2	0.1	0.0	5.9	1.7
1990	350.4	334.3	95.4	0.2	0.0	16.0	4.6
1991	218.3	213.2	97.7	0.0	0.0	2.3	1.1
1992	162.7	160.3	98.5	0.0	0.0	0.3	0.0
1993	346.9	336.3	96.9	0.1	0.0	8.8	2.5
1994	1089.4	942.3	86.5	19.3	1.8	126.9	11.7
1995	290.4	273.7	94.3	0.1	0.0	8.0	2.8
1996	312.0	318.3	102.0	0.0	0.0	2.7	0.9
1997	331.1	327.7	99.0	0.1	0.0	3.6	1.1
1998	301.0	296.0	98.4	0.0	0.0	3.1	1.0
1999	455.3	440.2	96.7	0.1	0.0	11.3	2.5
2000	717.8	686.9	95.7	0.3	0.0	26.6	3.7
2001	390.4	380.4	97.4	0.1	0.0	10.6	2.7
2002	338.0	332.4	98.3	0.0	0.0	2.0	0.6
2003	569.6	476.5	83.7	2.5	0.4	90.2	15.8
2004	969.9	636.0	65.6	55.0	5.7	278.6	28.7
2005	533.6	519.8	97.4	0.1	0.0	11.9	2.2
2006	208.0	205.5	98.8	0.0	0.0	0.4	0.2
2007	381.4	368.3	96.6	0.1	0.0	12.9	3.4
Moyenne	440.6	403.3	91.5	3.9	0.9	32.0	7.3

Tableau6-2-2 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle (région de roches sédimentaires de Semme)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des c	Débit des cours d'eau		recharge
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)		(mm)	(mm)
1988	728.5	650.7	89.3	0.4	0.1	76.8	10.5
1989	593.7	561.3	94.5	0.2	0.0	30.8	5.2
1990	428.5	424.5	99.1	0.1	0.0	4.6	1.1
1991	269.5	268.6	99.7	0.0	0.0	1.5	0.6
1992	277.3	274.4	99.0	0.0	0.0	2.7	1.0
1993	558.5	536.0	96.0	0.2	0.0	22.0	3.9
1994	486.4	473.4	97.3	0.1	0.0	10.0	2.1
1995	528.4	487.8	92.3	0.3	0.1	40.5	7.7
1996	410.2	405.3	98.8	0.1	0.0	4.2	1.0
1997	366.2	361.8	98.8	0.0	0.0	3.5	1.0
1998	340.4	331.2	97.3	0.1	0.0	9.3	2.7
1999	556.9	548.7	98.5	0.1	0.0	7.8	1.4
2000	739.7	702.1	94.9	0.3	0.0	36.4	4.9
2001	407.9	406.2	99.6	0.0	0.0	3.7	0.9
2002	349.4	346.9	99.3	0.0	0.0	1.4	0.4
2003	605.8	479.1	79.1	10.7	1.8	115.6	19.1
2004	1018.3	747.7	73.4	16.5	1.6	246.3	24.2
2005	481.0	474.1	98.6	0.1	0.0	9.7	2.0
2006	340.5	337.5	99.1	0.0	0.0	2.0	0.6
2007	474.3	447.0	94.2	0.2	0.0	26.3	5.5
Moyenne	498.1	463.2	93.0	1.5	0.3	32.8	6.6

Tableau6-2-3 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du Socle de Semme)

Année	Précipitations Volumes d'évapotranspir réelle		otranspiration	Débit des d	cours d'eau	Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	935.9	682.9	73.0	213.6	22.8	22.1	2.4
1989	755.7	671.5	88.9	91.2	12.1	8.9	1.2
1990	701.8	605.7	86.3	89.9	12.8	6.6	0.9
1991	570.5	480.0	84.1	88.2	15.5	3.7	0.7
1992	529.9	471.7	89.0	59.3	11.2	2.8	0.5
1993	433.8	416.6	96.0	17.7	4.1	0.4	0.1
1994	1034.7	705.5	68.2	260.6	25.2	31.1	3.0
1995	532.9	498.2	93.5	72.1	13.5	5.1	1.0
1996	766.6	617.7	80.6	134.2	17.5	14.2	1.9
1997	732.9	655.0	89.4	83.5	11.4	3.3	0.5
1998	642.5	525.6	81.8	115.3	17.9	7.6	1.2
1999	790.3	665.9	84.3	113.3	14.3	11.1	1.4
2000	729.5	583.5	80.0	145.6	20.0	9.8	1.3
2001	474.9	443.5	93.4	35.6	7.5	0.7	0.1
2002	465.1	429.1	92.3	39.5	8.5	1.5	0.3
2003	831.7	640.1	77.0	180.1	21.7	14.4	1.7
2004	791.1	677.7	85.7	109.6	13.9	8.2	1.0
2005	761.0	654.1	86.0	104.7	13.8	6.4	0.8
2006	557.7	502.0	90.0	59.7	10.7	2.1	0.4
2007	606.4	540.5	89.1	62.0	10.2	2.3	0.4
Moyenne	498.1	419.4	84.2	75.2	15.1	0.4	0.9

Tableau6-2-4 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Ranérou)

Année	Précipitations	Volumes d'évap réel		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	525.9	493.4	93.8	0.2	0.0	31.9	6.1
1989	383.8	342.8	89.3	0.2	0.0	38.7	10.1
1990	163.7	163.7	100.0	0.0	0.0	0.3	0.2
1991	257.4	256.3	99.6	0.0	0.0	1.3	0.5
1992	390.5	373.8	95.7	0.1	0.0	14.6	3.7
1993	349.8	342.6	97.9	0.1	0.0	5.9	1.7
1994	492.9	480.8	97.6	0.1	0.0	9.4	1.9
1995	288.8	280.7	97.2	0.0	0.0	0.8	0.3
1996	366.3	362.9	99.1	0.1	0.0	8.5	2.3
1997	468.2	435.7	93.1	0.3	0.1	31.1	6.6
1998	361.5	347.5	96.1	0.1	0.0	10.9	3.0
1999	495.9	485.7	97.9	0.1	0.0	6.7	1.4
2000	528.4	521.3	98.7	0.1	0.0	5.8	1.1
2001	306.0	303.2	99.1	0.0	0.0	1.0	0.3
2002	272.3	271.1	99.6	0.0	0.0	1.4	0.5
2003	734.1	609.0	83.0	3.9	0.5	119.9	16.3
2004	342.4	336.4	98.3	0.0	0.0	1.9	0.5
2005	461.0	450.0	97.6	0.1	0.0	10.3	2.2
2006	305.0	295.1	96.7	0.1	0.0	10.7	3.5
2007	380.9	372.5	97.8	0.1	0.0	7.1	1.9
Moyenne	393.7	376.2	95.6	0.3	0.1	15.9	4.0

Tableau6-2-5 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Bakel)

Année Précipitations		Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	654.2	598.1	91.4	0.2	0.0	53.9	8.2
1989	458.8	450.1	98.1	0.0	0.0	5.6	1.2
1990	450.1	437.3	97.2	0.1	0.0	10.3	2.3
1991	454.9	444.1	97.6	0.1	0.0	8.3	1.8

1992	329.6	324.6	98.5	0.1	0.0	3.0	0.9
1993	454.6	445.8	98.1	0.1	0.0	8.0	1.8
1994	561.4	550.4	98.0	0.1	0.0	9.3	1.7
1995	554.7	527.7	95.1	0.2	0.0	25.6	4.6
1996	301.8	299.5	99.2	0.0	0.0	1.1	0.4
1997	478.9	462.8	96.6	0.2	0.0	15.2	3.2
1998	405.7	388.1	95.7	0.2	0.0	17.6	4.4
1999	645.2	597.5	92.6	0.3	0.0	46.2	7.2
2000	624.9	616.1	98.6	0.1	0.0	7.4	1.2
2001	308.7	304.6	98.7	0.0	0.0	4.8	1.6
2002	459.1	448.9	97.8	0.1	0.0	6.8	1.5
2003	713.7	610.8	85.6	0.4	0.1	101.6	14.2
2004	619.9	576.6	93.0	0.3	0.0	42.4	6.8
2005	525.7	520.9	99.1	0.0	0.0	3.5	0.7
2006	454.5	439.4	96.7	0.1	0.0	15.4	3.4
2007	565.7	505.1	89.3	0.4	0.1	59.1	10.4
Moyenne	501.1	477.4	95.3	0.1	0.0	22.3	4.3

Tableau6-2-6 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du socle de Bakel)

Année			otranspiration le	Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	654.2	540.6	82.6	102.8	15.7	7.8	1.2
1989	458.8	416.3	90.7	38.4	8.4	1.6	0.3
1990	450.1	404.6	89.9	43.7	9.7	1.0	0.2
1991	454.9	405.0	89.0	45.8	10.1	1.9	0.4
1992	329.6	310.1	94.1	18.2	5.5	0.2	0.1
1993	454.6	409.9	90.2	41.9	9.2	1.4	0.3
1994	561.4	499.4	89.0	55.5	9.9	2.7	0.5
1995	554.7	466.3	84.1	79.9	14.4	5.8	1.0
1996	301.8	284.2	94.2	15.8	5.2	0.4	0.1
1997	478.9	409.6	85.5	66.2	13.8	3.7	0.8
1998	405.7	340.1	83.8	65.1	16.0	2.5	0.6
1999	645.2	509.9	79.0	122.2	18.9	8.5	1.3
2000	624.9	574.8	92.0	49.9	8.0	2.7	0.4
2001	308.7	287.0	93.0	22.4	7.3	0.6	0.2
2002	459.1	411.4	89.6	45.4	9.9	2.0	0.4
2003	713.7	547.2	76.7	153.6	21.5	13.3	1.9
2004	619.9	515.6	83.2	100.2	16.2	7.1	1.1
2005	525.7	491.7	93.5	32.8	6.2	0.8	0.1
2006	454.5	394.8	86.9	56.4	12.4	3.6	0.8
2007	565.7	433.7	76.7	125.3	22.1	8.6	1.5
Moyenne	501.1	342.6	86.3	64.1	12.8	3.8	0.8

Tableau6-2-7 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Kidira)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	371.8	364.5	98.0	0.1	0.0	5.2	1.4
1989	643.4	624.2	97.0	0.2	0.0	18.3	2.8
1990	318.0	316.2	99.4	0.0	0.0	2.4	0.8
1991	556.0	532.6	95.8	0.3	0.0	21.8	3.9
1992	441.2	438.5	99.4	0.0	0.0	2.1	0.5
1993	478.6	473.3	98.9	0.1	0.0	4.9	1.0
1994	467.2	457.6	98.0	0.1	0.0	7.5	1.6
1995	457.4	454.3	99.3	0.0	0.0	3.6	0.8
1996	321.6	317.9	98.8	0.1	0.0	3.5	1.1
1997	645.7	531.4	82.3	16.7	2.6	97.7	15.1
1998	592.0	554.5	93.7	0.3	0.0	35.8	6.1
1999	828.5	659.0	79.5	8.1	1.0	159.3	19.2
2000	447.5	447.1	99.9	0.0	0.0	0.6	0.1
2001	480.1	471.2	98.2	0.1	0.0	5.0	1.0

Année	Précipitations	volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
2002	336.3	329.2	97.9	0.1	0.0	5.2	1.5
2003	778.2	682.4	87.7	0.4	0.0	90.3	11.6
2004	580.9	559.4	96.3	0.2	0.0	22.8	3.9
2005	742.3	703.5	94.8	0.2	0.0	34.2	4.6
2006	380.2	376.2	98.9	0.0	0.0	2.7	0.7
2007	564.8	547.5	96.9	0.1	0.0	14.8	2.6
Moyenne	521.6	492.0	94.3	1.3	0.3	26.9	5.2

Tableau6-2-8 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du socle de Kidira)

Année	Précipitations Volumes d'évapotra réelle					Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	371.8	344.3	92.6	22.8	6.1	0.7	0.2
1989	643.4	560.8	87.2	73.9	11.5	3.9	0.6
1990	318.0	300.1	94.4	14.1	4.4	0.2	0.1
1991	556.0	462.8	83.2	87.7	15.8	4.4	0.8
1992	441.2	420.3	95.3	17.3	3.9	0.3	0.1
1993	478.6	444.6	92.9	32.9	6.9	1.1	0.2
1994	467.2	419.8	89.9	41.4	8.9	2.0	0.4
1995	457.4	428.4	93.7	27.5	6.0	0.9	0.2
1996	321.6	295.4	91.9	25.9	8.1	0.5	0.2
1997	645.7	477.0	73.9	157.8	24.4	10.5	1.6
1998	592.0	481.0	81.3	105.2	17.8	5.1	0.9
1999	828.5	585.8	70.7	206.9	25.0	20.2	2.4
2000	447.5	444.7	99.4	15.3	3.4	0.8	0.2
2001	480.1	449.6	93.6	32.3	6.7	0.8	0.2
2002	336.3	307.3	91.4	32.4	9.6	1.1	0.3
2003	778.2	613.5	78.8	152.6	19.6	13.9	1.8
2004	580.9	500.0	86.1	78.8	13.6	3.6	0.6
2005	742.3	640.7	86.3	97.2	13.1	5.6	0.8
2006	380.2	360.6	94.9	21.9	5.8	0.4	0.1
2007	564.8	491.3	87.0	69.8	12.4	5.4	1.0
Moyenne	521.6	451.4	86.5	65.7	12.6	4.1	0.8

Tableau6-2-9 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Goudiri)

Année	Précipitations Volumes d'évapotranspiratio réelle		otranspiration	Débit des o	cours d'eau	Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)		(mm)	(mm)
1988	612.4	568.9	92.9	0.3	0.0	43.1	7.0
1989	608.4	600.6	98.7	0.1	0.0	6.8	1.1
1990	398.0	394.7	99.2	0.0	0.0	2.1	0.5
1991	329.6	320.8	97.3	0.1	0.0	8.9	2.7
1992	635.2	588.4	92.6	0.2	0.0	44.4	7.0
1993	477.0	471.3	98.8	0.0	0.0	5.1	1.1
1994	682.4	648.5	95.0	0.2	0.0	29.7	4.4
1995	548.1	537.7	98.1	0.0	0.0	3.5	0.6
1996	622.5	606.4	97.4	0.1	0.0	21.1	3.4
1997	588.0	574.5	97.7	0.1	0.0	13.4	2.3
1998	654.7	605.9	92.5	0.4	0.1	47.5	7.2
1999	797.2	763.9	95.8	0.2	0.0	30.6	3.8
2000	553.9	549.9	99.3	0.1	0.0	5.7	1.0
2001	498.8	493.2	98.9	0.1	0.0	5.9	1.2
2002	423.5	420.3	99.3	0.0	0.0	2.9	0.7
2003	624.4	613.5	98.3	0.0	0.0	7.5	1.2
2004	760.0	720.3	94.8	0.2	0.0	32.9	4.3
2005	380.9	379.5	99.6	0.0	0.0	1.4	0.4
2006	259.5	257.3	99.2	0.0	0.0	0.5	0.2
2007	516.8	507.1	98.1	0.0	0.0	5.1	1.0
Moyenne	548.6	531.1	96.8	0.1	0.0	15.9	2.9

Tableau6-2-10 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du socle de Goudiri)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	612.4	498.2	81.4	104.1	17.0	7.8	1.3
1989	608.4	559.2	91.9	44.6	7.3	3.1	0.5
1990	398.0	383.1	96.2	14.3	3.6	0.2	0.1
1991	329.6	282.0	85.6	43.9	13.3	1.1	0.3
1992	635.2	530.6	83.5	98.9	15.6	5.4	0.8
1993	477.0	432.0	90.6	40.1	8.4	2.8	0.6
1994	682.4	573.4	84.0	101.2	14.8	7.2	1.1
1995	548.1	516.8	94.3	28.2	5.1	0.8	0.1
1996	622.5	549.2	88.2	70.5	11.3	4.1	0.7
1997	588.0	521.0	88.6	63.0	10.7	2.8	0.5
1998	654.7	523.2	79.9	125.6	19.2	7.3	1.1
1999	797.2	682.2	85.6	96.8	12.1	9.0	1.1
2000	553.9	510.6	92.2	47.9	8.6	1.8	0.3
2001	498.8	454.2	91.1	44.3	8.9	1.7	0.3
2002	423.5	395.2	93.3	31.9	7.5	1.0	0.2
2003	624.4	571.5	91.5	48.3	7.7	3.9	0.6
2004	760.0	648.8	85.4	104.0	13.7	7.2	0.9
2005	380.9	368.2	96.7	14.1	3.7	0.2	0.0
2006	259.5	253.4	97.7	8.3	3.2	0.0	0.0
2007	516.8	477.0	92.3	37.4	7.2	1.8	0.3
Moyenne	548.6	486.5	88.7	58.4	10.6	3.5	0.6

Tableau6-2-11 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle (région de roches sédimentaires de Tambacounda)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	935.9	765.8	81.8	0.7	0.1	165.2	17.7
1989	755.7	732.0	96.9	0.1	0.0	21.5	2.9
1990	701.8	680.4	97.0	0.2	0.0	18.6	2.7
1991	570.5	543.3	95.2	0.2	0.0	25.4	4.5
1992	529.9	514.1	97.0	0.1	0.0	16.0	3.0
1993	433.8	432.3	99.7	0.0	0.0	1.3	0.3
1994	1034.7	806.5	77.9	0.7	0.1	211.4	20.4
1995	532.9	527.9	99.1	0.1	0.0	17.2	3.2
1996	766.6	699.2	91.2	0.3	0.0	64.2	8.4
1997	732.9	706.5	96.4	0.2	0.0	21.4	2.9
1998	642.5	589.6	91.8	0.2	0.0	46.3	7.2
1999	790.3	746.4	94.4	0.2	0.0	39.5	5.0
2000	729.5	658.2	90.2	1.3	0.2	69.9	9.6
2001	474.9	468.4	98.6	0.0	0.0	4.6	1.0
2002	465.1	459.7	98.8	0.0	0.0	3.0	0.7
2003	831.7	719.8	86.5	0.5	0.1	108.8	13.1
2004	791.1	747.2	94.4	0.2	0.0	41.7	5.3
2005	761.0	722.0	94.9	0.2	0.0	36.6	4.8
2006	557.7	544.5	97.6	0.1	0.0	13.3	2.4
2007	606.4	593.7	97.9	0.1	0.0	12.1	2.0
Moyenne	682.2	632.9	92.8	0.3	0.0	46.9	6.9

Tableau6-2-12 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du socle Kédougou)

-				\ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \		<u>U</u> ,		
	Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle Débit des cours d'eau Volume de		Débit des cours d'eau		recharge	
-		(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
ĺ	1988	905.7	697.3	77.0	162.3	17.9	20.9	2.3
ĺ	1989	922.0	739.3	80.2	166.1	18.0	21.6	2.3
ĺ	1990	696.9	599.2	86.0	97.9	14.0	10.8	1.5
ĺ	1991	1070.7	715.6	66.8	274.7	25.7	38.2	3.6

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1992	791.2	729.7	92.2	101.1	12.8	10.8	1.4
1993	1014.5	732.4	72.2	224.5	22.1	24.1	2.4
1994	1062.0	795.9	74.9	235.4	22.2	26.8	2.5
1995	972.9	742.4	76.3	241.3	24.8	32.8	3.4
1996	960.2	755.2	78.6	200.1	20.8	24.4	2.5
1997	1559.3	916.1	58.7	515.4	33.1	72.2	4.6
1998	1156.9	774.3	66.9	399.6	34.5	48.6	4.2
1999	1298.4	847.6	65.3	399.8	30.8	47.1	3.6
2000	1397.5	832.5	59.6	491.1	35.1	65.2	4.7
2001	1019.4	838.3	82.2	278.7	27.3	32.9	3.2
2002	955.4	723.1	75.7	250.6	26.2	24.4	2.6
2003	1669.8	789.4	47.3	676.8	40.5	97.6	5.8
2004	1250.0	886.4	70.9	452.5	36.2	67.6	5.4
2005	1005.5	840.8	83.6	221.0	22.0	21.7	2.2
2006	900.5	718.6	79.8	195.6	21.7	14.9	1.7
2007	672.3	643.4	95.7	77.9	11.6	2.8	0.4
Moyenne	1064.1	765.9	72.0	283.1	26.6	35.3	3.3

Tableau6-2-13 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Linguere)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration Débit des cours d'eau Volume de r réelle		Débit des cours d'eau		recharge	
Timee	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	337.7	330.3	97.8	0.1	0.0	7.4	2.2
1989	486.1	461.3	94.9	0.1	0.0	22.2	4.6
1990	294.1	289.5	98.4	0.0	0.0	2.5	0.9
1991	491.4	436.9	88.9	6.4	1.3	45.0	9.2
1992	319.1	316.9	99.3	0.0	0.0	1.2	0.4
1993	352.6	347.9	98.7	0.1	0.0	5.0	1.4
1994	262.7	258.0	98.2	0.1	0.0	3.3	1.3
1995	184.9	177.2	95.8	0.0	0.0	0.5	0.3
1996	332.4	328.3	98.8	0.1	0.0	11.7	3.5
1997	192.5	185.2	96.2	0.1	0.0	7.4	3.9
1998	443.1	399.4	90.1	1.3	0.3	40.1	9.1
1999	148.0	143.7	97.1	0.0	0.0	0.5	0.3
2000	213.1	213.5	100.2	0.0	0.0	1.7	0.8
2001	196.6	191.9	97.6	0.0	0.0	3.5	1.8
2002	210.8	210.0	99.6	0.0	0.0	0.4	0.2
2003	213.1	210.6	98.8	0.0	0.0	2.6	1.2
2004	338.5	333.6	98.6	0.0	0.0	3.2	0.9
2005	376.1	369.3	98.2	0.0	0.0	3.9	1.0
2006	282.4	279.4	98.9	0.0	0.0	3.2	1.1
2007	359.8	331.9	92.2	0.2	0.1	25.7	7.1
Moyenne	301.8	290.7	96.4	0.4	0.1	9.5	3.2

Tableau6-2-14 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région de roches sédimentaires de Dialakoto)

Année	Précipitations	Volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	592.8	570.4	96.2	0.2	0.0	21.0	3.5
1989	706.1	693.6	98.2	0.1	0.0	11.3	1.6
1990	547.7	543.1	99.2	0.0	0.0	3.5	0.6
1991	618.6	595.3	96.2	0.2	0.0	22.7	3.7
1992	660.1	647.1	98.0	0.1	0.0	7.3	1.1
1993	661.2	634.3	95.9	0.2	0.0	26.6	4.0
1994	718.1	676.2	94.2	0.2	0.0	38.4	5.4
1995	729.1	671.7	92.1	0.3	0.0	55.1	7.6
1996	747.6	617.3	82.6	0.5	0.1	128.6	17.2
1997	514.6	506.9	98.5	0.1	0.0	8.2	1.6
1998	450.7	443.6	98.4	0.1	0.0	6.6	1.5

Année	Précipitations	volumes d'évapotranspiration réelle		Débit des cours d'eau		Volume de recharge	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1999	554.3	548.8	99.0	0.0	0.0	3.2	0.6
2000	511.7	497.3	97.2	0.2	0.0	14.6	2.9
2001	333.5	328.2	98.4	0.0	0.0	0.6	0.2
2002	460.8	449.0	97.4	0.0	0.0	8.7	1.9
2003	583.6	559.7	95.9	0.1	0.0	20.8	3.6
2004	554.9	545.7	98.3	0.1	0.0	6.1	1.1
2005	921.0	834.7	90.6	3.4	0.4	81.6	8.9
2006	724.7	673.6	92.9	0.2	0.0	50.8	7.0
2007	704.5	642.5	91.2	0.3	0.0	59.8	8.5
Moyenne	614.8	584.0	95.0	0.3	0.1	28.8	4.7

Tableau6-2-15 Totalisation du bilan hydraulique par superficie unitaire selon l'analyse par réservoir modèle(région du socle de Dialakoto)

Année	Précipitations		Volumes d'évapotranspiration pébit des cours d'eau Volume de rec		Débit des cours d'eau		recharge
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
1988	592.8	517.3	87.3	71.5	12.1	3.7	0.6
1989	706.1	621.6	88.0	73.2	10.4	6.4	0.9
1990	547.7	512.0	93.5	30.7	5.6	1.6	0.3
1991	618.6	529.7	85.6	81.3	13.1	5.3	0.9
1992	660.1	608.8	92.2	50.9	7.7	1.5	0.2
1993	661.2	558.0	84.4	93.9	14.2	9.1	1.4
1994	718.1	594.6	82.8	106.8	14.9	10.7	1.5
1995	729.1	605.9	83.1	114.9	15.8	10.7	1.5
1996	747.6	558.5	74.7	170.5	22.8	16.3	2.2
1997	514.6	478.2	92.9	44.0	8.6	0.7	0.1
1998	450.7	409.7	90.9	40.5	9.0	1.5	0.3
1999	554.3	521.2	94.0	29.1	5.3	1.2	0.2
2000	511.7	448.1	87.6	61.2	12.0	2.6	0.5
2001	333.5	323.0	96.8	12.4	3.7	0.1	0.0
2002	460.8	412.7	89.6	45.7	9.9	2.8	0.6
2003	583.6	509.7	87.3	70.0	12.0	3.6	0.6
2004	554.9	510.8	92.1	36.6	6.6	1.6	0.3
2005	921.0	717.8	77.9	187.0	20.3	15.1	1.6
2006	724.7	606.9	83.7	109.4	15.1	8.6	1.2
2007	704.5	566.3	80.4	126.6	18.0	10.9	1.6
Moyenne	614.8	530.5	86.3	77.8	12.7	5.7	0.9

6.3 Modèle

6.3.1 Modèle de simulation

(1) Analyse et théorie par simulation des eaux souterraines

1) Objectif de l'étude

Un des principaux objectifs de la simulation des eaux souterraines du présent projet est d'identifier quantitativement la situation du flux des eaux souterraines du bassin souterrain ainsi que la situation dynamique du bilan des eaux souterraines dans les régions de Tambacounda et Matam.

Le bassin des eaux souterraines des régions Tambacounda et Matam correspond à une cuvette située dans la zone de collecte des eaux fermée dans sa partie sud-est. Les eaux souterraines dans cette cuvette ont pour principales ressources les précipitations venues de la zone montagneuse du sud-est ainsi que la recharge provenant des cours d'eau, comme le fleuve Sénégal entre autres, ces ressources étant des eaux superficielles et des eaux souterraines pénétrant dans la plaine à l'intérieur de la cuvette. Par conséquent, afin de gérer rationnellement et d'utiliser efficacement les ressources en eau limitées du bassin souterrain des régions de Tambacounda et Matam, il est nécessaire d'unifier les eaux superficielles et les eaux souterraines et d'identifier la situation de la circulation des eaux dans

l'ensemble du bassin.

Toutefois, étant donné que les conditions fondamentales, telles que les structures du bassin des eaux souterraines et la continuité des aquifères, n'ont pas été suffisamment identifiées par les différentes études hydrogéologiques et relatives aux ressources menées dans le bassin des eaux souterraines des régions de Tambacounda et Matam, de nombreux points restent encore obscurs en ce qui concerne les volumes des ressources en eaux souterraines et les volumes développables. Par ailleurs, les relations d'interaction entre les eaux superficielles et les eaux souterraines ainsi que les volumes d'eau par aquifère et par zone n'ont également pas fait l'objet d'études détaillées.

Dans le présent projet, en vue de clarifier la situation et la fluctuation des ressources en eaux souterraines indiquées précédemment, un modèle uniformisant le réseau des eaux superficielles et le réseau des eaux souterraines par l'intermédiaire de la "recharge" a été réalisé dans l'objectif d'identifier dynamiquement, par une analyse du modèle, la circulation des eaux ainsi que l'écoulement des eaux souterraines dans l'ensemble du bassin. En outre, l'analyse du modèle permet non seulement de procéder à une estimation globale des données d'observation des cours d'eau et des eaux souterraines, traitées séparément jusqu'à présent, mais a également pour objectif majeur d'identifier le bilan hydraulique et les relations d'interaction des eaux des cours d'eau et des eaux souterraines.

Dans l'analyse du modèle des eaux souterraines, il est non seulement possible de reproduire sur le modèle le comportement des eaux souterraines jusqu'à présent par le biais des travaux de vérification du modèle, mais également d'interpréter globalement les variations du niveau des eaux souterraines observées jusqu'à ce point. Il est en outre possible, en déterminant des conditions futures au modèle des eaux souterraines vérifié, de prévoir les fluctuations des écoulements des eaux souterraines et la répartition des niveaux des eaux souterraines à l'avenir, entre autres. En prévoyant et en identifiant à l'avance, au moyen de l'analyse par simulation des eaux souterraines, les comportements de ces eaux à l'avenir en raison des changements survenus aux différentes conditions, il sera possible d'élaborer des plans rationnels permettant non seulement d'utiliser efficacement et durablement, mais également de gérer de manière appropriée, les précieuses ressources en eaux souterraines.

2) Méthode d'application du modèle des eaux souterraines

Le modèle de simulation des eaux souterraines réalisé dans le présent projet doit évidemment être un modèle reflétant le plus précisément possible les structures du bassin des eaux souterraines et les caractéristiques des aquifères dans les régions de Tambacounda et Matam. Il est nécessaire, dans l'analyse par simulation des eaux souterraines, de diviser rationnellement en sous-systèmes la situation complexe du bassin des eaux souterraines et de la modéliser. Il est indispensable à cet effet de déterminer, après avoir suffisamment identifié les caractéristiques du bassin des eaux souterraines et la situation hydrogéologique, les objectifs de l'analyse par simulation et de construire un modèle approprié des eaux souterraines en tenant compte des avantages et des inconvénients de chaque type de modèle d'eaux souterraines.

Les technologies de simulation des eaux souterraines utilisant les ordinateurs se sont développées à partir de la fin des années 1960 dans le monde et, entre les années 1970 et le milieu des années 1980, l'on passe des modèles plats bidimensionnels de départ aux modèles monocouches semi-tridimensionnels, puis aux modèles bidimensionnels en coupe et aux modèles multicouches semi-tridimensionnels, pour arriver, à la fin des années 1980, à la mise en pratique des modèles tridimensionnels des eaux souterraines. En outre, à partir du début des années 1990, des modèles tridimensionnels sont également mis au point non seulement pour les écoulements des eaux souterraines et les affaissements des sols, mais également pour le transports des substances dans les eaux souterraines, des simulations des eaux souterraines dans des conditions diverses étant alors effectuées.

Ainsi, si les technologies de la simulation des eaux souterraines se sont perfectionnées avec les progrès des techniques informatiques et des techniques de l'analyse chiffrée, il est nécessaire, afin de procéder en pratique à la modélisation du bassin des eaux souterraines, de réaliser le modèle le plus approprié

possible, en tenant compte de la qualité et de la quantité des données relatives aux structures du bassin des eaux souterraines et aux conditions hydrogéologiques, aux types et aux quantités des données d'observation ainsi que des objectifs de l'analyse par simulation.

Dans le présent projet, l'objectif de l'analyse par simulation a été déterminé comme indiqué ci-dessous, après avoir mis à l'étude les conditions hydrogéologiques du bassin des eaux souterraines des régions de Tambacounda et Matam ainsi que les possibilités d'utilisation des différents types de données disponibles, le modèle des eaux souterraines étant réalisé ensuite.

 Modèle tridimensionnel de grande étendue: Analyser tridimensionnellement les écoulements des eaux souterraines sur une vaste étendue du bassin des eaux souterraines des régions de Tambacounda et Matam.

3) Code MODFLOW

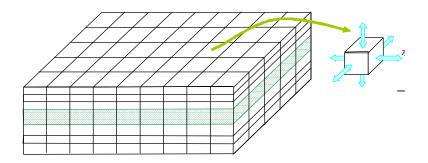
Dans le présent projet, le code MODFLOW a été utilisé pour l'analyse par simulation des écoulements des eaux souterraines. Le code MODFLOW est un code d'analyse largement utilisé dans le monde, et différents types de logiciels de saisie et de sortie ont été développés.

MODFLOW (McDonald et Harbaugh, 1988) est un code d'analyse tridimensionnel des écoulements des eaux souterraines développé par un laboratoire de recherche géologique des Etats-Unis. Il résout par le calcul des différences, l'écoulement tridimensionnel des eaux souterraines obtenu par l'équation différentielle partielle ci-dessous.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(Kxx \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kyy \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(Kzz \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = Ss \frac{\partial h}{\partial t}$$
 (6-3-1)

Dans laquelle Kxx, Kyy et Kzz correspondent respectivement aux coefficients de transmissiblité dans la direction des axes x, y et z (dimension LT^{-1}), h à la hauteur des eaux de la nappe captive (L), W aux volumes de pénétration ou de sortie de l'eau par unité de volume (T^{-1}), Ss aux volumes d'emmagasinement spécifiques (L^{-1}) et t au temps (T).

Dans MODFLOW, le champ de calcul tridimensionnel est divisé selon un quadrillage cubique ou rectangulaire (appelé unité de calcul, cellule, élément ou nombre unitaire de calcul) comme indiqué dans la figure ci-dessous, et le système de quadrillage centré sur le nombre unitaire représentant le caractère de l'ensemble du quadrillage est appliqué au point central de chaque quadrillage.



Ecoulement de l'eau (direction tridimensionnelle) Un quadrillage (unité de calcul) Division des éléments du modèle tridimensionnel

Figure6-3-1 Division du quadrillage du modèle tridimensionnel MODFLOW

Dans le calcul réel, les volumes de pénétration et de sortie de l'eau dans les directions x, y. Z par quadrillage divisé sont résolus selon l'équation différentielle partielle. Par ailleurs, il est également possible d'appliquer le code MODFLOW pour des modèles plats bidimensionnels, des modèles

bidimensionnels en coupe et des modèles semi-tridimensionnels, le quadrillage de calcul dans le cas d'un modèle bidimensionnel devenant carré ou rectangulaire.

MODFLOW ne désigne pas uniquement le code principal de calcul des écoulements des eaux souterraines, il est également accompagné de différents codes de routine auxiliaires tels que le package des cours d'eau, le package des canaux et le package de limite normale de hauteur d'eau, entre autres. L'utilisation de ces différents packages permet de calculer les volumes de pénétration et de sortie de l'eau dans des conditions aux limites externes de différentes sortes.

Le logiciel intégral Processing Modflow Pro (société Webtech) incluant MODFLOW 2000 et MT3DMS, un code de simulation du transport des substances, a été utilisé pour le présent projet.

(2) Paramètres hydrogéologiques

1) Paramètres nécessaires à la simulation MODFLOW

Il est nécessaire, dans la simulation MODFLOW, de déterminer différents paramètres tels que la forme du modèle, les types d'aquifères, les conditions aux limites, les conditions initiales, les durées, les caractéristiques hydrogéologiques ainsi que le package en relation. Le tableau ci-dessous présente un résumé des paramètres de base nécessaires à la simulation MODFLOW exécutée dans la présente étude.

Tableau6-3-1 Paramètres de base nécessaires à la simulation MODFLOW

Types	Désignation	Contenu	Remarques
Forme du	Structure du modèle	Nombre de lignes et de colonnes Dimensions du quadrillage à plat Nombre de strates de modèles	
modele	Structures hydrogéologiques	Altitude supérieure par strate Altitude inférieure par strate	Désigné par quadrillage
Caractéristiq	Types d'aquifères	Nappe captive, nappe phréatique, nappe captive/phréatique (constante du coefficient de transmissibilité) Nappe captive/phréatique (fluctuation du coefficient de transmissibilité)	
ues des	Rapport d'anisotropie	Rapport d'anisotropie en direction horizontale	Désigné par strate
aquifères	Méthode de calcul des constantes hydrogéologiques	Coefficient de transmissibilité Coefficient de fuite Coefficient de stockage	
	Option	Prise en considération ou non du stockage interstratifié	
Conditions aux limites	Conditions de base aux limites	Quadrillage calculé Quadrillage non calculé Quadrillage de hauteur d'eau fixe	Désigné par quadrillage Le quadrillage de hauteur d'eau fixe est déterminé avec la hauteur d'eau initiale.
Conditions initiales	Conditions initiales de l'écoulement des eaux souterraines	Hauteur d'eau initiale	Désignée par quadrillage
	Méthode de calcul	Sélection régulier ou irrégulier	
	Unités de temps	Sélection des unités de temps	
Durées	Etape de calcul	Longueur, nombre des étapes de division, etc.	En cas de méthode de calcul irrégulier, désigné pour chaque étape
Caractéristiq ues hydrogéologi ques	Caractéristiques d'imperméabilité		
	Coefficient de stockage	Volumes de stockage spécifiques (coefficient de stockage) (1) Taux de porosité efficace Volume de suintement spécifique (2)	() en cas d'utilisateur désigné (1) Inutile en cas de calcul régulier (2) Inutile en cas de nappe captive

Parmi ce qui précède, les paramètres relatifs aux caractéristiques hydrogéologiques, les éléments exprimant la perméabilité et ceux exprimant le stockage peuvent être divisés plus en détail. Parmi les paramètres exprimant la perméabilité se trouvent (1) le coefficient de transmissibilité en direction horizontale et (2) le coefficient de transmissibilité en direction verticale et lorsque ces coefficients sont

saisis dans MODFLOW, celui-ci calcule automatiquement le coefficient des volumes de transmissibilité et le coefficient de fuite en direction verticale en multipliant l'épaisseur de l'aquifère ou l'épaisseur de la zone de saturation. En outre, avec MODFLOW, l'utilisateur peut saisir directement dans le modèle le coefficient des volumes de transmissibilité et le coefficient de fuite en direction verticale qu'il a lui-même préparé.

D'autre part, parmi les paramètres indiquant les capacités de stockage, se trouvent (1) le volume spécifique de stockage (coefficient de stockage), (2) le taux de porosité efficace et (3) le volume de suintement, mais il est également possible de saisir le volume spécifique de stockage en tant que coefficient de stockage tenant compte de l'épaisseur de la couche. D'autre part, il est nécessaire de saisir le volume de suintement selon que les aquifères sont des nappes libres ou des nappes captives/libres.

Par ailleurs, de nombreux packages auxiliaires sont prévus avec MODFLOW et quatre types de packages ont été utilisés pour la simulation du présent projet, à savoir pour la recharge, les forages, les limites normales de hauteurs d'eau et le pouvoir mouillant. En ce qui concerne le package des limites normales de hauteur d'eau, sa méthode d'utilisation est expliquée dans le paragraphe (4) Conditions limites.

En outre, la méthode de détermination des valeurs initiales des paramètres indiquant les caractéristiques hydrogéologiques est présentée ci-dessous.

2) Capacité spécifique

La capacité spécifique est un paramètre que l'on peut trouver facilement en le calculant avec l'équation ci-dessous, dans le cas où l'on connaît la baisse du niveau d'eau se produisant dans le forage lorsqu'un certain volume a été pompé dans un forage donné, et qui est utilisé pour l'évaluation des capacités des aquifères et celle de l'efficacité des forages.

$$Sc = Q/s (6-3-2)$$

Dans laquelle, Sc correspond à la capacité spécifique [L^2T^{-1}], Q au volume de pompage [L^3T^{-1}], et s à la baisse du niveau d'eau [L].

En général, dans le cas de la construction d'un forage productif normal, si des essais de pompage précis ne sont pas souvent réalisés, des essais appelés essais de production et essais de pompage simples sont effectués au minimum, afin de confirmer les relations entre les volumes de pompage et la baisse de niveau d'eau dudit forage. La capacité spécifique ne correspond pas elle-même à une donnée de saisie de simulation des eaux souterraines, mais il est possible d'évaluer le coefficient de transmissibilité à partir de cette capacité spécifique, comme indiqué plus avant. En outre, étant donné que les essais de pompage précis prennent beaucoup de temps et que leur réalisation entraînent des coûts importants, le nombre de ces essais est généralement limité. Toutefois, dans le cas de la capacité spécifique, elle présente l'avantage, si les relevés de l'excavation du forage sont conservés, de pouvoir être calculée pour la majorité des forages.

Les répartitions des capacités spécifiques dans le bassin des eaux souterraines des régions de Tambacounda et Matam ont été résumées sur la base des documents relatifs aux forages existants collectés et classifiés.

2) Coefficient du volume de transmissibilité et coefficient de transmissibilité Le coefficient du volume de transmissibilité est le paramètre le plus important exprimant la capacité de l'aquifère et, dans le cas d'une nappe captive, il se définit selon l'équation ci-dessous.

$$T = k \cdot b \tag{6-3-3}$$

Dans laquelle, T correspond au coefficient du volume de transmissibilité $[L^2T^{-1}]$, k au coefficient de transmissibilité $[LT^{-1}]$ et b à l'épaisseur de l'aquifère [L]. Comme le montre cette équation, le

coefficient du volume de transmissibilité n'indique pas uniquement la transmissibilité des couches géologiques composant les aquifères, mais la multiplication par l'épaisseur des couches permet d'obtenir la capacité totale de l'aquifère. Par ailleurs, le coefficient du volume de transmissibilité dans le cas d'une nappe libre se définit selon l'équation ci-dessous.

$$T = h \cdot b \tag{6-3-4}$$

Dans laquelle *h* correspond à l'épaisseur de [L] de la partie de saturation dans la nappe libre. Par conséquent, dans le cas d'une nappe libre ou au cas où le type d'aquifère dans MODFLOW est [nappe captive/libre (variation du coefficient du volume de transmissibilité)], il est nécessaire de faire attention au fait que, même avec le même aquifère, le coefficient du volume de transmissibilité varie selon le niveau d'eau.

En général, le coefficient du volume de transmissibilité peut être obtenu par les essais de pompage. Pour le présent projet également, des essais de pompage continus ainsi que des essais de reprise ont été menés lors des forages d'essai, et le coefficient du volume de transmissibilité a été recherché respectivement durant ces essais.

Toutefois, on sait généralement que, même en procédant systématiquement aux essais de pompage et en prenant toutes les précautions nécessaires, les coefficients des aquifères, tels que le coefficient du volume de transmissibilité obtenu, incluent une erreur de l'ordre de 1. Par ailleurs, d'après les documents sur les forages existants qui ont été collectés et classifiés dans le présent projet, il n'existe aucun exemple de recherche du coefficient du volume de transmissibilité par des essais de pompage continus et des essais de reprise effectués systématiquement. Par conséquent, les relevés existants sur les essais de pompage simples ont été utilisés dans la mesure du possible par le présent projet, et une estimation des paramètres hydrogéologiques a été effectuée en utilisant l'équation expérimentale de Logan (1964).

Une carte de répartition des coefficients de transmissibilité pour la couche Continental terminal et la couche du Maastrichtien est présentée à la fin du présent paragraphe. Pour les autres aquifères, le coefficient de transmissibilité a été déterminé selon la plage indiquée ci-dessous.

Quaternaire: 37 – 39 m/jour
Eocène: 7.0E-04 – 5.0E-03 m/jour
Paléocène: 1.0E-04 – 1.0E-03 m/jour

3) Coefficient de stockage

Le coefficient de stockage est un paramètre indiquant la capacité de stockage de l'aquifère et sa valeur présente de grandes différences selon qu'il s'agit d'une nappe captive ou d'une nappe libre, la valeur de la première étant extrêmement plus petite que celle de la seconde. Car, alors que dans le cas d'une nappe captive, l'aquifère est saturé en permanence par les eaux souterraines même si la hauteur d'eau baisse, dans le cas d'une nappe libre, l'épaisseur de la couche de saturation diminue avec la baisse du niveau des eaux souterraines, produisant une importante évacuation d'eau. Par conséquent, dans le cas d'une nappe libre, le coefficient de stockage est presque identique au taux de porosité efficace.

Pour obtenir le coefficient de stockage, il est nécessaire de procéder systématiquement à des essais de pompage continus mais, comme indiqué précédemment, les documents existants ne montrent que peu d'exemples dans lesquels le coefficient de stockage a été recherché.

Toutefois, comme indiqué ci-dessous, l'influence des variations du coefficient de stockage sur la capacité spécifique est faible et, même dans le modèle de simulation des eaux souterraines, étant donné que l'influence du coefficient de stockage sur le niveau d'eau calculé est faible comparée à celle du coefficient du volume de transmissibilité, une valeur ordinaire est utilisée en tant que valeur initiale pour le calcul.

• Caractéristiques du coefficient de stockage

Cooper et Jacob (1946) ont exprimé la baisse du niveau d'eau, dans le cas du pompage des eaux

souterraines dans des forages complets de nappe captive en flux instable, en simplifiant de la manière suivante.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[\ln \left(\frac{4Tt}{r^2 S} \right) - 0.5772 \right]$$
 (équation 6-3-5)

Dans laquelle, s correspond à la baisse du niveau d'eau [L], Q au volume de pompage [L 3 T $^{-1}$], T au coefficient de volume de transmissibilité L 2 T $^{-1}$], t au temps [T], r au rayon du forage [L] et S au coefficient de stockage [sans dimension]. En convertissant l'équation 4-3-5 en logarithme commun et en la modifiant pour étudier l'influence des variations du coefficient de stockage sur la capacité spécifique, on obtient l'équation suivante.

$$Sc = \frac{Q}{s} = \frac{4\pi T}{2.30 \log(2.25Tt/r^2S)}$$
 (équation 6-3-6)

Dans laquelle Sc correspond à la capacité spécifique $[L^2T^{-1}]$. D'après cette équation, alors que la capacité spécifique augmente proportionnellement au coefficient du volume de transmissibilité en théorie, $\log t$, $\log (1/r^2)$ et $\log (1/S)$ sont en relation inversement proportionnelle. La représentation graphique des relations entre la capacité spécifique et le coefficient de stockage indiquées dans l'équation 6-3-6 se présente comme le montre la figure ci-dessous.

Ce graphique a été élaboré avec pour hypothèse un jour pour le temps t, 0,1 m pour le rayon du forage r et 100% d'efficacité du forage et, même si le coefficient de stockage présente d'importantes variations, on peut remarquer que ceci n'a qu'une très faible influence sur la capacité spécifique. Par conséquent, dans le modèle de simulation des eaux souterraines également, l'influence du coefficient de stockage sur le niveau d'eau calculé est peu importante comparée à celle du coefficient du volume de transmissibilité.

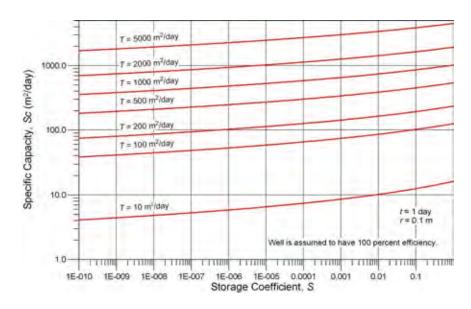


Figure 6-3-2 Relations entre la capacité spécifique et les coefficients de stockage et du volume de transmissibilité en condition d'instabilité

• Valeur de saisie vers le modèle des eaux souterraines L'Association Japonaise d'Hydrologie des eaux souterraines (JAGH) (2010)¹ recommande de prendre,

_

¹ Association Japonaise d'Hydrologie des eaux souterraines - Rapport du groupe de recherche relatif au classement des théories de base pour l'analyse des écoulements des eaux souterraines (2010) : Simulation des eaux souterraines, Editions Gihodo p.232

en tant que valeur obtenue par expérience, la plage comprise entre 5.0E-03 à 5.0E-05 pour le coefficient de stockage dans le cas d'une nappe captive et 4.0E-01 à 5.0E-02 dans le cas d'une nappe libre. Par conséquent, le coefficient de stockage saisi en tant que valeur initiale pour le modèle de simulation des eaux souterraines correspond à 1.0E-03, valeur représentative de la nappe captive et, dans le procédé de vérification du modèle, il suffit de faire varier le coefficient de stockage dans une plage appropriée pour reproduire les fluctuations des eaux souterraines réellement mesurées.

Par ailleurs, le coefficient de stockage est également un paramètre tenant compte de l'épaisseur de l'aquifère et le coefficient de stockage par épaisseur unitaire est appelé volume de stockage spécifique.

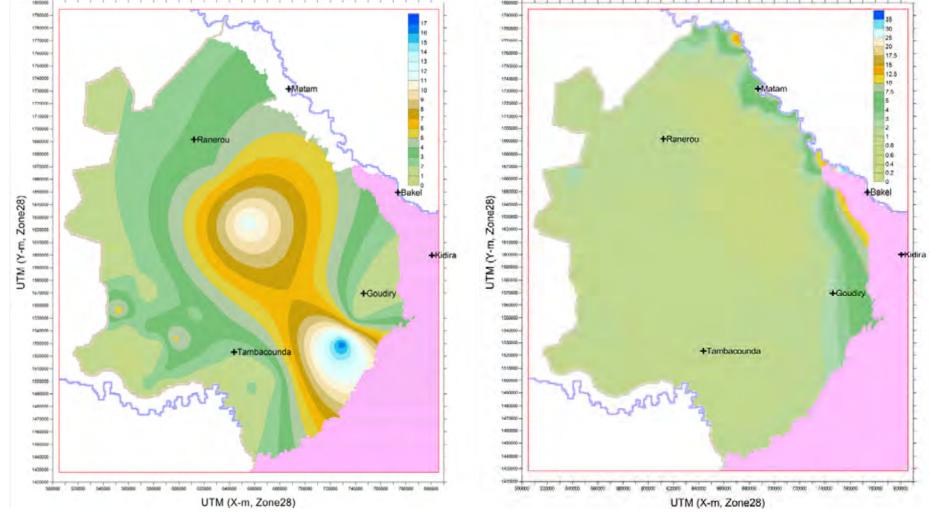
$$S = Ss \cdot b \tag{6-3-7}$$

Dans laquelle, S correspond au coefficient de stockage [sans dimension], Ss au volume de stockage spécifique [L⁻¹] et b à l'épaisseur de l'aquifère [L]. Les valeurs de saisie initiale du volume de stockage spécifique, avec 1.0E-03 indiqué ci-dessus, sont déterminées de la manière suivante en tenant compte de la longueur de crépine du forage existant.

Quaternaire: 1.0E-01m⁻¹

• Couche Continental terminal: 5.0E-04m⁻¹

Eocène : 1.0E-04m⁻¹
 Paléocène : 1.0E-041m⁻¹
 Maastrichtien : 7.5E-04m⁻¹



(Répartition des coefficients de transmissibilité de la couche Continental terminal)

(Répartition des coefficients de transmissibilité du Maastrichtien)
Figure 6-3-3 Répartition des hauteurs d'eau initiales calculées

(unité: m/jour)

(3) Structure plane du modèle tridimensionnel (3D) de grande étendue

Le modèle 3D de grande étendue, qui concerne la totalité des zones de roches sédimentaires dans la région de l'étude, a été réalisé afin d'analyser l'écoulement tridimensionnel des eaux souterraines sur une grande étendue. Le quadrillage plane du modèle 3D de grande étendue a été déterminé afin de couvrir l'ensemble de la zone de roches sédimentaires de la région de l'étude, comme le montre la figure ci-dessous. Le quadrillage modèle a pris pour critères la bande 28 du système de coordonnées UTM de WGS84 de mesures terrestres, et les dimensions planes de chaque quadrillage sont de 1 km x 1 km.

La structure en coupe du modèle 3D de grande étendue permet de couvrir en relief l'ensemble de la cuvette des eaux souterraines à l'intérieur de la région de Tambacounda et de Matam en direction de la profondeur.

La classification hydrologique et chronostratigraphique du Sénégal est telle qu'indiquée dans le tableau ci-dessous et un modèle reflétant les conditions hydrogéologiques jusqu'à la base de la cuvette des eaux souterraines (fond de l'aquifère du Maastrichtien) sera élaboré. Une division en 5 strates est possible comme indiqué ci-dessous en tant qu'aquifère, et un modèle ayant une structure à six strates, incluant les roches du socle à ces 5 strates, sera adopté.

- Aquifères du quaternaire
- Aquifères du continental terminal, oligocène miocène
- Aquifères de l'éocène
- Aquifères du paléocène
- Aquifères du Maastrichtien
- Roches du socle

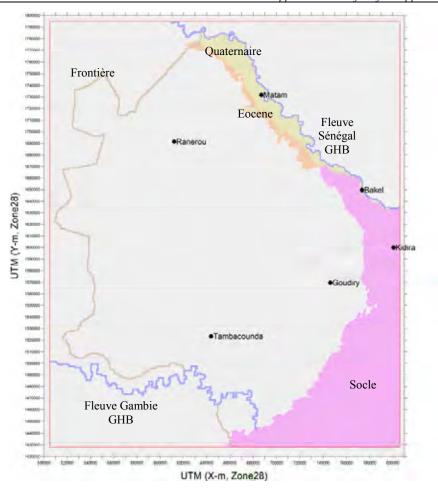


Figure6-3-4 Envergure de l'analyse par modèle 3D de grande étendue

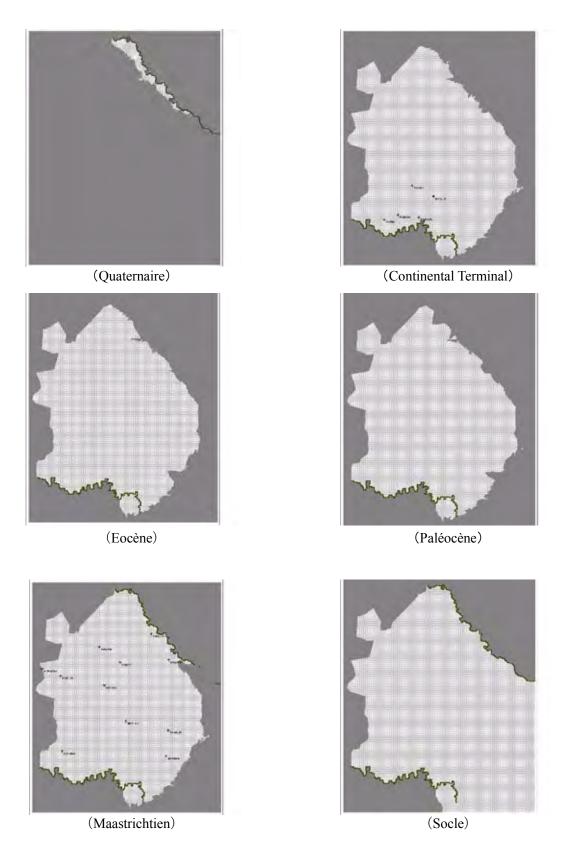
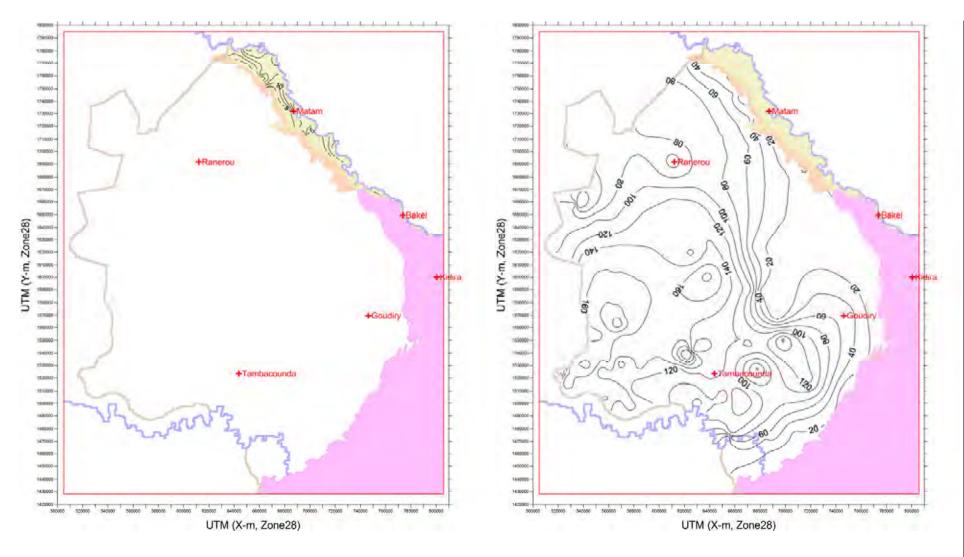
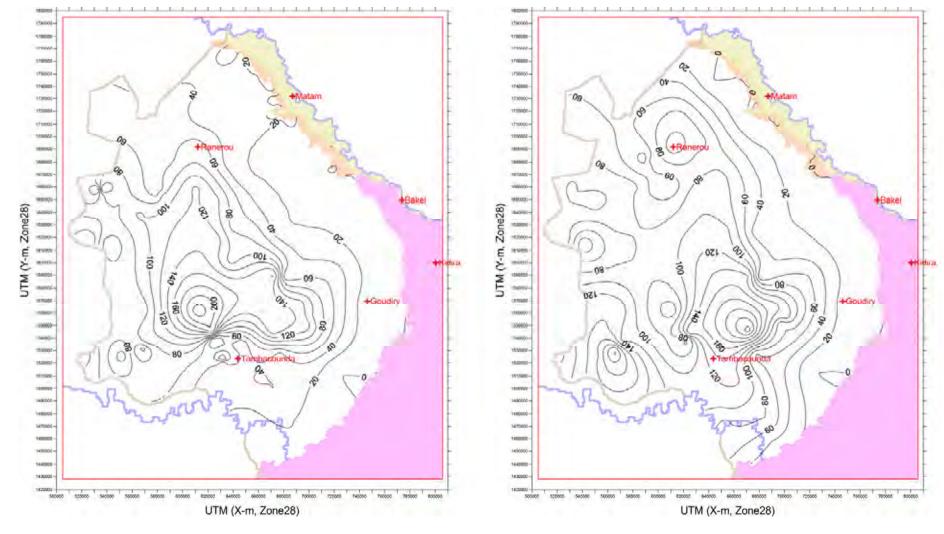


Figure6-3-5 Répartition des strates du modèle



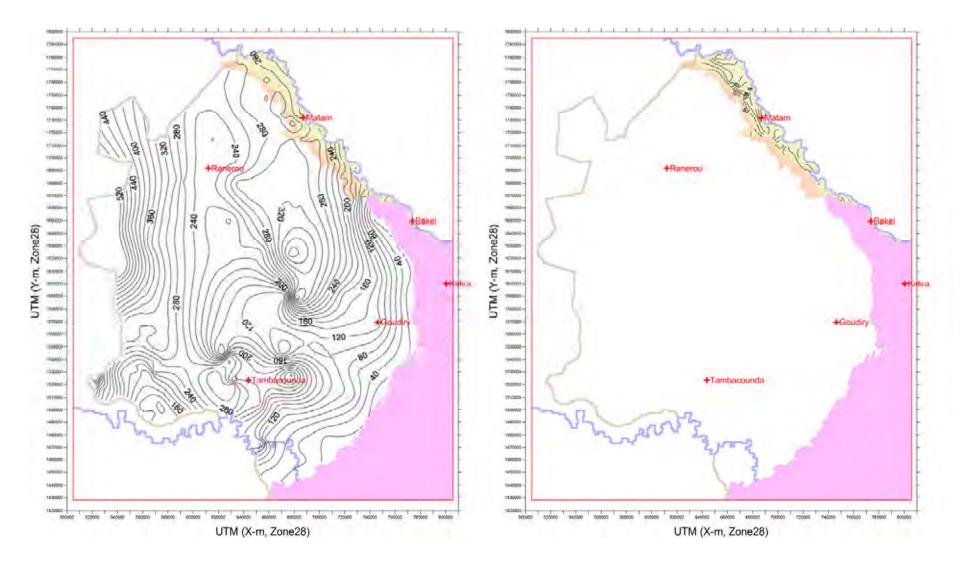
(Répartition des épaisseurs des couches du Quaternaire)

(Répartition des épaisseurs des couches du Continental Terminal)



(Répartition des épaisseurs des couches du Eocène)

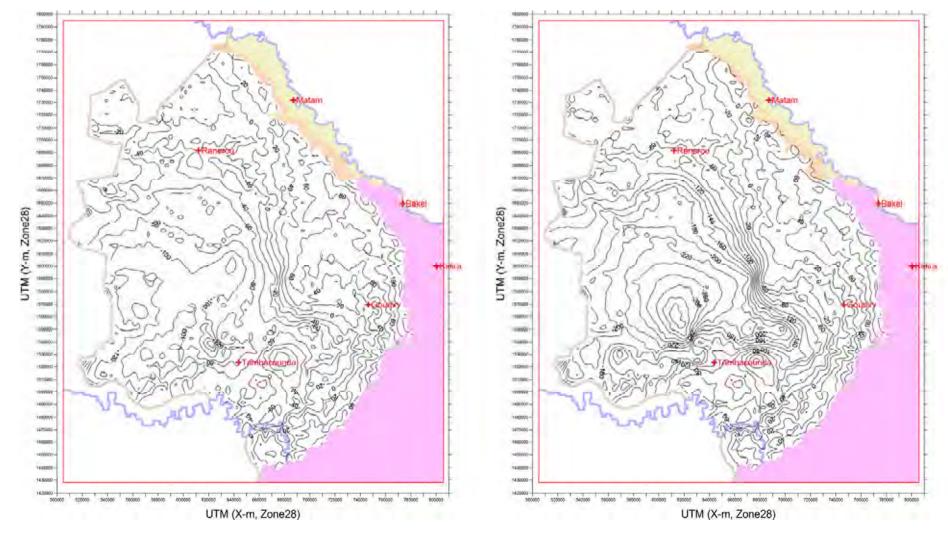
(Répartition des épaisseurs des couches du Paléocène)



(Répartition des épaisseurs des couches du Maastrichtien)

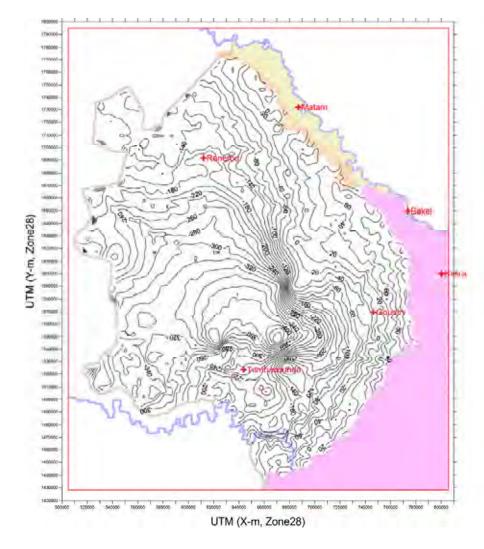
Figure 6-3-6 Répartition des épaisseurs des couches (Unite : m)

(Répartition des profondeurs de la surface de fond du Quaternaire)

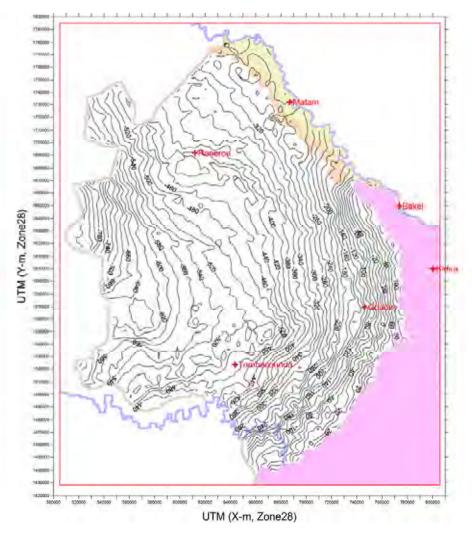


(Répartition des profondeurs de la surface de fond du Continental Terminal)

(Répartition des profondeurs de la surface de fond du Eocène)



(Répartition des profondeurs de la surface de fond du Paléocène)



(Répartition des profondeurs de la surface de fond du Maastrichtien)
Figure6-3-7 Répartition des profondeurs de la surface de fond (Unite : m)

(4) Conditions aux limites du modèle 3D de grande étendue

Il est nécessaire de déterminer les conditions aux limites en tenant compte des conditions hydrogéologiques pour le modèle de simulation. Les conditions aux limites suivantes ont été fixées pour la présente étude.

1) Limites fermées

Aucun écoulement des eaux souterraines ne se produit entre l'intérieur et l'extérieur de ces limites. Pour le modèle 3D de grande étendue, le fond a été considéré comme limite fermée du modèle. Par ailleurs, les quadrillages sans aquifères et les quadrillages à l'extérieur des limites des deux régions de Tambacounda et de Matam où les limites générales de hauteur d'eau ne sont pas désignées – indiquées plus loin dans ce rapport – sont considérés comme cellules inactives pour le modèle et ont été écartés du calcul.

2) Limites générales de hauteur d'eau

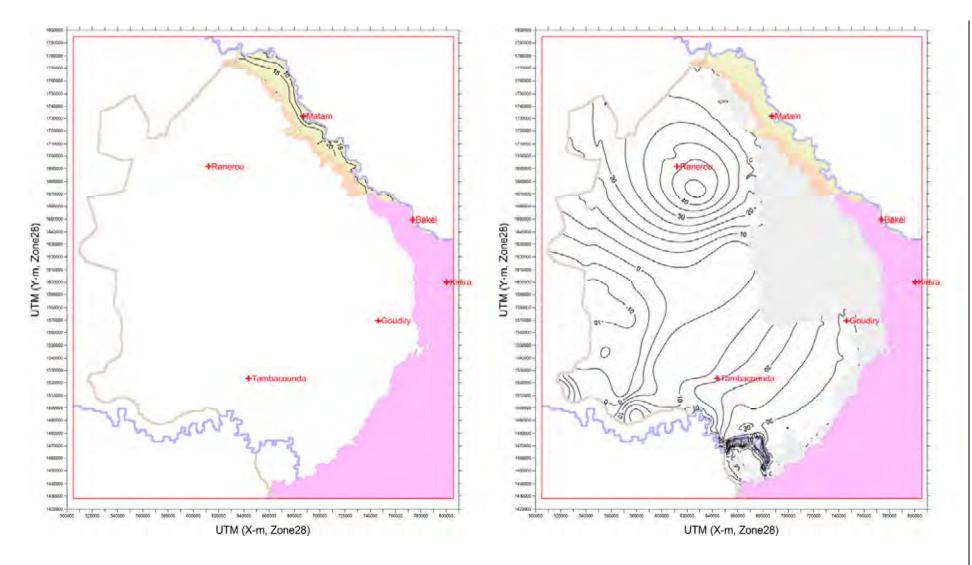
Il s'agit ici de conditions aux limites pouvant subir des variations au fur et à mesure de la progression de la simulation, le quadrillage déterminé étant une hauteur d'eau déjà connue. Les calculs dans les limites générales de hauteur d'eau sont effectués avec les conditions hypothétiques de la présence de limites de hauteur d'eau fixes à l'extérieur d'un quadrillage particulier et de la présence de substances possédant une certaine conductance hydrologique entre ledit quadrillage et les limites fixes. Dans la présente étude, les limites générales de hauteur d'eau sont déterminées dans le quadrillage où s'écoulent les fleuves Sénégal et Gambie, et des variations ont été apportées aux hauteurs d'eau sur la base des relevés des mesures des niveaux d'eau des cours d'eau réalisées par la DGPRE (GHB (General Head Boundary) dans la figure).

(5) Hauteur d'eau initiale

La vérification du modèle 3D de grande étendue a été effectuée par calcul irrégulier en saisissant des données mensuelles et temporaires allant de janvier 1988 à décembre 2007. Un calcul irrégulier à long terme (calcul semi-régulier) a été effectué avant le calcul irrégulier de la période de vérification et il a été considéré comme hauteur d'eau initiale au moment du début du calcul irrégulier pour la vérification (Voir page suivante).

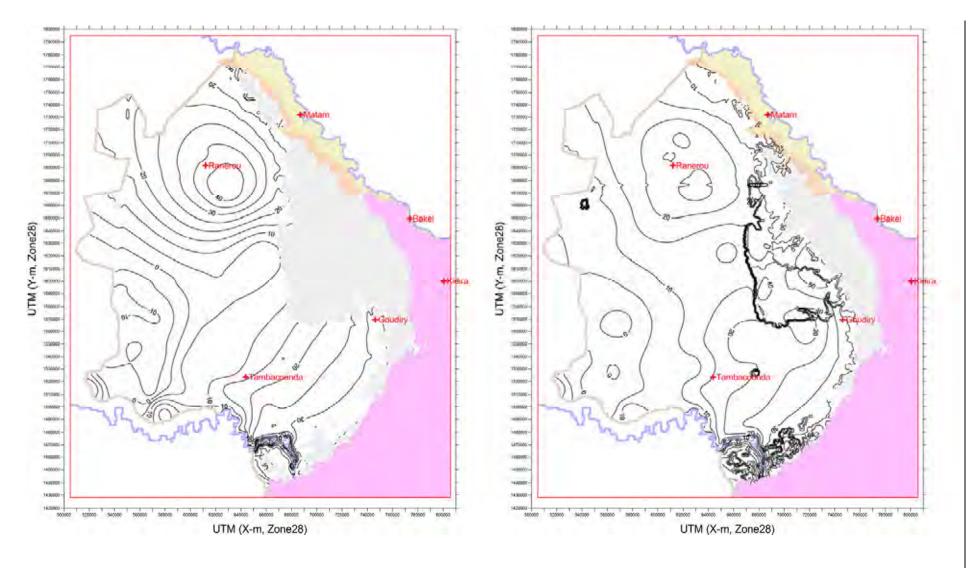
La méthode de calcul irrégulier à long terme (calcul semi-régulier) utilisée lors de la présente étude est telle qu'indiquée ci-dessous.

- ① Détermination de la répartition des niveaux des eaux souterraines sur la base du niveau d'eau statique au moment des excavations pour chaque aquifère
- ② Réalisation de calcul de 10 cycles (50 ans) avec les conditions pour cinq années entre 1989 et 1992
- 3 Saisie de la hauteur d'eau calculée à l'étape finale de 2 en tant que hauteur d'eau initiale du calcul irrégulier pour la vérification



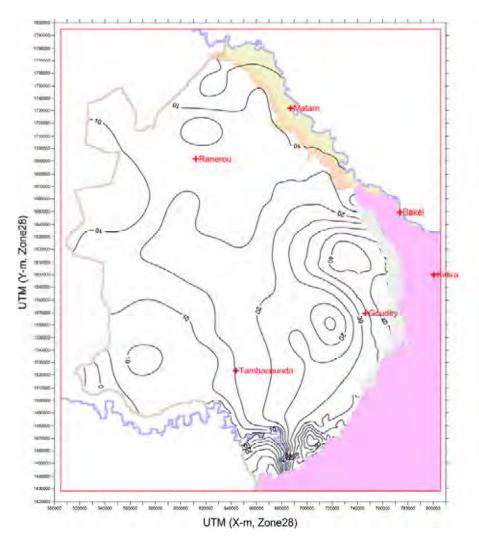
(Hauteur d'eau initiale calculée du Quaternaire)

(Hauteur d'eau initiale calculée du Continental Terminal)



(Hauteur d'eau initiale calculée du Eocène)

(Hauteur d'eau initiale calculée du Paléocène)



(Hauteur d'eau initiale calculée du Maastrichtien)

Figure6-3-8 Répartition des hauteurs d'eau initiales calculées (Unite :m)

6.3.2 Résultats des essais d'interpolation

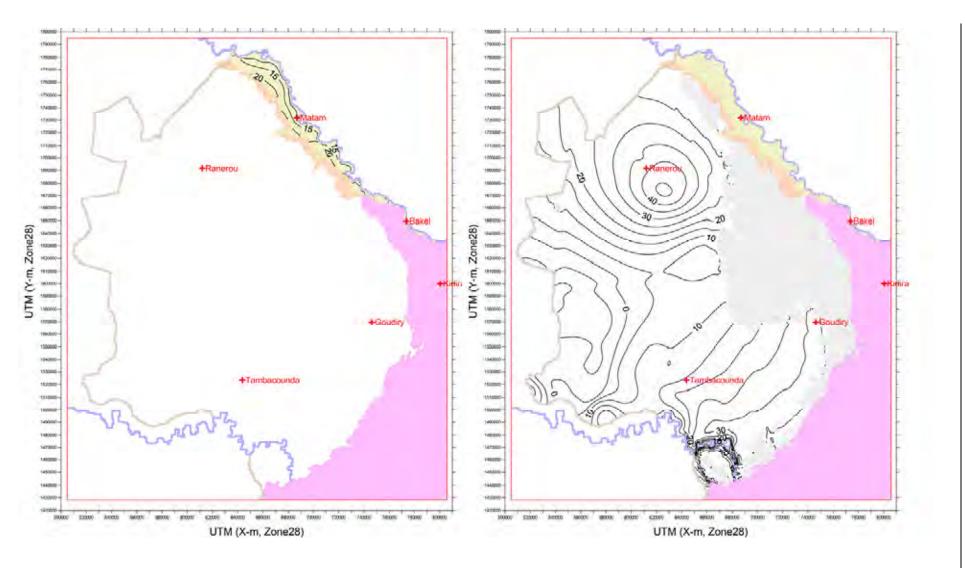
(1) Répartition des hauteurs d'eau calculées par calcul irrégulier pour la vérification Le calcul de vérification a été effectué après la saisie des hauteurs d'eau initiales réalisées au paragraphe précédent pour chaque strate du modèle, et la saisie des données des volumes de recharge des eaux souterraines ainsi que des volumes d'exhaure par mois durant les 240 mois de janvier 1988 à décembre 2007. La figure ci-dessous présente un exemple de répartition des hauteurs d'eau calculées

de chaque strate du modèle en décembre 2007, qui constitue la dernière étape. Les parties en gris

foncé sur la figure correspondent aux régions où le pompage est difficile et les puits asséchés.

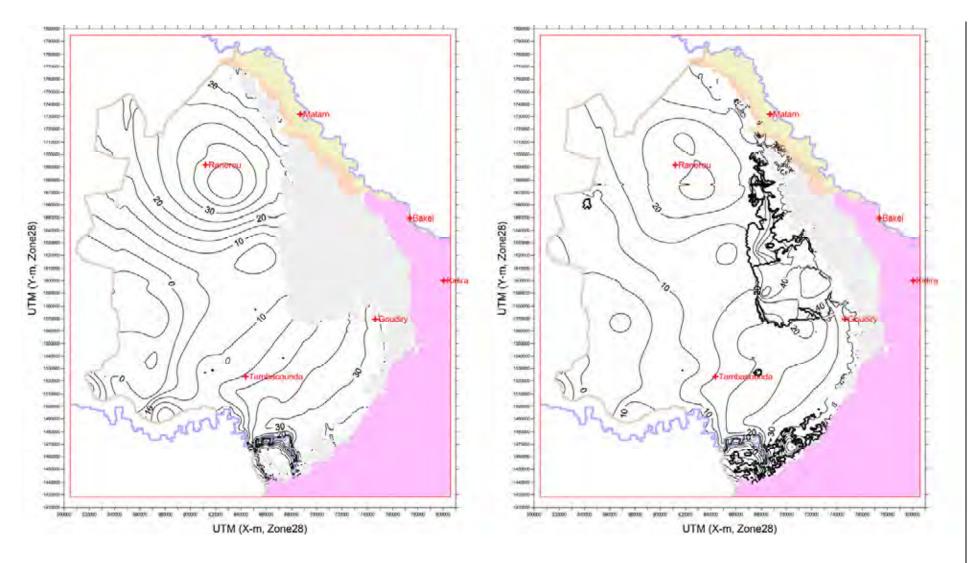
(2) Comparaison entre les fluctuations des hauteurs d'eau calculées et les hauteurs d'eau mesurées Afin de vérifier la précision du modèle, les résultats de la comparaison entre les fluctuations des niveaux des eaux souterraines mesurés dans les puits de surveillance de la DGPRE et les fluctuations des hauteurs d'eau calculées sont présentés dans la figure ci-dessous. Les points présentant des écarts entre la valeur mesurée et la valeur calculée sont : (i) les emplacements où un forage productif se trouve à proximité du puits d'observation et où le niveau des eaux souterraines de ce puits d'observation est bas et (ii) les emplacements où l'altitude des points de repère du puits d'observation est douteuse, entre autres.

On considère, en général, que "la valeur des essais d'interpolation devrait idéalement correspondre au point nodal mais cela est pratiquement impossible en réalité. Par conséquent, une erreur des essais d'interpolation apparaît par la supposition des hauteurs d'eau au point nodal. Ce type d'erreur dans un modèle de grande étendue peut atteindre 10 ft ou plus (Modélisation appliquée des eaux souterraines)" (Anderson, M.P. and Woessner, W.W., 1992). On peut toutefois juger que les fluctuations des hauteurs d'eau calculées dans la présente étude ont pu bien reproduire les fluctuations réelles des hauteurs des eaux souterraines.



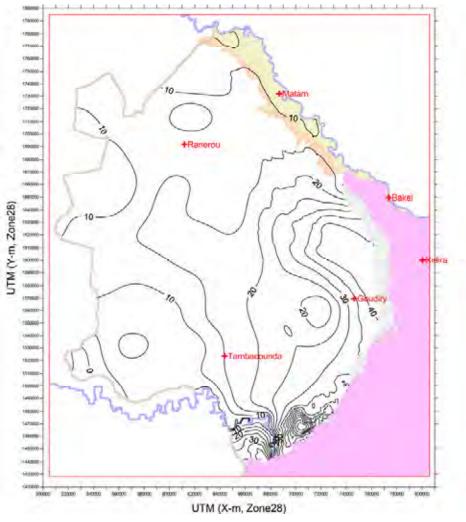
Répartition des hauteurs d'eau calculées en décembre 2007 du Quaternaire

Répartition des hauteurs d'eau calculées en décembre 2007 du Continental Terminal



Répartition des hauteurs d'eau calculées en décembre 2007 du Eocène)

Répartition des hauteurs d'eau calculées en décembre 2007 du Paléocène)



Répartition des hauteurs d'eau calculées en décembre 2007 du Maastrichtien)

Figure6-3-9 Exemple de répartition des hauteurs d'eau calculées

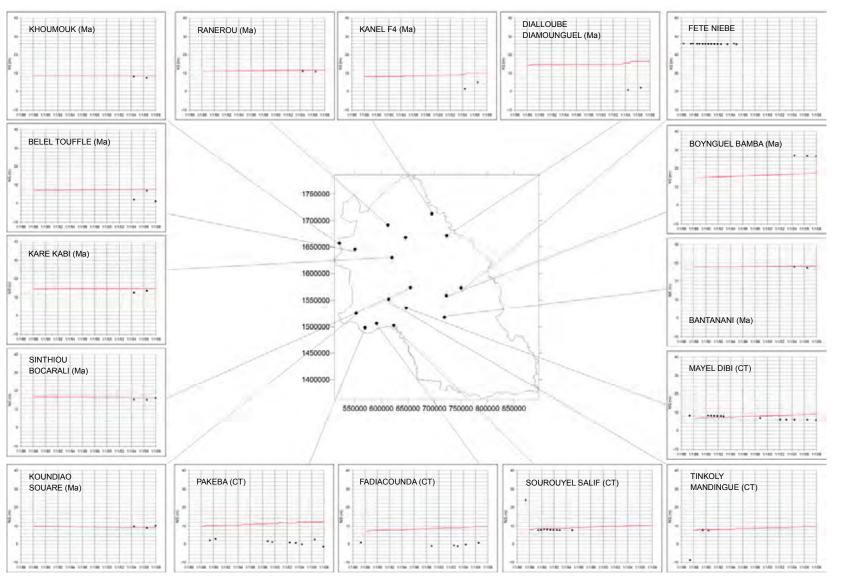
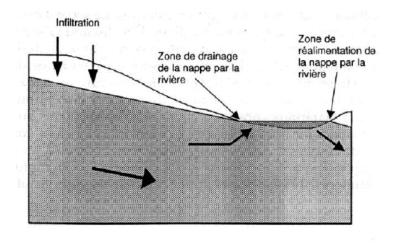
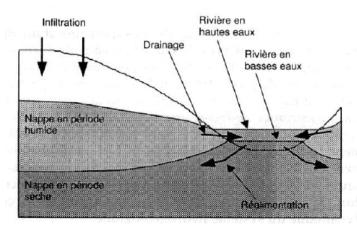


Figure6-3-10 Comparaison entre les fluctuations des niveaux des eaux souterraines mesurés dans les forages d'observation de la DGPRE (points noirs) et les fluctuations des hauteurs d'eau des eaux souterraines calculées (lignes rouges)

(3) Courants d'échange entre les eaux du fleuve et les eaux souterraines dans le calcul irrégulier pour vérification

Des courants d'échange entre les eaux du fleuve et les eaux souterraines apparaissent, comme indiqué sur les figures ci-dessous, en fonction des relations entre le niveau des eaux du fleuve et le niveau des eaux souterraines





(Source : Master Professionnel Eaux Souterraines Cours d'hydrogéologie, p9, François Renard, 2007) Figure6-3-11 Echanges de courant entre les eaux de rivière et les eaux souterraines

Les résultats des calculs des courants d'échange entre les eaux des fleuves (Fleuve Sénégal, Fleuve Gambie) et les eaux souterraines dans les calculs d'instabilité de vérification sont indiqués dans le tableau et la figure ci-dessous. Dans la figure ci-dessous, la couleur rouge indique les volumes d'entrée des cours d'eau vers les eaux souterraines et la couleur bleue les volumes de sortie des eaux souterraines vers les cours d'eau.

Tableau 6-3-2 Entrée des eaux du fleuve Sénégal vers les eaux souterraines et sortie des eaux souterraines vers le fleuve Sénégal

Année		Quaternaire		Maastrichtien				
	Entrée (m³/an)	Sortie (m³/an)	Bilan (m³/an)	Entrée (m³/an)	Sortie (m³/an)	Bilan (m³/an)		
1988	11 454 744	41 831 850	-30 377 105	103 124 186	35 541 135	67 583 051		
1989	9 856 479	41 946 185	-32 089 706	88 039 312	68 528 559	19 510 753		
1990	3 894 570	42 295 219	-38 400 649	53 733 700	70 049 119	-16 315 419		
1991	9 383 949	33 689 192	-24 305 243	78 315 628	46 470 705	31 844 923		
1992	4 730 986	27 578 699	-22 847 713	49 483 478	27 437 590	22 045 889		

A 5 a		Quaternaire		Maastrichtien				
Année	Entrée (m³/an)	Sortie (m³/an)	Bilan (m³/an)	Entrée (m³/an)	Sortie (m³/an)	Bilan (m³/an)		
1993	4 663 511	35 041 985	-30 378 473	45 395 888	44 519 182	876 707		
1994	21 739 762	28 498 457	-6 758 695	139 322 739	37 657 313	101 665 426		
1995	12 344 812	37 344 337	-24 999 525	86 421 633	80 481 274	5 940 359		
1996	3 387 639	43 844 417	-40 456 778	38 081 204	67 735 550	-29 654 346		
1997	8 291 796	41 797 610	-33 505 814	68 203 397	79 811 457	-11 608 061		
1998	11 610 458	35 311 780	-23 701 322	80 617 925	61 539 015	19 078 910		
1999	23 248 885	30 592 946	-7 344 062	127 032 388	55 681 066	71 351 322		
2000	7 152 031	36 431 375	-29 279 344	61 541 804	76 638 493	-15 096 689		
2001	13 226 564	39 973 133	-26 746 569	87 851 648	79 597 959	8 253 689		
2002	7 924 288	36 181 524	-28 257 236	63 383 600	66 699 608	-3 316 008		
2003	18 269 598	31 756 201	-13 486 603	110 607 156	63 895 969	46 711 186		
2004	605 439	52 746 531	-52 141 093	36 301 099	66 879 282	-30 578 183		
2005	5 748 776	51 406 255	-45 657 479	68 647 593	52 524 464	16 123 129		
2006	2 101 806	50 563 624	-48 461 818	35 616 530	55 680 496	-20 063 967		
2007	6 110 580	50 170 015	-44 059 435	54 037 697	66 960 978	-12 923 281		
Moyenne	9 287 334	39 450 067	-30 162 733	73 787 930	60 216 461	13 571 469		

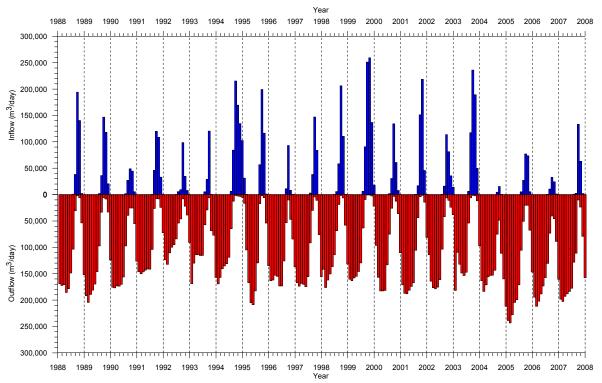


Figure6-3-12 Entrée et sortie entre le fleuve Sénégal et les eaux souterraines (Quaternaire)

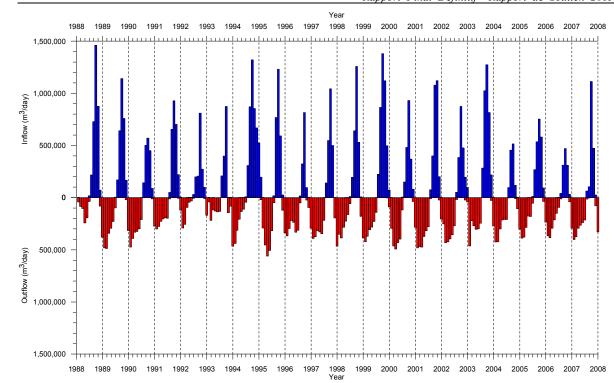


Figure6-3-13 Entrée et sortie entre le fleuve Sénégal et les eaux souterraines (Maastrichtien)

Tableau 6-3-3 Entrée des eaux du fleuve Gambie vers les eaux souterraines et sortie des eaux souterraines vers le fleuve Gambie

		CT (m3/an)			Eo (m3/an)			Pa (m3/an)		Ma (m3/an)		
an	Entrée	Sortie	Bilan	Entrée	Sortie	Bilan	Entrée	Sortie	Bilan	Entrée	Sortie	Bilan
	(m³/an)	(m³/an)	(m³/an)	(m³/an)	(m³/an)	(m ³ /an)	(m ³ /an)	(m³/an)	(m ³ /an)	(m³/an)	(m³/an)	(m³/an)
1988	3 834 308	36 027 226	-32 192 918	10 320	60 047	-49 728	7 365	34 137	-26 772	13 994 497	14 402 990	-408 492
1989	3 553 042	36 749 124	-33 196 082	8 749	62 106	-53 357	7 427	33 175	-25 749	12 820 766	17 993 966	-5 173 200
1990	2 278 322	39 653 476	-37 375 154	5 004	68 160	-63 156	3 696	35 744	-32 048	5 636 209	21 374 323	-15 738 114
1991	2 563 387	39 378 891	-36 815 503	5 827	67 254	-61 427	4 769	35 583	-30 813	8 061 023	21 127 265	-13 066 242
1992	2 004 575	40 466 435	-38 461 860	4 704	69 294	-64 590	3 330	36 961	-33 631	5 181 675	21 769 929	-16 588 254
1993	1 896 736	41 097 739	-39 201 003	4 621	69 842	-65 221	3 074	38 196	-35 122	4 386 392	21 351 862	-16 965 470
1994	5 171 713	34 595 648	-29 423 936	13 312	58 632	-45 320	12 135	31 309	-19 175	20 375 182	17 342 492	3 032 690
1995	3 071 598	37 239 339	-34 167 741	7 949	66 516	-58 567	7 828	33 983	-26 155	11 958 588	23 572 939	-11 614 351
1996	2 333 189	41 413 310	-39 080 121	7 938	71 891	-63 953	7 367	37 317	-29 950	11 139 943	26 322 903	-15 182 959
1997	3 255 608	38 154 800	-34 899 193	8 317	64 827	-56 510	8 970	32 130	-23 160	15 302 603	20 125 368	-4 822 765
1998	2 799 819	40 137 245	-37 337 427	7 921	68 840	-60 919	8 171	35 521	-27 349	12 842 789	24 488 075	-11 645 286
1999	4 833 599	37 807 251	-32 973 651	15 100	66 844	-51 744	13 407	34 725	-21 318	20 770 023	24 423 880	-3 653 856
2000	1 977 690	41 193 464	-39 215 775	5 028	71 399	-66 372	5 505	35 787	-30 282	9 242 999	26 742 056	-17 499 057
2001	4 363 936	43 808 013	-39 444 077	14 494	73 744	-59 251	9 548	40 843	-31,295	13 679 990	28 609 097	-14 929 107
2002	1 879 861	44 803 255	-42 923 395	6 428	76 347	-69 919	4 653	41 569	-36 915	6 281 332	27 957 979	-21 676 646
2003	8 715 476	30 003 625	-21 288 149	30 681	57 766	-27 085	21 768	29 335	-7 568	29 958 406	15 370 616	14 587 790
2004	6 140 046	38 949 601	-32 809 554	21 286	71 722	-50 435	15 263	35 833	-20 570	21 757 865	28 860 906	-7 103 041
2005	1 664 563	40 834 640	-39 170 077	5 642	70 683	-65 041	6 491	34 244	-27 753	8 724 469	26 291 452	-17 566 984
2006	868 306	46 249 688	-45 381 382	2 456	80 917	-78 461	2 697	39 375	-36 678	4 451 064	28 651 049	-24 199 985
2007	717 305	48 115 293	-47 397 988	2 102	82 873	-80 771	2 007	42 056	-40 049	3 567 472	27 565 419	-23 997 946
Moyenne	3 196 154	39 833 903	-36 637 749	9 394	68 985	-59 591	7 774	35 891	-28 118	12 006 664	23 217 228	-11 210 564

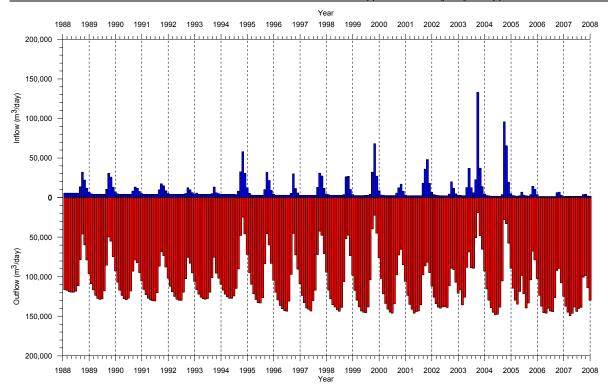


Figure 6-3-14 Entrée et sortie entre le fleuve Gambie et les eaux souterraines (Quaternaire)

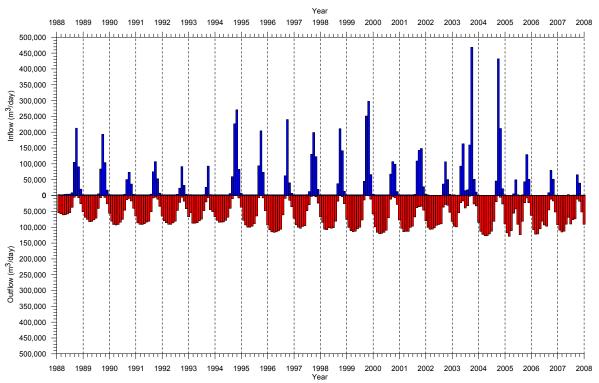


Figure 6-3-15 Entrée et sortie entre le fleuve Gambie et les eaux souterraines (Maastrichtien)

6.3.3 Analyse de fragilité (étude sur prévision)

Les deux scénarios suivants ont été élaborés afin d'évaluer la fragilité hydrogéologique de la région de l'étude et les différences des baisses de hauteurs d'eau calculées ont été mises à l'étude.

- 1)Fluctuations des volumes de recharge
- 2)Fluctuations des volumes d'exhaure

Par ailleurs, la base de ces résultats a servi de documentation pour l'étude des aquifères déterminés pour chacune des installations de prise d'eau, pour les calculs de prévisions conformément au Plan directeur, indiqués au paragraphe suivant.

(1) Fluctuations des volumes de recharge

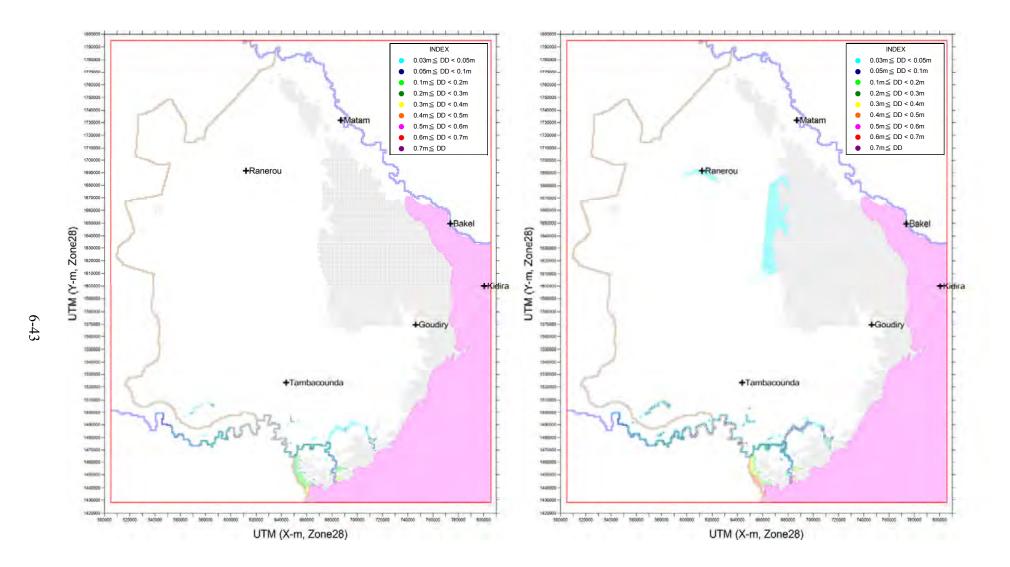
Les précipitations annuelles dans l'ensemble de la région de l'étude sont proches des précipitations annuelles moyennes enregistrées entre les années 1988 et 2007 et, en outre, l'année 1989 a été la plus proche des précipitations annuelles moyennes relevées dans la totalité des stations d'observation (L'étude des précipitations annuelles dans l'ensemble de la région de l'étude montre d'autres années plus proches des précipitations moyennes pendant 20 ans que 1989. Toutefois, durant ces années, les différences entre les régions sont très importantes et les précipitations sont considérablement éloignées des précipitations moyennes par unité de station d'observation.)

Un scénario a été élaboré en prenant pour norme l'année 1989 et pour forme basique les volumes de recharge et les niveaux d'eau des fleuves de 1989 ainsi que les volumes d'exhaure de 2007, et en supposant un assèchement durant la deuxième et la troisième année après le début des calculs, en vue de mettre à l'étude la répartition des baisses des hauteurs d'eau calculées. Un volume de recharge des eaux souterraines correspondant à 75% de celui de 1989 et le niveau des eaux des cours d'eau de l'année 2006, la plus proche à 75% des précipitations annuelles de 1989, ont été saisis pour les années de l'assèchement. Toutefois, aucune fluctuation n'a été apportée aux volumes d'exhaure des eaux souterraines de 2007 même durant les années de l'assèchement.

Les fluctuations des hauteurs d'eau de la forme basique et de la forme d'apparition d'un assèchement du scénario ci-dessus ont été calculées et la différence entre les deux formes a été recherchée. La répartition des différences de hauteurs d'eau est présentée dans les pages suivantes.

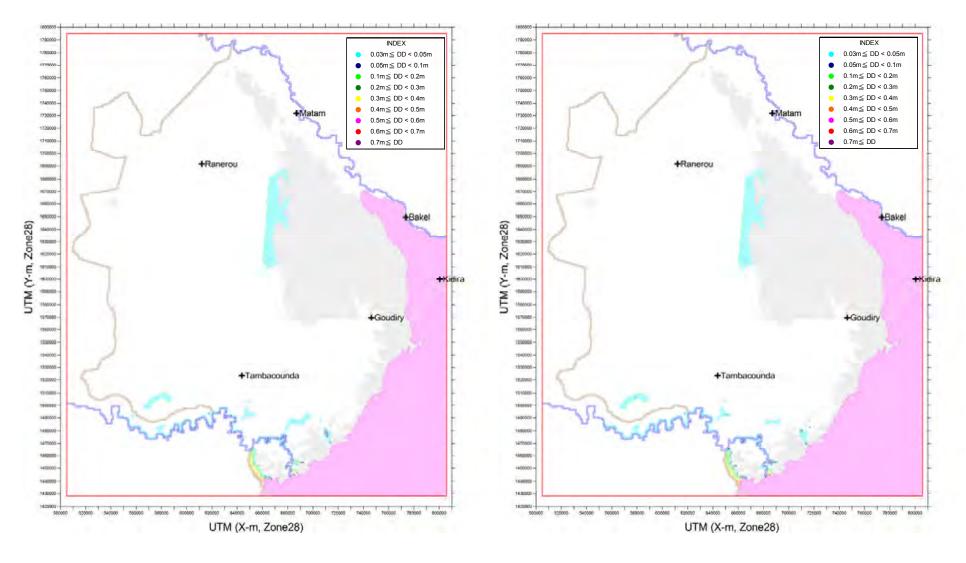
Tableau 6-22 Scénario des années de l'assèchement

		Forme basique		Forme apparition d'un assèchement				
Année	Volume de	Volume	Niveau des	Volume de	Volume	Niveau des		
	recharge	d'exhaure	cours d'eau	recharge	d'exhaure	cours d'eau		
Début	31 décembre 200)7						
1ère année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
2e année	1989	2007	1989	1989×0,75	2007	2006		
3e année	1989	2007	1989	1989×0,75	2007	2006		
4e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
5e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
6e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
7e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
8e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
9e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		
10e année	1989	2007	1989	1989	2007	1989		



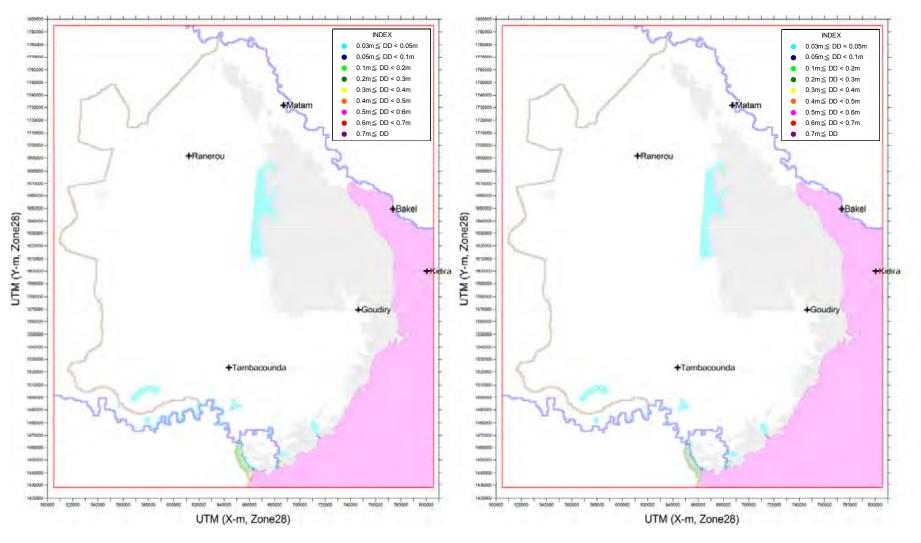
(2e année, Decembre, Continental Terminal)

(3e année, Decembre, Continental Terminal)



(4e année, Decembre, Continental Terminal)

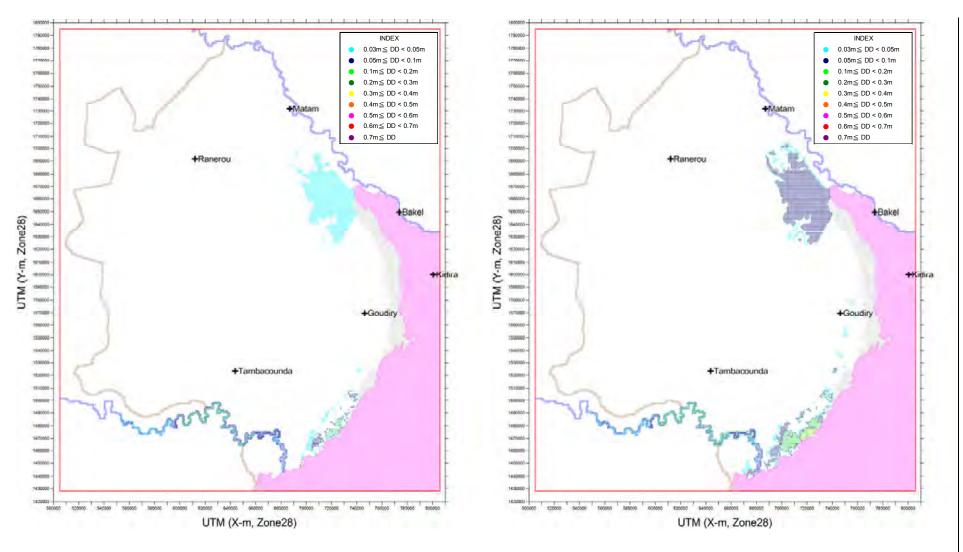
(6e année, Decembre, Continental Terminal)



(7e année, Decembre, Continental Terminal)

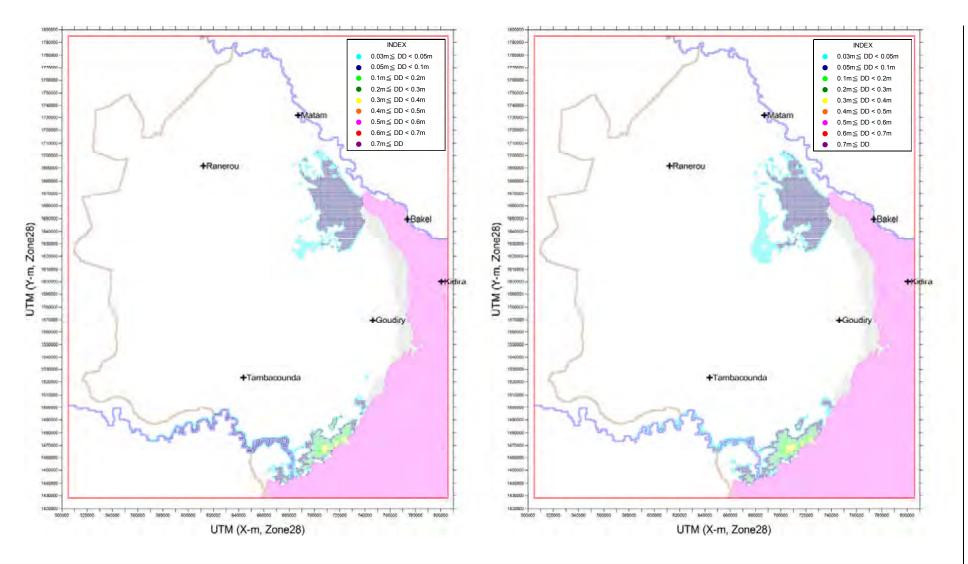
(10e année, Decembre, Continental Terminal)

Figure6-3-16 Fluctuation des volumes de recharge et répartition des différences de hauteur d'eau calculées (1)



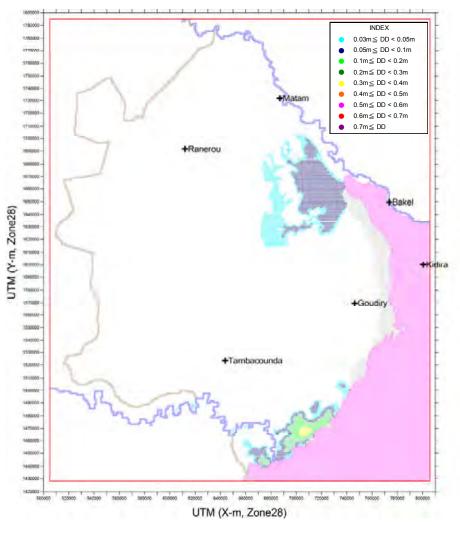
(2e année, Decembre, Maastrichtien)

(3e année, Decembre, Maastrichtien)

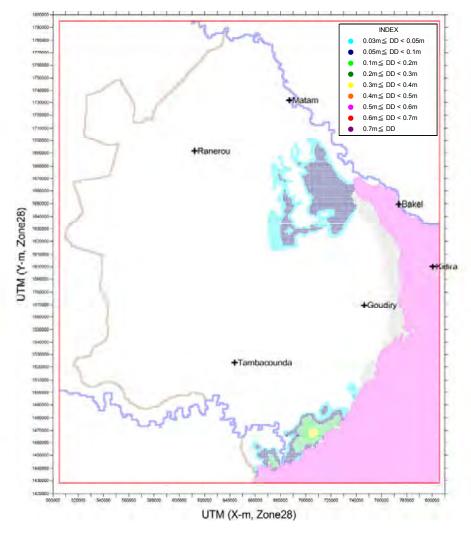


(4e année, Decembre, Maastrichtien)

(5e année, Decembre, Maastrichtien)



(7e année, Decembre, Maastrichtien)



(10e année, Decembre, Maastrichtien)

Figure 6-3-17 Fluctuation des volumes de recharge et répartition des différences de hauteur d'eau calculées (2)

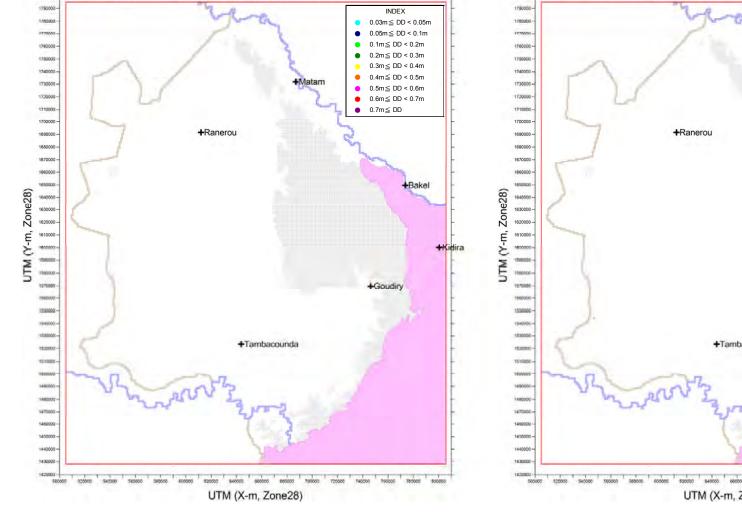
(2) Fluctuations des volumes d'exhaure

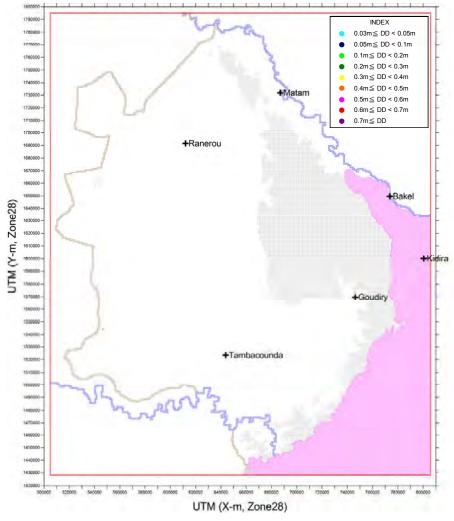
La répartition des différences de hauteurs d'eau calculées a été recherchée en fonction des fluctuations des volumes de recharge au paragraphe précédent et dans le scénario de type augmentation des volumes d'exhaure conçu au présent paragraphe, la forme basique est considérée comme identique à celle de (1), les volumes d'exhaure ont atteint 1,5 fois en 10 ans et on a supposé que cette situation se poursuivrait pendant cinq ans. La répartition des différences de hauteurs d'eau calculées accompagnant l'augmentation des volumes d'exhaure a été ainsi mise à l'étude (Voir Tableau ci-dessous).

Tableau 6-3-5 Scénario augmentation des volumes d'exhaure

		Forme basique		Forme augmentation des volumes d'exhaure				
Année	Volume de	Volume	Niveau des	Volume de	Volume d'exhaure	Niveau des		
	recharge	d'exhaure	cours d'eau	recharge	volume d exhaure	cours d'eau		
Début			31 déce	embre 2007				
1ère année	1989	2007	1989	1989	2007×1,067	1989		
2e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,129	1989		
3e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,188	1989		
4e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,242	1989		
5e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,293	1989		
6e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,340	1989		
7e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,384	1989		
8e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,426	1989		
9e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,464	1989		
10e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		
11e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		
12e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		
13e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		
14e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		
15e année	1989	2007	1989	1989	2007×1,500	1989		

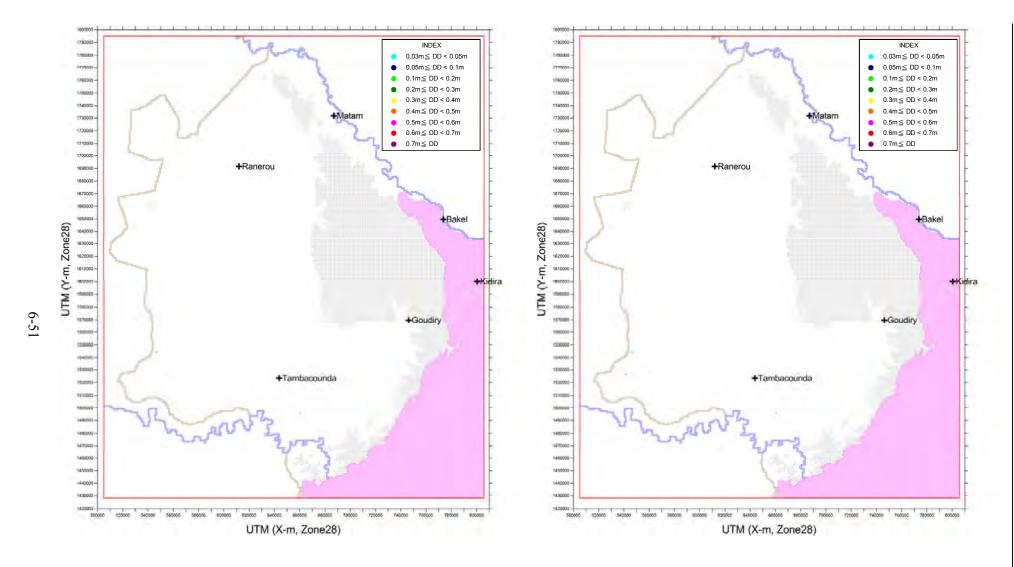
Les fluctuations des hauteurs d'eau de la forme basique et de la forme augmentation des volumes d'exhaure du scénario ci-dessus ont été calculées et la différence entre les deux formes a été recherchée. La répartition des différences de hauteurs d'eau est présentée dans les pages suivantes.





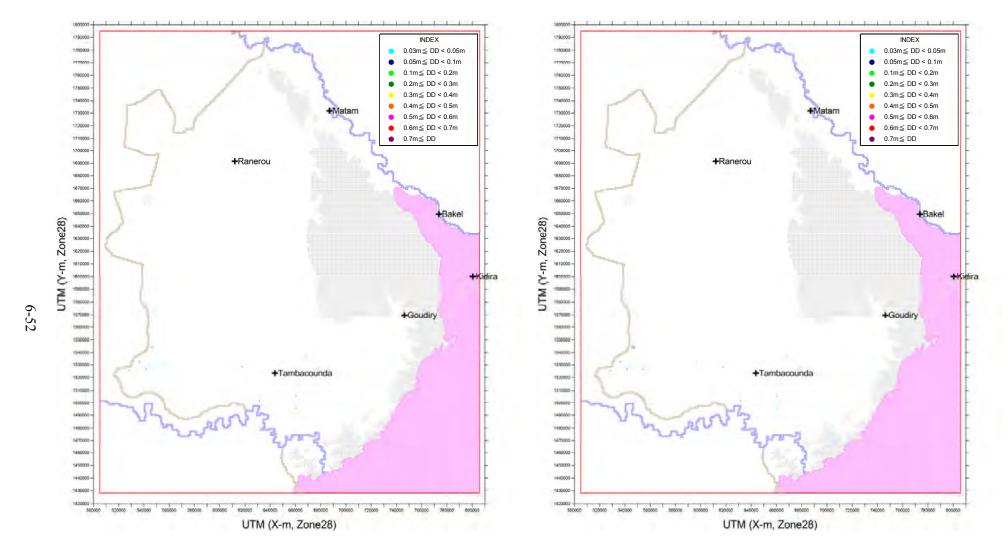
(1ère année, Decembre, Continental Terminal)

(2e année, Decembre, Continental Terminal)



(3e année, Decembre, Continental Terminal)

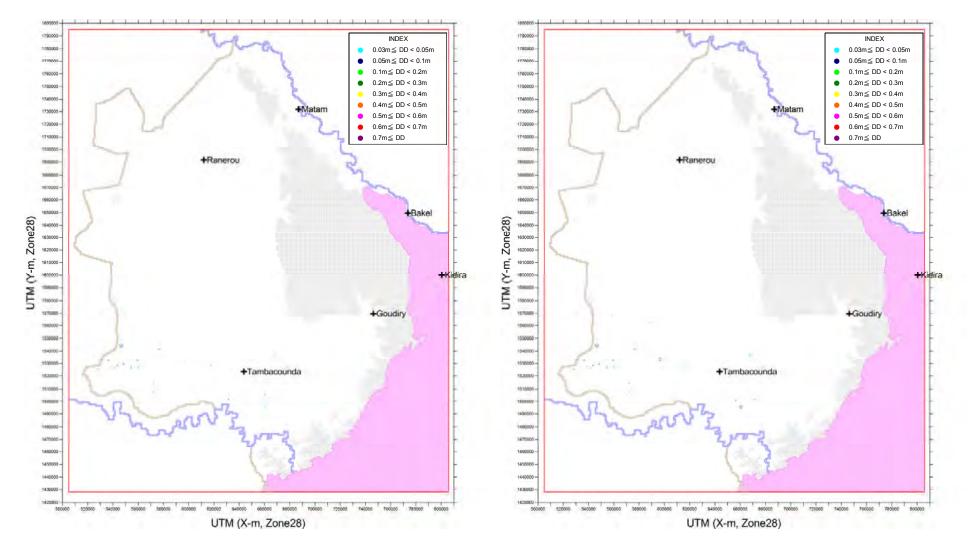
(4e année, Decembre, Continental Terminal)



(5e année, Decembre, Continental Terminal)

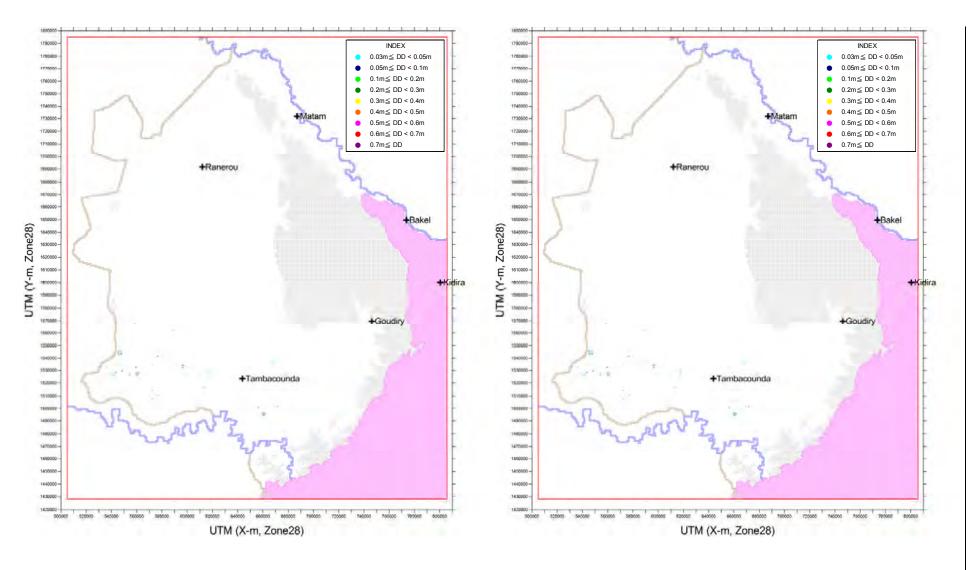
(6e année, Decembre, Continental Terminal)





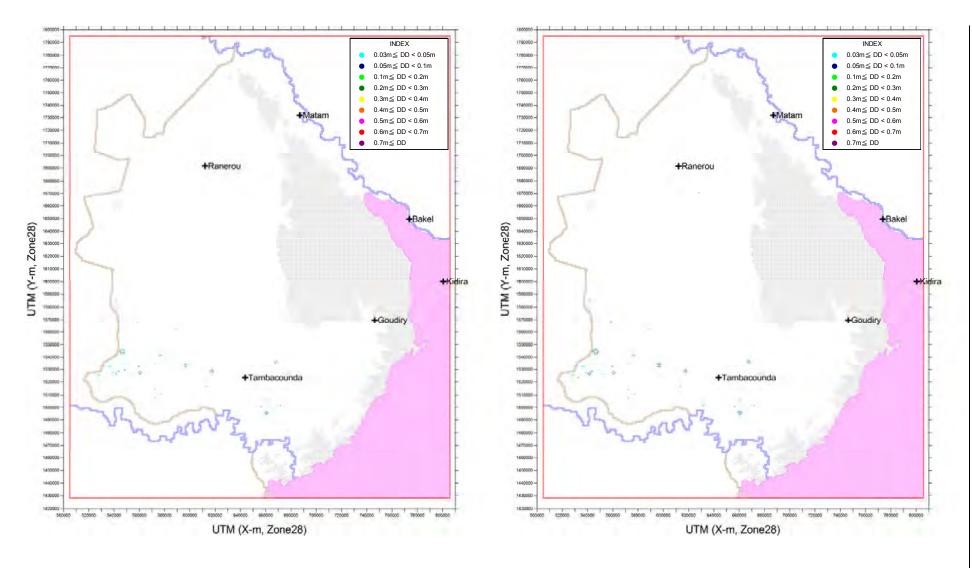
(7e année, Decembre, Continental Terminal)

(8e année, Decembre, Continental Terminal)



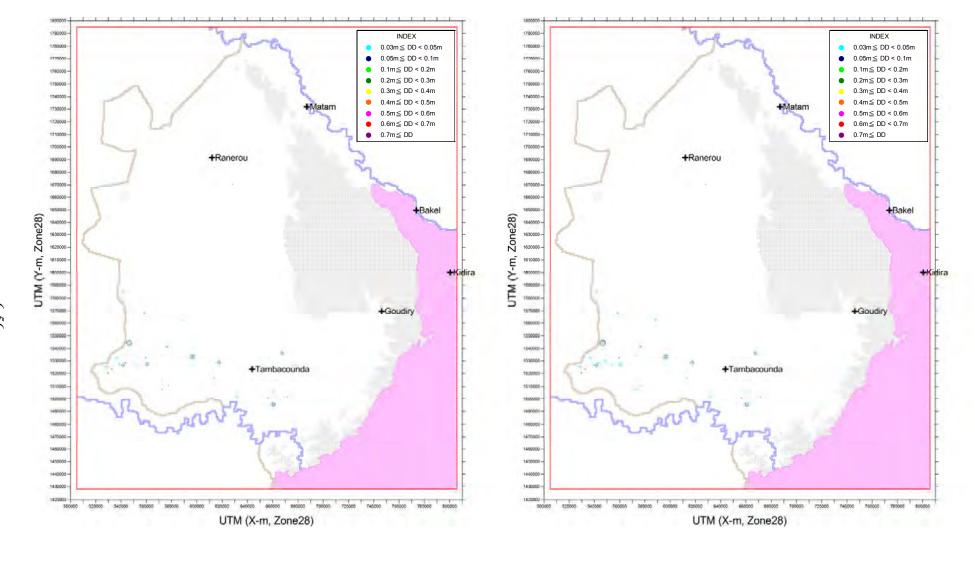
(9e année, Decembre, Continental Terminal)

(10e année, Decembre, Continental Terminal)



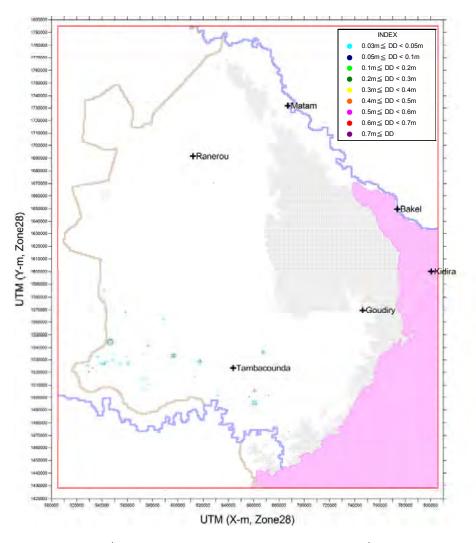
(11e année, Decembre, Continental Terminal)

(12e année, Decembre, Continental Terminal)



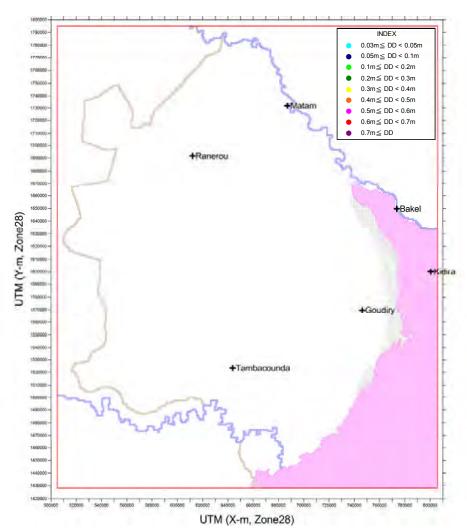
(13e année, Decembre, Continental Terminal)

(14e année, Decembre, Continental Terminal)

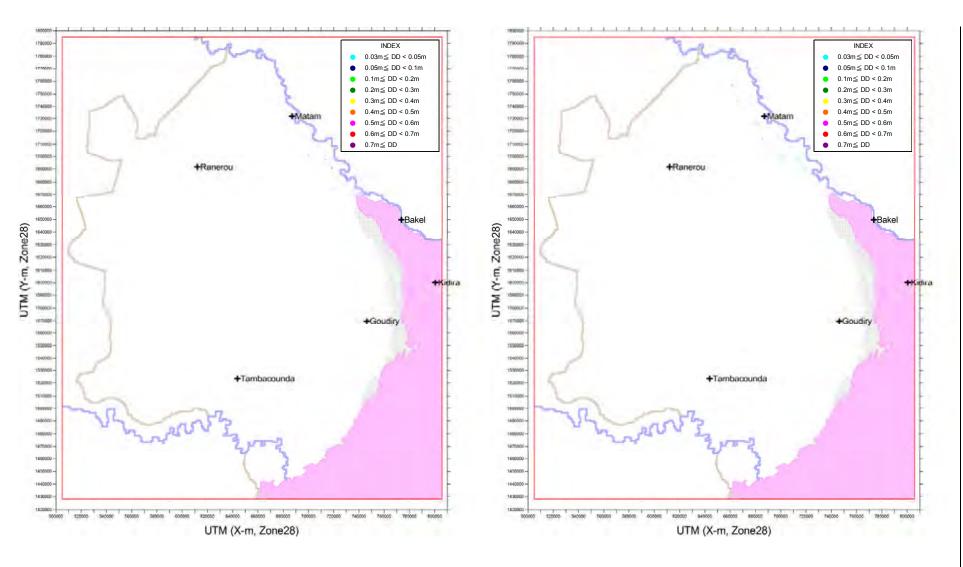


(15e année, Decembre, Continental Terminal)

Figure6-3-18 Fluctuation des volumes de pompage et répartition des différences de hauteur d'eau calculées (1)

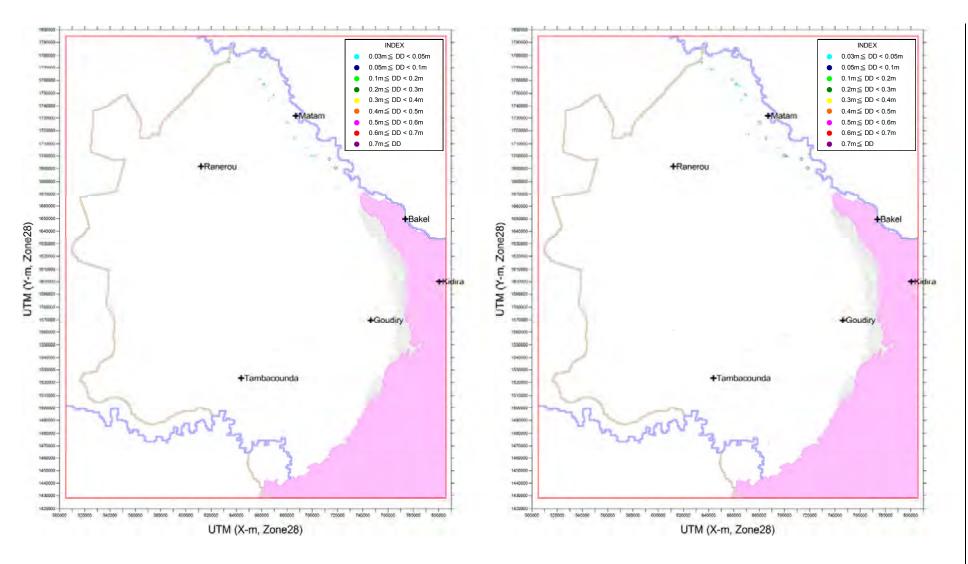


(1e année, Decembre, Maastrichtien)



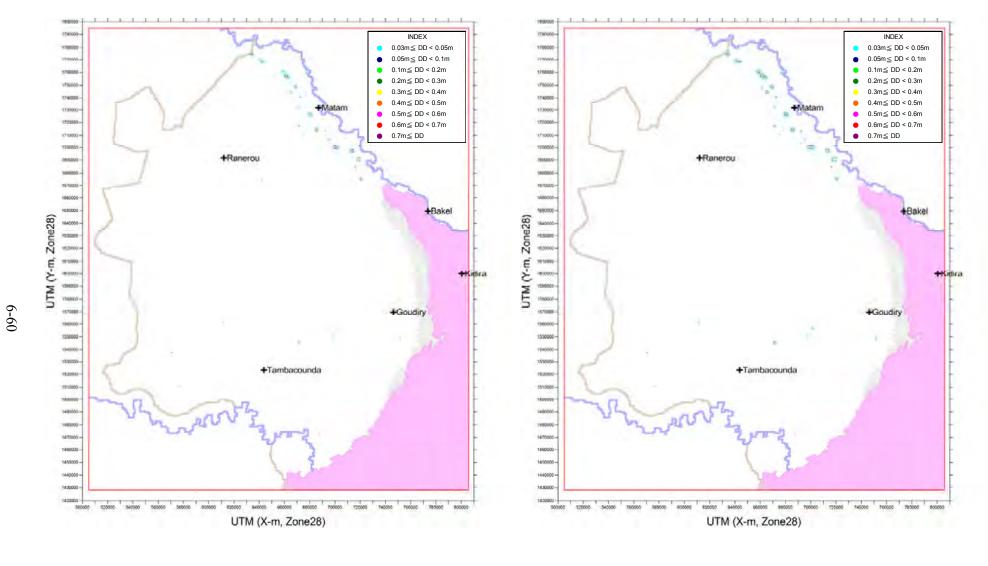
(2e année, Decembre, Maastrichtien)

(3e année, Decembre, Maastrichtien)



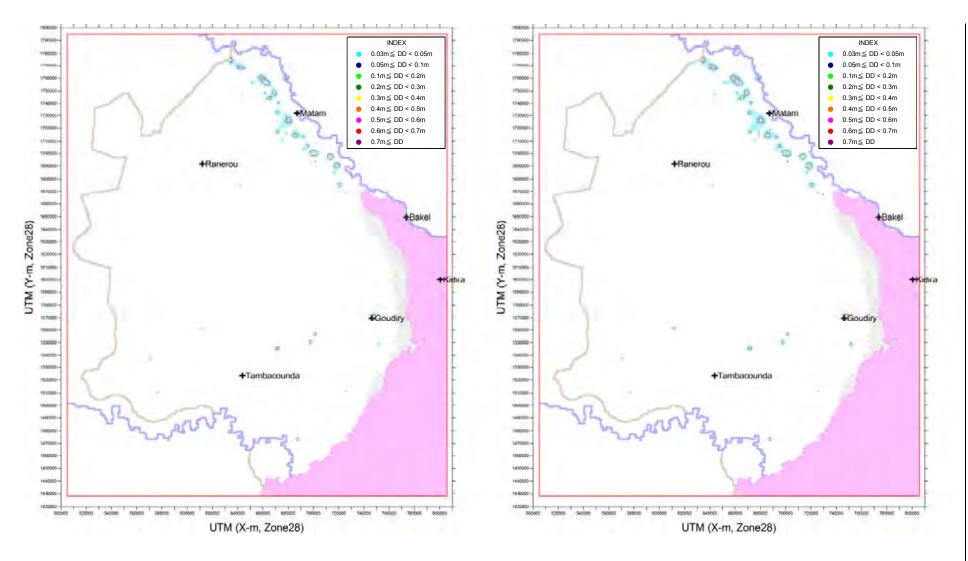
(4e année, Decembre, Maastrichtien)

(5e année, Decembre, Maastrichtien)



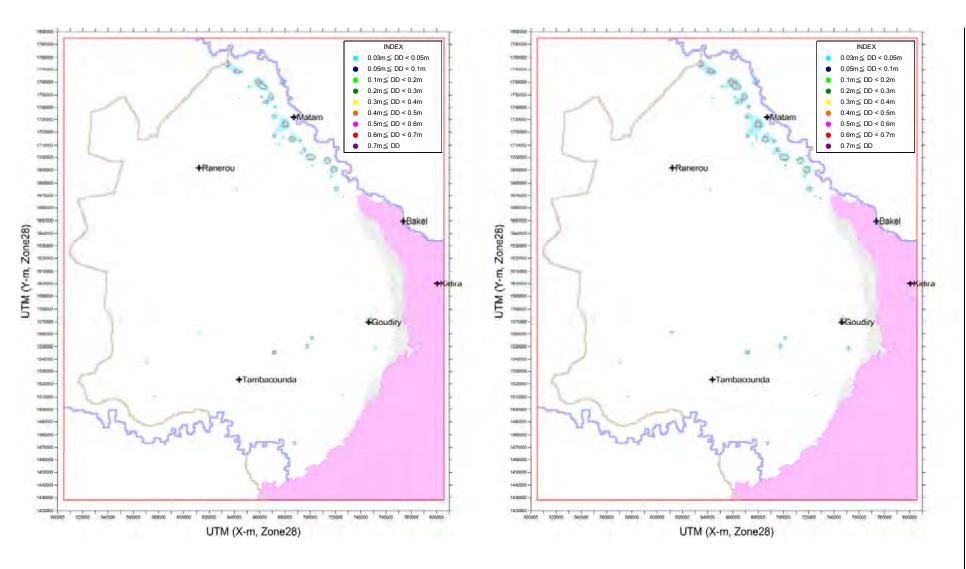
(6e année, Decembre, Maastrichtien)

(7e année, Decembre, Maastrichtien)



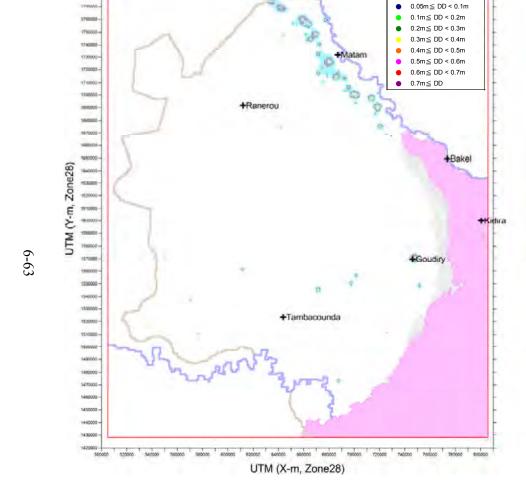
(8e année, Decembre, Maastrichtien)

(9e année, Decembre, Maastrichtien)

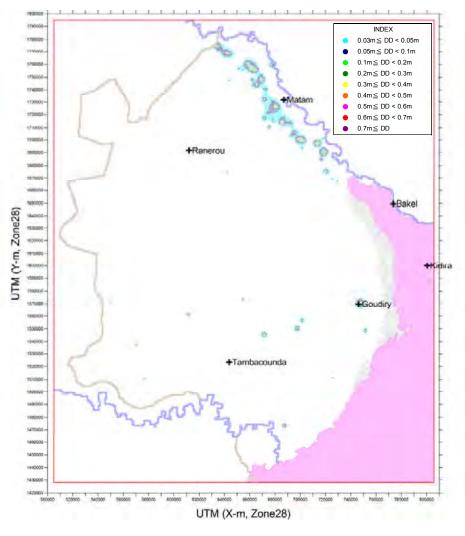


(10e année, Decembre, Maastrichtien)

(11e année, Decembre, Maastrichtien)

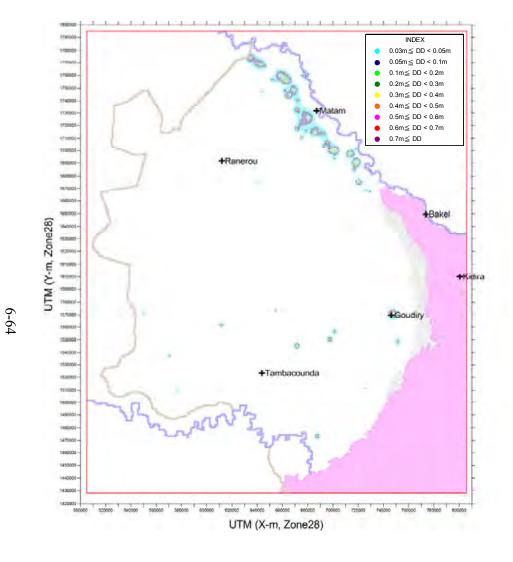


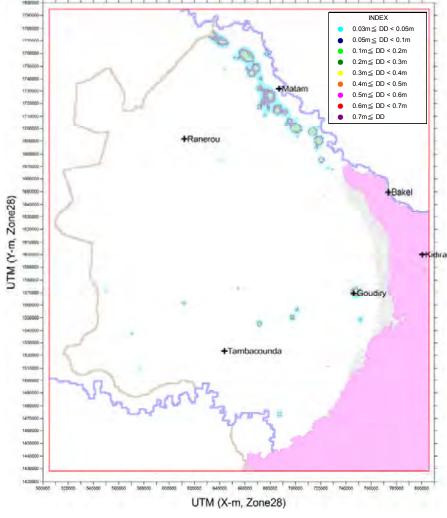
 $0.03m \le DD < 0.05m$



(12e année, Decembre, Maastrichtien)

(13e année, Decembre, Maastrichtien)





(14e année, Decembre, Maastrichtien)

Figure6-3-19 Fluctuation des volumes de pompage et répartition des différences de hauteur d'eau calculées (2)

(15e année, Decembre, Maastrichtien)

6.3.4 Résultats des calculs prévisionnels sur la base du Plan Directeur (PD)

(1) Scénarios prévisionnels

Les scénarios ci-dessous ont été élaborés sur la base du PD et une étude de la baisse des hauteurs des eaux souterraines a été effectuée en fonction de la construction des ouvrages hydrauliques et du pompage. Le volume de recharge et le niveau des cours d'eau sont identiques pour les trois scénarios élaborés (les précipitations durant les 20 dernières années ont été répétées) pour faire fluctuer les volumes de pompage.

Par ailleurs, le volume de pompage a été calculé selon les orientations et les méthodes indiquées ci-dessous.

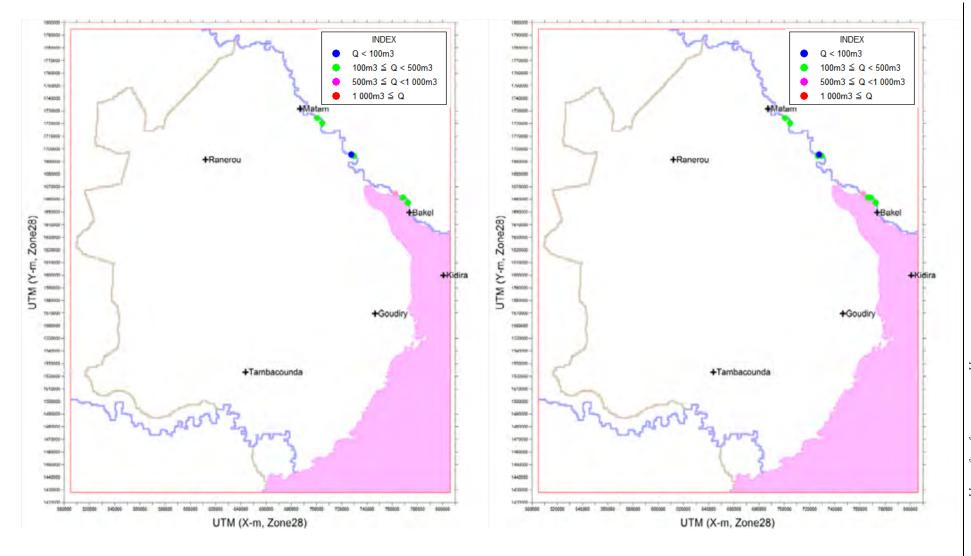
- 1) Le volume de pompage saisi pour le modèle de simulation est le volume de pompage des ouvrages d'adduction d'eau et ayant pour ressource les eaux souterraines. Car (i) le volume de prise d'eau des puits à motricité humaine (pompes manuelles, seau de puits, etc.) est faible comparé au volume de pompage par pompes motorisées et il n'a pratiquement aucune influence sur le calcul de simulation et (ii) il n'existe pratiquement pas de données des volumes de prise d'eau pour les puits à motricité humaine, entre autres raisons.
- 2) Le volume de pompage est calculé en multipliant la population desservie par l'unité originale d'approvisionnement en eau. Toutefois, comme indiqué dans le Chapitre 7, étant donné la nécessité d'ajouter les besoins pour abreuver le bétail, le calcul sera effectué avec (population des villages + population des villages x 2,57) pour la population desservie (sur la base du rapport bétail/homme de 2,57 calculé par la Direction de l'élevage et utilisé pour l'élaboration du Plan d'approvisionnement en eau de la DHR).
- 3) L'unité originale d'approvisionnement en eau est au maximum de 35 l/personne, et pour les fluctuations mensuelles le mois de mai est compté pour 1 au maximum, les autres mois étant tels qu'indiqués dans le tableau ci-dessous conformément aux résultats des volumes de pompage entre 2004 et 2007 dans la région de Tambacounda.
- 4) Le calcul a été effectué avec un taux de croissance démographique de 0% par rapport à la population des villages par le passé.

Tableau 6-3-6 Taux mensuel des volumes de pompage des eaux souterraines

Moia	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Propotion	0,88	0,87	0,93	0,97	1,00	0,83	0,53	0,43	0,47	0,58	0,67	0,74

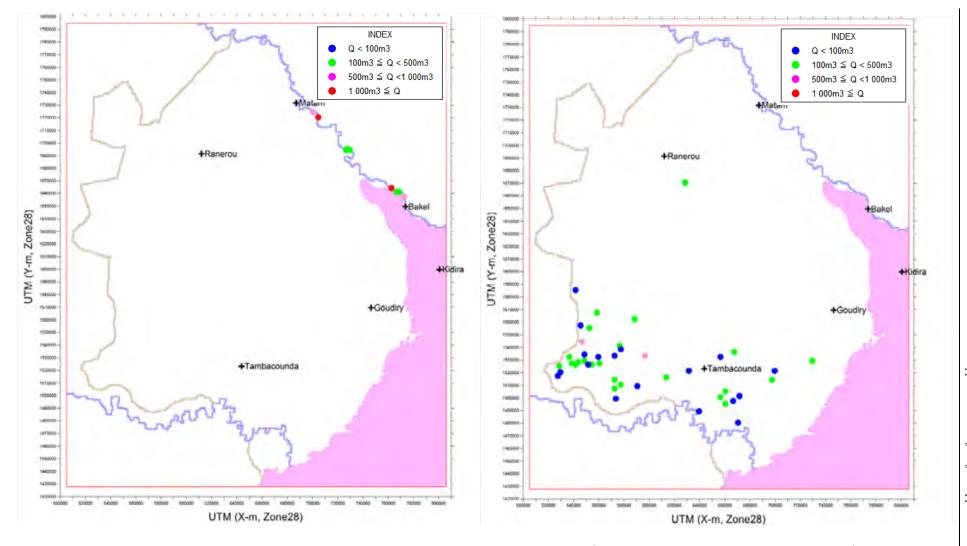
Tableau6-3-7 Scénarios prévisionnels

	Volume	Scénari	o 1 (situation ac	tuelle		o 2 (taux de crois		Scénario	o 3 (taux de croi	ssance
	de		inchangée)		dém	ographique de 0	%)	démographique de 3%)		
	recharge	Vo	olume d'exhaure	;	V	olume d'exhaure	;	V	olume d'exhaure	;
Année	Niveau des cours d'eau	Population	Ouvrages hydrauliques	Unité originale	Population	Ouvrages hydrauliques	Unité originale	Population	Ouvrages hydrauliques	Unité originale
2008	1988							2002×1,03		
2009	1989							An préc. ×1,03		
2010	1990							An préc.×1,03		
2011	1991							An préc.×1,03		
2012	1992							An préc.×1,03		
2013	1993							An préc.×1,03		
2014	1994							An préc.×1,03		
2015	1995							An préc.×1,03		
2016	1996							An préc.×1,03		
2017	1997							An préc.×1,03		
2018	1998					Construction et		An préc.×1,03	Construction et	
2019	1999		Pas de	35 l/ h		augmentation	35 l/ h	An préc.×1,03		35 l/ h
2020	2000	2002	changement à	max.	2002	conformément	max.	An préc.×1,03	augmentation conformément	max.
2021	2001		partir de 2007	max.		au PD	max.	An préc.×1,03	au PD	max.
2022	2002					au I D		An préc.×1,03	au I D	
2023	2003							An préc.×1,03		
2024	2004							An préc.×1,03		
2025	2005							An préc.×1,03]	
2026	2006							An préc.×1,03		
2027	2007							An préc.×1,03		
2028	1988							An préc.×1,03		
2029	1989							An préc.×1,03		
2030	1990							An préc.×1,03		
2031	1991							An préc.×1,03		
2032	1992							An préc.×1,03		



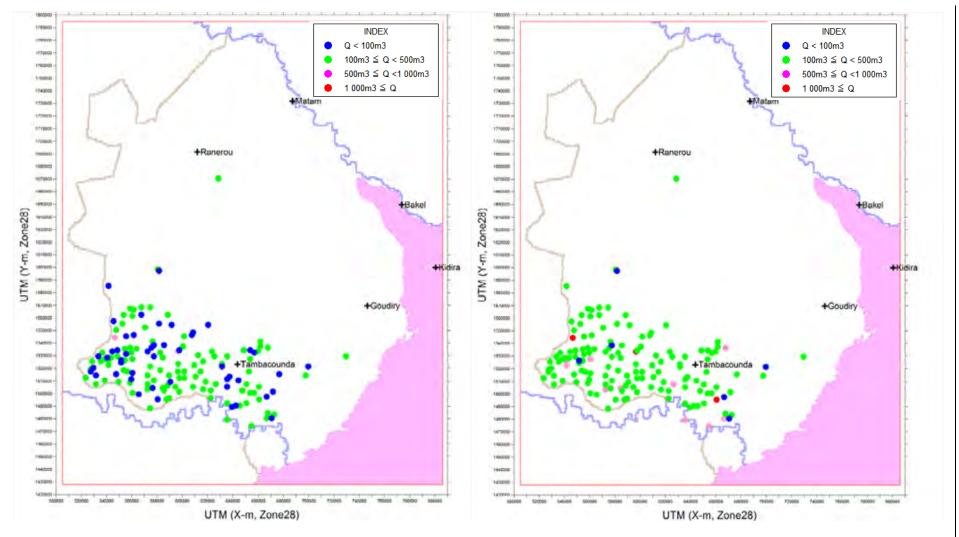
(Mai 2032, QUATEMAIRE, Scénario1)

(Mai 2032, QUATEMAIRE, Scénario2)



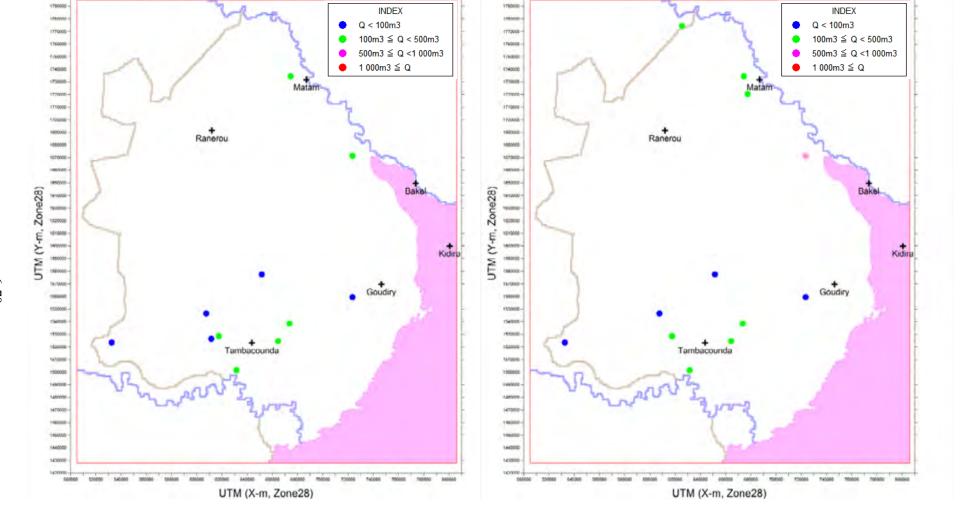
(Mai 2032, QUATEMAIRE, Scénario3)

(Mai 2032, Continental Terminal, Scénario1)



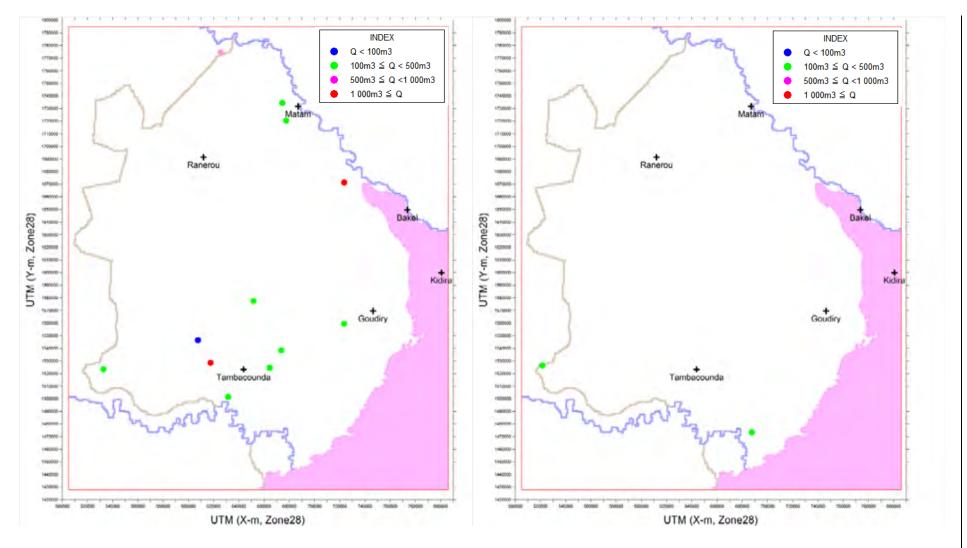
(Mai 2032, Continental Terminal, Scénario2)

(Mai 2032, Continental Terminal, Scénario3)



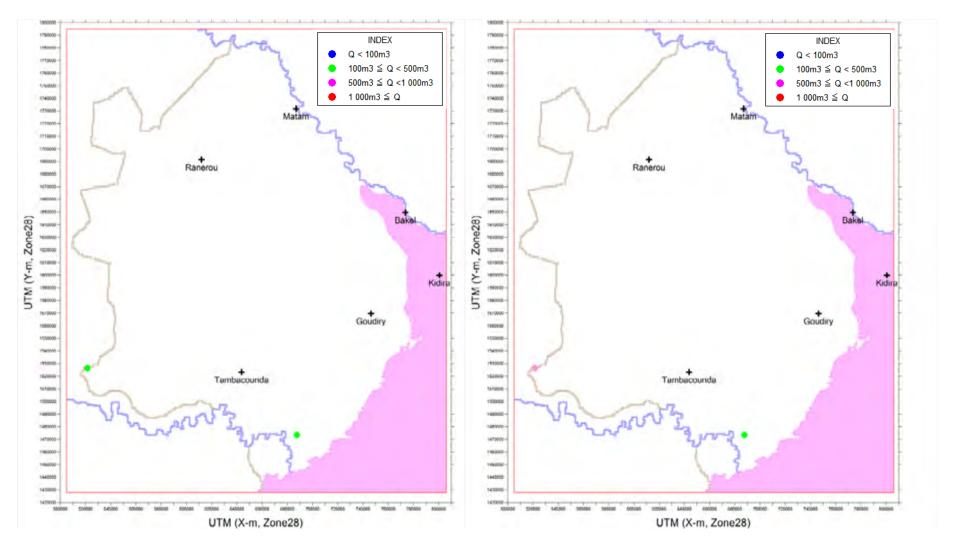
(Mai 2032, Eocène, Scénario1)

(Mai 2032, Eocène, Scénario2)



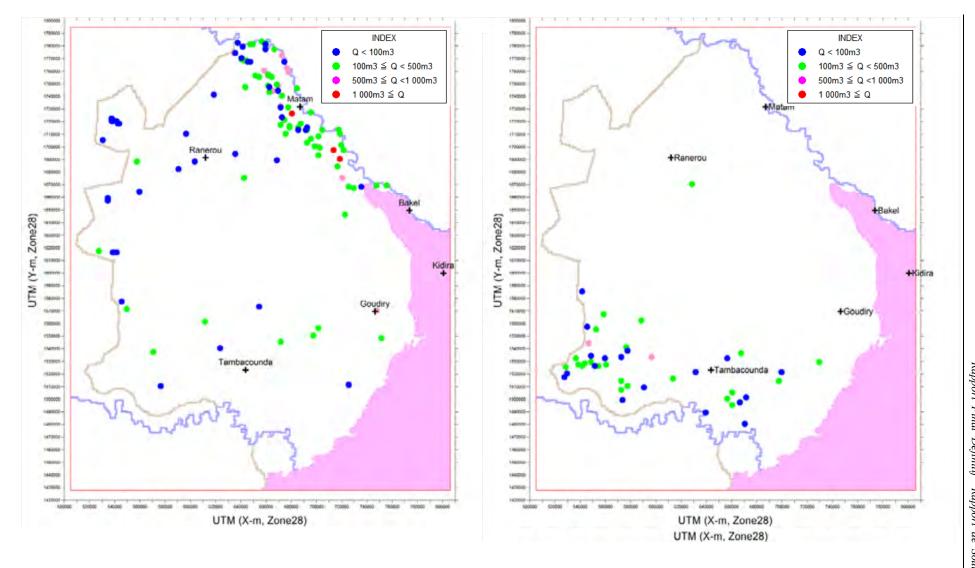
(Mai 2032, Eocène, Scénario3)

(Mai 2032, Paléocéne, Scénario1)



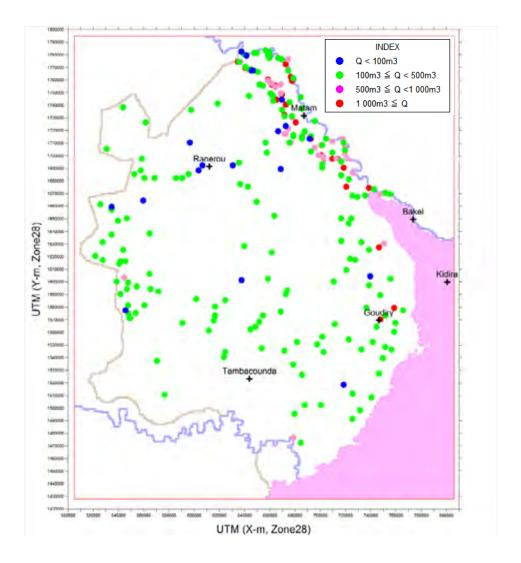
(Mai 2032, Paléocéne, Scénario2)

(Mai 2032, Paléocéne, Scénario3)



(Mai 2032, Maastrichtien, Scénario1)

(Mai 2032, Maastrichtien, Scénario2)



(Mai 2032, Maastrichtien, Scénario3) Figure6-3-20 Résultats des calculs prévisionnels

D'autre part, en ce qui concerne le volume de pompage des forages pour l'agriculture, les volumes de pompage des principaux forages existants et des forages prévus dans le cadre du PRODAM II (Projet de Développement Agricole de Matam) ont été estimés comme indiqué dans le tableau ci-dessous. Par ailleurs, la fourniture par l'Inde de 245 pompes motorisées à la région de Matam est prévue dans le Programme National d'autosuffisance en riz mais les emplacements pour l'exploitation des forages n'étant pas encore déterminés, leurs volumes de pompage ne sont pas inclus dans les présentes prévisions.

Tableau 6-3-8 Volumes de pompages des forages pour l'agriculture

				F - F - O	0 1			
VILLAGE_PR	UTM (X)	UTM (Y)	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT	Volume de pompage (m³/jour)	Date de début du pompage
Forages existants								
THILOGNE	650 686	1 766 096	MATAM	MATAM	THILOGNE	DABIA	150	2010/1
VENDOU BOSSEABE (VINDOU BASSEABE)	716 600	1 695 949	MATAM	KANEL	ORKADIERE	ORKADIERE	175	2009/1
SEMME	722 062	1 681 121	MATAM	KANEL	_	_	175	2009/1
Nouveaux forages (PRODA	M II)							
OREFONDE (HORE FONDE)	636 394	1 774 427	MATAM	MATAM	THILOGNE	OREFONDE	800	2011/1
DABIA ODEDJI	658 627	1 759 914	MATAM	MATAM	THILOGNE	DABIA	800	2011/1
GOUDOUBE NDOUDBES	652 130	1 756 239	MATAM	MATAM	THILOGNE	DABIA	800	2011/1
BOKIDIAWE SARAKHOLE	661 617	1 756 972	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE	800	2011/1
NABADJI CIVOL	672 680	1 740 503	MATAM	MATAM	OGO	NABADJI CIVOL	800	2011/1
DANTHIADY	672 006	1 717 230	MATAM	MATAM	OGO	OGO	800	2011/1
BOYNADJI SINTHIOU	677 522	1 730 947	MATAM	MATAM	OGO	NABADJI CIVOL	800	2011/1
SINTHIANE	691 827	1 714 123	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	OURO SIDY	800	2011/1
HAMADY (AMADY) OUNARE	712 930	1 697 594	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE	800	2011/1
NDENDORY	709 266	1 697 622	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE	800	2011/1

(2) Résultats des prévisions

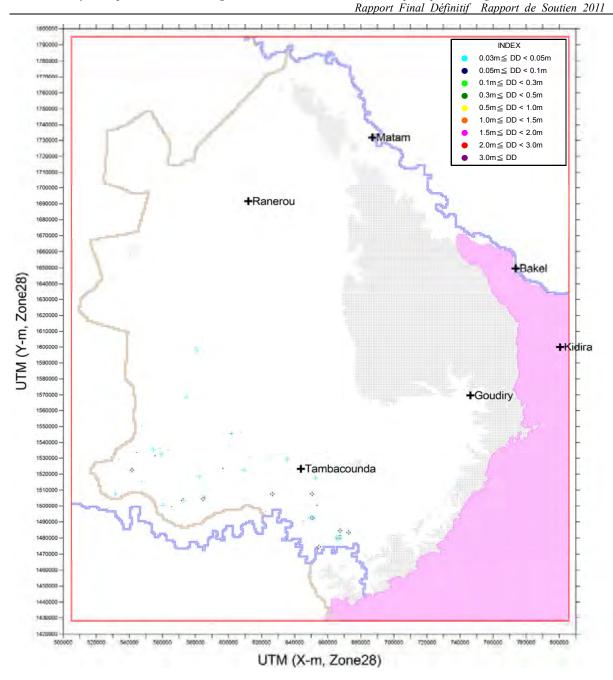
Les années objectifs ont été déterminées de la manière suivante dans le PD.

Plan à court terme : 2015
Plan à moyen terme : 2021
Plan à long terme : 2027

Les hauteurs des eaux souterraines un an après chacune des années objectifs (un an après la fin de la construction de la totalité des ouvrages hydrauliques de chacun des projets) et 5 ans après la fin du plan à long terme ont été étudiées. Les fluctuations des hauteurs d'eau de chacun des scénarios ci-dessus ont été calculées, pour rechercher la différence entre le scénario 1 et le scénario 2, et celle entre le scénario 1 et le scénario 3. Les valeurs maximum des différences de hauteur d'eau ci-dessus sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

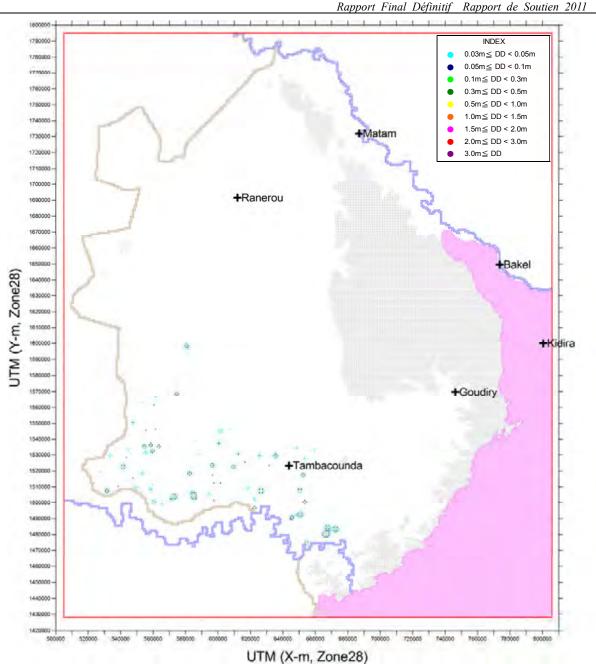
Tableau 6-3-9 Baisses maximum des hauteurs des eaux souterraines accompagnant l'augmentation des volumes d'exhaure

		31/12/2016	31/12/2022	31/12/2028	31/12/2032
Scénario	Continental Terminal	0,83m X: 654 500、Y: 1 474 500	1,33m X: 654 500、Y: 1 474 500	1,62m X: 654 500、Y: 1 474 500	1,75m X: 654 500、Y: 1 474 500
2	Maastrichtien	1,49m X: 709 500、Y: 1 697 500	1,79m X:709500、Y:1697500	1,97m X: 709 500、Y: 1 697 500	2,07m X: 709 500、Y: 1 697 500
Scénario	Continental Terminal	1,03m X: 654 500、Y: 1 474 500	1,87m X: 654 500、Y: 1 474 500	2,60m X: 654 500、Y: 1 474 500	3,10m X: 654 500、Y: 1 474 500
3	Maastrichtien	1,61m X: 709 500 \ Y: 1 697 500	2,05m X: 709 500 \ Y: 1 697 500	2,42m X: 709 500 \ Y: 1 697 500	2,67m X:709500、Y:1697500



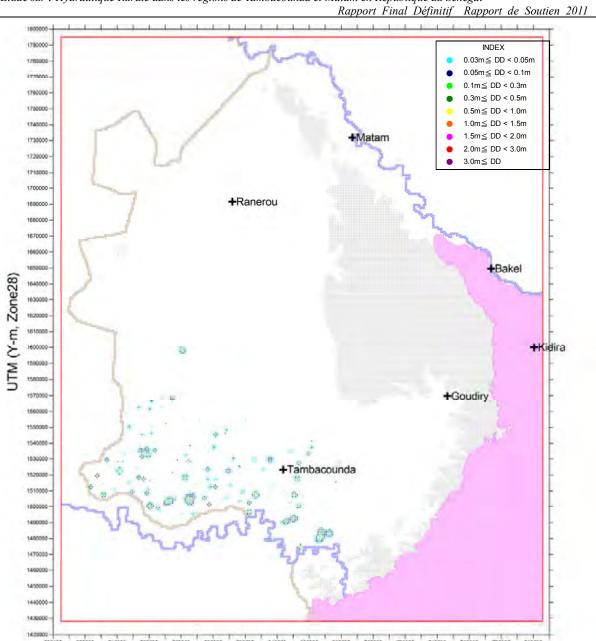
UTM (X)	UTM (Y)	Différences (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	0,83	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
626500	1 507 500	0,40	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
650500	1 507 500	0,39	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635500	1 479 500	0,39	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
666500	1 480 500	0,37	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
541500	1 522 500	0,34	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
622500	1 496 500	0,27	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
672500	1 483 500	0,26	Madina Balancounda	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650500	1 492 500	0,25	Touba	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
667500	1 484 500	0,23	Sare Pathe Fougoulou	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH

Figure 6-3-21 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 108 étapes : décembre 2016)



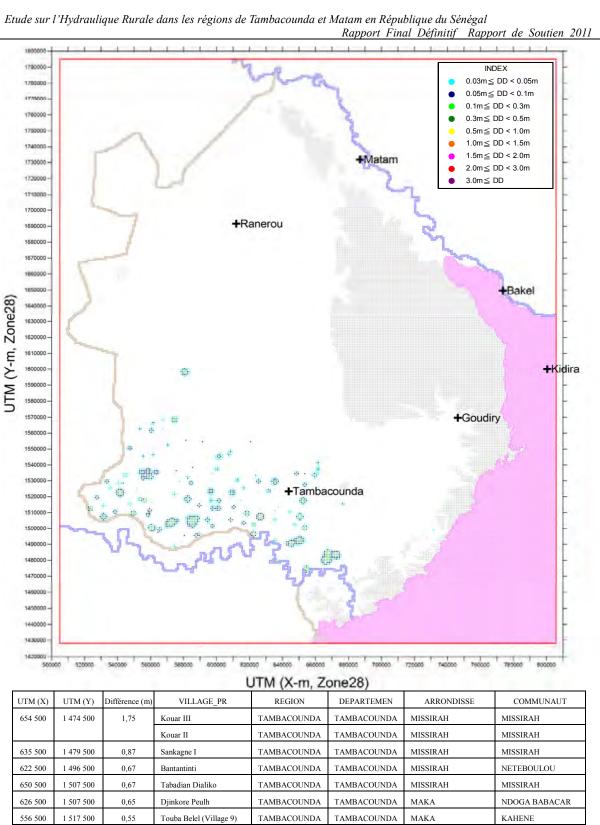
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	1,33	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635 500	1 479 500	0,73	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 507 500	0,56	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
626 500	1 507 500	0,55	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
622 500	1 496 500	0,52	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
541 500	1 522 500	0,44	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
666 500	1 480 500	0,42	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
560 500	1 500 500	0,36	Cissecounda (Kounth)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
652 500	1 517 500	0,36	Dar Salam	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
531 500	1 507 500	0,34	Kanouma	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE

Figure6-3-22 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 180 étapes : décembre 2022)



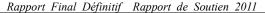
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	1,62	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635 500	1 479 500	0,84	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 507 500	0,64	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
622 500	1 496 500	0,63	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
626 500	1 507 500	0,62	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
541 500	1 522 500	0,48	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
666 500	1 480 500	0,46	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
556 500	1 517 500	0,42	Touba Belel (Village 9)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
560 500	1 500 500	0,41	Cissecounda (Kounth)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
652 500	1 517 500	0,41	Dar Salam	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU

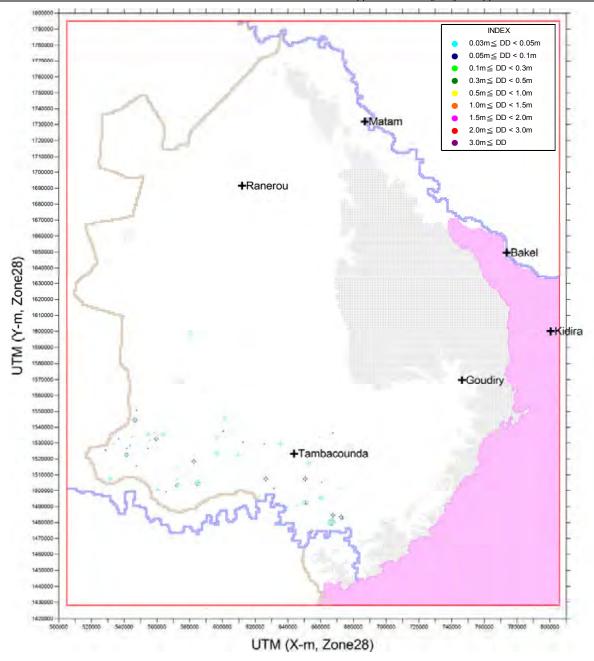
Figure6-3-23 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 252 étapes : décembre 2028)



541 500 1 522 500 TAMBACOUNDA TAMBACOUNDA KOUMPENTOUM BAMBA 1 480 500 0,48 Bira (Taba) TAMBACOUNDA TAMBACOUNDA MISSIRAH MISSIRAH 666 500 618 500 1 509 500 0,45 Sare Souna II (Souma) TAMBACOUNDA TAMBACOUNDA MAKA NDOGA BABACAR 655 500 1 474 500

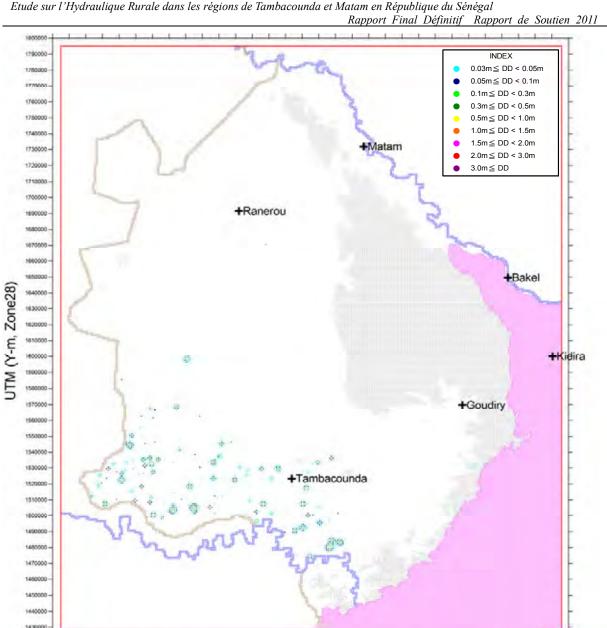
Figure 6-3-24 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 300 étapes : décembre 2032)





UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	1,03	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
626 500	1 507 500	0,51	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
635 500	1 479 500	0,49	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 507 500	0,49	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
666 500	1 480 500	0,47	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
541 500	1 522 500	0,43	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
622 500	1 496 500	0,35	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
672 500	1 483 500	0,33	Madina Balancounda	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 492 500	0,33	Touba	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
559 500	1 532 500	0,32	-	-	-	-	-

Figure6-3-25 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 108 étapes : décembre 2016)



UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	1,87	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635 500	1 479 500	1,04	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 507 500	0,79	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
626 500	1 507 500	0,79	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
622 500	1 496 500	0,74	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
666 500	1 480 500	0,64	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
541 500	1 522 500	0,63	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
559 500	1 532 500	0,53	-	-	-	-	-
560 500	1 500 500	0,52	Cissecounda (Kounth)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
652 500	1 517 500	0,52	Dar Salam	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU

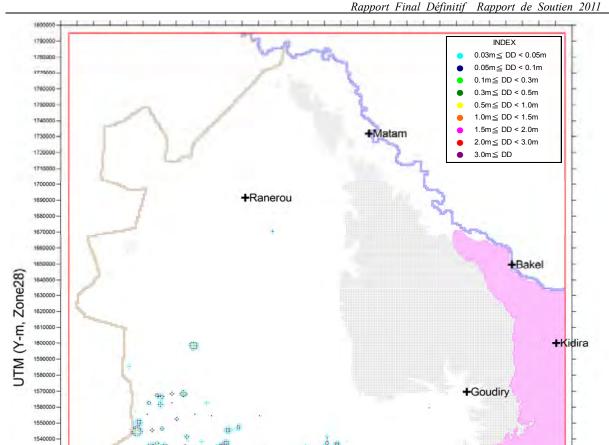
Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 180 étapes : décembre 2022)

1530000

1520000

1470000

1440000

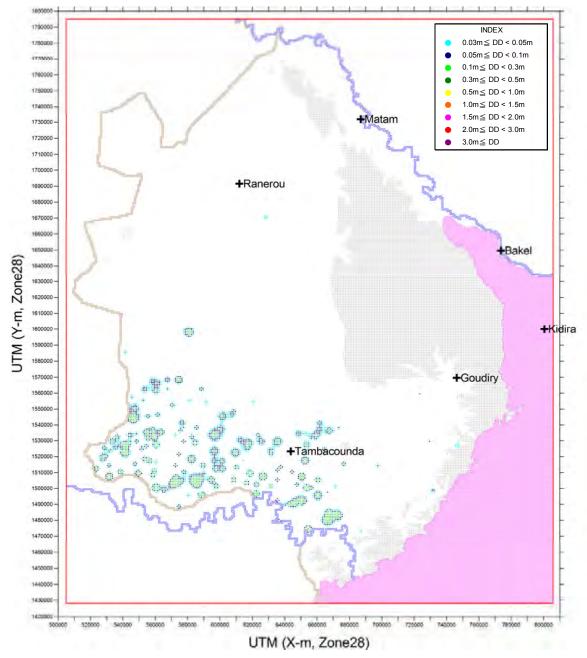


Tambacounda

UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	2,60	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635 500	1 479 500	1,40	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
650 500	1 507 500	1,05	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
622 500	1 496 500	1,03	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
626 500	1 507 500	1,03	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
541 500	1 522 500	0,82	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
666 500	1 480 500	0,80	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
556 500	1 517 500	0,74	Touba Belel (Village 9)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
559 500	1 532 500	0,72	-	-	-	-	-
618 500	1 509 500	0,70	Sare Souna II (Souma)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR

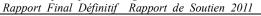
Figure6-3-27 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 252 étapes : décembre 2028)

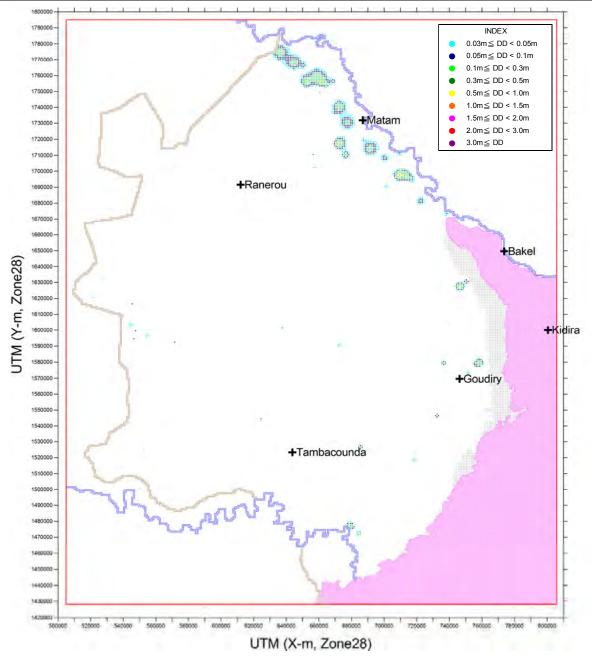




UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
654 500	1 474 500	3,10	Kouar III	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
			Kouar II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
635 500	1 479 500	1,62	Sankagne I	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
622 500	1 496 500	1,22	Bantantinti	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	NETEBOULOU
650 500	1 507 500	1,22	Tabadian Dialiko	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
626 500	1 507 500	1,20	Djinkore Peulh	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	NDOGA BABACAR
556 500	1 517 500	1,07	Touba Belel (Village 9)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MAKA	KAHENE
541 500	1 522 500	0,95	Massembe	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
666 500	1 480 500	0,93	Bira (Taba)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	MISSIRAH
560 500	1 527 500	0,88	Mereto (Forage)	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	KOUMPENTOUM	BAMBA
559 500	1 532 500	0,87	-	-	-	-	-

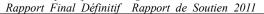
Figure6-3-28 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Continental Terminal, 300 étapes : décembre 2032)

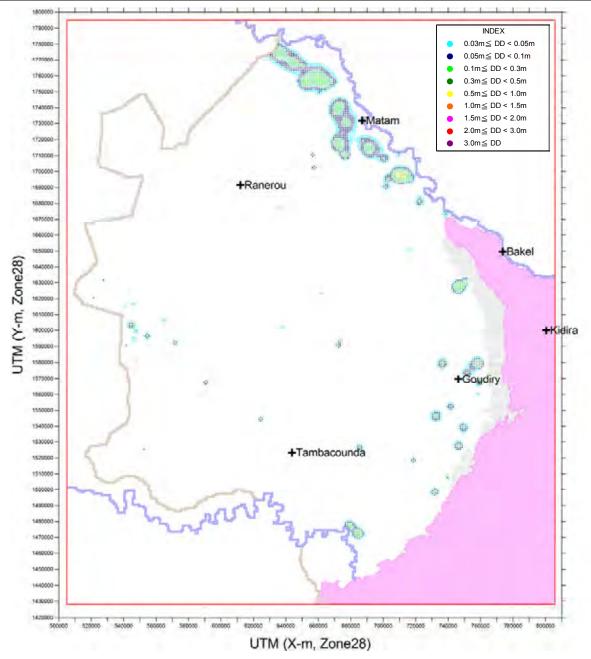




UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	1,49	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,19	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
678 500	1 476 500	0,97	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
746 500	1 627 500	0,78	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
710 500	1 697 500	0,73	-	-	-	-	-
661 500	1 756 500	0,70	Bokidiawe Sarakhole	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE
652 500	1 756 500	0,69	Goudoube Ndoudbes	MATAM	MATAM	THILOGNE	DABIA
672 500	1 717 500	0,66	Danthiady	MATAM	MATAM	OGO	OGO
711 500	1 697 500	0,64	-	-	-	-	-
684 500	1 472 500	0,64	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO

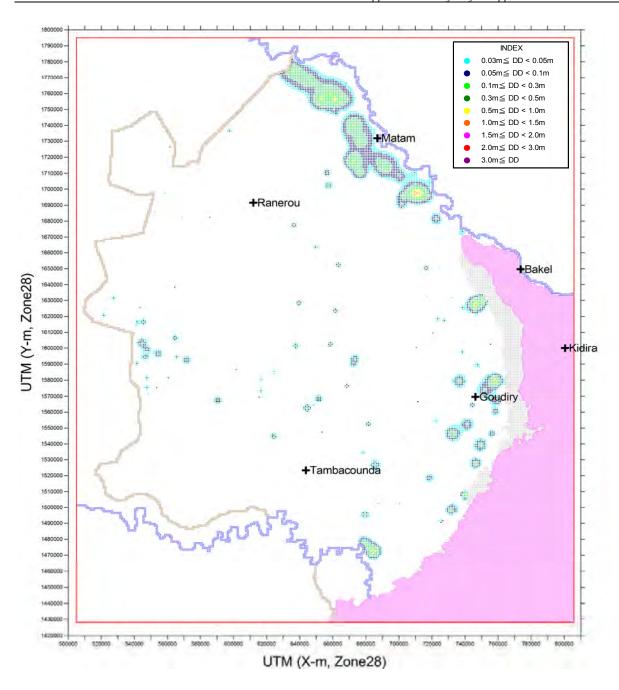
Figure6-3-29 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 108 étapes : décembre 2016)





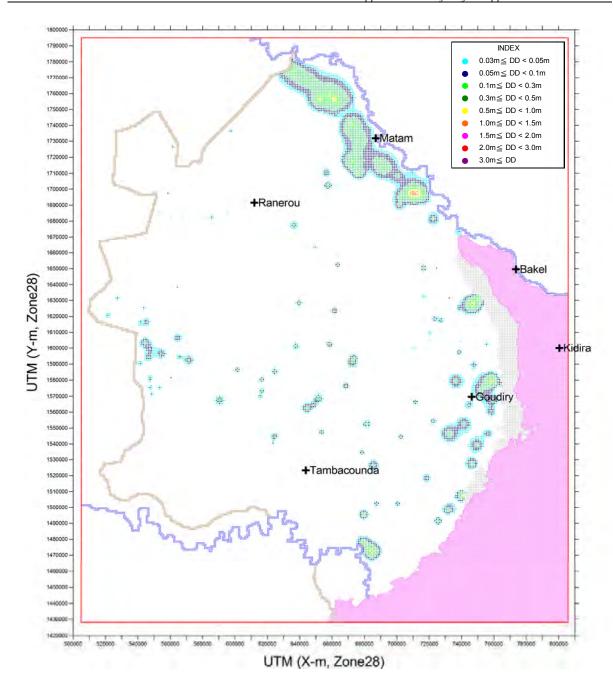
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	1,79	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,48	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
684 500	1 472 500	1,14	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
710 500	1 697 500	1,05	•	-	1	•	-
678 500	1 476 500	1,01	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
746 500	1 627 500	0,98	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
711 500	1 697 500	0,96	-	-	-	-	-
709 500	1 696 500	0,90	-	-	-	-	-
709 500	1 698 500	0,87	-	-	-	-	-
661 500	1 756 500	0,84	Bokidiawe Sarakhole	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE

Figure6-3-30 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 180 étapes : décembre 2022)



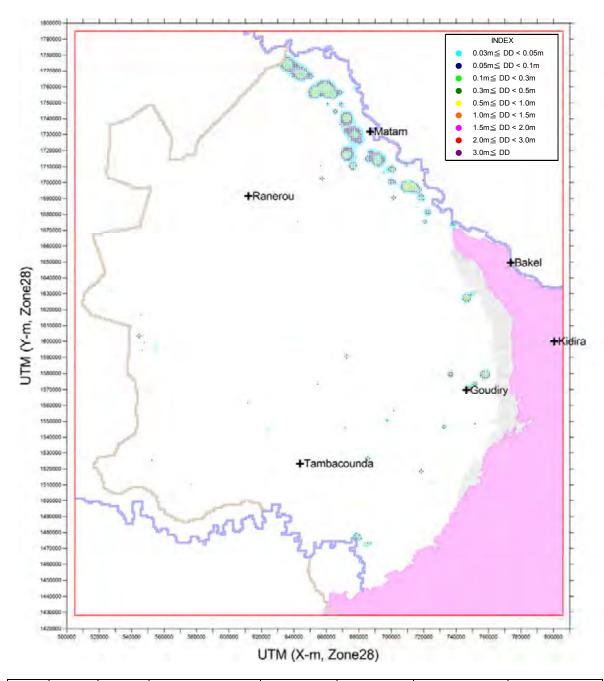
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	1,97	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,67	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
684 500	1 472 500	1,27	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
710 500	1 697 500	1,25	-	-	-	-	-
758 500	1 579 500	1,19	Dindoudi Daka	TAMBACOUNDA	BAKEL	GOUDIRI	GOUDIRY
711 500	1 697 500	1,16	-	-	-	-	-
709 500	1 696 500	1,08	-	-	-	-	-
746 500	1 627 500	1,08	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
709 500	1 698 500	1,04	-	-	-	-	-
678 500	1 476 500	1,03	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO

Figure6-3-31 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 252 étapes : décembre 2028)



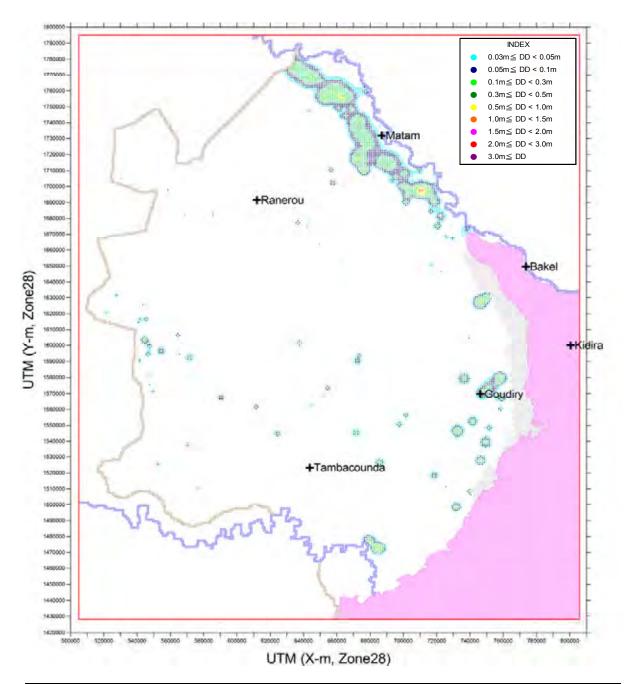
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	2,07	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,77	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
741 500	1 508 500	1,75	-	-	-	-	-
710 500	1 697 500	1,35	-	-	-	-	-
684 500	1 472 500	1,33	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
758 500	1 579 500	1,30	Dindoudi Daka	TAMBACOUNDA	BAKEL	GOUDIRI	GOUDIRY
711 500	1 697 500	1,26	-	-	-	-	-
709 500	1 696 500	1,18	-	-	-	-	-
709 500	1 698 500	1,13	-	-	-	-	-
746 500	1 627 500	1,13	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE

Figure6-3-32 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 2, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 300 étapes : décembre 2032)



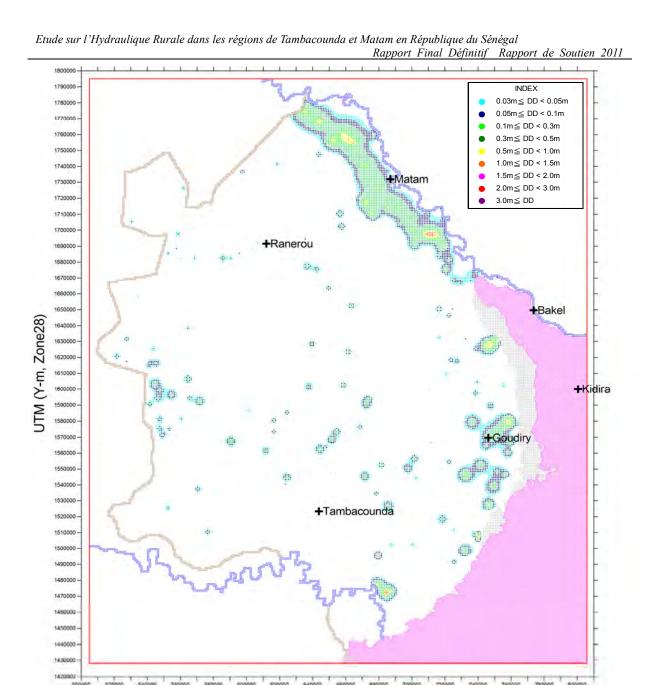
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	1,61	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,30	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
678 500	1 476 500	1,25	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
746 500	1 627 500	1,01	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
684 500	1 472 500	0,83	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
661 500	1 756 500	0,83	Bokidiawe Sarakhole	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE
710 500	1 697 500	0,78	-	-	-	-	-
713 500	1 697 500	0,75	-	-	-	-	-
652 500	1 756 500	0,71	Goudoube Ndoudbes	MATAM	MATAM	THILOGNE	DABIA
711 500	1 697 500	0,69	-	-	-	-	-

Figure6-3-33 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 108 étapes : décembre 2016)



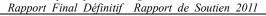
UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	2,05	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
712 500	1 697 500	1,73	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
684 500	1 472 500	1,73	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
678 500	1 476 500	1,54	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
746 500	1 627 500	1,47	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
713 500	1 697 500	1,29	-	-	-	-	-
710 500	1 697 500	1,19	-	-	-	-	-
661 500	1 756 500	1,11	Bokidiawe Sarakhole	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE
711 500	1 697 500	1,10	-	-	-	-	-
709 500	1 696 500	1,02	-	-	-	-	-

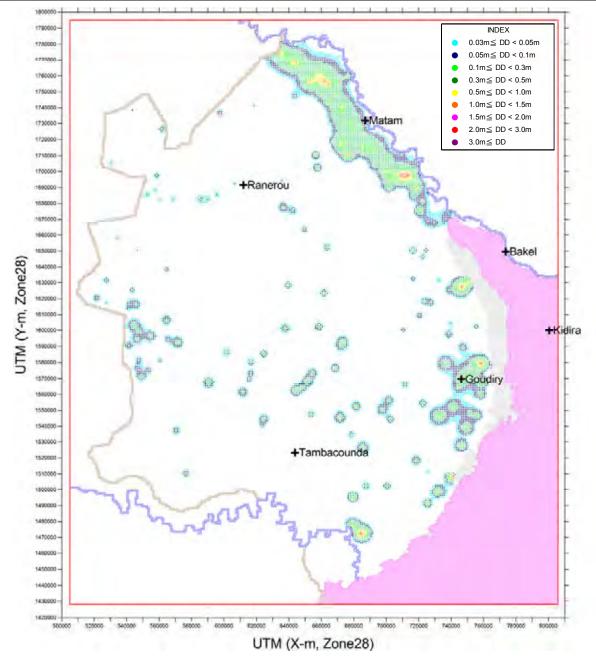
Figure6-3-34 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 180 étapes : décembre 2022)



UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	2,42	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
684 500	1 472 500	2,27	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
712 500	1 697 500	2,11	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
758 500	1 579 500	2,00	Dindoudi Daka	TAMBACOUNDA	BAKEL	GOUDIRI	GOUDIRY
746 500	1 627 500	1,88	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
678 500	1 476 500	1,86	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
713 500	1 697 500	1,85	-	-	-	-	-
710 500	1 697 500	1,52	-	-	-	-	-
711 500	1 697 500	1,43	-	-	-	-	-
661 500	1 756 500	1,39	Bokidiawe Sarakhole	MATAM	MATAM	OGO	BOKIDIAWE

Figure6-3-35 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 252 étapes : décembre 2028)





UTM (X)	UTM (Y)	Différence (m)	VILLAGE_PR	REGION	DEPARTEMEN	ARRONDISSE	COMMUNAUT
709 500	1 697 500	2,67	Ndendory	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
684 500	1 472 500	2,64	Madina Couta II	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
758 500	1 579 500	2,39	Dindoudi Daka	TAMBACOUNDA	BAKEL	GOUDIRI	GOUDIRY
712 500	1 697 500	2,38	Hamady (Amady) Ounare	MATAM	KANEL	SINTHIOU BAMAMBE	SINTHIOU BAMAMBE
713 500	1 697 500	2,25	-	-	-	-	-
746 500	1 627 500	2,18	Thiengolel Demba. Djiby	MATAM	KANEL	ORKADIERE	AOURE
678 500	1 476 500	2,11	Ouassadou Depot	TAMBACOUNDA	TAMBACOUNDA	MISSIRAH	DIALACOTO
741 500	1 508 500	2,04	-	-	-	-	-
740 500	1 508 500	1,95	Kothie	TAMBACOUNDA	BAKEL	BALA	BANI ISRAEL
741 500	1 507 500	1,84	-	-	-	-	-

Figure6-3-36 Répartition des différences de hauteurs d'eau calculées dans les scénarios 1 et 3, quadrillage des 10 premières différences de hauteurs d'eau et villages entrant dans ce quadrillage (Couche Maastrichtien, 300 étapes : décembre 2032)