



DIRECTION
DE L'AGRICULTURE
ET DE LA FORET

Document public

*Protection et optimisation de la ressource en eau
souterraine à Mayotte*

*Réévaluation des débits d'exploitation des forages de
1999-2000, sur la base d'observations
complémentaires réalisées en 2000-2001*

P. Lachassagne, B. Ladouche, V. Petit
avec la collaboration de
Th. Jourdain et R. Mouron

avril 2002
BRGM/RP-51603-FR



Mots clés : Débit d'exploitation, hydrogéologie, pompages d'essai, piézométrie, recharge, aquifères volcaniques, Mayotte

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

Lachassagne P., Ladouche B., Petit V. avec la collaboration de Jourdain Th. et Mouron R. (2002) - Protection et optimisation de la ressource en eau souterraine à Mayotte. Réévaluation des débits d'exploitation des forages de 1999-2000, sur la base d'observations complémentaires réalisées en 2000-2001. BRGM/RP-51603-FR, 89 p., 31 fig.

© BRGM, 2002, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

Synthèse

A l'issue d'une campagne de forages d'exploration et d'exploitation des eaux souterraines mise en œuvre en 1999-2000 à Mayotte a été défini, pour chaque forage jugé exploitable, en fonction des données disponibles à l'époque et sur la base d'un certain nombre d'hypothèses et de recommandations, un débit d'exploitation (Rapport BRGM/RP-50428-FR, décembre 2000) à partir duquel la DAF a réalisé un premier dimensionnement de l'équipement de pompage de chaque puits.

Dans le cadre de la fiche de Service Public 2001 « Protection et optimisation de la ressource en eau souterraine à Mayotte », la DAF de Mayotte a demandé au BRGM, sur la base d'informations complémentaires recueillies depuis lors (mesures piézométriques, suivi et interprétation de la mise en exploitation d'un premier forage à Kwalé, etc.) et de nouvelles hypothèses de travail, de proposer une réévaluation des débits exploitables des forages non encore mis en exploitation, afin de réviser le dimensionnement de l'équipement de pompage des puits. Les **principaux objectifs de ce travail de réévaluation** sont de donner à l'exploitant la possibilité de se doter d'équipements (profondeur des pompes en particulier) lui permettant de maximiser les débits instantanés exploitables aux forages et de valoriser au mieux les possibilités de gestion active de la ressource en eau qui seront offertes par certains des aquifères captés.

Les données recueillies par l'exploitant du forage de **Kwalé 1** (débit, piézométrie, conductivité des eaux, à un pas de temps de 4 minutes), depuis sa mise en exploitation (mai 2001), et les données hydrométéorologiques fournies par la DAF ont été interprétées de manière qualitative et quantitative, au moyen de logiciels de traitement du signal et d'interprétation des pompages d'essai.

Les **techniques de traitement du signal** mettent en évidence sans ambiguïté, outre les effets liés au pompage, ceux associés au tarissement et surtout à la recharge de l'aquifère. Ils ont permis d'évaluer à environ **75 mm la réserve utile des sols** à l'échelle du « bassin versant » de l'aquifère, paramètre qui gouverne le partage des précipitations entre évapotranspiration et pluie efficace, et de **déterminer une fonction de transfert pluie – débits pompés → niveaux piézométriques**.

Les résultats obtenus devraient autoriser, dès 2002, une **modélisation relativement fiable qui permettra** de prédire l'évolution à long terme de la piézométrie sous l'effet conjugué des pompages et de divers scénarios de recharge de l'aquifère (importance de la saison des pluies) et de **procéder en conséquence à une évaluation à long terme (échelle pluriannuelle) des volumes exploitables au sein de l'aquifère**.

L'interprétation des données recueillies au forage de **Kwalé 1** (piézométrie, débit) à la manière d'un pompage d'essai de longue durée, en utilisant les lois de l'hydrodynamique, **confirme les paramètres hydrodynamiques déduits du pompage**

d'essai réalisé en 2000. Elle apporte en outre des **informations complémentaires sur la structure et le fonctionnement de l'aquifère :**

- l'aquifère est plus compartimenté que le seul pompage d'essai réalisé en 2000 ne le montrait. Sa « superficie » est évaluée entre 0,3 et 3 km², pour une porosité efficace de l'ordre de respectivement 10 à 1 %,
- il n'existe pas de relation hydraulique forte entre le forage et la rivière Kwalé (absence d'effet de type « limite alimentée ») : la nappe ne se comporte pas comme un aquifère alluvial ; les transferts d'eau, de la rivière au forage, se font vraisemblablement par l'intermédiaire d'une zone non saturée,
- la réserve accessible au sein de l'aquifère, avec le seul forage de Koualé 1 (en descendant la pompe d'une quinzaine de mètres), est évaluée à 600 000 m³ environ,
- l'aquifère offre une très bonne aptitude à la recharge lors de la saison des pluies (très probablement à la fois par infiltration directe des pluies efficaces et par perte d'une partie du débit de la rivière Koualé). Le taux de recharge est évalué à 4000 m³/j lors de la saison des pluies de 2002. L'aquifère offre par ailleurs **une très bonne capacité de gestion active de la ressource en eau** : les prélèvements effectués en saison sèche sont compensés par une meilleure recharge en saison des pluies, qui limite alors les pertes d'eau de surface à la mer. En fonctionnement naturel (sans pompage), l'aquifère resterait quasiment « plein » toute l'année et ne pourrait absorber qu'une faible fraction de cette recharge.

Ces informations permettent de proposer les **modalités d'exploitation du forage de Koualé 1 en 2003 :**

- **45 m³/h** (24h/24 pendant 10 mois) en maintenant le **positionnement actuel de la pompe**, soit environ 330 000 m³,
- **70 à 75 m³/h** (24h/24 pendant 10 mois) soit environ 500 000 m³, en mettant en place **la pompe à une profondeur permettant un rabattement maximal admissible jusqu'à la cote + 10 m NGM** (pompe placée entre + 7 et + 5 m NGM, mieux encore à -10 m NGM). Dans ces conditions d'exploitation, pour lesquelles il n'est pas conservé de réserve significative au sein de l'aquifère, l'importance de la recharge 2002-2003 conditionnera les volumes exploitables en saison sèche 2003.

Dans tous les cas de figure, les volumes exploitables en saison sèche 2003 devront être définis en fin de la saison des pluies 2002-2003 ou estimés courant 2002 sur la base de la fonction de transfert pluie – débits pompés → niveaux piézométriques, déterminée par traitement du signal, et de scénarios de période de retour de différents types de saisons des pluies.

A titre de comparaison, les volumes prélevés au cours de la saison sèche 2002 sont évalués à 320 000 - 350 000 m³ environ.

Par ailleurs, les **logs de conductivité électrique** des eaux souterraines réalisés par la DAF et le BRGM sur les forages réalisés en 1999-2000 ont été présentés et analysés comme base de départ à la compréhension de certains phénomènes hydrogéologiques (recharge, ...), lorsque de nouveaux profils seront disponibles.

Une **réévaluation des débits d'exploitation de 8 autres forages réalisés en 1999-2000, non encore exploités, a été réalisée**, sur la base de niveaux piézométriques d'étiage et d'un positionnement des pompes permettant de maximiser le rabattement (pompes au sein de la partie crépinée des forages, rabattement ne dénoyant pas les venues d'eau les plus significatives, etc.). Elle fournit, pour chacun de ces puits, des éléments sur :

- la profondeur préconisée d'installation de la pompe,
- la hauteur manométrique et le débit nominal de pompage qui permettent un dimensionnement de la pompe, en considérant plusieurs hypothèses (optimiste, pessimiste) sur la structure de l'aquifère et ses relations avec les eaux de surface,
- ainsi que des recommandations quant aux modalités de mise en exploitation et d'exploitation de l'aquifère.

L'expérience acquise lors du suivi de l'exploitation du forage de Kwalé 1 a été valorisée, de manière qualitative, pour la détermination de ces paramètres, qui sont résumés au sein du tableau 1. Les incertitudes quant à la vulnérabilité des aquifères (vis à vis du biseau salé en particulier) et à leur comportement à moyen terme (qui pourrait être approché par des pompages d'essai de plus longue durée) conduisent dans certains cas à une évaluation probablement pessimiste des débits exploitables.

Ce travail de réévaluation a intégré l'**interprétation de mesures complémentaires acquises au forage de Mréréni 2** (suivi piézométrique préalable et au cours d'un nouveau pompage) qui apportent les éléments d'information suivants :

- amélioration du modèle servant à prédire l'évolution des rabattements lors de l'exploitation du forage,
- confirmation du risque de vulnérabilité de cet aquifère vis-à-vis de l'intrusion saline, en proposant une évaluation de la transmissivité de l'aquifère entre le littoral et le forage.

Sur la base de l'ensemble de ces informations, une **stratégie de mise en exploitation et de suivi des aquifères de Mayotte** est proposée :

Au forage de Koualé 1 :

- 1) la mise en place de la pompe à une profondeur permettant un rabattement maximal admissible jusqu'à la cote + 10 m NGM,
- 2) **une exploitation en 2002 à un débit de l'ordre de 70 m³/h (24h/24)** permettant de solliciter l'aquifère dans une plage de rabattements qu'il n'a pas encore connus et de tester ainsi ses capacités (évolution des rabattements, aptitude à la recharge en 2003) **et le maintien des suivis engagés**, qui devront être validés par des mesures périodiques de calibration de l'appareillage (niveaux, conductivité, débit). Cette

option permet de poursuivre l'acquisition de données sur la structure et le fonctionnement de l'aquifère et de maximiser son exploitation dans le futur, sur la base de données fiables.

- 3) Ce faisant, on prend le risque de ne pouvoir exploiter, en 2003, qu'un volume plus réduit qu'en 2001 si la recharge était du même ordre de grandeur (pas d'accroissement de la recharge sous l'effet d'un plus fort rabattement de l'aquifère) ou moins importante qu'en 2002 (précipitations plus faibles et moins durables). Néanmoins, il vaut mieux prendre ce risque en 2002/2003 car les besoins en eau sont moins forts que ce qu'ils seront dans le futur et dans la mesure où, à l'échelle de Mayotte, les nouveaux forages qui vont être réalisés ou mis en exploitation en 2002 pourront permettre de compenser cet éventuel déficit.

Il est aussi préconisé de procéder, en parallèle à cette exploitation, à des **mesures de débit sur le cours d'eau (jaugeages différentiels, suivi en continu, traçages) et d'analyses géochimiques** des eaux qui permettront de distinguer la part de la recharge par le cours d'eau de celle provenant de l'infiltration directe des précipitations. Ces informations permettront d'une part de préciser l'impact du pompage sur les eaux de surface, et d'autre part d'apprécier l'intérêt ou non de réaliser des forages d'eau à proximité des cours d'eau (facteur favorisant ou non la gestion active des aquifères).

Par ailleurs, la période pendant laquelle le forage sera soumis à des niveaux piézométriques en dessous de la cote +23 m NGM, devra faire l'objet d'un suivi particulier de l'évolution des rabattements, à un pas de temps hebdomadaire par exemple, et une interprétation de ces mesures,

Aux autres forages (forages de la campagne 1999-2000 non encore exploités et forages qui seront réalisés en 2002) :

- 4) la réalisation, lorsque les conditions le permettent (structure des aquifères, proximité du littoral, etc.), de forages profonds, afin de disposer d'un stock maximal d'eau souterraine. En ce sens, la recherche de sites de forages éloignés du littoral et en « altitude » est à privilégier,
- 5) la mise en œuvre de pompages d'essai d'une durée suffisamment longue (au moins 72h) pour bien caractériser « à court terme » les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et sa structure (limites) et essayer de dimensionner l'équipement d'exploitation des forages avec le moins d'incertitude possible. Afin de réduire celle-ci, il est préconisé de réaliser une cartographie lithologique détaillée des environs de chaque forage afin de corréliser ces observations géologiques avec la coupe du forage et évaluer qualitativement, entre autres, l'aptitude de l'aquifère à être rechargé par les précipitations et sa vulnérabilité éventuelle vis à vis du biseau salé.
Compte tenu des propriétés hydrogéologiques des aquifères de Mayotte, il subsistera néanmoins une incertitude significative à ce stade,
- 6) d'équiper les forages pour leur suivi piézométrique dès que la foration est terminée, dans l'attente de la mise en place des équipements de pompage,
- 7) lors de la ou des (2 ou 3) première(s) année(s) d'exploitation, la sollicitation de l'aquifère au maximum de ses capacités (en le rabattant très fortement comme cela a

été fait à Koualé en 2001), afin d'évaluer, sur la base d'un suivi approprié et de mesures complémentaires (cf. Koualé 1 ci-dessus), le stock disponible, les conditions de recharge de l'aquifère, etc. et, tout particulièrement, son aptitude à une gestion active.

Ce faisant, on prend le risque de ne pouvoir exploiter, au cours des années suivantes, que des volumes plus réduits si la recharge était moins importante que prévu. Néanmoins, il vaut mieux prendre ce risque en phase de développement des champs captants qu'ultérieurement (cf. ci-dessus),

- 8) Ces données de stock disponible, d'aptitude à la gestion active, etc. pour chacun des aquifères de Mayotte équipés de forages pourront ensuite servir de base, en combinaison avec les données sur les eaux de surface (retenues, prises d'eau), à la définition d'une politique de gestion de la ressource en eau intégrant :
- les besoins prévus pour l'année ou les années à venir (en fonction de la croissance prévisible de la demande en eau par exemple),
 - l'état des niveaux piézométriques au moment de la prévision, leur estimation à moyen ou long terme à l'aide des fonctions de transfert pluie – débits pompés → niveaux piézométriques qui auront été mises au point pour chaque aquifère,
 - l'état des réserves de surface (retenues collinaires) et sa prévision à moyen ou long terme,
 - l'importance des réserves que l'on souhaitera conserver disponibles en fin de période de simulation au sein des aquifères, etc..

Il est par ailleurs préconisé de réaliser en parallèle :

- l'acquisition de données météorologiques fiables (précipitations en particulier),
- en complément des analyses réglementaires portant sur la qualité des eaux, des analyses géochimiques des eaux souterraines et de surface qui permettront de valider et de contraindre les interprétations purement hydrodynamiques,
- sur l'ensemble des sites où des relations nappe – rivière sont probables, des mesures de débit sur les cours d'eau (jaugeages différentiels, suivi en continu, traçage éventuellement),
- sur les sites où des risques d'intrusion saline sont suspectés, de mener des actions spécifiques pour caractériser la dynamique du biseau salé. A court terme, il y est proposé au moins de procéder systématiquement au nivellement des forages (rattachement au NGM) et de recueillir, en parallèle à des mesures piézométriques à un pas de temps très rapproché, sur une durée de quelques jours à quelques semaines, des données sur la marée au sein du lagon : annuaire des marées ; à défaut, mise en place temporaire, pendant cette période particulière d'acquisition de données, d'un capteur de pression sur le littoral au droit du forage considéré.

D'une manière générale, il est aussi indispensable de déterminer l'altitude exacte, exprimée en m NGM, du niveau moyen de la mer à Mayotte.

Principaux résultats de la réévaluation des débits d'exploitation aux forages non encore exploités

	Profondeur de la pompe (m)	Hauteur manométrique de refoulement (jusqu'à la tête de puits) (m)	Débit préconisé pour 2002 (m ³ /h)	Débit minimal de la pompe* (m ³ /h)	Débit maximal de la pompe (minimum + 40 %) (m ³ /h)	Remarques
Kaouéni 2	40	34	30	30	42	Développement supplémentaire si les débits sont supérieurs à 50 m ³ /h. Suivi de la turbidité si les rabattements sont supérieurs à 12 m. Variateur préconisé – Incertitude/biseau salé limite les capacités d'exploitation de ce forage, potentiellement plus fortes
Kaouéni 3	38.5	34	30	30	42	Attention à l'évolution des rabattements s'ils dépassent 20 m. Développement supplémentaire si les débits sont supérieurs à 45 m ³ /h. Incertitude/biseau salé limite les capacités d'exploitation de ce forage, potentiellement beaucoup plus fortes
Béja 1	43	33	63	40	63	Développement à prévoir au-delà de 65 m ³ /h. Variateur préconisé. Capacité du forage potentiellement plus élevée
Tsararano 1	45	40	11	8	11	Suivi à réaliser en cas de dénoisement des venues d'eau
Mréréni 2	48-53	36	22	22	31	Suivi de la turbidité. Incertitude/biseau salé
Mronabéja 1	42-45	27	20	20	28	Développement et suivi de la turbidité au-delà de 17 m ³ /h. Variateur préconisé. Incertitude/biseau salé
Mtsangamouji 1	66	65	60	43	60	Réduction du diamètre à 19 m. Forte incertitude sur les résultats. Capacité du forage potentiellement plus élevée
Mtsangamouji 2	59	60	49	35	49	Forte incertitude sur les résultats. Capacité du forage potentiellement plus élevée

* Si la pompe ne peut pas fonctionner de manière durable à un si faible débit (risque d'échauffement), on peut envisager un dispositif permettant le retour au sein du puits d'une partie des eaux pompées

Sommaire

1. Introduction	15
1.1. Contexte - Objectifs	15
1.2. Réévaluation des débits d'exploitation des forages non encore exploités	15
1.3. Valorisation des données recueillies lors de l'exploitation du forage de Kwalé 1 et réévaluation de son débit d'exploitation.....	16
2. Réévaluation des débits d'exploitation des forages non encore exploités	19
2.1. Site de Kaoueni 2 (1230-7X-0020)	22
2.1.1. Rappel des interprétations initiales	22
2.1.2. Niveau piézométrique pris en compte.....	22
2.1.3. Position de la pompe	22
2.1.4. Rabattement maximal admissible	22
2.1.5. Synthèse et recommandations	23
2.2. Site de Kaoueni 3 (1230-7X-0021)	24
2.2.1. Rappel des interprétations initiales	24
2.2.2. Niveau piézométrique pris en compte.....	24
2.2.3. Position de la pompe	24
2.2.4. Rabattement maximal admissible	24
2.2.5. Hypothèses des calculs de rabattement	24
2.2.6. Synthèse et recommandations	25
2.3. Site de Beja 1 (1230-3X-0014)	26
2.3.1. Rappel des interprétations initiales	26
2.3.2. Niveau piézométrique pris en compte.....	26
2.3.3. Position de la pompe	26
2.3.4. Rabattement maximal admissible	26
2.3.5. Hypothèses de calcul.....	27
2.3.6. Synthèse et recommandations	27
2.4. Site de Tsararano 1 (1231-3X-0021).....	28
2.4.1. Rappel des interprétations initiales	28
2.4.2. Niveau piézométrique pris en compte.....	28
2.4.3. Position de la pompe	28
2.4.4. Rabattement maximal admissible	29

2.4.5. Hypothèses des calculs de rabattement	29
2.4.6. Synthèse et recommandations	29
2.5. Site de Mrereni 2 (1231-2X-0035).....	29
2.5.1. Rappel des interprétations initiales	29
2.5.2. Interprétation du nouveau pompage réalisé en mars 2002	30
2.5.3. Niveau piézométrique pris en compte	38
2.5.4. Position de la pompe	39
2.5.5. Rabattement maximal admissible	39
2.5.6. Synthèse et recommandations	40
2.6. Site de Mronabeja (1231-6X-0032)	40
2.6.1. Rappel des interprétations initiales	40
2.6.2. Niveau piézométrique pris en compte	41
2.6.3. Position de la pompe	41
2.6.4. Rabattement maximal admissible	41
2.6.5. Hypothèses des calculs de rabattement	41
2.6.6. Synthèse et recommandations	41
2.7. Site de Mtsangamouji 1 (1230-6X-0017).....	42
2.7.1. Rappel des interprétations initiales	42
2.7.2. Niveau piézométrique pris en compte	42
2.7.3. Position de la pompe	42
2.7.4. Rabattement maximal admissible	43
2.7.5. Hypothèses des calculs de rabattement	43
2.7.6. Synthèse et recommandations	43
2.8. Site de Mtsangamouji 2 (1230-6X-0016).....	44
2.8.1. Rappel des interprétations initiales	44
2.8.2. Niveau piézométrique pris en compte	44
2.8.3. Position de la pompe	44
2.8.4. Rabattement maximal admissible	44
2.8.5. Hypothèses des calculs de rabattement	45
2.8.6. Synthèse et recommandations	45
3. Commentaires des logs de conductivité réalisés en janvier et février 2002, au sein des forages de la campagne 1999-2000	47
3.1. Données disponibles.....	47
3.2. Résultats	47
3.2.1. Valeurs moyennes	47

3.2.2. Commentaire des résultats obtenus pour chaque forage	50
3.3. Synthèse	52
4. Valorisation des données recueillies lors de l'exploitation du forage de Kwale 1 (1270-7X-0022) et réévaluation de son débit d'exploitation	55
4.1. Données disponibles au forage de kwalé 1	55
4.1.1. Nature et unités des données	55
4.1.2. Période et fréquence de mesure	57
4.1.3. Description de la chronique	57
4.2. Traitement préliminaire des données	59
4.3. Analyse des données par « traitement du signal »	62
4.3.1. Application des analyses corrélatoires et spectrales à l'étude des variations piézométriques observées dans le forage	62
4.3.2. Caractérisation des relations pluie-niveau piézométrique et débit-niveau piézométrique à l'aide de fonctions de transfert	70
4.3.3. Synthèse	76
4.4. Interprétation des données au moyen d'une solution analytique de l'équation de la diffusion	77
4.4.1. Données utilisées	77
4.4.2. Interprétation du pompage	78
4.4.3. Interprétation de la remontée piézométrique liée à la recharge de l'aquifère	85
4.5. Réévaluation du débit d'exploitation au forage de Kwalé	87
4.5.1. Rabattement maximal jusqu'à la cote + 20 m NGM (position de la pompe non modifiée par rapport à l'existant)	88
4.5.2. Rabattement maximal jusqu'à la cote + 10 m NGM	89
4.5.3. Synthèse	90

Liste des illustrations

- Figure 1 : Forage de Mrereni 2. Début du pompage de mars 2002 : évolution des niveaux d'eau, de la conductivité et du débit de pompage.
- Figure 2 : Forage de Mrereni 2. Evolution de la conductivité électrique des eaux lors du pompage de mars 2002.
- Figure 3 : Forage de Mrereni 2. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis.
- Figure 4 : Forage de Mrereni 2. Interprétation du pompage selon un schéma de Hantush et Jacob.
- Figure 5 : Forage de Mrereni 2. Evolution de la conductivité électrique des eaux lors du pompage de mars 2002 (zoom sur la partie finale du pompage).
- Figure 6 : Evolution des niveaux piézométriques au repos. Mise en évidence de fluctuations de faible amplitude. Piézomètre Mrereni.
- Figure 7 : Logs de conductivité réalisés en janvier et février 2002.
- Figure 8 : Aperçu des données recueillies par SOGEA au forage de Kwalé 1 (débit, piézométrie)
- Figure 9 : Ensemble des mesures disponibles à Kwalé 1.
- Figure 10 : Pompage de longue durée à Kwalé 1.
- Figure 11 : Auto-corrélogramme de l'infiltration efficace (1F-75mm) à la station Conconi/Kwalé bas pour la période du 23/06/01-11/03/02.
- Figure 12 : Auto-corrélogramme du débit journalier prélevé pour la période du 23/06/01-05/02/02.
- Figure 13 : Auto-corrélogramme de la piézométrie moyenne journalière pour la période du 23/06/01-05/02/02.
- Figure 14 : Corrélogramme croisé infiltration efficace-piézométrie moyenne.
- Figure 15 : Corrélogramme croisé débit pompé-piézométrie moyenne.
- Figure 16 : Densité spectrale de puissance relative du débit pompé.
- Figure 17 : Densité spectrale de puissance relative du niveau piézométrique.
- Figure 18 : Fonction de phase niveau entre le débit et le niveau piézométrique.
- Figure 19 : Piézométries observées et calculées à l'aide des fonctions de transfert.
- Figure 20 : Réponses impulsionnelles de la pluie efficace (IF-RFU75) et des débits pompés.
- Figure 21 : Piézométrie observée et pluie efficace calculée par le modèle.
- Figure 22 : Evolution temporelle de la pluie efficace (IF-75 mm) et de la piézométrie.

- Figure 23 : Evolution temporelle de la courbe de variation relative de la piézométrie (soustraction de l'effet du pompage, estimé à 4,4 cm/j).
- Figure 24 : Evolution temporelle de la variation relative de la piézométrie (sans l'effet causé par le pompage) : comparaison entre mesure et modèle.
- Figure 25 : Réponse impulsionnelle de la pluie efficace (IF-75 mm).
- Figure 26 : Forage de Kwalé 1. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis (une limite étanche).
- Figure 27 : Forage de Kwalé 1. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis (deux limites étanches).
- Figure 28 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage.
- Figure 29 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage.
- Figure 30 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage.
- Figure 31 : Forage de Kwalé 1 – Pompage de longue durée – caractérisation de la recharge de l'aquifère.

Liste des tableaux

- Tableau 1 : Réévaluation des débits d'exploitation des forages réalisés en 1999-2000
- Tableau 2 : Principaux résultats de la réévaluation des débits d'exploitation aux forages non encore exploités
- Tableau 3 : Descriptif des logs de conductivité réalisés début 2002
- Tableau 4 : Récapitulatif des données caractéristiques de conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

1. Introduction

1.1. CONTEXTE - OBJECTIFS

Une campagne de forages d'exploration et d'exploitation des eaux souterraines a été mise en œuvre en 1999–2000 à Mayotte. A l'issue de celle-ci, pour chaque forage jugé exploitable, a été défini un débit d'exploitation destiné, sur la base de certaines hypothèses, à dimensionner l'équipement de pompage de chaque puits (Rapport BRGM/RP-50428-FR, décembre 2000).

Dans le cadre de la fiche de Service Public 2001 « Protection et optimisation de la ressource en eau souterraine à Mayotte » et sur la base d'informations complémentaires recueillies depuis lors (d'une part, l'acquisition de nouvelles données, piézométriques en particulier, et d'autre part l'expérience acquise lors de la mise en exploitation du forage de Kwalé Légion) et de nouvelles hypothèses de travail (mise en place des pompes le plus profondément possible, même en face de la partie crépinée des forages), la DAF de Mayotte a demandé au BRGM de proposer une réévaluation des débits exploitables pour le dimensionnement de l'équipement de pompage des puits.

Les principaux objectifs de ce travail de réévaluation sont de donner à l'exploitant la possibilité de se doter d'équipements (profondeur des pompes en particulier) lui permettant de maximiser les débits instantanés exploitables aux forages et de valoriser au mieux les possibilités de gestion active de la ressource en eau qui seront offertes par certaines des aquifères captés.

Cette réévaluation comprend deux principales phases de travail détaillées ci-dessous.

1.2. REEVALUATION DES DEBITS D'EXPLOITATION DES FORAGES NON ENCORE EXPLOITES

Les débits d'exploitation ont été évalués sur la base de principes similaires à ceux appliqués en 2000 (rapport RP-50428), pour les **8 forages** suivants :

- **Kaouéni 2,**
- **Kaouéni 3,**
- **Béja 1,**
- **Tsararano 1,**
- **Mréréni 2,**
- **Mronabéja,**
- **Mtsangamouji 1,**
- **Mtsangamouji 2.**

Par rapport à l'évaluation proposée au sein du rapport RP-50428, les nouveaux éléments suivants ont été pris en considération :

- niveaux piézométriques de l'étiage 2001 (mesures, estimations), communiqués par la DAF,
- profondeur maximale de positionnement des pompes qui pourront être placées en face de la partie crépinée des forages. L'objectif est de donner les moyens à l'exploitant, en cas de nécessité (période d'étiage marqué, besoins ponctuels importants, etc.), de disposer d'une productivité maximale aux forages, tant en terme de débit instantané que sur le long terme,
- exploitation 24h/24, 365 j par an,
- évaluation des rabattements maximaux au bout de 3 ans d'exploitation,
- marge de sécurité définie en concertation avec la DAF (5 m en règle générale),
- hypothèses prospectives sur les modalités de recharge des aquifères concernés, sur la base de l'expérience acquise au forage de Koualé 1, et du contexte géologique de chacun des forages.

En complément, les logs de conductivité électrique des eaux souterraines réalisés par la DAF et le BRGM sur chacun de ces forages sont présentés et analysés comme base de départ à la compréhension de certains phénomènes hydrogéologiques (recharge, ...).

1.3. VALORISATION DES DONNEES RECUEILLIES LORS DE L'EXPLOITATION DU FORAGE DE KWALE 1 ET REEVALUATION DE SON DEBIT D'EXPLOITATION

Par ailleurs, les données recueillies par SOGEA au forage de **Kwalé 1**, mis en exploitation courant 2001, ont été valorisées pour :

- améliorer la connaissance de la structure et du fonctionnement de l'aquifère concerné,
- appuyer les décisions prises par la DAF au cours de l'étiage de 2001 (diminution du débit d'exploitation),
- proposer les modalités d'exploitation du forage en 2002,
- définir une stratégie de suivi et de mise en exploitation des autres forages réalisés à Mayotte au cours de la campagne 1999-2000.

Ces données, qui concernent le forage de Kwalé 1 dès le début de sa mise en exploitation, sont des chroniques (pas de temps 4 minutes) des :

- débits prélevés,
- niveaux piézométriques « au repos » et en pompage,
- conductivité électrique de l'eau.

Elles ont été mises en regard de la pluviométrie journalière, fournie au BRGM par la DAF.

Ces données ont fait l'objet d'une analyse qualitative et quantitative, à la manière d'un pompage d'essai de longue durée (logiciel ISAPE), et par traitement du signal (logiciel TEMPO) avec pour objectifs :

- 1) de préciser et d'ajuster les caractéristiques de l'aquifère, qui avaient été déduites des pompages d'essai réalisés à l'issue de la foration, en interprétant l'exploitation du forage comme un pompage d'essai de très longue durée : pertes de charge quadratiques, paramètres hydrodynamiques (transmissivité, emmagasinement si possible), « géométrie » de l'aquifère (« limites ») ;
- 2) de proposer, sur cette base, une réévaluation des modalités d'exploitation du forage ;
- 3) de proposer également, dans la mesure du possible, des éléments qualitatifs et quantitatifs sur le fonctionnement de l'aquifère capté : processus de recharge (précipitations efficaces, relations avec les eaux de surface, avec d'autres aquifères ou semi-perméables, etc.), vidange naturelle (tarissement « naturel »), etc.

En effet, le puits de Koualé est le premier forage captant les formations volcaniques à avoir été mis en exploitation à Mayotte, à un gros débit. Il semble souhaitable de procéder à une interprétation relativement détaillée de ces données afin de profiter du retour d'expérience de cette mise en exploitation et de préconiser les modalités de suivi et d'interprétation des données qui seront recueillies sur les forages existants (campagne 1999-2000) ou ceux qui seront réalisés dans le futur.

2. Réévaluation des débits d'exploitation des forages non encore exploités

Les propositions de débit d'exploitation sont présentées site par site et forage par forage.

- Le rappel des interprétations initiales ne reprend que les informations brutes directement utiles dans les calculs. On se reportera pour les interprétations complètes au rapport BRGM/RP-50428-FR.
- La position de la pompe est justifiée, en fonction de critères propres à chaque forage (intervalle crépiné et nature des formations géologiques situées en regard). D'une manière générale, il a été choisi d'autoriser la mise en place de la pompe en regard des formations volcaniques (laves) dont la structure géologique est peu propice à l'entraînement de matières en suspension (MES). Par contre, il n'a pas été préconisé le positionnement de la pompe au droit de formations alluviales ou de formations volcaniques altérées.
In fine, une profondeur maximale d'installation de la pompe dans le forage est proposée. Cette position pourra permettre, en cas de besoin, de maximiser temporairement la production.
- Le niveau piézométrique « au repos » pris en compte est le niveau d'étiage. Sa méthode d'estimation est fonction des données disponibles pour chaque site (relevés piézométriques au forage considéré et/ou aux piézomètres proches).
- Le rabattement maximal est estimé pour chaque forage en fonction de la hauteur d'eau disponible entre le niveau d'eau d'étiage et une cote minimale à ne pas dépasser. Cette cote minimale est en général choisie de manière à ne pas dénoyer les principales zones productives du forage (le dénoyement de celles-ci entraînant, en théorie, une réponse non linéaire de cette partie de l'aquifère, le débit produit n'étant plus proportionnel aux pertes de charge occasionnées par le pompage).
Cette cote minimale peut ne pas correspondre au niveau de la pompe. En effet, il peut être préconisé de placer la pompe plus bas que la cote minimale, en particulier lorsque cette cote minimale coïncide avec des formations sédimentaires au droit desquelles les survitesses créées par l'aspiration de la pompe pourraient entraîner des MES. Ce rabattement maximal disponible est généralement diminué d'une marge de sécurité de 5 m de hauteur.
- Les hypothèses de calcul utilisent les résultats des interprétations des pompages d'essai réalisés en 2000 (essai de puits et de nappe) qui, rappelons le, n'ont été mis en œuvre que sur une courte durée (de 12 à 24 h lors de l'essai de nappe). Des contraintes plus pessimistes quant à la structure des aquifères (introduction de limites étanches et/ou suppression des limites alimentées), allant dans le sens de la sécurité, sont également prises en compte ; elles sont choisies en fonction du contexte hydrogéologique local (rapport BRGM/RP-50428-FR). Au forage de Mrereni 2, les données d'un nouveau pompage, réalisé en 2002, sur une durée beaucoup plus longue que celui de 2000, ainsi que des observations pendant quelques jours sur le forage au repos ont été interprétées.

- Enfin, une synthèse est proposée pour chaque forage. Elle intègre une évaluation qualitative de l'aptitude des aquifères concernés à être rechargés par les précipitations, sur la base de l'expérience acquise lors de l'exploitation du forage de koulé 1 en 2001-2002 (cf. le présent rapport) ainsi que des risques éventuels qui pèsent sur cette exploitation (intrusion saline en particulier). Elle comprend en conséquence des recommandations quant aux modalités d'exploitation de chaque forage.

Les résultats des calculs effectués sont présentés sous forme d'un tableau synthétique (Tableau 1). Il indique en particulier :

- les caractéristiques à prévoir pour la pompe : débit minimum et maximum, dans la gamme de variation de 40% autorisée par le fabricant (cf. informations transmises par la DAF), hauteur manométrique correspondante,
- le débit d'exploitation préconisé lors de la (ou des) première(s) année(s) de mise en exploitation du forage.

Le principe de dimensionnement proposé repose sur une **exploitation en continu des forages** (si les besoins en eau sont moins importants, les forages peuvent bien entendu être exploités de manière discontinue). Il a été privilégié, en concertation avec la DAF, pour des raisons de gestion du réseau de distribution, à une exploitation discontinue, qui aurait permis une plus grande souplesse en terme de dimensionnement des pompes : les pompes auraient pu être dimensionnées pour des débits beaucoup plus forts, permettant de maximiser temporairement (plusieurs jours, plusieurs semaines, ou lors de la ou des premières années de pompage) l'exploitation, sachant qu'en routine la limitation du nombre d'heures de pompage quotidien aurait permis de réguler les volumes prélevés. Ce type de rationalisation de l'exploitation pourra vraisemblablement être envisagé à terme lorsque le réseau de distribution sera équipé d'un dispositif de télégestion.

Tableau 1 : Ré-évaluation des débits d'exploitation des forages réalisés en 1999-2000																				Débit exploitable toute l'année					
Site	N° BSS	Hauteur repère mes. piezo. (h_estimée PVC /sol)	Profondeur (m)	Intervalle crépiné Haut (m)	Bas (m)	Piézométrie Prof./ repère Prof./ sol		Pompage d'essai			Paramètres hydrodynamiques et hypothèses sur les limites utilisées					Profondeur maxi de rabattement (m)	Hauteur de rabattement			Pertes de charge (3 ans)			Débit 24h/24 (m3/h)		
						(m)	(m)	Débit (m3/h)	Durée (h)	Descente (h)	Remontée (h)	T (m2/s)	S (-)	Limites (n)	b (m)		c (m)	Maxi (m)	Sécurité	Choisi	Total (m)	Puits (m)		s Aquif (m)	
Unité		(m/sol)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/h)	(h)	(h)	(m2/s)	(-)	(n)	m/(m3/h)	m/(m3/h)2										
Notes						(h)					(l)	(m)													
Kaweni 2	1230-7X-0020	0.49	52	11.63		48.03	5.11	4.62	57.5	12	12	7.00E-03	1.30E-03		0.03	1.8E-04		33.5	28.9	5	23.9	23.9	8.9	15.0	225.0
	1230-7X-0020	0.49	52	11.63		48.03	5.11	4.62	57.5	12	12	7.00E-03	1.30E-03	LE(720)	0.03	1.8E-04		33.5	28.9	5	23.9	24.1	7.0	17.1	200.0
	1230-7X-0020	0.49	52	11.63		48.03	5.11	4.62	57.5	12	12	7.00E-03	1.30E-03	LE(720)	0.03	1.8E-04		33.5	28.9	5	23.9	2.7	0.2	2.5	30.0
Kaweni 3	1230-7X-0021	0.48	61	19.26/33.46/39.09 (6")	30.46/38.86/58.9 (6")	13.4	12.9		47	12	12	1.40E-03	-	LA (50')	0.08	6.9E-04	H1	33.0	20.1	5.0	15.1	15.1	4.7	10.4	82.5
	1230-7X-0023	0.48	61	19.26/33.46/39.09 (6")	30.46/38.86/58.9 (6")	13.4	12.9		47	12	12	1.40E-03	-		0.08	6.9E-04	H2	33.0	20.1	5.0	15.1	15.0	1.7	13.3	49.0
	1230-7X-0024	0.48	61	19.26/33.46/39.09 (6")	30.46/38.86/58.9 (6")	13.4	12.9		47	12	12	1.40E-03	-	LE(720)	0.07	6.9E-04	H3	33.0	20.1	5.0	15.1	15.2	1.0	14.2	38.0
	1230-7X-0024	0.48	61	19.26/33.46/39.09 (6")	30.46/38.86/58.9 (6")	13.4	12.9		47	12	12	1.40E-03	-	LE(720)	0.07	6.9E-04	H3	33.0	20.1	5.0	15.1	11.5	0.6	10.9	30.0
Béja 1	1230-6X-0014	0.5	85	23.1		53.9	3.6	3.1	52	12	11.5	1.50E-03	-	LA (200')	0.10	6.2E-04	H1	23.1	20.0	5.0	15.0	14.0	1.5	12.5	50.0
	1230-6X-0015	0.5	85	23.1		53.9	3.6	3.1	52	12	11.5	1.50E-03	-	LA (200')	0.10	6.2E-04	H1	33.0	29.9	5.0	24.9	24.0	7.5	16.5	110.0
	1230-6X-0016	0.5	85	23.1		53.9	3.6	3.1	52	12	11.5	1.50E-03	-	LA (200')	0.10	6.2E-04	H1	53.0	49.9	5.0	44.9	44.8	18.9	25.9	175.0
	1230-6X-0017	0.5	85	23.1		53.9	3.6	3.1	52	12	11.5	1.50E-03	-		0.10	6.2E-04	H2	33.0	29.9	5.0	24.9	25.0	4.0	21.0	80.0
	1230-6X-0018	0.5	85	23.1		53.9	3.6	3.1	52	12	11.5	1.50E-03	-	LE (720mn)	0.10	6.2E-04	H3	53.0	49.9	5.0	44.9	24.5	2.5	22.0	63.0
Tsararano 1	1231-3X-0021	0.42	50	26.51		48.75	4.55	4.13	40	12	12.5	6.00E-04	-	LE (40')	0.15	1.6E-03		23.5	19.4	0.0	19.4	19.1	0.6	18.5	20.0
	1231-3X-0021	0.42	50	26.51		48.75	4.55	4.13	40	12	12.5	6.00E-04	-	E (40')+LE(72)	0.15	1.6E-03		23.5	19.4	0.0	19.4	19.6	0.0	19.6	3.5
Mréréni 2	1231-2X-0035	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12		5.00E-04	-	H et J	0.06	1.4E-03		35.6	30.0	5.0	25.0	25.0	6.2	18.8	68.0
	1231-2X-0036	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12	12	5.00E-04	-	H et J	0.06	1.4E-03		44.0	38.4	5.0	33.4	33.0	9.8	23.2	85.0
	1231-2X-0039	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12	12	4.50E-04	-		0.06	1.4E-03		35.6	30.0	5.0	25.0	25.0	1.9	23.1	37.5
	1231-2X-0039	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12	12	4.50E-04	-		0.06	1.4E-03		44.0	38.4	5.0	33.4	34.0	3.4	30.6	50.0
	1231-2X-0039	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12	12	4.50E-04	-	LE(3540)	0.06	1.4E-03		35.6	30.0	5.0	25.0	25.0	1.1	23.9	28.0
	1231-2X-0039	0.5	70	35.64		69	6.1	5.6	50	12	12	4.50E-04	-	LE(3540)	0.06	1.4E-03		44.0	38.4	5.0	33.4	33.0	1.8	31.2	37.0
Mronabeja	1231-6X-0032		70	23.5		65.5	3	3	15				-	LA	0.34	7.1E-03		30.0	27.0	0.0	27.0	26.9	8.7	18.2	35.0
	1231-6X-0032		70	23.5		65.5	3	3	15				-		0.34	7.1E-03		30.0	27.0	0.0	27.0	27.8	5.2	22.6	27.0
	1231-6X-0032		70	23.5		65.5	3	3	15				-	LE(720)	0.34	7.1E-03		30.0	27.0	0.0	27.0	26.4	3.4	23.0	22.0
Mtsangamouji 1	1230-2X-0017		81	31.48		78.74	Artésien	-1.5	60	12	8h30	1.40E-03	-	LE (40')	0.05	3.6E-04		31.5	33.0	5.0	28.0	27.5	2.5	25.0	70.0
	1230-2X-0019		81	31.48		78.74	Artésien	-1.5	60	12	8h30	1.40E-03	-	LE (40')	0.05	3.6E-04		66.0	67.5	5.0	62.5	62.1	8.1	54.0	150.0
	1230-2X-0020		81	31.48		78.74	Artésien	-1.5	60	12	8h30	1.40E-03	-	LE(40)+LE(720)	0.05	3.6E-04		66.0	67.5	5.0	62.5	62.2	0.2	62.0	22.0
	1230-2X-0021		81	31.48		78.74	Artésien	-1.5	60	12	8h30	1.40E-03	-	LE(40)+LE(1440)	0.05	3.6E-04		66.0	67.5	5.0	62.5	62.3	0.3	62.0	29.0
	1230-2X-0022		81	31.48		78.74	Artésien	-1.5	60	12	8h30	1.40E-03	-	LE(40)+LE(2880)	0.05	3.6E-04		66.0	67.5	5.0	62.5	62.0	0.5	61.5	38.0
Mtsangamouji 2	1230-6X-0016	0.7	80			35.8	35.1		60	12		1.40E-03	-	LE(70)	0.06	1.8E-04		59.9	24.8	5.0	19.8	19.5	0.5	19.0	52.5
	1230-6X-0016	0.7	80			35.8	35.1		60	12		1.40E-03	-	LE(70)+LE(720)	0.06	1.8E-04		59.9	24.8	5.0	19.8	19.5	0.0	19.5	7.5

2.1. SITE DE KAOUENI 2 (1230-7X-0020)

2.1.1. Rappel des interprétations initiales

Le pompage d'essai a été interprété selon le schéma de Theis sans limites d'alimentation ou étanche. On remarquera :

- une valeur de transmissivité ($7 \cdot 10^{-3}$ m²/s) plus élevée qu'aux autres forages,
- une couverture de l'aquifère par des formations peu perméables, ne favorisant pas une alimentation de celui-ci par les eaux de surface.

2.1.2. Niveau piézométrique pris en compte

Le niveau piézométrique avant les pompages d'essai était à 4,75 m de profondeur. En novembre 2001, il a été mesuré à 5,11 m de profondeur. Les minimums annuels sur les piézomètres Kawani 1 à 3 sont peu variables d'une année à l'autre et ne sont pas significativement différents en 2001 des autres années. La valeur la plus basse (5,11) a donc été retenue dans les calculs suivants (4,62 m par rapport au niveau du sol).

2.1.3. Position de la pompe

Ce forage traverse 27 m d'alluvions de natures diverses qui reposent sur une coulée de basalte (33,5m). Les critères retenus pour placer la pompe sont les suivants :

- éviter de la positionner en face des alluvions pour réduire le risque de venue de fines, d'autant plus que toute la partie alluvionnaire est crépinée,
- rechercher une position basse pour disposer d'une hauteur de rabattement favorable à un débit plus élevé.

On retiendra une position de la pompe à 40 m de profondeur, en regard des formations basaltiques, potentiellement les plus productives (avec également la possibilité, comme profondeur maximale envisageable, de la descendre jusqu'à 45 m, ce qui la situe 5 m au-dessus du fond du puits).

2.1.4. Rabattement maximal admissible

Sur ce site, la prise en compte du non dénoiement des principales venues d'eau (supposées se trouver au droit des formations basaltiques, sur la base de l'expérience acquise par ailleurs à Mayotte, le mode de réalisation de ce forage, tricône, n'ayant pas permis la réalisation de mesures de débit à l'avancement) devrait conduire à ne pas rabattre le puits au-delà de 33,5 m de profondeur. Les estimations de débits d'exploitation sont donc basées sur un rabattement maximal de 23,9 m (pompe à 40 m, niveau piézométrique d'étiage à 4,26 m et une marge de sécurité de 5 m).

2.1.5. Synthèse et recommandations

La valeur élevée de la transmissivité fait que l'on obtient, sur ce forage, des valeurs de rabattement relativement faibles : 8 m pour 100 m³/h (tabl. 1). Sur cette base, le débit prévisionnel calculé avec les hypothèses de l'interprétation du pompage d'essai et le rabattement maximal proposé ci-dessus est de 225 m³/h. Avec le rajout d'une limite étanche à 720 mn, il est de 200 m³/h.

La prise en compte d'un critère de sécurité maximale vis à vis du **biseau salé** (rabattement maximal de 2,7 m dimensionné, dans l'hypothèse d'un biseau salé de type Ghyben-Herzberg, de manière à ce que le fond du puits ne recoupe pas l'interface eau douce/eau salée) conduit à un débit maximal exploitable de l'ordre de 30 m³/h dans le cas de l'hypothèse pessimiste (limite étanche).

Sur ce site, le rabattement maximal admissible vis à vis de la position de la pompe ne constitue pas le critère limitatif pour fixer la limite supérieure du débit d'exploitation. **L'incertitude la plus forte concerne la dynamique du biseau salé.** Il est donc proposé une mise en exploitation prudente de l'aquifère et la mise en œuvre d'une approche spécifique globale au site (intégrant l'ensemble des forages) pour la caractérisation du biseau salé qui permettra, le cas échéant, de réviser à terme les modalités d'exploitation de l'aquifère.

Au forage de Kaouéni 2, en l'absence de données complémentaires sur le biseau salé, les éléments de dimensionnement de la pompe pourraient être les suivants :

- forage exploité à un débit de 30 m³/h,
- mais capable de produire un débit supérieur (voisin de 42 m³/h, soit 40% en plus selon les informations recueillies par la DAF auprès du fabricant) pour une hauteur manométrique de 34 m (hors refoulement au-delà du puits),
- pompe équipée d'un variateur automatique de débit au démarrage pour limiter les risques d'entraînement de matières en suspension.

Le développement du forage sera à poursuivre s'il était envisagé d'exploiter le puits ultérieurement à un débit supérieur à 50 m³/h, compte tenu du fait que l'on ne peut exclure une certaine productivité des formations alluviales et des venues de fines associées.

Une vigilance particulière devra être portée à la turbidité et à la physico-chimie des eaux pour des rabattements supérieurs à 12 m (dénoyage des formations alluviales). Par ailleurs, compte tenu de l'environnement rapproché de ce puits (zone industrielle de Kaouéni) des analyses préliminaires à l'exploitation et un suivi particulier de la qualité des eaux souterraines semblent encore plus indispensables que sur les autres sites de forage.

2.2. SITE DE KAOUENI 3 (1230-7X-0021)

2.2.1. Rappel des interprétations initiales

Le pompage d'essai a été interprété en faisant intervenir une limite alimentée. Cependant, compte tenu de la tendance du forage à poursuivre son développement au cours du pompage, il est possible que cette « limite » corresponde à un artefact lié à ce phénomène.

2.2.2. Niveau piézométrique pris en compte

La piézométrie disponible sur les piézomètres proches à partir de 1993 (Kawéni 1 à 3, situés dans le même contexte hydrogéologique) montre une stabilité des niveaux minimal et maximal annuels. On retiendra donc comme valeur d'étiage celle de novembre 2001, soit à 13,4 m de profondeur (12,9 m par rapport au repère).

2.2.3. Position de la pompe

La partie crépinée du forage ne recoupant que des formations basaltiques, la pompe pourra être positionnée en tout point en regard de ces formations. La réduction du diamètre à 38,8 m de profondeur (de 273 à 159 mm) conduit à préconiser de ne pas descendre la pompe plus bas que cette côte (risque accru de coincement). En négligeant cette contrainte, la profondeur maximale d'installation de la pompe est de 55 m, à 5 m du fond du trou.

2.2.4. Rabattement maximal admissible

Bien que ce forage n'ait fait l'objet que de 2 mesures du débit à l'avancement (gain de 30 m³/h au soufflage entre 50 et 60 m de profondeur), il est probable, sur la base du log géologique (localisation des niveaux fissurés ou scoriacés) que les principales venues d'eau se situent au toit de la première coulée (entre 20 et 25 m de profondeur) et surtout au sein des niveaux fissurés : entre 34 et 40 m et entre 47 et 61 m de profondeur. Il est donc proposé de ne pas rabattre le forage en dessous de 34 m de profondeur.

Les estimations suivantes seront basées sur un rabattement maximal de 16,1 m (rabattement maximal à la profondeur de 34 m, niveau piézométrique d'étiage à 12,9 m et marge de sécurité de 5 m).

2.2.5. Hypothèses des calculs de rabattement

- 1) H1: utilisation des résultats de l'interprétation des pompages d'essai.
- 2) H2 : suppression de la limite d'alimentation. C'est une hypothèse réaliste dans la mesure où cette limite est peut-être un artefact lié au développement non terminé de l'ouvrage. En outre, si cette limite correspond à une alimentation par la rivière Kaouénilajoli, ses effets peuvent disparaître en étiage du fait de son caractère non pérenne.

- 3) H3 : situation pessimiste avec apparition d'une limite étanche non atteinte lors du pompage d'essai. Comme pour les autres ouvrages, elle est placée à la fin de la durée du pompage d'essai, soit 12 heures. La limite d'alimentation n'est pas prise en considération dans cette hypothèse

Les débits prévisionnels obtenus sont les suivants :

- H1 : 82.5 m³/h ;
- H2 : 49 m³/h ;
- H3 : 38 m³/h.

Par ailleurs, la prise en compte d'un critère de sécurité maximale vis-à-vis **du biseau salé** (rabattement maximal de 11,5 m dimensionné, dans l'hypothèse d'un biseau salé de type Ghyben-Herzberg, de manière à ce que le fond du puits ne recoupe pas l'interface eau douce/eau salée) conduit à un débit maximal exploitable de l'ordre de 30 m³/h dans le cas de l'hypothèse H3.

2.2.6. Synthèse et recommandations

Au forage de Kaouéni 3, comme au forage de Kaouéni 2, mais dans une moindre mesure (le forage de Kaouéni 3 est à 1 200 m du « littoral » le plus proche), les risques vis-à-vis du biseau salé constituent la principale contrainte vis-à-vis de l'exploitation. Par ailleurs, et bien que les laves, par l'intermédiaire desquelles la recharge de l'aquifère est susceptible de se produire, affleurent bien en amont du site du forage (de manière comparable à ce qui est observé à Koualé, sous réserve d'une cartographie géologique plus précise), le bassin versant qu'il contrôle présente une taille nettement plus réduite que celui de Koualé (d'environ 2/3). Sur la base d'un taux de recharge similaire de l'aquifère (1/3 de 4 000 m³/j pendant 3 mois de recharge), la ressource maximale exploitable ne devrait pas dépasser 40 m³/h (24h/24). Cette évaluation grossière devra être révisée lorsque de nouvelles données auront été acquises.

Sur ce site, il est proposé une mise en exploitation prudente de l'aquifère à un débit de l'ordre de 30 m³/h tant que la vulnérabilité de l'aquifère vis à vis du biseau salé n'aura pas été définie à l'échelle de l'ensemble du site.

Les éléments de dimensionnement de la pompe pourraient être les suivants :

- pompe exploitée à un débit de 30 m³/h,
- mais capable de produire un débit supérieur (de 42 m³/h, soit 40 % de plus), pour une hauteur manométrique de 34 m (hors refoulement au delà du puits).

Une attention particulière devra être portée à l'évolution des rabattements lorsque ceux-ci atteindront la profondeur de 20 m, et jusqu'à environ 25 m, la possibilité du dénoyage d'une partie des venues d'eau alimentant le forage pouvant conduire à une baisse plus rapide des niveaux piézométriques.

Sur ce site, l'exploitation du forage à un débit plus important que celui du pompage d'essai (45 m³/h) ne devrait pas entraîner de venues durables de MES, les formations à porosité d'interstices n'étant pas crépinées. Une attention particulière devra néanmoins être portée au puits lors de sa mise en exploitation (augmentation progressive des débits et surveillance de la turbidité et des rabattements), d'autant plus que le forage a montré, lors des pompages d'essai, une tendance à la poursuite de son développement.

2.3. SITE DE BEJA 1 (1230-3X-0014)

2.3.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai a mis en évidence une limite d'alimentation qui peut correspondre au cours d'eau ou à un effet de réalimentation joué par les formations cendreuses et bréchiques, à vocation potentiellement capacitive.

2.3.2. Niveau piézométrique pris en compte

La profondeur du niveau d'eau le plus bas observé est celui du 3 décembre 2001 : 3,6 m soit 3,1 m par rapport au sol. Décembre étant une période d'étiage, 2001 une année plutôt de basses eaux et ne disposant pas d'informations piézométriques à proximité, c'est la valeur qui a été retenue pour les calculs de débit d'exploitation.

2.3.3. Position de la pompe

Trois positions de pompe sont envisagées :

- 1) au-dessus de la partie crépinée, soit à 23,1 m,
- 2) entre 33 et 44 m de profondeur, en face de la coulée de basalte, où les risques d'entraînement de MES sont faibles.
- 3) à 5 m du fond de forage, soit à 53 m de profondeur. Cette position n'a pas été retenue car ce serait positionner la pompe en face de niveaux cendres fins induisant de forts risques d'entraînement de MES.

A Béja 1, la profondeur maximale à ne pas dépasser pour la position de la pompe est de 44 m.

2.3.4. Rabattement maximal admissible

Dans le cas où la pompe est placée à 23,1 m, le rabattement ne devra pas dénoyer la pompe et devra donc être inférieur à 15 m (niveau d'étiage à 3,1 m et marge de sécurité de 5 m).

Dans le cas où la pompe est placée en face de la coulée de basalte, le pompage ne devra pas dénoyer les venues d'eau. Elles n'ont pas été clairement localisées lors de la foration, réalisée au rotary. Elles sont supposées, compte tenu de l'expérience acquise à Mayotte,

venir de la coulée de basalte (33 à 44,5 m de profondeur). Le rabattement disponible est, dans ces conditions, de 24,9 mètres.

2.3.5. Hypothèses de calcul

- 1) H1 : utilisation des résultats de l'interprétation des pompages d'essai.
 - 2) H2 : hypothèse plus pessimiste où la limite alimentée de l'interprétation est supprimée. Ceci peut correspondre à une situation d'étiage où la rivière n'alimenterait plus l'aquifère. En effet, à Beja, le cours d'eau présente un bassin versant de taille réduite et, par conséquent, un débit limité.
 - 3) H3 : c'est une hypothèse encore plus pessimiste dans laquelle une limite étanche est rajoutée à 720 mn (on suppose que cette limite apparaîtrait immédiatement après l'arrêt du pompage d'essai qui a duré 720 mn).
- Selon les hypothèses de l'interprétation du pompage d'essai (H1) :
- une pompe placée à 23 m permettrait un rabattement de 15 m avec un débit de 50 m³/h. Cette solution présente les avantages de placer la pompe en face d'un tube plein et de ne pas dénoyer les alluvions.
 - Une position de la pompe en face de la coulée de basalte, sans que les pompages la dénoient, autorise un rabattement de 24,9 m correspondant à un débit de 110 m³/h.
- Selon l'hypothèse où il n'y aurait pas de limite alimentée (H2), le débit possible est de 80 m³/h pour ne pas dénoyer les venues d'eau (pompe en face des basaltes).
- Avec l'hypothèse la plus pessimiste (avec une limite étanche), le débit possible devient 63 m³/h (pompe en face des basaltes).

2.3.6. Synthèse et recommandations

Ce site semble relativement peu vulnérable vis à vis de l'intrusion marine compte tenu de sa distance relative au littoral (1 400 m) mais aussi et surtout en raison des niveaux piézométriques élevés qui y sont observés. Par contre, il se situe sur un bassin versant de petite taille au sein duquel les formations à l'affleurement sont relativement altérées. Par ailleurs, les coupes de résistivité réalisées en 2001 dans le cadre des travaux d'implantation de nouveaux forages (rapport BRGM/RP-51498-FR) suggèrent que les laves recoupées par le forage n'affleurent pas directement dans le fond de la ravine. L'aptitude de cet aquifère à la recharge ou à une gestion active semble donc relativement plus limitée qu'à Koualé.

Compte tenu de ces éléments, nous préconisons :

- d'installer la pompe à 43 m de profondeur (ou sur l'intervalle 34-43 m),
- de la dimensionner de la manière suivante :
 - pompe pouvant être exploitée durablement à un débit de l'ordre de 45 m³/h,
 - mais capable de produire un débit de l'ordre de 63 m³/h (40 % au-dessus du débit minimal), pour une hauteur manométrique de 33 m (hors refoulement au-delà du puits),

- de la munir d'un variateur automatique de vitesse au démarrage,
- de pomper le puits au maximum des capacités de la pompe en 2002, soit $63 \text{ m}^3/\text{h}$,
- de procéder à un développement de l'ouvrage s'il devait être pompé à un débit supérieur à $65 \text{ m}^3/\text{h}$, sachant que le forage n'a été pompé qu'à $69 \text{ m}^3/\text{h}$ jusqu'à présent et qu'il recoupe des formations de type alluvionnaire pouvant donner lieu à des venues de MES.

Des pompes sont a priori disponibles pour fournir les débits proposés dans l'évaluation, en fonction de la HMT et du diamètre du forage, mais la vérification auprès des fabricants de pompe est nécessaire.

Le débit d'exploitation ne préjuge pas de la ressource en eau disponible sur ce site qui devra être évaluée sur le long terme, le bassin versant étant de petite taille et les possibilités d'échanges avec les eaux de surface limitées. Il n'est donc pas assuré que le débit de $63 \text{ m}^3/\text{h}$ puisse être maintenu à longueur d'année. Par contre, compte tenu de la bonne transmissivité de l'aquifère sur ce site, le choix d'une exploitation en continu et d'hypothèses sécuritaires est relativement pénalisant, car il ne permet pas d'envisager de tester sur le long terme les capacités du forage à être pompé à un débit plus important (de l'ordre de $100 \text{ m}^3/\text{h}$, voire plus).

2.4. SITE DE TSARARANO 1 (1231-3X-0021)

2.4.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai a mis en évidence une limite étanche qui correspond vraisemblablement au caractère compartimenté de l'aquifère. La transmissivité est relativement faible ($6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$).

2.4.2. Niveau piézométrique pris en compte

La profondeur de niveau d'eau était de 3.2 m avant les pompages d'essai (avril 2000). Nous avons retenu comme base de calcul la valeur la plus basse de 2001 à Tsararano 1, soit 4,55 m.. Ceci correspond à 4.13 m par rapport au repère.

2.4.3. Position de la pompe

La pompe peut être positionnée sur toute la hauteur de la partie crépinée du forage située entre 31 m et 45 m ; il s'agit de formations peu susceptibles du point de vue de l'entraînement des MES. On évitera ainsi de placer la pompe respectivement en face des altérites et du basalte à olivine altéré, qui pourrait entraîner des venues de fines, et en fond de puits. La meilleure position se situerait entre 34 et 37 m de profondeur (en dehors des zones de venues d'eau). Si une profondeur maximale de position de la pompe est souhaitée, celle-ci pourra être positionnée à 44 m de profondeur (à 4,75 m du bouchon de pied).

2.4.4. Rabattement maximal admissible

Sur ce forage, le rabattement maximal sera déterminé de façon à ne pas dénoyer le paléosol argileux situé entre 23,5 et 28 m, pour éviter le risque de venue de fines. On évitera aussi, en prenant cette contrainte, de dénoyer les crépines situées à 26,5 m. Dans ces conditions, le rabattement maximal est de 19,4 m, en ne prenant pas, dans le cas de ce forage, de marge de sécurité.

2.4.5. Hypothèses des calculs de rabattement

- 1) H1: utilisation des résultats de l'interprétation des pompages d'essai : un débit de 20 m³/h est envisageable.
- 2) H2 : hypothèse plus pessimiste où une deuxième limite étanche est supposée être atteinte au bout de 12 h de pompage : le débit d'exploitation ne serait plus que de 3,5 m³/h.

2.4.6. Synthèse et recommandations

Ce site montre une capacité de production limitée, en exploitation continue (débit inférieur à 10 m³/h), qui va constituer la principale contrainte à l'exploitation. Compte tenu de ces éléments, nous préconisons, pour une valorisation maximale de ce forage :

- d'installer la pompe à une profondeur maximale, sans dépasser 45 m pour ne pas la placer complètement en fond de puits,
- de la dimensionner de la manière suivante :
 - d'exploiter le forage à un débit de 11 m³/h lors de sa phase initiale de mise en fonctionnement, pour une hauteur manométrique de 40 m (hors refoulement au-delà du puits),
 - la pompe pouvant être exploitée durablement à un débit de l'ordre de 8 m³/h,
- de ne pas dépasser, en exploitation de routine, un rabattement atteignant la profondeur de 30 m,
- de procéder, dans l'hypothèse où des rabattements plus importants seraient envisagés, à un suivi débit/rabattements/turbidité afin de préciser l'impact du dénoisement éventuel de certaines venues d'eau sur la productivité du forage.

2.5. SITE DE MRERENI 2 (1231-2X-0035)

2.5.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai réalisé en 2000 a mis en évidence une limite d'alimentation qui avait été interprétée comme pouvant correspondre soit au cours d'eau, soit à un effet de réalimentation joué par les formations alluviales et/ou cendreuse et bréchiques, à vocation potentiellement capacitive.

2.5.2. Interprétation du nouveau pompage réalisé en mars 2002

Dans le cadre des travaux d'équipement du forage, un pompage a été réalisé sur le forage de Mréréni 2. Compte tenu de son débit ($57 \text{ m}^3/\text{h}$ environ en moyenne), légèrement supérieur à celui du pompage d'essai de 2000 ($50 \text{ m}^3/\text{h}$), et surtout de sa durée (près de 59 h environ), beaucoup plus longue (12 h seulement en 2000), ce pompage sollicite l'aquifère de manière significativement plus importante que le pompage d'essai réalisé en 2000. Il est donc susceptible de limiter l'incertitude sur les résultats du premier essai et a donc fait l'objet d'une interprétation à la manière d'un essai de nappe.

2.5.2.1. Données disponibles

Les données du pompage ont été acquises avec le dispositif de suivi de l'exploitation installé dans le cadre de la mise en place de la pompe. Ce dispositif est similaire à celui qui équipe le forage de Koualé 1 (cf. chapitre 4.). Les données disponibles, au pas de temps d'une minute, sont les suivantes (fig. 1) :

- **piézométrie** : du 15/03/02 12h au 21/03/02 à 3 h15, avec une interruption des mesures. Le pompage ayant débuté le 18/03/02 à 9 h, des mesures de la piézométrie au repos sont disponibles sur une période de 69 h environ. L'altitude du niveau piézométrique est arbitraire ($32,5 \text{ m}$ environ au repos, ce qui ne montre aucune concordance avec le niveau piézométrique mesuré en 2000, voisin de 10 m NGM). L'incertitude de mesure du capteur est de l'ordre de $\pm 2 \text{ cm}$ (la plage de variation de la mesure piézométrique au repos n'excède pas 4 cm – fig. 6), sa résolution étant d' 1 cm (pas de mesure : 1 cm),
- **débit** : lorsque la pompe ne fonctionne pas, le débitmètre affiche une valeur proche de 0 ($0,05 \text{ m}^3/\text{h}$ environ). Le débitmètre n'a pas été calibré en pompage. Le pompage débute le 18/03 à 9h à un débit de $65 \text{ m}^3/\text{h}$ environ qui décroît avec l'augmentation de la hauteur manométrique ($60 \text{ m}^3/\text{h}$ au bout d' $1 \text{ h}10$ de pompage, $57 \text{ m}^3/\text{h}$ au bout de 15 h de pompage, $56,3 \text{ m}^3/\text{h}$ en fin d'essai). Des valeurs ponctuelles (une seule minute) de plus faible débit ainsi qu'une interruption de l'acquisition du débit (le 19/03 de 19 h12 à 20 h17) apparaissent au sein de la chronique, mais n'ont pas été prises en considération lors de l'interprétation du pompage d'essai. Elles ont en effet été interprétées comme des artefacts de mesure (pas de remontée du niveau piézométrique associée, y compris pour la plus longue période). Le pompage est interrompu par une panne de courant le 20/03 à 19 h40. Les mesures de la remontée sont disponibles du 20/03 21h01 au 21/03 3h15,
- **conductivité électrique** : disponible uniquement pendant la période de pompage. L'incertitude de mesure du capteur est de l'ordre de $\pm 5 \mu\text{S}/\text{cm}$ (la plage de variation de la mesure est de l'ordre de $10 \mu\text{S}/\text{cm}$ – fig. 2).

Nouvel appareil 1 (appareil 1)

BRGM/RP-51603-FR

Mayotte – Réévaluation des débris d'exploitation

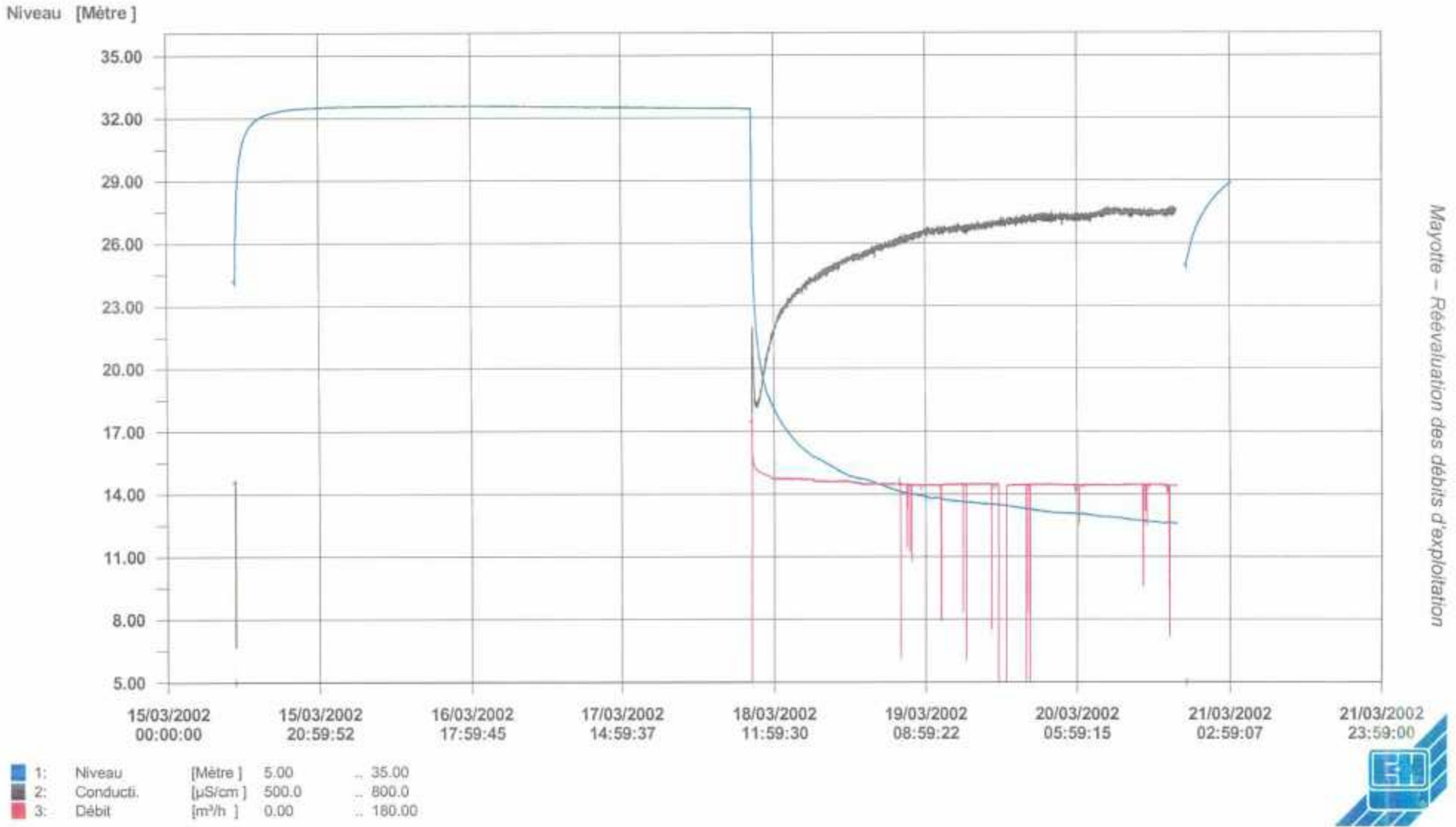


Fig. 1 : Forage de Mrereni 2. Début du pompage de mars 2002 : évolution des niveaux d'eau, de la conductivité et du débit de pompage.



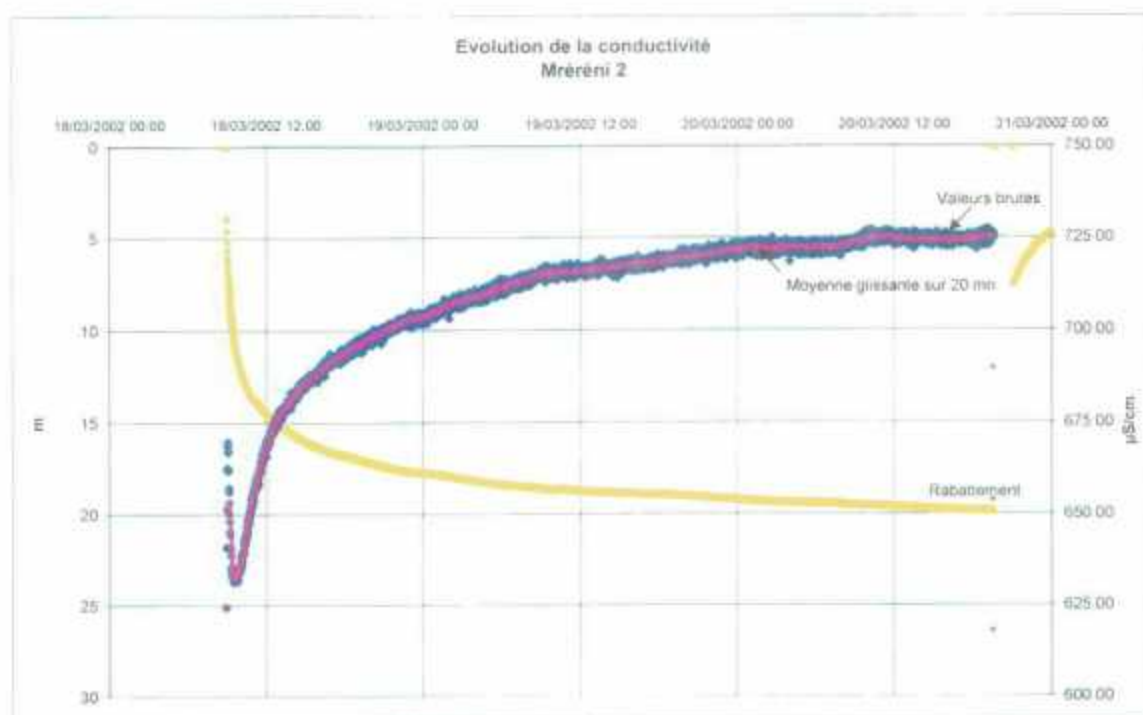


Fig. 2 : Forage de Mrereni 2. Evolution de la conductivité électrique des eaux lors du pompage de mars 2002.

2.5.2.2. Interprétation du pompage à la manière d'un essai de nappe

Les données recueillies ont fait l'objet d'un traitement simple afin d'alléger le fichier (suppression d'une partie des données, de manière à constituer un fichier comprenant un intervalle entre deux données passant progressivement d'une minute en début d'essai à une heure en fin de pompage : la remontée a été conservée avec un pas de temps d'une minute). L'interprétation du pompage a été menée dans un premier temps avec une solution analytique de Theis, comme lors de l'essai réalisé en 2000. Un bon ajustement est obtenu avec des paramètres similaires à ceux utilisés en 2000 (cf. tableau ci-après et fig. 3).

Un ajustement encore meilleur est obtenu, tant à la descente qu'à la remontée, en particulier sur la dernière partie du pompage, avec une solution analytique de type « Hantush et Jacob » (fig. 4 – $T = 4,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$; épaisseur et perméabilité de l'« éponte imperméable » : respectivement 1 m et $1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; sans signification absolue dans la mesure où le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère n'est pas significatif au puits).

La tendance à la « stabilisation » des niveaux piézométriques, un peu moins importante qu'avec une « limite alimentée », est interprétée comme un effet de « drainance », ce qui semble logique dans le contexte hydrogéologique du forage : absence de cours d'eau significatif à proximité du puits, formations peu perméables à semi-perméables saturées en eau en subsurface, etc.



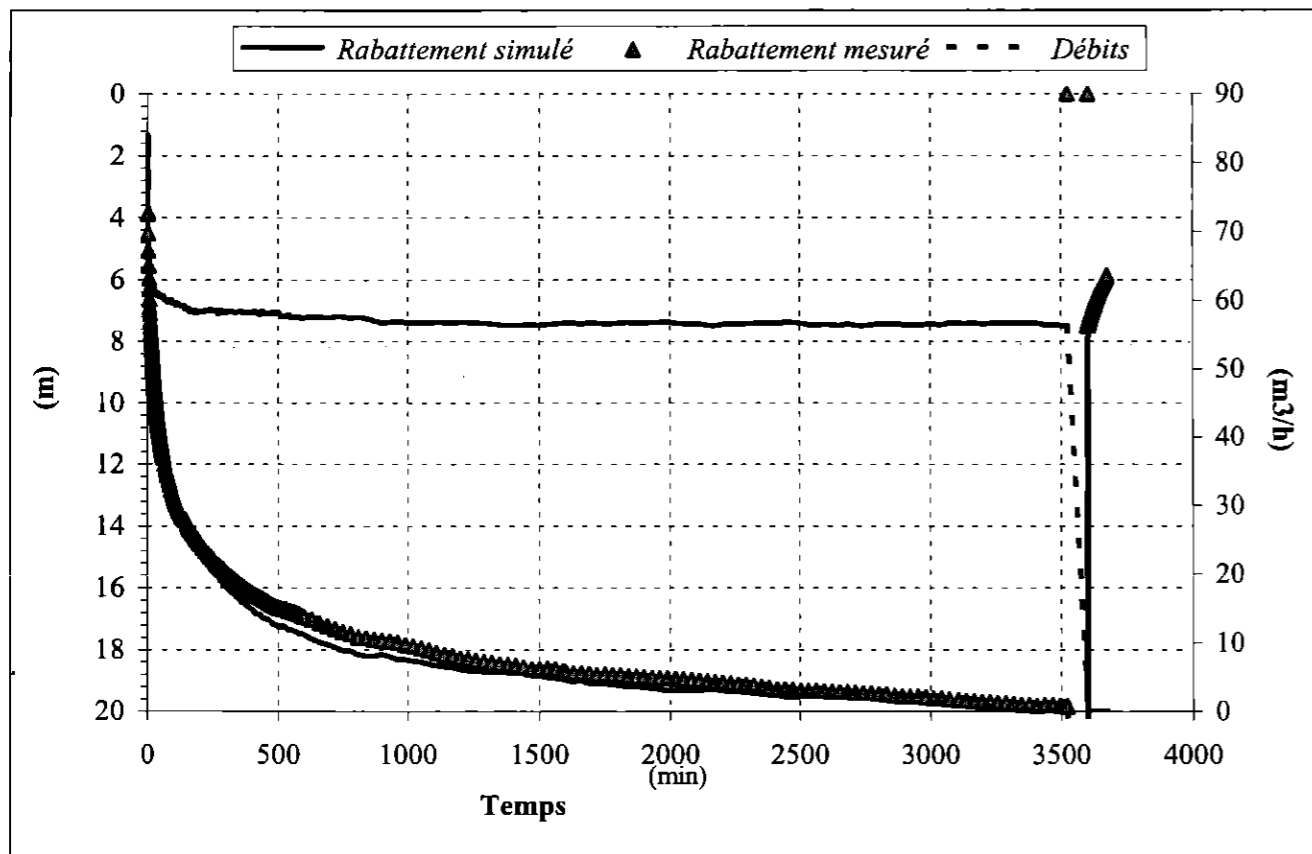
Affaire
Client

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Mrer

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GENERALES

Fichier traité	LDMREI-1.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	0 m
Aquifère testé		Rabatement Maximum	19.83 m
Nom du forage	Mrer	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Transmissivité	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de P.d.C. quadratiques (s²/m²)	Skinitz
4.50E-04	1.70E+01	1.40E-01	1.7E+04	

Effet de vidange : Oui

Effet de capacité : Oui

LIMITE L1	
L1	Alimentée
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	500

LIMITE L2	

Fig. 3 : Forage de Mrereni 2. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis.



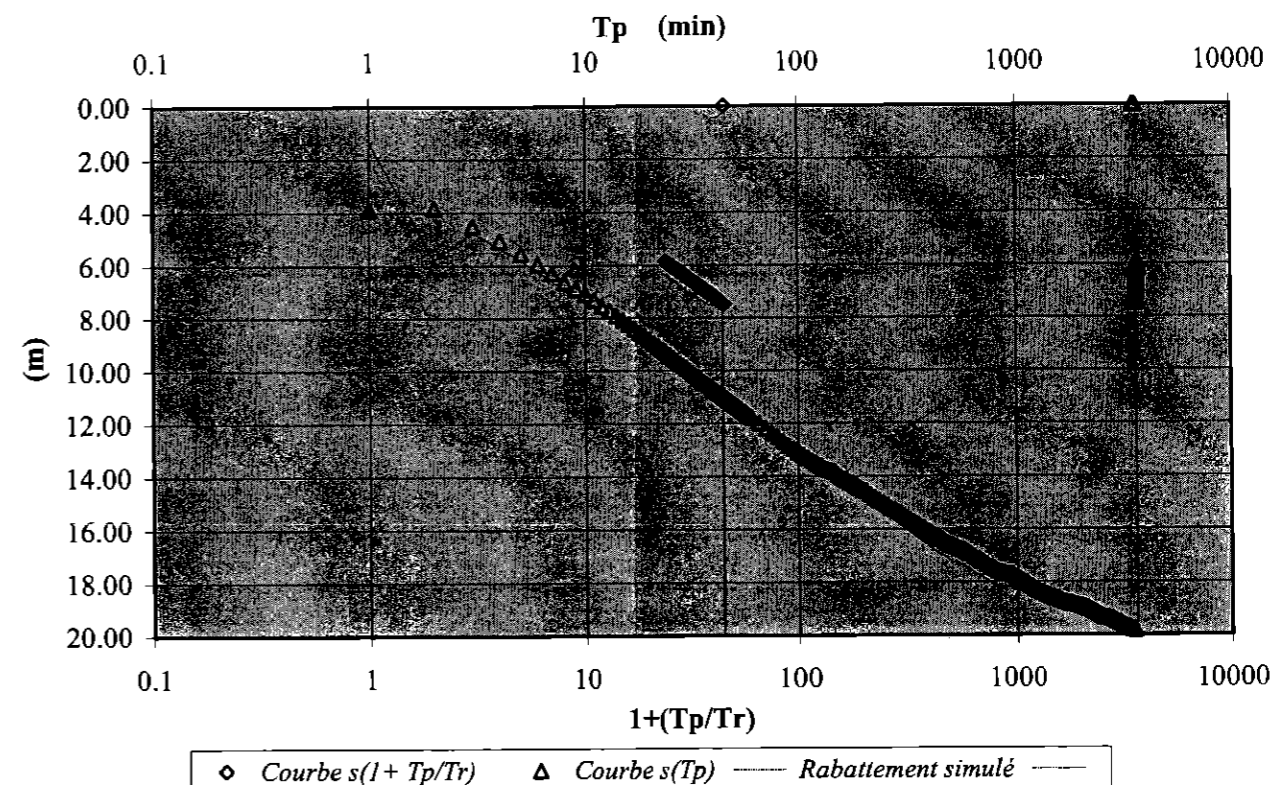
Affaire
Client

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Mrer

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GENERALES

Fichier traité	LDMREI-1.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	0 m
Aquifère testé		Rabatement Maximum	19.83 m
Nom du forage	Mrer	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Transmissivité	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de P.d.C. quadratiques (s²/m²)	Skinitz
4.50E-04	1.70E+01	1.40E-01	1.7E+04	

Effet de vidange : Oui

Effet de capacité : Oui

LIMITE L1	
L1	Alimentée
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	500

LIMITE L2	



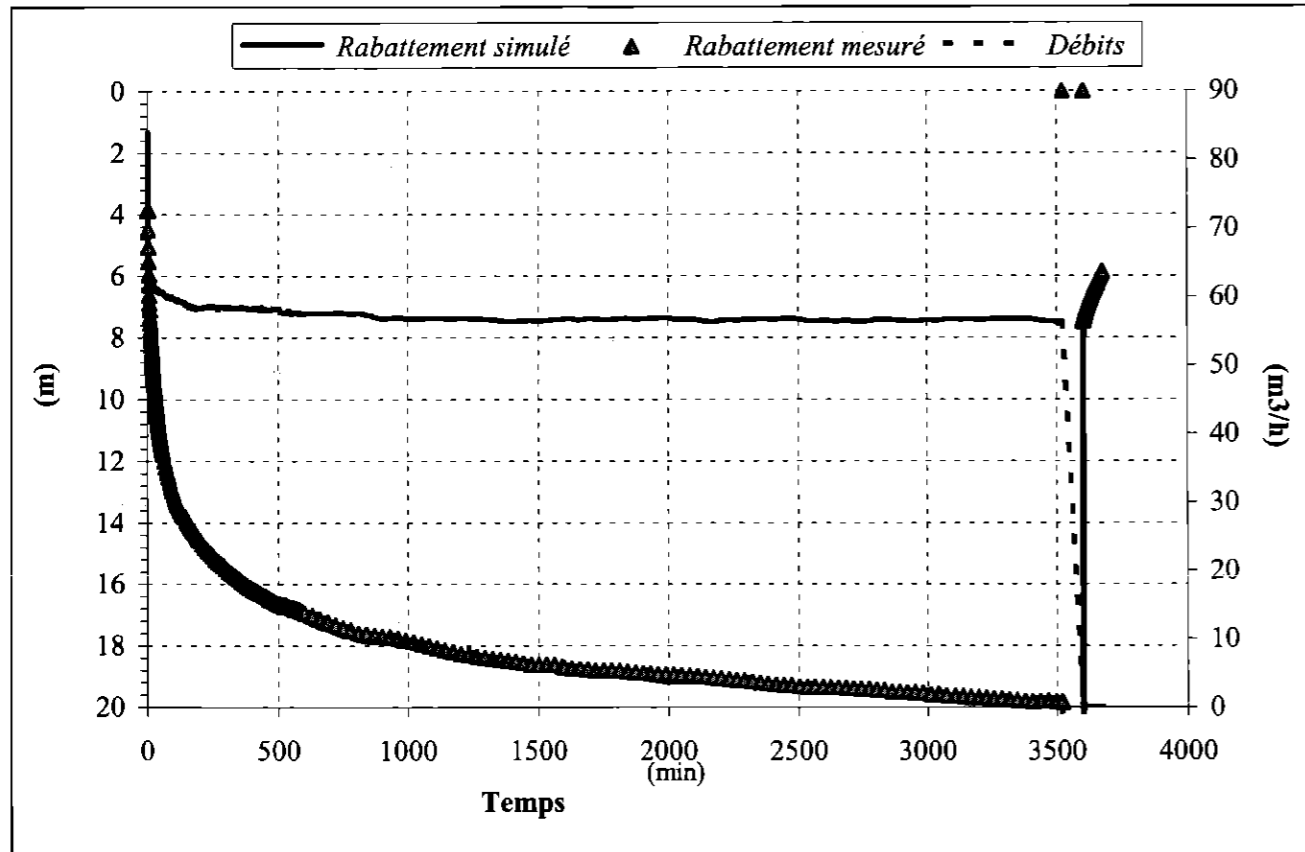
Affaire
Client

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Mrer

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GENERALES

Fichier traité	LDMREI-1.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	0 m
Aquifère testé		Rabattement Maximum	19.83 m
Nom du forage	Mrer	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : HANTUSH & JACOB

Transmissivité (m²/s)	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de Péclet quadratique (s²/m²)
4.50E-04	1.70E+01	1.40E-01	1.7E+04

Effet de vidange : Oui

Effet de capacité : Oui

LIMITE L1

LIMITE L2



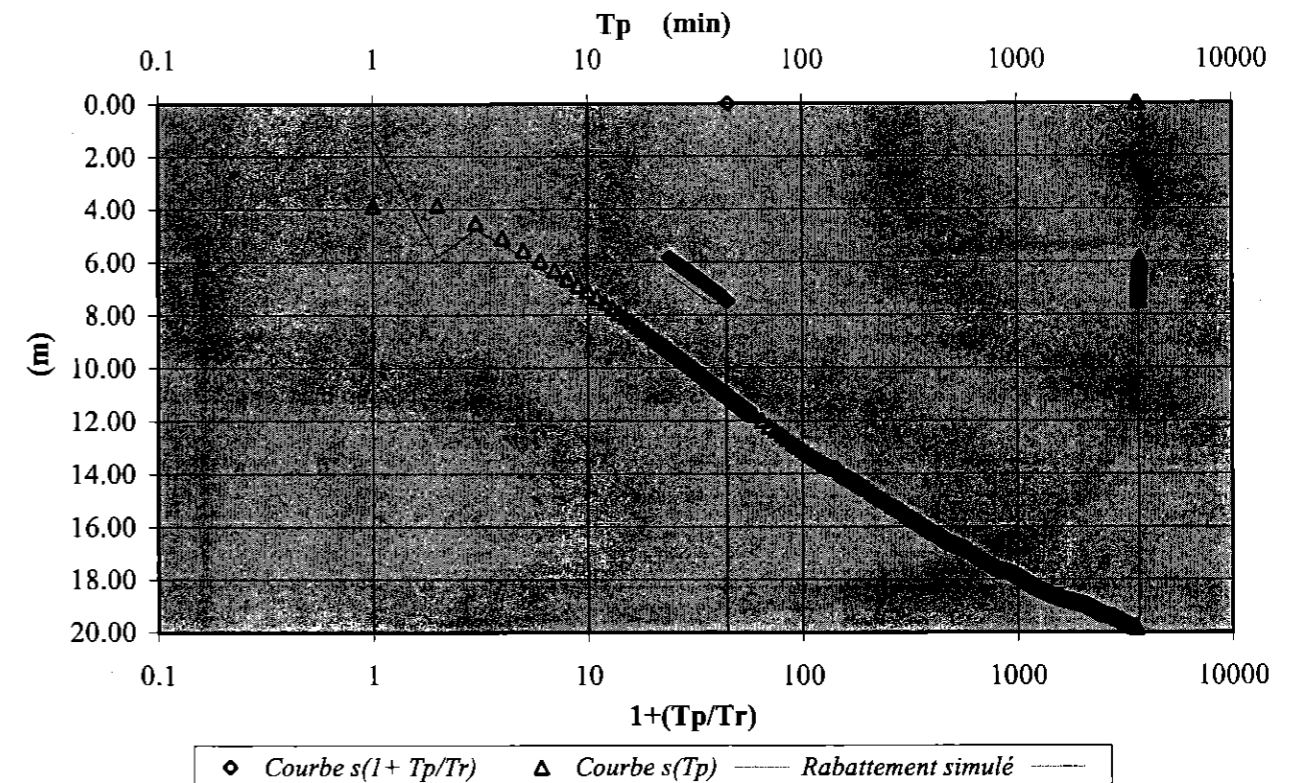
Affaire
Client

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Mrer

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GENERALES

Fichier traité	LDMREI-1.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	0 m
Aquifère testé		Rabattement Maximum	19.83 m
Nom du forage	Mrer	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : HANTUSH & JACOB

Transmissivité (m²/s)	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de Péclet quadratique (s²/m²)
4.50E-04	1.70E+01	1.40E-01	1.7E+04

Effet de vidange : Oui

Effet de capacité : Oui

LIMITE L1

LIMITE L2

Fig. 4 : Forage de Mrereni 2. Interprétation du pompage selon un schéma de Hantush et Jacob

Forage de Mreréni 2 : interprétation avec une solution analytique de Theis				
	Transmissivité (m ² /s)	Coefficient d'emmagasinement (non significatif car déterminé au puits)	Coefficient de pertes de charges quadratiques (s ² /m ³)	Limites
Essai de 2000	5.15 10 ⁻⁴	(15)	17 000	Alimentée (500 mn)
Pompage de 2001	4.5 10 ⁻⁴	(17)	17 000	Alimentée (500 mn)

2.5.2.3. Evolution de la conductivité au cours du pompage

Au cours du pompage, la conductivité montre une tendance générale à l'augmentation (fig. 2) Après une courte période de diminution (de 670 à 632 µS/cm au cours des 40 premières minutes du pompage, pouvant par exemple correspondre à l'absorption progressive, par la pompe, d'eaux moins conductrices contenues au sein du tubage), la conductivité augmente relativement rapidement au début de l'essai, puis de manière asymptotique. En fin de pompage, elle est de l'ordre de 725 µS, valeur similaire à celle obtenue au cours du pompage d'essai réalisé en 2000 (cf. §3.).

Dans le détail, l'évolution de la conductivité peut être interprétée sous la forme d'une succession de droites montrant alternativement des pentes relativement fortes (mais diminuant de l'une à la suivante) et des conductivités quasi constantes (fig. 5) Ces évolutions suggèrent le caractère relativement hétérogène de l'aquifère (contribution progressive de différentes fractures ou zones différentes de l'aquifère au cours de l'essai ?).

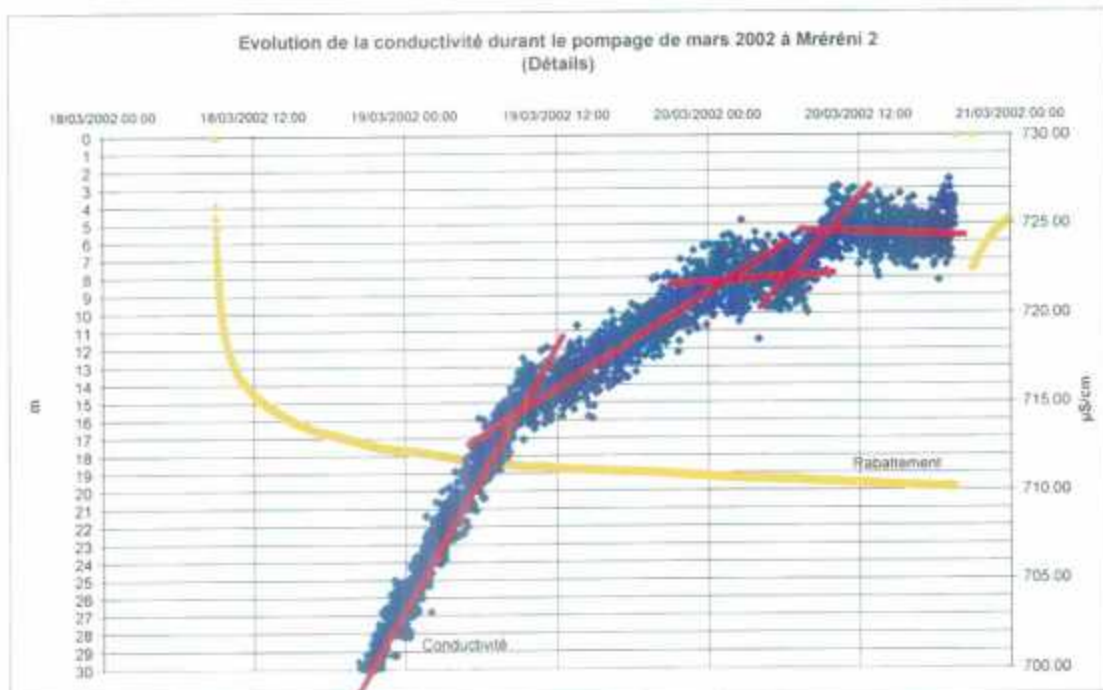


Fig. 5 : Forage de Mreréni 2. Evolution de la conductivité électrique des eaux lors du pompage de mars 2002 (zoom sur la partie finale du pompage).

2.5.2.4. Evolution des niveaux piézométriques au repos

Les données piézométriques enregistrées avant la mise en fonctionnement de la pompe (fig. 1) ont été utilisées pour estimer la précision du capteur (cf. 2.5.2.1. et fig. 6). Elles permettent également les constatations suivantes :

- les niveaux piézométriques montrent une **évolution régulière de « grande » longueur d'onde** (à l'échelle des mesures disponibles) :
 - augmentation des niveaux piézométriques jusqu'au 16/03 17 h environ. Cette montée apparente correspond sans doute à un artefact lié à la mise en place du capteur et de la pompe (mise à l'équilibre du capteur, élongation progressive de son support ?),
 - baisse régulière ensuite, d'environ 14 cm, jusqu'au début du pompage (soit 3.5 mm/h environ). Cette baisse est peut être liée au tarissement naturel de l'aquifère après un épisode de recharge, ce qui paraît logique en saison des pluies. Comme à Koualé (cf. chapitre 4.), le suivi, sur le long terme, des variations piézométriques au forage permettra de caractériser les modalités de la recharge de l'aquifère,
- après filtrage (lissage des données brutes par moyenne glissante de 60 minutes et soustraction de la dérive, considérée comme linéaire – fig. 6), des **fluctuations d'apparence périodiques** sont révélées. Bien que d'ampleur modeste, ces fluctuations sont significatives : **environ 1,5 cm d'amplitude totale**. Elles peuvent correspondre à différents effets liés :
 - aux variations de la pression atmosphérique, car on ne sait pas si le capteur de pression est compensé des variations de pression atmosphérique (dans cette optique, il serait souhaitable de recueillir les caractéristiques techniques des capteurs mis en place sur les forages),
 - à la marée terrestre, possible dans le cas d'un aquifère captif,
 - à la marée s.s. (variations de la cote du plan d'eau au sein du lagon).

Dans ce dernier cas, le signal observé peut être utilisé pour évaluer la diffusivité de l'aquifère (cf. de Marsily¹, 1986, pp. 198-201).

Sur la base des paramètres suivants : ratio variations piézométriques au sein de l'aquifère (moins de 2 cm) / variation du niveau d'eau au sein du lagon (évaluée à 2 m) $\cong 0,01$; temps (t) entre la variation au sein du lagon et l'observation au sein du forage compris entre 1h et 24h, distance entre le forage et la mer, évaluée à 1065 m, coefficient d'emmagasinement (S) compris entre 10^{-3} et 10^{-4} (aquifère captif), **la transmissivité de l'aquifère est estimée entre 1.10^{-4} et $2.10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$** ^[2] (T estimée augmente si S augmente et si t diminue).

Cette estimation, valable uniquement si les effets observés sont uniquement liés à la marée s.s., suggère une relativement bonne connexion entre l'aquifère et le lagon (transmissivité du même ordre de grandeur, voire même plus élevée que celle

¹ Marsily (de) G. (1986).- Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers.- Academic Press.

² Un ordre de grandeur en tout point similaire est obtenu en considérant que la nappe, captive, est soumise à des fluctuations périodiques (cf. Carslaw et Jaeger, 1959.- Conduction of heat in porous media).

de l'aquifère aux environs du forage), **qui doit inciter à la prudence, vis-à-vis des risques d'intrusion saline, quant aux conditions d'exploitation de ce forage.**

Par ailleurs, l'utilisation de la transmissivité déterminée lors du pompage permet, toujours sur la base des mêmes hypothèses, d'évaluer le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère : entre 1.10^{-5} et 5.10^{-4} , ce qui est en accord avec son caractère captif.

Ces premiers résultats montrent l'intérêt de l'acquisition de données piézométriques aux forages non encore exploités, avec un pas de temps de courte durée (en compensant si nécessaire la précision du capteur par la réalisation de mesures à un pas de temps très détaillé).

Le traitement des fluctuations piézométriques de courte longueur d'onde, observées sur une durée de l'ordre de quelques jours ou quelques semaines, devrait permettre :

- de dissocier les différentes causes des variations piézométriques : variation de pression atmosphérique (données Météo France) et de marée (s.l.),
- par comparaison du signal avec l'allure des variations des niveaux d'eau au sein du lagon, de dissocier les effets de marée terrestre de la marée s.s., et d'en estimer, avec une bien moindre incertitude que ci-dessus, la diffusivité de l'aquifère entre le forage et le littoral.

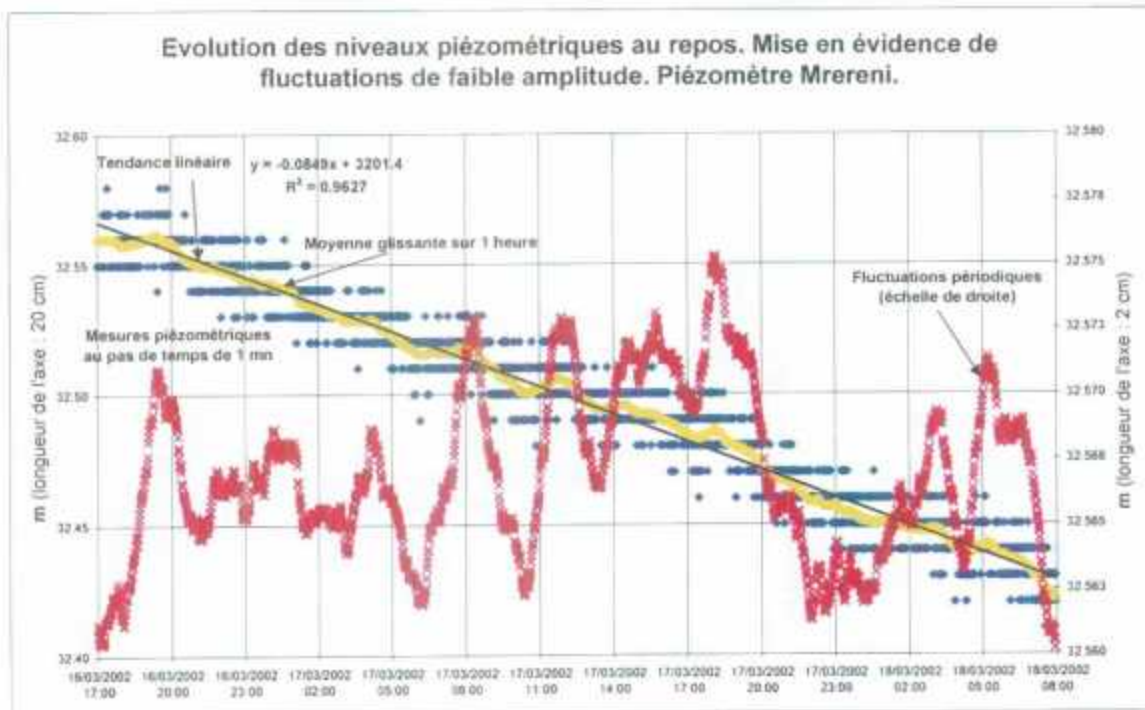


Fig. 6 : Evolution des niveaux piézométriques au repos. Mise en évidence de fluctuations de faible amplitude. Piézomètre Mreréni.

Par ailleurs, l'estimation proposée ci-dessus pour le forage de Mreréni est en relative contradiction avec le gradient piézométrique estimé entre le forage et le littoral (1 %

environ, la cote piézométrique au forage étant voisine de 10 m NGM), valeur forte pour des écoulements au sein d'un aquifère relativement perméable. Cette estimation comprend cependant des incertitudes : altitude exacte de la tête de puits (estimée à +/-1 m) mais aussi et surtout altitude du niveau moyen de la mer rapporté au NGM, un écart de plusieurs mètres entre le 0 m NGM et le niveau moyen de la mer ne pouvant être exclu.

Il serait donc souhaitable de :

- procéder systématiquement au nivellement des forages (rattachement au NGM),
- recueillir des données sur la marée au sein du lagon : annuaire des marées ; à défaut, mise en place temporaire, pendant la période d'acquisition de données à un pas de temps très court au forage, d'un capteur de pression sur le littoral au droit du forage considéré,
- déterminer l'altitude exacte, exprimée en m NGM, du niveau moyen de la mer : sur la base de données existantes (information à recueillir auprès des maîtres d'ouvrages ou géomètres ayant assuré les travaux portuaires de Longoni par exemple) ou de mesures (mise en place d'un capteur du niveau de la mer pendant quelques semaines sur un ponton toujours en eau).

Ces recommandations sont valables pour tous les forages situés à proximité du littoral.

2.5.3. Niveau piézométrique pris en compte

A partir des données disponibles suivantes (piézomètre de la campagne de forages de 1990 situé à 9,8 m du puits) :

		Profondeur du niveau d'eau (m)
Janvier 1996	Piézomètre	6,5
Septembre 2000	Piézomètre	5,5
Janvier 2001	Forage	5,1
Novembre 2000	forage	6,1

Le niveau bas d'étiage peut être estimé par deux méthodes :

- la première, en prenant la valeur de janvier 2001 au puits, à laquelle on retranche la différence de niveau sur le piézomètre entre septembre 2000 (valeur la plus proche de janvier 2001) et celle de janvier 1996 (valeur la plus basse observée), soit 1 m ;
- la deuxième en retenant la valeur d'étiage de novembre 2000 au forage.

Ces deux valeurs étant similaires, on retiendra donc la valeur d'étiage pour les calculs, à **6,1 m** de profondeur par rapport au repère et à **5,6 m** par rapport au sol.

2.5.4. Position de la pompe

Deux positions de pompe sont envisagées :

- 1) Au-dessus de la partie crépinée, soit à 35,6 m de profondeur ;
- 2) Au sein de la partie crépinée, sachant que, compte tenu des formations géologiques recoupées (laves), ce positionnement ne devrait pas poser de problème. Le positionnement optimal se situerait entre 48 et 53 m de profondeur, zone sans venue d'eau significative.

En profondeur maximale, la pompe peut être placée à 64 m, à 5 m au-dessus du fond du forage.

2.5.5. Rabattement maximal admissible

Dans le cas où la pompe est placée à 35,6 m, le rabattement ne devra pas dénoyer la pompe et devra donc être inférieur à 25 m (niveau d'étiage à 5,6 m et marge de sécurité de 5 m).

Dans le cas où la pompe est placée au sein de la partie crépinée, il est préconisé de ne pas dénoyer les venues d'eau les plus significatives qui débutent à 44 m de profondeur. Le rabattement disponible est, dans ces conditions, de 33,4 m. (niveau d'étiage à 5,6 m et marge de sécurité de 5 m).

Hypothèses des calculs de rabattement

- 1) H1: utilisation des résultats de l'interprétation du nouveau pompage (mars 2002 : solution de type Hantush et Jacob).
- 2) H2 : hypothèse plus pessimiste avec la solution analytique de Theis (mars 2002), sans prise en compte de limite alimentée. Ceci peut correspondre à une situation d'étiage où la rivière ou, a fortiori les formations capacitives qui environnent l'aquifère n'alimenteraient plus celui-ci. Ceci est très probable dans ce secteur assez peu arrosé de Mayotte.
- 3) H3 : c'est une hypothèse encore plus pessimiste dans laquelle une limite étanche est rajoutée à l'hypothèse H2 avec un temps d'influence de 3 540 mn (on suppose que cette limite apparaîtrait immédiatement après l'arrêt du pompage - de mars 2002 - qui a duré 3 540 mn).

Résultats

- Selon les hypothèses de l'interprétation du pompage de mars 2002 (H1) :
 - une pompe placée à 35,6 m permettrait un rabattement de 25 m avec un débit de 68 m³/h. Cette solution présente l'avantage, non déterminant ici, de placer la pompe en face d'un tube plein,
 - un rabattement maximal de 33 m (pompe à 44 m de profondeur) correspond à un débit de 85 m³/h.

- Avec la pompe placée à 44 m de profondeur :
 - avec l'hypothèse H2, sans limite alimentée, le débit d'exploitation pourrait être de 50 m³/h ;
 - avec l'hypothèse d'une limite étanche (H3), le débit d'exploitation serait alors de 37 m³/h.

2.5.6. Synthèse et recommandations

Sur ce site, l'incertitude la plus forte concerne la dynamique du biseau salé et l'aptitude de l'aquifère à être rechargé en saison des pluies.

Les premiers éléments disponibles quant au premier point incitent à la prudence. La prise en considération d'un critère de sécurité fort vis à vis du biseau salé (rabattement maximal de 7,5 m dimensionné de manière à ce qu'un biseau salé de type Ghyben-Herzberg n'atteigne pas le fond du forage) conduirait, dans le cas de l'hypothèse la moins pessimiste (H1) à limiter le débit d'exploitation à 22 m³/h environ.

Par ailleurs, les éléments disponibles quant au second point conduisent aussi à une certaine prudence : taille des bassins versants réduite et précipitations assez limitées dans ce secteur de Mayotte.

Sur ce site, il est préconisé, si aucune investigation supplémentaire n'a permis de définir sa vulnérabilité vis à vis du risque d'intrusion saline :

- d'installer la pompe à une profondeur maximale au sein du forage, sans dépasser 65 m pour ne pas la placer complètement en fond de puits ; il est proposé de la placer entre 48 et 53 m,
- de la dimensionner de la manière suivante :
 - forage exploité à un débit de 22 m³/h,
 - mais capable de produire un débit maximal de l'ordre de 31 m³/h pour une hauteur manométrique de 36 m (hors refoulement au-delà du puits).

Sur ce site, un suivi de la turbidité devra être réalisé lors de la mise en route du forage en raison d'un (faible) risque d'entraînement de minéraux (de type kaolinite ?) liés à l'hydrothermalisme.

2.6. SITE DE MRONABEJA (1231-6X-0032)

2.6.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai a mis en évidence une limite alimentée qui peut être liée au cours d'eau ou éventuellement à un effet capacitif à associer aux formations alluviales.

2.6.2. Niveau piézométrique pris en compte

Lors des pompages d'essai, le niveau piézométrique se situait à environ 3,5 m de profondeur. Les calculs suivants seront basés sur cette valeur (3 m par rapport au repère). Le suivi sur le piézomètre de Mronabéja indique l'année 2000 présentent les niveaux les plus bas jamais observés (période 1993-2000) à partir de fin mai- début juin.

2.6.3. Position de la pompe

La pompe sera positionnée ailleurs qu'en face des alluvions (qui sont observées jusqu'à 28,5 m). Une position entre 33 m et le fond du trou serait convenable, de préférence entre 42 et 45 m ou entre 53 et 59 m (hors des principales venues d'eau). Compte tenu du rabattement maximal admissible, la mise en place de la pompe à grande profondeur n'est pas susceptible d'accroître significativement le débit exploitable. On évitera donc de placer la pompe au-delà de 59 m.

2.6.4. Rabattement maximal admissible

Le rabattement provoqué par le pompage devra éviter de dénoyer les principales venues d'eau, dont la première débute vers 30 m (plus d'un tiers de la productivité totale du forage). **Pour disposer d'une évaluation maximale du débit sur ce site, on ne prendra pas de marge de sécurité.** Le rabattement maximal admissible est donc inférieur à 27 m.

2.6.5. Hypothèses des calculs de rabattement

Les débits prévisionnels d'exploitation calculés pour chaque hypothèse correspondent à :

- 1) H1: utilisation des résultats de l'interprétation des pompages d'essai : 35 m³/h.
- 2) H2 : Hypothèse où la limite alimentée n'existerait pas : 27 m³/h.
- 3) H3 : Hypothèse pessimiste où une limite étanche est supposée exister à 720 mn : 22 m³/h.

2.6.6. Synthèse et recommandations

Le site de Mronabeja se situe à proximité du littoral et présente un bassin versant de taille réduite. Compte tenu de la faible altitude du niveau piézométrique et des paramètres hydrodynamiques modestes du forage, la prise en compte d'un critère de sécurité maximale vis à vis du biseau salé conduirait à préconiser une exploitation à un très faible débit (rabattement maximal autorisé : 2,5 m). Par contre, bien que le bassin versant d'alimentation du forage soit de taille réduite et appartienne à un secteur relativement peu arrosé de Mayotte, il montre de bonnes conditions d'affleurement des formations volcaniques qui sont donc susceptibles, sous réserve de vérification par une cartographie lithologique, de bien se prêter à une recharge par les précipitations et à une gestion active de l'aquifère.

Sur la base de ces éléments, il est préconisé :

- d'installer la pompe à une profondeur maximale au sein du puits, au-dessous de 32 m de profondeur (valeur qui permet un rabattement maximal sans dénoyer les premières venues d'eau importantes) ; il est proposé de la placer entre 42 et 45 m,
- de la dimensionner de la manière suivante :
 - exploitation dans un premier temps à un débit de l'ordre de 20 m³/h, avec suivi de la piézométrie et de la dynamique du biseau salé,
 - débit maximal de l'ordre de 28 m³/h pour une hauteur manométrique de 27 m (hors refoulement au-delà du puits),
- de l'équiper d'un variateur automatique de vitesse au démarrage.

Un développement du forage et un suivi de la turbidité sont préconisés lors de la mise en exploitation à un débit supérieur à 17 m³/h.

2.7. SITE DE MTSANGAMOUJI 1 (1230-6X-0017)

2.7.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai a mis en évidence une limite étanche qui correspond très vraisemblablement à l'expression du compartimentage de l'aquifère. La présence de cette limite constitue le facteur le plus contraignant vis à vis de l'exploitation de l'aquifère.

2.7.2. Niveau piézométrique pris en compte

Le niveau d'eau sur ce forage est artésien ; sa mesure est donc plus difficile et peu de données sont disponibles. Lors de la foration, le niveau d'eau a été estimé à environ deux mètres au-dessus du sol. Faute d'informations plus précises, on retiendra dans les calculs 1,5 m de charge au-dessus du sol.

2.7.3. Position de la pompe

La coupe lithologique et technique de ce forage permet de placer la pompe en différentes positions sans inconvénient particulier. En recherchant une position la plus basse possible, pour accroître les débits d'exploitation, on propose de placer la pompe au-dessus de la venue d'eau la plus importante, soit à 66 m de profondeur. En position maximale, on peut envisager de placer la pompe à 74 m de profondeur, mais pas plus bas pour éviter une position en face ou sous des formations de cendres, graviers et sables.

2.7.4. Rabattement maximal admissible

Les estimations suivantes seront basées sur un rabattement maximal de 59,5 m (pompe à 66 m, niveau artésien à 1,5 m et une marge de sécurité de 5 m), les venues d'eau situées au-dessus de cette profondeur étant de faible importance.

2.7.5. Hypothèses des calculs de rabattement

- H1: utilisation des résultats de l'interprétation des pompages d'essai.
- H2: hypothèse plus pessimiste où une deuxième limite étanche est placée respectivement à 720 mn (12 heures), puis à 24 heures et enfin à 48 heures. L'existence d'une autre limite étanche et sa non-compensation par des effets de réalimentation (hypothèse pessimiste) constituerait une contrainte très forte vis à vis de l'exploitation de l'aquifère. Etant donné la nature très compartimentée de cet aquifère et la durée du pompage d'essai de 12 heures, c'est néanmoins une hypothèse réaliste.

Selon les hypothèses de l'interprétation du pompage d'essai (H1), une pompe placée à 66 m de profondeur permettrait un débit d'exploitation à plus de 130 m³/h. Cette valeur reste néanmoins théorique et caractéristique uniquement de l'ouvrage lui-même.

Avec l'existence d'une deuxième limite étanche (H2) à 12 heures, ce débit devient 22 m³/h. Placée à 24 heures, le débit serait alors de 29 m³/h. Si une limite étanche se situe à 48 heures, le débit prévisionnel sera alors de 38 m³/h sur une durée de 3 ans. Sur une durée de pompage d'un an, un débit de 56 m³/h pourrait être obtenu dans ces mêmes conditions (limite 2 à 48 h). Un débit de 60 m³/h pourrait être tenu sur un an (sans recharge) si on plaçait la limite à 53 h.

Ces simulations montrent que la réalisation d'un pompage d'essai de plus longue durée permettrait d'envisager, en limitant fortement les risques, une exploitation à un débit beaucoup plus soutenu. Un pompage d'essai d'une durée de 10 j, sans apparition d'une seconde limite étanche, permettrait d'envisager l'exploitation du forage en continu à un débit supérieur à 90 m³/h sur un an.

2.7.6. Synthèse et recommandations

Ce site montre une faible très faible vulnérabilité vis à vis du biseau salé. Compte tenu des affleurements de laves observés en amont, il présente une relativement bonne aptitude à la recharge, bien que le caractère compartimenté de l'aquifère puisse constituer un paramètre pénalisant (on peut cependant supposer surtout un compartimentage vers l'aval).

Les éléments positifs indiqués ci-dessus conduisent à proposer, malgré les incertitudes qui pourraient être levées par un pompage d'essai de plus longue durée, une vision relativement optimiste de l'exploitabilité de ce site, conduisant à préconiser de :

- placer la pompe effectivement en position plutôt basse dans le forage (60 à 66 m de profondeur) afin de se protéger des conditions hydrauliques défavorables (limites étanches) tout à fait possibles à ce stade des connaissances,
- le doter d'une pompe pouvant fournir des débits dans une gamme de 43 à 60 m³/h (hauteur manométrique 65 m, hors refoulement au-delà du puits),
- l'exploiter au débit maximal de la pompe lors de sa mise en fonctionnement et de suivre de manière attentive l'évolution des rabattements.

Par ailleurs, une attention particulière doit être portée à la réduction du diamètre du forage à 19 m de profondeur qui peut poser des problèmes pour son équipement. En outre, il sera souhaitable, lors de l'équipement du forage, de prolonger vers le haut le tubage de manière à éviter le débordement du forage (artésien) en dehors des périodes d'exploitation.

2.8. SITE DE MTSANGAMOUJI 2 (1230-6X-0016)

2.8.1. Rappel des interprétations initiales

L'interprétation du pompage d'essai a mis en évidence une limite étanche qui correspond très vraisemblablement à l'expression du compartimentage de l'aquifère. La présence de cette limite constitue le facteur le plus contraignant vis-à-vis de l'exploitation de l'aquifère.

2.8.2. Niveau piézométrique pris en compte

La profondeur des niveaux d'eau d'étiage est disponible sur cet ouvrage en 2000, avant l'essai (35,80 m), et en novembre 2001 (35,71 m). La piézométrie interannuelle recueillie dans le secteur depuis 1993 est peu exploitable compte tenu du fort compartimentage observé. On retiendra comme base des calculs suivants la valeur de 35,80 m.

2.8.3. Position de la pompe

L'équipement du forage passe d'un diamètre de 273 mm à 159 mm à 60,29 m de profondeur. Il semble approprié de laisser la pompe dans la partie en grand diamètre et le plus bas possible : à 59 m de profondeur, la hauteur d'eau sera de l'ordre de 23 m, la pompe sera en face d'un tube plein (bien que les formations traversées ne posent pas de problème de venues d'éléments fins ou argileux). Si une position maximale est vraiment recherchée, la pompe pourra être mise en place à 72 m de profondeur dans les crépines en diamètre 159 mm.

2.8.4. Rabattement maximal admissible

Une pompe placée à 59,9 m de profondeur permettra un rabattement maximal de 19,8 m (niveau piézométrique d'étiage à 35,8 m et marge de sécurité de 5 m).

2.8.5. Hypothèses des calculs de rabattement

Selon les hypothèses de l'interprétation du pompage d'essai, une pompe placée à 59,9 m de profondeur permettrait un débit d'exploitation de 52,5 m³/h. Dans le cas de la prise en compte d'une autre limite étanche, le débit serait réduit à moins de 10 m³/h.

2.8.6. Synthèse et recommandations

Ce site présente, comme le précédent, une forte variabilité des estimations. Par contre, le compartimentage probable de l'aquifère à l'amont, en conséquence sa moindre aptitude potentielle à être rechargé, conduisent à proposer une vision moins optimiste et à préconiser :

- de placer la pompe effectivement en position plutôt basse dans le forage (59 m de profondeur) afin de se protéger des conditions hydrauliques défavorables (limites étanches) tout à fait possibles,
- de la dimensionner de la manière suivante :
 - débit de la pompe dans une gamme de variation de 35 à 50 m³/h pour une hauteur manométrique de 60 m (hors refoulement au-delà du puits),
 - exploitation dans un premier temps à 50 m³/h,
- sur ce site, il est possible qu'il faille se résoudre à une exploitation discontinue de l'aquifère.

Sur ce site également, compte tenu des fortes incertitudes portant sur le comportement à long terme du puits, il serait souhaitable de faire précéder tout investissement d'une simulation d'exploitation ou d'un pompage d'essai de longue durée.

Tableau 2 : Principaux résultats de la réévaluation des débits d'exploitation aux forages non encore exploités

	Profondeur de la pompe (m)	Hauteur manométrique de refoulement (jusqu'à la tête de puits) (m)	Débit préconisé pour 2002 (m ³ /h)	Débit minimal de la pompe* (m ³ /h)	Débit maximal de la pompe (minimum + 40 %) (m ³ /h)	Remarques
Kaouéni 2	40	34	30	30	42	Développement supplémentaire si les débits sont supérieurs à 50 m ³ /h. Suivi de la turbidité si les rabattements sont supérieurs à 12 m. Variateur préconisé – Incertitude/biseau salé limite les capacités d'exploitation de ce forage, potentiellement plus fortes
Kaouéni 3	38.5	34	30	30	42	Attention à l'évolution des rabattements s'ils dépassent 20 m. Développement supplémentaire si les débits sont supérieurs à 45 m ³ /h. Incertitude/biseau salé limite les capacités d'exploitation de ce forage, potentiellement beaucoup plus fortes
Béja 1	43	33	63	40	63	Développement à prévoir au-delà de 65 m ³ /h. Variateur préconisé. Capacité du forage potentiellement plus élevée
Tsararano 1	45	40	11	8	11	Suivi à réaliser en cas de dénoiement des venues d'eau
Mréréni 2	48-53	36	22	22	31	Suivi de la turbidité. Incertitude/biseau salé
Mronabéja 1	42-45	27	20	20	28	Développement et suivi de la turbidité au-delà de 17 m ³ /h. Variateur préconisé. Incertitude/biseau salé
Mtsangamouji 1	66	65	60	43	60	Réduction du diamètre à 19 m. Forte incertitude sur les résultats. Capacité du forage potentiellement plus élevée
Mtsangamouji 2	59	60	49	35	49	Forte incertitude sur les résultats. Capacité du forage potentiellement plus élevée

* Si la pompe ne peut pas fonctionner de manière durable à un si faible débit (risque d'échauffement), on peut envisager un dispositif permettant le retour au sein du puits d'une partie des eaux pompées

3. Commentaires des logs de conductivité réalisés en janvier et février 2002, au sein des forages de la campagne 1999-2000

3.1. DONNEES DISPONIBLES

Des logs de conductivité ont été réalisés au début de l'année 2002 sur neuf des forages de reconnaissance et d'exploitation des eaux souterraines réalisés à Mayotte entre juin 1999 et octobre 2000 ou antérieurement (tableau 3). Le matériel utilisé est :

- un conductivimètre de terrain : marque WTW, n° série 01060008, cellule avec armature,
- doté d'un câble de 100 m : marque WTW, n° série TAB7.

Pour noter une éventuelle évolution de la conductivité depuis la réalisation des ouvrages, les données caractéristiques mesurées lors des travaux et pompages d'essai ont été rassemblées dans le tableau 4. Ces mesures ont été réalisées avec un conductivimètre différent de celui utilisé pour les logs.

3.2. RESULTATS

Les diagraphies réalisées en janvier et février 2002 sont reportées sur le graphique de la figure 7.

3.2.1. Valeurs moyennes

Les valeurs moyennes de conductivité calculées sur les logs (Tableau 2) sont globalement faibles, caractéristiques des milieux volcaniques, avec des minéralisations peu élevées.

La conductivité électrique est un indicateur de la minéralisation. On considère habituellement que la minéralisation est faible lorsque la conductivité est comprise entre 100 et 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$, peu accentuée entre 200 et 400 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et moyenne entre 400 et 500 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Les valeurs mesurées à la réalisation des ouvrages sont généralement plus fortes, sans que les différences soient significatives. La foration perturbe le milieu et les valeurs mesurées lors de pompages ou sur les logs sont certainement plus représentatives des eaux des aquifères.

Par ailleurs, les valeurs moyennes sont peu significatives sur les logs qui montrent une variabilité forte selon la verticale.

Tableau 3 : Descriptif des logs de conductivité réalisés début 2002

Localisation	MRONABEJA	TSARARANO 1	MRERENI 2	CHIRONGUI	KAWENI 3	MTSANGAMOUI 1	MTSANGAMOUI 2	BEJA 1	BEJA 2
N° BSS	1231-6X-32	1231-3X-21	1231-2X-35	1231-2X-33	1230-7X-21	1230-6X-17	1230-6X-16	1230-6X-14	1230-6X-15
	Forage 1999-2000	Forage 1999-2000	Piézo 1999-2000	Piézo	Forage 1999-2000	Forage 1999-2000	Forage 1999-2000	Forage 1999-2000	Forage 1999-2000
Date de réalisation	15 janvier 2002	23 janvier 2002	15 janvier 2002	15 janvier 2002	28 janvier 2002	7 février 2002	11 février 2002	11 février 2002	11 février 2002

Tableau 4 : Récapitulatif de données caractéristiques de conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

	MRONABEJA	TSARARANO	MERERENI	CHIRONGUI	KAWENILAJOLI
	Mronabeja	Tsararano 1	Mréréni 2		Kaweni 3
	1231-6X-0032	1231-3X-0021	1231-2X-0035		1230-7X-0021
Moyenne du log (janv et fév 2002)	514	136	234	590	435
Lors des paliers			700		440
En foration :					407 à 427
21 à 27 m	650 à 700				
27 m à fond du forage	575				
19 m		220			
34 m		278			
50 m		650			
20 m			400		
Fond du forage			700		400 à 410

Tableau 4 (suite) : Récapitulatif de données caractéristiques de conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

	MTSANGAMOUII	MTSANGAMOUII	BEJA 1	BEJA 2
	Mtsangamouji 1	Mtsangamouji 2		
	1230-6X-0017	1230-6X-0016	1230-3X-0014	1230-3X-0015
Moyenne du log (janv et fév 2002)	266	360	372	293
en foration	250	350	250	
en développement			270	

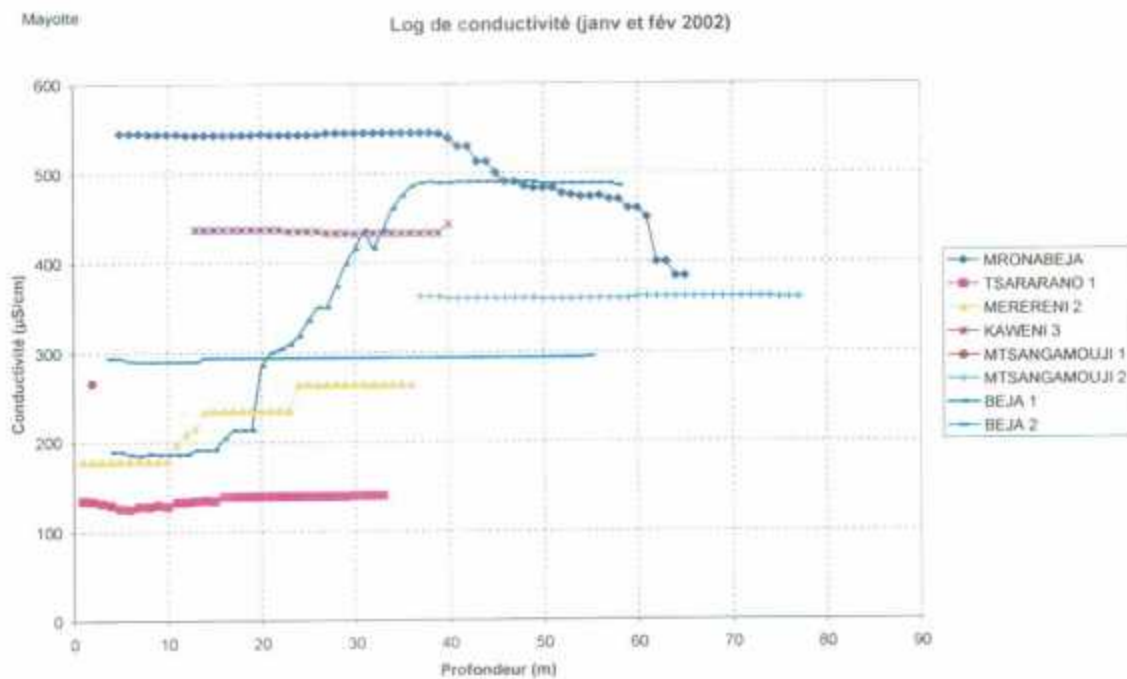


Fig. 7 : Logs de conductivité réalisés en janvier et Février 2002.

3.2.2. Commentaire des résultats obtenus pour chaque forage

➤ KAWENI 3, MTSANGAMOUI 2, BEJA 2, TSARANANO

Un groupe de diagraphies présente une stabilité des valeurs de la conductivité quelle que soit la profondeur à laquelle elles ont été mesurées. C'est le cas pour les ouvrages suivants (avec indication de la moyenne des valeurs du log) :

- Kaweni 3 : 435 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (la diagraphie est arrêtée au changement de diamètre du forage, à 40 m, et n'investigue donc pas la partie inférieure du forage).
- Mtsangamouji 2: 360 $\mu\text{S}/\text{cm}$
- Beja 2 : 293 $\mu\text{S}/\text{cm}$
- Tsaranano 1 : 136 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une légère variabilité de la conductivité au dessus de 15 m, non significative car en face du tubage plein. Néanmoins, la diagraphie est arrêtée à 33 m de profondeur (puits obstrué), soit 6,5 m sous la base du tubage.

La comparaison avec les valeurs antérieures de conductivité montre que :

- Kawéni 3 : valeur semblable aux données antérieures
- Mtsangamouji 2 : valeur semblable aux données antérieures
- Tsararano 1 : la conductivité est significativement plus faible que celle mesurée pendant les travaux
- Beja 2 : pas de valeurs antérieures

Les données obtenues aux forages de **Kawéni 3** et de **Mtsangamouji 2** (profil sans variation significative et conductivité similaire à celle observée antérieurement) suggèrent :

- 1) l'absence de variation de la conductivité électrique des eaux au sein de l'aquifère depuis les pompages d'essai, les eaux stagnantes se trouvant au sein de la partie tubée du forage (qui datent des derniers pompages d'essai) ne montrant pas de différence de conductivité avec les eaux situées en face des niveaux producteurs, très probablement renouvelées du fait de l'écoulement des eaux souterraines, ou par diffusion ;
- 2) l'homogénéité apparente de la conductivité des eaux, selon la verticale, au sein des aquifères captés ou alors, la présence, au sein du puits concerné, d'une seule zone productive (ce qui est effectivement le cas à Mtsangamouji 2).

Les données obtenues au forage de **Tsararano 1** (profil sans variation significative et conductivité plus faible que celle observée antérieurement) sont plus difficiles à interpréter : remplissage du puits par le haut avec des eaux très peu minéralisées (eau de pluie ?). L'absence de mesures au-delà de 33 m ne permet pas de confirmer ou d'infirmer cette hypothèse.

Ces interprétations mériteront d'être confrontées aux profils de conductivité qui pourront être réalisés ultérieurement.

➤ **MRERENI**

Lors de la réalisation du log de conductivité, le forage était équipé. La sonde ne passant pas, le log a été réalisé sur le piézomètre datant de la campagne de 1990 et situé à une dizaine de mètres du forage de production (nommé « Chirongui »). Le log descend jusqu'à 36 m de profondeur (le piézomètre est crépiné à partir de 12 m), ce qui correspond uniquement à la partie tubée du forage réalisé en 1999-2000, ne montrant que de très faibles venues d'eau.

Il apporte donc peu d'information sur la partie productive de l'aquifère. En outre, des artefacts sont très probables au sein de ce forage qui n'a pas été pompé depuis plus de 10 ans.

La gamme des conductivités du log (la valeur moyenne de conductivité est de 234 $\mu\text{S}/\text{cm}$) est significativement plus faible que les mesures réalisées au forage voisin lors des pompages de 2000 et 2002 (700 $\mu\text{S}/\text{cm}$; cf. § 2.5.).

Au mieux, les conductivités mesurées pourraient être représentatives de la stratification des eaux souterraines au sein des formations peu perméables superficielles. Une contamination des eaux contenues au sein du tubage par des eaux de pluie ne peut cependant être exclue.

➤ **BEJA 1**

Le log a été réalisé jusqu'à 58 m de profondeur. Le forage est tubé jusqu'à 23 m de profondeur. Ce log se décompose en trois parties principales :

- de la surface à 15 m, où la conductivité est voisine de 190 $\mu\text{S}/\text{cm}$,
- de 15 à 37 m, où la conductivité croît très significativement, jusqu'à 490 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Au sein de cet intervalle, la base du tube plein (23 m) ne perturbe pas significativement les mesures de conductivité électrique,
- de 37 m à l'extrémité du log (58 m) où la conductivité reste stable à 490 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Ces valeurs sont difficilement comparables aux mesures obtenues lors des pompages (260 à 270 $\mu\text{S}/\text{cm}$).

Elles peuvent suggérer la non ou très faible productivité du forage au-dessous de 37 m de profondeur (persistance d'eau « mortes » ayant acquis leur conductivité électrique relativement forte lors de la foration, ou alors d'eaux plus conductrices, mais produites par des formations peu perméables). La diminution progressive de la conductivité entre la surface et la profondeur pourrait résulter d'un profil de diffusion entre ces eaux conductrices profondes et les eaux contenues au sein du tubage, nettement moins conductrices.

➤ MRONABEJA

Le log a été réalisé jusqu'à 65 m de profondeur. Le forage est tubé jusqu'à 23,5 m de profondeur.

Sur ce log, la conductivité est très stable de la surface à 39 m de profondeur (545 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Ensuite, elle décroît jusqu'à la fin du log (384 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Dans cette décroissance, on peut distinguer :

- une rupture de pente vers 46 m de profondeur où la conductivité se stabilise vers 485 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Cette position coïncide avec une venue d'eau identifiée entre 46 et 50 m de profondeur, à la base des basaltes fissurés.
- une baisse rapide (de 450 à 400 $\mu\text{S}/\text{cm}$ entre 61 et 62 m de profondeur). La coupe lithologique du forage indique en ce point une couche de cendre cuite verdâtre.

La première venue d'eau entre 28 et 33 m, et celle, moins forte, entre 37 et 40-42 m, ne se traduisent par aucune variation de conductivité sur le log.

Ces observations suggèrent que **les venues d'eau les plus superficielles** (entre 30 et 40 m, au sein du basalte riche en olivine) **présentent une conductivité relativement homogène et plus forte que celle des venues d'eau plus profondes** (entre 45 et 50 m, puis vers 60 m).

La variation progressive de la conductivité entre ces différentes zones de venues d'eau suggère la présence de profils de diffusion au sein du forage (entre les zones de venues d'eau) et, par conséquent, l'absence d'écoulements verticaux au sein du forage entre ces zones de venues d'eau, qui présenteraient donc une charge hydraulique similaire.

3.3. SYNTHÈSE

Dans la mesure où chaque forage n'a fait l'objet de la réalisation que d'un seul profil, les données disponibles à la date de rédaction du présent rapport sont difficiles à interpréter sans ambiguïté.

L'analyse des variations qui seront éventuellement observées entre des profils réalisés à des dates différentes permettra de confirmer ou d'infirmer les hypothèses proposées plus haut. Elle permettra le cas échéant de mettre en évidence des variations de la conductivité électrique des eaux au sein des aquifères, dont certaines pourraient être associées, au sein d'aquifères à fort hydrodynamisme, aux effets de la recharge par les précipitations.

L'interprétation de ces logs serait grandement facilitée par la réalisation, sur chaque forage et sur une période courte (quelques heures pour chaque forage), de plusieurs profils successifs de conductivité, selon la démarche suivante :

- un ou deux profils initiaux, forage au repos (en comparant la reproductibilité des mesures entre les valeurs de conductivité obtenues à la montée et à la descente de la sonde),
- puis, des profils successifs, l'ouvrage étant mis en exploitation à faible débit (quelques m³/h tout au plus, au moyen d'une pompe de surface par exemple) de façon à mettre en mouvement les eaux souterraines, de l'aquifère vers le forage, ainsi qu'au sein du puits lui-même, vers la pompe.

Ces mesures permettraient de mieux définir la conductivité électrique de l'eau provenant de chacune des zones productives identifiées lors de la foration et de cerner ensuite avec une plus grande précision d'une part les variations temporelles de la conductivité au sein de la ou des zones productives recoupées par le puits et d'autre part d'éventuels écoulements verticaux au sein du forage, qui peuvent être temporaires ou s'inverser en fonction des saisons (variations de la charge hydraulique au sein des différentes zones productives). Elles permettraient également d'identifier d'éventuels artefacts liés à la réalisation des profils de conductivité au sein des forages au repos.

Dans le cas où le signal ne serait pas significatif (absence de contraste de conductivité entre les eaux produites par l'aquifère et celles contenues au sein du tubage du forage), le même type de mesure pourrait être répété après « salage » préalable du forage, au moyen de sel de cuisine. Les venues d'eau de l'aquifère se marqueront alors très nettement par de plus faibles conductivités.

Par ailleurs, il serait souhaitable que l'ensemble des profils soit réalisé jusqu'au fond des forages (passer avec la sonde les réductions de diamètre).

4. Valorisation des données recueillies lors de l'exploitation du forage de Kwale 1 (1270-7X-0022) et réévaluation de son débit d'exploitation

4.1. DONNEES DISPONIBLES AU FORAGE DE KWALE 1

4.1.1. Nature et unités des données

Les informations communiquées par la DAF au BRGM correspondent aux données recueillies par l'exploitant du forage (SOGEA) depuis la mise en exploitation de l'ouvrage (fig. 8). Elles ont été transmises sous forme d'un fichier directement issu du dispositif d'acquisition des données et du logiciel permettant la visualisation et l'extraction de ces données (logiciel Readwin) en format texte. Celles-ci comprennent :

- le débit (m^3/h),
- la cote du niveau piézométrique (m),
- la conductivité électrique des eaux ($\mu S/cm$).

Aucune information n'a pu être recueillie sur :

- la nature du matériel d'acquisition : type de capteur, précision des mesures, l'existence ou non de mesures manuelles de calibration des capteurs, etc.,
- l'emplacement des capteurs au sein de l'ouvrage, en particulier la référence utilisée pour les mesures de la cote du niveau piézométrique (repère rattaché au NGM ?, avec quelle précision ?),
- les conditions hydrogéologiques et d'exploitation de l'ouvrage avant le 6 mai (date des premières mesures disponibles) : niveaux piézométriques avant pompage, date d'équipement du puits, de mise en service, historique des pompages effectués (pompages préliminaires et pompages d'exploitation), etc..

Les valeurs du niveau piézométrique mesurées par le dispositif d'acquisition étant cohérentes avec l'altitude estimée du niveau piézométrique lors de la foration et des pompages d'essai (environ 35 m NGF ; le forage n'ayant alors pas fait de nivellement, son altitude avait été évaluée sur la base de la cartographie à 1/25 000 de l'IGN), on considérera que le dispositif d'acquisition a été calé sur les cotes topographiques exprimées en m du Nivellement Général de Mayotte (NGM).

Il serait souhaitable de s'assurer (i) que le forage a fait l'objet d'un nivellement précis et (ii) de déterminer avec précision la correspondance entre les cotes NGM et le niveau de la mer (cf. § 2.5.2.4.). Cette dernière information sera utile pour l'ensemble des forages réalisés à Mayotte, tout particulièrement ceux se situant en contexte littoral, ce qui n'est pas vraiment le cas de celui de Kwale.

- la chronique de mesures comprend quelques périodes d'arrêt plus prolongé de l'exploitation, de faible durée néanmoins : les 28 juillet, 27 novembre.

Lors des périodes d'arrêt du pompage, le dispositif d'acquisition enregistre des valeurs de débit non strictement nulles (débit voisin de $0,4 \text{ m}^3/\text{h}$), non significatives.

Ce mode d'exploitation génère des variations « sinusoïdales » (qui suivent les lois de l'hydrodynamique) des **niveaux piézométriques** : baisse lors des périodes de pompage et remontée lors des phases d'arrêt de l'exploitation. La relativement bonne régularité, en moyenne, de la durée de ces périodes de pompage et d'arrêt génère une courbe dont les enveloppes (mini et maxi) sont relativement régulières (à l'exception des périodes d'arrêt plus prolongé). Ces courbes enveloppes montrent une baisse régulière des niveaux piézométriques (niveau piézométrique maximal voisin de 33 m sur la période du 6 au 15 mai, de 34,5 m le 22 juin et de 25 m en fin de chronique), sauf à partir du mois de décembre où ceux-ci commencent à se stabiliser, puis remontent significativement à partir de la fin janvier 2002 (effet probable de la recharge liée à la saison des pluies). L'amplitude des fluctuations quotidiennes des niveaux piézométriques, de l'ordre de 3,5 m en début de chronique, diminue à environ 2,5 m avant le changement de régime de pompage de la fin décembre. Elle est ensuite voisine de 1,6 m.

Les enregistrements de la **conductivité électrique** des eaux pompées montrent des artefacts (diminution brutale et peu durable de la conductivité à chaque remise en fonctionnement de la pompe). Ce phénomène n'est pas significatif de la conductivité des eaux pompées au sein de l'aquifère. Des informations sur la position du capteur permettraient probablement d'identifier l'origine de ces artefacts.

D'une manière générale, la conductivité électrique des eaux est restée relativement stable sur l'ensemble de la période de mesure. Hors artefacts signalés ci-dessus, les variations observées restent dans la fourchette 270–285 μS . La conductivité est significativement plus élevée après la période d'arrêt de l'acquisition des données (14/02 – 1/03/02) qu'avant celle-ci (305 $\mu\text{S}/\text{cm}$ environ contre 290 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Dans la mesure où le signal présente une allure similaire avant et après l'interruption (cf. ci-dessous), on ne peut exclure que cette variation absolue soit liée à un problème de calibration du capteur de conductivité.

Les périodes d'arrêt un peu plus prolongé du pompage semblent se marquer par une légère diminution de la conductivité électrique des eaux qui se traduit corrélativement, au cours des cycles de prélèvement suivant ces arrêts, par une *augmentation progressive* de la conductivité, sur plusieurs jours, avant stabilisation (sur 4 jours à partir du 22/06, sur 4 j environ à partir du 27/06, à partir du 25/07, du 30/07, sur 2-3 j à partir du 26/08, sur 2 j à partir du 18/09, sur 3 j à partir du 27/11, sur 3 jours environ à partir du 5 mars). Cette augmentation de la conductivité des eaux en (début de) période de pompage avait été notée lors du pompage d'essai réalisé en avril 2000.

La recharge de la fin de la période d'observation semble se marquer par une légère augmentation de la conductivité (+ 6 à 7 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à fin janvier ; + 15 $\mu\text{S}/\text{cm}$ pendant la période d'interruption des mesures de conductivité) qui mériterait d'être confirmée compte tenu des incertitudes sur la calibration du matériel de mesure.

Ces faibles fluctuations mériteraient d'être validées d'une part par la poursuite des observations et la réalisation de mesures de calibration, et d'autre part par des analyses chimiques appropriées, qui permettraient de les interpréter plus finement.

4.2. TRAITEMENT PRELIMINAIRE DES DONNEES

Les données disponibles étant trop nombreuses pour pouvoir être directement valorisées au moyen des logiciels courants (par exemple, plus de 65000 valeurs ont été acquises entre le 6 et le 14 mai, alors que le logiciel Excel ne permet de traiter que 65536 lignes), des extractions sélectives ont été réalisées pour la mise en œuvre des analyses sous Excel ou ISAPE. Ce traitement préliminaire ne concerne pas certaines des analyses réalisées avec le logiciel TEMPO (voir plus bas), qui permet de gérer des chroniques aussi denses, et dont certaines analyses ont été réalisées sur la totalité des données.

Les données recueillies sous format de type « texte » à l'aide du logiciel READWIN ont été transformées en valeurs journalières (moyenne, recherche des minimums et maximums journaliers) au moyen du logiciel ACCESS, pour les paramètres suivants :

- piézométrie,
- conductivité électrique des eaux.

Les **chroniques piézométriques** journalières ainsi constituées (fig. 9) montrent une très bonne cohérence. Les évolutions des valeurs minimales, moyennes et maximales sont tout à fait similaires, à l'exception de la dernière période de pompage, à partir du 22 décembre où, logiquement, les valeurs moyennes et minimales du débit sont quasiment confondues, le pompage n'étant arrêté que très brièvement, en outre de manière non quotidienne.

Les **chroniques de conductivité électrique de l'eau pompée** montrent une moyenne et un maximum très proches. En effet, les valeurs minimales mesurées chaque jour, non significatives, ne sont pas durables (cf. artefact décrit plus haut).

En période d'arrêt du pompage, les **débits** fournis par le dispositif d'acquisition sont non nuls (voisins de 0,4 m^3/h) ; ils ont été corrigés (mis à zéro) préalablement aux traitements. Afin de tenir compte des éventuels effets liés aux variations du pas d'échantillonnage, la valeur moyenne journalière des débits pompés a été calculée au moyen du logiciel TEMPO qui a permis de calculer un débit moyen journalier sur la base d'une intégration du volume prélevé quotidiennement prenant en compte le pas d'échantillonnage et son éventuelle variabilité. A l'exception de quelques jours singuliers (présentant des interruptions de la chronique par exemple), les résultats sont

très proches de ceux qui ont été obtenus en réalisant une moyenne avec ACCESS. C'est néanmoins la chronique obtenue avec TEMPO qui a été utilisée.

Sur la période d'interruption des mesures de débit (4/02 – 20/03/02), il a été considéré que la pompe fournissait, au cours des phases de pompage, un débit instantané similaire à celui de la fin janvier (environ $61,5 \text{ m}^3/\text{h}$). Les débits moyens journaliers ont été reconstitués sur cette base, en retrouvant les heures exactes de mise en route et d'arrêt de la pompe à partir des données piézométriques.

Les débits journaliers calculés de cette manière (fig. 10) présentent une variabilité relativement forte qui reflète essentiellement les variations quotidiennes de la durée de pompage. En moyenne (fig. 9), le débit pompé au sein de l'aquifère a très significativement augmenté de la fin juin à la mi-juillet 2001 (de 40 à $53 \text{ m}^3/\text{h}$ environ, ramené à un débit équivalent $24\text{h}/24$). Il a diminué de la mi septembre à début octobre (de 54 à $51 \text{ m}^3/\text{h}$ environ) pour ensuite augmenter de manière lente mais régulière jusqu'à la mi décembre. Au mois de janvier, le débit moyen (moyenne journalière) est de l'ordre de $55 \text{ m}^3/\text{h}$.

Il décroît ensuite et est voisin de $50 \text{ m}^3/\text{h}$ en fin de chronique, conséquence probable d'une moindre utilisation des eaux souterraines en saison des pluies. Une forte baisse du volume pompé intervient les 2 et 3 mars, avec une moyenne de $7 \text{ m}^3/\text{h}$ de pompage seulement pour ces deux jours (3 heures de pompage environ chacun de ces jours) et des valeurs autour de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ les deux jours précédents et suivants. Un phénomène de moindre ampleur intervient aux alentours des 16, 17 et 18 février, avec des débits moyens journaliers qui descendent vers $35\text{-}40 \text{ m}^3/\text{h}$ et sans doute aussi vers le 5 février (une seule journée avec un faible débit de pompage).

Le changement de régime de pompage opéré fin décembre 2001 ne se traduit pas par une variation du débit moyen pompé au sein de l'aquifère, la diminution du débit instantané ayant été compensée par une augmentation de la durée moyenne de pompage. Le principal bénéfice de ce changement du régime de pompage, qui coïncide avec la recharge de l'aquifère, est de diminuer la part des rabattements liée aux pertes de charge quadratiques. Cette diminution est évaluée, sur la base des résultats du pompage d'essai par paliers de débit réalisé en 2000, à $1,6 \text{ m}$ ($2,87 \text{ m}$ de pertes de charge quadratiques à $90 \text{ m}^3/\text{h}$ contre $1,27 \text{ m}$ à $60 \text{ m}^3/\text{h}$).

Sur cette base, les volumes prélevés pendant la période de pompage sont estimés à :

- $10\,000 \text{ m}^3$ sur la période du 6 au 15 mai,
- $325\,000 \text{ m}^3$ du 22 juin 2001 au 20 mars 2002.

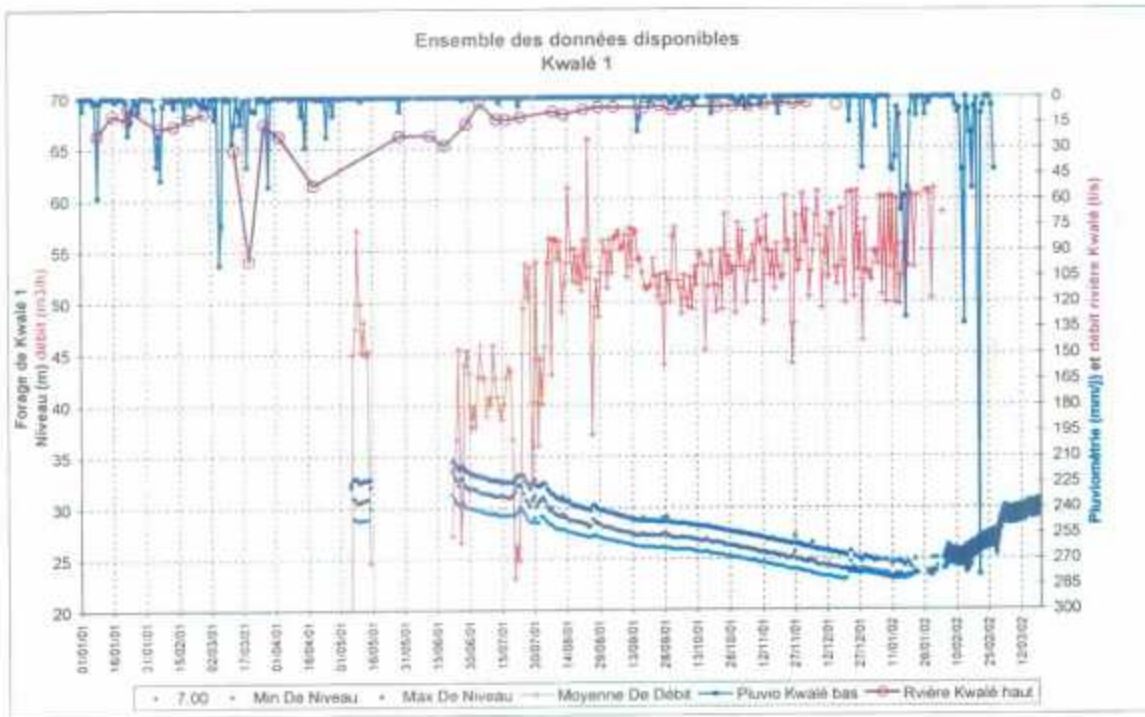


Fig. 9 : Ensemble des mesures disponibles à Kwalé 1.

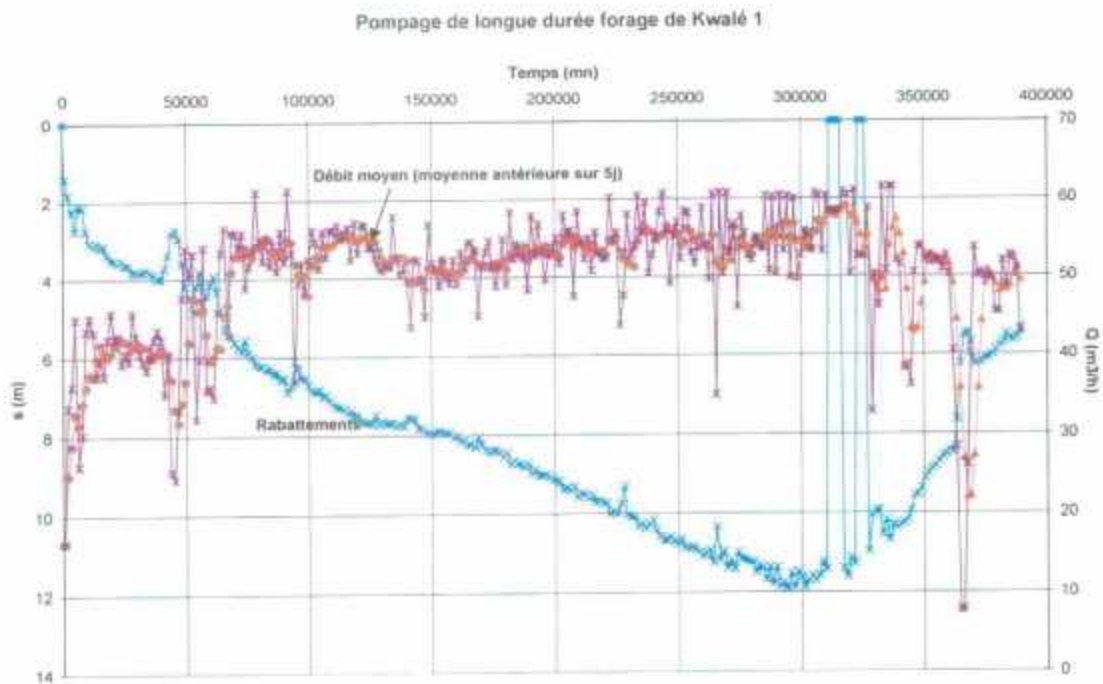


Fig. 10 : Pompage de longue durée à Kwalé 1.

4.3. ANALYSE DES DONNEES PAR « TRAITEMENT DU SIGNAL »

4.3.1. Application des analyses corrélatoires et spectrales à l'étude des variations piézométriques observées dans le forage

4.3.1.1. Présentation de la méthode

Les analyses corrélatoire et spectrale s'inscrivent dans le cadre de l'approche dite fonctionnelle de l'étude des hydrosystèmes et se basent sur les techniques de l'analyse statistiques des séries chronologiques (Jenkins and Watts, 1968 ; Box and Jenkins, 1976 ; Mangin 1981).

Le principe de base de ces méthodes est d'assimiler le système à un filtre qui laisse plus ou moins passer l'information contenue dans un signal d'entrée (l'état du système ne dépend que des entrées les plus récentes). Dans cette approche, l'aquifère est assimilé à une « boîte noire » dont la pluie et le niveau piézométrique par exemple, représentent respectivement l'entrée et la sortie. La méthode consiste donc à analyser et comparer les signaux d'entrée et de sortie. Les chroniques des signaux d'entrée et de sortie peuvent être traitées séparément dans le domaine temporel (analyse corrélatoire simple), ou dans le domaine fréquentiel (analyse spectrale simple) ou bien l'un par rapport à l'autre (analyses corrélatoire et spectrale croisées).

L'analyse corrélatoire simple qui traduit la dépendance dans le temps des évènements affectant la chronique, selon des intervalles de temps de plus en plus grands, permet de tester le caractère répétitif des séries temporelles et leurs éventuelles natures cycliques. Le degré de ressemblance d'une série avec la même série décalée dans le temps est déterminé à l'aide de la fonction d'autocorrélation définie comme la valeur de la corrélation linéaire entre les valeurs des deux séries. Par exemple, sur une chronique de niveau piézométrique, cette analyse permet de caractériser « l'effet mémoire » de l'aquifère, qui traduit la dépendance dans le temps des valeurs de piézométrie, en présentant une décroissance plus ou moins rapide de la corrélation.

L'analyse spectrale simple (densité spectrale de puissance DSP) permet d'identifier les différentes composantes de la variance totale en fonction de la fréquence. En d'autres termes, la densité spectrale de puissance permet de renseigner (1) sur la tendance du système à long terme, (2) sur les phénomènes périodiques saisonniers et (3) sur les phénomènes purement aléatoires assimilables au bruit de fond. D'un point de vue mathématique, la densité spectrale de puissance est déterminée par la transformée de Fourier du corrélogramme simple (Box and Jenkins, 1970).

L'analyse croisée (corrélatoire et spectrale) permet l'étude de la relation Entrée-Sortie et peut fournir une image approchée de la réponse impulsionnelle du système par le corrélogramme croisé.

Les traitements présentés ci-dessous ont été effectués à l'aide du logiciel Tempo développé par le BRGM.

4.3.1.2. Calcul de la pluie efficace à l'aide du modèle simplifié de bilan hydrique du sol

Données utilisées

Les données proviennent des stations de mesure suivantes :

- station Kwalé Bas (M10) : janvier 2001 - octobre 2001, pour la pluie,
- station Coconi : de Novembre 2001 jusqu'au 11 mars 2002, pour la pluie,
- stations Coconi, (1994) et Lapègue (1999), pour l'ETP journalière moyenne.

Principe de modèle de bilan hydrique

Le fonctionnement du réservoir « sol » repose sur l'utilisation d'un modèle de bilan hydrique simplifié. Il ne requiert que deux variables d'entrée : la hauteur de pluie et l'évapotranspiration potentielle (ETP).

Selon la quantité d'eau présente dans le réservoir « sol », l'importance des apports atmosphériques et la demande climatique, le modèle utilisé permet d'estimer, au pas de temps journalier, le flux d'évapotranspiration réelle (ETR) et le flux des « pluies efficaces » (alimentant l'aquifère ou les eaux de surface).

D'une façon générale, le modèle considère que la transpiration s'effectue au taux maximal ($ETR = ETP$) tant que la demande climatique ETP_t est inférieure aux flux d'alimentation (pluie). Si la quantité d'eau disponible dans le réservoir « sol » est inférieure à la demande climatique [$pluie < ETP_t$], le modèle gère la réserve en eau du réservoir $R1$ et régule le flux d'évapotranspiration réelle (ETR).

Si, pour un jour donné, la demande climatique (ETP_t) est inférieure ou égale à la quantité d'eau disponible dans le réservoir,

- a) et si le réservoir « sol » est à la capacité au champ ($R1_{max.} = RU$), alors la transpiration s'effectue au taux maximal $ETR_t = ETP_t$. Le flux d'eau qui génère des pluies efficaces est alors égal à : $IF = P_t - ETP_t$.
- b) et si la réserve en eau du sol est inférieure à $R1_{max.}$, la quantité d'eau [$P - ETP$] contribue à recharger les réserves hydriques du sol jusqu'à ce que $R1_t$ soit égal à $R1_{max.}$. Seule la quantité d'eau en excès dans le réservoir contribue aux pluies efficaces. Tant que le réservoir $R1$ n'est pas à la capacité au champ, aucun écoulement d'eau ne peut avoir lieu ($IF = 0$).
- c) Si la demande climatique (ETP_t) est supérieure à la quantité d'eau P_t disponible dans le réservoir « sol », la quantité d'eau contenue dans le réservoir diminue de manière exponentielle en fonction du cumul $\sum P_i - ETP_i$. Les pertes par transpiration s'effectuent alors aux taux réels : $ETR_t = (1 - \gamma)P_t + |R1_{(t-1)} - R1_t|$. Il n'est pas généré de pluies efficaces.

Hypothèse :

- La réserve utile du sol était maximale au 1 janvier 2001.

Calcul :

- 5 fichiers d'infiltration efficace ont été créés, pour 5 valeurs différentes de RU :
25 mm, 50 mm, 75 mm, 100 mm, 125 mm.

4.3.1.3. Résultats des analyses corrélatoires simples et croisées

Les traitements ont porté sur l'ensemble des données journalières de la période (23/06/01-11/03/02, date à laquelle sont disponibles les dernières données pluviométriques), l'objectif étant de caractériser les relations Pluie-Piézométrie et Débit pompé-Piézométrie. Les variables traitées sont les suivantes :

- Infiltration efficace journalière calculée à l'aide du modèle simplifié de bilan hydrique (cf. 4.3.1.2.),
- Débit moyen journalier pompé au forage (entrée),
- Piézométrie moyenne journalière (sortie).

Les calculs ont été réalisés pour les 5 chroniques d'infiltration efficace calculées à partir du modèle simplifié de bilan hydrique dimensionné avec 5 valeurs de réserve utile : IF-25 mm ; IF-50 mm ; IF-75 mm ; IF-100 mm ; IF-125 mm.

Sur la période considérée (23/06/01-11/03/02), les **auto-corrélogrammes de la pluie et des pluies efficaces** (chacun pris séparément) sont très peu auto-corrélés quelle que soit la chronique étudiée : Pluie, IF-25 mm ; IF-50 mm ; IF-75 mm ; IF-100 mm ; IF-125 mm (IF-75 est présenté sur la figure 11). Les pluies ne sont corrélées que sur une période de 2 à 3 jours. En d'autres termes, il est très difficile de prédire le temps des jours à venir sachant qu'il pleut aujourd'hui. Les chroniques de pluies peuvent être considérées comme quasi aléatoires et, à cet égard, peuvent être utilisées comme fonction d'entrée pour les analyses croisées.

A l'opposé, l'**auto-corrélogramme des débits journaliers pompés** (fig. 12) présente une forte auto-corrélation pour les faibles décalages. Ce résultat n'est pas surprenant puisque d'un jour sur l'autre, les débits pompés sont en général similaires.

L'**auto-corrélogramme de la piézométrie** (fig. 13) présente également une très forte auto-corrélation pour les faibles décalages. La piézométrie à instant t est fortement corrélée à la piézométrie des instants $t-1$, $t-2$ etc. en raison de la décroissance quasi-linéaire et régulière de la piézométrie sous l'effet des pompages.

Le **corrélogramme croisé (Infiltration efficace - Piézométrie)** ne présente aucune corrélation (fig. 14). L'évolution de la piézométrie n'est pas ou très peu sensible à la recharge par les précipitations. En fait, des effets « parasites », comme ceux liés au pompage par exemple, masquent la relation pluie-débit (voir plus bas).

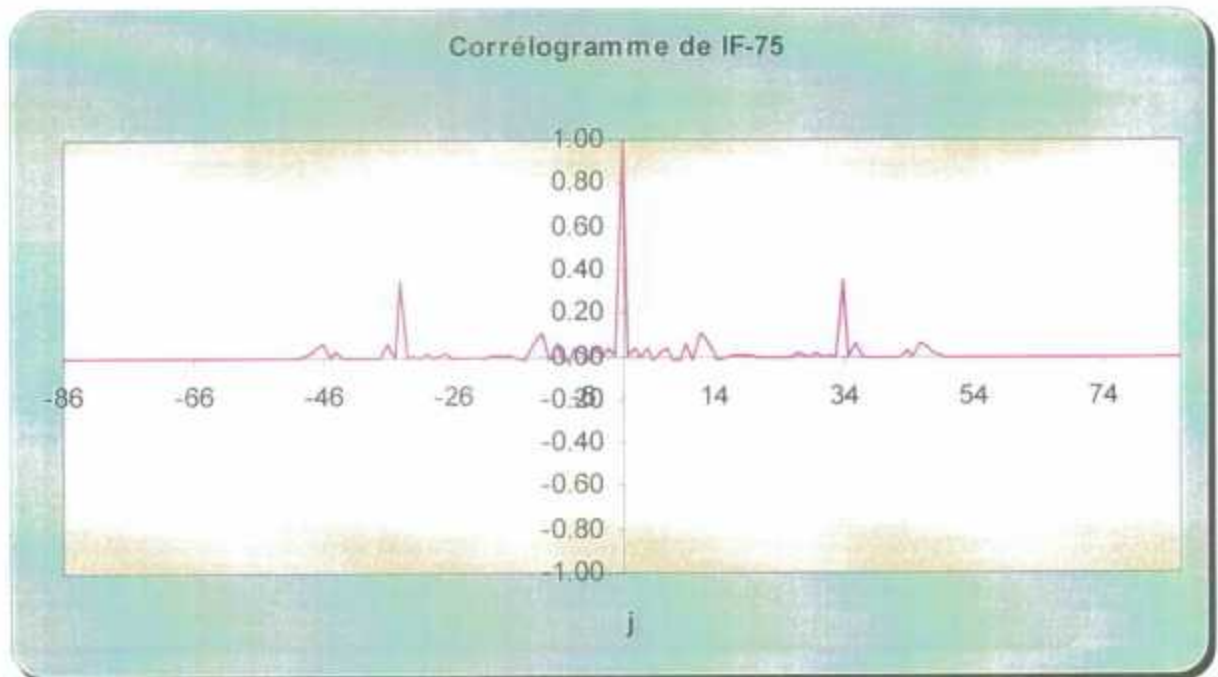


Fig. 11 : Auto-corrélogramme de l'infiltration efficace (IF-75 mm) à la station Coconi/Kwalé bas pour la période du 23/06/01- 11/03/02.

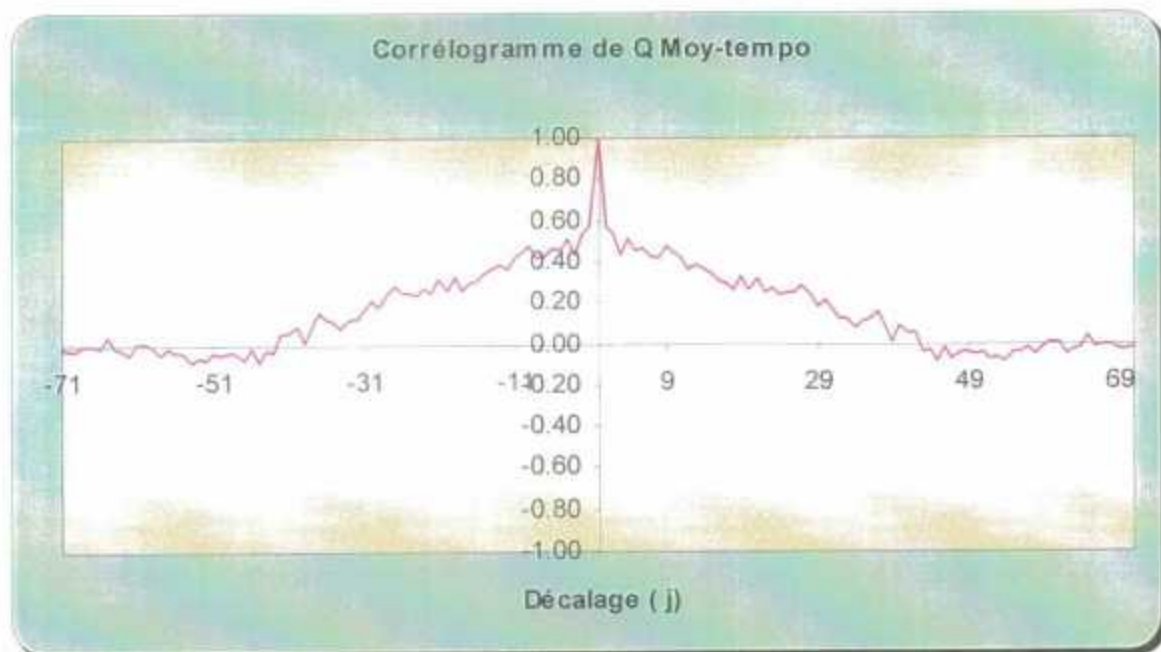


Fig. 12 : Auto-corrélogramme du débit journalier prélevé pour la période du 23/06/01-05/02/02.

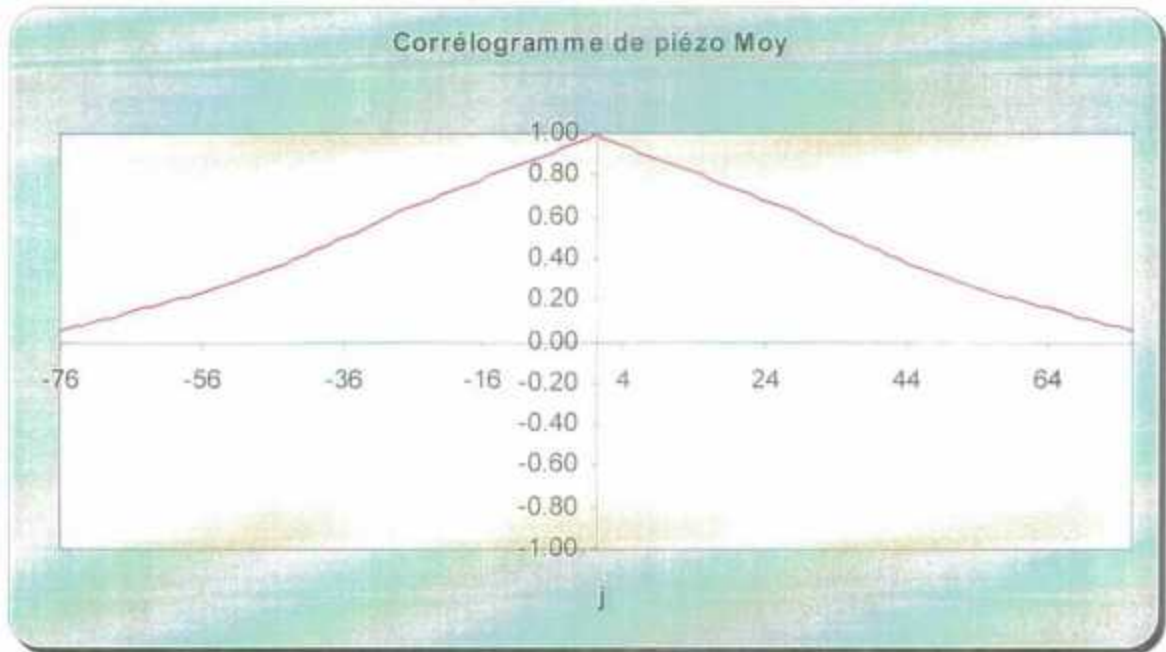


Fig. 13 : Auto-corrélogramme de la piézométrie moyenne journalière pour la période du 23/06/01-05/02/02.

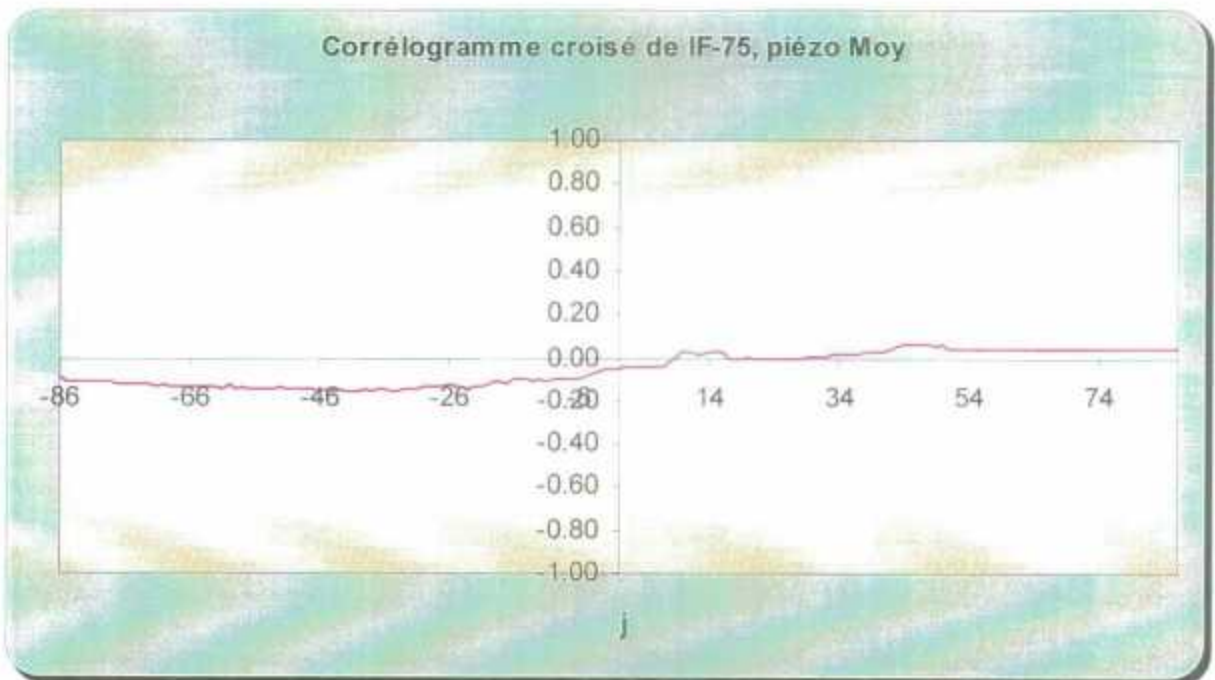


Fig. 14 : Corrélogramme croisé infiltration efficace-piézométrie moyenne.

Le **corrélogramme croisé (Débit pompé - Piézométrie)** présente une forte corrélation négative (fig. 15). L'évolution de la piézométrie est fortement influencée par l'effet des pompages. La corrélation négative indique que les variables sont anti-corrélées, le rabattement augmentant lorsque le débit de pompage diminue et inversement. L'effet mémoire est fort dans la mesure ou, pour un décalage de 25 jours, la corrélation entre les deux variables reste très significative ($r = 0,46$).

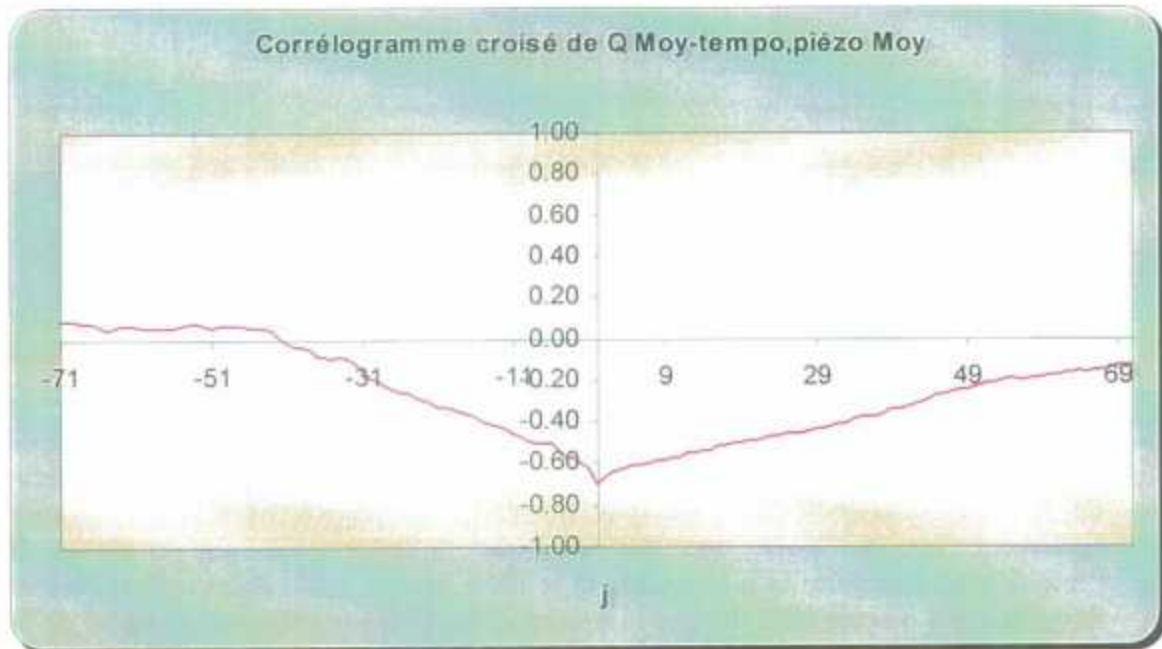


Fig. 15 : *Corrélogramme croisé débit pompé-piézométrie moyenne.*

4.3.1.4. Résultats des analyses spectrales simples et croisées

Les traitements ont porté sur deux périodes (07/08/01-18/09/01 et 09/10/01-19/12/01), l'objectif étant de caractériser les relations Débit-Piézométrie à court terme à l'aide des données au pas de temps de 12 mn (moyenne arithmétique de 3 données au pas de temps de 4 minutes).

Le spectre de densité de puissance du débit pompé (fig. 16) présente, pour les deux périodes traitées, un spectre de puissance identique. La fréquence de coupure ($f_c = 0,25 \text{ h}^{-1}$) est égale à 4 jours environ, le spectre étant négligeable au-delà. Le pic à la fréquence $f = 0,125 \text{ h}^{-1}$ (soit 8 heures environ) traduit la périodicité des phases de pompage au cours de la journée (3 phases de pompage par jour en moyenne).

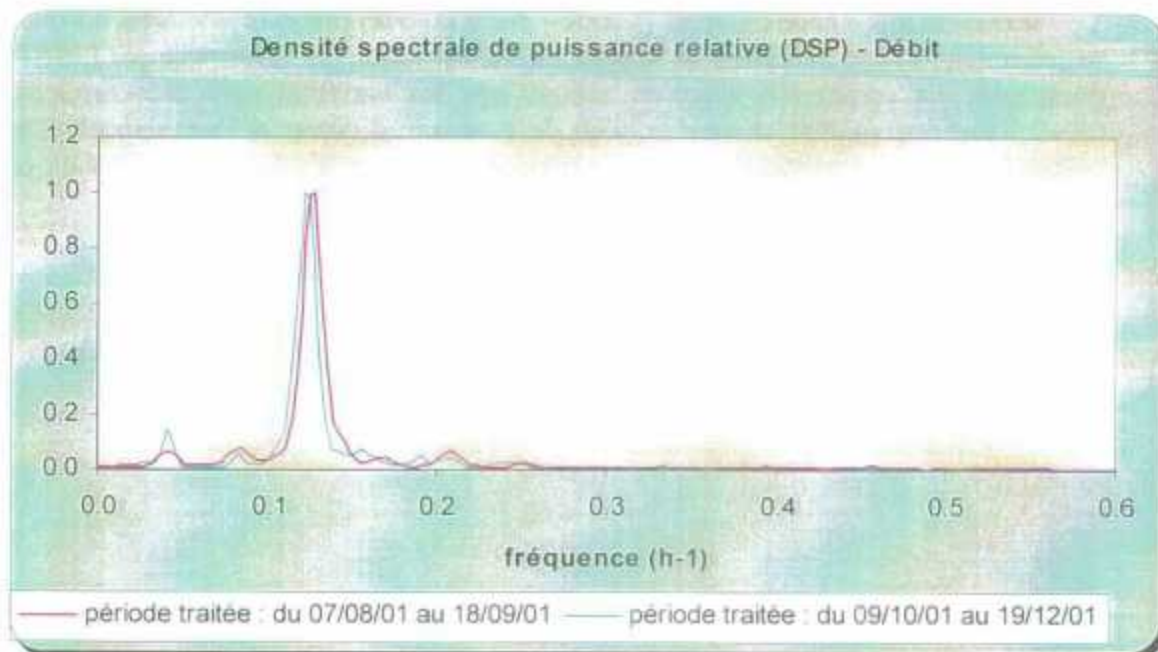


Fig. 16 : Densité spectrale de puissance relative du débit pompé.

Le spectre de densité de puissance du niveau piézométrique (fig. 17) présente également un pic pour une fréquence de 0.122 h^{-1} , ce qui confirme bien l'interdépendance entre la piézométrie et le débit pompé à très court terme. Pour cette fréquence, on montre (fig. 18) que le niveau piézométrique présente un retard de 166° par rapport au débit, ce qui correspond à environ une vingtaine de minutes. Compte tenu du pas d'échantillonnage retenu (12 minutes), ce retard n'est pas significatif. Logiquement, le niveau piézométrique réagit donc de manière « instantanée » à une variation du débit (que ce soit lors de son augmentation ou lors de sa diminution).

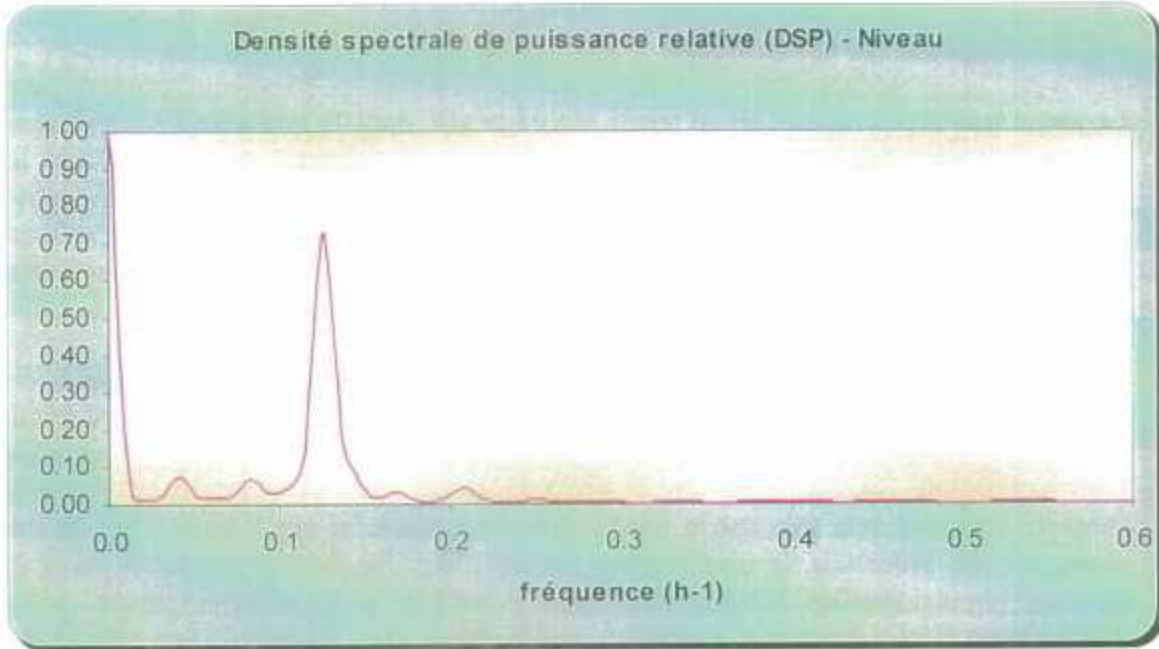


Fig. 17 : Densité spectrale de puissance relative du niveau piézométrique

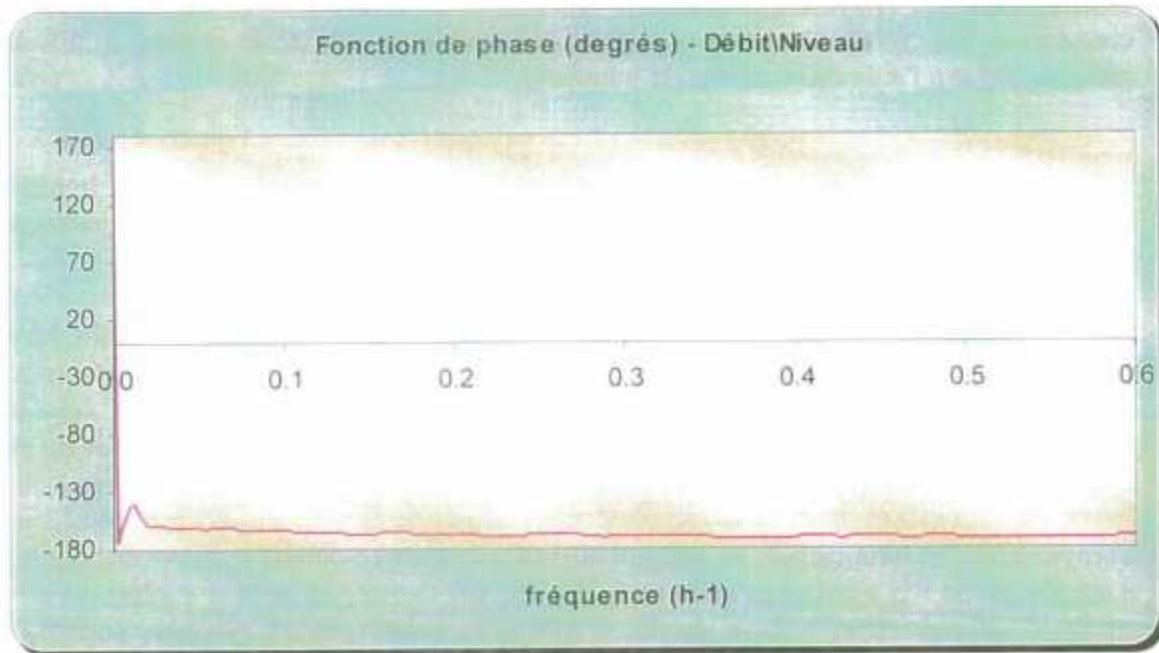


Fig. 18 : Fonction de phase niveau entre le débit et le niveau piézométrique

4.3.2. Caractérisation des relations pluie-niveau piézométrique et débit-niveau piézométrique à l'aide de fonctions de transfert

4.3.2.1. Objectif de la méthode

Le terme transfert s'oppose ici au terme autorégressif, dans la mesure où les processus de transfert sont définis à partir de fonctions d'entrée, exclusivement, alors que les processus autorégressifs utilisent la fonction de sortie également comme fonction d'entrée. Par exemple, un débit peut être représenté ou bien à partir de la pluie efficace (processus de transfert), ou bien à partir de la pluie efficace et du débit passé (processus autorégressif).

Pour caractériser une ou des fonctions de transfert, le traitement numérique des chroniques mesurées fait appel à des techniques d'inversion. On parle alors de modélisation « inverse » des phénomènes. Contrairement à la modélisation directe (ou déterministe) qui consiste à simuler le fonctionnement d'un hydrosystème à partir de concepts reposant à la fois sur la description du système et sur l'application de lois physiques des processus, la modélisation inverse décrit le fonctionnement à partir de réponses impulsionnelles. Elles sont estimées à partir de séries chronologiques : pluie, débit, niveau piézométrique, alimentation, prélèvement, etc. Les calculs font appel à des techniques numériques s'appuyant sur différentes méthodes de régularisation.

4.3.2.2. Caractérisation de la réponse impulsionnelle pluie efficace/débit pompé – niveau piézométrique

Des tests ont été effectués, pour chaque chronique de pluie efficace calculée, afin de caractériser les relations pluie - niveau piézométrique et débit pompé - niveau piézométrique à l'aide de fonctions de transfert.

La période d'étude s'étend sur 7 mois environ (23/06/01-11/03/02).

Les entrées de la fonction de transfert sont constituées par la pluie efficace et le débit pompé. En sortie, les calculs de la fonction de transfert fournissent des niveaux piézométriques.

On a cherché à caractériser les réponses impulsionnelles de la pluie efficace et du débit pompé qui permettent de reproduire au mieux l'évolution de la piézométrie mesurée. **Les meilleurs résultats des simulations (Critère de Nash) ont été obtenus avec la chronique de pluie efficace déterminée pour une RU de 75 mm.** En dessous de ce seuil, le modèle génère des pluies efficaces parasites qui n'ont pas été observées sous forme de remontées du niveau piézométrique. Au-delà, il sous-estime ces dernières. Compte tenu des forts cumuls de précipitations intervenus en début de saison des pluies, il est sûr que la RU n'est pas inférieure à 75 mm ; par contre, on ne peut exclure qu'elle atteigne 100 mm. **Une valeur de 75 à 100 mm, relativement réaliste, constitue vraisemblablement une bonne évaluation de la réserve utile moyenne à l'échelle du bassin versant de Koualé.**

L'évolution temporelle de la piézométrie mesurée et calculée au moyen de cette fonction de transfert est présentée figure 19 ; la chronique utilisée étant trop courte pour permettre au modèle de calculer la piézométrie avant le 30 octobre 2001. Après cette date, la comparaison entre modèle et mesure est acceptable. La diminution du niveau piézométrique est relativement bien simulée, notamment entre le 30/10/01 et le 21/12/01. La remontée de la piézométrie liée à la recharge par les pluies efficaces est, elle aussi, relativement bien reproduite, avec quelques petits décalages néanmoins.

Les **réponses impulsionnelles** obtenues (**débit pompé et pluie efficace**) sont présentées figure 20. La réponse impulsionnelle du débit décroît de manière plus ou moins exponentielle pendant une vingtaine de jours environ, au-delà, les oscillations ne sont pas significatives et témoignent d'un biais de calcul en raison d'une chronique trop courte. La réponse impulsionnelle de la pluie efficace est moins bien caractérisée (réponse molle) en raison du nombre trop faible d'événements significatifs dans la période considérée (fig. 21), la saison des pluies ne débutant qu'en fin de période d'observation.

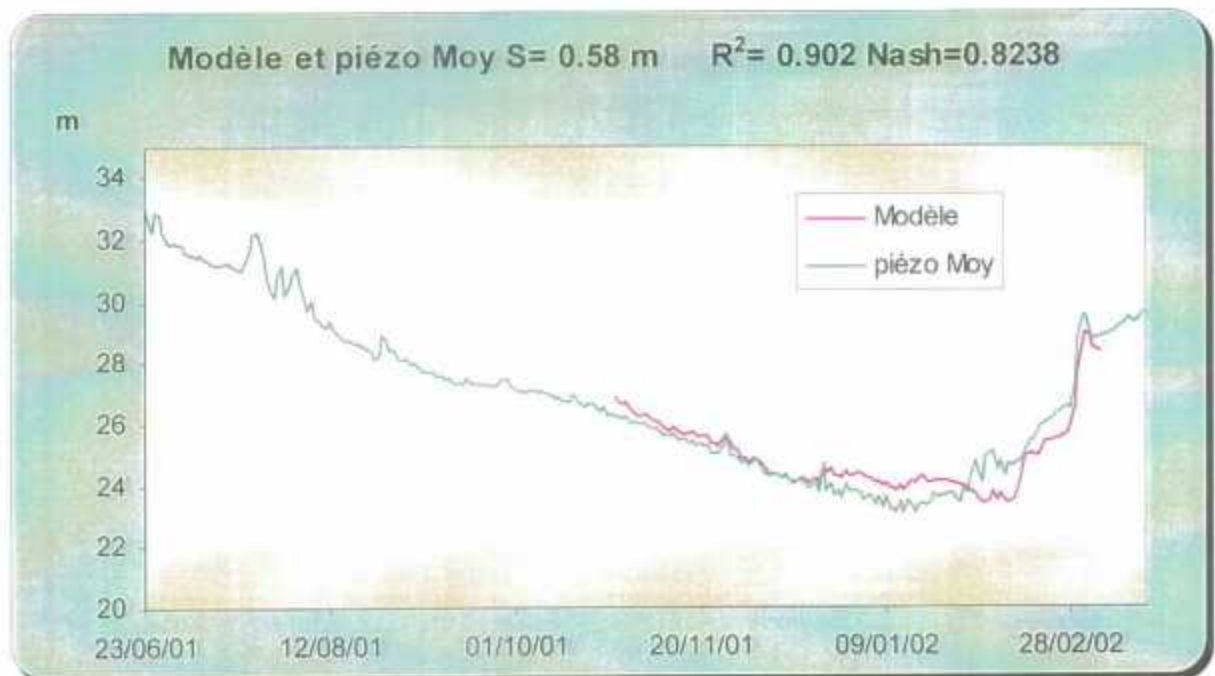


Fig. 19 : Piézométries observée et calculée à l'aide des fonctions de transfert.

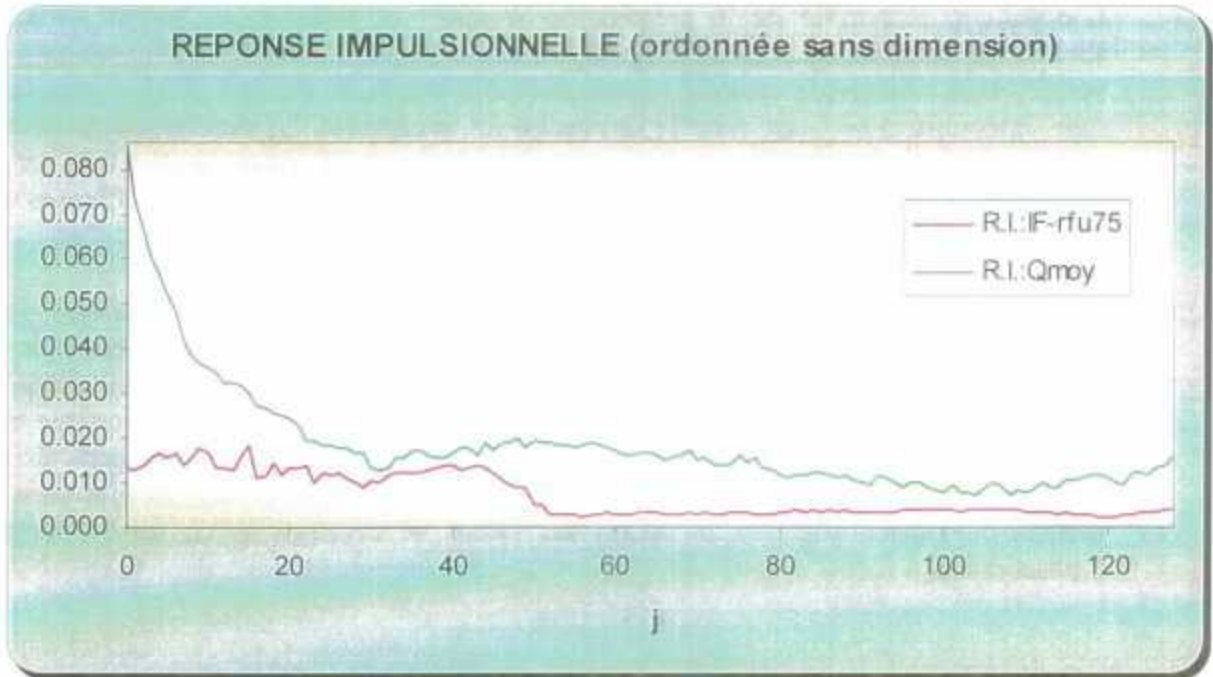


Fig. 20 : réponses impulsionnelles de la pluie efficace (IF-RFU75) et des débits pompés.

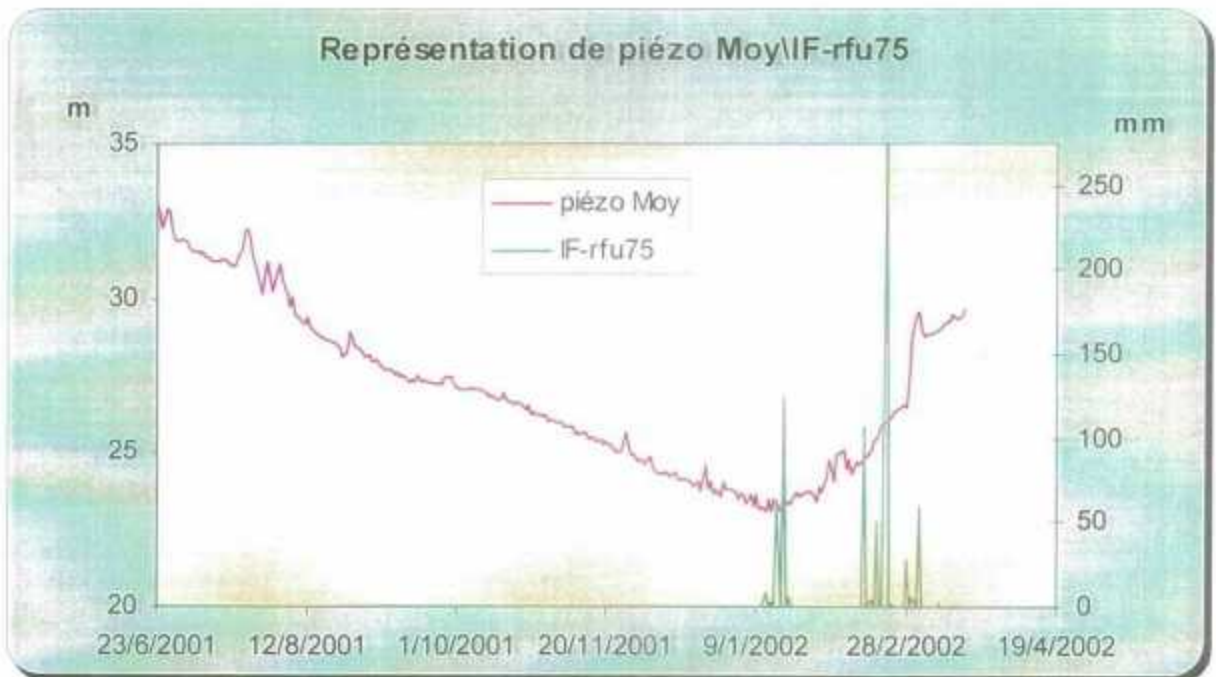


Fig. 21 : Piézométrie observée et pluie efficace calculée par le modèle.

4.3.2.3 Caractérisation de la fonction de transfert Pluie efficace - Niveau piézométrique

Dans le but de mieux caractériser l'influence de la pluie efficace sur l'évolution temporelle du niveau piézométrique, il a été tenté de soustraire l'effet du pompage, quantifié au sein du paragraphe 4.4.2, à la chronique du niveau piézométrique observé, en considérant que l'effet du pompage se traduit par une baisse des niveaux piézométriques de 4.4 cm/j (fig.22). La soustraction de l'influence supposée du pompage à la piézométrie observée permet de produire une courbe de variation relative (fig. 23) sur laquelle la réponse impulsionnelle de la pluie efficace seule (l'effet du pompage étant corrigé) a été recherchée.

Les traitements ont porté sur les données de piézométrie journalière à l'aide des données de pluie efficace calculées à l'aide du modèle de bilan hydrique simplifié. Différents tests ont été effectués : IF-25 mm ; IF-50 mm ; IF-75 mm ; IF-100 mm ; IF-125 mm. La période d'étude est de 7 mois environ (23/06/01-13/03/02).

Dans ce cas également, les meilleurs résultats des simulations (Critère de Nash) ont été obtenus avec la chronique de pluie efficace déterminée pour une RU de 75 mm (fig. 24).

Avant la date 14 janvier 2002, il n'y a pas de pluie efficace significative. Le modèle traduit cette l'absence de pluie efficace par une droite horizontale. Ainsi, les variations relatives mises en évidence avant le 14/01/02 sont causées exclusivement par les modifications du régime de pompage (si l'on fait l'hypothèse que la correction proposée est fiable).

Le modèle reproduit globalement l'augmentation du niveau piézométrique à partir du 14 janvier 2002. Néanmoins, sa réponse au premier épisode de pluie efficace est nettement plus importante que dans la réalité. Ceci peut être lié à une surestimation de la pluie efficace, ou à une caractérisation encore imprécise de la réponse impulsionnelle de la pluie efficace, en raison de la trop courte durée de la série.

La réponse impulsionnelle de la pluie efficace (fig. 25) présente un pic à 15 jours, ce qui signifie que le système « aquifère » réagit sensiblement aux pluies efficaces environ 15 jours après un épisode pluvieux. Au-delà de 35 jours, les oscillations ne sont pas significatives et témoignent d'un biais de calcul en raison d'une chronique trop courte.

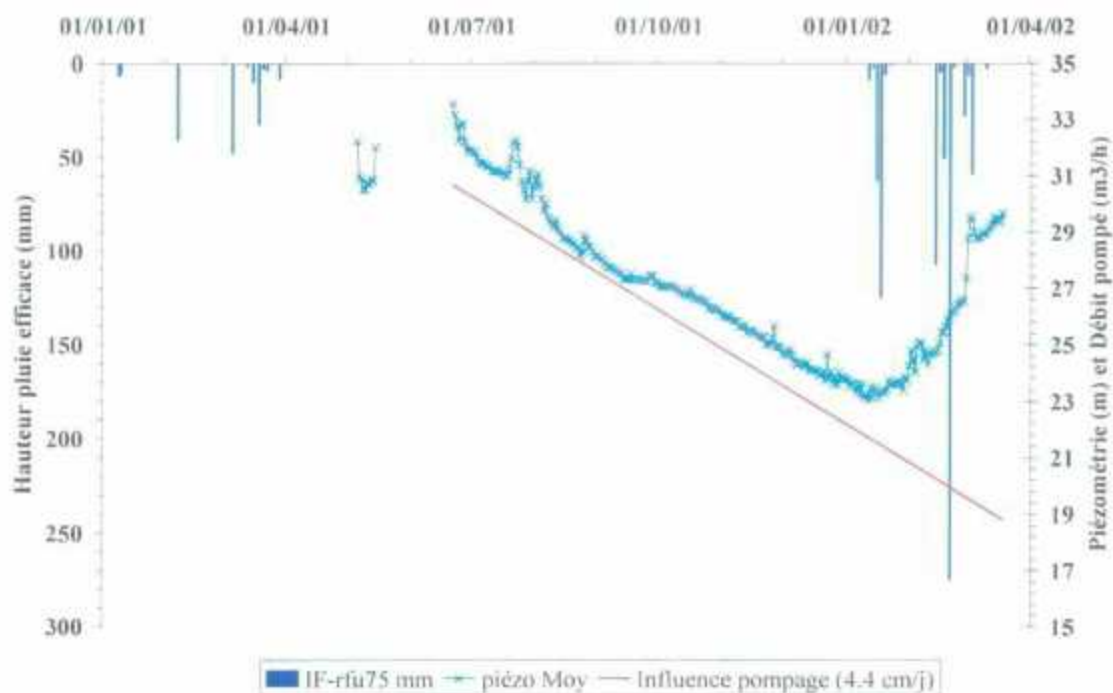


Fig. 22 : Evolution temporelle de la pluie efficace (IF-75 mm) et de la piézométrie. L'évolution de l'influence supposée du pompage est également représentée.

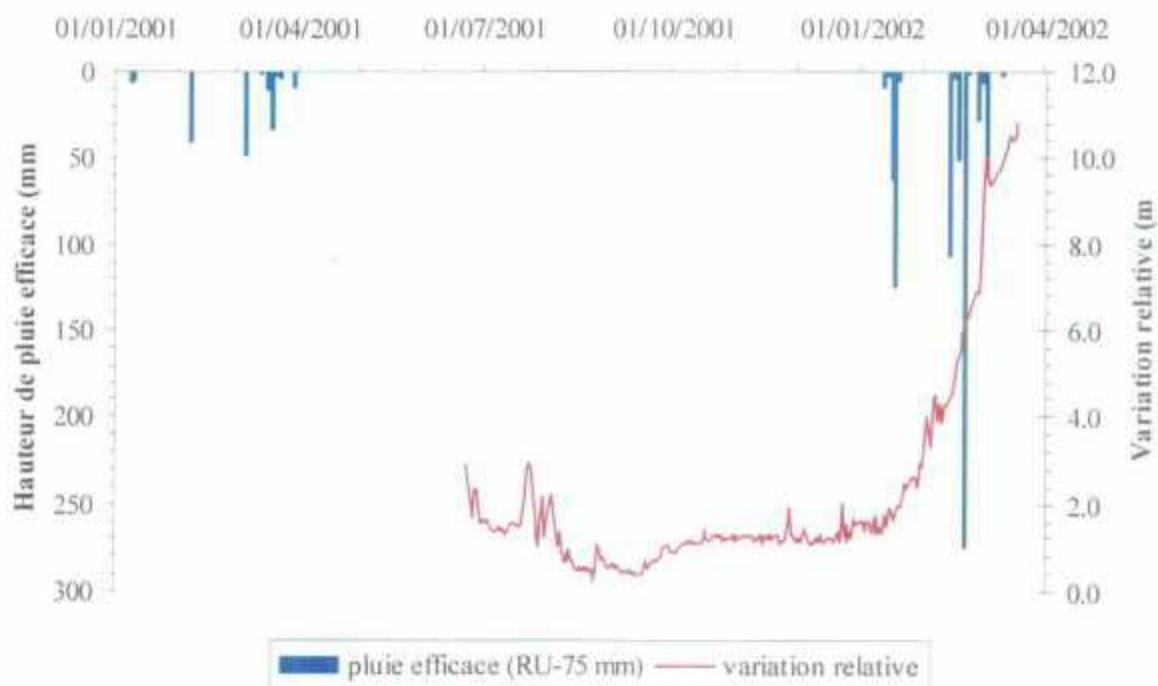


Fig. 23 : Evolution temporelle de la courbe de variation relative de la piézométrie (soustraction de l'effet du pompage, estimé à 4.4 cm/j).

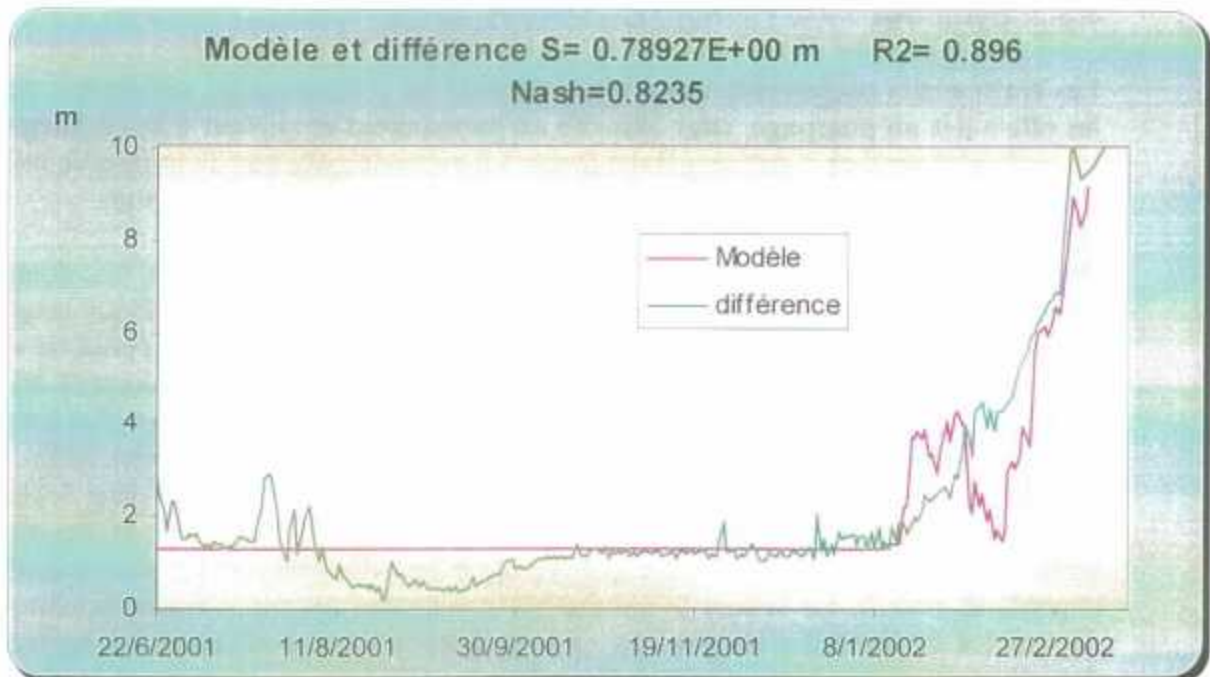


Fig. 24 : Evolution temporelle de la variation relative de la piézométrie (sans l'effet causé par le pompage) : comparaison entre mesure et modèle.

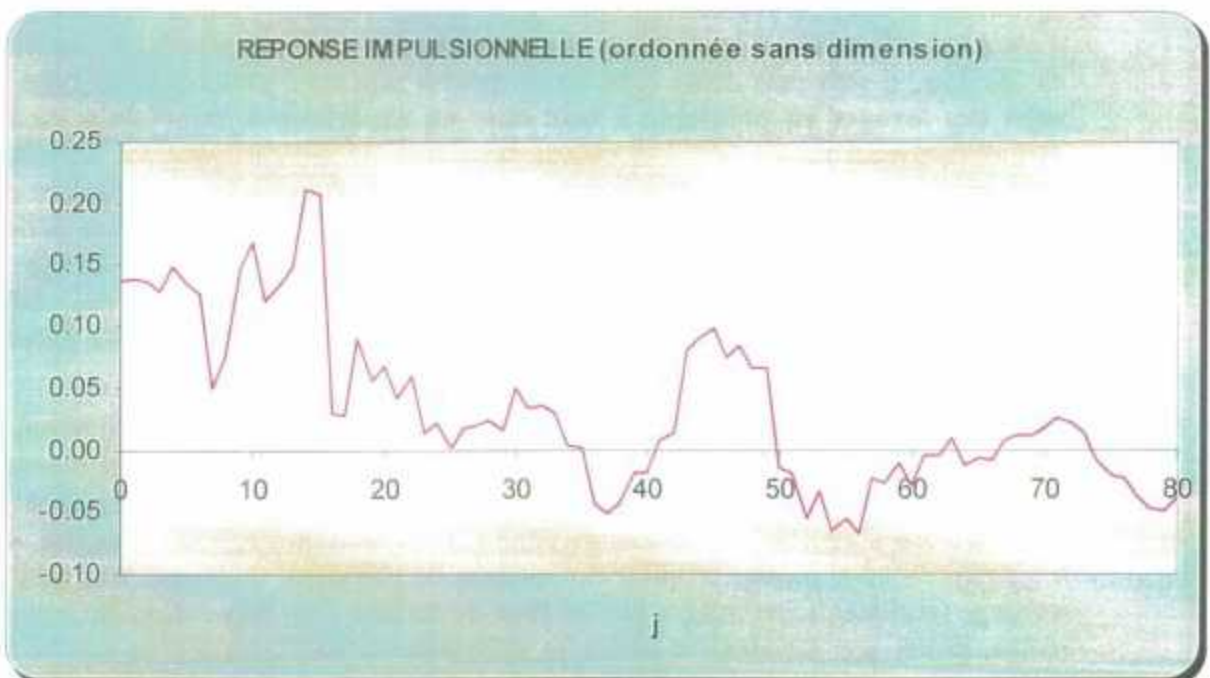


Fig. 25 : Réponse Impulsionnelle de la pluie efficace. (IF-75 mm).

4.3.3. Synthèse

Les traitements mathématiques réalisés mettent en évidence sans ambiguïté, outre les effets liés au pompage, ceux associés au tarissement et surtout à la recharge de l'aquifère. Ils ont en outre permis de donner un ordre de grandeur de la réserve utile à l'échelle du « bassin versant » de l'aquifère, qui est évaluée à environ **75 mm**.

D'une manière générale, même s'ils ne permettraient, dans l'état actuel des données disponibles, qu'une modélisation assez grossière de l'évolution piézométrique sous les effets conjugués du pompage et de la recharge par les précipitations, **ces résultats sont très encourageants. Ils devraient autoriser une modélisation relativement fiable (débits pompés, pluviométrie → piézométrie) à l'aide d'une chronique plus longue** (intégration de la fin de la saison des pluies et du début de la saison sèche 2002). Ce type de modélisation pourra permettre de prédire l'évolution à long terme (échelle pluriannuelle) de la piézométrie sous l'effet conjugué des pompages et de divers scénarios de recharge de l'aquifère (pluviométrie de saison des pluies plus ou moins importante, évaluée sur la base de traitements statistiques des données pluviométriques disponibles à Mayotte) et de procéder en conséquence à une **évaluation à long terme des volumes exploitables au sein de l'aquifère**.

Par ailleurs, ces résultats appellent plusieurs suggestions :

- 1) La poursuite de l'acquisition de données pluviométriques à Mayotte, et la fiabilisation du réseau et des données acquises,
- 2) la réalisation d'un suivi piézométrique sur un forage captant le même aquifère, mais n'étant pas influencé par le pompage. Compte tenu de la taille supposée des aquifères de Mayotte, il sera sans doute difficile de trouver une configuration de ce type. Le **suivi des forages en préalable à leur mise en exploitation**, si possible sur une période couvrant saison sèche et saison des pluies, montre ici tout son intérêt. Il permettrait de calculer avec précision la réponse impulsionnelle de l'aquifère aux pluies efficaces et de disposer des éléments pour quantifier leur effet en période influencée par le pompage. A défaut, la **poursuite du suivi du forage en exploitation, sur une période plus longue pour s'affranchir des effets perturbateurs liés au pompage**, devrait permettre de bien caractériser cette fonction de transfert ;
- 3) dans le meilleur des cas (disponibilité de données avant la mise en exploitation du forage et au cours de celle-ci), la comparaison des fonctions de transfert obtenues permettrait de **déterminer si l'exploitation a un effet sur les processus de recharge de l'aquifère**. Les interprétations proposées au sein du chapitre 4.4. suggèrent en effet fortement que l'exploitation de l'aquifère augmente son taux de recharge (réalimentation induite par les eaux de surface plus importante, etc.) ou, au moins, réduit son tarissement (moindre débordement de l'aquifère en saison des pluies par exemple) ;

enfin, dans le cas d'un aquifère comme celui de Kwalé, qui se situe à proximité d'un cours d'eau, la relation pluie efficace – niveau piézométrique peut être indirecte, si la recharge se produit essentiellement par infiltration des eaux de surface par exemple.

Dans ce type de configuration, il serait souhaitable de disposer de mesures du débit du cours d'eau associé à l'aquifère (réalisées de préférence à une station située en aval du forage, de manière à intégrer l'effet de celui-ci).

Ces mesures, si elles étaient elles aussi réalisées préalablement à la mise en exploitation du forage, permettraient en outre de quantifier l'**impact du pompage sur le débit du cours d'eau**. Des mesures ponctuelles permettraient une analyse qualitative, des mesures à un pas de temps plus rapproché (instrumentation du cours d'eau) autoriseraient une approche quantitative de l'impact du pompage sur le débit du cours d'eau, en comparant la réponse impulsionnelle de celui-ci avant et après mise en exploitation du forage.

4.4. INTERPRETATION DES DONNEES AU MOYEN D'UNE SOLUTION ANALYTIQUE DE L'EQUATION DE LA DIFFUSION

Les données recueillies au forage (piézométrie, débit) ont aussi été interprétées, à la manière d'un pompage d'essai de longue durée, en utilisant les lois de l'hydrodynamique (solution analytique de l'équation de la diffusion, principe de superposition, limites, etc.).

4.4.1. Données utilisées

Parmi les données disponibles, ce sont celles de la période du 22 juin 2001 à la fin mars 2002 qui ont été utilisées. En effet, la chronique piézométrique suggère (fig. 9) :

- d'une part, qu'une période de pompage significative a précédé les premières mesures disponibles (du 6 au 16 mai), le niveau piézométrique en début de cette période étant relativement bas (cote piézométrique moyenne aux environs de 30,5 m NGM). Les caractéristiques (dates exactes de pompage, débits) de cette première période de pompage n'étant pas connues, il n'est pas possible de chercher à la simuler ;
- d'autre part, qu'une interruption relativement longue du pompage est intervenue entre le 16 mai et la reprise des observations, le niveau piézométrique étant remonté de manière sensible (cote piézométrique moyenne aux environs de 33,5 m), sans que la période ait été affectée par des précipitations significatives ;
- par ailleurs, l'allure de la chronique piézométrique à partir du 22 juin (diminution relativement rapide des charges hydrauliques) montre une bonne ressemblance avec le début d'un pompage (fig. 10).

En conséquence, pour l'interprétation, les données suivantes ont été utilisées :

- **piézométrie** :
 - données de la piézométrie moyenne journalière,
 - les rabattements liés au pompage ont été calculés sur la base d'une cote piézométrique au repos de 35 m NGM, valeur proche de celle mesurée en avril 2000 et tout à fait compatible avec les données disponibles (niveau piézométrique maximum à 34,59 m NGM le 22 juin, correspondant à une période de remontée du

niveau piézométrique après la première phase de pompage enregistrée). Une incertitude sur la cote des niveaux piézométriques au repos est relativement peu pénalisante pour l'interprétation d'un pompage de très longue durée, sachant qu'elle peut être compensée, en pompage, par les effets liés aux pertes de charge quadratiques. En conséquence, on ne pourra pas déterminer l'effet lié à ces pertes de charges quadratiques, qui ne devrait cependant pas avoir évolué significativement depuis les pompages d'essai, le forage étant très récent,

- **débits** : le débit utilisé chaque jour correspond à la moyenne des débits journaliers du jour considéré et des 4 jours précédents (moyenne « antérieure » sur 5 jours). Les débits moyens journaliers sont en effet trop variables pour permettre une bonne interprétation de l'essai.

Il a été considéré que le pompage avait débuté 12 heures après la première mesure journalière disponible, soit approximativement le 22 juin à 0h. A quelques heures près, la non-connaissance de la date exacte de début du pompage n'est pas trop pénalisante pour l'interprétation d'un « essai » de très longue durée.

4.4.2. Interprétation du pompage

L'analyse a été menée au moyen du logiciel ISAPE développé par le BRGM, qui avait déjà été utilisé pour l'interprétation des pompages d'essai sur l'ensemble des forages.

Les paramètres hydrodynamiques issus de l'interprétation du pompage d'essai d'avril 2000 (cf. rapport RP-50428-FR) ont été repris dans un premier temps :

- 1) transmissivité $T = 4.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$,
- 2) une limite étanche apparaissant au bout de 40 minutes de pompage,
- 3) un coefficient d'emménagement égal à 10, non significatif dans la mesure où le suivi des rabattements est réalisé au forage et la cote du niveau piézométrique au repos n'est pas connue avec précision, mais néanmoins similaire à la valeur utilisée lors de l'interprétation du pompage d'essai de 2000.

Cette interprétation permet un relativement bon ajustement sur les 50 000 à 70 000 premières minutes du pompage environ (fig. 26). Au-delà, la courbe calculée montre des rabattements nettement plus faibles que ceux qui sont observés.

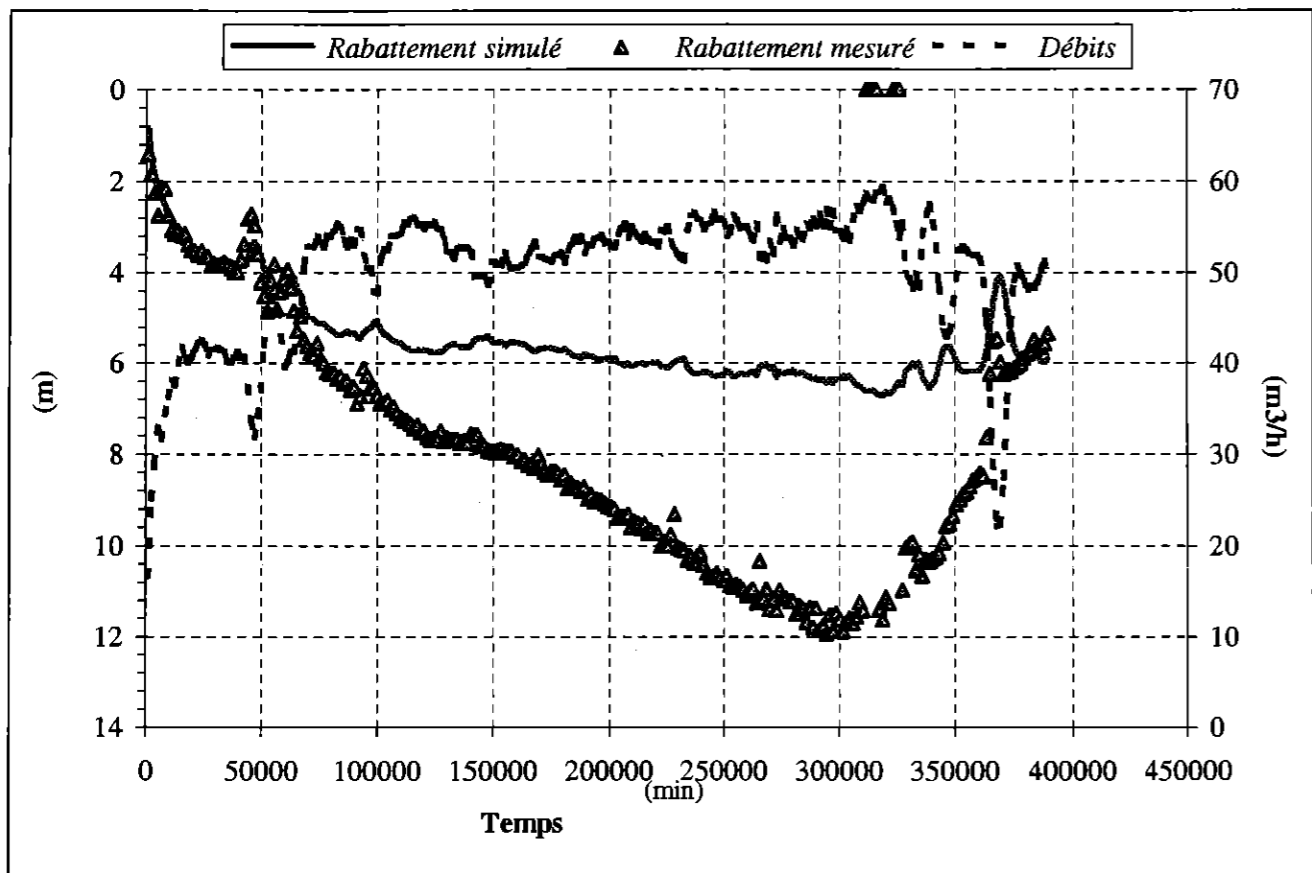
La prise en compte d'une seconde limite étanche (à $t = 20\ 000 \text{ mn}$) améliore sensiblement le calage sans toutefois permettre d'expliquer l'intégralité de la différence entre valeurs calculées et observées. En fin d'« essai » (avant la période perturbée par la recharge), la différence entre rabattements calculés et observés est de l'ordre d'un peu moins de 4 mètres (fig. 27).



Affaire Client	Collectivité Territo	POMPAGE D'ESSAI PUITS Koua
-------------------	----------------------	-------------------------------

Logiciel ISAPE Version 6J

INFORMATIONS GENERALES			
Fichier traité	LDK1ISA.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	35 m
Aquifère testé	Koualé	Rabattement Maximum	11.95 m
Nom du forage	Koua	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Transmissivité (m ² /s)	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de P.d.C quadratiques (s ² /m ³)	Skin
4.00E-03	1.00E+01	1.40E-01		

Effet de vidange : Non

Effet de capacité : Non

LIMITE L1	
L1	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	40

LIMITE L2	

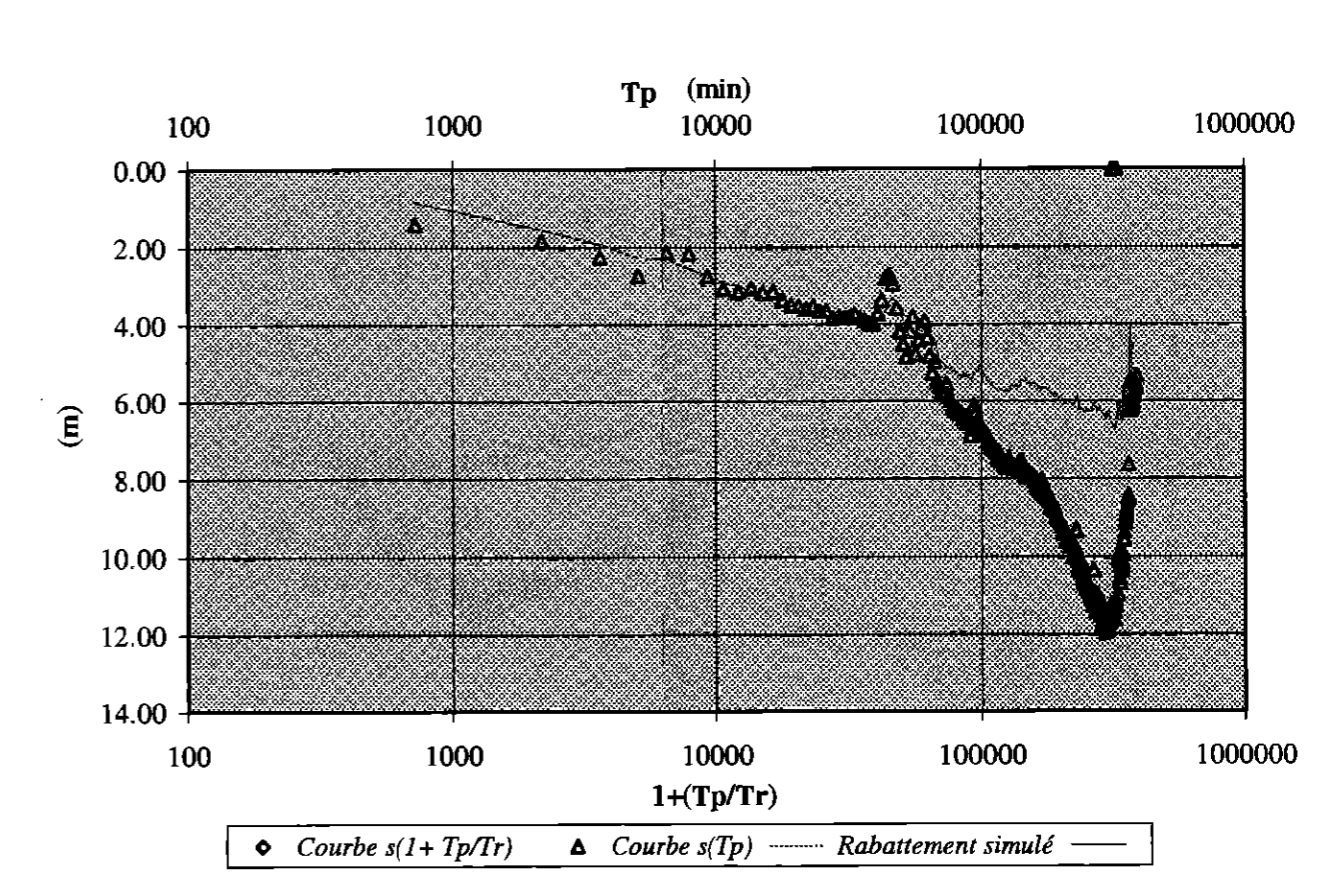
Fig. 26 : Forage de Koualé 1. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis (une limite étanche).



Affaire Client	Collectivité Territo	POMPAGE D'ESSAI PUITS Koua
-------------------	----------------------	-------------------------------

Logiciel ISAPE Version 6J

INFORMATIONS GENERALES			
Fichier traité	LDK1ISA.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	35 m
Aquifère testé	Koualé	Rabattement Maximum	11.95 m
Nom du forage	Koua	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Transmissivité (m ² /s)	Coefficient d'emmagasinement	Rayon d'observation (m)	Coefficient de P.d.C quadratiques (s ² /m ³)	Skin
4.00E-03	1.00E+01	1.40E-01		

Effet de vidange : Non

Effet de capacité : Non

LIMITE L1	
L1	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	40

LIMITE L2	



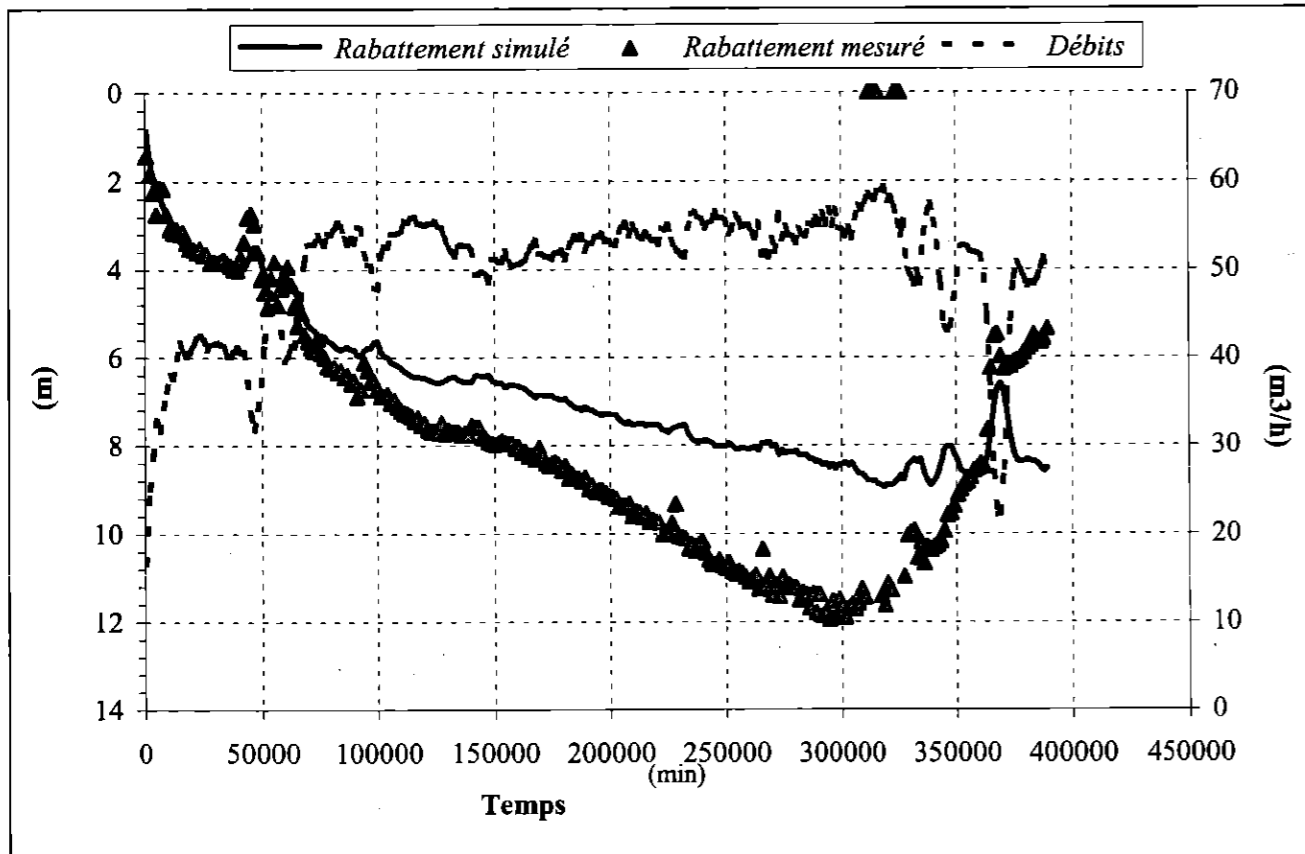
Affaire Client Collectivité Territo

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Koua

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GÉNÉRALES

Fichier traité	LDK1ISA.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	35 m
Aquifère testé	Koualé	Rabatement Maximum	11.95 m
Nom du forage	Koua	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Perméabilité (m²)	1.00E+01	1.40E-01		
Porosité				
Coef. de stockage				
Coef. de décharge				

Effet de vidange : Non

Effet de capacité : Non

L1	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	40

L2	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	16
Temps d'influence (min)	20000

Fig. 27 : Forage de Kwalé 1. Interprétation du pompage selon un schéma de Theis (deux limites étanches).



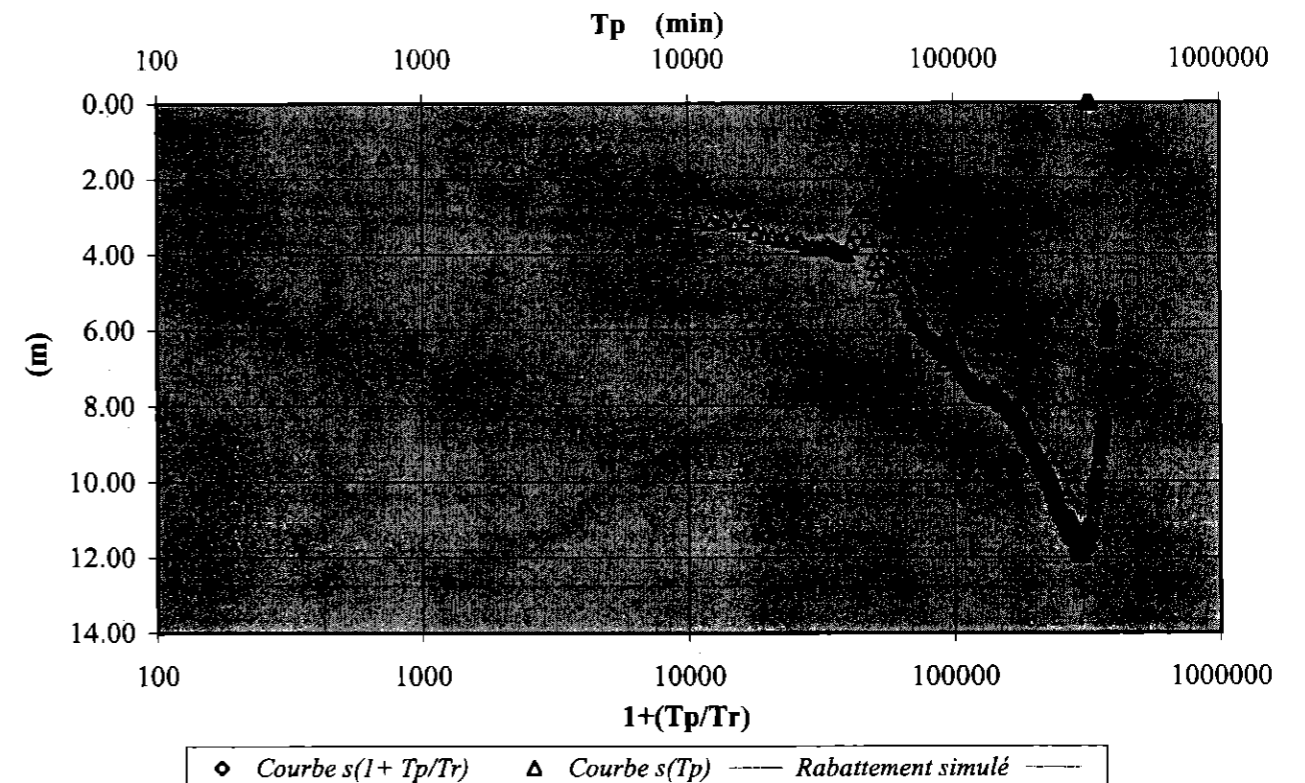
Affaire Client Collectivité Territo

POMPAGE D'ESSAI
PUITS Koua

Logiciel ISAPE Version 6.1

INFORMATIONS GÉNÉRALES

Fichier traité	LDK1ISA.ISA	Date de début de pompage	
Numéro de pompage		Niveau hydrostatique initial	35 m
Aquifère testé	Koualé	Rabatement Maximum	11.95 m
Nom du forage	Koua	Diamètre du forage	273 mm



PARAMETRES DE L'AJUSTEMENT

Méthode d'interprétation : THEIS

Perméabilité (m²)	1.00E+01	1.40E-01		
Porosité				
Coef. de stockage				
Coef. de décharge				

Effet de vidange : Non

Effet de capacité : Non

L1	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	1
Temps d'influence (min)	40

L2	Etanche
Distance au puits de pompage (m)	16
Temps d'influence (min)	20000

Cette première phase d'interprétation confirme le **caractère compartimenté de l'aquifère** (ou son caractère limité dans l'espace) illustré par la nécessité de prendre en compte plusieurs limites étanches, dont une avait déjà été mise en évidence lors du pompage d'essai.

Elle suggère également l'**absence de relation significative entre le forage et le cours d'eau** : si relation il existe, elle n'est pas suffisamment forte pour se marquer par une stabilisation des niveaux piézométriques qui pourrait être interprétée comme un effet de « limite alimentée ». Il y a donc probablement non-connexion hydraulique entre l'aquifère et le cours d'eau (présence d'une zone non saturée sous le cours d'eau dans la zone de recharge de l'aquifère).

Les données disponibles quant au débit de la rivière Kwalé correspondent aux mesures hebdomadaires réalisées au niveau de la prise d'eau amont, située à la cote 100 m NGM environ, sur le bras rive droite de la rivière, au cours de la période janvier – fin décembre 2001. Elles suggèrent que le pompage a été réalisé dans des conditions de moyennes (mi-juin/mi-août, de 30 à 10 l/s) à basses eaux (à partir de mi-août, 5 l/s ou moins) au cours desquelles on ne sait pas si la rivière présentait un débit significatif dans le secteur du forage. La réalisation de mesures complémentaires du débit du cours d'eau (jaugeages en aval du forage, jaugeages différentiels si possible) permettrait d'affiner cette interprétation.

L'interprétation de l'essai suggère que la stabilisation des niveaux piézométriques observée entre 130 000 et 150 000 minutes pourrait être due à la diminution du débit moyen de pompage (de 55 à moins de 50 m³/h environ). Par contre, la remontée des niveaux piézométriques en fin de pompage est bien liée à un phénomène externe (recharge), car l'interprétation sous ISAPE ne reproduit pas cette tendance (voir l'analyse plus détaillée proposée en § 4.4.3.).

Au-delà de 50 000 à 70 000 minutes, la courbe des rabattements, lorsqu'elle n'est pas perturbée par des variations significatives du débit, montre plusieurs épisodes pendant lesquels elle peut être approximée par une droite en coordonnées arithmétiques :

- entre 70 000 et 90 000 minutes : pente voisine de 6,95 cm/j ($r^2 = 0,90$), pour un débit moyen de pompage de 53,7 m³/h (écart-type 0,86 m³/h) (fig. 28),
- entre 105 000 et 125 000 minutes : pente voisine de 5,54 cm/j ($r^2 = 0,95$), pour un débit moyen de pompage de 55,0 m³/h (écart-type 0,66 m³/h) (fig. 29),
- entre 170 000 et 270 000 minutes : pente voisine de 4,42 cm/j ($r^2 = 0,98$), pour un débit moyen de pompage de 54,3 m³/h, augmentant sensiblement au cours de la période considérée (fig. 30).

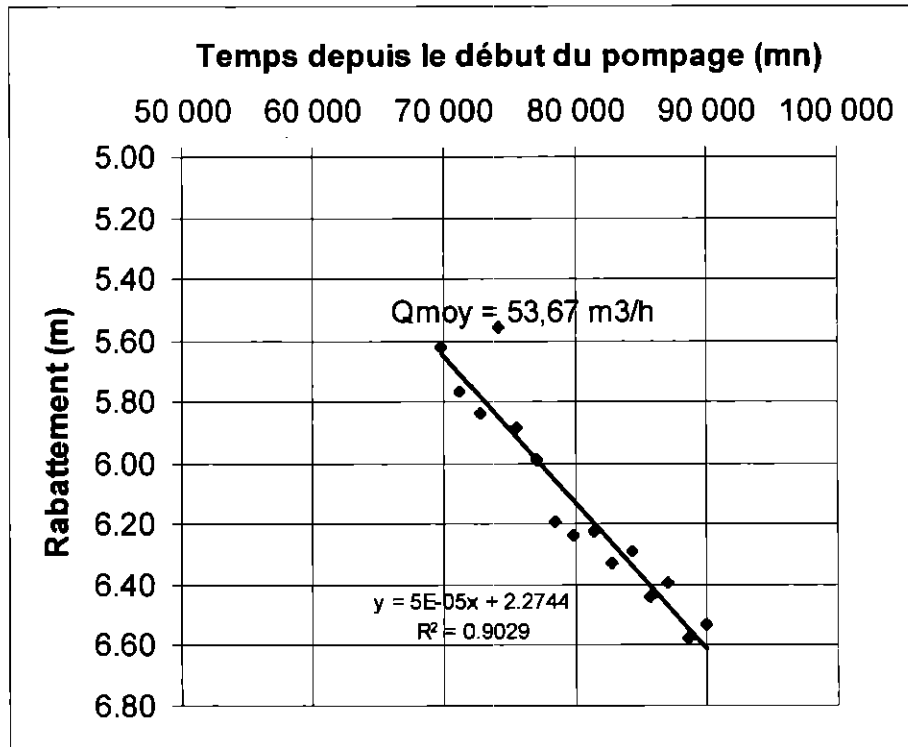


Fig. 28 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage

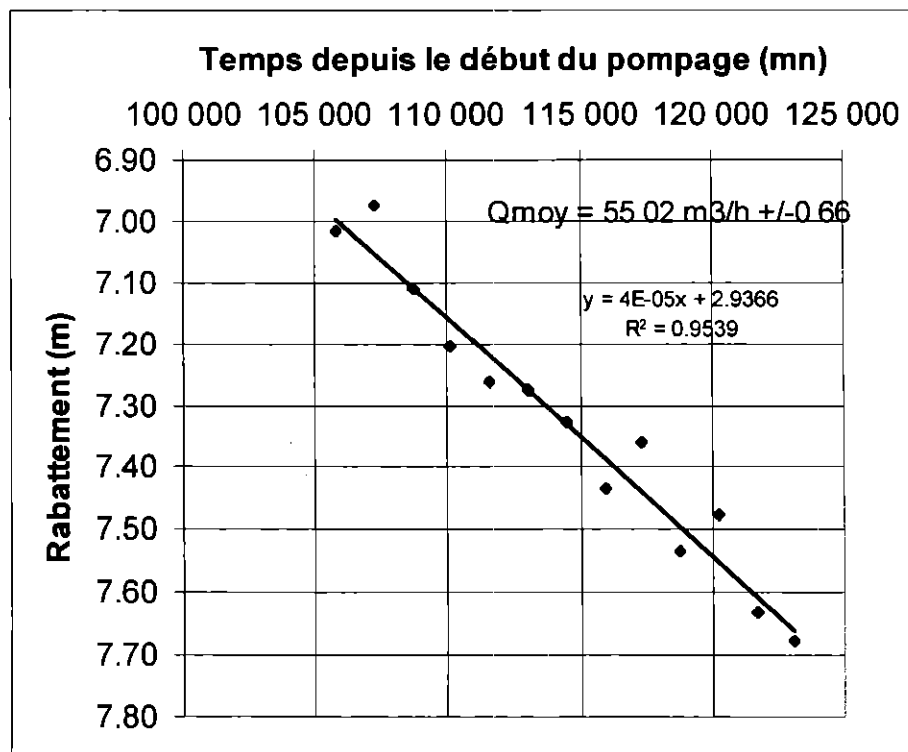


Fig. 29 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage

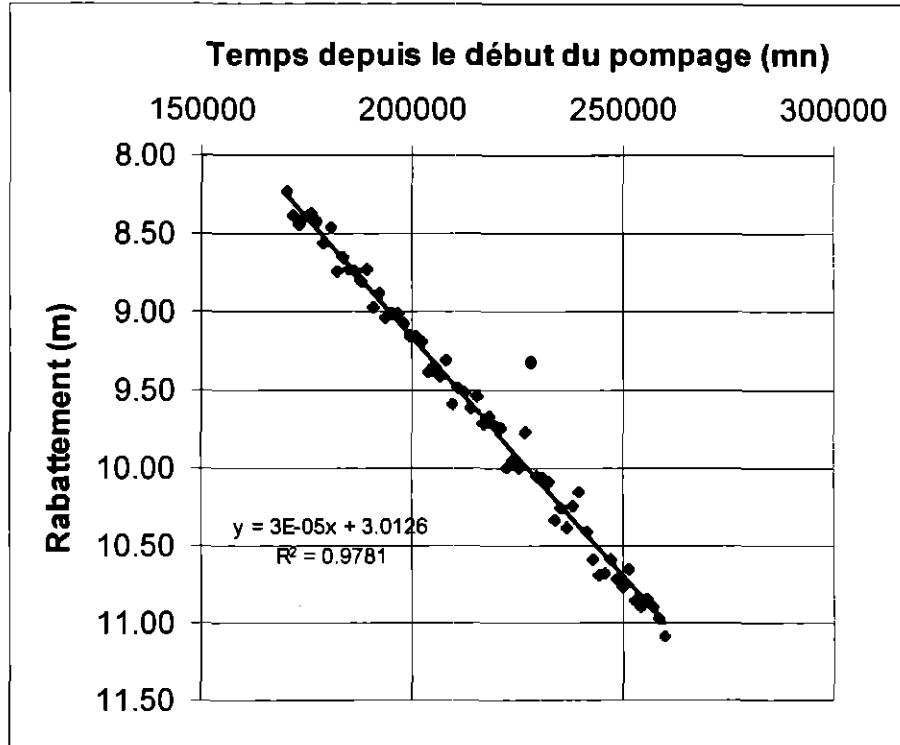


Fig. 30 : Evolution des rabattements (en m) entre 50 000 et 100 000 minutes de pompage

Cette évolution « linéaire » des rabattements en coordonnées arithmétiques confirme l'extension limitée de l'aquifère.

Cette pente correspond aux effets cumulés du pompage, du tarissement de l'aquifère (écoulements éventuels vers l'aval) et d'une éventuelle alimentation par le cours d'eau. Si l'on fait les hypothèses que (i) seul le tarissement de l'aquifère évolue au cours du temps (diminution, les tarissements montrant en général une décroissance exponentielle), (ii) que celui-ci est quasiment nul au cours de la période 170 000–270 000 minutes, et (iii) que la recharge de l'aquifère (par le cours d'eau ou par infiltration) est nulle à cette période de l'année, alors **l'effet du pompage sur la baisse du niveau piézométrique de l'aquifère peut être évalué à environ 4,4 cm/j**. La prise en compte des volumes moyens prélevés au sein de l'aquifère pendant cette période (1 304 m³/j) permet une évaluation de l'extension spatiale de l'aquifère, sur la base d'hypothèses concernant sa porosité efficace (cf. tableau ci-dessous). On peut estimer que **la superficie utile de l'aquifère est comprise entre quelques fractions de kilomètre carré et quelques kilomètres carrés** (valeurs surlignées en gras), ce qui est réaliste compte tenu de la configuration du site étudié.

Porosité efficace (%)	Superficie de l'aquifère (km ²)
100	0,03
20	0,15
10	0,30
1	3
0,1	30

Si l'aquifère était partiellement soutenu par des pertes de la rivière (le débit d'échange ne serait pas proportionnel à la différence de charge existant entre la rivière et l'aquifère ; cf. absence de limite alimentée), la « superficie » de l'aquifère serait réduite proportionnellement à cette alimentation par le cours d'eau.

Ces informations permettent une évaluation de la **réserve totale exploitable au sein de l'aquifère capté par le forage**, sur la base :

- du niveau piézométrique en début d'étiage 2001 (minimum journalier), minoré des pertes de charges quadratiques et des pertes de charges intervenant, au sein de l'aquifère, au cours des deux premières semaines de pompage : environ 31 m NGM,
- du rabattement maximal admissible dans diverses hypothèses (cf. tableau ci-dessous).

Positionnement de la pompe (m NGM)	Rabattement maximal admissible (m)	Réserve exploitable au sein de l'aquifère (m ³)
+ 20 (20 m de profondeur, <u>position actuelle de la pompe selon la DAF</u>)	9 (en conservant une marge de sécurité de 2 m par rapport à la pompe)	265 000
+ 8 (32 m de profondeur, base du tube plein)	21 (en conservant une marge de sécurité de 2 m par rapport à la pompe)	620 000
+ 5 (cf. § 4.5. – position à laquelle la pompe pourrait être placée selon la DAF, sans gros travaux)	24 (en conservant une marge de sécurité de 2 m par rapport à la pompe)	705 000
-10 (50 m de profondeur, en face d'une zone non productive de l'aquifère)	27 (en rabattant l'aquifère jusqu'à la cote +4 m NGM, ce qui dénoie les venues d'eau observées entre 30 et 33 m de profondeur, qui contribuent pour environ 35 à 40 % au débit du forage)	800 000

La valeur la plus réaliste, **600 000 m³**, qui n'induit aucun dénoisement des zones productives du forage, est à rapprocher des volumes prélevés en 2001, sur une période de 7 mois (22 juin 2001–20 janvier 2002), estimés à environ 250 000 m³.

4.4.3. Interprétation de la remontée piézométrique liée à la recharge de l'aquifère

L'interprétation sous ISAPE confirme de manière incontestable que la remontée piézométrique observée en fin de période est liée à la recharge de l'aquifère. Certains éléments doivent néanmoins être pris en considération (fig. 10) :

- d'une manière générale, le débit pompé diminue sensiblement au cours de la période de recharge. En moyenne, il passe à environ 50 m³/h à fin mars alors qu'il était de 55 m³/h environ en janvier. Cette diminution est susceptible de réduire le taux de baisse des niveaux piézométriques lié au pompage d'un facteur proportionnel, soit de 10 % environ, de 4,42 à 4,0 cm/j environ,
- une très forte baisse des pompages intervient les 2 et 3 mars, avec une moyenne de 7 m³/h de pompage seulement pour ces 2 jours (3 heures de pompage environ chacun de ces jours), avec aussi des valeurs autour de 30 m³/h les 2 jours précédents et suivants. A cette baisse est associée environ 3 m de remontée des niveaux piézométriques. Compte tenu du fait que le taux de montée du niveau piézométrique est linéaire et de pente similaire avant et après cette forte diminution du débit (environ 9,5 cm/j), l'effet strictement associé à la diminution du débit de pompage peut être estimé à 1,7 m ; la remontée liée à la recharge est donc plutôt de l'ordre de 1,3 m au cours de cet épisode,
- un phénomène de moindre ampleur intervient aux alentours des 16, 17 et 18/02, avec des débits qui descendent vers 35-40 m³/h ; l'effet associé à la diminution du débit de pompage est estimé à 0,6 m environ.

La remontée des niveaux piézométriques observée à fin mars (plus de 6 m) est donc liée à la fois à la recharge de l'aquifère et à une diminution du débit d'exploitation de l'aquifère, le premier phénomène étant prépondérant (environ 70 % de la remontée piézométrique).

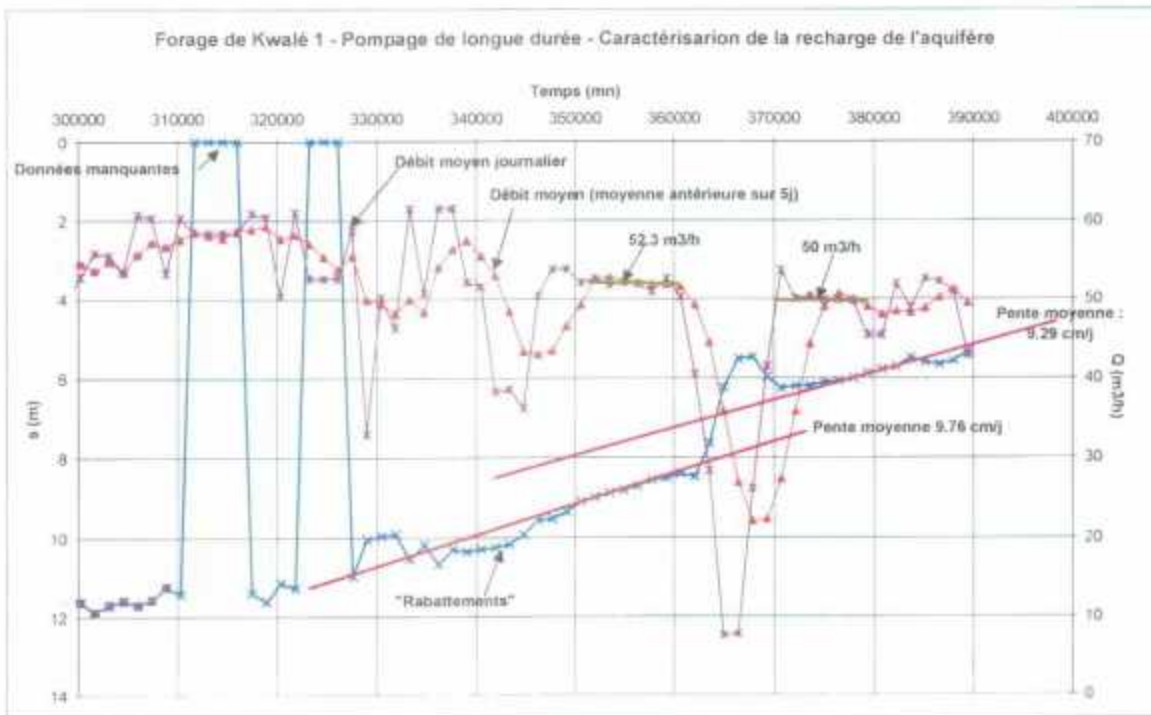
La recharge est très vraisemblablement accentuée par le fait que les niveaux piézométriques au sein de l'aquifère ont été déprimés sous l'effet du pompage. L'aquifère de Koualé offre donc une très bonne capacité de gestion active de la ressource en eau : les prélèvements effectués en saison sèche sont compensés par une meilleure recharge en saison des pluies, qui limite alors les pertes d'eau de surface à la mer. En effet, en fonctionnement naturel (sans pompage), l'aquifère restait quasiment « plein » toute l'année et ne pouvait absorber cette recharge.

Le taux de remontée du niveau piézométrique étant relativement linéaire et constant sur plusieurs périodes (fig. 31) :

- entre 340 000 et 344 000 mn,
- entre 350 000 et 361 000 mn : 9,76 cm/j pour un débit moyen pompé au forage de 52,3 m³/h,
- entre 372 000 et 383 000 mn : 9,29 cm/j. pour un débit moyen pompé au forage de 50 m³/h,

une estimation du taux de recharge de l'aquifère a été tentée sur la base des hypothèses suivantes :

- le taux de remontée du niveau piézométrique (tel que proposé ci-dessus : environ + 9,5 cm/j) correspond à la somme d'une baisse liée au pompage (-4,42 cm/j pour un débit moyen de 55 m³/h) et d'une remontée du niveau piézométrique liée à la recharge de l'aquifère (+X, inconnue recherchée),
- le volume d'eau que renferme l'aquifère est de 29 500 m³ environ par m d'épaisseur d'aquifère (cf. § 4.4.2.).



*Fig. 31 : Forage de Kwalé 1- Pompage de longue durée.
Caractérisation de la recharge de l'aquifère.*

Ce calcul permet d'évaluer à environ 4 000 m³/j (soit environ 45 l/s) le taux de recharge de l'aquifère au cours de la période considérée (de la mi-février à la fin mars), sachant que sur ces 4 000 m³/j, environ 1 200 m³/j sont prélevés par le pompage. Le bilan net pour l'aquifère est donc d'environ + 2 800 m³/j.

Cet ordre de grandeur suggère que :

- si la rivière Koualé constituait la seule source de recharge de l'aquifère, son débit serait significativement affecté par le pompage, même pendant la saison des pluies, la recharge de l'aquifère étant du même ordre de grandeur que les débits maximaux mesurés au niveau de la prise d'eau, qui doivent constituer environ 30 à 50 % du débit du cours d'eau au droit du forage (les jaugeages sont réalisés sur un des deux bras de la rivière Koualé, en amont du forage),

- si la recharge directe, par infiltration, d'une partie des précipitations efficaces constituait la seule source d'alimentation de l'aquifère, elle correspondrait à une lame d'eau infiltrée de 1 à 13 mm/j pour les deux hypothèses considérées comme les plus probables de superficie de l'aquifère (respectivement 3 et 0,3 km²; cf. § 4.4.2.), ce qui constitue un ordre de grandeur réaliste, au moins pour une lame d'eau de quelques mm/j.

Il est probable que la recharge de l'aquifère résulte d'une combinaison des deux processus. Compte tenu des ordres de grandeur en jeu, la réalisation de **jaugeages différentiels** le long du cours d'eau semble en mesure d'apporter des éléments déterminants pour la compréhension de ces processus de recharge et la détermination de l'impact du pompage sur le débit du cours d'eau. Par ailleurs, il serait intéressant d'envisager ensuite la faisabilité d'un **tracage** (injection du traceur au sein du cours d'eau en amont des zones de pertes identifiées entre autre par jaugeage différentiel), qui permettrait à la fois de quantifier et de localiser les pertes au sein de celui-ci et de déterminer la durée de transit des eaux entre le cours d'eau et le forage (approche de la vulnérabilité de l'aquifère) et le taux de restitution du traceur au forage (part des écoulements souterrains captés par le forage et proportion des pertes éventuelles vers l'aval).

Par ailleurs, la réalisation d'**analyses géochimiques** sur les eaux du cours d'eau et celles pompées au sein de l'aquifère permettrait elle aussi de mieux cerner l'ordre de grandeur de chacun de ces processus.

4.5. REEVALUATION DU DEBIT D'EXPLOITATION AU FORAGE DE KWALE

Le forage est actuellement équipé avec une pompe placée à 20 m de profondeur, soit à la cote + 20 m NGM. L'exploitant (SOGEA) et le syndicat ont la possibilité de positionner la pompe « 10 à 15 m plus bas » (information communiquée par la DAF) ; soit, au mieux, à la cote + 5 m NGM. Au sein de cette fourchette de profondeur, **il est préconisé la mise en place de la pompe entre + 7 et + 5 m NGM**, ce qui maximise le rabattement possible, tout en positionnant la pompe en face d'une partie non productive du forage.

Si l'on voulait augmenter temporairement, en cas de besoin, les débits exploitables au forage de Kwalé 1, il serait souhaitable de positionner la pompe à environ 50 m de profondeur (cote -10 m NGM) et d'autoriser un rabattement maximal jusqu'à la cote + 4 m NGM, située au-dessus de la principale zone productive du forage.

L'exploitation en dessous de la cote + 10 m NGM dénoie les venues d'eau existant entre 30 et 33 m de profondeur (+ 10 à + 7 m NGM), qui contribuent pour environ 30 à 40% au débit du forage. Elle risque donc de s'accompagner d'une diminution significative des capacités du forage. **Il est donc préconisé, hors circonstances exceptionnelles, une exploitation jusqu'à la cote + 10 m NGM (rabattement maximum).**

La méthodologie suivante est proposée pour l'exploitation du forage. Une application à l'année 2002 est présentée à titre d'illustration et dans un but opérationnel (§4.5.1).

Il est proposé de procéder à une évaluation au moins annuelle des **volumes exploitables au sein de l'aquifère pour la saison sèche à venir** (année n), dont la durée sera évaluée à 12 mois sans recharge (évaluation pessimiste, la recharge intervenant en général vers fin janvier, soit une durée de la saison sèche de l'ordre de 10 mois).

Trois estimateurs différents pourraient être appliqués, sur la base des niveaux piézométriques (en pompage : valeur journalière minimale) observés en fin de saison des pluies de l'année n (après recharge, aux alentours du mois d'avril de l'année n) :

- 1) un **volume maximal exploitable**, en sollicitant l'ensemble des réserves disponibles au sein de l'aquifère compte tenu du positionnement de la pompe,
- 2) un **volume sécuritaire**, basé uniquement sur l'importance de la recharge observée l'année n-1,
- 3) un **volume préconisé** par le gestionnaire de la ressource (le service assurant la police de l'eau) et qu'il pourra imposer à l'exploitant et éventuellement réviser en cours d'année. Ce volume préconisé, compris entre les deux volumes ci-dessus, pourra être défini en fonction de l'état des autres sources d'approvisionnement disponibles à Mayotte.

4.5.1. Rabattement maximal jusqu'à la cote + 20 m NGM (position de la pompe non modifiée par rapport à l'existant)

Si la pompe était maintenue dans sa position actuelle (+ 20 m NGM), l'évaluation pour 2002 serait la suivante, en ne conservant pas de marge de sécurité.

		Remarques
Niveau piézométrique observé en fin de saison des pluies :	29,07 m NGM, le 19/03	Evaluation relativement pessimiste, la recharge n'étant pas totalement terminée
Niveau piézométrique majoré des pertes de charge quadratiques (exploitation à 50 m ³ /h en fin de période)	29,95 m NGM (0,88 m de pertes de charges quadratiques -pdc2- pour $C = 3,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}/(\text{m}^3/\text{h})^2$)	
Volume exploitable sur 12 mois	Débit quotidien dans le cas d'un pompage <u>24h/24</u>	Débit quotidien dans le cas d'un pompage <u>16h/24</u>
Volume maximal	32 m³/h , correspondant à : 0,4 m de pdc2 + 9,6 m de rabattement utile, correspondant à 280 000 m ³	46 m³/h , correspondant à : 0,8 m de pdc2 + 9,2 m de rabattement utile, correspondant à 270 000 m ³
Volume sécuritaire Sur la base d'une recharge de « 8 m » en saison des pluies 2001-2002 (évaluation très réaliste, environ 7.7 m ayant déjà été acquis au 19 mars)	27 m³/h , induisant : 0,25 m de pdc2 + 8 m de rabattement utile, correspondant à 235 000 m ³ , soit un rabattement total d'environ 8,25 m égalant la recharge 2001-2002	40 m³/h , induisant : 0,58 m de pdc2 + 8 m de rabattement utile, correspondant à 220 000 m ³ , soit un rabattement total d'environ 8,58 m égalant la recharge 2001-2002

La même estimation réalisée sur une période sans recharge de 10 mois au lieu de 12, portant jusqu'à fin janvier 2003, conduit à des **volumes maximaux exploitables** d'environ :

- 275 000 m³, soit 38 m³/h 24h/24, ou,
- 265 000 m³, soit 55 m³/h 16h/24.

La même estimation réalisée sur une période sans recharge de **10 mois, en ne conservant pas de marge de sécurité**, et avec des **niveaux piézométriques similaires à ceux observés au début de la phase de pompage** engagée en juin 2001 (31 m NGM ; à la date de rédaction du présent rapport, 2/04/02, la DAF a recueilli oralement auprès de l'exploitant l'information selon laquelle « le niveau d'eau est actuellement au-dessus des niveaux d'eau initiaux »), conduit aux estimations suivantes :

		Remarques
Niveau piézométrique estimé en fin de saison des pluies :	31 m NGM, le 2/04	Selon information orale de l'exploitant
Niveau piézométrique minoré des pertes de charge quadratiques (exploitation à 50 m ³ /h en fin de période)	31,88 m NGM (0,88 m de pertes de charges quadratiques -pdc2- pour C = 3.54 10 ⁻⁴ m/(m ³ /h) ²)	
Volume exploitable sur 10 mois	Débit quotidien dans le cas d'un pompage 24h/24	Débit quotidien dans le cas d'un pompage 16h/24
Volume maximal	45 m³/h , correspondant à : 0,7 m de pdc2 + 11,2 m de rabattement utile, correspondant à 330 000 m ³	63 m³/h , correspondant à : 1,4 m de pdc2 + 10,5 m de rabattement utile, correspondant à 310 000 m ³

Les volumes estimés de cette manière sont du même ordre de grandeur, voire même légèrement supérieurs à ceux prélevés en 2001 sur une période de 7 mois (à partir du 22 juin et avant la période de recharge de l'aquifère débutant aux alentours du 20 janvier), estimés à 250 000 m³ environ sur la base de la chronique de débit. La différence de débit instantané tient à la durée plus longue de l'exploitation prévue en 2002 (hors période de recharge), évaluée à 10 mois au sein du tableau précédent.

4.5.2. Rabattement maximal jusqu'à la cote + 10 m NGM

Sur la base de la mise en place de la pompe à une profondeur permettant un **rabattement maximal admissible jusqu'à la cote + 10 m NGM** (cf. ci-dessus ; ce qui permet de ne dénoyer aucune des venues d'eau du forage et laisse une éventuelle marge pour pomper de manière plus soutenue ultérieurement, jusqu'à la cote + 4 m NGM par exemple), l'évaluation pour 2002 pourrait être la suivante.

		Remarques
Niveau piézométrique observé en fin de saison des pluies :	29,07 m NGM, le 19/03	Evaluation relativement pessimiste, la recharge n'étant pas terminée
Niveau piézométrique minoré des pertes de charge quadratiques (exploitation à 50 m ³ /h)	29,95 m NGM (0,88 m de pertes de charges quadratiques -pdc2- pour $C = 3.54 \cdot 10^{-4} \text{ m}/(\text{m}^3/\text{h})^2$)	
Volume exploitable sur 12 mois	Débit quotidien dans le cas d'un pompage 24h/24	Débit quotidien dans le cas d'un pompage 16h/24
Volume maximal	62 m³/h , correspondant à : 1,35 m de pdc2 + 18,6 m de rabattement utile, correspondant à 550 000 m ³	87 m³/h , correspondant à : 2,7 m de pdc2 + 15,3 m de rabattement utile, correspondant à 510 000 m ³

La même estimation réalisée sur une période sans recharge de 10 mois au lieu de 12, portant jusqu'à fin janvier 2003, conduit à des **volumes maximaux exploitables** d'environ :

- 530 000 m³, soit 74 m³/h 24h/24, ou,
- 485 000 m³, soit 100 m³/h 16h/24.

La période pendant laquelle le forage fera l'objet d'un rabattement en dessous de la cote +23 m NGM, niveau jamais atteint lors de l'exploitation réalisée en 2001-2002, devra faire l'objet d'un suivi particulier à un pas de temps rapproché (recueil hebdomadaire des données acquises par l'exploitant) afin de s'assurer que les paramètres utilisés pour l'estimation ci-dessus ne varient pas (taux de baisse du niveau piézométrique en fonction du débit pompé en particulier, qui dépend lui-même de la superficie de l'aquifère, de la distribution verticale de sa porosité efficace, des flux de recharge qui pourraient se maintenir en saison sèche, etc.).

4.5.3. Synthèse

Cette évaluation permet de définir plusieurs estimations des volumes exploitables au cours de la saison sèche 2002-2003 au sein de l'aquifère.

Dans l'état actuel des connaissances sur le fonctionnement de l'aquifère et compte tenu du **positionnement actuel de la pompe**, l'exploitation au débit de **45 m³/h** (24h/24 pendant 10 mois) devrait permettre de disposer, en fin de saison sèche, de niveaux piézométriques similaires à ceux observés fin 2001.

La **mise en place de la pompe à une profondeur permettant un rabattement maximal admissible jusqu'à la cote +10 m NGM** autorise l'exploitation d'un débit de **70 à 75 m³/h** (24h/24 pendant 10 mois), ou de 60 m³/h pendant 12 mois.

Les volumes exploitables en saison sèche 2003 devront être définis en fin de la saison des pluies 2002-2003 ou estimés courant 2002 sur la base de la fonction de transfert pluie – débits pompés → niveaux piézométriques (cf. § 4.3.) et de scénarios de période de retour de différents types de saisons des pluies. **Dans les conditions d'exploitation proposées ci-dessus, dans lesquelles il n'est pas conservé de réserve significative au sein de l'aquifère, l'importance de la recharge 2002-2003 conditionnera les volumes exploitables en saison sèche 2003.**

Cette évaluation mériterait d'être affinée (dans le sens d'une augmentation du débit exploitable si la recharge est plus significative que prévu) en fin de la période de recharge 2002, qui pourrait se poursuivre jusqu'en avril-mai, voire plus longtemps si des relations avec la rivière Kwalé étaient mises en évidence.

Sur la base de ces éléments, il est préconisé pour 2002 :

- 1) **la mise en place de la pompe à une profondeur permettant un rabattement maximal admissible jusqu'à la cote +10 m NGM : pompe entre +7 et +5 m NGM, mieux encore à -10 m NGM ce qui permettrait une sollicitation temporaire de l'aquifère à un plus fort débit),**
- 2) **une exploitation en 2002 à un débit de l'ordre de 70 m³/h (24h/24 ou 100 m³/h 16h/24).** Elle permet de solliciter l'aquifère dans une plage de rabattements qu'il n'a pas encore connus et de tester ainsi ses capacités (évolution des rabattements, aptitude à la recharge en 2003). Cette option permet de poursuivre l'acquisition de données sur la structure et le fonctionnement de l'aquifère et de maximiser son exploitation dans le futur, sur la base de données fiables.
La période pendant laquelle le forage sera soumis à des rabattements en dessous de la cote +23 m NGM, devra faire l'objet d'un suivi particulier de l'évolution des rabattements, à un pas de temps hebdomadaire, et une interprétation de ces mesures,
- 3) **la réalisation en parallèle de mesures de débit sur le cours d'eau (jaugeages différentiels, suivi en continu, traçage) et d'analyses géochimiques des eaux.**

La méthodologie proposée ci-dessus devra être validée et améliorée :

- en assurant une comparaison régulière (mensuelle) de l'évolution des niveaux piézométriques par rapport à ces prévisions,
- en réalisant une analyse critique de cette méthodologie au moins à l'échelle annuelle en fin d'année (ou en tout début d'année suivante). Cette période correspond à la fin de la saison sèche où on peut disposer d'une vision d'ensemble sur les prévisions, et à la période de recharge dont l'importance permettra de préciser le volume exploitable préconisé pour l'année suivante. Le but de cette analyse est d'adapter, le cas échéant, la méthodologie proposée.

Ce type de méthodologie pourrait être transposé à la définition des conditions d'exploitation des autres forages réalisés à Mayotte, sachant que si ceux-ci ont fait l'objet d'un suivi préalable à leur mise en exploitation, la prévision pourrait être réalisée de manière plus précise (cf. § 4.3.).