

Thèse de doctorat

Présentée à

L'UNIVERSITÉ BORDEAUX 1

ÉCOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGENIEUR (ED209)

Par

GUEKIE SIMO Aubin Thibaut

Pour obtenir le grade de Docteur

Spécialité : Mécanique

Effets de la variation spatiale et temporelle des propriétés des terrains sur les défaillances des réseaux enterrés

Soutenue le 11 Décembre 2012

Devant le jury composé de :

M. MUDRY Jacques	Professeur - Université de Franche-Comté	Rapporteur
M. RAZACK Moumtaz	Professeur - Université de Poitiers	Rapporteur
M. LITRICO Xavier	Directeur LyRE - Lyonnaise des Eaux Bordeaux	Examinateur
M. BREYSSE Denys	Professeur - Université Bordeaux 1	Directeur de thèse
M. MARACHE Antoine	Maître de Conférences - Université Bordeaux 1	Codirecteur de thèse
M. LASTENNET Roland	Maître de Conférences - Université Bordeaux 1	Codirecteur de thèse
M. LE GAT Yves	Ingénieur IRSTEA	Membre Invité

*Effets de la variation
spatiale et temporelle des propriétés des
terrains sur les défaillances des réseaux enterrés*

Aubin Thibaut GUEKIE SIMO

© 2012
Aubin Thibaut GUEKIE SIMO

REMERCIEMENTS

Cette thèse a été rendue possible grâce au financement de la Région Aquitaine et de nombreuses personnes que je voudrais chaleureusement remercier.

Je tiens d'abord à exprimer mes sincères remerciements à Denys BREYSSE, mon directeur de thèse, qui avait sélectionné ma candidature en entrée de Master et qui m'a témoigné d'une grande confiance en me proposant ce travail de recherche. Il a toujours fait preuve d'un grand enthousiasme à l'égard de ces travaux. Qu'il soit assuré de ma profonde gratitude.

Je remercie du fond du cœur Antoine MARACHE mon codirecteur de thèse. Il a essayé de m'inculquer une grande rigueur scientifique. Sa grande disponibilité et sa patience m'ont permis de mener à bien ce travail de thèse.

Je remercie vivement Roland LASTENNET mon codirecteur de thèse. Je suis sensible à la confiance qu'il m'a témoignée depuis plus de trois ans, de mon encadrement en stage de Master jusqu'à la fin de ce travail de thèse.

Je voudrais ensuite exprimer ma profonde reconnaissance aux membres du jury, J. Mudry, M. Razack, X. Litrico, D. Breysse, A. Marache, R. Lastennet et Y. Le Gat qui m'ont fait l'honneur d'accepter de constituer le jury de ma thèse.

Je suis très reconnaissant envers Laurent LONDEIX pour sa grande disponibilité et ces explications claires et précises concernant la description géologique structurale régionale de la zone d'étude décrite dans cette thèse.

Je remercie chaleureusement Sidi-Mohammed EL ACHACHI et Bouchra EL OIFI pour leurs conseils et suggestions avisées.

Je remercie vivement le personnel de la Lyonnaise des Eaux spécialement Cyril LECLERC pour sa grande disponibilité. Il a fait le lien avec ses collègues Didier ROCHE, Stéphane BEDORA, Claire CASSANY, Alexandre VENTURA, que je remercie car ils m'ont fourni des données sur les réseaux d'assainissements de la CUB.

Je remercie le personnel de la Communauté Urbaine de Bordeaux (CUB), Claire CARRE, Sébastien TERRIEN, Magalie CUESTA. Ils se sont montrés très disponibles et m'ont beaucoup aidé pendant la phase de collecte de données de chroniques piézométriques et de données relatives aux bassins versants hydrologiques.

Je remercie Angélique ALLIOT, Sylvain JOLLY, Cyril AQUILIN et Guillaume FERNANDES (que j'ai co-encadrés à l'occasion de leur stage de licence 3) avec qui j'ai sillonné les rues de Pessac, Mérignac et Talence pendant la phase de reconnaissance des puits à la recherche des particuliers qui en possédaient un.

Je remercie tous les habitants de Pessac, Mérignac et Talence que j'ai rencontrés pendant les campagnes de mesures sur le terrain car ils ont su être pour beaucoup d'entres eux disponibles.

Je remercie tous les doctorants et personnels que j'ai rencontrés au sein du département Génie Civil Environnemental de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie de Bordeaux. L'ambiance sympathique qui règne au sein de ce laboratoire constitue indéniablement l'une des clefs de l'aboutissement de ce travail.

Je voudrais adresser une pensée à tous ceux qui de quelque manière que ce soit, par un conseil, une idée, un coup de main ou tout simplement leur amitié, m'ont aidé à réaliser ce travail de recherche.

Enfin mes parents qui m'ont soutenu durant toutes mes études. Je leur dois tout et leur souhaite une longue vie et bonne santé. J'ai également une pensée pour toute ma famille.

Merci à tous !

Je vous souhaite une agréable lecture !

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	5
TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES FIGURES	13
LISTE DES TABLEAUX.....	21
Introduction générale.....	23
Chapitre 1 : Problématique de la variation des propriétés de terrains et de la défaillance des réseaux enterrés	27
1 Problématique de la variation des propriétés des terrains et de la défaillance des réseaux enterrés	28
1.1 Contexte	28
1.2 Principe de base des écoulements souterrains en milieu poreux	29
1.2.1 Notions de base.....	29
1.2.1.1 Charge hydraulique, sens de l'écoulement	30
1.2.1.2 Coefficients de stockage.....	31
1.2.1.3 Loi de Darcy (expérience de Darcy), conductivités hydrauliques et perméabilités	31
1.2.2 Relations phénoménologiques régissant l'écoulement (équation de diffusivité)	36
1.2.2.1 Principe de continuité macroscopique.....	36
1.2.2.2 Rappel de la loi de Darcy	37
1.2.2.3 Les équations d'état	37
1.2.2.4 L'équation de diffusivité.....	38
1.3 Perméabilités	39
1.4 Les méthodes géostatistiques	41
1.4.1 L'analyse variographique.....	42
1.4.2 Méthodes d'interpolation	45
1.4.2.1 Le krigeage.....	45
1.4.2.2 Le cokrigeage.....	46
1.4.2.3 Le krigeage avec dérive externe	48
1.5 Cartes piézométriques	50

1.6	Modèles de dégradations (défaillances) des réseaux enterrés.....	52
1.6.1	Approche déterministe.....	52
1.6.2	Approche statistique des probabilités.....	52
1.6.3	Etudes patrimoniales.....	53
1.7	Conclusion	53
Chapitre 2 : Géologie, hydrogéologie et modélisation géostatistique des caractéristiques du système aquifère		
2	Géologie, hydrogéologie et modélisation géostatistique des caractéristiques du système aquifère.....	55
2.1	Introduction.....	56
2.2	Recueil des données et définition d'une zone d'intérêt	57
2.2.1	Collecte des données auprès des organismes.....	57
2.2.2	Collecte des données sur les plates formes libres de téléchargements.	58
2.2.3	De la définition de la zone d'intérêt (25 km ²) à une zone élargie (83 km ²)	58
2.3	Présentation détaillée de la zone d'étude	59
2.3.1	Localisation et géographie	59
2.3.2	Contexte climatique	61
2.3.3	Contexte géologique et hydrogéologique.....	61
2.3.3.1	Le Rupélien	62
2.3.3.2	Le Chattien.....	63
2.3.3.3	Le Miocène	63
2.3.3.4	Le Quaternaire.....	64
2.4	Construction des surfaces qui limitent les formations superficielles.....	65
2.4.1	Construction de la surface topographique du secteur d'étude.	67
2.4.2	Construction des interfaces entre les couches par krigeage sous contraintes d'inégalités	68
2.4.2.1	Limite inférieure de la formation du Quaternaire ou limite supérieure de la formation du Miocène.....	70
2.4.2.2	Limite supérieure du Chattien.....	71
2.4.2.3	Limite supérieure du Rupélien	72
2.4.3	Reconstruction des limites des couches en tenant compte de l'ordre de dépôt des différentes formations	74
2.5	Cartes piézométriques de la nappe libre sur la zone d'intérêt.....	79

2.5.1	Campagnes de mesures de hauteurs d'eau sur le terrain.....	80
2.5.2	Application de méthodes géostatistiques pour la construction de la carte piézométrique des plus hautes eaux de la zone d'intérêt.	82
2.5.2.1	Estimation des hauteurs d'eau par les méthodes monovariables	83
2.5.2.1.1	Krigeage des hauteurs d'eau mesurées lors de la campagne de mars	83
2.5.2.1.2	Krigeage avec points imposés au niveau de la rivière Le Peugue	86
2.5.2.2	Estimation des hauteurs d'eau par les méthodes géostatistiques multivariables	88
2.5.2.2.1	Cokrigeage des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre et des cotes topographiques aux points de mesures.	89
2.5.2.2.2	Cokrigeage colocalisé des hauteurs d'eau et des cotes topographiques de l'ensemble de la zone d'intérêt.	92
2.5.2.2.3	Krigeage des hauteurs d'eau en utilisant les cotes topographique comme dérive externe.	94
2.5.2.3	Evaluation et synthèse des méthodes géostatistiques appliquées à la construction de la carte piézométrique du mois de mars 2011.....	98
2.5.3	Fluctuations de la nappe libre	104
2.6	Modélisation géostatistique des champs de perméabilités à partir de l'information lithologique.....	109
2.6.1	Traduction de l'information lithologique au niveau des forages en perméabilités locales	109
2.6.2	Méthodologie de construction des champs de perméabilités par des approches 2D et 3D (cas du Quaternaire)	114
2.6.2.1	Principes des approches de krigeage des perméabilités par une approche 2D et une approche 3D.	114
2.6.2.2	Estimation des champs de perméabilité et comparaison des résultats des deux approches.	117
2.6.3	Utilisation de l'approche 2D pour la définition des champs de perméabilités du Miocène, Chattien et Rupélien.....	127
2.7	Conclusion.	128
Chapitre 3 : Modélisation numérique tridimensionnelle de l'évolution du niveau de la nappe libre.....		131
3	Modélisation numérique tridimensionnelle de l'évolution du niveau de la nappe libre	132
3.1	Introduction.....	132
3.2	Technique de résolution de l'équation de diffusivité.....	133

3.2.1	Discrétisation de l'équation de diffusivité en différences finies rétrogrades	133
3.2.2	Les itérations	138
3.3	Visual Modflow©, interface graphique permettant d'exécuter le code Modflow140	
3.3.1.1	La fonction drain.....	141
3.3.1.2	La fonction rivière.....	142
3.3.1.3	Potentiel imposé.....	144
3.3.1.4	Recharge	144
3.3.1.5	Zone budget.....	144
3.4	Paramétrisation, calibration et statistique de la calibration.....	146
3.4.1	Paramétrisation.....	146
3.4.2	Calibration	148
3.4.3	Statistique de la calibration.....	152
3.5	Outils de modélisation de la zone d'étude	153
3.5.1	Aspects conceptuels de la discrétisation verticale.....	153
3.5.2	Discrétisation spatiale du système aquifère	155
3.5.3	Conditions aux limites	156
3.5.4	Estimation de la recharge de la nappe	158
3.5.5	Prélèvement dans la nappe.....	161
3.5.6	Paramètres hydrodynamiques	163
3.5.6.1	Perméabilités.....	164
3.5.6.2	Coefficient d'emmagasinement S_s et porosité de drainage S_y	166
3.5.7	Réseau d'observation de la nappe	166
3.6	Processus de développement du modèle.....	167
3.7	Régime permanent	168
3.7.1	Cas K_h K_v	170
3.7.1.1	Etude paramétrique de <i>C_{dr}</i> , <i>C_{riv}</i> , et de la recharge.....	171
3.7.1.2	Simulation en régime permanent du modèle de base constitué de perméabilités initiales. 176	
3.7.1.3	Calibration manuelle en régime permanent	178
3.7.1.4	Calibration automatique en régime permanent	180
3.7.1.5	Synthèse des résultats dans le cas de l'utilisation de K_h et K_v	182
3.7.2	Cas K_g	183
3.7.2.1	Etude paramétrique de <i>C_{dr}</i> , <i>C_{riv}</i> , et de la recharge.....	183

3.7.2.2	Simulation en régime permanent du modèle de base constitué de perméabilités initiales.	187
3.7.2.3	Calibration manuelle en régime permanent	188
3.7.2.4	Calibration automatique en régime permanent	190
3.7.2.5	Synthèse des résultats dans le cas de l'utilisation de Kg.....	192
3.7.3	Synthèse sur le régime permanent	193
3.8	Régime transitoire et calibration	194
3.8.1	Calibration sur les données des campagnes de Juillet 2010, Octobre 2010 et Mars 2011	195
3.8.2	Synthèse	203
3.9	Validation du modèle	203
3.10	Conclusion.....	210
Chapitre 4 : Relations nappe-réseau et simulations prédictives pour un scénario climatique.		
.....		211
4	Relations nappe-réseau et simulations prédictives pour un scénario climatique.	212
4.1	Introduction.....	212
4.2	Etat des réseaux d'assainissement.....	213
4.3	Identification des zones d'envolement du réseau	217
4.4	Probabilités locale d'envolement des conduites.	224
4.5	Probabilité locale d'envolement calculée à l'échelle saisonnière et pluriannuelle	226
4.6	Couplage des zones d'envolement du réseau aux zones de casses des canalisations	227
4.7	Analyse en composante principale.....	229
4.8	Scénarios climatiques.....	231
4.9	Conclusion	235
Conclusion générale		237
Références bibliographiques		239
Annexes		256
Annexe 1		257

Annexe 2	260
Annexe 3	262

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Définition de la charge hydraulique et détermination de la direction d'écoulement à partir du gradient de charge hydraulique (gradient hydraulique) (Rushton, 2003).	30
Figure 1-2 : Dispositif expérimental de Darcy (Renard, 1996).....	32
Figure 1-3 : Vitesse de Darcy (Rushton, 2003).....	33
Figure 1-4 : Cylindre d'aquifère incliné d'un angle α (Rushton, 2003).....	34
Figure 1-5 : Carte variographique présentant deux directions d'anisotropie (N50° et N140°)	43
Figure 1-6 : a) Caractéristiques d'un variogramme illustrées par trois paramètres : l'effet de pépite, la portée et le palier. b) variogramme expérimental puis ajustement par un modèle théorique approprié de variogramme.	44
Figure 2-1 : Localisation de la zone d'intérêt et de la zone élargie (zone d'étude). (Illustration de la densification des points d'observations points en rouge)	59
Figure 2-2 : Les bassins versants des principales rivières de la zone d'étude	60
Figure 2-3 : Précipitations (pluie brute), évapotranspiration potentielle (ETP) mensuelle et nombre de jours de pluie par mois pour la période climatique allant de l'année 1960 à l'année 2011.....	61
Figure 2-4 : Carte Géologique de la zone étudiée.....	62
Figure 2-5 : Répartition des sondages dans la zone d'étude (les collecteurs indiquent les zones urbanisées).....	66
Figure 2-6 : a) Modèle numérique de terrain initial. b) Carte topographique obtenue en modifiant le modèle numérique initial.	68
Figure 2-7 : Limite inférieure du Quaternaire a) obtenue par krigeage de 794 valeurs exactes b) obtenue par krigeage sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.	71
Figure 2-8 : Limite supérieure du Chattien a) obtenue par krigeage de 357 valeurs, b) obtenue sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.....	72
Figure 2-9 : Limite supérieure du Rupélien a) obtenue par krigeage de 346 valeurs, b) obtenue sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.....	73
Figure 2-10 : Illustration des différentes surfaces qui limitent les formations géologiques A, B et C pour une disposition particulière des sondages dont l'un présente une lacune de formation géologique. a) Dispositions de trois sondages dont l'un présente une lacune géologique. b) Surfaces qui limitent les formations s'il y a érosion de la couche B et A. c) Surfaces qui limitent les formations A, B et C s'il y a non dépôt de la couche B.	75

Figure 2-11 : Limites supérieures des différentes formations superficielles : a) Limite supérieure du Quaternaire (surface topographique) b) Limite supérieure du Miocène, c) Limite supérieure du Chattien, d) Limite supérieure du Rupélien et illustration du profil de la coupe TT'.....	77
Figure 2-12 : Coupe TT' des formations géologiques	78
Figure 2-13 : Epaisseur des formations du Quaternaire (a), du Miocène (b) et du Chattien (c). L'épaisseur du Rupélien n'a pas été représentée car la base du Rupélien n'a pas été construite.	79
Figure 2-14 : Localisation des points de mesures de hauteurs d'eau de la nappe libre au cours des campagnes de juillet, octobre et mars.	82
Figure 2-15 : Cartes obtenues par la méthode de krigeage des hauteurs d'eau mesurées. a) Carte variographique, b) Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) des hauteurs d'eau dans les directions principales d'anisotropie, c) Carte obtenue par krigeage, d) Carte d'écart-type de krigeage correspondant.....	85
Figure 2-16 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage passe au dessus de la topographie (zone en rouge).....	86
Figure 2-17 : Cartes obtenues par la méthode de krigeage des valeurs mesurées et fixées aux points imposés sur le Peugue. a) Carte variographique, (b) Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) dans les directions principales d'anisotropie, c) Carte obtenue par krigeage, d) Carte d'écart-type de krigeage correspondante.	87
Figure 2-18 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage des hauteurs d'eau et valeurs aux points imposés passe au dessus de la topographie (zone en rouge)	88
Figure 2-19 : Diagramme de dispersion des cotes du terrain naturel aux points de mesures en fonction des hauteurs d'eau de la nappe libre mesurées en mars 2011.....	89
Figure 2-20 : Cartes obtenues par la méthode de cokrigeage des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre et des cotes topographiques aux mêmes points de mesures. a) Carte de variographique des hauteurs d'eau (b) Variogramme des hauteurs d'eau c) Covariogramme des hauteurs d'eau et cotes topographiques, d) Variogramme de la cote topographique, e) Carte obtenue par cokrigeage, f) Carte d'écart-type correspondant.....	91
Figure 2-21 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par cokrigeage passe au dessus de la topographie (zone en rouge).....	92

Figure 2-22 : Cartes obtenues après l'intégration de l'ensemble des cotes topographiques pour le cokrigage colocalisé des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre a) Carte obtenue par cokrigage colocalisé b) Carte d'écart-type correspondant.	93
Figure 2-23 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par cokrigage colocalisé passe au dessus de la topographie (zone en rouge).	94
Figure 2-24 : a) Carte obtenue par krigeage avec dérive externe de 47 points de mesures de hauteurs piézométriques en utilisant les cotes topographiques comme dérive externe b) Carte de l'écart type de krigeage correspondant.	97
Figure 2-25 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage avec dérive externe passe au dessus de la topographie (zone en rouge)	98
Figure 2-26 : Présentation des différentes coupes (AA', BB', CC'), points d'observations de la nappe pendant la campagne de mars 2011.	101
Figure 2-27 : Coupes représentant la limite supérieure de la nappe libre (NP) estimée par différentes méthodes géostatistiques. a) Coupe A-A' b) Coupe B-B' c) Coupe C-C'.....	103
Figure 2-28: Niveau de la nappe libre (NP) en régime de hautes eaux du régime annuel 2010/2011.....	105
Figure 2-29: Niveau de la nappe libre (NP) à la limite supérieure en régime de basses eaux du cycle annuel 2010/2011.....	105
Figure 2-30 : Amplitude de la fluctuation de la limite supérieure de la nappe libre entre les régimes de basses et hautes eaux du cycle annuel 2010/2011.	107
Figure 2-31 : Coupe montrant les fluctuations de la nappe libre en utilisant le KDE. a) Coupe A-A' b) Coupe B-B' c) Coupe C-C'.	108
Figure 2-32 : De la description lithologique à l'attribution des perméabilités locales des unités lithologiques saturées sur le forage dit du « Chemin Roul » à Talence.	112
Figure 2-33 : Description synthétique des deux approches : a)Toit et base de la formation du Quaternaire, b) Résumé des étapes de l'approche 2D, c) Résumé des étapes de l'approche 3D.	116
Figure 2-34: Analyse variographique de logKv et logKh . (a) Carte variographique de logKv . (b) Variogramme omnidirectionnel expérimental (points) et théorique (ligne continue) de log(Kv) . (c) Carte variographique de logKh . (d) Variogramme omnidirectionnel expérimental (points) et théorique (ligne continue) de log(Kh)	118
Figure 2-35: Analyse variographique de logK . a) Carte variographique dans le plan horizontal pour l'approche 3D. b) Dans le plan horizontal, variogramme expérimental (points)	

et théorique (ligne continue) de $\log K$. (c) Dans la direction verticale, variogramme expérimental (points) et théorique (ligne discontinue) de $\log K$	119
Figure 2-36: a) Champ de perméabilités horizontales obtenu par l'approche 2D b) Champ de perméabilités verticales obtenu par l'approche 2D c) Champ de perméabilités horizontales obtenu par l'approche 3D d) Champ de perméabilités verticales obtenu par l'approche 3D.	121
Figure 2-37: Fonction de répartition de $Kh2D, Kh3D, Kv2D, Kv3D$	122
Figure 2-38: a) et b) Comparaisons de la perméabilité horizontale et verticale en approches 2D et 3D respectivement c) Rapport d'anisotropie déduit de l'approche 2D d) Rapport d'anisotropie déduit de l'approche 3D e) fonctions de répartition des rapports d'anisotropie déduit des approches 2D et 3D.....	124
Figure 2-39: a) Diagramme de dispersion de $Kh3D$ en fonction de $Kh2D$ b) Diagramme de dispersion de $Kv3D$ en fonction de $Kv2D$ c) Diagramme de dispersion de $Kg3D$ en fonction de $Kg2D$	126
Figure 2-40: Perméabilités du Miocène (a) Champ de perméabilités verticales. (b) Champs de perméabilités horizontales.....	127
Figure 2-41: Perméabilité du Rupélien (a) Champ de perméabilités verticales. (b) Champs de perméabilités horizontales.....	128
Figure 3-1 : Représentation d'une cellule avec ses deux voisines gauche et droite et illustration de la direction des différents échanges.	134
Figure 3-2 : Schéma du calcul itératif des charges hydrauliques	139
Figure 3-3 :a)Facteurs affectant la perte de charge au voisinage immédiat du drain recouvert de remblai dans la tranchée. b) Coupe dans la cellule i,j,k illustrant la perte de charge et la convergence de l'écoulement vers le drain (McDonald and Harbaugh, 2005).....	142
Figure 3-4 : a) Section droite d'un aquifère contenant une rivière b) Représentation conceptuelle de l'interconnexion rivière-aquifère dans le modèle numérique.....	143
Figure 3-5 : Schéma du calcul du débit de base dans la rivière.	145
Figure 3-6 : a) Histogramme des logarithmes des perméabilités du Quaternaire, b) Zonation correspondantes.	148
Figure 3-7 : Schéma de la calibration manuelle des perméabilités	150
Figure 3-8 : Schéma de la calibration automatique des perméabilités	151
Figure 3-9 : Schémas de discrétisation verticale	155
Figure 3-10 : Conditions aux limites sur la première couche (Quaternaire). Les points verts sont des points d'observations de la nappe libre.	158

Figure 3-11 : Zones de recharge de la nappe : en vert la recharge liée à l'infiltration pluviale et en bleu les zones imperméables.	160
Figure 3-12 : Somme annuelle des pluies brutes, des évapotranspirations potentielles et des différences pluies cumulées sur 5 jours moins évapotranspirations potentielles cumulées sur 5 jours.	161
Figure 3-13 : Localisation des points de prélèvement recensés dans la base de données de l'agence de l'Adour Garonne et captant la nappe captive du Miocène et de l'Oligocène de la zone ou du voisinage de la zone étudiée.	163
Figure 3-14 : La zonation en colonne gauche (a, c, e, g) est basée sur la distribution des perméabilités horizontales (Kh) et la zonation sur la colonne de droite (b, d, f) est basée sur la distribution des perméabilités équivalentes (Kg).	165
Figure 3-15 : Points d'observations de la nappe.	167
Figure 3-16 : Evolution des flux obtenus sur plusieurs sections de rivière, pour des valeurs de conductances qui varient du cas1 au cas5 pour différentes valeurs de recharge.....	172
Figure 3-17 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Les Ontines canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance de cette rivière du cas 1 au cas 5.	173
Figure 3-18 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue non canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.	175
Figure 3-19 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière le Peugue canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.	175
Figure 3-20 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière ruisseau d'Ars canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.	175
Figure 3-21 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle initial b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.....	178
Figure 3-22 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées, du modèle calibré manuellement en multipliant les perméabilités initiales par un facteur de 0,441 b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.	179

Figure 3-23 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle optimisé b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.	181
Figure 3-24 : Evolution des flux simulés au niveau des rivières en fonction des conductances et pour plusieurs valeurs de recharges.....	184
Figure 3-25 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Les Ontines canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.....	185
Figure 3-26 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue non canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.....	186
Figure 3-27 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.....	186
Figure 3-28 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage du Ruisseau d’Ars canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.....	187
Figure 3-29 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle initial b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.	188
Figure 3-30 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle calibré manuellement en multipliant la distribution initiale des perméabilités par le facteur 0,361 b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique correspondante et points résiduels correspondants ...	189
Figure 3-31 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle optimisé b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.	191
Figure 3-32 : Valeurs mi-décadaire de la précipitation, de l’évapotranspiration potentielle et de la différence entre la pluie brute et l’évapotranspiration sur toute la période de simulation en régime transitoire.....	195
Figure 3-33 : Comparaison de l’évolution de la cote piézométrique mesurée au point 08272X0487 (mesures effectuées par l’ADES) et les évolutions de la cote piézométrique simulée en ce même point en régime transitoire pour plusieurs valeurs du coefficient d’emménagement (Ss) et porosités de drainage (Sy).	196

Figure 3-34 : Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées et histogramme des écarts entre hauteurs piézométriques calculée et mesurée : a)et b) Octobre 2010 c) et d) Mars 2011	198
Figure 3-35 : Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées et histogramme des écarts entre hauteurs piézométriques calculée et mesurée a)et b) 17 septembre 2010 c et d) 13 décembre 2010	200
Figure 3-36 : Evolution de la cote piézométrique simulée en régime transitoire	202
Figure 3-37 : Carte piézométrie simulée du 01 juillet 1998 : Indications des piézomètres dont les chroniques d'évolution des cotes piézométriques simulées et mesurées sont comparées sur les figures ci-dessous.....	205
Figure 3-38 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0487 (a) et 08272X0748 (b).	207
Figure 3-39 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0768 (a) 08272X0769 (b) (localisation sur la Figure 3-37)	208
Figure 3-40 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0323 (a) 08272X2563 (b) (localisation sur la Figure 3-37)	209
Figure 4-1 : Détails de l'algorithme permettant de calculer N_{calc} (Cassany, 2012) modifié et détaillé. S est la résistance structurelle, H la fonction hydraulique, E l'étanchéité.....	214
Figure 4-2 : Organigramme de calcul de la note finale du niveau de gravité d'une conduite qui a subi une ITV	215
Figure 4-3 : Illustration de l'état des collecteurs et niveau de gravité de leur dégradation correspondante (Cassany, 2012).	217
Figure 4-4 : Carte présentant les différentes zones d'ennoiement des canalisations.	218
Figure 4-5 : Carte des plus hautes cotes piézométriques simulées entre 1993 et 2012 et illustration de la coupe VV'	219
Figure 4-6 : Carte des plus basses cotes piézométriques simulées entre 1993 et 2012 et illustration de la coupe VV'	219
Figure 4-7 : Coupe VV' montrant les plus hauts niveaux piézométriques (NP) et les plus bas niveaux piézométriques le long de ce profil.....	220
Figure 4-8 : Carte des plus faibles profondeurs de la nappe libre entre 1993 et 2012.....	221
Figure 4-9 : Carte des plus fortes profondeurs de la nappe libre entre 1993 et 2012.....	221
Figure 4-10 : Carte des amplitudes maximales de variation de la nappe entre 1993 et 2012	222

Figure 4-11 : Fonctions de répartition des profondeurs maximale et minimale atteintes par la nappe entre 1993 et 2012 et des profondeurs des conduites sur le domaine étudié.	223
Figure 4-12 : Probabilités d’envolement et de marnage de la conduite entre 1993 et 2012. .	224
Figure 4-13 : Illustration des fluctuations annuelles et pluriannuelles de la nappe libre en un point du domaine. La canalisation est à la cote 14,90 m NGF et la cote du terrain naturel en ce point est 17,40 m NGF.	225
Figure 4-14 : Carte des probabilités d’envolement locales de conduites entre 1993 et 2012	226
Figure 4-15 : Probabilité d’envolement de l’ensemble des conduites en fonction des différentes saisons.	227
Figure 4-16 : Carte comparant les probabilités d’envolement des conduites aux principales dégradations des collecteurs.	228
Figure 4-17 : Représentation des variables dans le plan factoriel F1F2	231
Figure 4-18 : Evolution des cotes piézométriques au point 08272X0766	233
Figure 4-19 : Evolution des cotes piézométriques au point 08272X0487	234
Figure 4-20 : Evolution des cotes piézométriques au point 08271X0320	234

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Coupe lithostratigraphique synthétique des formations superficielles du secteur étudié (inspiré de Platel et al. (2000)).	65
Tableau 2-2 : Etapes d'identification de la dérive.	96
Tableau 2-3 : Résultats des combinaisons des structures de bases à l'étape d'identification de la covariance généralisée optimale.	97
Tableau 2-4 : Récapitulatif de la validation croisée basée sur 47 points de données.	100
Tableau 2-5 : Règles d'attribution de perméabilité locale pour des descriptions uniques ou composées des unités lithologiques.	111
Tableau 2-6 : Résultats des essais de pompage sur le forage dit du « chemin Roul » à Talence (Laroussi, 1969).	113
Tableau 2-7 : Synthèse des valeurs de paramètres des modèles théoriques de variogrammes.	120
Tableau 3-1 : Paramètres des rivières non canalisées	157
Tableau 3-2 : Paramètres des drains	157
Tableau 3-3 : Volumes d'eau prélevés dans le Miocène et dans l'Oligocène en 2008, 2009 et 2010.	162
Tableau 3-4 : Valeurs prises par les conductances par unité de surface de drain C_{dr} dans les différents cas.	169
Tableau 3-5 : Valeurs prises par les coefficients d'infiltration C_{riv} pour les différents cas.	170
Tableau 3-6 : Facteurs multipliant la distribution initiale de perméabilités par couches et par zones (les zones sont choisies en utilisant les seuils naturels de Jenks pour produire des zones homogènes de la distribution des perméabilités horizontales).	182
Tableau 3-7 : Synthèse de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures	183
Tableau 3-8 : Valeurs de perméabilités par couches et par zones.	192
Tableau 3-9 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures (recharge 200 mm)	193
Tableau 3-10 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures pour le régime transitoire de juillet 2010 à Mars 2011	199

Tableau 3-11 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 10 points de mesures pour le régime transitoire de juillet 2010 à Mars 2011précisément mesurés le 17 septembre 2010 et le 13 décembre 2010.....	201
Tableau 3-12 : Valeurs de paramètres de stockage par couches et par zones (les zones sont choisies en utilisant les seuils naturels de Jenks pour produire des zones homogènes).....	203
Tableau 4-1 : Définition des notes de gravité en sortie du logiciel SHED (Cassany, 2012) .	216
Tableau 4-2 : Variables renseignées à chaque conduite.....	229
Tableau 4-3 : Coefficients de corrélation des variables prises deux par deux	229
Tableau 4-4 : Valeurs propres et contribution de chaque axes dans l'explication de la variance totale	230

Introduction générale

La gestion patrimoniale des réseaux enterrés nécessite une connaissance détaillée de l'état de ces réseaux. Il est clairement établi aujourd'hui que les variations climatiques peuvent affecter la durée de vie des canalisations, mais l'interaction entre variables hydro-climatiques et géologiques est selon nos connaissances, rarement prise en compte dans les modèles prédictifs de casses de canalisations. Le projet PC3 (Perturbations Climatiques et Casses de Canalisations) au sein duquel ce travail est effectué, s'inscrit dans l'anticipation des effets du changement climatique sur le comportement des infrastructures. Ce projet comporte trois volets : (i) l'analyse des données (climatiques, géotechniques) pour établir des scénarii plausibles d'évolution future des comportements des conduites ; (ii) l'établissement de modèles (mécaniques et statistiques) capables de décrire et de prévoir les taux de casses dans les réseaux, en fonction de variables explicatives (temps, propriétés des sols, données climatiques et hydrogéologiques) ; (iii) l'analyse à deux échelles complémentaires (système urbain et tronçon de réseau) permettant d'intégrer ces savoirs (modèles de prédiction) dans une logique de gestion du patrimoine réseau et dans une optique de préservation de la ressource en eau. Pour ce faire, la modélisation du sous-sol urbain sur les plans hydrogéologique et mécanique permettra d'étudier les effets de variations du contexte climatique et hydrologique sur les propriétés des terrains. L'exploitation de ces résultats dans des modèles prévisionnels déterministes et probabilistes permettra de simuler la réponse du réseau et de connaître sa vulnérabilité aux variations environnementales.

Dans ce contexte, le premier objectif de ces travaux de thèse concerne la construction, la calibration et la validation d'un modèle numérique 3D d'écoulement de la nappe libre qui respecte les conditions hydrogéologiques en milieu urbain à Bordeaux. Le second objectif qui découle du premier concerne l'exploitation des niveaux de la nappe libre en sortie du modèle d'écoulement pour identifier dans un premier temps les zones d'ennoiement du réseau et, dans un deuxième temps, pour les comparer aux principaux secteurs de casses, ce qui permettra d'affiner la connaissance sur les causes des casses de canalisations et de voir dans quelle mesure l'environnement naturel hydrogéologique constitue un facteur explicatif de ce phénomène.

Le premier chapitre situe le contexte de l'étude. Il présente les principes qui régissent l'hydrodynamique en milieux poreux. La perméabilité, qui est un paramètre essentiel et support des simulations numériques d'écoulements y est en particulier détaillée. Le

développement théorique de quelques méthodes géostatistiques appliquées à l'hydrogéologie est exposé dans ce chapitre. Quelques études utilisant des méthodes géostatistiques pour la construction des cartes piézométriques seront également présentées. Ce chapitre liminaire se termine par l'exposé des méthodes d'évaluation des dégradations des réseaux d'assainissement destinées à comprendre l'évolution de leur comportement dans le temps.

Le deuxième chapitre concerne la présentation de la zone d'étude ainsi que la caractérisation géologique et hydrogéologique. La cartographie complète du système aquifère contenant la nappe libre y est réalisée en utilisant des méthodes géostatistiques pour construire les cartes structurales qui représentent la morphologie et la position des surfaces limites des couches de cet aquifère et pour réaliser les cartes piézométriques qui traduisent le comportement hydrodynamique de la nappe et de ses limites. Ce chapitre s'achève par une proposition originale de transformation de l'information lithologique obtenue à partir des sondages, en perméabilités, puis en champs de perméabilités par des méthodes géostatistiques.

Le troisième chapitre développe le modèle numérique d'écoulement de la nappe libre. On rappelle dans un premier temps la technique de résolution de l'équation de diffusivité puis les aspects de la paramétrisation des champs de perméabilités. Les écoulements en régime permanent sont simulés et calibrés (manuellement puis automatiquement en utilisant le code PEST (Parameter ESTimation)) sur la base des observations de la campagne du mois de juillet 2010. Les simulations au pas mi-décadaire en régime transitoire sont effectuées et calibrées sur la base des campagnes de mesures de juillet 2010, octobre 2010 et mars 2011. Les différentes calibrations ont été jugées à la fois sur l'ajustement des cotes piézométriques mesurées et la plausibilité des valeurs optimales des paramètres. La validation du modèle s'effectue en simulant les écoulements au pas mi-décadaire de juin 1993 à mai 2012.

Le quatrième chapitre exploite les résultats du chapitre 3. L'outil SHED, propriété de la Lyonnaise des Eaux servant à évaluer l'état des réseaux d'assainissement est présenté. Ensuite les distributions spatiales et temporelles des cotes piézométriques simulées au pas mi-décadaire entre juin 1993 et mai 2012 sont comparées aux cotes des canalisations pour déterminer les états noyés, dénoyés ou en marnage de ces canalisations. Des probabilités locales d'ennoiement des canalisations sont alors déduites et les zones d'ennoiement des conduites sont comparées aux principaux secteurs de casses de canalisations. Enfin, des simulations prédictives de l'évolution du niveau de la nappe libre jusqu'à l'horizon 2017 et les prédictions de leurs impacts sur les réseaux à cet horizon sont réalisées.

La conclusion générale synthétisera tous les résultats obtenus et proposera des perspectives.

Chapitre 1 : Problématique de la variation des propriétés de terrains et de la défaillance des réseaux enterrés

1 Problématique de la variation des propriétés des terrains et de la défaillance des réseaux enterrés

1.1 Contexte

Les outils de gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement, de suivi de leur fonctionnement et d'aide à la décision en matière d'entretien, de réhabilitation et de renouvellement sont généralement développés pour évaluer les performances des réseaux et de juger l'aptitude à l'emploi des canalisations (Vasconcelos, 2005 ; Monfront, 2007). Dans le domaine de la gestion patrimoniale des réseaux, la mise au point d'indicateurs de performance fournit un formalisme qui permet au gestionnaire de disposer d'un tableau de bord facilitant sa gestion courante et de développer une approche prévisionnelle des renouvellements (Le Gauffre et al, 2005). La plupart des modèles prévisionnels existants en la matière sont des modèles statistiques. Le linéaire considérable que constituent les réseaux d'assainissement ne permet pas d'en dégager une connaissance exhaustive qui nécessiterait des moyens très importants en termes d'inspection. L'évaluation de la dégradation des réseaux d'assainissement est essentiellement basée sur une approche statistique. Ceci conduit à des modèles basés sur une approche probabiliste qui ne permet pas de prévoir le comportement individuel de tronçons particuliers, mais d'apprécier une probabilité de défaillance sur le réseau (Monfront, 2007). Des modèles pour la gestion patrimoniale des réseaux ont été développés ou sont en cours de développement mais ces modèles omettent, le plus souvent, de prendre en compte l'environnement des canalisations, qui peut être très variable à l'échelle du tronçon de canalisation et qui est souvent peu connu, en particulier en milieu urbain. Ces modèles restent très utiles pour déterminer un taux de renouvellement annuel à appliquer au réseau mais montrent leurs limites en ce qui concerne la hiérarchisation des tronçons à renouveler.

Le nombre de casses de canalisations connaît d'importantes variations saisonnières. L'influence des mouvements de sol, de la température et de l'humidité sur le taux de casses des canalisations n'est plus à démontrer. Ce travail fait suite aux travaux du projet RIVIERA (Risques en Ville, Equipements, Réseaux, Archéologie) qui ont montré l'apport d'une analyse de l'ensemble des informations géologiques et géotechniques à l'échelle d'une agglomération (Bourgine et al., 2006 ; Breyse et al., 2006 ; Marache et al., 2006a) pour la connaissance du sous sol à l'échelle urbaine. Le sol urbain est avant tout caractérisé par sa variabilité et son hétérogénéité (Breyse et Kastner, 2003). La présence en surface sur quelques mètres de

profondeur d'une couche géologique remaniée très hétérogène ne répondant à aucune logique d'ordre géologique et dont la localisation spatiale est difficile à prévoir peut être à l'origine des écoulements non maîtrisés en milieu urbain. Certaines portions du réseau d'assainissement sont contenues dans cette couche méconnue qui peut être la source de nombreux désordres.

Ce chapitre rappelle dans une première partie les grands principes servant à la description des écoulements souterrains en milieux poreux, puis présente succinctement les méthodes géostatistiques appliquées à l'hydrogéologie et enfin met en lumière les modèles de défaillances des réseaux enterrés.

1.2 Principe de base des écoulements souterrains en milieu poreux

Le domaine de l'eau souterraine est représenté par les formations géologiques dont les interstices sont en permanence saturés par l'eau (Ledoux, 2003).

1.2.1 Notions de base

On parle de nappe souterraine lorsque l'eau est libre de circuler dans les sols saturés et qu'un gradient hydraulique apparaît (Heath, 2004). On distingue en particulier les terrains aquifères des terrains aquifuges :

(i) Les terrains aquifères qui sont constitués de roches perméables dans lesquels l'eau circule avec des débits conséquents. En d'autres termes, un aquifère est un réservoir d'eau souterrain suffisamment poreux et suffisamment perméable pour être considéré comme une réserve exploitable par l'homme. L'aquifère contient une nappe : l'aquifère est le contenant et la nappe le contenu. Un aquifère est aussi une formation hydrogéologique caractérisée par une certaine unité lithostratigraphique et par une certaine unité de fonctionnement vis-à-vis du stockage et de la circulation des eaux souterraines (Smith, 2002). Un aquifère confiné contient une nappe captive, reposant sur une éponte ou mur peu perméable et limitée par un toit peu perméable. Un aquifère non confiné contient une nappe à surface libre, reposant sur un plancher peu perméable, mais non confinée par le haut.

(ii) Les terrains aquifuges se comportent comme des roches imperméables car les débits d'eau y sont faibles voir négligeables (Smith, 2002). On les appelle aussi aquiclude (dans le cas des débits nuls) ou aquitard dans le cas de formation semi perméable.

Une compréhension approfondie de la notion de charge hydraulique de l'eau souterraine est indispensable pour identifier et quantifier les processus de flux au sein d'un système aquifère.

1.2.1.1 Charge hydraulique, sens de l'écoulement

La charge hydraulique d'un élément de volume d'aquifère est la cote de la surface libre de l'eau dans un tube ouvert dont l'orifice inférieur pénètre cet élément de volume d'aquifère (piézomètre) (Rushton, 2003). La charge hydraulique s'écrit :

Équation 1-1 :

$$h = \frac{P}{\rho g} + z$$

ou P est la pression, ρ la masse volumique du liquide, g l'accélération de la pesanteur, et z la hauteur au-dessus du niveau de référence (Figure 1-1a). Toutes les pressions sont relatives à la pression atmosphérique. Lorsque la masse volumique ρ peut être considérée comme constante, la charge hydraulique s'identifie au niveau piézométrique.

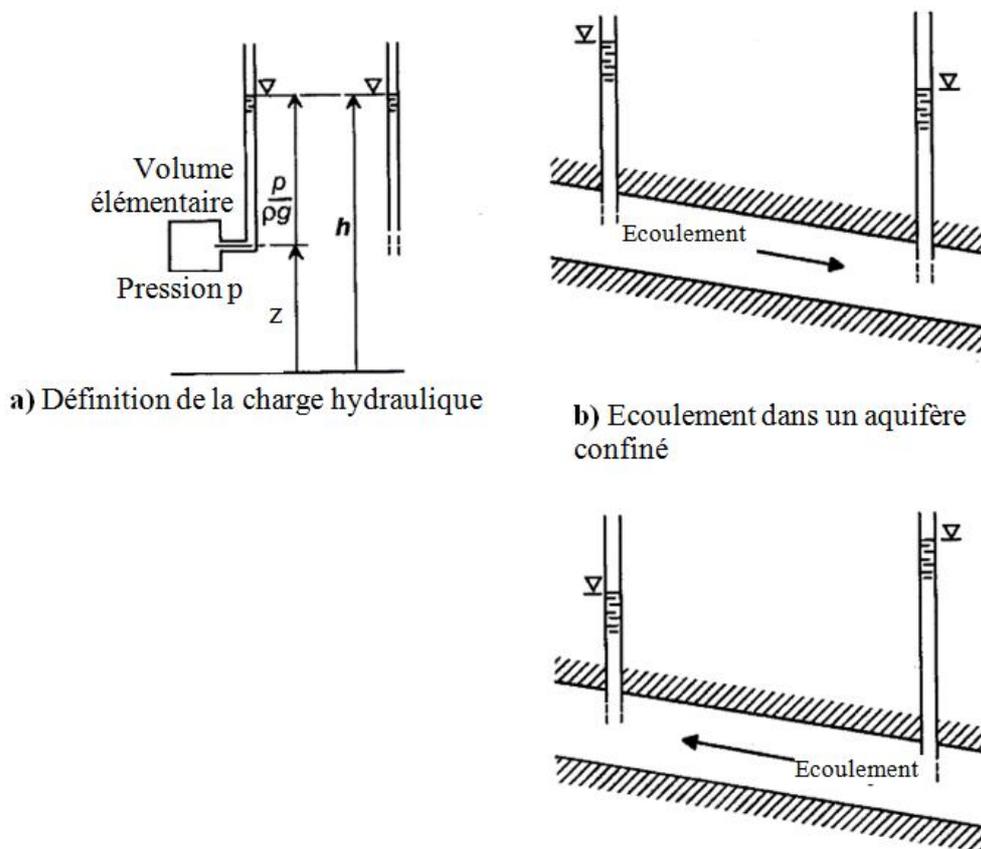


Figure 1-1 : Définition de la charge hydraulique et détermination de la direction d'écoulement à partir du gradient de charge hydraulique (gradient hydraulique) (Rushton, 2003).

Les eaux souterraines s'écoulent des plus hautes vers les plus basses charges hydrauliques, même si l'on considère un aquifère confiné présentant une pente de signe contraire à cette direction d'écoulement (Figure 1-1b)).

La cartographie du champ h au sein d'un aquifère constitue la carte piézométrique d'une nappe. La charge hydraulique, ou niveau piézométrique, s'exprime habituellement en mètres d'eau.

1.2.1.2 Coefficients de stockage

La variation en fonction du temps des charges hydrauliques des eaux souterraines conduit à la libération de l'eau emmagasinée dans l'aquifère ou conduit à l'accumulation de l'eau dans cet aquifère. Deux mécanismes peuvent les induire : la libération de l'eau de la nappe libre entraîne le changement du niveau de cette nappe et/ou la libération de l'eau d'une nappe captive qui va entraîner un ajustement de la pression dans le système d'aquifère. Le lecteur peut se référer à Bear (1979) et Fetter (2001) pour plus de détails et discussions sur les concepts physiques de base des coefficients de stockage. Les coefficients de stockage principaux sont la porosité de drainage et le coefficient d'emmagasinement.

La porosité de drainage S_y est le volume d'eau drainé par unité de surface plan d'un aquifère pour que sa charge hydraulique baisse d'une unité. Elle est sans dimension.

Le coefficient d'emmagasinement spécifique S_s est le volume d'eau libéré par unité de volume d'aquifère pour que sa charge hydraulique baisse d'une unité. Sa dimension est L^{-1} .

Les gammes typiques de variation de ces deux coefficients de stockage sont (Rushton, 2003 ; Heath, 2004) :

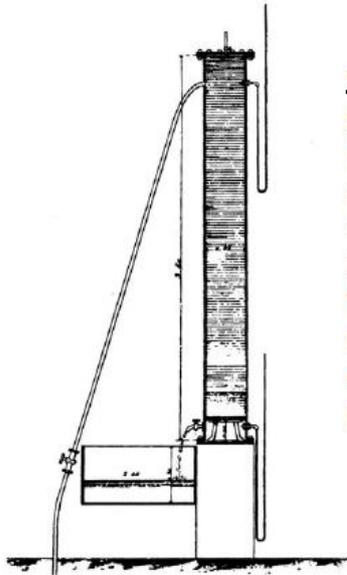
$$10^{-6} \leq S_s \leq 10^{-3} \text{ m}^{-1} \text{ en nappe captive}$$

$$10^{-3} \leq S_y \leq 0,25 \text{ en nappe libre}$$

1.2.1.3 Loi de Darcy (expérience de Darcy), conductivités hydrauliques et perméabilités

C'est en octobre 1855 à Dijon (France) qu'Henri Darcy effectue l'expérience qui va mener à ce qu'on appellera plus tard la loi de Darcy. Dans le but de dimensionner les filtres à sable utilisés pour améliorer la qualité de l'eau distribuée par les fontaines publiques de la ville de Dijon (France), Henry Darcy, inspecteur général des Ponts et Chaussées, et Charles Ritter étudient les lois de l'écoulement d'un fluide à travers le sable. Pour cela, ils élaborent un dispositif expérimental (Figure 1-2) qui consiste en une colonne verticale remplie de sable.

La colonne est close à chacune des extrémités, le sable est maintenu sur une cloison horizontale. La colonne est alimentée en eau dans sa partie supérieure et la partie inférieure est ouverte par un robinet. Deux manomètres permettent de mesurer la pression en entrée et en sortie de la colonne et un bac à la sortie du dispositif permet de mesurer les volumes d'eau écoulés et donc le débit. Les expériences conduites montrent que le débit traversant la colonne est proportionnel à la différence de niveau d'eau entre la partie supérieure et inférieure du filtre.



Ordre de grandeur de la perméabilité

graviers, sables grossiers	$K = 10^{-1}$ à 10^{-5} m/s
(sable de Fontainebleau)	$K = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s
sables fins	$K = 10^{-5}$ à 10^{-6} m/s
silts	$K = 10^{-6}$ à 10^{-8} m/s
marnes	$K = 10^{-8}$ à 10^{-9} m/s
tourbe	$K = 2 \cdot 10^{-8}$
argiles	$K < 10^{-9}$ m/s
calcite	$K = 10^{-11}$ m/s
granite (non fracturé, non altéré)	$K = 10^{-11}$ m/s

Figure 1-2 : Dispositif expérimental de Darcy (Renard, 1996).

On définit la vitesse de Darcy comme étant le rapport du débit Q par la section du cylindre d'aquifère A pour un écoulement à travers ce cylindre comme illustré à la Figure 1-3.

Équation 1-2 :

$$V = \frac{Q}{A}$$

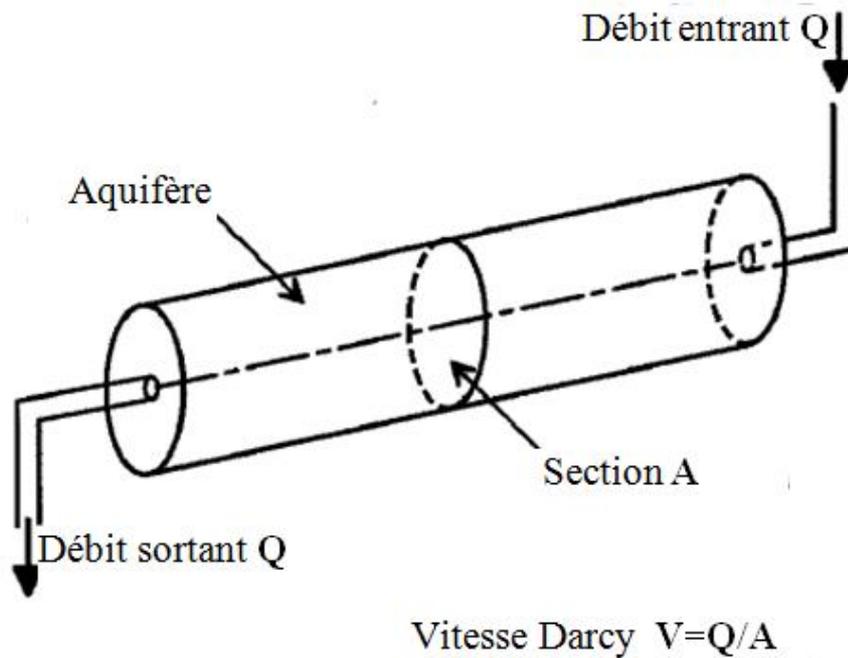


Figure 1-3 : Vitesse de Darcy (Rushton, 2003)

Cette vitesse de Darcy est une vitesse artificielle qui n'a aucune signification physique car cette vitesse ignore le fait que la section contient à la fois des matériaux et les pores. Néanmoins, cette vitesse est fréquemment utilisée pour des convenances mathématiques. Pour avoir une approximation de la vitesse de filtration réelle V_s , il faudrait diviser la vitesse de Darcy par la porosité effective N .

Équation 1-3 :

$$V_s = \frac{V}{N} = \frac{Q}{AN}$$

L'élaboration mathématique de la loi Darcy peut se résumer en plusieurs étapes définies comme suit :

Considérons un cylindre d'aquifère de section δA et longueur δl , incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, illustré par la Figure 1-4. L'analyse qui a mené à la loi Darcy s'applique aussi aux écoulements dans toutes les directions et ne se restreint pas uniquement aux écoulements horizontaux ou verticaux. Les flux entrants et sortants s'effectuent uniquement aux extrémités du cylindre.

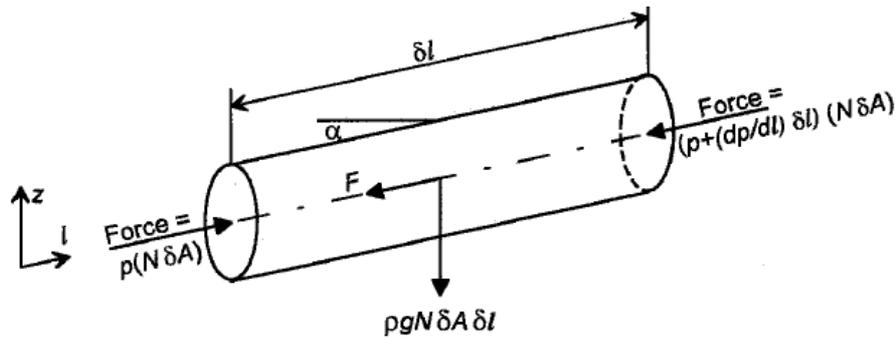


Figure 1-4 : Cylindre d'aquifère incliné d'un angle α (Rushton, 2003)

Il y a quatre forces s'appliquant sur le cylindre d'aquifère ci-dessus : deux forces aux extrémités gauche et droite du cylindre dues à la pression de l'eau à ces endroits, une force due au poids de l'eau (elle est égale à ρg fois le volume d'eau), et une force de frottement F résultant de l'écoulement de l'eau. Suivant la direction l , l'équation traduisant le bilan des forces extérieures s'écrit :

Équation 1-4 :

$$PN\delta A - \left(P + \frac{dP}{dl}\delta l\right)N\delta A = (\rho g N\delta A)\sin\alpha + F$$

En remplaçant $\sin\alpha = dz/dl$ et en réorganisant l'Équation 1-4 on obtient :

Équation 1-5 :

$$\frac{F}{N\delta A\delta l} = -\left(\frac{dP}{dl} + \rho g \frac{dz}{dl}\right)$$

Les expériences de Darcy montrent que pour des faibles vitesses, la force de frottement F résultant de l'écoulement de l'eau est proportionnelle à la vitesse V de Darcy. Cette dernière affirmation peut se traduire mathématiquement par :

Équation 1-6 :

$$\frac{F}{N\delta A\delta l} = \frac{\mu}{\bar{K}}V$$

où μ est la viscosité dynamique du fluide s'écoulant et \bar{K} est la perméabilité intrinsèque du matériaux poreux. Notons que \bar{K} ne dépend que du milieu et non du fluide. Pour des milieux anisotropes, il est démontré que cette perméabilité s'exprime sous la forme d'un tenseur symétrique de perméabilité (Ferrandon, 1948 ; Scheidegger, 1954 ; Liakopoulos, 1962).

Équation 1-7 :

$$\bar{K} = \begin{pmatrix} k^{xx} & k^{xy} & k^{xz} \\ k^{xy} & k^{yy} & k^{yz} \\ k^{xz} & k^{yz} & k^{zz} \end{pmatrix}$$

Une perméabilité scalaire est néanmoins suffisante pour décrire un milieu isotrope.

En combinant l'Équation 1-5 à l'Équation 1-6, on obtient

Équation 1-8 :

$$V = -\frac{\bar{K}}{\mu} \left(\frac{dP}{dl} + \rho g \frac{dz}{dl} \right)$$

En différentiant l'Équation 1-1 et en substituant à l'Équation 1-8 on obtient :

Équation 1-9 :

$$V = -\frac{\bar{K}\rho g}{\mu} \frac{dh}{dl}$$

On obtient ainsi la loi de Darcy :

Équation 1-10 :

$$V = -K \frac{dh}{dl}$$

où la perméabilité au sens de Darcy K est une fonction de la viscosité dynamique de l'eau et de la perméabilité intrinsèque du matériaux poreux (Équation 1-11). Le signe moins dans la loi de Darcy souligne que l'écoulement de l'eau s'effectue des plus hautes vers les plus basses charges hydrauliques.

Équation 1-11 :

$$K = \frac{\bar{K}\rho g}{\mu}$$

Pour l'étude des nappes souterraines, la masse volumique et la viscosité de l'eau sont supposées constante. K possède les mêmes propriétés que le tenseur de perméabilité intrinsèque \bar{K} .

La loi de Darcy décrit les écoulements monophasiques en milieu poreux. De manière stricte, le terme conductivité hydraulique doit toujours être utilisé, mais en hydraulique souterraine et mécanique des sols, en alternative, le terme perméabilité est généralement utilisé. Même si les deux termes sont interchangeable dans notre texte, le terme de perméabilité sera le plus utilisé. De nombreux auteurs ont établi des tables de valeurs de perméabilités et coefficients d'emménagement pour les matériaux consolidés et non consolidés : McWhorter and Sunada (1977), Bouwer (1978), de Marsily (1986), Walton (1991) and Fetter (2001).

1.2.2 Relations phénoménologiques régissant l'écoulement (équation de diffusivité)

Les relations phénoménologiques définissant l'écoulement en milieu poreux sont issues de la mécanique des fluides moyennant une adaptation empirique nécessitée par la description macroscopique du milieu (de Marsily, 1986 ; Ledoux, 2003). Elles mettent en œuvre des variables macroscopiques décrivant le milieu poreux (perméabilités, porosités) et le comportement de l'eau qui en sature les vides. Les trois principes fondamentaux ou groupe de relations gouvernant ce phénomène sont : le principe de continuité macroscopique, la loi de Darcy et les équations d'état.

1.2.2.1 Principe de continuité macroscopique

Le principe de continuité exprime que dans un volume fermé fixe, la variation de la masse de fluide durant une unité de temps est égale à la somme algébrique des flux massiques traversant la surface du volume considéré. C'est le « rien ne se perd, rien ne se crée » de Lavoisier lorsqu'il énonce le principe fondamental de la conservation de la matière. L'équation de continuité s'écrit :

Équation 1-12 :

$$\operatorname{div}(\rho \vec{V}) + \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} = 0$$

Où ρ est la masse volumique du fluide [ML^{-3}]

ε est la porosité du milieu poreux définie comme étant le rapport entre le volume des vides par le volume total. Elle est sans dimension.

\vec{V} la vitesse de filtration de l'écoulement (vitesse de Darcy) [LT^{-1}] exprimant la vitesse fictive d'un fluide qui percolerait à travers le milieu en occupant tout l'espace (pores + grains) au lieu de n'occuper que les vides. Le flux du vecteur \vec{V} à travers une surface quelconque de milieu poreux représente ainsi le débit d'eau qui la traverse.

En hydrogéologie, il est important de rajouter un terme source à l'équation de continuité (Équation 1-20). Ce terme correspond aux prélèvements (ou apports) d'eau que l'on peut réaliser dans un milieu (forage par exemple). Ce terme source noté W représente le débit d'eau prélevé (ou apporté) par unité de volume en chaque point. Le débit massique apporté sera donc ρW . L'équation de continuité s'écrit alors:

Équation 1-13 :

$$\text{div}(\rho \vec{V}) + \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} = \rho W$$

Où W est le flux par unité de volume représentant une source. Avec $W < 0$ lorsque le flux est sortant du système d'aquifère et $W > 0$ lorsque le flux d'eau est rentrant dans le système d'aquifère (T^{-1}).

1.2.2.2 Rappel de la loi de Darcy

La loi de Darcy a été établie au paragraphe 1.2.1.3. La formulation vectorielle courante est la suivante :

Équation 1-14 :

$$\vec{V} = -\bar{\bar{K}} \times \overrightarrow{\text{grad}}(h)$$

Où $\bar{\bar{K}}$ est la perméabilité du milieu poreux [LT^{-1}] relativement à un fluide donné (l'eau en l'occurrence). On admet que $\bar{\bar{K}}$ est un tenseur dissymétrique :

$$\bar{\bar{K}} = \begin{pmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{xy} & K_{yy} & K_{zy} \\ K_{xz} & K_{zy} & K_{zz} \end{pmatrix}$$

Lorsque les directions d'anisotropie du milieu coïncident avec les axes orthogonaux utilisés pour décrire le milieu, le tenseur $\bar{\bar{K}}$ se réduit à ses composantes diagonales. Dans ce cas, la direction du vecteur vitesse de Darcy \vec{V} est parallèle au gradient de la charge hydraulique $\overrightarrow{\text{grad}}(h)$. Dans un milieu sédimentaire stratifié, il est évident que les directions parallèles et perpendiculaires à la stratification s'identifient à ces directions privilégiées de l'écoulement.

1.2.2.3 Les équations d'état

Les équations d'état traduisent le comportement mécanique de l'eau et de la matrice rocheuse en fonction de la pression (Ledoux, 2003). En hydrogéologie, on adopte habituellement un modèle élastique pour expliquer ce comportement, faisant intervenir les coefficients d'élasticité α et β définis par les relations suivantes :

Équation 1-15 : pour l'eau

$$\frac{d\rho}{\rho} = \beta \cdot dP$$

Équation 1-16 : pour la matrice

$$\frac{dv}{v} = -\alpha \cdot d\bar{\sigma} = \alpha \cdot dP$$

où $\bar{\sigma}$ représente la contrainte effective (contrainte s'exerçant sur les grains) au sein du volume d'aquifère v . En l'absence de variation des forces extérieures s'exerçant sur le milieu poreux, la contrainte effective $\bar{\sigma}$ est liée à la pression interstitielle P de l'eau par la relation de Terzaghi :

Équation 1-17 :

$$dP + d\bar{\sigma} = 0$$

Dans ces conditions, de Marsily (1986) établit en posant $S_s = \rho g(\alpha + \varepsilon\beta)$ l'équation d'état :

Équation 1-18 :

$$d(\rho\varepsilon) = \rho S_s dh$$

1.2.2.4 L'équation de diffusivité

La combinaison des trois groupes de relations que nous venons de décrire (Équation 1-13, Équation 1-14 et Équation 1-18) mène à l'équation unique aux dérivées partielles appelée équation de diffusivité :

Équation 1-19 :

$$\text{div}(\bar{K} \times \overrightarrow{\text{grad}}(h)) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

Suivant les directions d'axes x, y et z , l'équation aux dérivées partielles qui décrit l'écoulement tridimensionnel des eaux souterraines de densité constante dans un milieu poreux hétérogène et anisotrope, s'écrit :

Équation 1-20 :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$

Où

K_{xx} , K_{yy} et K_{zz} sont les valeurs de conductivité hydraulique suivant les directions x, y, z respectivement, qui sont considérées comme étant parallèles aux axes majeurs de conductivités hydraulique (L/T) ;

h est la charge hydraulique (L) ;

W peut représenter la recharge de l'aquifère, le flux de drainage, les échanges de flux entre l'aquifère et les ruisseaux ;

S_s est le coefficient d'emmagasinement spécifique du milieu poreux (L^{-1}) ;

t est le temps (T).

En général, K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} et S_s sont des fonctions de l'espace ($K_{xx} = K_{xx}(x, y, z)$, $K_{yy} = K_{yy}(x, y, z)$, $K_{zz} = K_{zz}(x, y, z)$ et $S_s = S_s(x, y, z)$) et W est une fonction de l'espace et du temps ($W = W(x, y, z, t)$). L'Équation 1-20 décrit l'écoulement souterrain en conditions de non équilibre dans un milieu poreux hétérogène et anisotrope, considérant que les principaux axes de conductivité hydraulique sont alignés avec les directions d'axes x , y et z

Les termes de l'équation à gauche de l'égalité représentent le flux dans les trois directions spatiales. Le terme à droite de l'égalité représente la contribution du stockage en raison de la variation dans les eaux souterraines de la charge hydraulique en fonction du temps. Cette équation associée aux conditions spécifiques de flux et / ou de potentiel hydraulique aux limites du système d'aquifère, et associée aux conditions spécifiques de charges hydrauliques initiales, constitue une représentation mathématique du système d'écoulement de la nappe souterraine. Cette équation définit entièrement l'écoulement en permettant la détermination du champ de charge hydraulique h . C'est cette équation que les modèles numériques d'écoulement en milieu poreux s'efforcent de résoudre. Le paramètre le plus difficile à prendre en compte dans ces modèles numériques d'écoulement est la perméabilité.

1.3 Perméabilités

Un des paramètres clés de la caractérisation des réservoirs est la perméabilité (k) qui contrôle les écoulements et transferts d'énergies dans les formations géologiques. Dans le domaine du génie civil, la conductivité hydraulique est souvent appelée perméabilité qui est appelée perméabilité intrinsèque pour les géologues et ingénieurs du pétrole. Dans ces travaux de thèse, nous ne ferons pas de différence entre ces termes et l'appellerons perméabilité. Pour un écoulement à deux dimensions le terme transmissivité peut être utilisé et a les mêmes caractéristiques que la perméabilité (Dagan et al., 2004; Jankovic' et al., 2006; Copty et al., 2006).

Nous n'avons pas la possibilité de mesurer les perméabilités pour un champ réel. Il faudrait pour cela réaliser des expériences gigantesques en détruisant littéralement un aquifère pour mesurer sa perméabilité en chaque point. Cela paraît difficilement concevable. Et même en procédant de la sorte, les résultats obtenus n'auraient pas forcément de signification générale (Renard et al., 1995). Une des questions majeures est de décider quelles valeurs de paramètres hydrauliques doivent être introduites dans les modèles hydrogéologiques d'autant plus qu'il est impossible de mesurer ces paramètres partout sur le domaine. La réponse à la question des valeurs de perméabilités se trouve dans le lien entre les paramètres hydrauliques

et l'hétérogénéité des formations géologiques. L'hétérogénéité des paramètres hydrauliques est l'aspect fondamental de l'hydrogéologie (Sanchez-Vila et al., 2006) peut-être même plus dans un contexte urbain. Sanchez-Vila et al. (2006) ont synthétisé un important travail entrepris ces dix dernières années concernant l'hétérogénéité et proposent une évaluation critique des résultats liés à la difficulté de trouver des perméabilités représentatives. Par « perméabilité représentative », on entend dans ce qui suit un paramètre contrôlant le comportement moyen des écoulements des eaux souterraines dans un aquifère à une échelle donnée. Cette notion implique la perméabilité effective (K_{eff}) et la perméabilité équivalente (K_{eq}). La perméabilité effective (K_{eff}) est définie mathématiquement comme étant la valeur négative de l'espérance mathématique de la valeur attendue du flux de l'écoulement divisée par l'espérance mathématique de la valeur prévue de son gradient hydraulique. C'est une propriété intrinsèque d'un système aquifère qui ne dépend pas des conditions d'écoulement existantes (Dagan, 1989 ; Ababou et Wood, 1990 ; Dagan, 1993 ; Chilès et Delfiner, 1999 ; Copty et al., 2006). Matheron (1967) a démontré que dans un domaine infini à deux dimensions et sous des conditions très restrictives K_{eff} est égale à la moyenne géométrique K_g des valeurs de perméabilités locales K . Les conditions restrictives concernent la loi de distribution des perméabilités locales $\left(\frac{k}{E(k)}\right)$ qui doit être identique à celle de son inverse $\left(\frac{h}{E(h)}\right)$ et doit être invariante par rotation. Ces conditions restrictives sont vérifiées dans le cas d'un milieu de distributions log-normales bidimensionnelles. La perméabilité équivalente (K_{eq}) peut être définie comme une valeur unique qui peut être affectée à une zone pour obtenir un flux à la sortie du système totalement identique à celui observé dans le scénario hétérogène avec les mêmes conditions aux limites (Sanchez-Vila et al., 2006). De manière générale, on entend par perméabilité équivalente un tenseur constitué de perméabilités constantes pris pour représenter le milieu hétérogène. Une équivalence complète entre un milieu réel hétérogène et un milieu fictif homogène est impossible. La perméabilité équivalente doit alors être définie dans un sens restreint selon certains critères (débit aux limites du domaine et énergie dissipée par la force visqueuse) qui doivent être égaux pour les deux milieux (Renard et de Marsily, 1997).

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la perméabilité équivalente des milieux poreux hétérogènes (Gómez-Hernández, 1991; Wen et Gómez-Hernández, 1996; Renard, 1996; Renard et de Marsily, 1997; Renard et al., 2000; Sanchez-Vila et al., 2006; Zhang et al., 2007; Feng et al., 2007; Zhang et al., 2010). Les interprétations conventionnelles

des essais de pompages fournissent des valeurs de perméabilités qui peuvent être liées à la perméabilité équivalente et/ou effective (Sanchez-Vila et al., 2006). En général, ces essais sont analysés avec certaines hypothèses simplificatrices sous-jacentes qui ne sont pas complètement valides en réalité. Un exemple clair est l'hypothèse du milieu homogène alors qu'il est en réalité hétérogène.

Une autre façon de procéder pour estimer la perméabilité consiste en l'utilisation des méthodes inverses. La formulation du problème inverse en hydrogéologie est contemporaine avec le développement des premiers modèles numériques de résolution des équations d'écoulement des eaux souterraines (Nelson, 1960; Jacquard et Jaïn, 1965; Kinzelbach, 1986; de Marsily et al., 1999; Carrera et al., 2005; Hendricks Franssen et al., 2009). Cela conduit à décrire le champ de perméabilités dans un ensemble de zones de perméabilités constantes dont la géométrie est à priori définie.

La variabilité spatiale est une caractéristique essentielle et il est impossible de la représenter dans la réalité (Sanchez-Vila et al., 2006). On peut soit utiliser un modèle déterministe, soit utiliser un modèle aléatoire pour représenter un réel problème en hydrogéologie. Le choix est toujours fait par la façon dont l'incertitude est vue. Les approches déterministes sont basées sur la visualisation des paramètres comme uniques (mais incertains) de quantités locales à une échelle donnée. Les approches stochastiques ou aléatoires sont basées sur la visualisation d'une distribution spatiale (réalisation) du paramètre comme une possibilité de représenter la réalité en une infinité de possibilités (Zhang et al., 2007).

Différentes techniques ont été mises en œuvre dans le but de représenter cette variabilité que ce soit pour construire les limites de formations géologiques, la piézométrie de l'aquifère de la nappe libre ou les perméabilités des formations géologiques. Le prochain paragraphe concerne la présentation succincte des éléments théoriques de ces différentes techniques.

1.4 Les méthodes géostatistiques

Les méthodes géostatistiques permettent d'estimer des valeurs d'une ou plusieurs variables aux points non échantillonnés, en utilisant les corrélations spatiales entre les points de données échantillonnés. Ces corrélations spatiales sont quantifiées en construisant un outil descriptif puissant appelé le variogramme (Matheron, 1967 ; Goovaerts, 1997; Ma et al., 1999; Chilès et Delfiner, 1999; Wackernagel, 2002; Rivest et al., 2008; Bourges et al., 2011). Ce paragraphe n'a pas pour intention de traiter de l'ensemble des méthodes géostatistiques, mais de décrire dans un premier temps les différentes étapes menant à une estimation par

krigeage (estimateur linéaire sans biais avec une variance minimale, communément utilisé en géostatistique) et dans un second temps de présenter succinctement les éléments théoriques de quelques méthodes qui s'appliquent à l'hydrogéologie. Ces méthodes, krigeage, cokrigeage, cokrigeage collocalisé et krigeage avec dérive externe sont couramment appliquées en hydrogéologie pour estimer les niveaux des eaux souterraines, les surfaces limites des formations géologiques et les propriétés hydrodynamiques des aquifères (Alley, 1993 ; Andres et Martin, 2005).

Considérons un problème d'estimation d'une variable Z en chaque point u d'un domaine d'étude A . L'ensemble des données collectées concernant cette variable est disponible en n points discrets repérés par leurs positions u_α ($Z(u_\alpha)$; $\alpha = 1, \dots, n$). L'interpolation peut être effectuée en deux grandes étapes : une analyse variographique suivie de l'estimation.

1.4.1 L'analyse variographique

L'analyse variographique permet d'étudier la structuration spatiale de la variable. Dans cette thèse, cette analyse est effectuée en trois temps à l'aide du logiciel Isatis©. D'abord, la carte variographique est construite pour détecter les éventuelles directions d'anisotropie, puis le variogramme expérimental est calculé et enfin un modèle théorique de variogramme aux propriétés bien connues est choisi et ajusté au variogramme expérimental. Les cartes variographiques sont représentées sur une grille en coordonnées polaires dans laquelle chaque cellule représente par un jeu de couleur une valeur de variogramme pour une direction et distance entre les points (Figure 1-5). Par conséquent, la carte variographique analyse la continuité spatiale d'une variable dans toutes les directions dans un espace de visualisation en 2D et indique en particulier des directions possibles d'anisotropies (N50 et N140 dans l'exemple de la Figure 1-5).

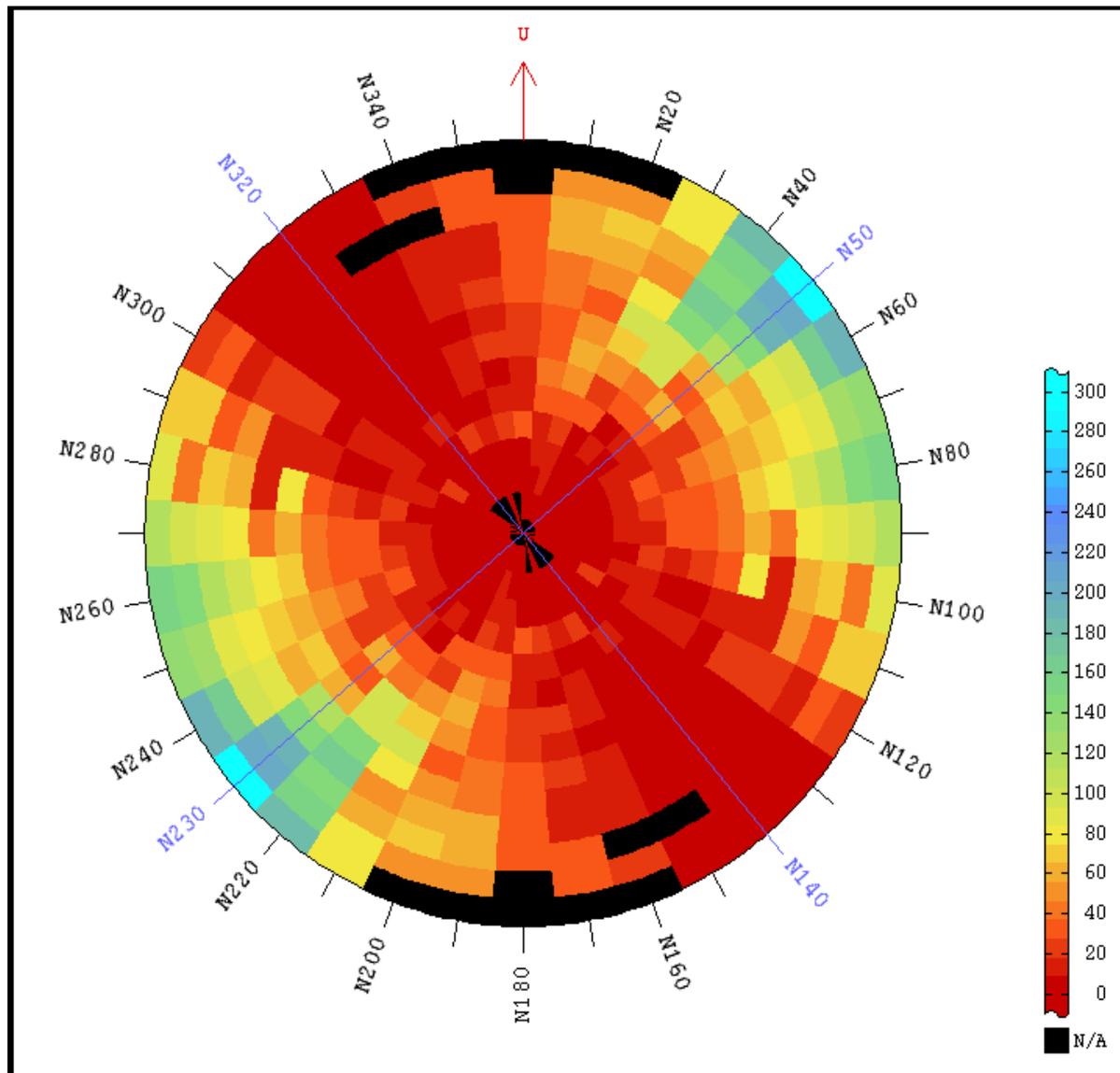


Figure 1-5 : Carte variographique présentant deux directions d'anisotropie (N50° et N140°)

L'équation permettant de calculer le variogramme (semi-variogramme) directionnel expérimental est la suivante :

Equation 1-21 :

$$\gamma(h, \theta) = \frac{1}{2N(h, \theta)} \sum_{\alpha=1}^{N(h, \theta)} [Z(u_{\alpha}) - Z(u_{\alpha} + h)]^2$$

où $N(h, \theta)$ est le nombre de paires de points séparés d'une distance h dans la direction θ . $\gamma(h, \theta)$ est la valeur du variogramme calculée pour une distance h entre les points dans la direction θ . En pratique, on considère une tolérance (dh) sur la distance h (l'ensemble des paires de points séparés de $h \pm dh$ sont alors pris en compte pour le calcul du variogramme)

et une tolérance ($d\theta$) sur la direction θ (toutes les paires de points orientées dans la direction $\theta \pm d\theta$ sont prises en compte pour le calcul du variogramme).

Dans le cas d'une variable stationnaire, variable dont la loi spatiale est invariante par translation (Matheron, 1970), les valeurs du variogramme croissent avec la distance h jusqu'à ce que cette distance atteigne une valeur appelée portée au-delà de laquelle la courbe du variogramme se stabilise et le variogramme prend une valeur appelée palier (Figure 1-6a). Ce palier est égal à la variance de la variable dans le cas d'une variable strictement stationnaire. L'effet de pépité correspond à la valeur du variogramme pour une distance h infiniment petite. Cet effet de pépité traduit la discontinuité spatiale de la variable à faible distance entre les points (Guiblen et al., 1995; Chilès et Delfiner, 1999; Zhang et al., 2005) et peut représenter des erreurs de mesures.

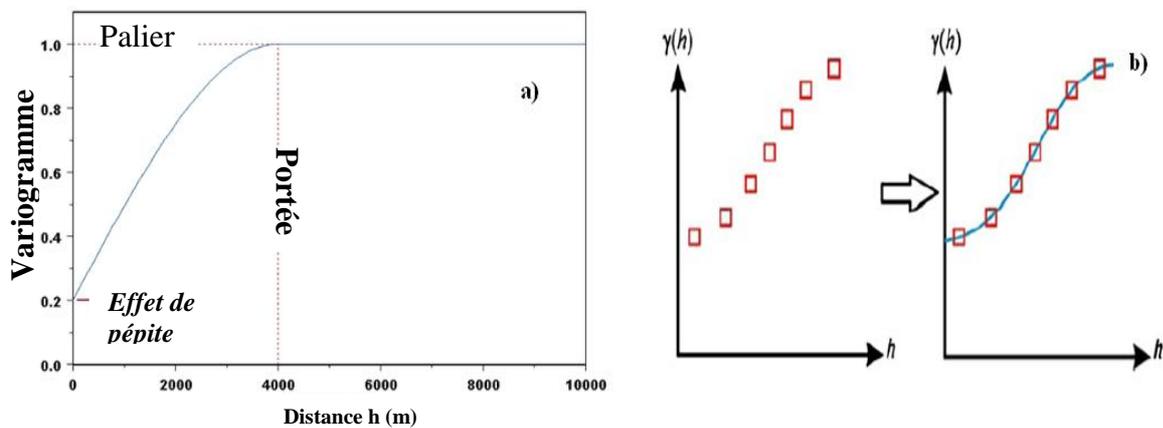


Figure 1-6 : a) Caractéristiques d'un variogramme illustrées par trois paramètres : l'effet de pépité, la portée et le palier. b) variogramme expérimental puis ajustement par un modèle théorique approprié de variogramme.

Le variogramme expérimental est calculé dans chacune des directions d'anisotropie (en cas de présence d'anisotropie) ou de manière omnidirectionnelle (absence d'anisotropie) puis un modèle de variogramme théorique leur est ajusté, modèle obéissant à certaines contraintes mathématiques (Figure 1-6b). Parmi les nombreux modèles de variogramme nous pouvons citer les modèles suivants (qui seront utilisés par la suite) :

Équation 1-22 :

$$\text{Effet de pépité : } \begin{cases} \gamma(h) = 0 & \text{si } h = 0 \\ \gamma(h) = C_o & \text{si } h > 0 \end{cases}$$

$$\text{Exponentiel : } \gamma(h) = C_2 [1 - \exp(-3h/a)]$$

Puissance : $\gamma(h) = C_1 \left(\frac{h}{a}\right)^\alpha \quad 0 < \alpha < 2$

Où $\gamma(h)$ est le variogramme, h le pas de calcul, a la portée, C_0 l'effet de pépite, C_1 le palier et α un paramètre positif et inférieur à 2.

Dans la pratique, avant de passer à l'étape d'estimation, une grille d'interpolation et un voisinage doivent être définis. Le voisinage est un cercle ou une ellipse (ou un ellipsoïde en 3D) qui permet d'identifier les échantillons qui doivent être pris en compte pour l'estimation de la valeur de la variable en un nœud de la grille d'interpolation.

1.4.2 Méthodes d'interpolation

1.4.2.1 Le krigeage

L'estimation en chaque nœud de la grille d'interpolation de la valeur de la variable est effectuée en calculant une moyenne pondérée des différents points de données, le poids de krigeage de chacune des données étant lié à la corrélation spatiale sous-jacente précédemment établie.

Équation 1-23 :

$$Z^*(u_0) = \sum_{\alpha=1}^n w_\alpha Z(u_\alpha)$$

où $Z^*(u_0)$ est la valeur estimée au nœud u_0 , $Z(u_\alpha)$ la valeur observée au point u_α et w_α le poids de krigeage associé à la $\alpha^{\text{ième}}$ valeur, n le nombre d'échantillon présent dans le voisinage et considéré pour l'estimation. Pour assurer la condition de non biais de l'estimation, la somme des poids de krigeage doit être égale à 1.

Equation: 1-24 :

$$\sum_{\alpha=1}^n w_\alpha = 1$$

Il est alors défini la variance d'estimation est qui doit être minimale pour satisfaire la résolution du problème :

Équation 1-25 :

$$\begin{aligned} \sigma_E^2 &= E \left[(Z^*(u_0) - Z(u_0))^2 \right] \\ &= \gamma(u_0 - u_0) - \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n w_\alpha w_\beta \gamma(u_\alpha - u_\beta) + 2 \sum_{\alpha=1}^n w_\alpha \gamma(u_\alpha - u_0) \end{aligned}$$

Dans le but de rendre minimale la variance d'estimation, on introduit une contrainte en utilisant le paramètre de Lagrange (μ). Nous obtenons alors le système de krigeage (Journel, 1989; Chilès et Delfiner, 1999) sous la forme suivante :

Équation 1-26 :

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n w_{\beta} \gamma(u_{\alpha} - u_{\beta}) + \mu = \gamma(u_{\alpha} - u_0) & \text{pour } \alpha = 1, \dots, n \\ \sum_{\beta=1}^n w_{\beta} = 1 \end{cases}$$

où w_{β} sont les poids de krigeage affectés aux données connues.

La variance d'estimation du krigeage ordinaire est alors :

Équation 1-27 :

$$\sigma^2 = \mu - \gamma(u_0 - u_0) + \sum_{\alpha=1}^n w_{\alpha} \gamma(u_{\alpha} - u_0)$$

L'estimateur fournit la variance d'estimation au point d'estimation.

1.4.2.2 Le cokrigeage

Le cokrigeage est une extension multivariable du krigeage qui utilise les corrélations croisées entre les variables. On distingue pour ces variables, une variable d'intérêt (celle que l'on veut estimer) et une ou plusieurs variables auxiliaires (celles qui fournissent des informations aidant à la détermination de la variable d'intérêt). La variable d'intérêt est cokrigée au point spécifié (nœud de la grille d'estimation) à partir des données de la variable d'intérêt elle-même et des variables auxiliaires. Les valeurs des deux types de variables peuvent être connues soit aux mêmes points, soit en des points différents du domaine. Les données isotopiques correspondent au cas où l'on dispose des informations de toutes les variables en tous les points échantillonnés. Les données hétérotopiques correspondent au cas où les points de la variable d'intérêt ne sont pas localisés au même endroit que les points correspondant aux variables secondaires. Les données hétérotopiques partielles correspondent au cas où une partie des points de mesures n'est pas commune à toutes les variables (Wackernagel, 2002).

L'estimateur du cokrigeage ordinaire est une combinaison linéaire des poids w_{α}^i avec des données de plusieurs variables situées aux points de mesures d'un voisinage du domaine

autour du point u_0 . Chaque variable est définie en un ensemble n_i de points et l'estimateur est définie par :

Équation 1-28 :

$$Z_{i_0}^*(u_0) = \sum_{i=1}^N \sum_{\alpha=1}^{n_i} w_{\alpha}^i Z_i(u_{\alpha})$$

Où l'index i_0 réfère à une variable particulière de l'ensemble des N variables. Le nombre de points de mesures n_i dépend de l'indice i des variables, de manière à inclure dans la notation la possibilité de travailler avec des données hétérotopiques.

La condition d'avoir une erreur d'estimateur nulle en moyenne est satisfaite en choisissant la somme des poids de krigeage égale à 1 pour la variable d'intérêt et égale à 0 pour les variables auxiliaires.

Équation 1-29 :

$$\sum_{\alpha=1}^{n_i} w_{\alpha}^i = \delta_{ii_0} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = i_0 \\ 0 & \text{si } i \neq i_0 \end{cases}$$

La variance de l'erreur d'estimation est :

Équation 1-30 :

$$\sigma_E^2 = E \left[\left(\sum_{i=1}^N \sum_{\alpha=1}^{n_i} w_{\alpha}^i Z_i(u_{\alpha}) - Z_{i_0}(u_0) \right)^2 \right]$$

Après avoir rendu minimale la variance de l'erreur d'estimation dans lequel les contraintes sur les poids de krigeage génèrent N paramètres de Lagrange μ_i nous avons le système de cokrigeage ordinaire suivant :

Équation 1-31 :

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^N \sum_{\beta=1}^{n_j} w_{\beta}^j \gamma_{ij}(u_{\alpha} - u_{\beta}) + \mu_i = \gamma_{ii_0}(u_{\alpha} - u_0) & \text{for } i = 1, \dots, N; \alpha = 1, \dots, n_i \\ \sum_{\beta=1}^{n_i} w_{\beta}^i = \delta_{ii_0} & \text{for } i = 1, \dots, N \end{cases}$$

Et la variance de cokrigeage est :

Équation 1-32 :

$$\sigma_{CoK}^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{\alpha=1}^{n_j} w_{\alpha}^j \gamma_{ii_0} (u_{\alpha} - u_0) + \mu_{i_0} - \gamma_{i_0 i_0} (u_0 - u_0)$$

Le cokrigeage est intéressant dans le cas des données isotopiques. Lorsque la variable auxiliaire est connue en un nombre de points bien supérieur au nombre d'échantillons de la variable d'intérêt, le cokrigeage colocalisé devient intéressant. Des techniques variées de cokrigeage colocalisé existent et dépendent des différents voisinages de données prises en compte en un point d'estimation donné. Ces différentes approches sont présentées par Rivoirard (2001). La technique développée ci-dessous considère la variable auxiliaire au point d'estimation et en tout point où la variable primaire est définie (Multi Collocated Cokriging). L'estimateur du cokrigeage co-localisé est :

Équation 1-33 :

$$Z_{CoCoK}^*(u_0) = w_0 S(u_0) + \sum_{\alpha=1}^n (w_Z^{\alpha} Z(u_{\alpha}) + w_S^{\alpha} S(u_{\alpha}))$$

$S(u_0)$ est la variable secondaire au nœud u_0 de la grille et $S(u_{\alpha})$ la variable secondaire au point de mesure de la variable d'intérêt.

1.4.2.3 Le krigeage avec dérive externe

Il arrive parfois que deux variables ($Z(u)$ et $S(u)$) mesurées par des procédés différents traduisent le même phénomène et que la première variable soit précise, mais connue en peu de points seulement, tandis que la seconde variable est connue à peu près partout dans le domaine spatial, mais avec une précision plus approximative, donnant uniquement l'allure générale de la morphologie du phénomène régionalisé (Wackernagel, 1993). Dans ce cas, on considère alors que la variable précise ($Z(u)$) est proportionnelle en moyenne à la variable approximative ($S(u)$) à une constante près a_0 .

Équation 1-34 :

$$E[Z(u)] = a_0 + b_1 S(u)$$

La méthode de krigeage avec dérive externe a la particularité d'intégrer, dans le système de krigeage, une condition supplémentaire d'universalité relative à une ou plusieurs dérivées externes ($S_i(u), i = 1, \dots, N$) mesurées exhaustivement dans tout le domaine (Wackernagel, 1993). $S_i(u)$ doit aussi bien être connue aux positions u_{α} des points de données de la variable $Z(u)$ qu'aux nœuds de la grille d'estimation.

Le système de krigeage avec des dérivées externes multiples peut finalement s'écrire sous la forme :

Équation 1-35 :

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n w_{\beta} K(u_{\alpha} - u_{\beta}) - \sum_{l=1}^L \mu_l f_l(u_{\alpha}) - \sum_{i=1}^N \mu_i S_i(u_{\alpha}) = K(u_{\alpha} - u_0) & \text{pour } \alpha = 1, \dots, n \\ \sum_{\beta=1}^n w_{\beta} f_l(u_{\beta}) = f_l(u_0) & \text{pour } l = 1, \dots, L \\ \sum_{\beta=1}^n w_{\beta} S_i(u_{\beta}) = S_i(u_0) & \text{pour } i = 1, \dots, N \end{cases}$$

Les fonctions $f_l(u)$, doivent engendrer un espace vectoriel invariant par translation. On peut montrer que les seuls ensembles de fonctions satisfaisant à cette condition sont les exponentielles-polynômes (Wackernagel, 1993 ; Brochu et Marcotte, 2003 ; Kuhlman et Igúzquiza, 2010). Dans un espace à 2 dimensions spatiales, de vecteurs de coordonnées $u(x, y)$, ces fonctions prennent généralement la forme suivante :

$$f_0(u) = 1, f_1(u) = x, f_2(u) = y, f_3(u) = x^2, f_4(u) = xy, f_5(u) = y^2$$

Le nombre de fonctions de base $f_l(u)$ est $L + 1$ et dépend du degré k de la dérive suivant les règles indiquées ci-dessous :

$$\begin{cases} k = 0, & L = 0 & \text{(une fonction de base)} \\ k = 1, & L = 2 & \text{(trois fonctions de base)} \\ k = 2, & L = 5 & \text{(six fonctions de base)} \end{cases}$$

En définissant une fonction symétrique $K(h)$ comme la covariance généralisée d'une fonction aléatoire intrinsèquement stationnaire à l'ordre k nous avons :

Équation 1-36 :

$$\text{var} \left(\sum_{\alpha=0}^n w_{\alpha} Z_k(u_{\alpha}) \right) = \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n w_{\alpha} w_{\beta} K(u_{\alpha} - u_{\beta})$$

Dans le cas $k = 0$ la variance prédictive minimale est :

Équation 1-37 :

$$\sigma_{KED}^2 = K(u_0 - u_0) - \sum_{i=1}^n w_i K(u_i - u_0) + \mu_1 + \mu_2 S(u_0)$$

Le krigeage avec dérive externe peut être décomposé en un processus défini en deux étapes : la première étape consiste à effectuer une régression généralisée de la variable primaire en fonction de la variable auxiliaire et la seconde étape consiste à effectuer un krigeage ordinaire des résidus (qui sont déduits de la régression) (Rivest et al., 2008). La variable auxiliaire doit être connue au niveau de tous les nœuds de la grille d'interpolation. Les notions définies ci-dessous sont importantes à la compréhension de ces étapes (Matheron, 1972 ; Chiles, 1995) :

- Une combinaison linéaire autorisée d'ordre k (notée CLA- k) est une combinaison linéaire λ , c'est-à-dire un système de poids affectés à des points de données, qui vérifie Pour tout $l < k$:

$$\sum_i \lambda_i f_l^i = 0$$

où les fonctions f_l sont des monômes et les f_l^i sont les valeurs de ces monômes en ces points.

- Une variable régionalisé Z est une représentation d'une fonction aléatoire intrinsèque d'ordre k (FAI- k) \hat{Z} si et seulement si pour toute CLA- k λ ,

$$\hat{Z}(\lambda) = \sum_i \lambda_i Z(u_i)$$

- La covariance généralisée est une fonction de covariance dont le variogramme représente un cas particulier (en $|h|^\alpha$). $K(h)$ est une covariance généralisée pour la fonction aléatoire intrinsèque d'ordre k (FAI- k) si et seulement si pour toute CLA- k λ ,

$$\begin{cases} \text{Var}[\hat{Z}(\lambda)] = \sum_i \lambda_i K_{ij} \lambda_j \\ K(h) = K(-h) \end{cases}$$

Toutes les méthodes ci-dessus développées trouvent leurs applications dans les domaines de l'hydrogéologie (Delhomme, 1976 ; Chiles, 1977 ; Goovaerts, 1997 ; Chilès et Delfiner, 1999 ; Rivest et al., 2008). Le paragraphe suivant présente quelques études faites pour la construction des cartes piézométriques.

1.5 Cartes piézométriques

Les cartes piézométriques constituent l'élément de base des investigations hydrogéologique régionales.

La technique de krigeage est adéquate dans la modélisation spatiale des niveaux d'eau des nappes souterraines (Theodossiou et Latinopoulos, 2006 ; Abedini, 2008 ; Maoui et al., 2011 ; Machiwal et al., 2012). A titre d'exemple, Ahmadi et Sedghamiz (2007) utilisent la méthode de krigeage pour évaluer les variations spatiales et temporelles des niveaux d'eau des nappes souterraines observés mensuellement pendant 12 ans en 36 piézomètres. Ils montrent que les variations des niveaux de la nappe ont une forte structuration spatiale et temporelle. Dans une autre étude, Vijay et al. (2011) construisent des cartes piézométriques qui respectent les conditions hydrogéologiques, la topographie et l'exploitation des eaux souterraines pour l'adduction en eau potable dans une ville entre les régimes d'écoulements extrêmes (durant la post-mousson et pendant l'été) pour évaluer ces fluctuations. Cette étude a permis d'identifier les zones sujettes à des probables contaminations sur la base des profondeurs de la nappe libre et des propriétés des aquifères. D'autres études mettent en lumière, au moyen de la géostatistique, les fluctuations du niveau des eaux souterraines (Goovaerts, 1997 ; Ahmadi et Sedghamiz 2007 ; Rouhani et Wackernagel 1990).

Desbarats et al. (2002) utilisent l'information du modèle numérique de terrain pour estimer les niveaux d'eau de la nappe libre d'un système aquifère en utilisant le krigeage avec dérive externe. Ils démontrent que le niveau de la nappe libre et la surface topographique sont étroitement liés. Dans une autre étude, Hoeksema et al. (1989) utilisent la méthode du cokrigeage pour déterminer les niveaux de nappe libre. Ils utilisent les niveaux de nappe comme variable d'intérêt et l'information topographique comme variable auxiliaire. Boezio et al. (2006) introduisent l'information dense concernant la topographie pour estimer les niveaux de la nappe libre en utilisant le cokrigeage collocalisé. Ils montrent que l'ajout de l'information auxiliaire constituée par les cotes topographiques conduit à l'obtention de niveaux d'eau en accord d'un point de vue physique avec l'environnement naturel.

Plusieurs autres études comparent les différentes techniques utilisées pour déterminer les niveaux d'eaux souterraines (Boezio et al., 2006 ; Ahmadi et Sedghamiz, 2008 ; Rivest et al., 2008 ; Chung et Rogers, 2011).

Les approches géostatistiques sont un outil fiable pour les gestionnaires des ressources en eau pour allouer les ressources dans différentes conditions environnementales (Ahmadi et Sedghamiz, 2008). La géostatistique couplée aux techniques de Système d'Information Géographique (SIG) sont des outils très utiles pour la gestion durable des ressources en eaux souterraines (Machiwal et al., 2012).

Par ailleurs, la position de la nappe libre par rapport aux réseaux enterrés peut être un élément important pour l'étude des pathologies qui surviennent sur les réseaux.

1.6 Modèles de dégradations (défaillances) des réseaux enterrés

Deux types de modèles permettent de comprendre ou de simuler les dégradations des réseaux (Monfront, 2007) : ceux basés sur une approche déterministe, identifiant les probabilités d'état des canalisations résultant de facteurs de vieillissement et ceux basés sur une approche statistique des probabilités de changements d'état des tronçons de canalisations traitant empiriquement la dégradation comme un phénomène aléatoire sans prise en compte des causes.

1.6.1 Approche déterministe

Les méthodes déterministes consistent à reconnaître les conséquences sur les réseaux de causes identifiées telles la nature des sols environnants (portance du sol, type de sol, compactage,...) la présence de la nappe, les charges verticales s'exerçant sur la conduite (remblai, trafic) ou le matériau constitutif de la canalisation. Cette approche permet de relier un type de défaut ou un état structurel ou fonctionnel à un paramètre identifié. Il a été ainsi déterminé la durée de vie des tuyaux en fonction des conditions de trafic (Laffrechine, 1999 ; Le Gauffre et al., 2005), le critère d'évaluation retenu étant un pourcentage de tronçons défaillants. Ce type d'approche rationnelle présente l'avantage de mettre en œuvre les liens de cause à effets des pathologies rencontrées sur la canalisation. Toutefois, la multiplicité des facteurs influant sur le comportement des canalisations rend difficile l'approche d'un paramètre unique indépendant des autres, un défaut pouvant être dû à un ou plusieurs facteurs associés ou non (Nafi et Werey, 2009). Ces méthodes nécessitent de définir les critères de gravités des pathologies induites par les paramètres étudiés : type de défaut et quantification des défauts pouvant conduire à leur évaluation ou leur notation en terme de gravité.

1.6.2 Approche statistique des probabilités

Les modèles statistiques ne se basent pas sur les causes mais sur les observations faites sur les canalisations. Ils consistent à déterminer l'état des canalisations et à les classer en se référant à des états de référence. Sur cette base, une analyse statistique peut être effectuée afin d'identifier les paramètres influant sur la dégradation des canalisations. Les états de référence d'une canalisation sont déterminés de manière globale pour estimer un état intrinsèque de la canalisation (Baur et al., 2005), un coût de travaux à estimer (Baur et Herz, 2001), l'urgence à entreprendre des travaux de réhabilitation (Baur et al., 2005) ou pour permettre l'évaluation

résiduelle de la durée de vie d'un ouvrage. Le plus souvent ces états se basent sur des types de défauts, leur quantification, leur mode d'évaluation ou leur notation en termes de gravité ; cette approche est commune aux méthodes déterministes. Les conditions de fonctionnement et de service ou l'impact de l'état des canalisations sont également pris en compte dans certains modèles.

1.6.3 Etudes patrimoniales

Des études patrimoniales relatives aux réseaux d'assainissements ont conduit à des résultats permettant d'apprécier l'influence de plusieurs paramètres sur la durée de vie des canalisations. Ces facteurs influant sur la durabilité peuvent être relatifs aux conditions extérieures s'exerçant sur la canalisation : hauteur de couverture sur la canalisation (Yang, 1999 ; Macleod, 2000), charges de trafic (Laffrechine, 1999 ; Le Gauffre et al., 2005), les effluents transportés (Yang, 1999 ; Macleod, 2000 ; Le Gauffre et al., 2005), le sol environnant (Coombes et al., 2002), la localisation et conditions d'expositions (Coombes et al., 2002), la pente des conduites (Baur et Herz, 2002). Ces facteurs peuvent également être directement liés aux caractéristiques intrinsèques de l'ouvrage, diamètre des canalisations (Yang, 1999 ; Coombes et al., 2002 ; Le Gauffre et al., 2005), matériaux constitutifs des canalisations (Macleod, 2000 ; Yang, 1999 ; Coombes et al., 2002), âge ou période de pose (Lubini et Fuamba, 2011 ; Yang, 1999 ; Macleod, 2000 ; Le Gauffre et al., 2005), section de l'ouvrage (Le Gauffre et al., 2005). Ces paramètres ne sont pas tous indépendants, l'étude de l'interdépendance de ces paramètres permettant d'apprécier les modes de vieillissement des conduites (Nafi et Werey, 2009).

Toutes les études patrimoniales relatives aux réseaux d'assainissements se basent sur un pourcentage de réseau faible par rapport au réseau total. Les études concernent la partie du réseau qui a été diagnostiquée et souvent les résultats sont extrapolés à l'ensemble du réseau sans au préalable s'assurer de la représentativité de l'échantillon utilisé. Ces études révèlent tout de même des tendances des dégradations des conduites.

1.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les notions théoriques importantes qui seront utilisés dans la suite de ce travail.

Les principes de base des écoulements souterrains en milieu poreux ont été présentés et les équations de l'hydrodynamique ont été établies. Ces principes et équations sont fondés sur

la mécanique des fluides appliquée à des structures et sont à la base des modèles conceptuels et numériques des écoulements des eaux souterraines que nous construirons au chapitre 3.

Des problèmes liés à la détermination de la perméabilité ont été évoqués dans ce chapitre. La définition des propriétés locales des aquifères représente la clé des modèles numériques d'écoulement. Au chapitre 2, nous proposons une méthodologie originale de transformation de l'information lithologique contenue sur les sondages en perméabilités puis en champs de perméabilités par des méthodes géostatistiques.

Les méthodes géostatistiques utilisées couramment en hydrogéologie ont été succinctement présentées dans ce chapitre, dans leurs aspects théoriques et des applications de ces méthodes à la construction des cartes piézométriques ont été données. Au chapitre suivant, nous appliquerons toutes ces méthodes pour construire la carte piézométrique d'un secteur du domaine étudié.

Ce chapitre bibliographique se termine par une présentation très succincte des modèles de dégradations de réseaux d'assainissement. Au chapitre 4, nous présenterons l'outil SHED, propriété de la Lyonnaise des eaux, servant à évaluer l'état des réseaux d'assainissement sera présenté. Une approche permettant d'évaluer l'impact de l'environnement naturel hydrogéologique sur les réseaux d'assainissement sera effectué.

Le prochain chapitre explore le milieu environnant des canalisations.

Chapitre 2 : Géologie, hydrogéologie et modélisation géostatistique des caractéristiques du système aquifère

2 Géologie, hydrogéologie et modélisation géostatistique des caractéristiques du système aquifère.

2.1 Introduction

La représentation de l'écoulement des eaux dans les aquifères s'effectue suivant des modèles hydrogéologiques. Ces modèles hydrogéologiques sont définis dans un contexte assez large pour prendre en compte un ensemble d'éléments qui sont en relation avec les aquifères. Ces éléments peuvent en effet influencer sur les eaux souterraines en les rechargeant (les pluies, les rivières, les lacs dans certaines conditions) ou alors peuvent influencer sur les eaux souterraines en les déchargeant (les puits, les rivières, les lacs) ou même se constituer en barrières aux écoulements. Cet ensemble d'éléments se regroupent dans une unité fondamentale appelée bassin versant. Dans cette unité, une bonne connaissance des formations géologiques permet de poser les meilleures hypothèses du modèle hydrogéologique.

Dans ce chapitre, l'ensemble des terrains (formations lithostratigraphiques) sera regroupé en formations géologiques du Rupélien, Chattien, Miocène et Quaternaire. Ces formations géologiques constituent les formations superficielles du secteur étudié et composent le système aquifère. Elles seront étudiées et des hypothèses sur leurs possibles agencements seront formulées. La cartographie de ce système aquifère constitue une étape essentielle à l'étude hydrogéologique. Elle se fera d'une part à travers des cartes structurales qui représenteront la morphologie et la position des limites supérieures des différentes couches et d'autre part à travers des cartes piézométriques qui schématiseront le comportement hydrodynamique de la nappe avec figuration de ses conditions aux limites. La fin de ce chapitre concernera la méthodologie de construction des champs de perméabilités qui constituent des caractéristiques hydrodynamiques essentielles de chacune des formations hydrogéologiques.

Le paragraphe suivant détaille d'abord l'ensemble de données collectées sur l'ensemble de la Communauté Urbaine de Bordeaux (CUB) et présente ensuite les données recueillies par nos propres soins lors des campagnes de mesures qui ont été effectuées pour venir en complément aux données collectées et aux données d'une banque de données existantes issues d'un projet précédent (projet RIVIERA).

2.2 Recueil des données et définition d'une zone d'intérêt

Un secteur test de quelques kilomètres carrés se devait d'être défini dans l'agglomération bordelaise pour étudier l'effet des variations climatiques sur les défailances des réseaux enterrés. La collecte des données qui concernent les réseaux d'assainissement et celles qui concernent des données climatiques, géologiques et hydrogéologiques s'est effectuée sur l'ensemble de la CUB. Cette collecte s'est effectuée soit auprès de nombreux organismes que nous avons contactés, soit directement sur les plateformes libres de téléchargement.

2.2.1 Collecte des données auprès des organismes

Nous avons collecté auprès de la Lyonnaise des Eaux des données de sondages géologiques et des données qui se rapportent aux réseaux d'assainissements de la CUB. Ces dernières concernent les bassins de retenue et d'étalement, les avaloirs, les regards, les collecteurs et les affleurements de la voirie du réseau d'assainissement. De façon détaillée, sans être exhaustif, les données renseignent sur les positions des bassins de retenue et d'étalements, leurs plus hautes eaux, leurs plus basses eaux, leurs capacités et leurs caractéristiques en eau ou à sec ou en unitaire enterré. Des informations qui concernent les cotes des radiers des regards et avaloirs, les cotes des terrains naturels au niveau des regards peuvent être extraites de ces données. Les données qui se rapportent aux collecteurs renseignent principalement sur leurs cotes aval et amont, leur diamètre, leur longueur et les natures des effluents qu'ils transportent. Les données qui concernent les affleurements de la voirie des réseaux d'assainissement renseignent sur les cotes des terrains naturels où ils affleurent. L'ensemble des données que nous avons collectées auprès de la Lyonnaise des Eaux nous ont été transmises en coordonnées Lambert par fichier « *Shapefiles* » facilement intégrables dans un Système d'Information Géographique (SIG). Les données de sondages géologiques serviront à la caractérisation géologique du secteur que nous définirons et les données d'assainissement ci-dessus décrites serviront principalement à positionner le réseau par rapport à la nappe libre (chapitre 4).

86 chroniques piézométriques ont par ailleurs été collectées auprès de la division de métrologie de la CUB. Les chroniques renseignent sur les niveaux d'eau de la nappe libre en fonction du temps. La plupart des niveaux d'eau ont été mesurés entre 1993 et 2004. Les chroniques sont asynchrones et les points où elles ont été mesurées sont inégalement répartis sur l'ensemble de la CUB. Les chroniques piézométriques serviront à la validation du modèle hydrogéologique (chapitre 3).

2.2.2 Collecte des données sur les plates formes libres de téléchargements.

Nous nous sommes servis de deux importantes plates formes libres de téléchargement : la Banque de Données du Sous-sol (BSS, www.infoterre.brgm.fr) du BRGM et la banque nationale française d'Accès aux Données sur les Eaux Souterraines (ADES, www.adeseaufrance.fr).

Dans la BSS ont été extraites uniquement des données contenues sur les logs des sondages et forages. Ces données serviront à la caractérisation géologique et la construction des surfaces limites des différents aquifères étudiés.

ADES rassemble des données quantitatives et qualitatives relatives aux eaux souterraines. C'est un outil qui permet d'améliorer la connaissance et la gestion des eaux souterraines afin de mieux les exploiter et les protéger, conformément à la directive cadre européenne sur l'eau. La base est actualisée de façon quotidienne et les informations y sont disponibles par point et réseau de mesure, par bassin hydrographique, par région et département et par aquifère. Nous nous sommes intéressés à une entité hydrogéologique à partie libre et captive, multicouche appelé aquifère Landes-Aquitaine occidentale (mio-plio-quadernaire). Cette entité (Code : 127a0) compte 52 points de mesures de hauteurs d'eau dont certains sont renseignés de 1990 à nos jours. Ces points serviront à la validation du modèle s'ils appartiennent à son domaine de construction.

2.2.3 De la définition de la zone d'intérêt (25 km²) à une zone élargie (83 km²)

A l'issue de cette phase de collecte de données, on note une inégale répartition spatiale de l'ensemble des données. L'inégale répartition des points d'observations de la nappe libre est la plus marquée de toutes les répartitions spatiales des données. Il devient alors capital de définir une zone d'étude où des mesures de hauteurs d'eau dans les puits peu profonds des particuliers peuvent être effectuées (Paragraphe 2.5.1). La recherche de nouveaux points se concentrera principalement (non exclusivement) dans les zones où l'on note une carence de points d'observations de la nappe. Un secteur d'étude que nous appellerons « zone d'intérêt » de forme rectangulaire de 7,2 km de long et 3,6 km de large (Figure 2-1) a été choisi pour densifier le réseau de points de mesures de hauteurs d'eau de la nappe libre. Ce secteur d'étude est centré sur la rivière Le Peugue et s'étend sur 3 communes voisines : Mérignac, Pessac et Talence (Figure 2-1). Ce secteur a été choisi en raison d'études antérieures qui ont été effectuées sur la commune de Pessac dans le cadre des travaux du projet RIVIERA qui avaient conduit à l'élaboration d'une base de données géologiques et géotechniques.

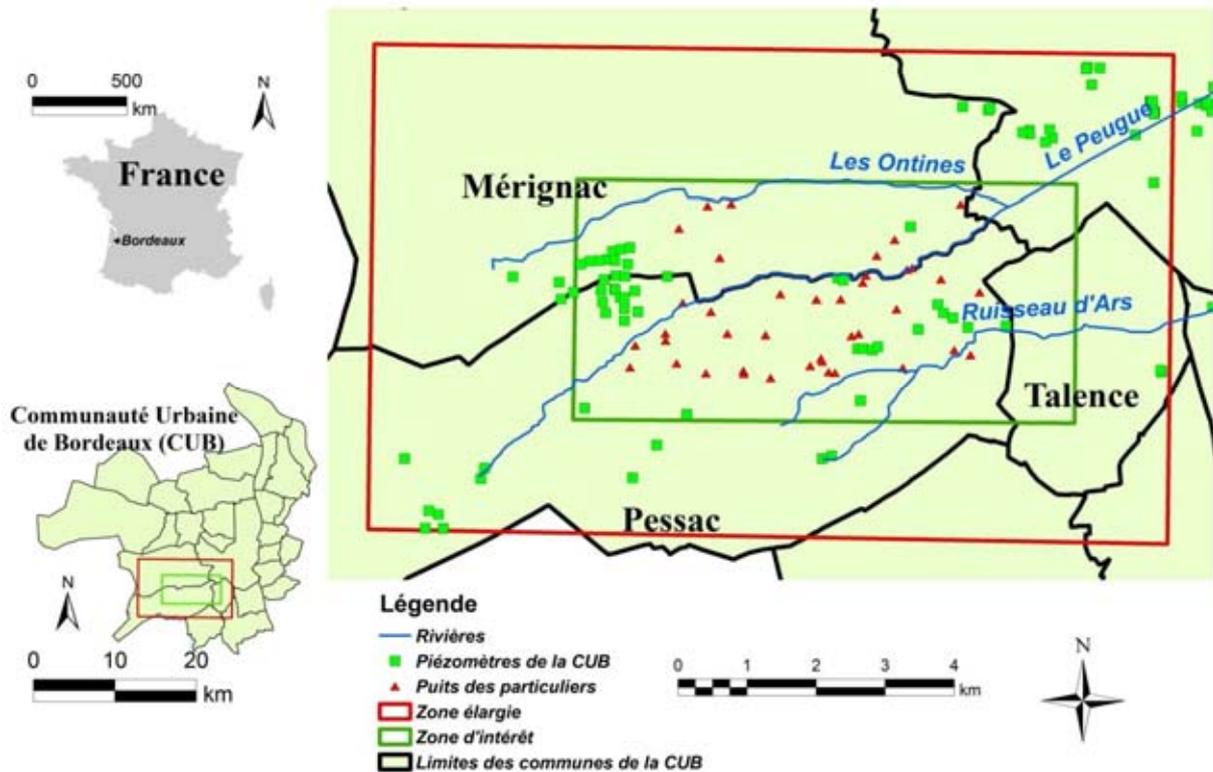


Figure 2-1 : Localisation de la zone d'intérêt et de la zone élargie (zone d'étude). (Illustration de la densification des points d'observations points en rouge)

Si le modèle d'écoulement qui sera construit se limitait à la zone d'intérêt, il y aurait des problèmes d'effets de bords au niveau des limites de la zone. Dans le but de s'affranchir de l'influence que peuvent avoir des conditions aux limites imprécises sur le modèle numérique d'écoulement de la nappe libre, la zone d'intérêt a été étendue à une zone plus large (Figure 2-1). Cette zone élargie constitue le domaine où la synthèse géologique a été effectuée et où les paramètres hydrodynamiques des aquifères ont été étudiés. Dans la suite de cette thèse, lorsqu'on parlera de la zone d'étude sans autre précision, il s'agira de la zone élargie.

2.3 Présentation détaillée de la zone d'étude

2.3.1 Localisation et géographie

La zone d'étude est située dans le Sud-Ouest de la France entre les coordonnées géographiques $44^{\circ} 47'34'' - 44^{\circ} 49'35''$ latitude Nord et $0^{\circ} 35'36'' - 0^{\circ} 40'58''$ longitude Est. Elle couvre pour partie trois villes (Mérignac au Nord, Talence à l'Est, Pessac à l'Ouest et au Sud) de la Communauté urbaine de Bordeaux (Figure 2-1), soit une superficie totale d'environ 8300 ha. La zone est un rectangle de 11 km de long et 7,6 km de large.

Hormis les zones fortement urbanisées, l'espace est occupé par des vignobles et des forêts de pins.

La zone étudiée est constituée par un ensemble de bassins versants hydrologiques. Le réseau hydrographique est constitué d'une part par des rivières canalisées ou non canalisées (Figure 2-2) présentant une vallée naturelle et, d'autre part, par des canaux et fossés de drainage sans vallée naturelle.

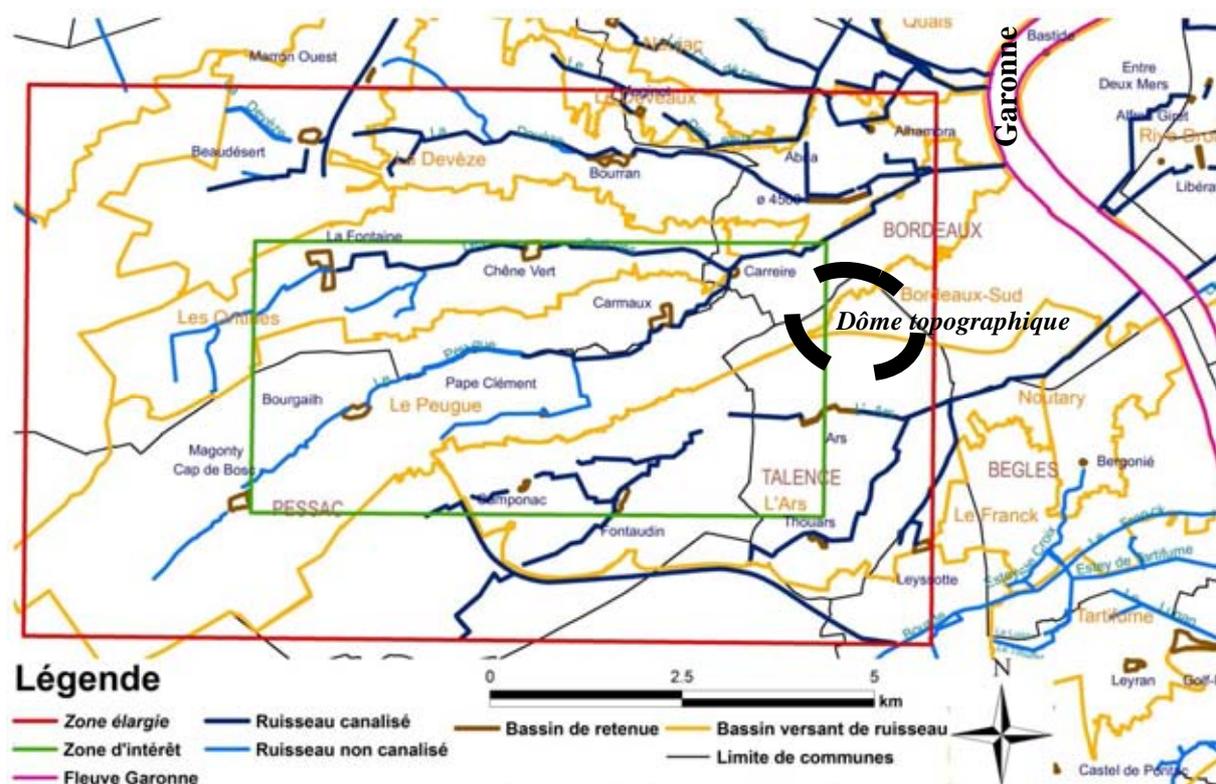


Figure 2-2 : Les bassins versants des principales rivières de la zone d'étude

La zone d'étude présente une topographie variée et marquée par les rivières. Les altitudes les plus hautes sont à l'Ouest de la zone étudiée et sont inférieures à 60 m. Le sens des pentes est orienté vers les ruisseaux (pente de cinq pour mille en moyenne) et vers la Garonne (pente de trois pour mille en moyenne). Les altitudes les plus basses se rencontrent à l'Est de la zone étudiée et ne sont pas inférieures à 5 m. Dans l'ensemble, lorsqu'on parcourt la zone d'étude d'Ouest en Est, les altitudes diminuent progressivement sauf à l'intersection des bassins versants du Peugue, de l'Ars et de Bordeaux Sud (Figure 2-2) où l'on observe un dôme topographique. Comme nous le verrons au chapitre suivant, les différents aspects de la topographie auront une influence sur l'hydrogéologie de la zone étudiée. On remarquera une forte similitude entre les bassins versants topographiques et les bassins versants hydrologiques.

2.3.2 Contexte climatique

Le climat de la région est océanique doux et humide, type girondin (Laroussi, 1969). Les données de précipitations qui ont été recueillies sur les 52 dernières années à la station pluviométrique de Mérignac indiquent des valeurs annuelles moyennes de 950 mm/an de précipitation, de 900 mm/an d'évapotranspiration potentielle et de 14 jours pluvieux par mois. La Figure 2-3 donne les lames d'eau mensuelle moyenne, les valeurs mensuelles moyennes d'évapotranspiration potentielle et la moyenne du nombre de jours de pluie par mois de 1960 à 2011. Les pluies brutes et l'évapotranspiration sont des facteurs essentiels qui serviront d'une part à la détermination des valeurs de la recharge de la nappe libre et d'autre part au calcul de son bilan hydrique.

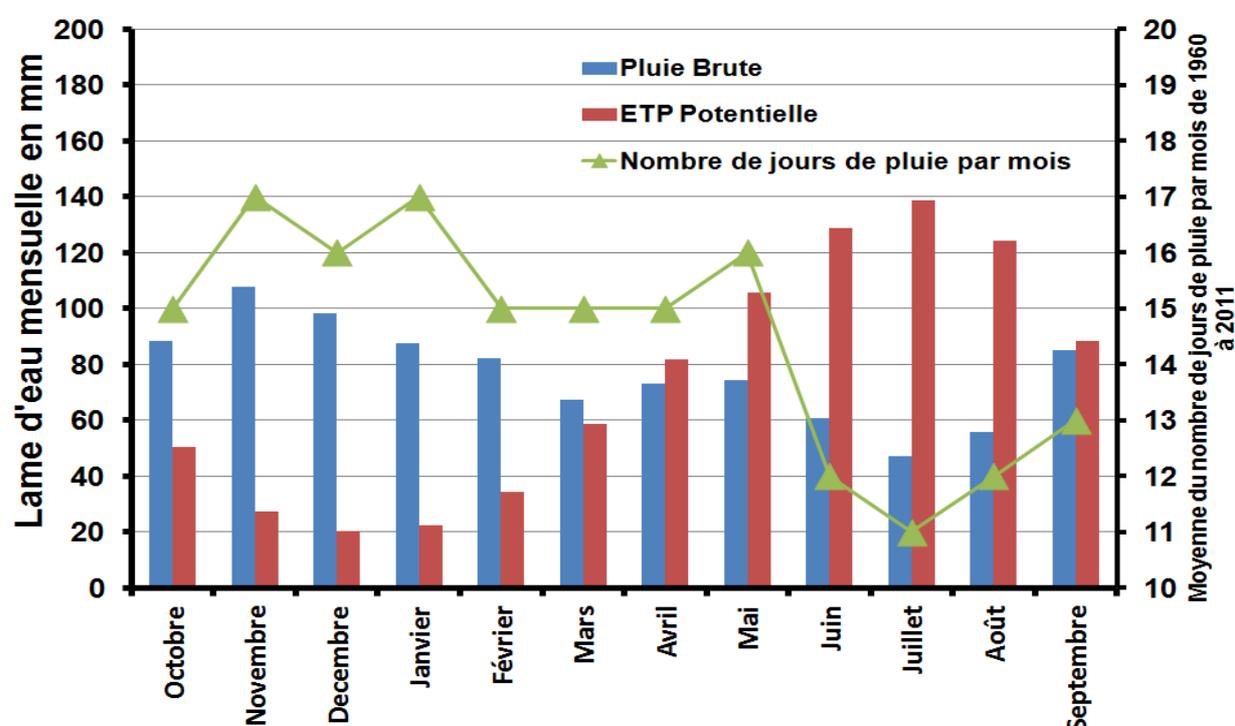


Figure 2-3 : Précipitations (pluie brute), évapotranspiration potentielle (ETP) mensuelle et nombre de jours de pluie par mois pour la période climatique allant de l'année 1960 à l'année 2011.

2.3.3 Contexte géologique et hydrogéologique

La zone étudiée appartient au bassin Adour Garonne et s'intègre dans l'ensemble géologique et hydrogéologique du bassin aquitain. Dans le secteur étudié, les terrains d'âge Oligocène (Rupélien et Chattien) sur lesquels reposent des terrains miocènes, constituent les terrains affleurant les plus anciens. Les affleurements du tertiaire (Rupélien, Chattien, Miocène) sont très réduits et ne sont observés que sur quelques petites portions sur les berges des ruisseaux (Figure 2-4). Les formations continentales d'âge Quaternaire (Pliocène compris)

couvrent presque totalement ces formations. La description des différentes formations (par ordre chronologique d'apparition le Rupélien, le Chattien, le Miocène et le Quaternaire) se base d'une part sur des notes bibliographiques des travaux effectués antérieurement et d'autre part sur des coupes géologiques de plus de 4000 sondages de notre secteur d'étude comportant des informations litho-stratigraphiques.

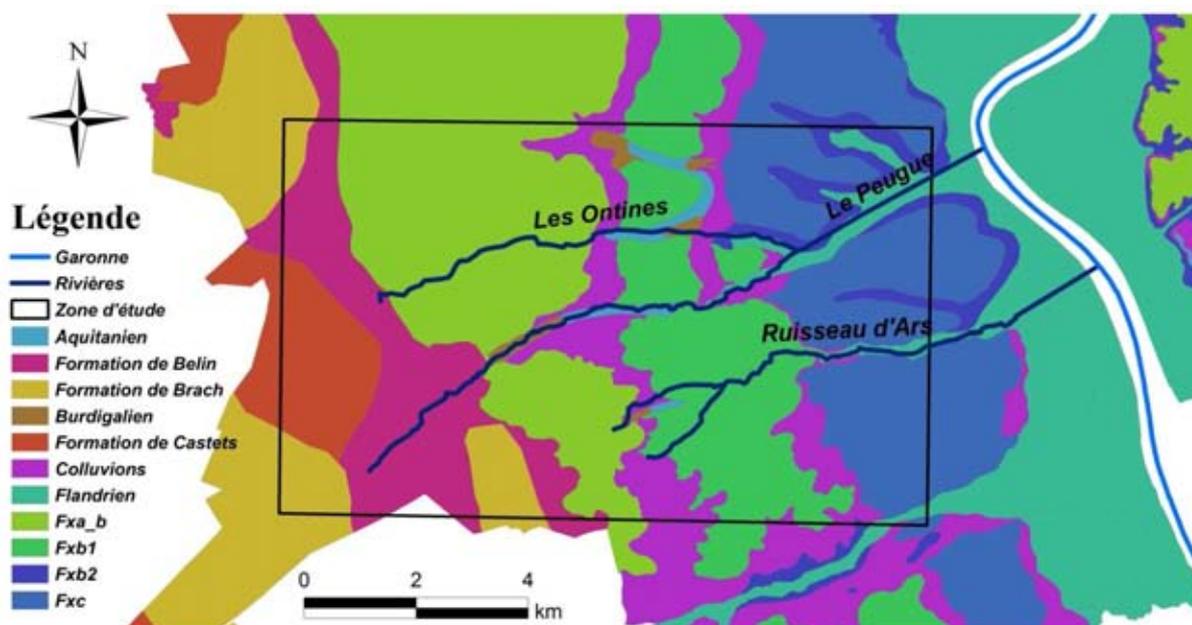


Figure 2-4 : Carte Géologique de la zone étudiée.

2.3.3.1 Le Rupélien

L'épaisseur du Rupélien est comprise entre 50 et 80 m sous la commune de Mérignac et avoisine une cinquantaine de mètres sous les communes de Pessac et Talence (Laroussi, 1969 ; Alvinerie et al., 1977). Le Rupélien est formé par une série calcaire marine très variée qui est composée par ordre de dépôt : (i) de calcaires marneux fins de teinte grise à gris bleu, riches en foraminifères et déposés dans des paléo-environnements protégés, (ii) de calcaires de texture grainstone bioclastiques, gris à jaunes (ou calcarénites) dont les éléments clastiques sont principalement des foraminifères, des bryozoaires, des polypiers, des algues et des mollusques, (iii) de calcaires marneux fossilifères comprenant de nombreux débris d'échinodermes, de lamellibranches, de foraminifères et de bryozoaires et (iv) de calcaires à rhodolites.

Cette série calcaire marine très variée correspond à une transgression marine majeure qui s'est déroulée en deux épisodes successifs séparés d'une phase régressive (Pratviel, 1972 ; Gayet, 1985 ; Platel et al., 2000). Ce calcaire renferme de nombreux osselets d'Astéries et prend le nom local de « calcaire à Astéries ». Ce calcaire peut être aussi gris blanc, parfois

jaunâtre renfermant d'assez nombreuses intercalations de marnes, d'argile et de couches sableuses ou gréseuses. Ce calcaire est masqué à l'Ouest de la zone d'étude par les dépôts miocènes et quaternaires et n'affleure que sporadiquement sur les berges du Peugue. On observe cependant de nombreux affleurements de ce calcaire dans la partie Est de la zone d'étude, dû au fait que la Garonne en creusant son lit, s'est déplacée progressivement vers l'Est, entaillant partiellement le « calcaire à Astéries » (Laroussi, 1969). Juste au-dessus du Rupélien, on rencontre le Chattien.

2.3.3.2 Le Chattien

Cette formation n'affleure pas dans la zone d'étude, mais est décrite ici car elle est en liaison directe avec le Rupélien. Cet horizon est souvent absent dans les forages profonds. Certains dépôts du Chattien se sont mis en place pendant la régression marine au début du Chattien et certains dépôts du Chattien ont été érodés par le Miocène pendant la phase de transgression marine au début du Miocène ou érodés lors de la mise en place des terrasses alluviales de la Garonne. Ces dépôts, qui ont une épaisseur maximale d'une dizaine de mètres, sont recouverts à l'Ouest par le Miocène et à l'Est par le Quaternaire. Le Chattien est formé par des argiles vertes à nodules carbonatés et par des marnes de Sainte-Christine aussi connues sur le nom d'argile de la Brède (Loiseau, et al., 2009). D'après Laroussi (1969) il peut aussi être constitué de dépôts de sables argileux et d'argiles jaunes, bleues ou bigarrées.

2.3.3.3 Le Miocène

D'une épaisseur maximale de 65 m dans la zone étudiée, les terrains du Miocène sont très faiblement ondulés. Ils plongent vers l'Ouest et terminent en biseau vers l'Est de la zone d'étude. Le Miocène est caractérisé par des dépôts marins très peu profonds, côtiers, auxquels se mêlent souvent des dépôts lacustres ou continentaux : l'Aquitainien (Figure 2-4). Le Miocène est aussi caractérisé par des dépôts franchement marins, littoraux, constitués d'une très grande richesse faunistique : le Burdigalien (Figure 2-4). De très nombreux fossiles caractérisant généralement l'Aquitainien sont présents dans les dépôts Burdigaliens et réciproquement. Les dépôts baptisés aquitainiens et burdigaliens appartiennent au Miocène inférieur et ne peuvent avoir une valeur chronostratigraphique d'étage (Laroussi, 1969). Ils sont issus de la transgression marine qui marque le Miocène inférieur caractérisé d'abord par la mise en place des argiles carbonatées sableuses puis par la mise en place des calcaires plus ou moins durs mais très poreux en raison de la dissolution de coquilles fossilisées et enfin par la mise en place des grès conglomératiques à ciment calcaire ou argileux.

Durant le Miocène moyen, la grande partie de la transgression marine a contribué au dépôt de sables verts et des marnes à huîtres. L'extension des influences marines est cependant très difficile à cerner en raison des fluctuations du niveau de la mer qui ont entraîné une altération pédogénétique des sables fauves, postérieurement à leur dépôt.

Au Miocène supérieur après la régression marine, le calme tectonique relatif qui règne permet le dépôt de faciès argileux et des accumulations ligniteuses dans un contexte relativement plat de marécages côtiers.

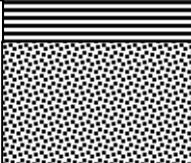
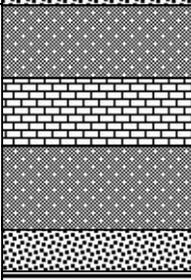
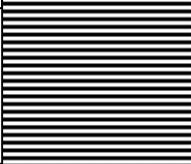
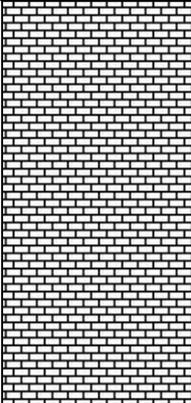
2.3.3.4 Le Quaternaire

L'ensemble de la zone d'étude aurait émergé à la fin du Miocène inférieur. De nos jours, cette zone est masquée par des dépôts continentaux du Plio-Quaternaire mis à part de petits affleurements du Miocène et Rupélien au droit des cours d'eaux. La formation du Quaternaire est la plus récente de la zone étudiée. L'épaisseur du Quaternaire est variable et ne dépasse pas 30 m. Les dépôts quaternaires, très variés, viennent tranquillement sur les formations antérieures. Ces dépôts sont constitués de graviers, sable, limons, argiles... Selon Laroussi (1969) et Dubreuilh (1976), les dépôts continentaux des formations de Castets, Brach et Belin (Figure 2-4) ont été déposés par les vents du Sud-Ouest. De la limite Est de la formation de Belin à la Garonne, on distingue une série de dépôts en terrasses alluviales étagées : la terrasse supérieure (Fxa-b, composée de sable siliceux noir contenant du gravier et du sable argileux), la terrasse moyenne (Fxb1, composée de gravier mixte avec du sable) et la terrasse moderne (fxc, Fxb2 et Flandrien composée de gravier à la base et de sable ou d'argile) (Figure 2-4). Ces terrasses sont séparées par des colluvions. Le bord externe d'une terrasse est matérialisé par le bord interne de celle qui la précède. Le bord intérieur est limité par une ligne de rupture de pente qu'on retrouve à la surface du fond rocheux (Laroussi, 1969). En effet, pendant le Quaternaire, la Garonne coule dans un sens Sud Est-Nord Ouest, creusant le substratum rocheux et déposant ses différentes terrasses par étapes successives en se déplaçant vers l'Est.

Les formations superficielles décrites ci-dessus constituent un système d'aquifères, composé de l'aquifère Miocène / Quaternaire et de l'aquifère Oligocène (Tableau 2-1). Ces deux aquifères sont séparés par la formation du Chattien qui de par sa composition (argiles vertes et marnes), même si elle est saturée, ne peut pas transmettre des quantités importantes d'eau en raison de sa faible perméabilité. Cet aquiclude (Chattien) présente cependant de nombreuses discontinuités rendant ainsi possible des échanges entre les différents aquifères.

La nappe libre est unique, bien que son aquifère appartienne à ces formations géologiques superficielles (Laroussi, 1969). Dans le paragraphe qui suit, nous construirons les surfaces limites de ces différentes formations.

Tableau 2-1 : Coupe lithostratigraphique synthétique des formations superficielles du secteur étudié (inspiré de Platel et al. (2000)).

Epaisseur maximale	Description Stratigraphique		Description Lithologique	Unité Hydrogéologique
35m	Quaternaire <i>Du Miocène supérieur à nos jours</i>		Limons, Sables, Galets, Graviers	Aquifères Mio/Plio/Quaternaire
60m	Miocène <i>-5,3 à - 23 millions d'années</i>		Alternance de sables argileux à abondants mollusques (FALUNS), de grès calcaire et de grès plus ou moins argileux fossilifères	
12m	Chattien <i>-23 à - 28,4 millions d'années</i>		Argile sableuse à mollusques Argile verte à brune à poupées carbonatées (faciès lagunaire)	Aquiclude
Autour d'une centaine de mètres	Rupélien <i>-28,4 à - 33,9 millions d'années</i>		Calcaires à rhodolithes abondants localement. Alternance de calcarénite bioclastique jaune et de calcaire packstone à mollusques, échinides, bryozoaires et algues. Calcaire marneux fossilifère (mollusques)	Aquifère Oligocène

2.4 Construction des surfaces qui limitent les formations superficielles.

Pour établir la géométrie (toits et murs, épaisseurs) des formations, 1965 sondages ont été retenus dont 1252 proviennent de la banque de données RIVIERA et 713 ont été sélectionnés dans la Banque des Données du Sous-Sol du BRGM (BSS). Notons que ces deux sources de données comportaient un nombre de sondages bien plus important (Paragraphe 2.2) que ceux que nous avons retenus et que ces données sont de qualité très variable quant à

leur fiabilité de description des terrains traversés. En effet certains sondages ne présentaient pas de description stratigraphique, d'autres présentaient une description initiale stratigraphique en désaccord avec le Tableau 2-1. Tous les sondages ont donc nécessité une réinterprétation générale, aboutissant pour nombre d'entre eux à une réaffectation stratigraphique des formations réservoirs qu'ils captent.

La répartition spatiale des sondages est assez inégale, avec une grande concentration des sondages dans les zones urbanisées, représentées sur la Figure 2-5 par les collecteurs du réseau d'assainissement.

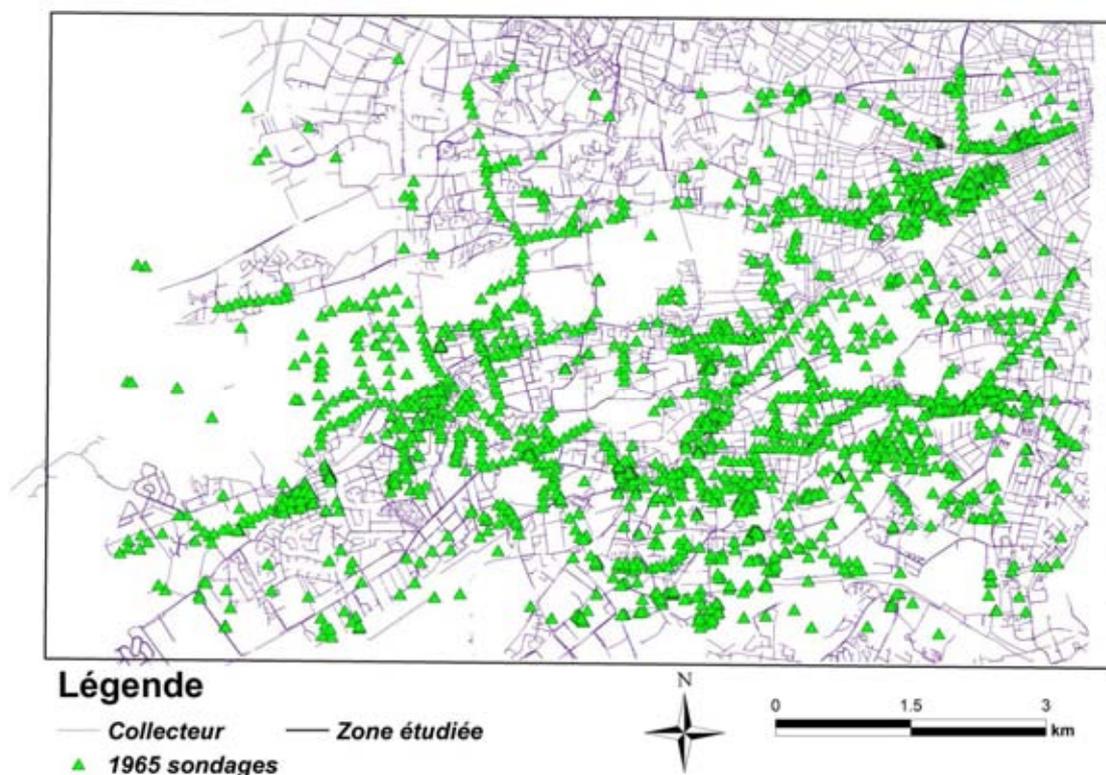


Figure 2-5 : Répartition des sondages dans la zone d'étude (les collecteurs indiquent les zones urbanisées).

Les informations que l'on extrait des logs de sondages concernant les limites des formations en profondeur varient d'un sondage à un autre car tous les sondages ne traversent pas les quatre formations étudiées. On compte moins de la moitié des sondages qui traversent totalement la formation Quaternaire. En dépit de cette inégale répartition des sondages et d'un nombre faible de sondages qui décrivent le Miocène, le Chattien et le Rupélien, les informations contenues dans les sondages retenus (1965 sondages) ont été utilisées pour représenter la surface topographique et les surfaces limites des formations superficielles. La surface topographique sera construite en modifiant le modèle numérique de terrain de

l'institut géographique national, les surfaces limites des formations seront construites par une méthode géostatistique appelée krigeage sous contraintes d'inégalités.

2.4.1 Construction de la surface topographique du secteur d'étude.

Trois jeux de données d'origines diverses fournissant à des précisions différentes la cote topographique ont été utilisés pour construire la surface topographique de la zone étudiée. Il s'agit des cotes de têtes de sondages, des cotes topographiques du terrain naturel au droit des regards du réseau d'assainissement et du modèle numérique de terrain (MNT) acquis auprès de l'Institut Géographique National (IGN). Les cotes topographiques qui sont fournies des deux premiers jeux de données sont peu nombreuses (1965 têtes de forages, 5006 points du réseau d'assainissement) mais très précises (précision centimétrique), alors que le dernier jeu de données (MNT) donne des cotes topographiques tous les 25 m (soit au total 128800 points sur la zone étudiée) avec une précision de 1m (Figure 2-6 a). Il est important de noter que les cotes topographiques qui sont fournies tous les 25 m par le MNT ne sont pas des points de mesure au pas de 25 m. En effet, le MNT de l'IGN est créé à partir de la numérisation ou du scannage des courbes de niveau de cartes IGN existantes suivi de l'interpolation des altitudes données par ces courbes de niveau (interpolation Raster ou TIN) aboutissant à des surfaces des terrains (Rousseaux, 2006). Le passage des cartes IGN au MNT produit des erreurs de cotes topographiques dont les plus importantes ne dépendent pas des méthodes d'interpolations des surfaces de terrain, mais du type de relief. Les structures importantes de terrain (crêtes et talwegs) sont potentiellement des zones d'erreurs importantes du fait de leur pauvreté en quantités d'informations. L'utilisation des modèles numériques de terrains ne peut donc se faire qu'en prenant en compte l'imprécision des informations qu'ils contiennent.

Le principe de la construction de la surface topographique est simple : il consiste à contraindre le MNT initial par les cotes des têtes de sondages et les cotes du terrain naturel au droit des regards du réseau d'assainissement. Pour se faire, on calcule en chaque sondage et regard du réseau d'assainissement, la différence de cote topographique avec la cote du MNT. Cette différence est ensuite interpolée par krigeage sur l'ensemble de la zone d'étude sur la grille de définition du MNT (de cellules carrées $25 \times 25 \text{ m}^2$). En additionnant la différence de cote krigée au MNT initial, on obtient la surface topographique du domaine étudié. (Figure 2-6b).

La Figure 2-6 a) présente des cotes topographiques lisses par rapport à celles de la Figure 2-6 b). Des différences notables de cotes topographiques s'observent sur les crêtes

topographiques. La méthode de construction de la surface topographique à partir du MNT existant a permis d'obtenir une surface topographique cohérente avec l'ensemble des données topographiques que l'on dispose.

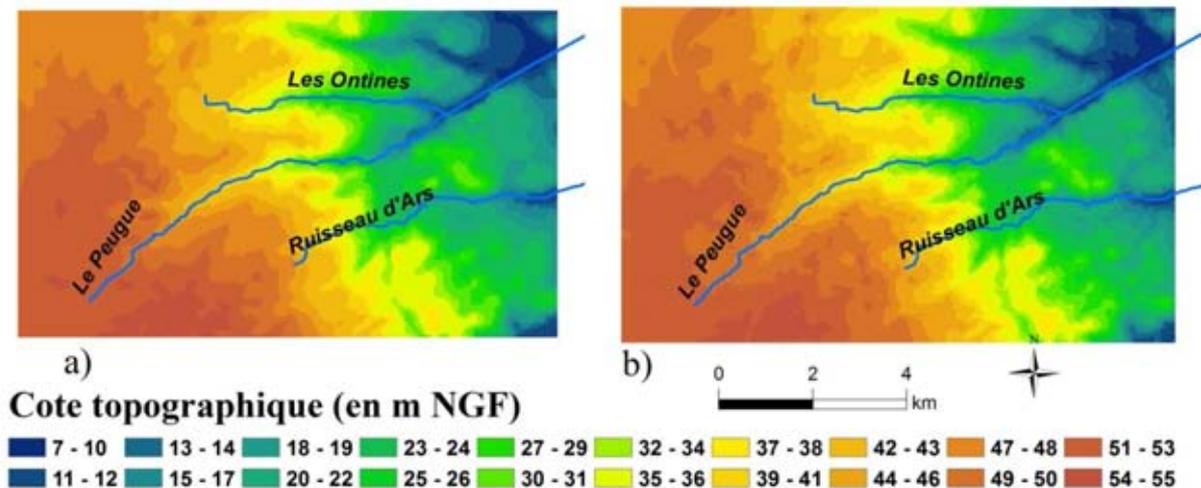


Figure 2-6 : a) Modèle numérique de terrain initial. b) Carte topographique obtenue en modifiant le modèle numérique initial.

2.4.2 Construction des interfaces entre les couches par krigeage sous contraintes d'inégalités

Lorsqu'on dispose de données exactes d'une variable (la valeur de la variable est connue au point u) et de données où seul un encadrement de la dite variable est connue, il est indispensable que l'estimateur prenne en compte ces deux types de données. En effet, des problèmes d'estimation peuvent survenir si l'estimateur, construit avec les seules données exactes, ne respecte pas les données du type intervalle. Plusieurs méthodes d'estimation permettant de prendre en compte toute l'information (données exactes et données du type intervalle) existent et sont développées par plusieurs auteurs : Dubrule and Kostov, 1986; Kostov and Dubrule, 1986; Langlais, 1989; Abrahamsen, and Benth, 2001. Le lecteur devra s'y référer pour les aspects techniques des méthodes développées. Les méthodes couramment utilisées sont : la minimisation d'une forme quadratique sous contraintes d'inégalités, l'espérance conditionnelle sous réserve d'hypothèses multigaussiennes et enfin la méthode incrémentale.

La minimisation d'une forme quadratique sous contraintes d'inégalités a l'avantage d'être une méthode que l'on peut utiliser lorsque la variable a un comportement stationnaire ou non stationnaire et permet en plus d'obtenir rapidement un estimateur. Elle a par contre

l'inconvénient d'affecter au point d'inégalité sa borne supérieure ou inférieure ce qui n'est pas toujours satisfaisant (Langlais, 1989).

Dans la méthode d'espérance conditionnelle, les valeurs estimées aux points d'inégalité sont strictement comprises dans les intervalles correspondants. Cette méthode implique une forte hypothèse sur les données (hypothèse multigaussienne) et prend comme estimateur l'espérance conditionnelle. Cette méthode permet de calculer la variance d'estimation et fournit une estimation moins lisse que la précédente. L'espérance conditionnelle est le meilleur estimateur des trois méthodes présentées ici en estimation sous contraintes d'inégalités, mais elle soulève des problèmes de précision numérique lorsque le nombre de point de données de type intervalle augmente (Langlais, 1989 ; Abrahamsen, and Benth, 2001).

La méthode incrémentale, proposée par Matheron (1970) affecte à chaque point de contrainte une valeur dans le cadre d'une fonction aléatoire multigaussienne. Les points de contraintes sont traités chacun à tour de rôle. La valeur affectée à la contrainte $i+1$ prend en compte la valeur affectée à la contrainte i . Langlais (1989) fait l'hypothèse que les points de contrainte de forte amplitude sont faiblement conditionnés par les données avoisinantes. Alors, les points de contraintes sont traités chacun à tour de rôle en commençant par le point de contrainte dont l'intervalle est de plus faible amplitude et évoluant point par point, par ordre croissant d'amplitude jusqu'au dernier point qui est celui pour lequel l'amplitude de contrainte (encadrement de la variable) est le plus élevé. La méthode incrémentale évite les problèmes pratiques de l'espérance conditionnelle mais pose de nombreux problèmes de mise en œuvre car elle est très sensible à l'ordre dans lequel les points de contraintes sont traités. Pour cette raison, et parce que le logiciel Isatis© offre des outils permettant de traiter le problème d'estimation sous contrainte d'inégalité en utilisant l'espérance conditionnelle, la méthode espérance conditionnelle sera utilisée.

Isatis© propose dans une première étape de calculer en chaque point où seul un intervalle de la donnée est connu une espérance conditionnelle de cette donnée en utilisant la technique de l'échantillonneur de Gibbs qui simulera dans un espace gaussien un nombre donné de valeurs conditionnées par l'intervalle de la donnée en ce point et l'ensemble des données exactes. Les simulations qui génèrent l'ensemble de valeurs aux points de données de type intervalle utilisent le modèle de variogramme calculé sur les données exactes dans l'espace gaussien. L'espérance conditionnelle qui est obtenue en chaque point de contrainte est en fait la valeur la plus probable en ce point et est la moyenne des valeurs simulées. Dans

la seconde étape, chaque point de contrainte étant affecté d'une valeur (espérance conditionnelle), un krigeage est effectué à partir des n données exactes + p valeurs de contraintes.

Notons que les limites des formations que nous allons représenter dans les paragraphes suivants en utilisant la technique de krigeage sous contraintes d'inégalités sont les limites historiques des dites formations. En tenant compte de l'érosion et du non dépôt de certaines formations (paragraphe 2.4.3), ces surfaces limites seront recoupées pour correspondre à la situation actuelle de différentes interfaces entre ces formations géologiques.

2.4.2.1 Limite inférieure de la formation du Quaternaire ou limite supérieure de la formation du Miocène

Pour rappel, la base de données de sondages que nous avons utilisée pour la représentation des différentes surfaces qui limitent les formations superficielles compte 1965 sondages. 794 sondages ont atteint la base du Quaternaire. Le reste (1171 sondages) n'a pas atteint la base du Quaternaire. La cote de fin de chaque sondage qui n'atteint pas la base du Quaternaire est considérée comme étant la cote maximale que peut avoir la base du Quaternaire en ce point. De ce qui précède, nous avons donc 794 points de données exactes et 1171 points de contraintes car seul un encadrement de la base du Quaternaire est connue en chacun de ces points.

Afin de montrer l'influence de la quantité d'informations sur les résultats, on a effectué un krigeage à partir des 794 points exacts sur l'ensemble de la zone étudiée. La carte de la limite inférieure du Quaternaire obtenue (Figure 2-7 a)) donne des valeurs interpolées aux points de contraintes qui sont incompatibles avec les contraintes en 451 des 1171 points de contraintes. Cette carte ne respecte pas l'ensemble des données disponibles concernant la base du Quaternaire.

La Figure 2-7 b) représente la limite inférieure du Quaternaire obtenue par krigeage sous contraintes d'inégalités. Elle est construite en 3 étapes : (i) Les données exactes (794) et les données de type intervalle (1171) sont transformées séparément dans un espace gaussien, puis un modèle de variogramme est construit sur les données exactes dans cet espace gaussien. (ii) L'espérance conditionnelle est ensuite calculé aux points de contraintes (1171). (iii) Le krigeage de la variable constituée de 794 données exactes et 1171 valeurs d'espérance conditionnelle est effectué. La carte de la Figure 2-7 b) obtenue, respecte l'ensemble des

données de sondages. C'est cette surface que nous utiliserons dans la suite de ce travail (paragraphe 2.4.3).

La limite inférieure du Quaternaire (Figure 2-7 b)) présente des structures orientées dans la direction Nord-ouest Sud-est liées aux surfaces d'érosion de la Garonne et contrôlées par les structures géologiques sous jacentes.

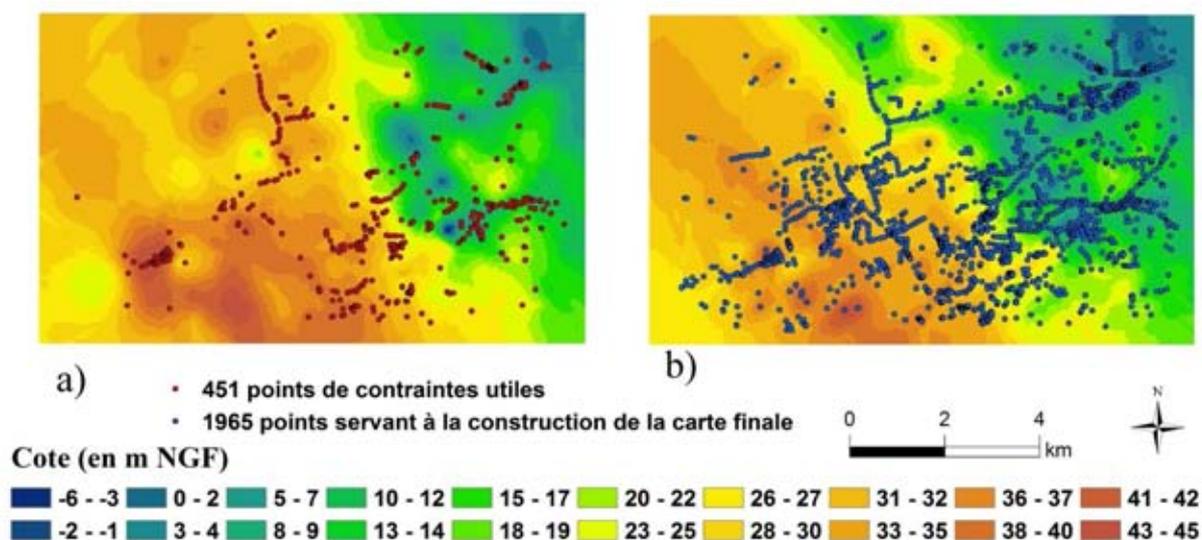


Figure 2-7 : Limite inférieure du Quaternaire a) obtenue par krigeage de 794 valeurs exactes b) obtenue par krigeage sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.

2.4.2.2 Limite supérieure du Chattien

Dans la base de données de sondages que l'on utilise pour représenter les surfaces limitant les formations superficielles, seuls 64 sondages atteignent la limite supérieure du Chattien. 293 sondages présentent une lacune de la formation du Chattien. Le reste (1608 sondages) n'a pas atteint la limite supérieure du Chattien. Les lacunes du Chattien que l'on observe en certains points de sondages sont dues soit au non dépôt du Chattien pendant la phase de régression marine au début du Chattien soit à l'érosion du Chattien par le Miocène (Paragraphe 2.3.3.2). Il est très difficile d'identifier en un sondage si la lacune est liée au non dépôt ou à l'érosion. Nous faisons l'hypothèse de l'érosion du Chattien pour tous les sondages. Nous pouvons alors considérer que les sondages qui présentent des lacunes fournissent chacun une valeur de la limite supérieure du Chattien. Ainsi, nous aurions donc 357 points de données exactes et 1608 points de données de type intervalle. Pour ces derniers la cote de fin des sondages qui n'atteignent pas le Chattien est considérée comme la cote maximale que peut atteindre le Chattien en ce point.

La Figure 2-8 a) présente la carte que l'on obtient par krigeage des 357 données exactes de la limite supérieure du Chattien. La cote de la limite supérieure du Chattien calculée par krigeage aux points de données intervalle est incompatible avec les contraintes en ces points en 256 des 1608 points de contraintes. Elle ne respecte pas l'ensemble des données disponibles qui concernent le toit du Chattien.

La procédure décrite dans le paragraphe 2.4.2.1 permettant de construire la carte de la Figure 2-7 b) a été appliquée aux 357 données exactes de la limite supérieure du Chattien et aux 1608 données de type intervalle relatives au toit du Chattien. La Figure 2-8 b) présente la carte obtenue à l'issue de cette procédure. Cette carte respecte l'ensemble des données concernant la limite supérieure du Chattien, c'est elle que nous utiliserons dans la suite de ce travail (paragraphe 2.4.3). Elle présente des ondulations lorsqu'on la parcourt dans la direction Ouest Est.

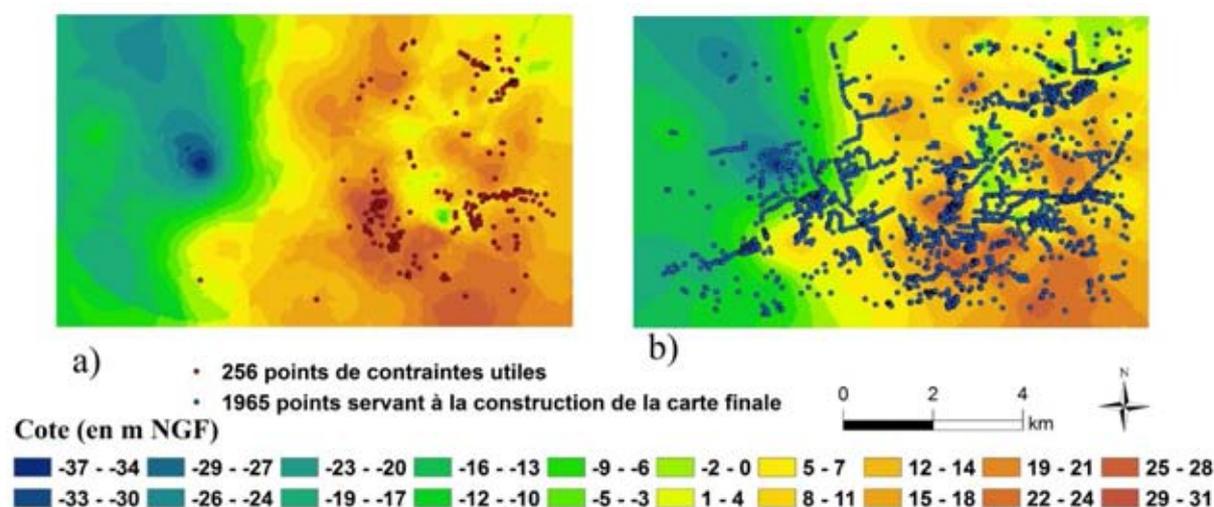


Figure 2-8 : Limite supérieure du Chattien a) obtenue par krigeage de 357 valeurs, b) obtenue sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.

2.4.2.3 Limite supérieure du Rupélien

La base de données composée par 1965 sondages que l'on a retenus pour représenter les surfaces limitant les formations superficielles contient 346 sondages qui donnent chacun la valeur de la cote de la limite supérieure du Rupélien et 1619 sondages dont la fin du sondage n'atteint pas le Rupélien. Nous avons ainsi 346 points de données exactes et 1619 points de contraintes. Ces derniers donnent chacun la cote maximale que peut atteindre la limite supérieure du Rupélien.

Le krigeage de 346 données exactes de la limite supérieure du Rupélien dont la carte est représentée sur la Figure 2-9 a) donne des valeurs calculées de la limite supérieure du Rupélien qui sont incompatibles en 223 des 1619 points de contraintes. La carte de la Figure 2-9 a) ne respecte pas l'ensemble des données disponibles qui concernent la limite supérieure du Rupélien.

La procédure décrite dans le paragraphe 2.4.2.1 qui a permis de construire la carte de la Figure 2-7 b) et la carte de la Figure 2-9 b) a été appliquée aux 346 données exactes de la limite supérieure du Rupélien et 1619 données de type intervalle relatives au toit du Rupélien. La Figure 2-9 a) présente la carte qui est obtenue à l'issue de cette procédure. Cette carte respecte l'ensemble des données qui concernent le toit du Rupélien, c'est elle que nous utiliserons dans la suite de ce travail (paragraphe 2.4.3). Elle présente des ondulations lorsqu'on la parcourt dans la direction Est - Ouest.

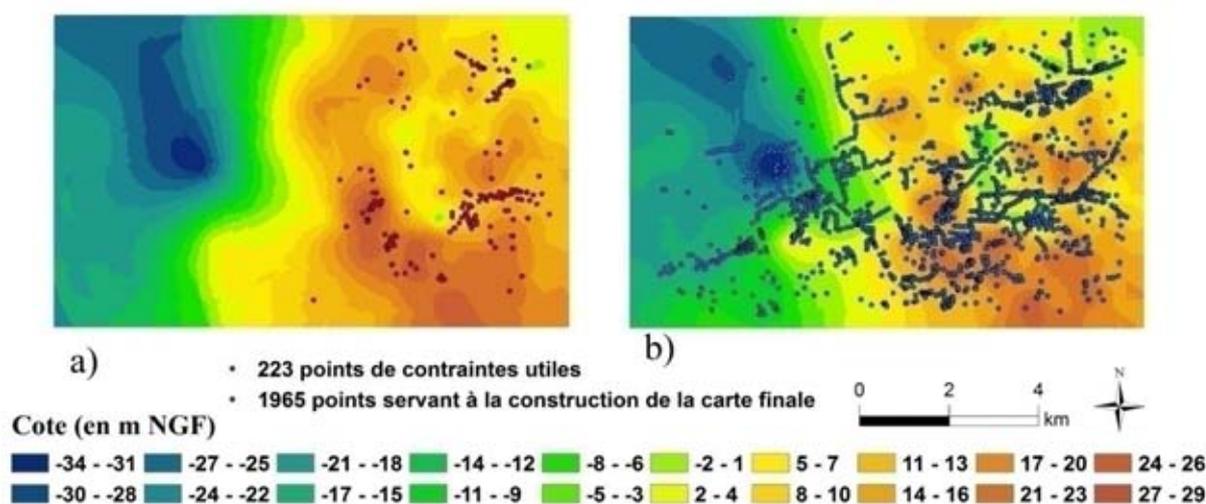


Figure 2-9 : Limite supérieure du Rupélien a) obtenue par krigeage de 346 valeurs, b) obtenue sous contraintes d'inégalités à partir de 1965 valeurs.

Les surfaces qui limitent les formations superficielles de la zone d'étude indiquent que les formations du Rupélien, Chattien et Miocène plongent vers l'Ouest de la zone d'étude (plongent vers l'océan Atlantique) tandis que la formation du Quaternaire plonge vers l'Est de la zone d'étude (plongent vers la Garonne). Les formations du Quaternaire sont discordantes sur les formations du tertiaire (Miocène, Chattien, Rupélien). Les surfaces limites des formations jusqu'ici construites représentent leurs surfaces limites au moment de leurs dépôts (sauf le Chattien qui présente des discontinuités originelles) le paragraphe qui suit cherche à reproduire la situation actuelle.

2.4.3 Reconstruction des limites des couches en tenant compte de l'ordre de dépôt des différentes formations

Des lacunes de certaines formations sont observées dans les sondages. Ces lacunes peuvent être dues soit à l'érosion d'une formation liée au contexte de dépôt d'une autre formation, soit au non dépôt de la formation manquante. La Figure 2-10 décrit une configuration courante de la disposition des sondages dans la zone d'étude et présente les différentes surfaces que l'on peut obtenir selon que l'on considère que la lacune de la formation est due à l'érosion ou est due au non dépôt. La Figure 2-10a) illustre 3 sondages dans une configuration particulière. La formation géologique A est plus ancienne que B, elle-même plus ancienne que C. Le sondage central présente une lacune de la formation B. Il devient alors primordial de connaître l'évolution des formations géologiques afin de déterminer quelle interface sépare A et C. La Figure 2-10b) présente le cas où la formation B est absente en raison d'un épisode d'érosion qui aurait affecté la formation B (le contexte de dépôt de la formation C aurait provoqué l'érosion de la formation B au niveau du sondage central). Une telle hypothèse géologique pourrait considérer que le toit historique de A aurait aussi été érodé. La limite entre les formations A et C fait partie de la surface d'érosion qui correspond à la base de la formation C. La Figure 2-10c) quant à elle, présente le cas où B est absent en raison de son non dépôt. Dans ce cas, la limite supérieure historique de la formation A n'a pas subi de modifications.

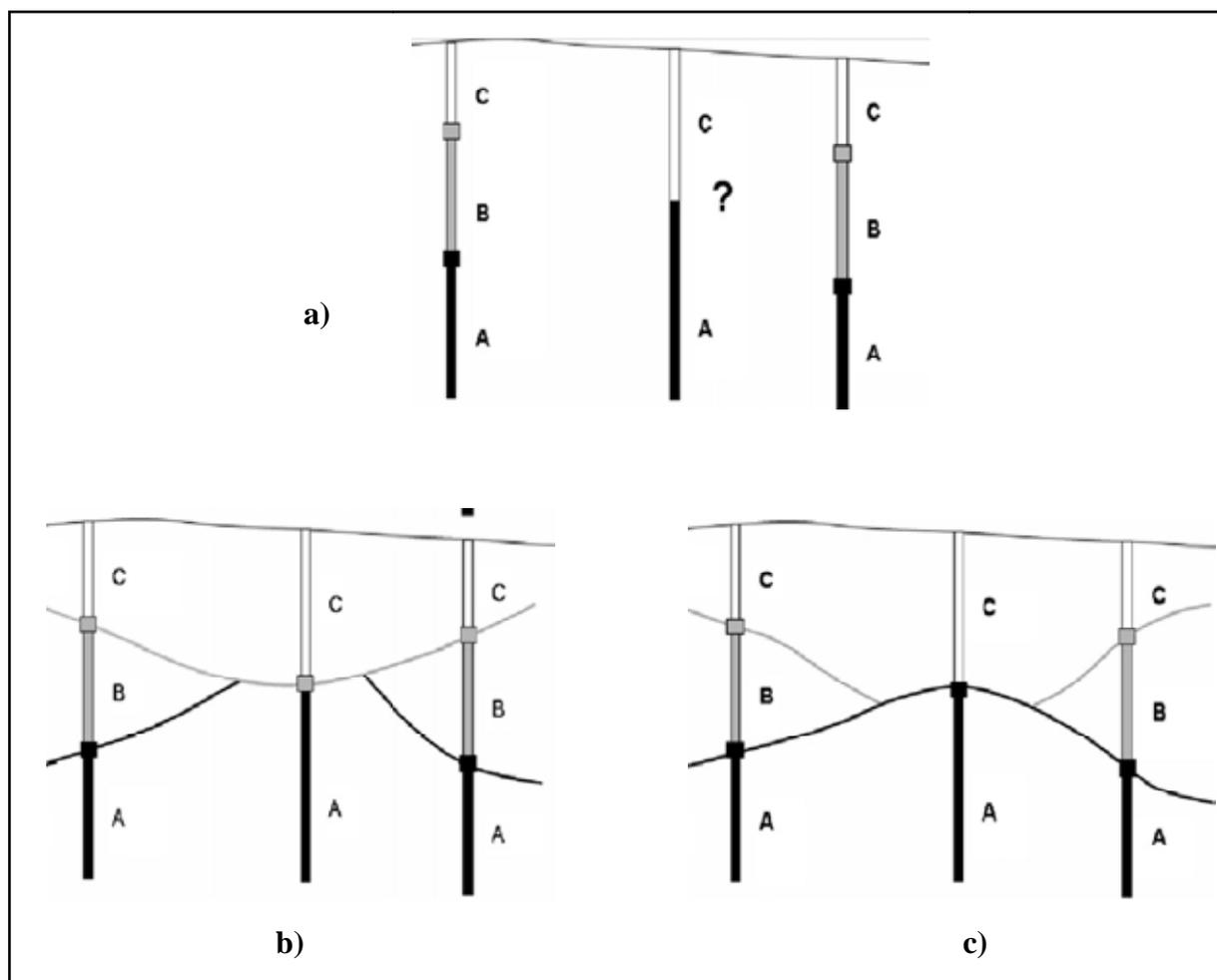


Figure 2-10 : Illustration des différentes surfaces qui limitent les formations géologiques A, B et C pour une disposition particulière des sondages dont l'un présente une lacune de formation géologique. a) Dispositions de trois sondages dont l'un présente une lacune géologique. b) Surfaces qui limitent les formations s'il y a érosion de la couche B et A. c) Surfaces qui limitent les formations A, B et C s'il y a non dépôt de la couche B.

Dans le paragraphe précédent (Paragraphe 2.4.2) nous nous sommes attachés à construire des surfaces qui limitent les formations superficielles à partir des informations contenues dans les sondages. Ces surfaces sont construites indépendamment les unes des autres et présentent de nombreuses zones où elles se recoupent (surface passant au dessus ou en dessous d'une autre). La reconstruction de l'historique de dépôt des formations permet de définir en fonction du contexte géologique (régression, transgression), les formations géologiques qui auraient été érodées ou celles qui ne seraient pas déposées. La formation du Rupélien a été mise en place au cours d'une importante phase de transgression marine. La formation du Chattien s'est formée pendant la phase de régression marine qui a suivie la transgression marine permettant le dépôt du Rupélien (Paragraphe 2.3.3). Cette régression marine qui a entraîné le dépôt du Chattien n'a pas érodé le Rupélien. La formation du

Miocène a été mise en place au cours de la transgression aquitanaise. Cette transgression aquitanaise a érodé de Chattien. La formation du Quaternaire s'est déposée en épousant la forme des formations préexistantes et le contexte dans lequel elle s'est formée n'a pas provoqué l'érosion d'une autre formation. Cependant la Garonne a fortement érodé le Miocène et peu érodé le Rupélien.

L'hypothèse 1 permettant de trancher lorsque les limites supérieures du Rupélien et du Chattien se recoupent est la suivante : le Chattien s'est déposé dans un contexte qui n'a pas conduit à l'érosion du Rupélien et n'a pas permis que son dépôt se fasse partout (zones de non dépôt du Chattien). La règle de non dépôt (Figure 2-10c)) s'appliquera lorsque les limites supérieures du Rupélien et du Chattien se recouperont. Autrement dit, lorsque la limite supérieure du Chattien passera en dessous de la limite supérieure du Rupélien, on gardera la limite supérieure du Rupélien et ramènera la limite supérieure du Chattien au niveau de celle du Rupélien.

L'hypothèse 2 que l'on considère lorsque les limites supérieures du Chattien (ou du Rupélien) et du Miocène se recoupent est la suivante : Le Miocène s'est déposé dans un contexte qui aurait conduit à l'érosion du Chattien et donc aussi du Rupélien. La règle d'érosion (Figure 2-10b)) s'appliquera lorsque les limites supérieures du Chattien (ou du Rupélien) et du Miocène se recouperont. En d'autres mots, lorsque la limite supérieure du Miocène (base du Quaternaire) passera en dessous de la limite supérieure du Chattien ou du Rupélien, la limite supérieure du Chattien ou du Rupélien sera ramenée à la limite supérieure du Miocène.

L'hypothèse 3 concerne les surfaces qui passent au dessus de la limite supérieure du Quaternaire (surface topographique). Les affleurements du Miocène ou du Rupélien se localisent au droit des cours d'eaux (Paragraphe 2.3.3). Lorsque la limite supérieure d'une formation du tertiaire passe au dessus de la surface topographique, la surface topographique est ramenée au toit de la formation du Tertiaire (érosion).

L'ordre dans lequel les hypothèses (1, 2 et 3) sont prises en compte est important. La limite supérieure du Rupélien est comparée à celle du Chattien dans une première étape. L'hypothèse 1 permet de créer de nouvelles limites supérieures du Rupélien et du Chattien. Ensuite les nouvelles limites supérieures du Rupélien et du Chattien sont comparées à la limite supérieure du Miocène dans une seconde étape. L'hypothèse 2 permet de créer les nouvelles limites supérieures du Rupélien, Chattien et Miocène. Enfin, les nouvelles limites

supérieures du Rupélien, Chattien et Miocène sont comparées à la surface topographique. L'hypothèse 3 permet d'obtenir les limites supérieures définitives (actuelles) du Quaternaire, Miocène, Chattien et Rupélien. Ces limites sont présentées à la Figure 2-11. Les zones blanches que l'on observe sur les cartes représentent des zones de discontinuités de la formation considérée.

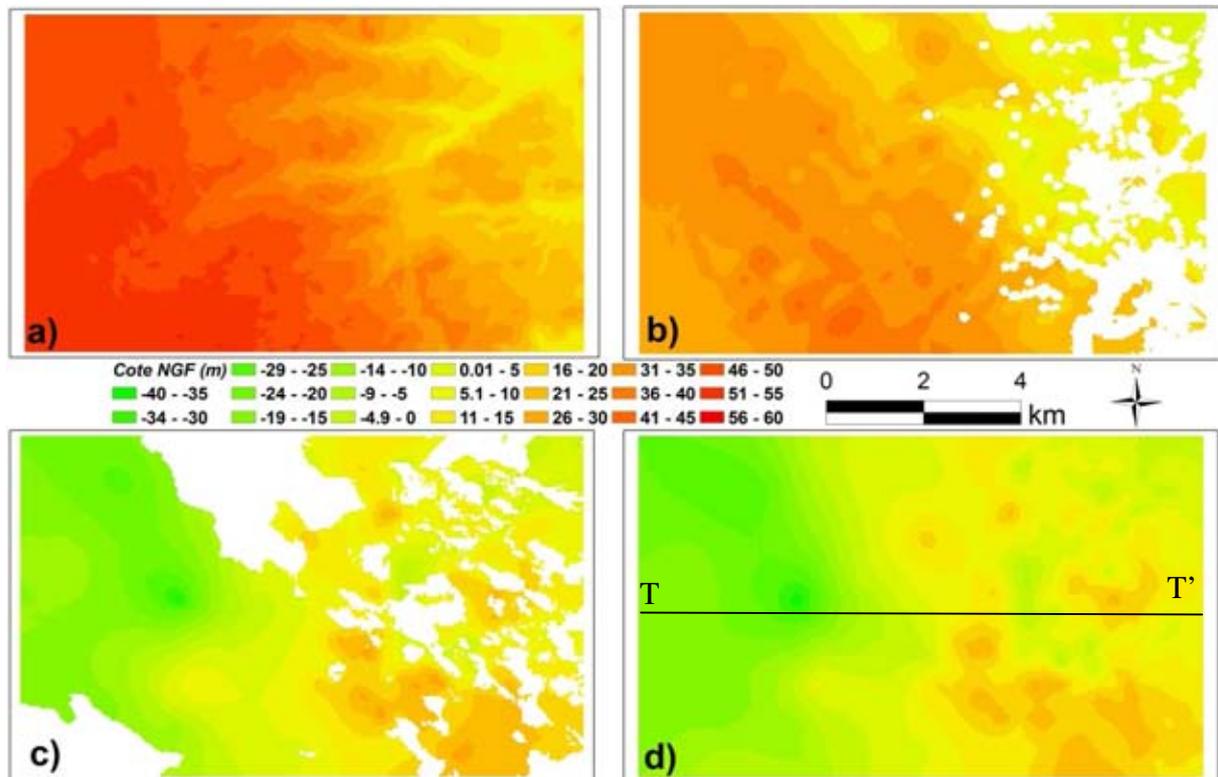


Figure 2-11 : Limites supérieures des différentes formations superficielles : a) Limite supérieure du Quaternaire (surface topographique) b) Limite supérieure du Miocène, c) Limite supérieure du Chattien, d) Limite supérieure du Rupélien et illustration du profil de la coupe TT'.

La Figure 2-11 a) représente la surface topographique (limite supérieure du Quaternaire). Elle n'est pas différente de la carte que nous avons obtenue à la Figure 2-6 b). La surface topographique est très marquée par le réseau hydrographique de la zone d'étude. Les ruisseaux marquent la topographie par les vallées larges avec des pentes qui sont généralement douces. La limite supérieure du Miocène (Figure 2-11 b)) plonge vers l'Est de la zone d'étude (vers la Garonne). La limite supérieure du Chattien (Figure 2-11 b)) et du Rupélien plongent vers l'Ouest de la zone d'étude.

Une coupe d'Ouest en Est (Figure 2-12) des formations géologiques montre des ondulations du Rupélien et Chattien.

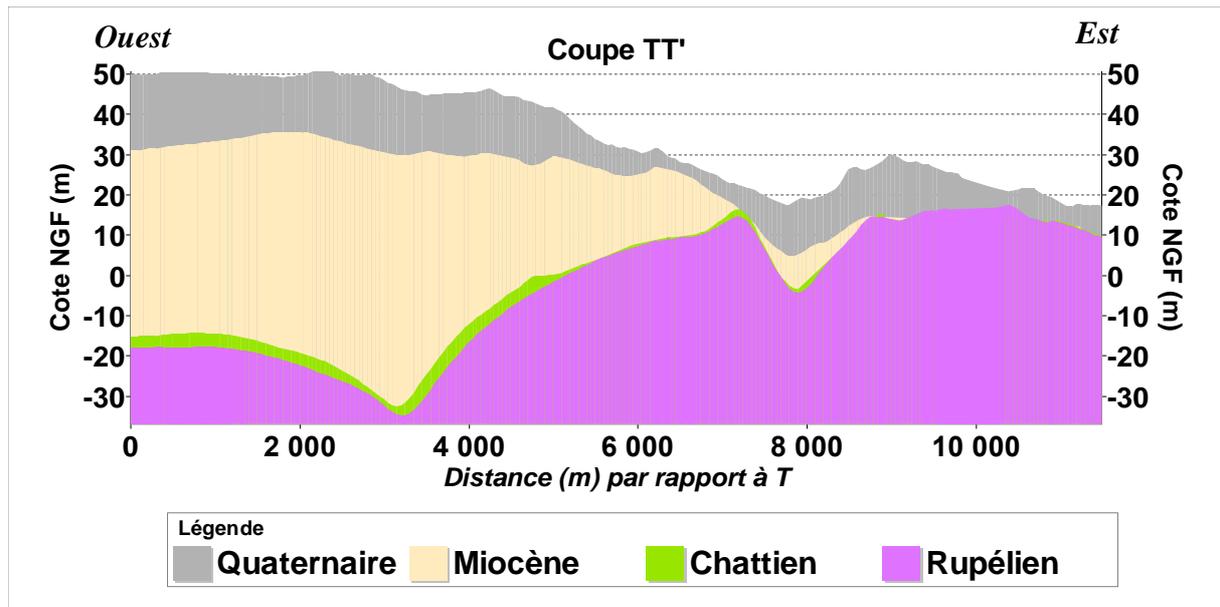


Figure 2-12 : Coupe TT' des formations géologiques

La Figure 2-13 donne les épaisseurs des formations du Quaternaire, du Miocène et du Chattien. Nous ne pouvons pas représenter l'épaisseur du Rupélien car la base du Rupélien n'a pas été construite en raison d'un nombre faible de sondages (16 sondages) qui l'atteignaient. Les épaisseurs sont obtenues en faisant la différence entre les cotes de la limite supérieure et de la limite inférieure de chaque formation. La répartition des épaisseurs du Quaternaire (Figure 2-13 a)) montre que la formation est affectée par l'érosion fluviale. En effet les ruisseaux ont entaillé la formations du Quaternaire sans atteindre les fonds rocheux tertiaires. D'après Laroussi (1969), pendant le Quaternaire, la Garonne a érodé l'ancien relief (le Tertiaire). La Garonne suit un cours de directions sensiblement Sud Nord, qui se déplaçait vers l'Est par étapes successives. Cette érosion a été suivie par la mise en place des terrasses de la Garonne. La diminution de l'épaisseur du Miocène d'Ouest en Est que l'on observe sur la Figure 2-13 b) est liée à l'érosion du Miocène par la Garonne. L'épaisseur du Quaternaire est faible au niveau des cours d'eaux et lorsqu'on se rapproche de la Garonne car le réseau hydrographique s'est différencié pendant le Quaternaire. L'hypothèse que la Garonne aurait érodé le Chattien n'est pas à exclure, ce qui peut justifier les faibles épaisseurs du Chattien que l'on observe à l'Est de la zone d'étude (Figure 2-13 c)).

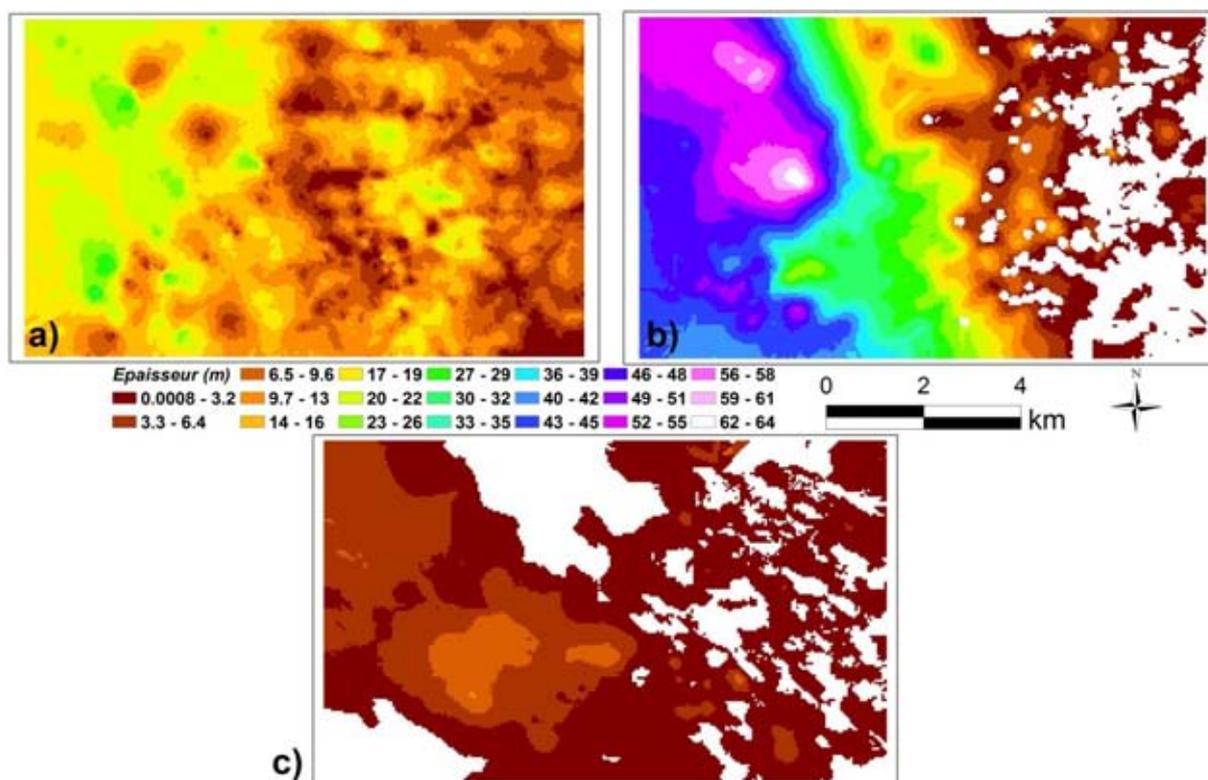


Figure 2-13 : Epaisseur des formations du Quaternaire (a), du Miocène (b) et du Chattien (c). L'épaisseur du Rupélien n'a pas été représentée car la base du Rupélien n'a pas été construite.

La construction du modèle géométrique des formations superficielles (limites supérieures, limites inférieures et épaisseurs) s'est faite en de nombreuses étapes de traitements de données afin de construire des surfaces cohérentes avec l'ensemble des données. Ce modèle géométrique des formations permet d'avoir de meilleurs points de vue concernant l'analyse, interprétation et la compréhension des environnements géologiques. Ce type de modèle qui produit une représentation cohérente de la géologie sous-sol peut être un support pour la modélisation des caractéristiques du sous-sol (comme des propriétés hydrogéologiques (Paragraphe 2.6), car il intègre l'information géologique disponible et est représentatif du contexte géologique.

Les cartes structurales qui représentent la morphologie et la position des surfaces qui limitent les aquifères vont à présent être associées aux cartes piézométriques qui schématisent le comportement hydrodynamique des aquifères.

2.5 Cartes piézométriques de la nappe libre sur la zone d'intérêt.

Les cartes piézométriques que nous allons construire dans ce paragraphe (Paragraphe 2.5) ne concernent que la nappe libre pour deux raisons évidentes. La nappe libre dans la zone

étudiée est unique bien que son aquifère appartienne à plusieurs formations géologiques (Quaternaire, Miocène et Rupélien). La deuxième raison concerne la faible profondeur de la nappe libre qui implique de possibles relations avec le réseau d'assainissement. Ces relations seront étudiées au chapitre 4. Les campagnes de mesures des hauteurs de la nappe libre que nous avons effectuées visaient à densifier les points d'observations de la nappe libre sur une zone d'intérêt qui présentait une inégale répartition des piézomètres (Paragraphe 2.2.3). De ce fait, les cartes piézométriques ne couvriront pas l'ensemble de la zone d'étude, mais la zone d'intérêt.

Dans cette partie nous présenterons d'abord les campagnes de mesures qui ont été effectuées. Ensuite, nous utiliserons les hauteurs d'eau de la nappe libre issues de la campagne de mesures qui présente la meilleure disposition des points de mesures sur l'ensemble de la zone d'intérêt pour représenter la carte piézométrique de la nappe libre à la date correspondante en utilisant plusieurs méthodes géostatistiques présentées au chapitre 1. Les différentes méthodes géostatistiques seront évaluées quant à leurs capacités à reproduire les hauteurs d'eau prédites et à fournir des hauteurs d'eau interpolées qui soient physiquement plausibles. Enfin, en se basant sur ces critères d'évaluations, nous choisirons la meilleure méthode pour estimer les fluctuations de nappe libre entre son régime de plus basses eaux et son régime de plus hautes eaux du cycle annuel 2010/2011 d'évolution de la nappe libre.

2.5.1 Campagnes de mesures de hauteurs d'eau sur le terrain

Les hauteurs d'eau de la nappe libre que nous utilisons dans cette partie proviennent des mesures qui ont été effectuées au cours de trois campagnes majeures. La première campagne a été effectuée sur la période allant du 15 juin au 15 juillet de l'année 2010. Elle a été menée pour la reconnaissance des puits. La deuxième campagne a été réalisée du 11 octobre au 15 octobre de l'année 2010. Elle avait pour but de caractériser les plus basses eaux de l'année 2010. La dernière campagne s'est effectuée sur la période allant du 8 mars au 15 mars de l'année 2011. Elle avait pour but de caractériser les plus hautes eaux de l'année 2011. Dans la suite de ce travail, on parlera des campagnes de juillet, octobre et mars pour faire référence à la première, deuxième et troisième campagne majeures respectivement. Notons que deux campagnes mineures (de part le nombre de points où les hauteurs d'eau ont été mesurées) ont été effectuées le 17 septembre et le 13 décembre de l'année 2010. Lors de ces deux campagnes, les mesures ont été exclusivement réalisées au niveau des piézomètres. Ces campagnes avaient pour but de suivre en certains points l'évolution du niveau de la nappe entre son niveau le plus bas et son niveau le plus haut du cycle annuel 2010/2011. Les

hauteurs d'eau des campagnes mineures ne seront pas utilisées dans ce paragraphe (elles seront utilisées au paragraphe 3.8).

Pour déterminer en un point de mesure la hauteur d'eau de la nappe libre avec une référence NGF, la distance qui sépare le toit de la margelle d'un puits ou d'un piézomètre à la nappe libre est mesurée au moyen d'une sonde piézométrique. La profondeur de la nappe est alors déduite en soustrayant cette distance à la hauteur de la margelle. Lorsque la cote du puits ou piézomètre n'est pas connue, un relevé topographique (nivellement) du point de mesure est effectué en utilisant la cote NGF de la plaque d'égout (regard du réseau d'assainissement) la plus proche et facilement accessible comme point de référence. Enfin, la cote de la nappe libre est obtenue en soustrayant la profondeur d'eau mesurée à la cote du point de mesure préalablement obtenue par nivellement.

La Figure 2-14 indique la localisation de l'ensemble des 62 points de mesures des hauteurs de la nappe libre qui ont été identifiées au total, à l'issue des trois campagnes majeures de mesures. Ces points de mesures sont composés de 22 piézomètres qui appartiennent tous au réseau piézométrique de la CUB (Communauté Urbaine de Bordeaux) et 40 puits à usages domestiques de particuliers qu'il a fallu démarcher. L'accès aux piézomètres est libre alors que l'accès aux puits des particuliers nécessite une prise de rendez-vous ou des autorisations préalables des propriétaires de puits. Pour des raisons diverses telles que la fermeture des puits, la destruction d'un puits au cours des travaux d'aménagement, la non disponibilité des particuliers et bien d'autres raisons, les mesures de hauteurs d'eau dans les puits de certains particuliers n'ont pas été effectuées nécessairement durant les 3 campagnes de mesures. La Figure 2-14 indique à chaque puits la campagne pendant laquelle la mesure a été effectuée. Au total, 51 mesures de hauteurs de la nappe libre ont été effectuées pendant la campagne de juillet, 42 pendant la campagne d'octobre et 47 pendant la campagne de mars. Notons que tous les puits ont été nivelés pour obtenir leurs cotes du terrain naturel tandis que les cotes du terrain naturel des piézomètres ont été extraites de la base de données du réseau piézométrique de la CUB que nous a fourni le service de métrologie de la CUB.

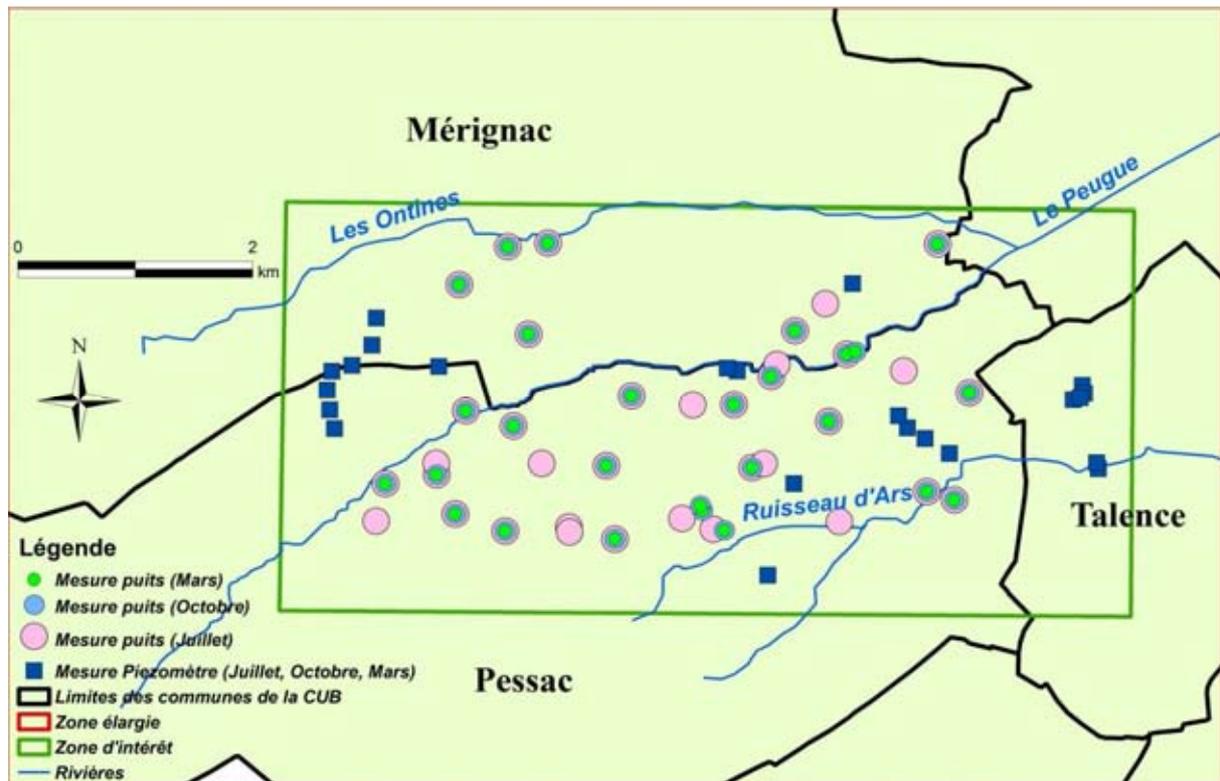


Figure 2-14 : Localisation des points de mesures de hauteurs d'eau de la nappe libre au cours des campagnes de juillet, octobre et mars.

La campagne de mesures qui présente la répartition des points la plus homogène sur l'ensemble de la zone d'intérêt est la campagne de mars. Dans le paragraphe suivant, nous utilisons les hauteurs d'eau mesurées au cours de cette campagne pour représenter le toit de la nappe libre (carte piézométrique) correspondant au mois de mars. Pour ce faire, plusieurs méthodes géostatistiques ont été utilisées.

2.5.2 Application de méthodes géostatistiques pour la construction de la carte piézométrique des plus hautes eaux de la zone d'intérêt.

Les courbes isopièzes constituant les cartes piézométriques peuvent être obtenues soit par une méthode manuelle considérant des interpolations approximatives, soit par des méthodes d'interpolations mathématique comme la triangulation qui nécessite de regrouper les points de mesure par 3 (Castagny, 1967 ; Rushton, 2003). Ces méthodes donnent d'excellents résultats avec des précisions dépendant de la densité des points de mesures. Néanmoins, ces méthodes ne considèrent pas la structuration spatiale de la variable.

Pour cette raison, nous préférons utiliser des méthodes géostatistiques car elles sont basées sur la théorie des variables régionalisées (Journel et Huijbregts, 1978; Goovaerts, 1997, 1999) permettant de tirer profit de la corrélation spatiale entre les observations pour

prédire les valeurs en des endroits où la mesure n'a pas été faite. Plusieurs auteurs (Aboufirassi et Mariño, 1983 ; Ahmadi et Sedghamiz, 2008 ; Boezio et al., 2006 ; Chung et Rogers, 2012 ; Desbarats et al., 2002 ; Kuhlman et Igúzquiza, 2010 ; Nikroo et al., 2010 ; Rivest et al., 2008) ont utilisé des méthodes géostatistiques pour représenter la limite supérieure des nappes peu profondes. Dans cette étude, pour représenter les cartes piézométriques, nous classons les méthodes géostatistiques en deux catégories : les méthodes dites monovariables nécessitant une seule variable (krigeage et ses variantes) et les méthodes dites multivariables nécessitant plusieurs variables (cokrigeage, cokrigeage collocalisé et krigeage avec dérive externe). Les aspects mathématiques de toutes ces méthodes ont été présentés succinctement au chapitre 1. L'estimation des hauteurs d'eau de la nappe libre par les méthodes géostatistique s'effectuera aux nœuds d'une grille aux mailles carrées de 25 m de coté qui couvre l'ensemble de la zone d'intérêt.

2.5.2.1 Estimation des hauteurs d'eau par les méthodes monovariables

Une seule variable est prise en compte dans ce paragraphe pour estimer les hauteurs d'eau à la limite supérieure de la nappe pendant le mois de mars au moyen de deux méthodes. La première méthode concerne le krigeage des hauteurs d'eau mesurées et la seconde est relative au krigeage de la variable formée par les hauteurs d'eau mesurées auxquelles des hauteurs d'eau en certains points de la rivière le Peugue ont été ajoutées.

2.5.2.1.1 Krigeage des hauteurs d'eau mesurées lors de la campagne de mars

L'analyse de la carte variographique des hauteurs d'eau (Figure 2-15 a)) indique deux directions d'anisotropie à savoir les directions N50° et N140° qui représentent principalement dans la zone étudiée l'écoulement longitudinal et transversal respectivement. En effet la direction N50° correspond à l'orientation des cours d'eau majeurs du domaine. Les variogrammes expérimentaux des hauteurs d'eau sont calculés pour ces directions principales d'anisotropie avec une tolérance angulaire de 45°, en 15 pas de 200 m avec une tolérance sur la distance égale à la moitié du pas. Le modèle de variogramme théorique qui est ajusté à ces variogrammes expérimentaux est non stationnaire (Figure 2-15 b)) et correspond au modèle de puissance dont les formules sont les suivantes :

Équation 2-1 :

$$\gamma(h) = 100 \left(\frac{h}{2200} \right)^{1,8} \quad 0 < \alpha < 2 \quad \text{dans la direction N50}^\circ$$

$$\gamma(h) = 100 \left(\frac{h}{4100} \right)^{1,8} \quad 0 < \alpha < 2 \quad \text{dans la direction N140}^\circ$$

Où h représente le pas de calcul.

Les variogrammes des hauteurs d'eau (Figure 2-15b)) ne montrent pas d'effet de pépite quelle que soit la direction d'anisotropie, signifiant que les hauteurs d'eau mesurées ne sont pas affectées d'erreurs de mesures significatives et que la variation spatiale de hauteurs d'eau est très continue. Toutes les hauteurs d'eau n'ayant pas été mesurées le même jour, l'absence d'effet pépite sur les variogrammes montre qu'il n'y a pas eu de variations notables du niveau de nappe pendant toute la durée de la campagne de mesures. Dans les deux directions d'anisotropie, on note pour de faibles valeurs du pas h , un comportement parabolique des variogrammes indiquant une forte continuité spatiale à courtes distances (Goovaerts, 1997). Les variogrammes ne présentent pas de palier et ne cessent d'augmenter avec un comportement parabolique. Ils indiquent que la variable n'est pas stationnaire à une échelle de quelques kilomètres. De manière générale, les charges hydrauliques des nappes souterraines sont rarement des variables stationnaires au premier ordre, mais peut être présumées stationnaires au second ordre (Kashyap et Vakkalagadda, 2009). En effet pour qu'il y ait un écoulement il faut une perte de charge, ce qui est typiquement non stationnaire.

Sur la base du modèle théorique de variogramme précédent, l'estimation par krigeage des hauteurs d'eau est effectuée. Le résultat est représenté sur la carte de la Figure 2-15c). La position des points de mesures de hauteurs d'eau (47 observations) est indiquée en points noirs sur la carte. La carte des hauteurs d'eau de la nappe libre est lisse et très faiblement contrastée. L'écoulement général se produit du Sud-ouest vers le Nord-est. L'anomalie observée à l'amont de la rivière Le Peugue peut indiquer une infiltration de la nappe libre à cet endroit dans une nappe sous jacente, mais aucun autre élément ne peut le confirmer.

La carte d'écart type de krigeage (Figure 2-15 d)) permet d'évaluer la précision de l'estimation en chaque point de la zone d'intérêt. Elle est utile à l'interprétation de la carte de krigeage. Il faut bien comprendre que l'écart type de krigeage est principalement une mesure de la densité de l'information disponible autour du point à estimer et est nul par définition aux points de mesures. La Figure 2-15 d) indique des erreurs d'estimations inférieures à 0,54 m autour des points de mesures, ces erreurs varient entre 0,55 et 1,1 m entre les points de mesures et augmentent rapidement jusqu'à un maximum de 5,2 m vers les limites de la zone étudiée où aucun point de mesure n'est présent. La Figure 2-15 d) indique que les estimations des niveaux de la nappe libre sont fiables dans le milieu de la zone d'étude et ne sont pas fiables au plus près des frontières.

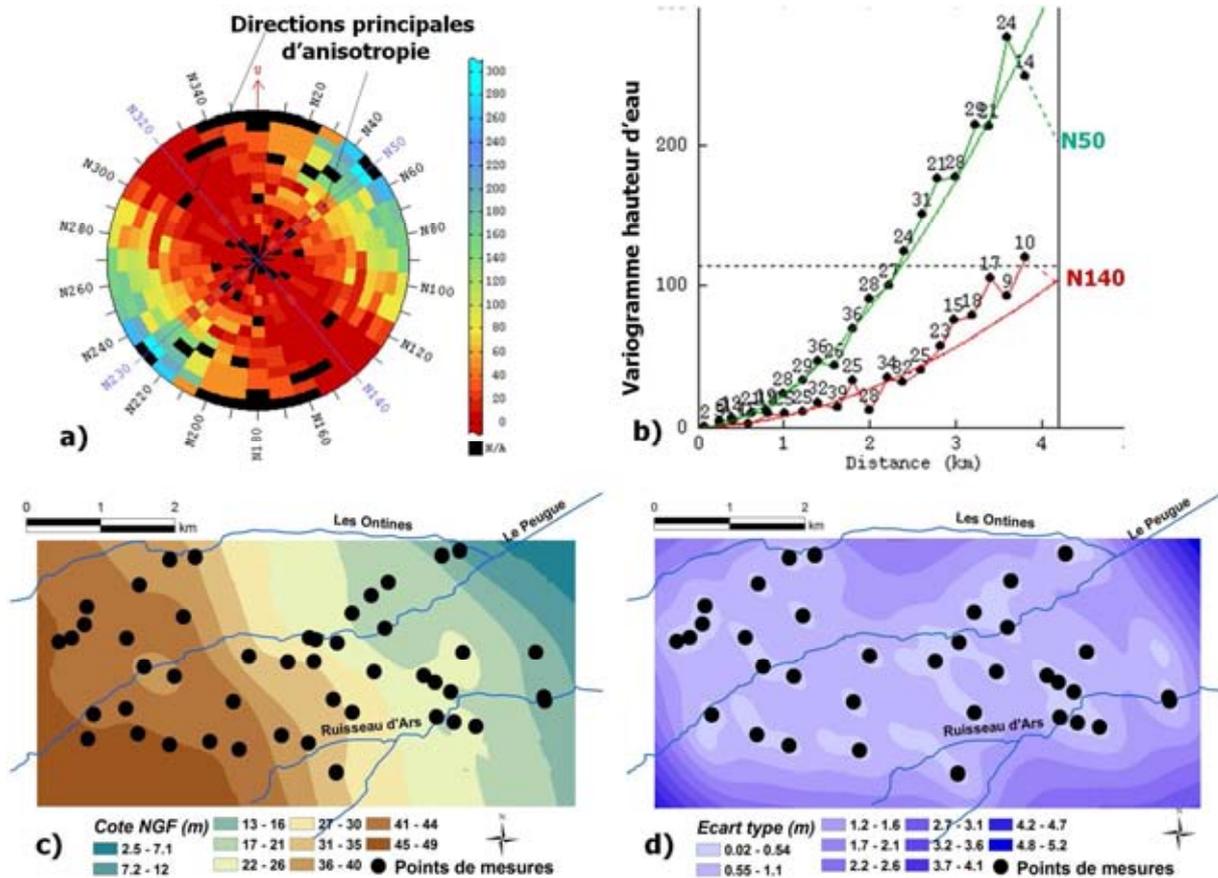


Figure 2-15 : Cartes obtenues par la méthode de krigeage des hauteurs d'eau mesurées. a) Carte variographique, b) Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) des hauteurs d'eau dans les directions principales d'anisotropie, c) Carte obtenue par krigeage, d) Carte d'écart-type de krigeage correspondant.

La Figure 2-15c) indique que la rivière Le Peugue est un lieu de vidange de la nappe libre (car il la draine). Contrairement au Peugue qui draine clairement la nappe (Figure 2-15c)), le Ruisseau d'Ars affecte faiblement les écoulements de la nappe libre. Une analyse spatiale de la profondeur du niveau de la nappe libre présente au niveau des rivières un résultat non réaliste avec un niveau de la nappe libre situé parfois au-dessus de la surface topographique (Figure 2-16). L'estimation des hauteurs d'eau par krigeage a tendance à surestimer les hauteurs d'eau dans les vallées.

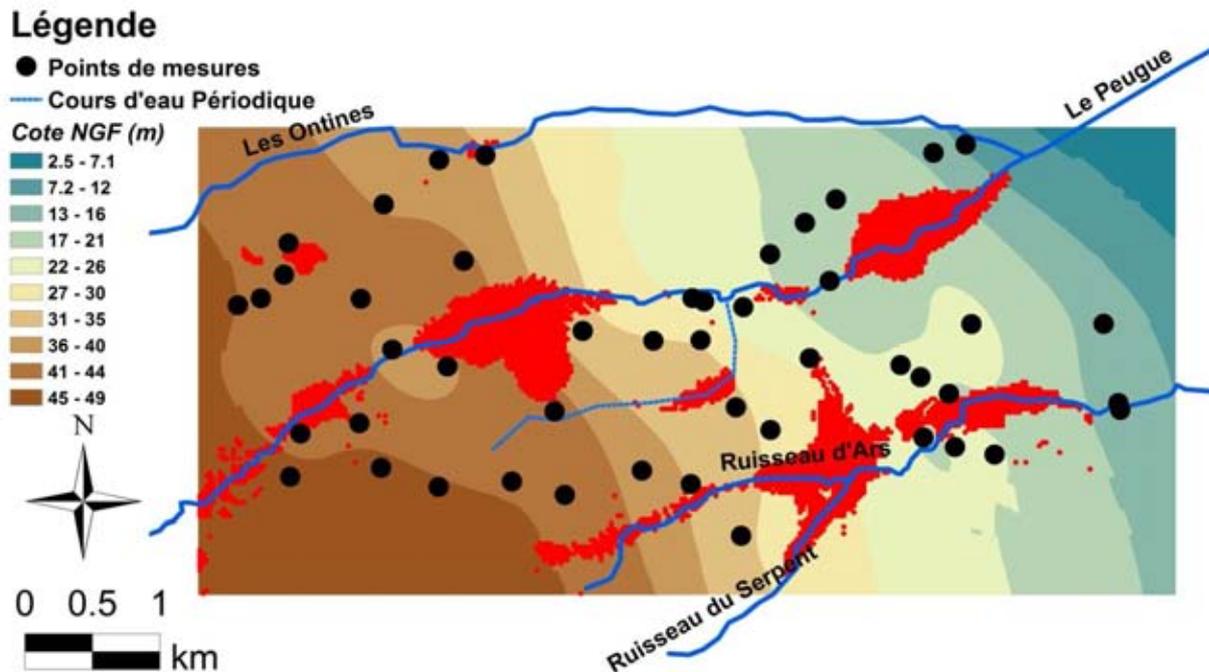


Figure 2-16 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage passe au dessus de la topographie (zone en rouge)

Les zones où les hauteurs d'eau estimées sont supérieures aux cotes topographiques sont situées en grande partie au niveau des ruisseaux et surtout au niveau de la rivière Le Peugue. Dans le but d'avoir des hauteurs d'eau estimées physiquement acceptables (toit de la nappe inférieur à la surface topographique) nous avons fait l'hypothèse que le lit de la rivière Le Peugue est situé à la limite supérieure de la nappe libre : c'est l'hypothèse de base permettant l'utilisation de la méthode développée ci-dessous. Cette hypothèse ne s'applique pas au Ruisseau d'Ars parce que l'hypothèse s'appuie sur le fait que Le Peugue draine la nappe et donc est en relation avec elle, ce qui n'est pas le cas pour le Ruisseau d'Ars.

2.5.2.1.2 Krigeage avec points imposés au niveau de la rivière Le Peugue

Nous avons choisi arbitrairement 32 points sur Le Peugue, tous espacés d'environ 200 m. Pour les raisons évoquées précédemment, la cote du lit de la rivière en chaque point choisi est supposée égale au niveau de la nappe libre à sa limite supérieure. Le krigeage de la variable composée de 47 hauteurs d'eau de la nappe libre et 32 valeurs assimilées à la limite supérieure de la nappe donne les résultats présentés sur la Figure 2-17. La carte variographique est presque (Figure 2-17 a)) la même que celle obtenue à la Figure 2-15 a) mais avec plus de secteurs définis dû à l'augmentation de la taille de la variable. Pour cette même raison, les variogrammes expérimentaux (Figure 2-17 b) sont différents de ceux qui ont été obtenus à la Figure 2-15 a). Nous avons fait le choix de garder le même modèle de

variogramme que précédemment et on peut constater qu'il s'ajuste bien au variogramme expérimental de la variable. Les cartes de hauteurs d'eau de la nappe libre et leurs écart-types de krigeage correspondantes sont présentées Figure 2-17 c) et d). Elles ne diffèrent des cartes précédentes (Figure 2-15 c) et d)) que par une accentuation du drainage de la nappe par le Peugue.

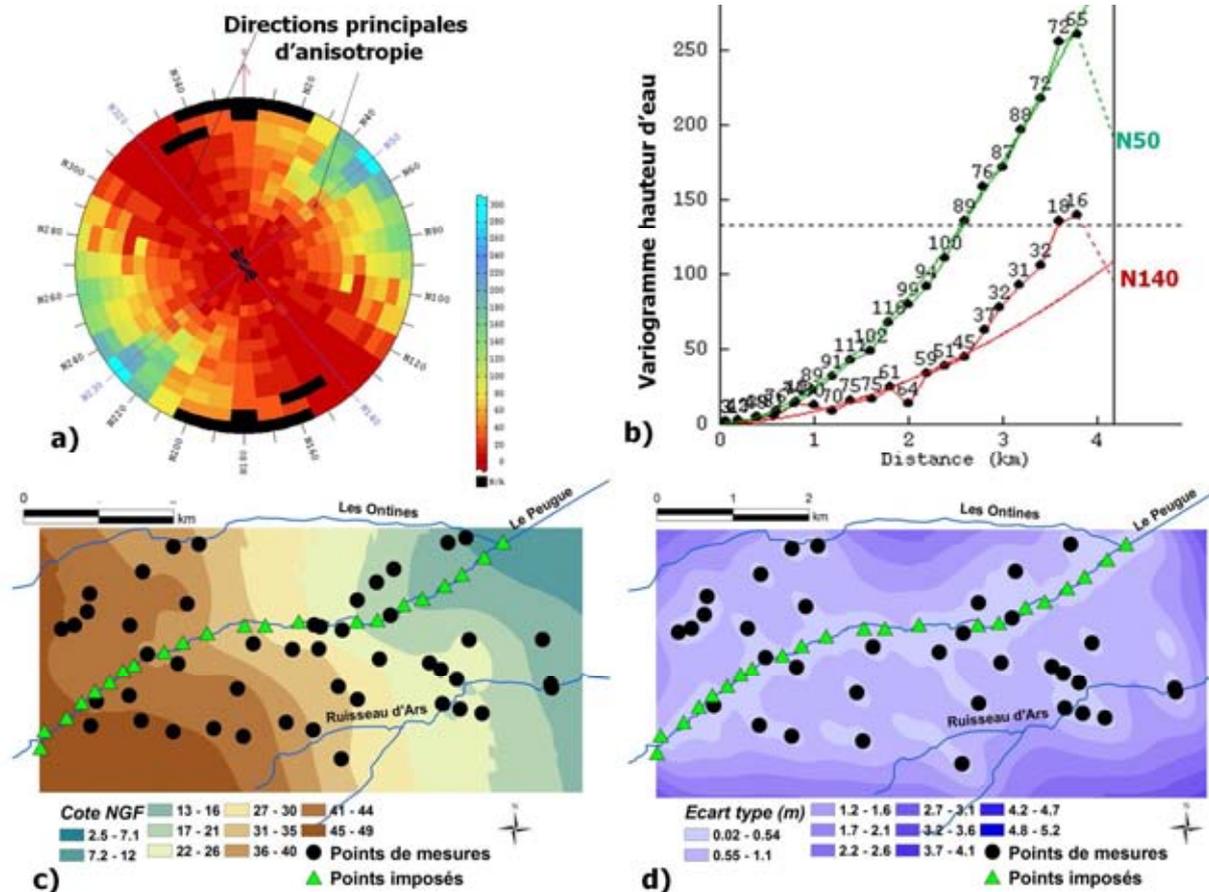


Figure 2-17 : Cartes obtenues par la méthode de krigeage des valeurs mesurées et fixées aux points imposés sur le Peugue. a) Carte variographique, b) Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) dans les directions principales d'anisotropie, c) Carte obtenue par krigeage, d) Carte d'écart-type de krigeage correspondante.

Il subsiste encore des points (zones) où les hauteurs d'eau estimées sont supérieures à leurs cotes topographiques (Figure 2-18). Comparativement à la Figure 2-16 les zones où les hauteurs d'eau estimées sont supérieures à leurs cotes topographiques ont été réduites au niveau de la rivière le Peugue et sont restées intactes au niveau du Ruisseau d'Ars. Il aurait fallu aussi imposer des points sur le Ruisseau d'Ars pour réduire les zones où les hauteurs d'eau estimées sont supérieures à leurs cotes topographiques (pas logique de le faire d'après l'hypothèse émise). Les forts gradients hydrauliques que l'on observe au voisinage des rivières ne sont pas pris en compte dans l'estimation des hauteurs d'eau. Cela abouti à des

hauteurs d'eau estimées qui ne sont pas physiquement acceptables. Ceci pourrait être résolu en augmentant le nombre de points imposés.

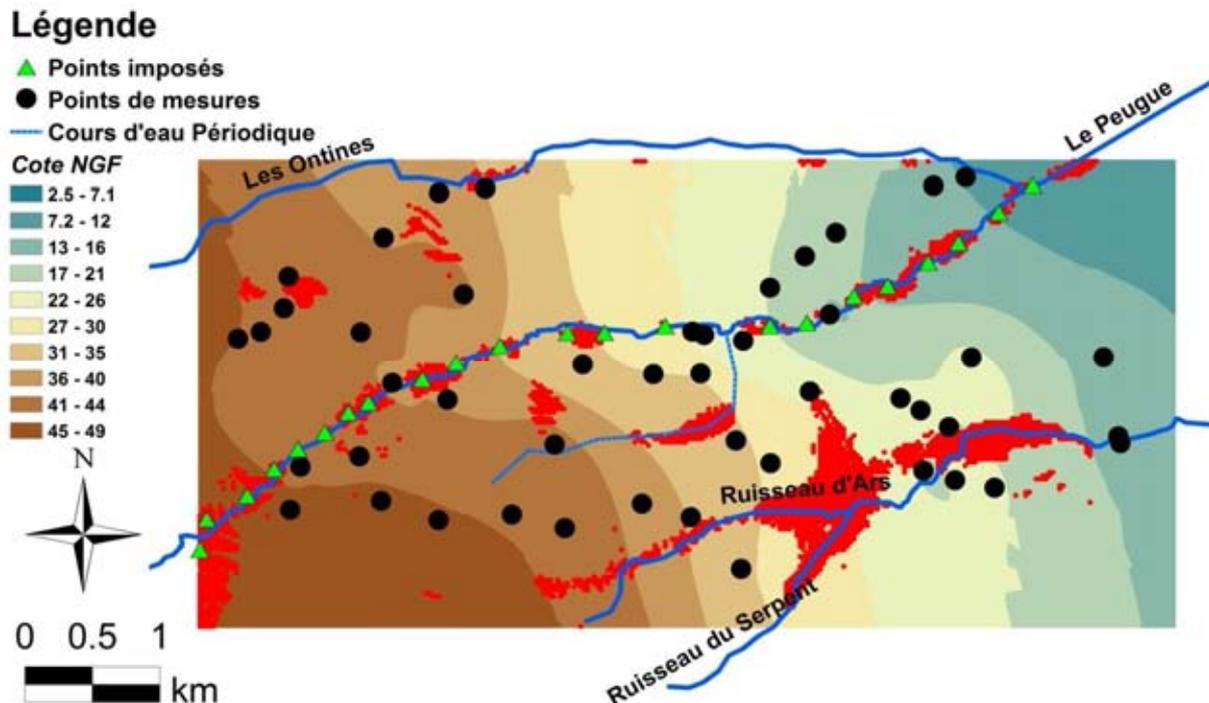


Figure 2-18 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage des hauteurs d'eau et valeurs aux points imposés passe au dessus de la topographie (zone en rouge)

L'estimation de la limite supérieure de la nappe libre par les méthodes monovariables ne prend pas en compte la topographie locale et montre un lissage des ondulations réelles de la nappe libre. L'estimation des hauteurs d'eau de la nappe pourrait être améliorée si l'on associe à la hauteur d'eau de la nappe une autre variable qui lui est corrélée (variable secondaire).

2.5.2.2 Estimation des hauteurs d'eau par les méthodes géostatistiques multivariables

Une variable secondaire ne peut être associée aux hauteurs d'eau mesurées pour l'estimation des hauteurs d'eau sur l'ensemble de la zone d'intérêt que s'il existe une corrélation entre cette variable secondaire et les hauteurs d'eau mesurées. La Figure 2-19 montre le diagramme de dispersion des cotes topographiques aux points de mesures de hauteurs d'eau en fonction des hauteurs d'eau mesurées en ces points pendant la campagne de mars. Le coefficient de corrélation que l'on obtient entre les cotes topographiques et les hauteurs d'eau est égal à 0,991.

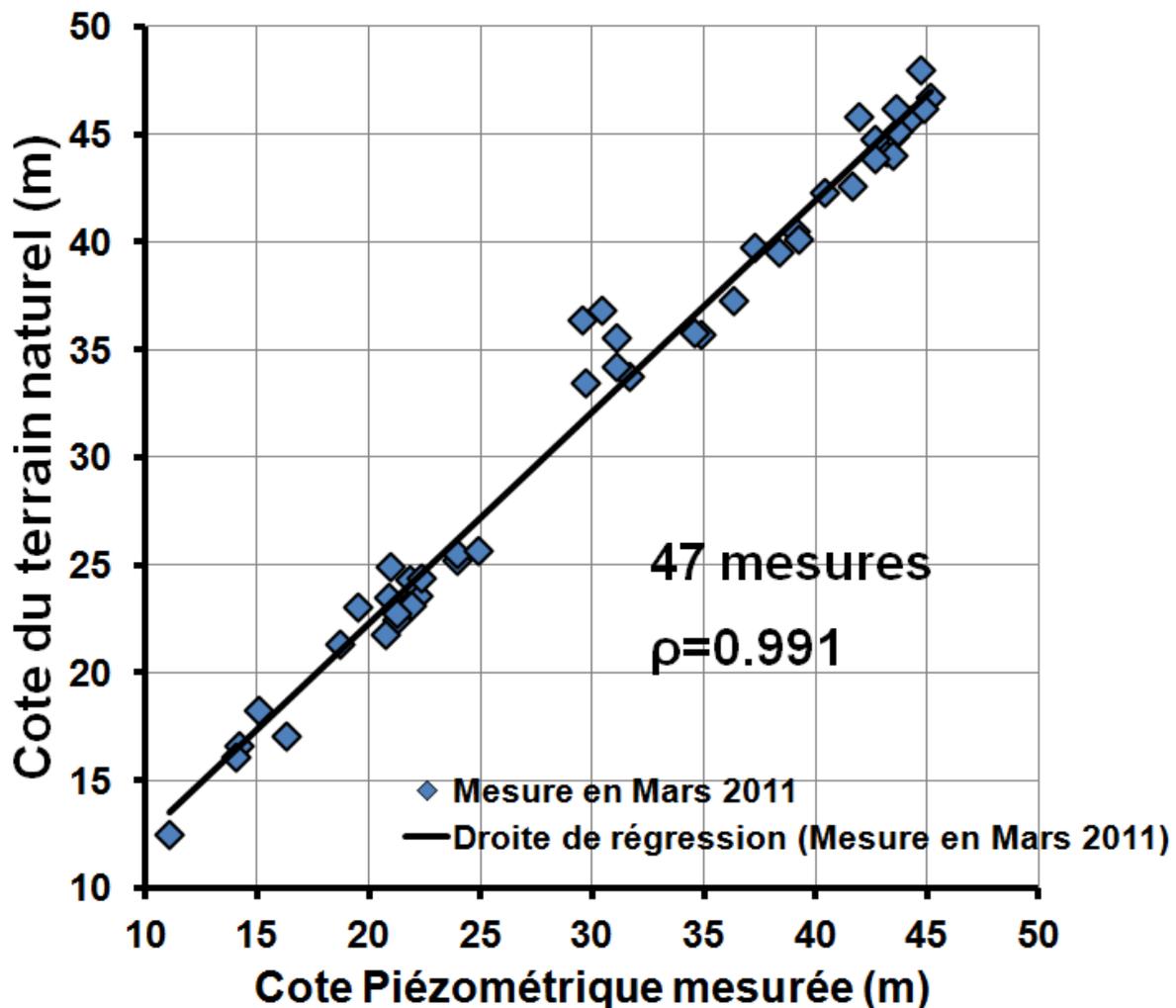


Figure 2-19 : Diagramme de dispersion des cotes du terrain naturel aux points de mesures en fonction des hauteurs d'eau de la nappe libre mesurées en mars 2011.

La relation entre les cotes topographiques aux points de mesures et les hauteurs d'eau en ces points est clairement linéaire (Figure 2-19) et la forte corrélation obtenue entre ces deux variables justifie l'utilisation des méthodes multivariées pour l'estimation des hauteurs d'eau sur l'ensemble de la zone d'intérêt.

2.5.2.2.1 Cokrigage des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre et des cotes topographiques aux points de mesures.

Le cokrigage est une technique qui exige le calcul et l'ajustement du variogramme de chaque variable prise séparément (Figure 2-20 b) et d)) et d'un modèle de covariogramme des deux variables représentant la corrélation spatiale entre les différentes variables (Figure 2-20 c)). Les directions principales d'anisotropie sont les mêmes que précédemment (Figure 2-20a)). Le modèle théorique de variogramme ajusté a les mêmes caractéristiques que celui du krigeage ordinaire des hauteurs d'eau de la nappe libre (Paragraphe 2.5.2.1.1). Les

hauteurs d'eau estimées par cokrigage des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre et des cotes topographiques aux mêmes points de mesures sont représentées sur à la Figure 2-20 e). Cette carte présente qualitativement des caractéristiques similaires aux cartes obtenues précédemment par les méthodes monovariées (Figure 2-15 c)), mais ne présente pas de d'anomalies (probables zones d'infiltration de la nappe libre). Cette carte présente une nappe fortement influencée par la topographie surtout au niveau des rivières où l'on note leur grande emprise sur l'écoulement de la nappe.

La carte des écarts types de krigeage sur la Figure 2-20 e) présente des valeurs du même ordre que celles obtenues par krigeage, le cokrigage ne réduit pas l'écart-type de krigeage.

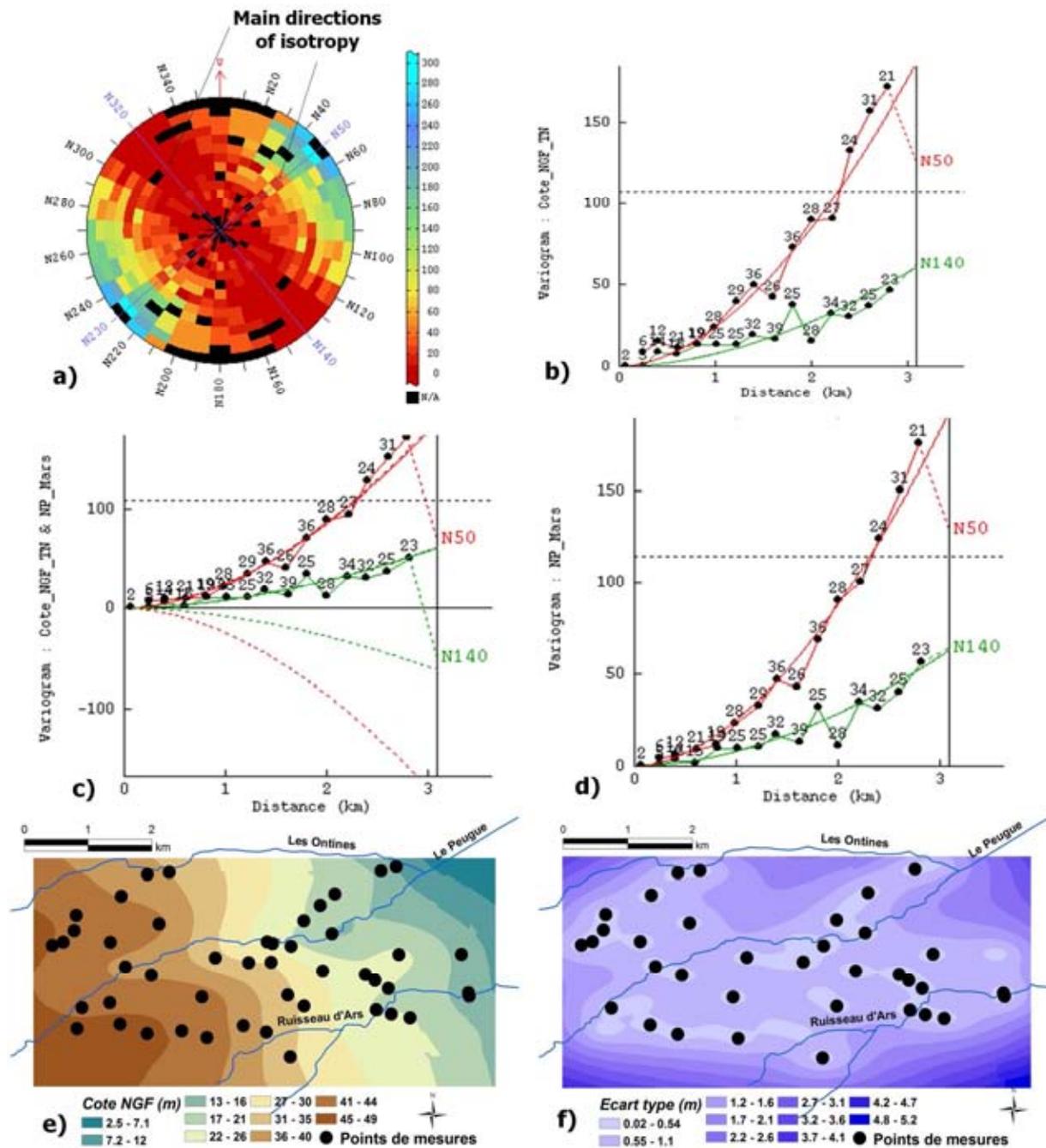


Figure 2-20 : Cartes obtenues par la méthode de cokrigage des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre et des cotes topographiques aux mêmes points de mesures. a) Carte de variographique des hauteurs d'eau (b) Variogramme des hauteurs d'eau (c) Covariogramme des hauteurs d'eau et cotes topographiques, d) Variogramme de la cote topographique, e) Carte obtenue par cokrigage, f) Carte d'écart-type correspondant.

La prise en compte de la cote topographique dans l'estimation des hauteurs d'eau a certes accentué les similitudes entre la forme de la surface de la nappe et la forme de la surface topographique, mais elle n'a pas conduit à une estimation des hauteurs d'eau physiquement acceptable sur l'ensemble du domaine. Il reste encore des zones où l'on

observe des hauteurs d'eau supérieures à la surface topographique (Figure 2-21). Comparativement aux zones obtenues à la phase de krigeage (Figure 2-16), ces zones sont de tailles réduites au niveau des rivières Le Peugue et Ruisseau d'Ars mais de taille plus grande au niveau du cours d'eau périodique (non pérenne situé entre Le Peugue et le Ruisseau d'Ars). Les hauteurs d'eau estimées au niveau du cours d'eau périodique sont plus grandes que celles jusqu'ici simulées. Cette zone qui est située à l'interfluve entre Le peugue et le Ruisseau d'Ars est une zone haute (topographiquement). Alors, les hauteurs d'eau simulées par cokrigeage sont plus grandes que par krigeage du fait de la forte corrélation qui existe entre les hauteurs de la nappe et les cotes topographiques.

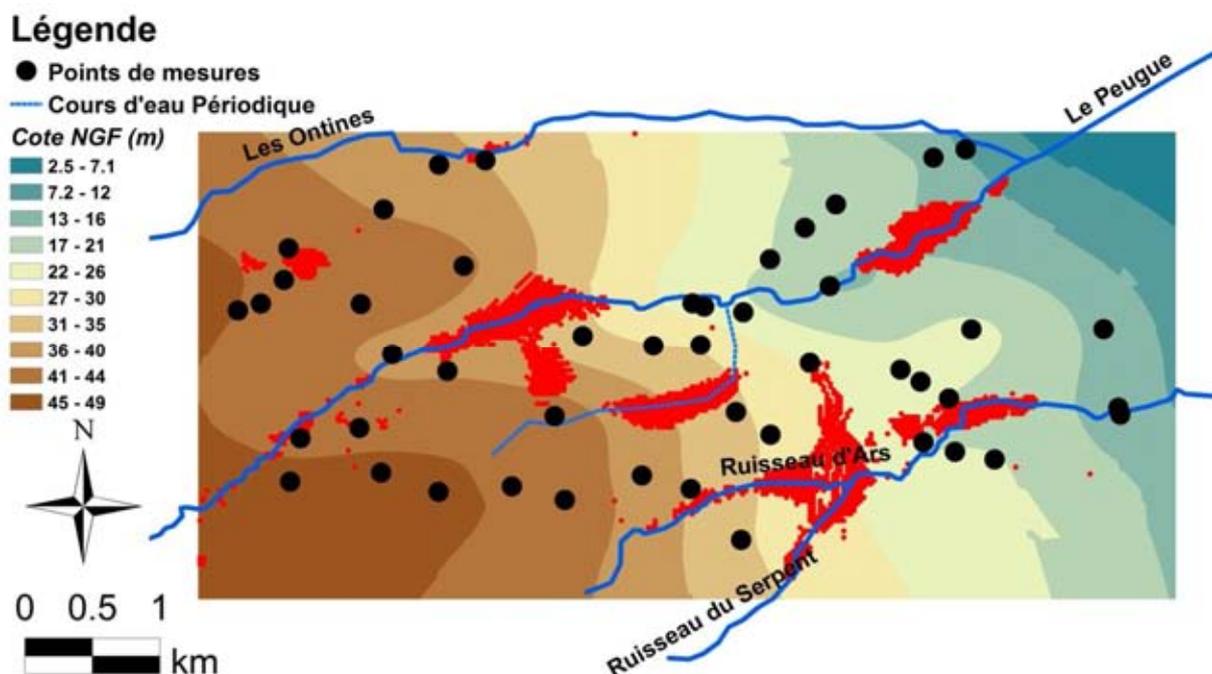


Figure 2-21 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par cokrigeage passe au dessus de la topographie (zone en rouge)

Dans le but de réduire les zones où la hauteur d'eau est supérieure à la cote topographique, le cokrigeage colocalisé peut être utilisé afin de prendre en compte l'ensemble des données topographiques (et non seulement aux points de mesure de hauteur d'eau).

2.5.2.2.2 Cokrigeage colocalisé des hauteurs d'eau et des cotes topographiques de l'ensemble de la zone d'intérêt.

La surface topographique de la zone d'étude a été construite au paragraphe 2.4.1. Elle renseigne en chaque nœud de la grille d'interpolation, une valeur de la cote topographique. L'ensemble de toutes ces cotes topographiques peut servir à l'estimation des hauteurs d'eau au moyen de la méthode appelée cokrigeage colocalisé (cf. chapitre 1). La cote topographique

en chaque nœud de la grille d'estimation est prise en compte pour l'estimation de la hauteur piézométrique en ce nœud. L'estimation des hauteurs d'eau par krigeage colocalisé est réalisée en utilisant le modèle de variogrammes défini dans la méthode de cokrigeage (Figure 2-20 b) d) et c)). La carte des hauteurs d'eau estimées par cokrigeage colocalisé est présentée à la Figure 2-22 a). Elle présente un niveau de détail bien plus fin que les cartes construites jusqu'à présent.

La carte des écart-types correspondants (Figure 2-22 f)) indique de faibles erreurs d'estimations comprises entre 0 à 1 m. La carte d'écart-type de krigeage reflétant la densité de l'information la prise en compte de la cote topographique au nœud de l'estimation dans l'estimation de la hauteur d'eau en ce nœud justifie les faibles valeurs obtenues.

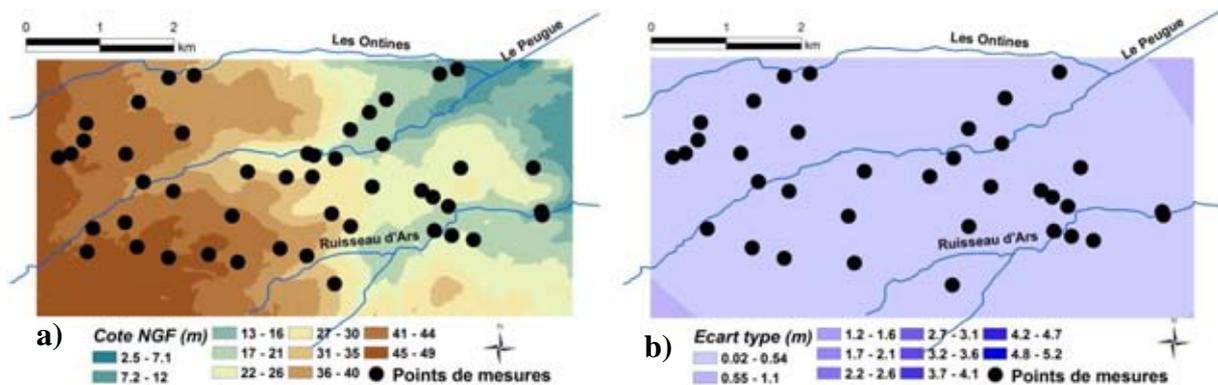


Figure 2-22 : Cartes obtenues après l'intégration de l'ensemble des cotes topographiques pour le cokrigeage colocalisé des hauteurs d'eau mesurées de la nappe libre a) Carte obtenue par cokrigeage colocalisé b) Carte d'écart-type correspondant.

Avec cette méthode, les zones au niveau desquelles les hauteurs d'eau estimées dans certaines zones non échantillonnées sont supérieures à la cote topographique sont très réduites et se situent principalement au niveau de bords du domaine d'étude (Figure 2-23).

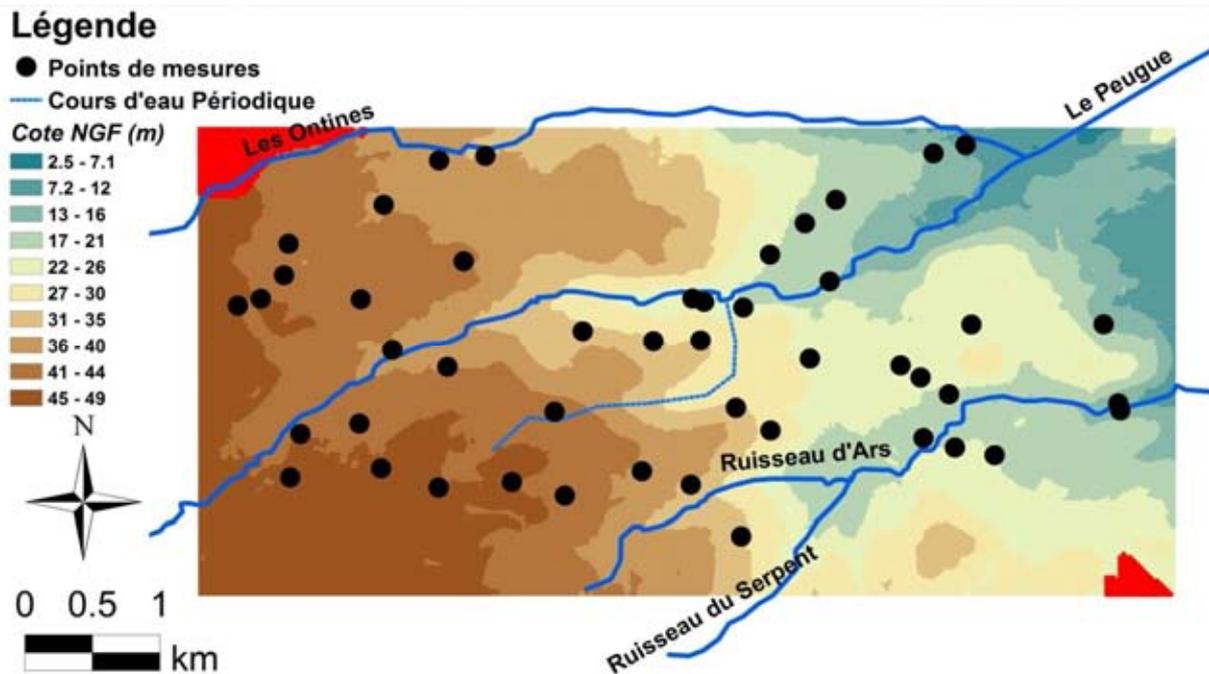


Figure 2-23 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par cokrigage colocalisé passe au-dessus de la topographie (zone en rouge).

Le cokrigage colocalisé a l'avantage de prendre en compte la corrélation spatiale entre les variables. L'analyse structurale doit cependant s'effectuer avec beaucoup de prudence et un inconvénient dans l'application du cokrigage colocalisé provient de la difficulté de modéliser la corégionalisation (Bezio et al., 2006). Dans le prochain paragraphe le lien entre les hauteurs d'eau et les cotes topographiques ne sera plus introduit par un modèle structural comme c'est le cas pour le cokrigage colocalisé, mais plutôt par une corrélation globale de ces variables. La technique employée sera le krigeage avec dérive externe.

2.5.2.2.3 Krigeage des hauteurs d'eau en utilisant les cotes topographique comme dérive externe.

Considérons une fonction aléatoire $H(u)$ non stationnaire (fonction aléatoire intrinsèque d'ordre k) représentant les hauteurs d'eau de la limite supérieure de notre nappe libre aux points $u(x, y)$ dans le plan. Cette fonction aléatoire est constituée d'une partie déterministe $Z_k(u)$ représentant la surface topographique et d'une partie aléatoire $P_k(u)$ (assimilable à la profondeur de la nappe) (Desbarats et al., 2002):

$$H(u) = Z_k(u) + P_k(u)$$

$P_k(u)$ est de variance généralisée $K(h)$. $Z_k(u)$ modélise la dérive par un polynôme de degré k des fonctions des coordonnées $f_l(u)$ avec des coefficients a_l .

$$Z_k(u) = \sum_{l=0}^L a_l f_l(u)$$

Les expressions des fonctions de base $f_l(u)$ sont des monômes donnés au Chapitre 1.

La détermination du degré de la dérive (i) et la déduction de la covariance généralisée optimale compatible avec le degré de la dérive (ii) sont les deux étapes principales pour effectuer l'analyse structurale des hauteurs d'eau de la nappe libre en utilisant les cotes topographiques de l'ensemble de la zone étudiée comme dérive externe.

(i) La détermination du degré de la dérive a été effectuée en utilisant un voisinage glissant composé au minimum d'un voisin et au maximum de dix voisins dans chacun des quatre secteurs angulaires du cercle de 3000 m de rayon de recherche. Le principe consiste à trouver une dérive optimale (fonction polynomiale) considérée comme étant la dérive à grande échelle (l'échelle est dite grande par rapport à la moitié de la taille du voisinage). En effet, toutes les cotes topographiques sont considérées chacune à son tour comme étant au centre d'un anneau (cercle ou ellipse) de recherche (voisinage). Ce voisinage est ensuite divisé en deux anneaux, les cotes topographiques les plus proches de ce centre appartiennent à l'anneau numéroté 1, les autres cotes topographiques à l'anneau numéroté 2. Toutes les cotes topographiques contenues dans l'anneau 1 sont utilisées pour déterminer par la méthode des moindres carrés, l'ajustement polynomial de degré k . Il n'existe pas à ce jour de méthode permettant de déterminer le degré du polynôme « optimum ». Plusieurs hypothèses sur la valeur de k sont faites et aboutissent toutes à des fonctions polynomiales différentes. L'anneau 2 est utilisé pour vérifier la qualité de l'ajustement de ces fonctions polynomiales. Chaque fonction polynomiale est appliquée à l'ensemble des cotes topographiques contenues dans l'anneau 2. La meilleure fonction polynomiale correspond à celle qui donnera la plus petite valeur de variance des erreurs. Cette fonction prend alors le rang 1. Les autres fonctions polynomiales seront classées (rang 2, rang 3, ..., rang « nombre d'hypothèse ») par ordre croissant de la valeur de variance des erreurs obtenue à l'anneau 2. Toute cette opération est effectuée pour chaque point de cote topographique. Les moyennes (effectuées sur l'ensemble de toutes les cotes topographiques du domaine) des valeurs des rangs, des erreurs et des variances des erreurs obtenues sont données au Tableau 2-2. L'hypothèse qui donne la valeur la plus faible de la moyenne du rang à l'anneau 2 correspond au degré optimal de la dérive.

Dans le Tableau 2-2, concernant les dérivées testées 1, x et y représentent les fonctions de base de la dérivée ($f_0(u) = 1$, $f_1(u) = x$, $f_2(u) = y$), et F_1 représente la fonction de la dérivée externe de l'ensemble des cotes topographiques. La dérivée externe associée à un plan linéaire (1, x, y, F_1) est donc celle qui a été choisie à l'issue de cette phase d'identification du degré de la dérivée.

Tableau 2-2 : Etapes d'identification de la dérivée.

Dérivée testée	Moyenne des rangs			Moyenne des erreurs			Moyenne des variances des erreurs		
	Anneau 1	Anneau 2	Total	Anneau 1	Anneau 2	Total	Anneau 1	Anneau 2	Total
1, F_1	1,464	1,515	1,490	0,118	-0,130	-0,006	3,569	6,081	4,825
1, x, y, F_1	1,536	1,485	1,510	0,204	0,129	0,167	4,498	7,436	5,967

(ii) La déduction de la covariance généralisée optimale compatible avec le degré de la dérivée a été effectuée en utilisant un voisinage glissant composé au minimum d'un voisin et au maximum de dix voisins dans chacun des quatre secteurs angulaires du cercle de 3000m de rayon de recherche. Elle consiste dans une première étape à calculer les poids qui doivent être affectés en chaque point de mesure afin de constituer une combinaison linéaire autorisée d'ordre k. Toutes les combinaisons possibles sont testées et celles qui mènent à des covariances généralisées non autorisées ne sont pas prises en compte dans la suite du processus. Dans une seconde étape les covariances généralisées sont combinées entre elles et des validations croisées sont effectuées pour déterminer la covariance généralisée optimale. Un score est calculé à chaque combinaison (Tableau 2-3). Le score est le résultat des combinaisons des structures de bases et est égal au rapport de la variance expérimentale des cotes topographiques sur sa variance théorique. La combinaison des structures pour laquelle le score est le plus proche de 1 représente la covariance généralisée optimale. Elle correspond à la covariance généralisée de premier ordre dans notre cas.

Tableau 2-3 : Résultats des combinaisons des structures de bases à l'étape d'identification de la covariance généralisée optimale.

Score	Structure de base 1 : covariance généralisée de 1 ^{er} ordre.	Structure de base 2 : covariance généralisée Spline	Structure de base 3 : covariance généralisée de 3 ^{ème} ordre.
1,010	1,814	0	0
0,867	0	7,577	0
0,656	0	0	0,3319

La carte des hauteurs piézométriques obtenues avec dérive externe est représentée Figure 2-24a. Elle est ressemblante à la carte qui a été obtenue par cokrigage colocalisé mais présente des hauteurs d'eau estimées qui sont plus faibles aux zones hautes et des hauteurs d'eau estimées qui sont moins faibles dans les zones basses. L'écart type de krigeage à cette méthode est illustré sur la Figure 2-24b. Elle montre des écart-types faibles autour des points et aussi entre les points de mesure de hauteur d'eau. Les écart-types sont plus élevés que ceux calculés avec la technique de cokrigage colocalisé et plus faibles que ceux calculés dans les autres méthodes. Ces écart-types augmentent rapidement vers les frontières où il n'y a aucun point de mesure.

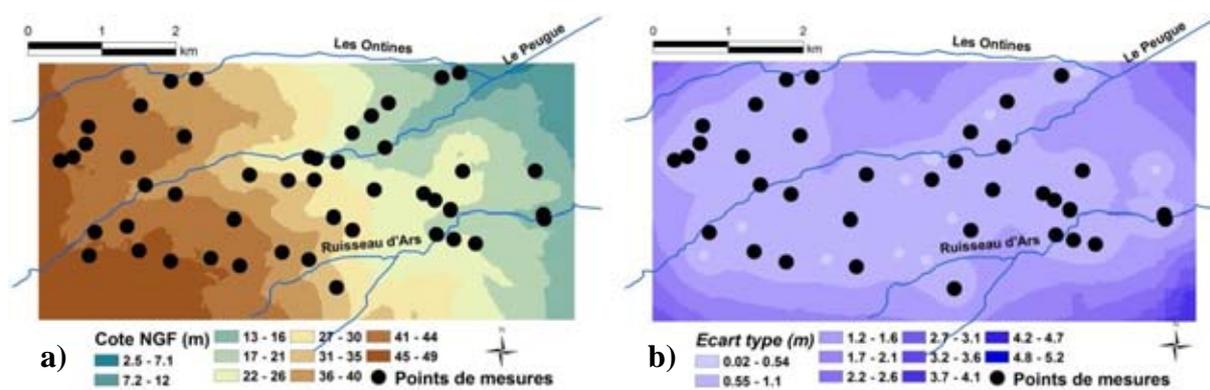


Figure 2-24 : a) Carte obtenue par krigeage avec dérive externe de 47 points de mesures de hauteurs piézométriques en utilisant les cotes topographiques comme dérive externe b) Carte de l'écart type de krigeage correspondant.

Les inconvénients courants de cette méthode sont les suivants : la carte finale ressemble à la dérive dès que les deux variables sont fortement corrélées et tend à ignorer la carte de dérive dans le cas contraire. L'information de dérive est utilisée comme une fonction déterministe, non pas comme une fonction aléatoire et l'erreur d'estimation ne prend pas en

compte la variabilité de cette dérive. On obtient encore des zones où la nappe est au dessus de la topographie, mais ces zones sont minimales (Figure 2-25).

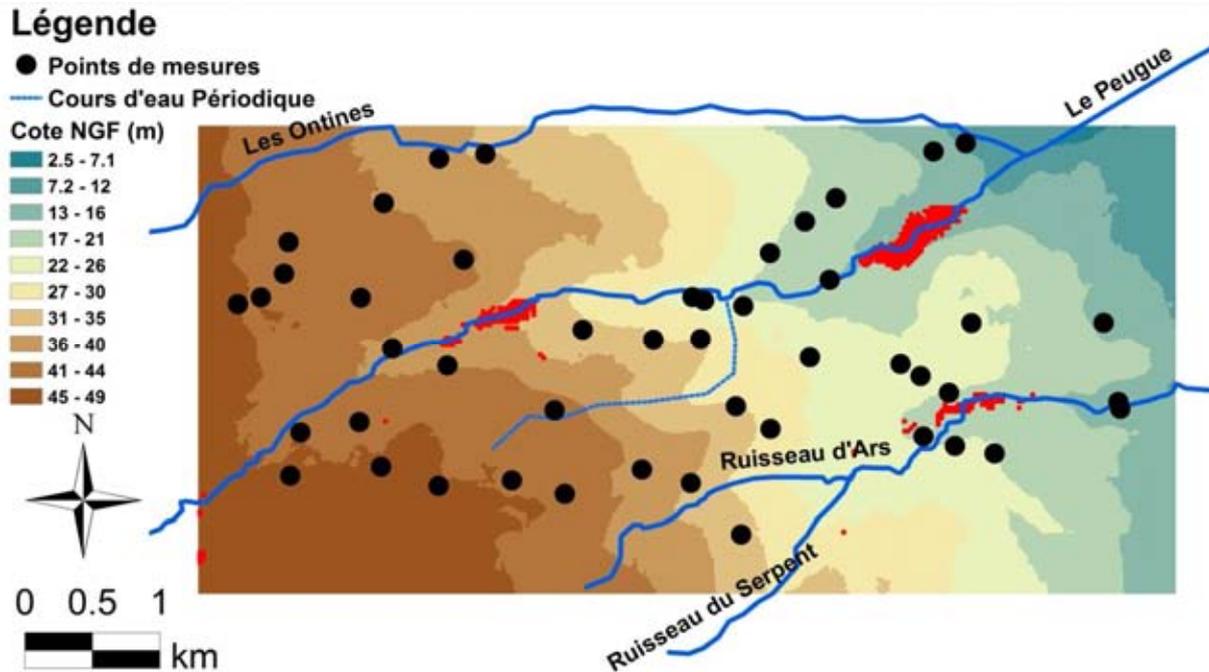


Figure 2-25 : Illustration des zones où la surface piézométrique estimée par krigeage avec dérive externe passe au-dessus de la topographie (zone en rouge)

Le cokrigeage colocalisé et le krigeage avec dérive externe sont de toutes les méthodes ci-dessus appliquées à la construction de la carte piézométrique de la nappe libre dans le secteur réduit, celles qui donnent une représentation la plus réaliste de la répartition spatiale du niveau de la nappe libre. La variable secondaire augmente la densité de l'information et réduit les écart-types des estimations des hauteurs d'eau. Le prochain paragraphe s'attache à comparer les résultats des validations croisées effectuées pour chaque méthode et les coupes hydrogéologiques pour confirmer le bénéfice de l'utilisation de la surface topographique pour l'estimation des hauteurs d'eau de la nappe libre.

2.5.2.3 Evaluation et synthèse des méthodes géostatistiques appliquées à la construction de la carte piézométrique du mois de mars 2011.

L'évaluation des performances des méthodes géostatistiques qui ont permis de construire les cartes piézométriques au paragraphe précédent est effectuée en utilisant la validation croisée. Plusieurs auteurs utilisent cette technique pour évaluer la performance des différentes méthodes géostatistiques (Davis, 1987 ; Goovaerts, 1997 ; Wackernagel, 2002 ; Chilès and Delfiner, 1999 ; Rivest et al., 2008). La validation croisée consiste à enlever temporairement une valeur de hauteur piézométrique, puis de re-estimer (par krigeage,

cokrigage, cokrigage colocalisé et krigeage avec dérive externe) cette valeur à partir des données restantes en son voisinage et en utilisant l'estimateur qui est testé. Une valeur de l'écart type des erreurs (l'écart type de krigeage $\sigma_{[\alpha]}$) est calculée durant cette procédure (les crochets autour de l'indice α symbolisent le fait que l'estimation est effectuée à l'emplacement u_α excluant la valeur de la hauteur piézométrique $Z(u_\alpha)$). Les critères d'évaluations que nous utiliserons sont les suivants :

- (i) Moyenne des erreurs

$$\frac{1}{n} \sum_{\alpha=1}^n (Z(u_\alpha) - Z^*(u_{[\alpha]}))$$

Il n'y a pas de biais apparent lorsque la moyenne des erreurs est égale à 0. Lorsque ce nombre est important en valeur négative (ou positive), il peut traduire systématiquement une surestimation (respectivement une sous-estimation) de la hauteur piézométrique.

- (ii) Afin d'avoir un paramètre d'évaluation de non biais adéquat, la moyenne de la valeur absolue des erreurs est calculée.

$$\frac{1}{n} \sum_{\alpha=1}^n |Z(u_\alpha) - Z^*(u_{[\alpha]})|$$

- (iii) La variance des erreurs standardisées.

$$\frac{1}{n} \sum_{\alpha=1}^n \frac{(Z(u_\alpha) - Z^*(u_{[\alpha]}))^2}{\sigma_{[\alpha]}^2}$$

Si la variance des erreurs standardisées est proche de 1, les valeurs prédites aux points de mesures par l'estimateur sont très proches de celles mesurées. La variance des erreurs standardisées donne une idée sur la pertinence du modèle et de ses paramètres.

Le Tableau 2-4 donne la moyenne des erreurs prise en valeur absolue, la moyenne des erreurs et la variance des erreurs standardisées basée sur 47 hauteurs d'eau mesurées lors de la campagne de mars. Ce tableau indique que toutes les méthodes d'estimation sont globalement sans biais, car elles aboutissent à une moyenne des erreurs proche de zéro. Ce tableau montre que la variance de l'erreur d'estimation normalisée la plus faible s'obtient par la méthode de krigeage avec dérive externe et la plus forte par la méthode du krigeage avec des points imposés. Ce tableau fait ressortir l'ordonnement suivant des méthodes utilisées allant de la plus précise à la moins précise : le krigeage avec dérive externe, le cokrigage colocalisé, le

cokrigeage, le krigage, le krigage avec des points imposés. Il est intéressant de noter que les valeurs moyennes des erreurs prises en valeur absolue sont à peu près égales et de relever que le krigage avec dérive externe est préférable aux autres méthodes car présente la moyenne des erreurs prises en valeur absolue la plus faible.

Tableau 2-4 : Récapitulatif de la validation croisée basée sur 47 points de données.

Technique	Moyenne des erreurs (m) prise en valeur absolue	Moyenne des erreurs (m)	Variance standardisée des erreurs
Krigeage ordinaire (KO)	1,39	-0,09	3,92
Krigeage ordinaire avec points imposés (KOpi)	1,16	-0,21	8,35
Cokrigeage (CoK)	1,05	-0,04	2,64
Cokrigeage co-localisé (CoKCo)	1,51	0,22	2,03
Krigeage avec dérive externe (KED)	0,93	0,11	1,35

La validation croisée mesure la capacité de la méthode d'estimation à vérifier les valeurs aux points de données. Bien que des interpolateurs variés de krigage fournissent une estimation de l'écart type de krigage, cette dernière ne suffit pas pour être retenue comme critère de performance à elle toute seule, car en pratique, elle fournit très peu d'informations sur la fiabilité de l'estimation comme le rappelle plusieurs auteurs (Journel, 1993 ; Armstrong, 1994 ; Goovaerts, 2000). Un autre moyen d'évaluer les différentes méthodes consiste à comparer les différentes méthodes par des coupes, plus lisibles qu'une carte et ainsi d'évaluer les solutions physiquement plausibles.

Trois coupes non parallèles, chacune à peu près perpendiculaire à la rivière Le Peugue et passant par au moins deux points de mesures de hauteurs d'eau sont définies (Figure 2-26).

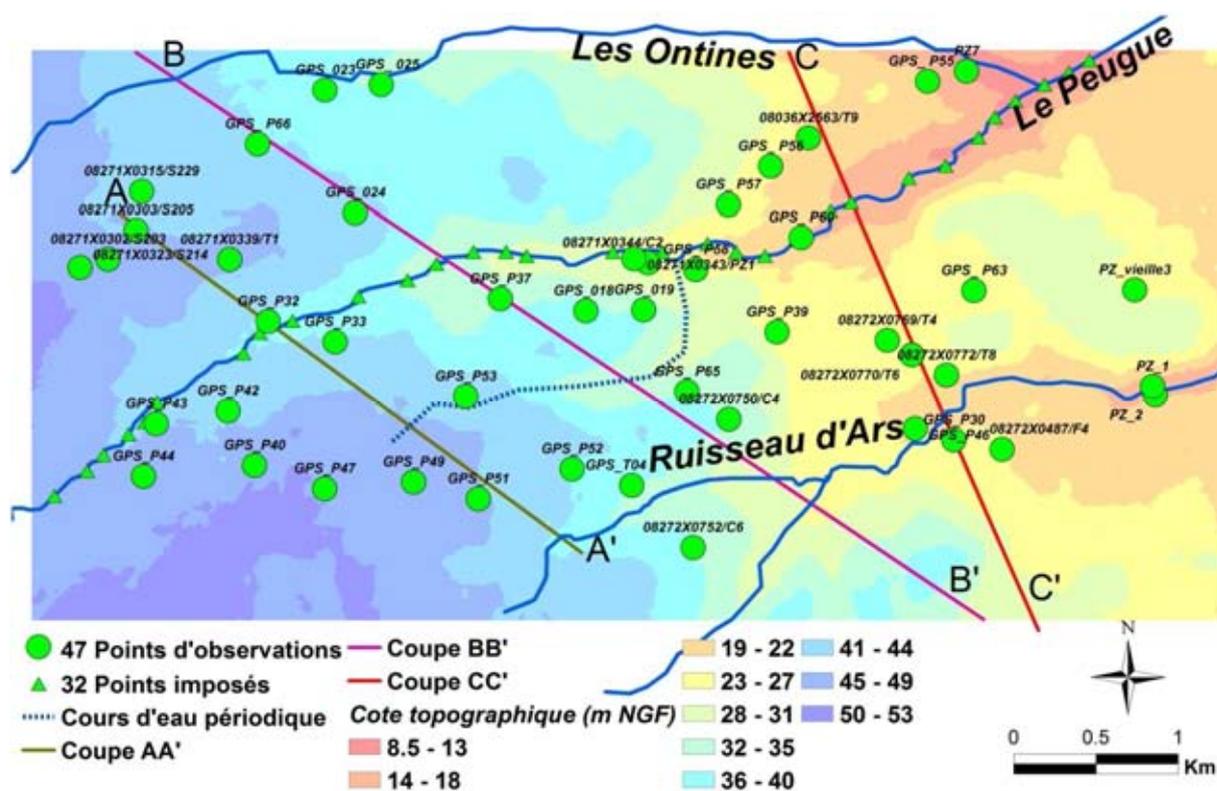


Figure 2-26 : Présentation des différentes coupes (AA', BB', CC'), points d'observations de la nappe pendant la campagne de mars 2011.

Ces coupes (Figure 2-27 a), b), c)) montrent la surface topographique et la limite supérieure de la nappe libre obtenue par les différentes méthodes géostatistiques utilisées ci-dessus. Notons qu'à la fin du processus d'interpolation, chaque nœud de la grille d'interpolation contient 6 valeurs dont une concerne la cote topographique en ce nœud et les cinq autres sont des hauteurs d'eau estimées par les différentes méthodes géostatistique. Seuls les nœuds qui interceptent le profil ont été représentés sur chaque section et ces nœuds sont reliés sur la coupe. Les coupes (Figure 2-27 a), b), c)) permettent une analyse d'un point de vue qualitatif des hauteurs d'eau estimées selon que l'on est en zone haute ou en zone basse et selon la densité des points de mesures en ces zones.

La Figure 2-27 b) montre que les hauteurs d'eau estimées par toutes les méthodes sont en dessous de la surface topographique au niveau de la coupe A-A'. Cela peut s'expliquer en partie par la présence d'au moins un point de mesure à chaque partie basse du profil (vallée) et chaque partie haute du profil (sommets). Dans ce cas, quelle que soit la méthode employée, la nappe libre suit la tendance topographique, même si l'on note que pour les méthodes multi variables, la reproduction de la topographie est très marquée. Les limites supérieures des formations du Miocène, Chattien et Rupélien représentées en tous les profils (annexe 1) et montrent que la nappe libre à sa limite supérieure ne suit aucun relief de ces formations

(Miocène, Chattien et Rupélien). Les coupes des Figure 2-27 b) et c) qui ne disposent pas toujours de points de mesures aux zones hautes et basses du profil, montrent une incapacité du krigeage et cokrigeage à produire des hauteurs d'eau physiquement acceptables au niveau des vallées, parce qu'ils passent au dessus de la topographie. Sur ces coupes, même si le krigeage avec dérive externe et le cokrigeage colocalisé donnent des niveaux d'eaux qui suivent la tendance topographique de manière modérée, seul le krigeage avec dérive externe présente des variations du niveau de la nappe libre qui sont physiquement possibles. En effet, le cokrigeage colocalisé aboutit à une nappe libre qui a tendance à conserver la profondeur de sa limite supérieure que ce soit dans les zones hautes ou dans les zones basses alors que dans notre contexte où les zones hautes ne sont pas des plateaux et les vallées ne sont pas encaissées, les profondeurs de la nappe sont importantes dans les zones hautes et faibles dans les zones basses.

La limite supérieure de la nappe libre estimée par les méthodes géostatistiques et présentées sur les trois coupes (Figure 2-27 b), c) et d)) montre que le cokrigeage est moins influencé par les ondulations de la topographie que le cokrigeage colocalisé et le krigeage avec dérive externe, alors que les hauteurs d'eau obtenues par krigeage ne présentent que très peu d'influence de la variation locale de la topographie. Notons tout de même que l'influence de la topographie est la plus forte pour le cokrigeage colocalisé.

Les Figure 2-27 b), c) et d) montrent que les différences entre les méthodes sont plus faciles à évaluer dans les zones de faible densité de points d'observation. Dans ces zones, les différences de valeurs de hauteurs d'eaux estimées peuvent atteindre jusqu'à 2 m dans les zones hautes de la coupe BB' et 5 m dans les zones basses de ce profil précisément au niveau du Ruisseau d'Ars. Sur tous les profils le krigeage tend à surestimer les hauteurs d'eau au niveau des vallées comparativement aux autres méthodes et le cokrigeage colocalisé à tendance à les sous-estimer à ces endroits. A cause de la relative grande corrélation entre les niveaux de la nappe libre et la cote topographique aux points de mesures des hauteurs d'eau, les isopièzes de la nappe libre obtenu par krigeage ordinaire sont similaires à ceux obtenus par CoK.

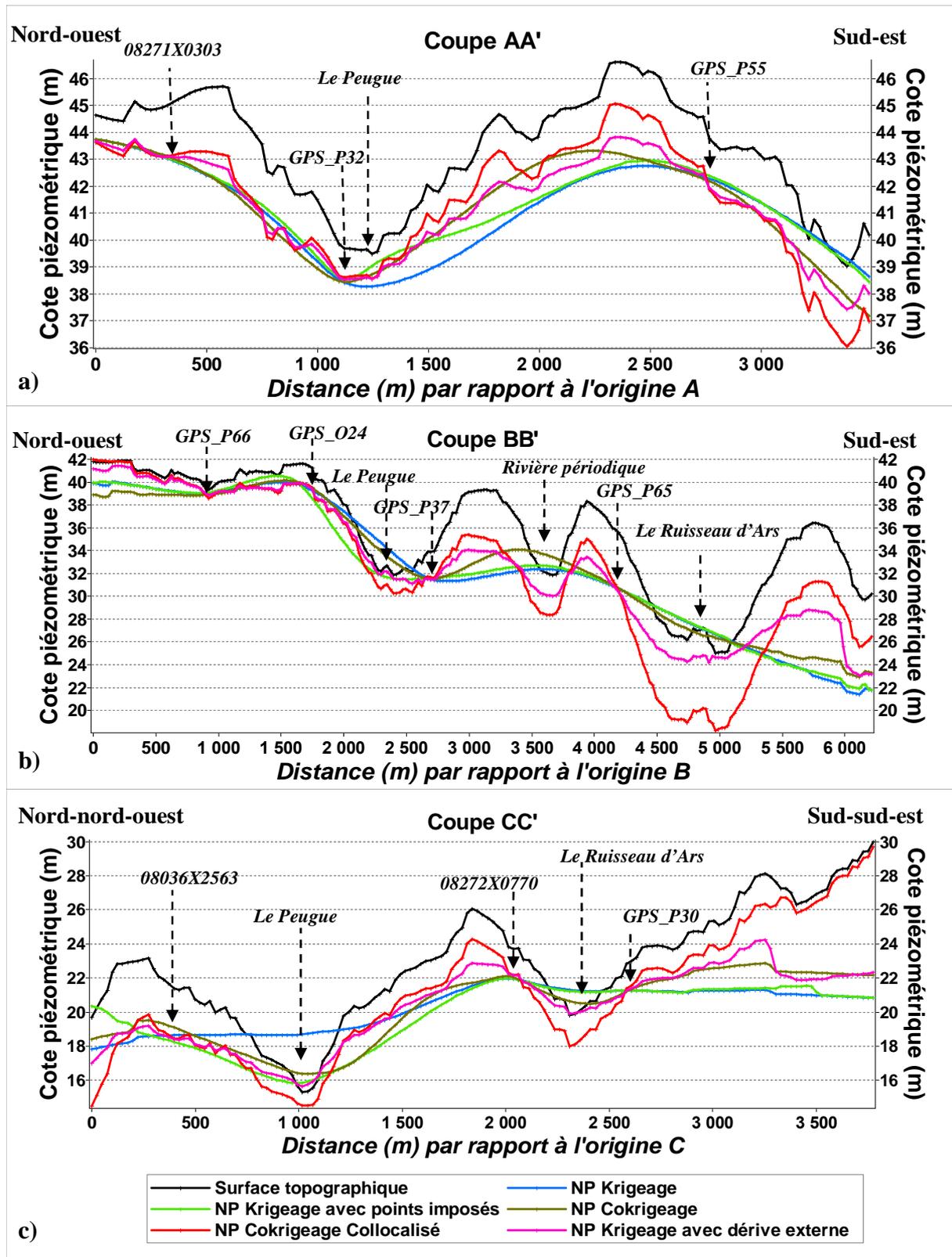


Figure 2-27 : Coupes représentant la limite supérieure de la nappe libre (NP) estimée par différentes méthodes géostatistiques. a) Coupe A-A' b) Coupe B-B' c) Coupe C-C'.

Les résultats de la validation croisée et les analyses des hauteurs d'eaux estimées le long des profils indiquent une amélioration sensible de la précision de l'estimation de la nappe libre lorsque le krigeage avec dérive externe et le cokrigeage colocalisé sont utilisés et indiquent l'insuffisance du krigeage et cokrigeage à produire des hauteurs d'eau physiquement plausible dans le contexte de notre zone d'étude qui présente des zones hautes et basses alternées. Les hauteurs d'eaux estimées par cokrigeage colocalisé sont très influencées par la topographie et sont explicitement exagérées dans les zones hautes et minimisées dans les zones basses. La limite supérieure de la nappe libre estimée par krigeage avec dérive externe est la plus réaliste car elle suit modérément la topographie. Le paragraphe suivant s'attellera à l'évaluation des fluctuations de la limite supérieure de la nappe libre à partir de cette méthode.

2.5.3 Fluctuations de la nappe libre

Les fluctuations du niveau de la nappe libre entre le régime des basses eaux et des hautes eaux sont évaluées à l'aide du krigeage avec dérive externe dans ce paragraphe. Les campagnes de mesures nous ont permis d'effectuer 51 mesures de hauteurs de la nappe libre pendant le mois de juillet 2010, 42 mesures pendant le mois d'octobre 2010 et 47 mesures pendant le mois de mars 2011 (paragraphe 2.5.1). Seuls 35 points sont communs à ces trois campagnes. Ce sont ces points qui serviront aux constructions des cartes dans ce paragraphe. La carte du niveau de la nappe libre pendant la période de hautes eaux (Figure 2-28) est obtenue à partir de 35 hauteurs d'eau du mois de mars 2011 et celle qui correspond au régime des basses eaux (Figure 2-29) est obtenue à partir des 35 hauteurs d'eau du mois d'octobre 2010. Ces cartes présentent les mêmes caractéristiques concernant les sens d'écoulement et les rivières drainent la nappe quel que soit le régime. Les distributions spatiales des hauteurs d'eau de la nappe libre obtenues nous permettent d'identifier au régime correspondant, les zones noyées du réseau d'assainissement en comparant la cote des réseaux au toit de la nappe. Ceci peut donner une indication sur des zones potentiellement sujettes à la contamination des eaux souterraines par percolation des eaux usées (grande zone de percolation en régime de basses eaux) ou donner une indication des zones potentielles d'infiltration des eaux usées dans le réseau d'assainissement causant la saturation des stations d'épuration (grande zone d'infiltration pendant le régime des hautes eaux). Plus faible est la profondeur de la nappe libre plus elle est sensible à la contamination par rejets d'eaux usées de la surface du sol.

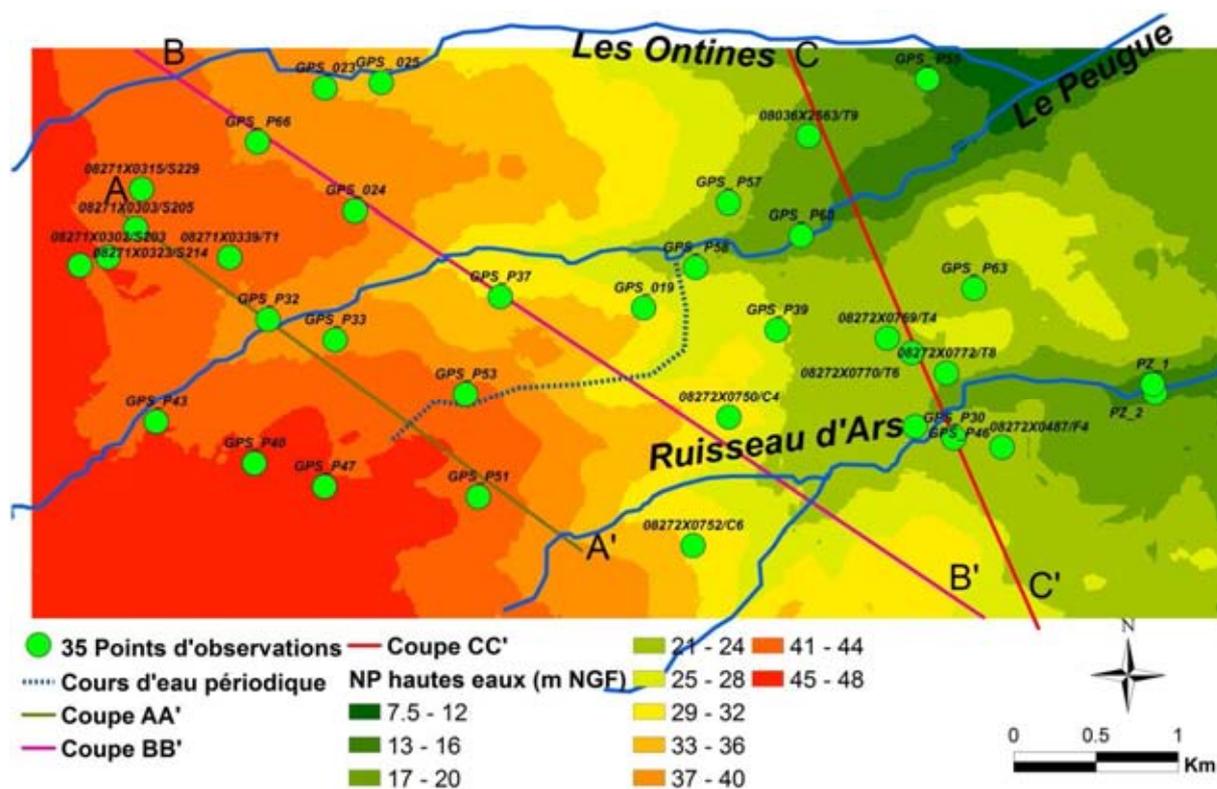


Figure 2-28: Niveau de la nappe libre (NP) en régime de hautes eaux du régime annuel 2010/2011.

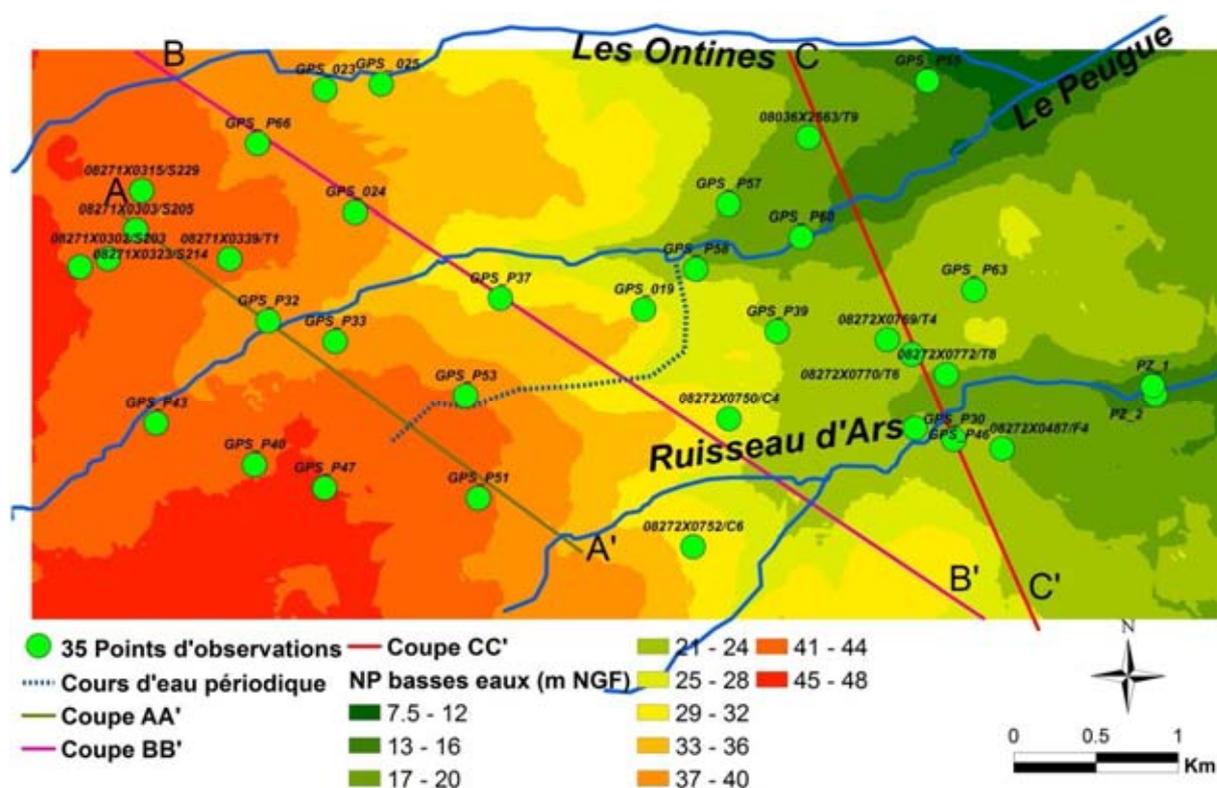


Figure 2-29: Niveau de la nappe libre (NP) à la limite supérieure en régime de basses eaux du cycle annuel 2010/2011.

Les distributions spatiales du niveau de la nappe libre permettent également de déduire la carte des fluctuations de la nappe libre en soustrayant le niveau de la nappe libre en régime de hautes eaux au niveau de la nappe libre en régime de basses eaux. La carte des amplitudes de fluctuations déduite est présentée sur la Figure 2-30. La gamme de fluctuation est comprise entre -0,75 m à 2,5 m. Ces fluctuations correspondent (à l'exception des variations négatives) à la même gamme de variations observées aux points de mesures (puits d'observation de la nappe libre). Les valeurs négatives sont de faibles amplitudes (entre -0,75m et 0m) et s'observent sur la carte de fluctuation au nord-est de la zone d'étude et dans la partie aval du Peugue. Cette zone est sous échantillonnée et présente des hauteurs d'eau estimées qui sont supérieures à la topographie (voir Figure 2-25), ce qui conduit à donner des amplitudes de fluctuations négatives. Notons qu'aucun point de mesure des hauteurs d'eau ne donne une amplitude de fluctuation négative pour le cycle annuel 2010/2011. La technique de krigeage avec dérive externe des hauteurs d'eau ne permet pas de reproduire l'amplitude de fluctuation de la nappe libre à cet endroit.

La carte des amplitudes de fluctuations de la nappe libre (Figure 2-30) correspondant au cycle annuel 2010/2011 ne présente pas une organisation particulière. Le relief de la zone d'étude présageait pourtant une forte amplitude de fluctuation au niveau des zones hautes et une faible amplitude de fluctuation dans les zones basses au niveau des rivières. En fait, les précipitations et la fonte des neiges rechargent le système des eaux souterraines par infiltration à travers la zone non saturée (sous-sol entre la surface du sol et la nappe libre) dans les zones topographiquement plus élevées d'un bassin versant. La décharge de la nappe se produit à des altitudes topographiquement inférieures par des rivières, des suintements, ou des exfiltrations à travers la zone non saturée. Cette situation n'est pas restituée à cause de la faiblesse du nombre de points ayant servis à la construction des cartes par krigeage avec dérive externe. Analysons à présent les fluctuations de la nappe libre sur un profil.

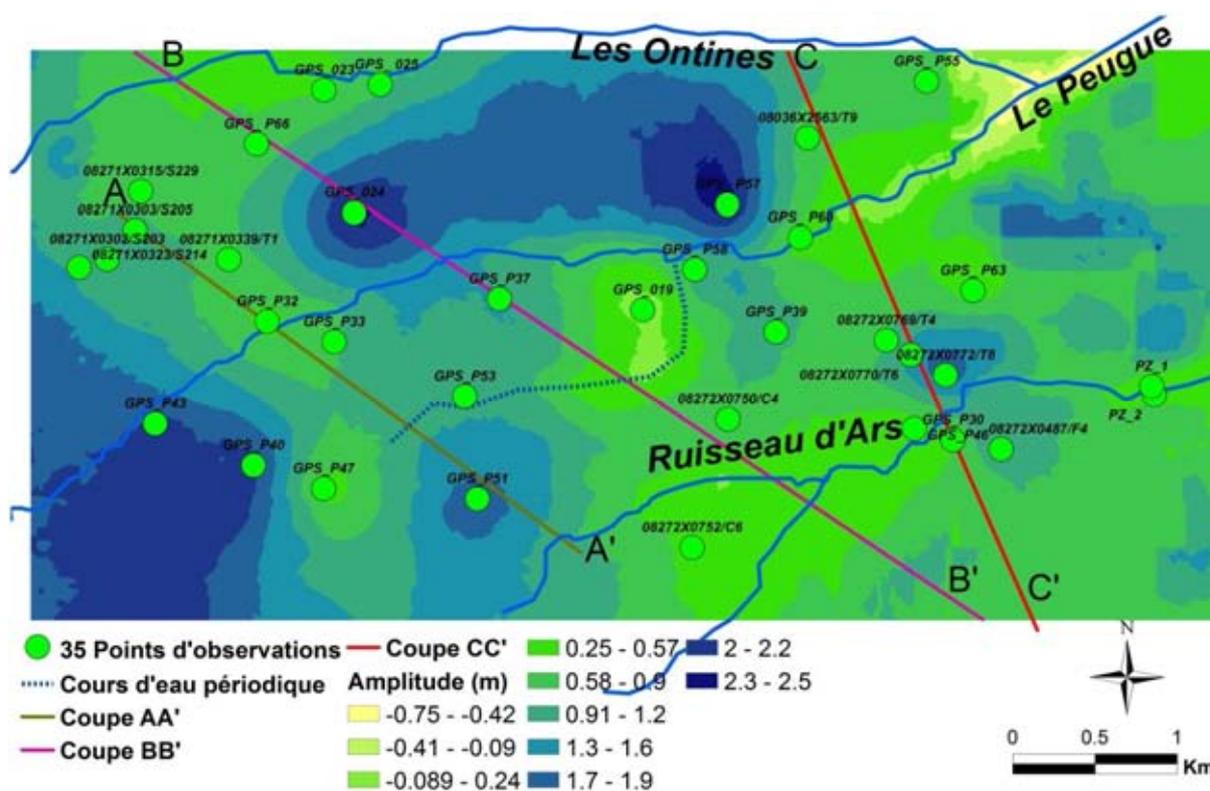


Figure 2-30 : Amplitude de la fluctuation de la limite supérieure de la nappe libre entre les régimes de basses et hautes eaux du cycle annuel 2010/2011.

La Figure 2-31 montre les différents niveaux d'eau de la nappe libre le long des sections transversales correspondant aux plus hautes et basses hauteurs d'eau estimées. Sur ces profils, les hauteurs d'eau estimées par krigeage avec dérive externe des 35 points communs à toutes les campagnes de mesures sont représentées. Les coupes montrent que les écoulements de la nappe libre sont grandement affectés par l'effet de la topographie de la surface, quel que soit le régime des eaux souterraines. Sur tous les profils, les hauteurs d'eau correspondant au mois de juillet peuvent être assimilées aux hauteurs d'eau moyennes de la nappe libre. L'amplitude de fluctuation de la nappe libre varie entre 0,5 m et 2 m. Les amplitudes de fluctuation les plus faibles se situent généralement au droit des rivières Le Peugue, le Ruisseau d'Ars et la rivière périodique (coupe B-B'). Sur tous les profils, les zones hautes sont des zones où les amplitudes de fluctuations sont fortes. Ces coupes qui sont bien échantillonnées nous donnent une information peu visible sur la Figure 2-30 à savoir que les zones hautes constituent des zones de recharge de la nappe et les zones basses sont bien les lieux de vidange de la nappe libre.

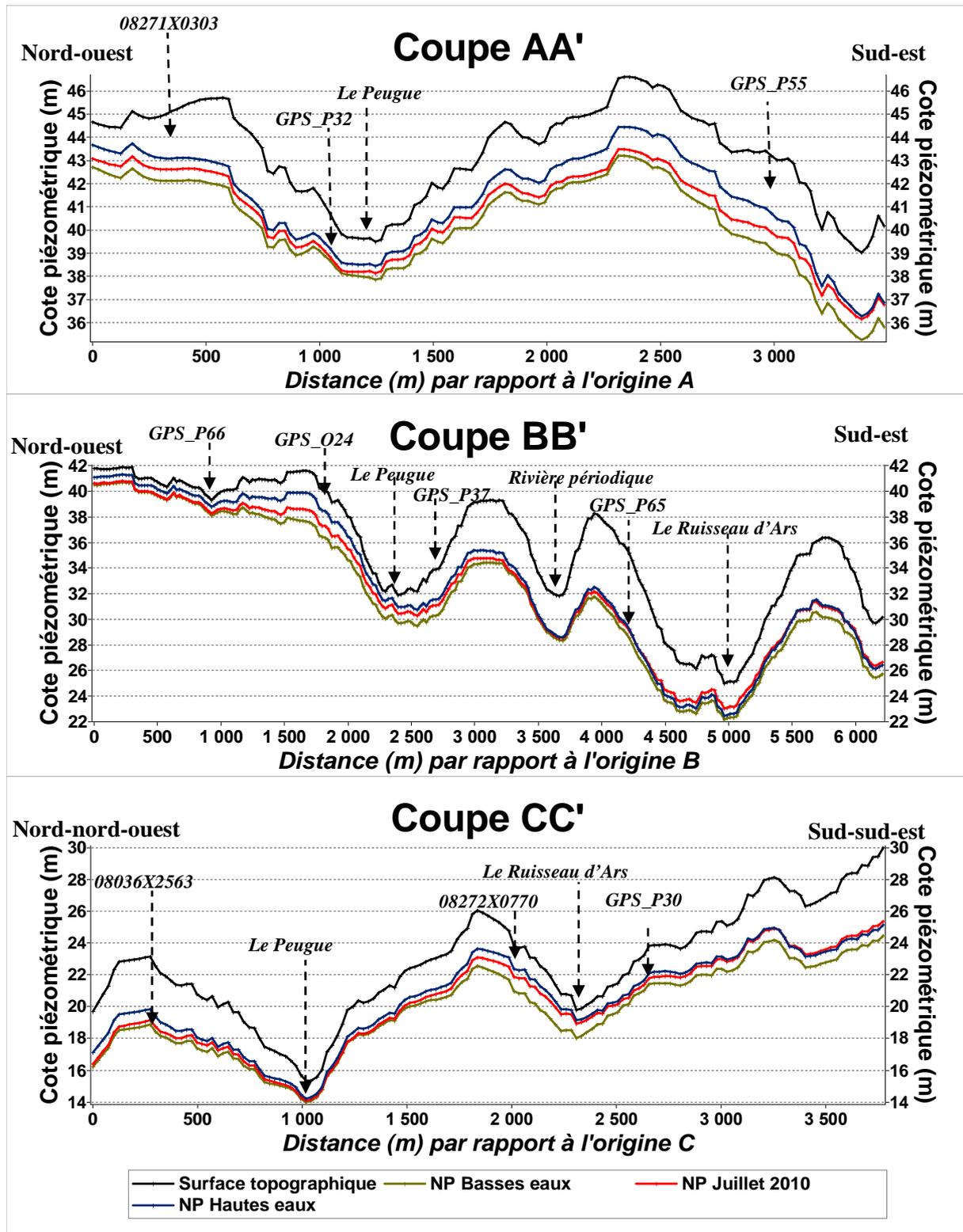


Figure 2-31 : Coupe montrant les fluctuations de la nappe libre en utilisant le KDE. a) Coupe A-A' b) Coupe B-B' c) Coupe C-C'.

La fonction de conduite des eaux souterraines que les aquifères assurent dépend de leurs paramètres géométriques et hydrodynamiques (perméabilités et coefficients d'emmagasinement). Nous avons développé dans ce travail, une méthodologie originale de

construction des champs de perméabilités à partir de la description lithologique au droit des sondages de la zone étudiée.

2.6 Modélisation géostatistique des champs de perméabilités à partir de l'information lithologique.

La modélisation d'un aquifère implique la définition de ses propriétés hydrodynamiques (perméabilités et coefficients d'emmagasinements) car elles conditionnent directement les phénomènes d'écoulement et de transport (polluant par exemple). Dans l'objectif de disposer des champs de perméabilités qui serviront à la modélisation de l'écoulement de la nappe libre (Chapitre 3), nous développerons dans une première partie une méthodologie de transformation de l'information lithologique contenue au droit des sondages en valeurs de perméabilités. Cette transformation s'appuie sur les résultats d'essai de pompages et des travaux bibliographiques. Dans une seconde partie, les valeurs de perméabilités affectées aux différents terrains rencontrés dans les sondages sont interpolées sur l'ensemble de la zone d'étude par des méthodes géostatistiques suivant deux approches distinctes. Ces deux approches d'estimation des champs de perméabilités seront comparées afin d'en déterminer la plus adéquate.

2.6.1 Traduction de l'information lithologique au niveau des forages en perméabilités locales

La perméabilité au droit d'un forage peut être considérée à deux échelles : en attribuant une valeur de perméabilité à chaque unité lithologique rencontrée dans un forage donné ou en attribuant une valeur de perméabilité à une unité hydrogéologique (aquifère) qui peut être constituée de différentes lithologies. La valeur de perméabilité attribuée à l'unité lithologique est appelée perméabilité « locale » qui sera notée K , alors que la valeur de perméabilité attribuée à une unité hydrogéologique est représentative de la perméabilité de l'aquifère en ce point qui est notée $K_{\text{aquifère}}$. La description lithologique est donc l'information de base à considérer. Chaque unité lithologique est considérée isotrope (à l'échelle de notre étude) et ayant donc la même valeur de perméabilité horizontale et verticale. On détaillera dans le paragraphe 2.6.2 comment la perméabilité composée $K_{\text{aquifère}}$ est obtenue à partir de la série des perméabilités locales K .

Les valeurs de perméabilités locales sont affectées à chaque description lithologique. Cette description lithologique peut être plus ou moins détaillée. Le cas le plus simple est celui où un seul mot est utilisé pour décrire l'unité lithologique (par exemple sable, calcaire, grès,

argile...). Le second cas correspond à une description plus détaillée de l'unité lithologique (par exemple : sable argileux, calcaire marneux...). Les deux cas sont considérés et la valeur de la perméabilité locale K est attribuée sur la base d'un référentiel prédéfini de perméabilités variant entre 10^{-9} et 10^{-3} (m/s) (ce référentiel est prédéfini sur la base des descriptions lithologique simple : il correspond à la colonne *K spécifique* du Tableau 2-5).

L'utilisation du Tableau 2-5 permet d'associer à toute description d'une unité lithologique, qu'elle soit unique ou composée, une valeur de perméabilité locale. A partir de perméabilités de terrain définies dans la littérature, la description des unités lithologiques rencontrées dans la zone étudiée a conduit à la définition de 6 « codes hydrofaciès ». Les descriptions composées sont limitées à la combinaison de deux hydrofaciès. Au final, ce sont 42 codes composés possibles qui sont obtenus et des valeurs de perméabilités basées sur des perméabilités des terrains définies dans la littérature sont proposées pour chaque code composé. Un exemple de composition d'un code : l'argile sableuse correspond au code 62 (6 pour argile et 2 pour la partie sableuse dans l'argile).

Tableau 2-5 : Règles d'attribution de perméabilité locale pour des descriptions uniques ou composées des unités lithologiques.

Formation	Libellé	K spécifique (m/s)	Code hydrofacies	Code Composé	K composé (m/s)
Très Perméable	Grave	10^{-3}	1	1	10^{-3}
	Gravier	10^{-3}	1	11	10^{-3}
	Faluns	10^{-3}	1	12	5×10^{-4}
Perméable	Sable	10^{-4}	2	21	5×10^{-4}
				13	10^{-4}
				2	10^{-4}
				22	10^{-4}
	Terre	10^{-4}	2	23	10^{-4}
				31	5×10^{-5}
	Remblais	10^{-5}	3	14	10^{-5}
				3	10^{-5}
				32	10^{-5}
				33	10^{-5}
Calcaire	10^{-5}	3	3	10^{-5}	
Peu perméable	Grés	10^{-6}	4	24	5×10^{-6}
				15	5×10^{-6}
				25	5×10^{-6}
				34	5×10^{-6}
				41	5×10^{-6}
				42	5×10^{-6}
				43	5×10^{-6}
				35	10^{-6}
				4	10^{-6}
				45	10^{-6}
				53	10^{-6}
				44	10^{-6}
				51	10^{-6}
				52	10^{-6}
				61	10^{-6}
Imperméable	Silt	5×10^{-7}	5	54	5×10^{-7}
				16	5×10^{-7}
				36	5×10^{-7}
				5	5×10^{-7}
				55	5×10^{-7}
				46	10^{-7}
				26	10^{-7}
	Limons	5×10^{-7}	5	56	10^{-7}
				6	10^{-9}
				62	10^{-9}
	Tourbe	5×10^{-7}	5	63	10^{-9}
				64	10^{-9}
				65	10^{-9}
Vase	5×10^{-7}	5	66	10^{-9}	
Lignite	5×10^{-7}	5			
Marne	10^{-9}	6			
Argile	10^{-9}	6			

Le processus d'attribution des perméabilités locales à l'échelle d'un forage est illustré en détail sur le forage dit « du Chemin Roul » à Talence. La Figure 2-32 fournit une série d'unités lithologiques rencontrée sur ce forage. Parmi ces unités, cinq sont situées dans la zone saturée. Pour ces unités la Figure 2-32 indique le code composé et la perméabilité locale attribuée.

Cote NGF (m)	Description lithologique	Code hydrofacies	Code composé	K (m/s)	Epaisseur saturée
21.5		/	/	/	/
20.7	Terre meuble	/	/	/	/
20.14	Sable aliotique	/	/	/	/
19.9	Sable marron	/	/	/	/
18.2	Sable blanc	/	/	/	/
15	Sable et graviers	2 et 1	21	5×10^{-4}	0.5
14.5	Limon et argile	5 et 6	56	10^{-7}	0.5
11.1	Sable grossier	2	2	10^{-4}	3.4
9.25	Galet et graviers	1	1	10^{-3}	1.85
8.85	Argile sableuse	/	/	10^{-9}	/

Figure 2-32 : De la description lithologique à l'attribution des perméabilités locales des unités lithologiques saturées sur le forage dit du « Chemin Roul » à Talence.

Nous avons fait l'hypothèse que les unités lithologiques le long d'un sondage sont homogènes (et donc ne possèdent chacune qu'une valeur scalaire de perméabilité). Pour un sondage qui présente un empilement de n unités lithologiques, nous avons fait les hypothèses suivantes tout en considérant que le milieu est stratifié au voisinage du sondage : la perméabilité horizontale moyenne du forage s'exprime comme une moyenne arithmétique des perméabilités locales pondérées par l'épaisseur, la perméabilité verticale moyenne du forage s'exprime comme une moyenne harmonique des perméabilités locales pondérées par l'épaisseur. Les formules permettant de calculer ces perméabilités sont les suivantes :

Équation 2-2 :

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n L_i K_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

Équation 2-3 :

$$K_v = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{K_i}}$$

Où L_i et K_i sont respectivement l'épaisseur et la perméabilité locale de la i – ème unité lithologique du forage.

Pour un écoulement bidimensionnel, une bonne approximation de la perméabilité effective est la moyenne géométrique K_g des perméabilités moyenne horizontales et verticales (de Marsily, 2004 ; Renard and de Marsily, G., 1997). L'expression de cette perméabilité effective est la suivante :

Équation 2-4 :

$$K_g = \sqrt{K_v K_h}$$

K_v , K_h et K_g peuvent être calculées pour l'ensemble de la série d'unités lithologiques d'un forage. Par exemple, considérons les unités lithologiques saturées du forage dit « du Chemin Roul » (Figure 2-32) on obtient respectivement $K_h = 3,9 \times 10^{-4} m/s$, $K_v = 1,24 \times 10^{-6} m/s$ et $K_g = 2,2 \times 10^{-5} m/s$.

Les résultats des essais de pompage de la nappe libre dans la zone étudiée (Laroussi, 1969) ont été consultés pour vérifier la pertinence des valeurs de perméabilités proposées pour chaque code composé du Tableau 2-5. La transmissivité T, la perméabilité K et le coefficient d'emmagasinement Ss de l'épaisseur saturée de l'aquifère obtenus pour l'un des essais de pompage effectué dans le forage du « Chemin Roul » est présenté dans le Tableau 2-6. La valeur de perméabilité obtenue par cet essai de pompage est du même ordre de grandeur que celle obtenue par le processus de transformation de l'information lithologique en perméabilité et en respectant les règles définies (dans le Tableau 2-5) et les compositions de perméabilités ci-dessus définies. Cette vérification a été effectuée sur plusieurs essais de pompage de la zone d'étude afin de valider la méthodologie et les valeurs de K attribuées à chaque unité lithologique.

Tableau 2-6 : Résultats des essais de pompage sur le forage dit du « chemin Roul » à Talence (Laroussi, 1969).

Test interpretation	T(m ² /s)	K _{aquifer} (m/s)	S
THEIS	1.13E-04	1.82x10 ⁻⁵	0,033
JACOB	1.20E-04	1.99x10 ⁻⁵	0,023

Les descriptions lithologiques des 1965 sondages de la zone d'étude sont désormais codées et traduites en valeurs de perméabilités locales. Il devient alors possible de modéliser la perméabilité à l'échelle d'une unité hydrogéologique.

2.6.2 Méthodologie de construction des champs de perméabilités par des approches 2D et 3D (cas du Quaternaire)

Nous proposons dans ce paragraphe une méthodologie de construction des champs de perméabilité du Quaternaire. La méthodologie qui est développée sera ensuite appliquée aux autres unités hydrogéologiques (Miocène et Rupélien). Cette méthodologie est basée sur le krigeage des perméabilités définies au niveau des sondages. Cette méthodologie permet de calculer des champs de perméabilités suivant deux approches (approche 2D et approche 3D). Dans l'approche 2D on krige séparément les perméabilités moyennes horizontales et verticales calculées au droit du sondage. Dans l'approche 3D on krige en 3D les perméabilités locales définies sur les sondages.

2.6.2.1 Principes des approches de krigeage des perméabilités par une approche 2D et une approche 3D.

L'approche 2D est détaillée en 3 étapes pour une série d'unités lithologiques donnée.

- (i) La première étape concerne le calcul des perméabilités moyenne horizontale (K_h) et verticale (K_v) pour l'ensemble de l'unité hydrogéologique de chaque forage en utilisant les équations (Équation 2-2, Équation 2-3).
- (ii) La deuxième étape consiste à effectuer séparément un krigeage 2D du logarithme des perméabilités moyennes horizontales (K_h) et verticales (K_v). Il est important de travailler avec les logarithmes des perméabilités afin de respecter la propriété additive de la variable à kriger (la perméabilité étant une variable non additive).
- (iii) La dernière étape concerne la transformation inverse des résultats de krigeage ($10^{\log(K_h)}$ et $10^{\log(K_v)}$), fournissant une valeur estimée de perméabilités horizontales (K_h) et verticales (K_v) en chaque nœud de la grille 2D d'interpolation (Figure 2-33b). Notons que la taille d'une maille de la grille d'interpolation est de $50 \times 50 \text{ m}^2$.

Dans l'approche 3D, la grille d'interpolation est un parallélépipède rectangle, la taille d'une maille de cette grille est $50 \times 50 \times 1 \text{ m}^3$ (1 m est l'échelle de discrétisation verticale). L'approche 3D comprend quatre étapes :

- (i) La première étape consiste à réaliser un krigeage 3D du logarithme des perméabilités locales attribuées à chaque unité lithologique de l'unité hydrogéologique considérée.
- (ii) La deuxième étape concerne la transformation inverse des résultats du krigeage ($10^{\log(K)}$) fournissant une estimation de la perméabilité locale K en chaque nœud de la grille 3D.

(iii) La troisième étape consiste à supprimer tous les nœuds de la grille d'interpolation qui sont situés en dehors de la formation hydrogéologique considérée.

(iv) la dernière étape consiste à calculer les perméabilités moyenne horizontales (K_h) et verticales (K_v) sur chaque verticale de la grille résultant de l'étape précédente (iii), afin de pouvoir comparer les résultats à ceux de l'approche 2D (Figure 2-33c).

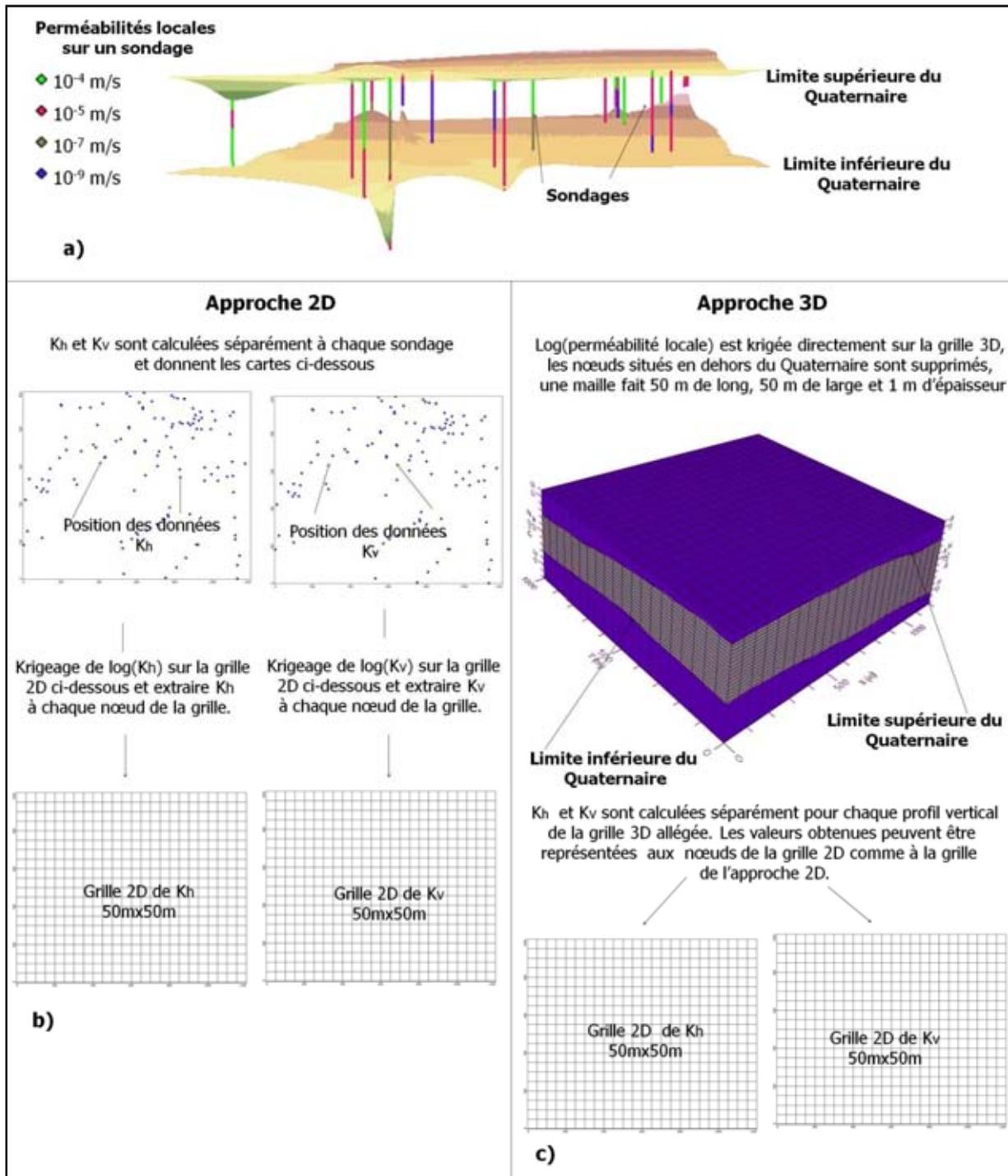


Figure 2-33 : Description synthétique des deux approches : a) Toit et base de la formation du Quaternaire, b) Résumé des étapes de l'approche 2D, c) Résumé des étapes de l'approche 3D.

2.6.2.2 Estimation des champs de perméabilité et comparaison des résultats des deux approches.

Tous les modèles théoriques de variogramme utilisés pour l'estimation des champs de perméabilité, que se soit dans l'approche 2D ou l'approche 3D, combinent un effet de pépité et un modèle exponentiel définis par les expressions suivantes :

$$\text{Effet pépité : } \begin{cases} \gamma(h) = 0 & \text{pour } h = 0 \\ \gamma(h) = C_o & \text{pour } h > 0 \end{cases}$$

$$\text{Exponentiel : } \gamma(h) = C_1 [1 - \exp(-3h/a)]$$

Où $\gamma(h)$ est le variogramme, h et a sont respectivement le pas et la portée, C_o est l'effet de pépité, C_1 est le palier.

Pour l'approche 2D, les cartes variographiques de $\log(K_v)$ et $\log(K_h)$ (Figure 2-34 a) et c)) montrent que la variable logarithme des perméabilités est isotrope. Les variogrammes expérimentaux correspondant sont illustrés sur les Figure 2-34 b) et d). Ces variogrammes expérimentaux montrent un important effet de pépité probablement lié à de fortes variations locales de perméabilités dans les dépôts hétérogènes des terrasses alluviales. Le modèle théorique ajusté au variogramme expérimental de $\log(K_v)$ est illustré à la Figure 2-34 b). Il est composé d'un effet de pépité de 1,1, d'une composante exponentielle ayant une portée de 3000 m et d'un palier global de 1,6 (Tableau 2-7). La Figure 2-34 d) présente le modèle théorique ajusté au variogramme expérimental de $\log(K_h)$. Ce modèle théorique est composé d'un effet de pépité de 0,6, d'une composante exponentielle ayant une portée de 500 m et d'un palier global de 0,9 (Tableau 2-7). Le rapport effet de pépité sur le palier des modèles théoriques de variogramme de $\log(K_v)$ et $\log(K_h)$ est compris entre 0,25 et 0,75 (Tableau 2-7), montrant une continuité spatiale modérée (Cambardella et al., 1994; Wu et al., 2011) des logarithmes de perméabilités.

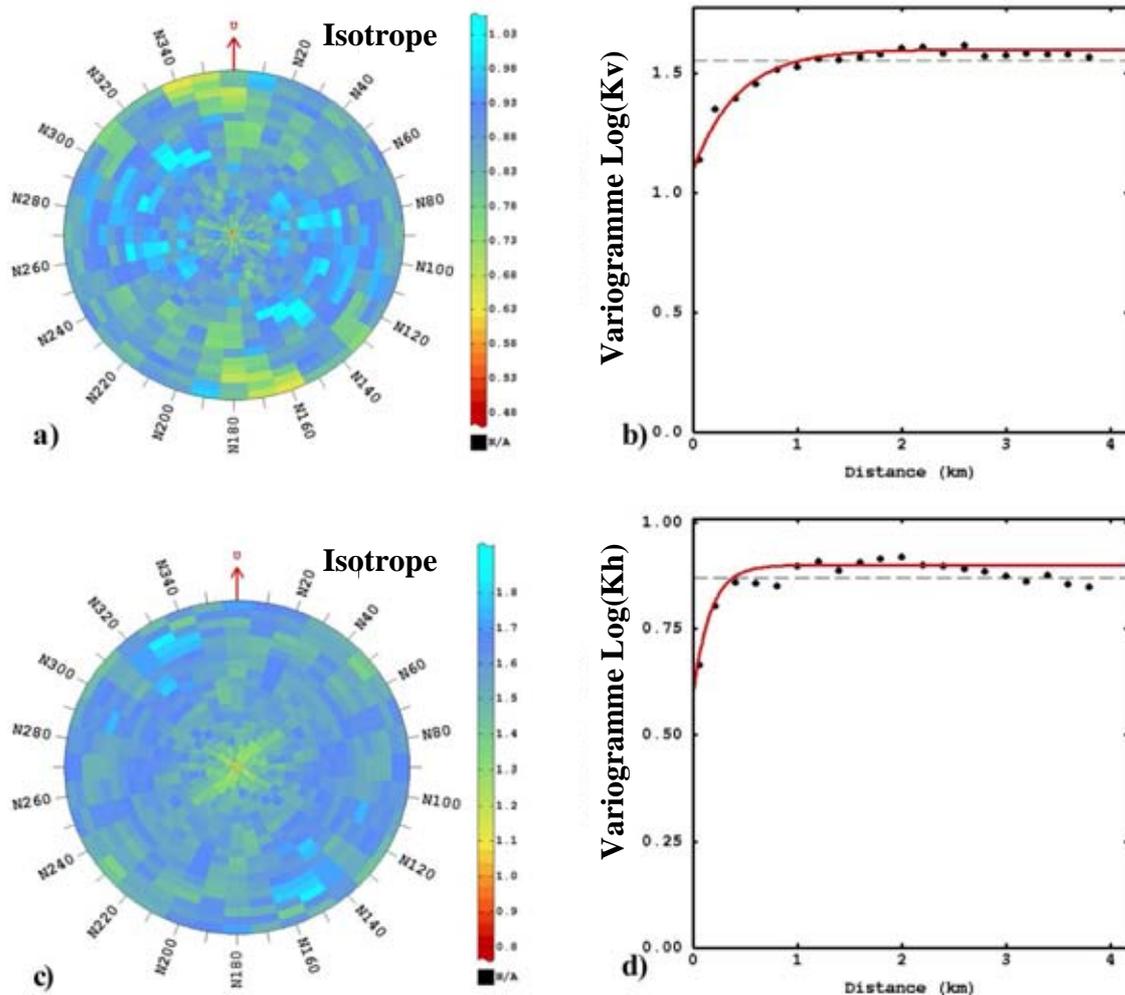


Figure 2-34: Analyse variographique de $\log(K_v)$ et $\log(K_h)$. (a) Carte variographique de $\log(K_v)$. (b) Variogramme omnidirectionnel expérimental (points) et théorique (ligne continue) de $\log(K_v)$. (c) Carte variographique de $\log(K_h)$. (d) Variogramme omnidirectionnel expérimental (points) et théorique (ligne continue) de $\log(K_h)$.

Pour l'approche 3D la carte variographique de $\log(K)$ (Figure 2-35a) ne montre pas d'anisotropie significative dans le plan horizontal (latéral). On note en revanche, une anisotropie marquée par le rapport très élevé entre les portées dans les directions horizontale et verticale (Figure 2-35 b et c). Le modèle ajusté est composé d'un effet pépite de 0,1, d'une composante exponentielle ayant une portée de 2000 m et d'un palier global de 2,05 dans le plan horizontal (Tableau 2-7). Dans la direction verticale, il est composé d'un effet pépite de 0,1, d'une composante exponentielle ayant une portée de 8 m et d'un palier global de 1,6 (Tableau 2-7).

Le rapport de l'effet pépite sur le palier des modèles théoriques de l'approche 3D est faible, montrant une continuité spatiale plus forte que dans l'approche 2D.

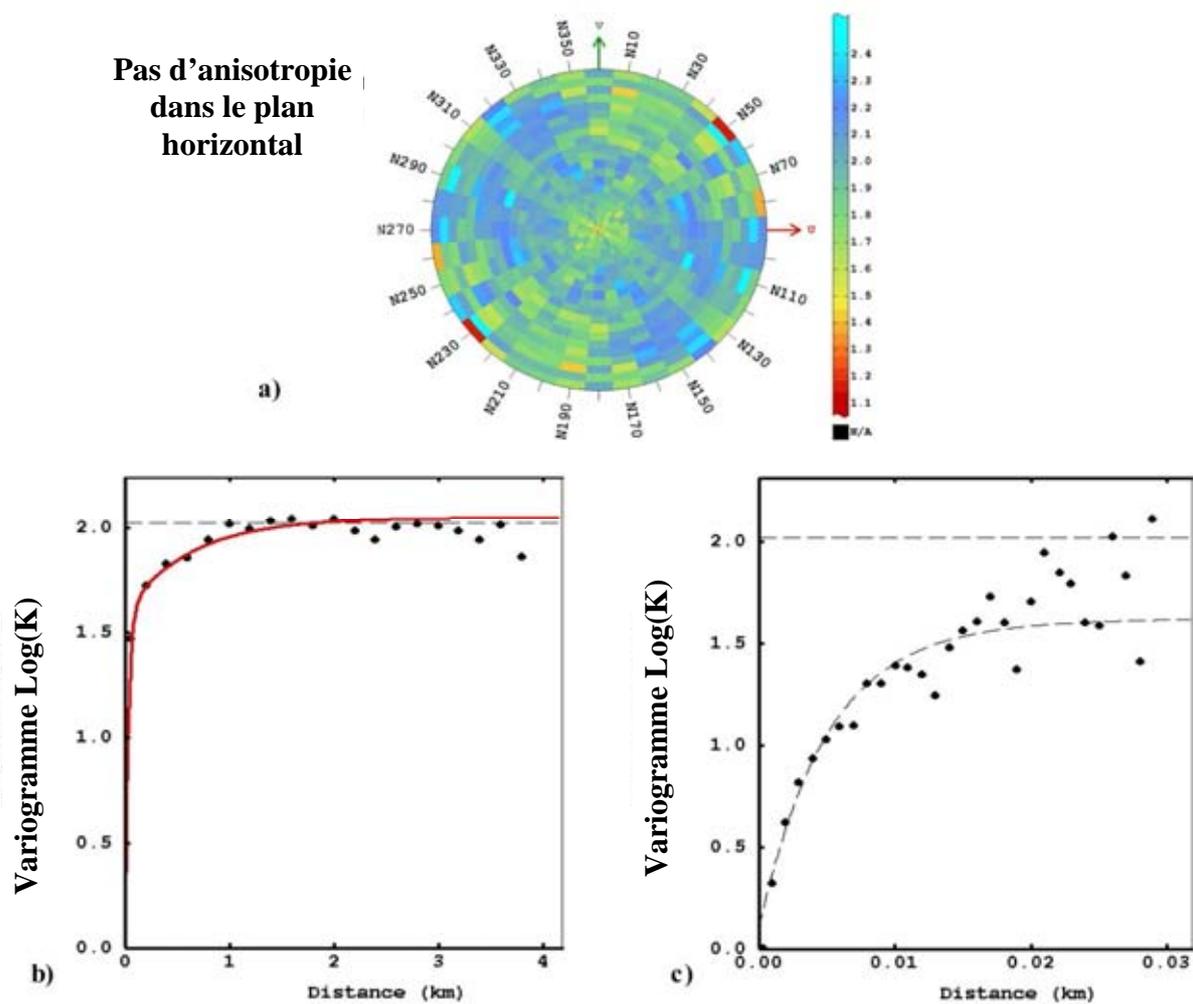


Figure 2-35: Analyse variographique de $\log(K)$. a) Carte variographique dans le plan horizontal pour l'approche 3D. b) Dans le plan horizontal, variogramme expérimental (points) et théorique (ligne continue) de $\log(K)$. (c) Dans la direction verticale, variogramme expérimental (points) et théorique (ligne discontinue) de $\log(K)$.

Tableau 2-7 : Synthèse des valeurs de paramètres des modèles théoriques de variogrammes.

	Directions d'anisotropie	Effet pépite	Modèle exponentiel		Palier global	Effet pépite / Palier
			Palier (C_1)	Portée (m)		
Approche 2D : krigeage log(K_v)	Pas d'anisotropie	1,1	0,5	3000	1,6	69%
Approche 2D : krigeage log(K_h)	Pas d'anisotropie	0,6	0,3	500	0,9	67%
Approche 3D : krigeage log(K)	Direction horizontale	0,1	1,95	2000	2,05	5%
	Direction verticale	0,1	1,5	15	1,6	6%

L'estimation par krigeage a été effectuée dans l'approche 2D en utilisant comme voisinage de recherche des points expérimentaux un cercle de 3000 m de rayon divisé en 4 secteurs angulaires devant contenir au minimum 1 point expérimental et pouvant contenir un maximum de 10 points expérimentaux. Dans l'approche 3D, ce voisinage de recherche est un ellipsoïde divisé en 8 secteurs angulaires devant contenir au minimum 1 point expérimental et pouvant contenir un maximum de 10 points expérimentaux. C'est un ellipsoïde de révolution dont la trace dans le plan équatorial (horizontal) est un cercle de 3000 m de rayon et donc le petit axe mesure 15 m.

Les résultats du krigeage sont ensuite transformés pour se replacer dans l'espace initial ($10^{\log(K_h)}$ et $10^{\log(K_v)}$ pour l'approche 2D et $10^{\log(K)}$ pour l'approche 3D suivit d'une étape supplémentaire de calcul des K_h et K_v) ; les champs de perméabilités résultants sont présentés Figure 2-36. D'un point de vue purement qualitatif, tous les champs de perméabilités montrent les mêmes zones de fortes et de faibles perméabilités. Ces zones n'ont aucune correspondance directe avec les zones de dépôts superficiels présentées sur la Figure 2-4. En complément de la Figure 2-36, les fonctions de répartition de K_{v2D} , K_{h2D} , K_{v3D} , K_{h3D}

(K_{v2D}, K_{h2D} pour l'approche 2D et K_{v3D}, K_{h3D} pour l'approche 3D) montrent 4 distributions symétriques (Figure 2-37). Cette figure montre deux courbes distinctes avec des ordres de grandeur très différents dans l'approche 2D (K_{v2D}, K_{h2D}) et à l'inverse deux courbes qui sont très proches avec des ordres de grandeur semblables dans l'approche 3D (K_{v3D}, K_{h3D}). On aura de ce fait une anisotropie très marquée dans l'approche 2D et faible dans l'approche 3D. Les valeurs de K_{v2D} sont comprises entre $2 \times 10^{-6} m/s$ et $10^{-4} m/s$, celles de K_{h2D} entre $1.4 \times 10^{-6} m/s$ et $2.7 \times 10^{-4} m/s$ et celles de K_{v3D} et K_{h3D} entre $10^{-7} m/s$ et $10^{-3} m/s$.

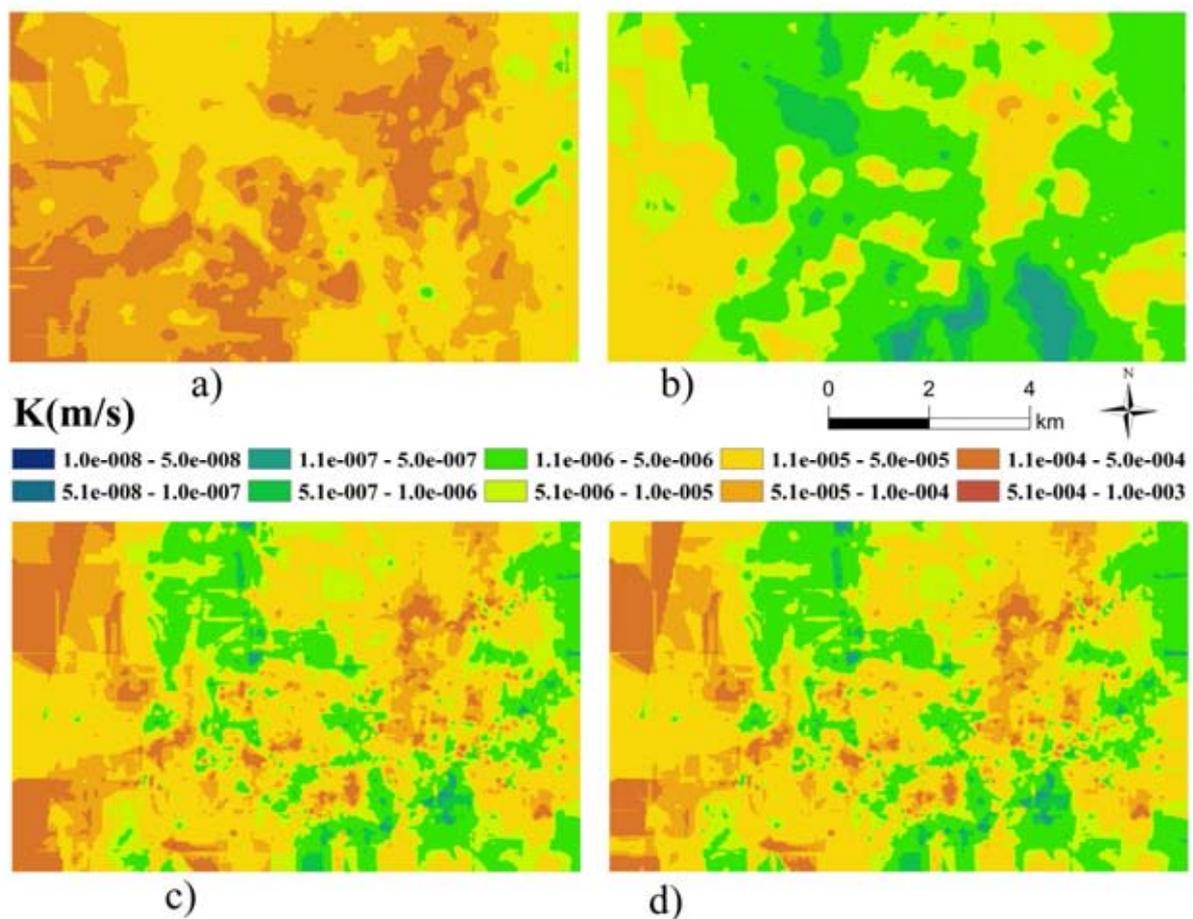


Figure 2-36: a) Champ de perméabilités horizontales obtenu par l'approche 2D b) Champ de perméabilités verticales obtenu par l'approche 2D c) Champ de perméabilités horizontales obtenu par l'approche 3D d) Champ de perméabilités verticales obtenu par l'approche 3D.

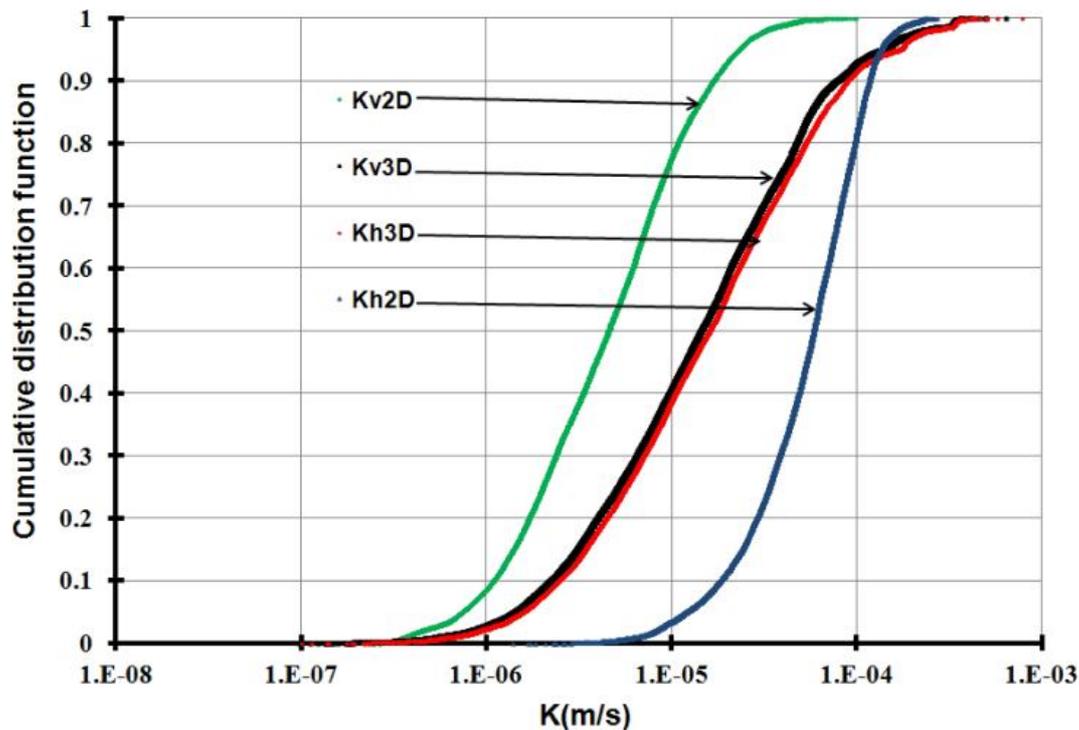


Figure 2-37: Fonction de répartition de K_{h2D} , K_{h3D} , K_{v2D} , K_{v3D}

Notons qu'après la phase de krigeage, les deux approches conduisent à 4 valeurs de perméabilités (K_{v2D} , K_{h2D} dans l'approche 2D, et K_{v3D} , K_{h3D} pour l'approche 3D) en chaque nœud de la grille d'interpolation. En comparant les valeurs aux nœuds de cette grille d'interpolation, on obtient dans l'approche 2D des perméabilités verticales inférieures aux perméabilités horizontales ($K_{v2D} < K_{h2D}$) (Figure 2-38 a). En effet, même si en tous points de données (sondage), la moyenne harmonique des perméabilités locales (perméabilité moyenne verticale K_v) est inférieure à la moyenne arithmétique des perméabilités locales (perméabilité moyenne horizontale K_h) ($\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{K_i}} \leq \frac{\sum L_i K_i}{\sum L_i}$, évidence mathématique), rien ne pouvait présager que ces deux variables (K_{v2D} et K_{h2D}), interpolées séparément avec des modèles de variogramme aux caractéristiques différentes, produiraient des résultats qui conservent cette relation d'inégalité. Dans l'approche 3D les perméabilités verticales sont inférieures aux perméabilités horizontales ($K_{v3D} < K_{h3D}$) (Figure 2-38 b). C'est un résultat qui était prévisible car la composition des perméabilités locales qui mène aux perméabilités horizontales et verticales est effectuée sur la grille 3D de krigeage (et non seulement aux forages initiaux comme dans l'approche 2D).

Une autre façon de comparer les deux approches est de déterminer les coefficients d'anisotropie, c'est-à-dire le rapport entre la perméabilité horizontale et la perméabilité

verticale (K_h/K_v). Les rapports d'anisotropie des perméabilités fournissent des informations nécessaires aux analyses des échanges d'eau et de transports de solutés dans la modélisation des eaux souterraines (Lu et al, 2011; Lu et al, 2012). Les Figure 2-38 c et d présentent les cartes des rapports d'anisotropie obtenues par les deux approches. Les résultats de l'approche 2D montrent une plus forte anisotropie comparée aux résultats de l'approche 3D. Les coefficients d'anisotropie obtenus par l'approche 3D sont compris entre 1 et 2 pour plus de 95% de la zone étudiée (Figure 2-38 e). La Figure 2-38 e) montre qu'avec l'approche 2D la moitié de la zone d'étude présente un coefficient d'anisotropie inférieur à 10. Cette dernière valeur du rapport est généralement prise par défaut pour des sols remaniés en milieu urbain. L'approche 2D est de ce fait meilleure que l'approche 3D car elle reflète l'hétérogénéité naturelle observée en milieu urbain.

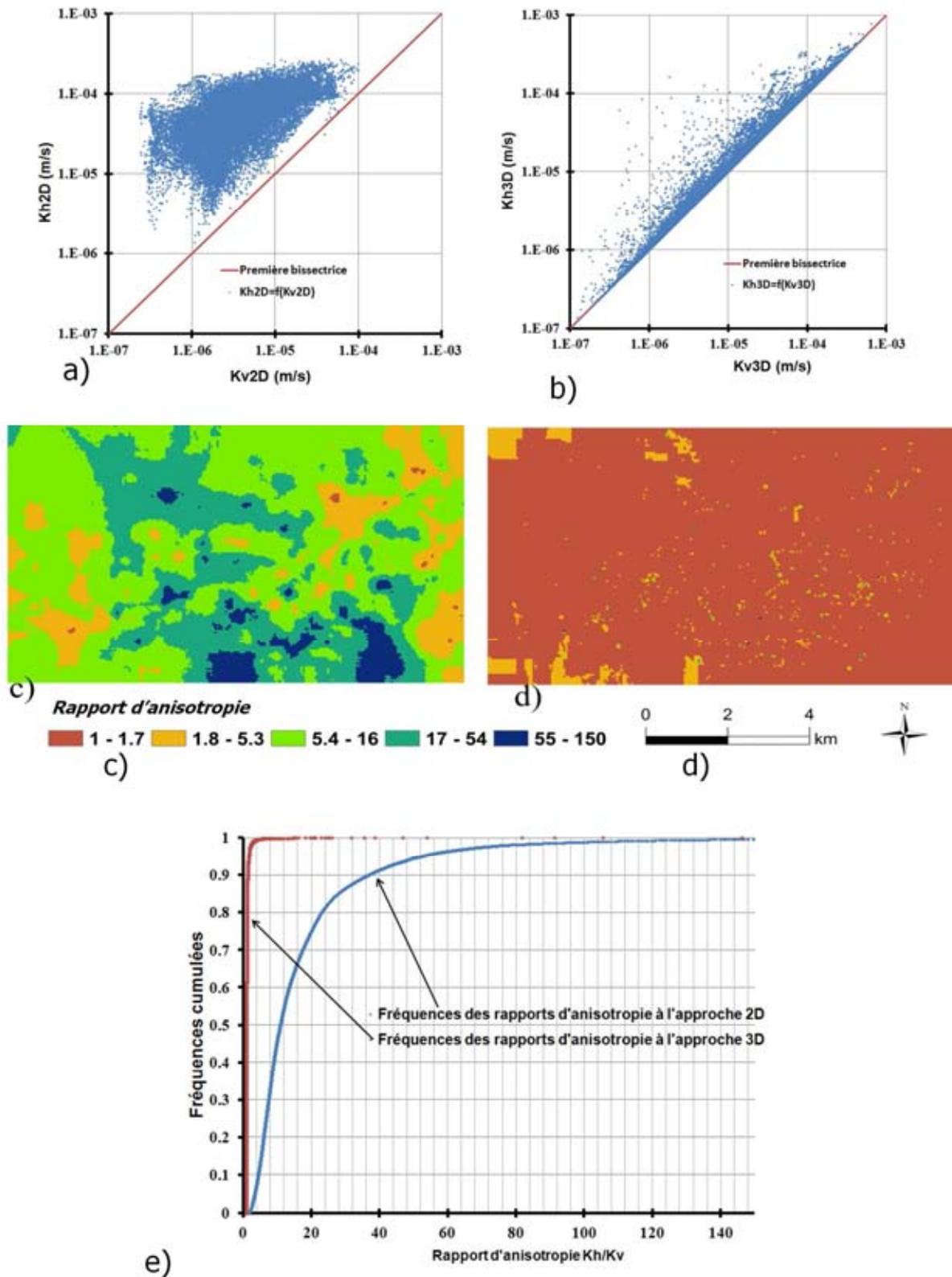


Figure 2-38: a) et b) Comparaisons de la perméabilité horizontale et verticale en approches 2D et 3D respectivement c) Rapport d'anisotropie déduit de l'approche 2D d) Rapport d'anisotropie déduit de l'approche 3D e) fonctions de répartition des rapports d'anisotropie déduit des approches 2D et 3D.

Les composantes horizontales et verticales des perméabilités obtenues par les différentes approches sont comparées sur les Figure 2-39 a et b. Ces diagrammes de dispersions montrent, comme on pouvait déjà le voir sur la Figure 2-37, que l'approche 2D conduit à avoir des perméabilités horizontales supérieures à celles de l'approche 3D ($K_{h3D} \leq K_{h2D}$), tandis que l'approche 3D conduit à avoir des perméabilités verticales supérieures à celles de l'approche 2D ($K_{v2D} \leq K_{v3D}$). Dans l'approche 2D les composantes horizontale et verticale des perméabilités sont traitées séparément, ce qui permet une analyse fine de la variabilité des perméabilités sur l'ensemble du domaine étudié, alors que l'approche 3D ne fait pas de différence entre les composantes, aboutissant ainsi à des valeurs moyennées.

Pour finir, les deux approches peuvent être comparées au regard des moyennes géométriques des perméabilités horizontales et verticales (Figure 2-39 c). Les valeurs de K_{g2D} sont comprises entre $8,64 \times 10^{-8} m/s$ et $1,53 \times 10^{-4} m/s$ avec une moyenne de $2,02 \times 10^{-5} m/s$ et une valeur médiane de $1,62 \times 10^{-5} m/s$. Celles de K_{g3D} sont comprises entre $9,89 \times 10^{-8} m/s$ et $7,09 \times 10^{-4} m/s$, de moyenne $3,52 \times 10^{-5} m/s$ et de valeur médiane $1,52 \times 10^{-5} m/s$. La comparaison entre les moyennes et les médianes des deux approches indique que la moyenne géométrique des perméabilités horizontales et verticales issue de l'approche 2D est sensiblement égale à celle issue de l'approche 3D ($K_{g2D} \approx K_{g3D}$). La Figure 2-39 c) indique un comportement similaire d'un aquifère pour les deux approches lorsqu'on utilise la moyenne géométrique des perméabilités horizontales et verticales. Ce comportement moyen est en accord avec plusieurs auteurs (Wiener, 1912; Cardwell and Parsons, 1945; Matheron, 1967; Le Loc'h, 1987; Dagan, 1989; Renard et al., 2000; Zappa et al., 2006) qui ont montré que la moyenne géométrique des perméabilités est une bonne approximation de la perméabilité équivalente pour un écoulement bidimensionnel uniforme.

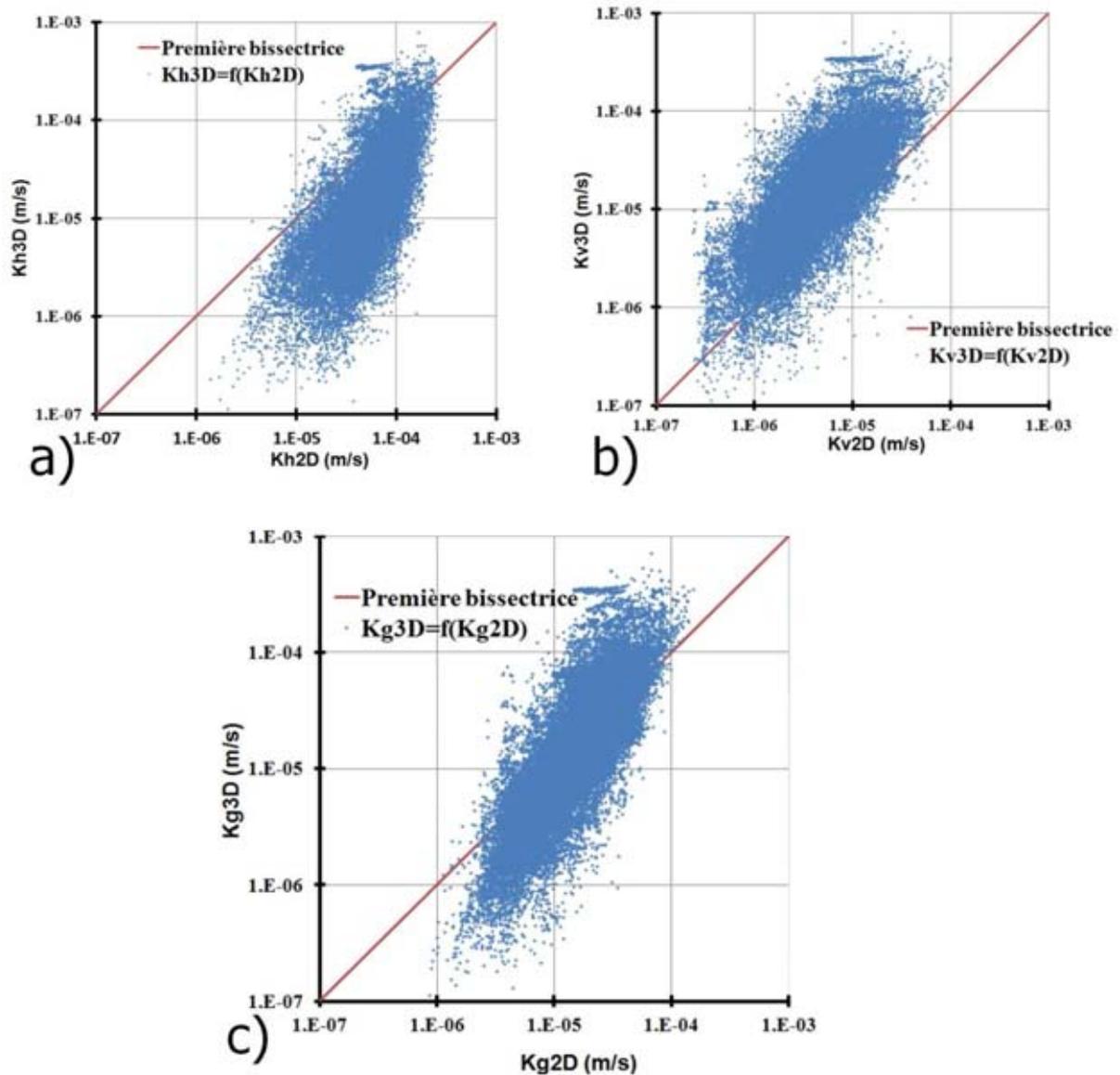


Figure 2-39: a) Diagramme de dispersion de K_{h3D} en fonction de K_{h2D} b) Diagramme de dispersion de K_{v3D} en fonction de K_{v2D} c) Diagramme de dispersion de K_{g3D} en fonction de K_{g2D}

Ces résultats sont en accord avec Guérillot et al. (1990) et Romeu (1994) qui proposent l'utilisation de la combinaison de K_{min} et K_{max} (définies respectivement par la moyenne harmonique et arithmétique des perméabilités locales) comme étant la perméabilité équivalente.

$$K_{eq} = \sqrt{K_{min}K_{max}}$$

Les résultats tendent à montrer que quelle que soit l'approche utilisée, la moyenne géométrique des perméabilités horizontales et verticales est le meilleur compromis entre les deux approches (autrement dit produisent sensiblement les mêmes résultats). Dans la suite de

ce travail, nous utiliserons l'approche 2D en raison de sa facilité de mise en œuvre et sa capacité à fournir des milieux anisotropes, pour la construction des champs de perméabilités des autres formations superficielles.

2.6.3 Utilisation de l'approche 2D pour la définition des champs de perméabilités du Miocène, Chattien et Rupélien

L'approche 2D a été utilisée pour la représentation des champs de perméabilité du Miocène et du Rupélien (Figure 2-40 et Figure 2-41). Le Chattien est constitué essentiellement d'argile verte et de marnes, sa perméabilité constante est de 10^{-9} m/s. Les perméabilités du Miocène varient entre $6,7 \times 10^{-4}$ et $1,53 \times 10^{-6}$ m/s. Celles du Rupélien varient entre $1,9 \times 10^{-4}$ et $3,54 \times 10^{-7}$ m/s. Les champs de perméabilités ne montrent pas une organisation particulière.

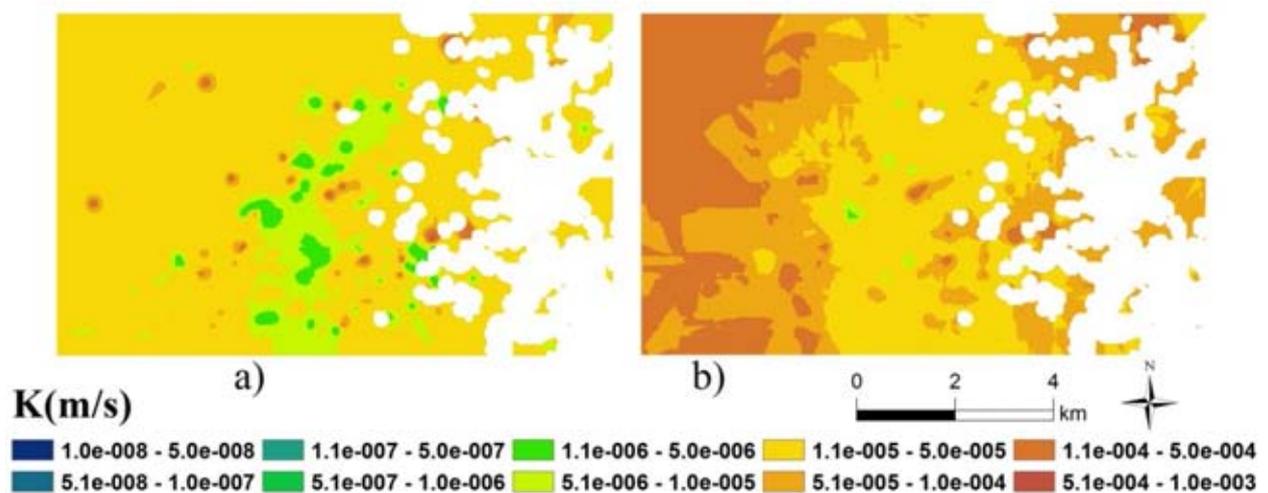


Figure 2-40: Perméabilités du Miocène (a) Champ de perméabilités verticales. (b) Champs de perméabilités horizontales.

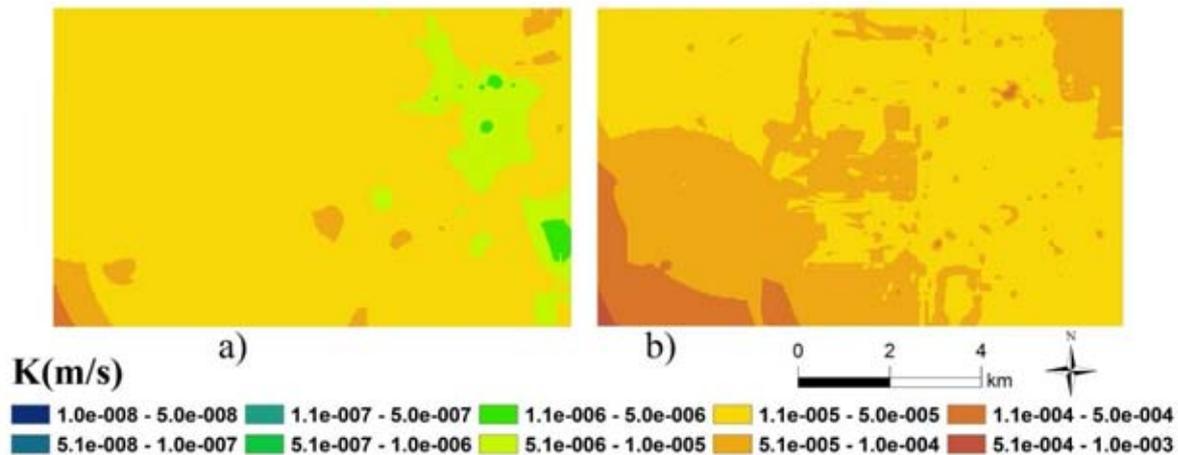


Figure 2-41: Perméabilité du Rupélien (a) Champ de perméabilités verticales. (b) Champs de perméabilités horizontales.

2.7 Conclusion.

Ce chapitre s'est attaché à élaborer dans un premier temps une synthèse géologique actualisée de la succession des formations superficielles (Quaternaire, Miocène, Chattien et Rupélien) du secteur étudié. Ces formations sont très hétérogènes et constituées de dépôts variés. Une série de calcaire marine forme le Rupélien, les argiles vertes sans fossiles marquent le Chattien, des dépôts de toutes sortes renfermant d'abondants mollusques constituent le Miocène et des dépôts mis en place par des vents du Sud-ouest et les terrasses de la Garonne constituent le Quaternaire.

Une analyse des données stratigraphiques contenues dans les sondages a permis d'établir la géométrie des différentes formations superficielles au moyen des méthodes géostatistiques. Les surfaces limites de ces formations ont été construites de manière à honorer toutes les informations concernant les réseaux d'assainissement et les informations contenues dans les sondages. De petites ondulations du Rupélien, Chattien et Miocène ont été révélées et une franche discordance de la formation du Quaternaire sur ces couches tertiaires a été observée.

Plusieurs méthodes géostatistiques ont été utilisées pour construire sur la zone d'intérêt la carte piézométrique correspondant au mois de mars. Les méthodes géostatistiques multivariées ont montré leur supériorité par rapport aux méthodes monovariées. Les résultats montrent que l'utilisation de la surface topographique pour la représentation de la nappe libre à sa limite supérieure permet des solutions physiquement plausibles de hauteurs d'eau estimées de la nappe. Les cartes piézométriques obtenues montrent les écoulements de la nappe libre qui sont très affectés par les rivières qui la drainent.

Nous proposons à la fin de ce chapitre une méthodologie de transformation de l'information lithologique dans les sondages en perméabilités puis en champs de perméabilités en développant deux approches de krigeage. L'approche 2D conduit à des rapports d'anisotropie importants tandis que l'approche 3D aboutit à des rapports d'anisotropie trop faibles (proche de 1) traduisant un milieu homogène. Le milieu que nous étudions est très hétérogène et ne saurait être représenté par l'approche 3D. Nous faisons le choix d'utiliser les champs de perméabilités obtenus par l'approche 2D dans la suite de ce travail.

Le prochain chapitre s'attellera à intégrer la géométrie des couches et les champs de perméabilités dans un maillage 3D structuré en différences finies pour simuler les écoulements de la nappe libre en respectant des conditions hydrogéologiques.

Chapitre 3 : Modélisation numérique tridimensionnelle de l'évolution du niveau de la nappe libre

3 Modélisation numérique tridimensionnelle de l'évolution du niveau de la nappe libre

3.1 Introduction

L'utilisation de modèles numériques d'écoulement des eaux souterraines est très répandue dans le domaine de l'hydrogéologie environnementale. Ces modèles numériques bénéficient indéniablement du spectre d'outils que la technologie fournit aujourd'hui, pour simuler l'écoulement des eaux souterraines en prenant en considération la variabilité des paramètres et propriétés d'un aquifère ou d'un système d'aquifères. Les modèles numériques d'écoulements des eaux souterraines, de transport de contaminants et leur devenir sont appliqués pour investiguer une grande variété de conditions hydrogéologiques. De nombreuses études montrent que ces modèles d'écoulement sont très exploités pour l'évaluation et la gestion durable des ressources en eau, même lorsque les contextes structurels géologiques sont très complexes (Jaramillo-Nieves et Ge, 2011 ; Smaoui et al., 2011 ; Sun et al., 2011 ; Yang et al., 2011 ; Zghibi, 2011 ; Passadore et al., 2012 ; Xu et al., 2012).

Dans ce chapitre, les processus de construction, calibration, évaluation et validation du modèle d'écoulement de la nappe libre sont décrits avec toutes leurs particularités tant sur la méthodologie de développement du modèle que sur les spécificités du domaine étudié. Une attention particulière est accordée à l'évaluation des valeurs de paramètres difficilement mesurables tels que la conductance par unité de surface d'un drain et le coefficient d'infiltration du lit d'une rivière. Les valeurs de perméabilités obtenues par l'approche 2D au chapitre précédent sont intégrées dans le modèle numérique d'écoulement de la nappe libre suivant deux aspects conceptuels différents. Le premier considère que la perméabilité dans une maille d'aquifère est définie par sa composante horizontale et verticale alors que le second considère que la perméabilité dans une maille d'aquifère peut être représentée par une perméabilité équivalente des deux composantes précédentes. Les résultats des simulations qui seront obtenus en régime permanent par chacun de ces deux modèles seront comparés aux observations de la nappe libre et le modèle qui donnera les résultats le plus en adéquation avec les observations sera supposé être le plus fiable. Alors, les résultats qui seront obtenus en régime transitoire par le modèle le plus fiable ne remettront pas en question son aspect conceptuel. Notons toutefois qu'une calibration réussie ne garantit pas l'exactitude ou le caractère unique du modèle conceptuel (Bredehoeft, 2003 ; Carrera et al. 2005).

Les solutions des équations d'écoulements ne sont pas simples. Il est utile dans ce travail de thèse, de présenter quelques grandes lignes de la résolution de ces équations qui résultent d'approximation en différences finies. Bien que de nombreuses études ne s'interrogent pas sur la façon selon laquelle ces équations sont résolues, les solutions de ces équations doivent être traitées lors de toute utilisation d'un modèle numérique d'écoulement des eaux souterraines.

3.2 Technique de résolution de l'équation de diffusivité

L'expression en dérivées partielles de l'équation de diffusivité établie au chapitre 1 (cf. Équation 1-20 du chapitre 1), qui traduit l'écoulement des eaux souterraines de densité constante à travers un milieu poreux saturé est la suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = Ss \frac{\partial h}{\partial t}$$

A l'exception des systèmes d'aquifères très simples, les solutions analytiques de cette équation sont rarement possibles à déterminer. Plusieurs méthodes numériques sont couramment employées dans le but d'obtenir une approximation de la solution de cette équation de diffusivité. Une telle approche peut se faire par la méthode numérique de différences finies où le système d'aquifères continus décrit par l'équation de diffusivité est remplacé par un ensemble fini de points discrétisés dans l'espace et dans le temps. En chacun de ces points, les dérivées partielles sont remplacées par des termes calculés de différences de charges hydrauliques. Le processus conduit à des systèmes d'équations linéaires. Leurs solutions fournissent au temps spécifié et aux points considérés des valeurs de charges hydrauliques. Ces valeurs constituent une approximation de la distribution des charges hydrauliques solutions de l'équation de diffusivité.

3.2.1 Discrétisation de l'équation de diffusivité en différences finies rétrogrades

Le code Modflow résout l'équation différentielle d'écoulement des eaux souterraines en utilisant la méthode des différences finies appliquée dans l'espace et dans le temps. Dans ce code, toute cellule (maille d'aquifère) est un élément de volume contrôlé et de forme régulière (Figure 3-1).

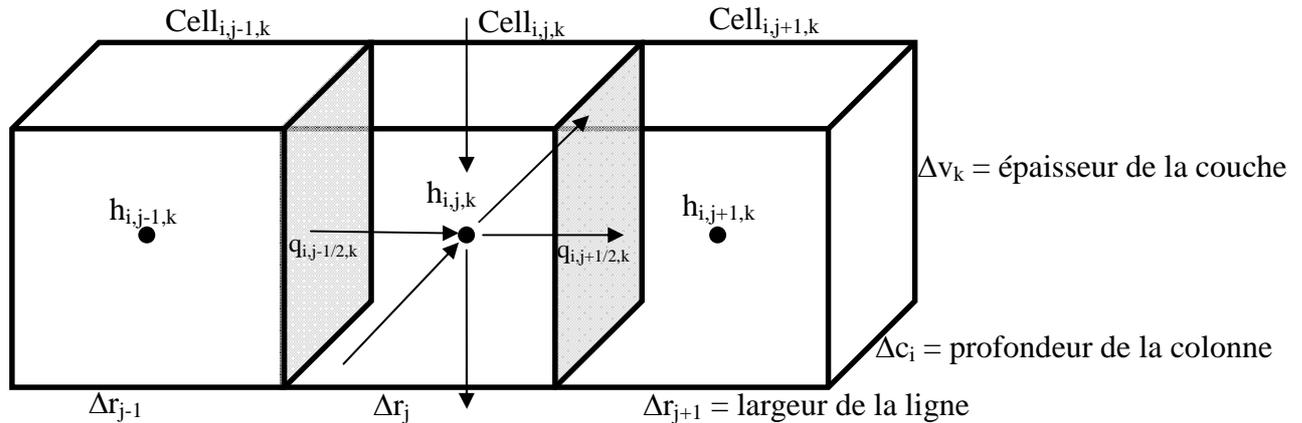


Figure 3-1 : Représentation d'une cellule avec ses deux voisines gauche et droite et illustration de la direction des différents échanges.

Dans la direction x , la différence infinitésimale ∂x est remplacée par une différence finie mesurable Δx . Ainsi, le flux de Darcy le long de l'interface d'une cellule à une autre est :

Équation 3-1 :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{1}{\Delta x} \left(K_{i+1/2} \frac{(h_{i+1} - h_i)}{\Delta x_{i+1/2}} - K_{i-1/2} \frac{(h_i - h_{i-1})}{\Delta x_{i-1/2}} \right)$$

De manière analogue le flux de Darcy peut être calculé dans les directions y et z . Le membre à droite de l'équation de diffusivité peut être obtenu en utilisant les règles de discrétisation. Une approche alternative est utilisée dans cette section dans le but de simplifier le traitement mathématique au regard des concepts physiques qui concernent les systèmes d'écoulements.

Dans le chapitre 1, l'équation de diffusivité a été établie sur la base de l'équation de continuité. La somme de tous les débits entrants et sortants d'une cellule doit être égale à la variation du volume d'eau stocké dans cette cellule pendant cette période. En considérant l'hypothèse que la densité des eaux souterraines est constante, l'équation de continuité prend l'expression suivante :

Équation 3-2 :

$$\sum Q_i = Ss \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V$$

où

Q_i est le débit entrant ou sortant de la cellule [$L^3 T^{-1}$]

Ss est le coefficient d'emmagasinement [L^{-1}]

ΔV est la variation du volume de la cellule [L^3]

Δh est la variation de charge [L] dans l'intervalle de temps Δt [T^{-1}]

Si l'on se réfère à la notation de la Figure 3-1, le débit d'eau entrant dans la cellule i,j,k provenant de la cellule $i,j-1,k$ est donné d'après la loi de Darcy par l'expression suivante :

Équation 3-3 :

$$q_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1/2,k} \times \Delta c_i \times \Delta v_k \frac{(h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k})}{\Delta r_{j-1/2}}$$

en posant

$$CR_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1/2,k} \times \frac{\Delta c_i \times \Delta v_k}{\Delta r_{j-1/2}}$$

on obtient

Équation 3-4 :

$$q_{i,j-1/2,k} = CR_{i,j-1/2,k} (h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k})$$

avec

$q_{i,j-1/2,k}$ le débit à travers la face commune séparant les cellules $(i,j-1,k)$ et (i,j,k) en [L^3T^{-1}]

$KR_{i,j-1/2,k}$ la perméabilité entre les centres des cellules $(i,j-1,k)$ et (i,j,k) en [LT^{-1}]. Elle est généralement égale à la moyenne harmonique des perméabilités des cellules $(i,j-1,k)$ et (i,j,k) .

$\Delta r_{j-1/2}$ la distance séparant les noyaux des cellules $(i,j-1,k)$ et (i,j,k) en [L]

$\Delta c_i \times \Delta v_k$ la surface de séparation entre la cellule $i,j-1,k$ et la cellule i,j,k

$CR_{i,j-1/2,k}$ la conductance définie comme étant le produit de la perméabilité par la surface d'écoulement divisé par la distance qui sépare le centre des deux cellules [L^2T^{-1}]

Par convention, le flux est considéré positif lorsqu'il est entrant dans la cellule i,j,k et négatif lorsqu'il en est sortant. On déduit l'expression du flux sortant de la cellule i,j,k pour la cellule $i,j+1,k$:

Équation 3-5 :

$$q_{i,j+1/2,k} = CR_{i,j+1/2,k} (h_{i,j+1,k} - h_{i,j,k})$$

$q_{i,j-1/2,k}$ est débit à travers la face commune séparant les cellules (i,j,k) et $(i,j+1,k)$ en [L^3T^{-1}].

De manière similaire, pour les 4 faces restantes, on a les expressions suivantes :

Équation 3-6 :

$$q_{i-1/2,j,k} = CC_{i-1/2,j,k}(h_{i-1,j,k} - h_{i,j,k})$$

$$q_{i+1/2,j,k} = CC_{i+1/2,j,k}(h_{i+1,j,k} - h_{i,j,k})$$

$$q_{i,j,k-1/2} = CV_{i,j,k-1/2}(h_{i,j,k-1} - h_{i,j,k})$$

$$q_{i,j,k+1/2} = CV_{i,j,k+1/2}(h_{i,j,k+1} - h_{i,j,k})$$

où les conductances CC et CV sont définies de manière analogue à CR .

De l'Équation 2-3 à l'Équation 3-6, les expressions concernent les flux entrants et sortants de la cellule i,j,k sans tenir compte des processus externes à l'aquifère. Pour tenir compte des processus externes à l'aquifère comme la recharge, les drains, les rivières ou les puits, un terme additionnel est nécessaire. Ces flux peuvent être dépendants ou non de la charge hydraulique de la maille où ils sont affectés, mais sont indépendants de toutes les autres charges hydrauliques de l'aquifère. Ces flux peuvent être représentés par l'expression suivante :

Équation 3-7

$$a_{i,j,k,n} = \rho_{i,j,k,n} \times h_{i,j,k} + q_{i,j,k,n}$$

$a_{i,j,k,n}$ représente le flux provenant du $n^{\text{ième}}$ processus externe dans la maille i, j, k [L^3T^{-1}]

$\rho_{i,j,k,n}$ et $q_{i,j,k,n}$ sont des constantes ($[L^2T^{-1}]$ et $[L^3T^{-1}]$ respectivement)

Par exemple, supposons qu'une maille reçoive un flux provenant de deux sources : une recharge par injection d'eau dans un puits et l'infiltration de l'eau de la rivière dans la nappe. Pour la première source ($n=1$), le flux d'eau injecté est indépendant de la charge hydraulique de la maille, alors :

$$\rho_{i,j,k,1} = 0 \quad \text{et} \quad \text{donc} \quad a_{i,j,k,1} = q_{i,j,k,1}$$

Pour la deuxième source ($n=2$), il y a une interconnexion entre la rivière et la nappe. L'infiltration de l'eau de la rivière est proportionnelle (de coefficient de proportionnalité égal à la conductance du lit de la rivière) à la différence entre le niveau de la rivière et la charge hydraulique dans la maille considérée. Nous avons ainsi :

$$a_{i,j,k,2} = CRIV_{i,j,k}(R_{i,j,k} - h_{i,j,k})$$

D'où $p_{i,j,k,2} = -CRIV_{i,j,k}$ et $q_{i,j,k,2} = CRIV_{i,j,k} \times R_{i,j,k}$

où $CRIV_{i,j,k}$ est la conductance [L^2T^{-1}] utilisée pour représenter l'interconnexion entre la rivière et l'aquifère dans la maille i, j, k .

$R_{i,j,k}$ est le niveau [L] de la rivière (cote de la surface de l'eau de la rivière)

Le terme général de flux dans la maille i, j, k provenant de N sources externes prend la forme suivante :

Équation 3-8

$$\sum_{n=1}^N a_{i,j,k,n} = P_{i,j,k,n} \times h_{i,j,k} + Q_{i,j,k,n}$$

avec $P_{i,j,k,n} = \sum_{n=1}^N p_{i,j,k,n}$ et $Q_{i,j,k,n} = \sum_{n=1}^N q_{i,j,k,n}$

En appliquant l'équation de continuité à la maille i, j, k en tenant compte des flux provenant des six mailles voisines, des flux provenant des sources externes et de la variation de charge, on a l'équation :

Équation 3-9

$$q_{i,j-1/2,k} + q_{i,j+1/2,k} + q_{i-1/2,j,k} + q_{i+1/2,j,k} + q_{i,j,k-1/2} + q_{i,j,k+1/2} + P_{i,j,k,n} \times h_{i,j,k} + Q_{i,j,k,n} = Ss_{i,j,k} (\Delta r_j \times \Delta c_i \times \Delta v_k) \frac{\Delta h_{i,j,k}}{\Delta t}$$

Où

$\frac{\Delta h_{i,j,k}}{\Delta t}$ est l'approximation de la dérivée de la charge hydraulique par rapport au temps [LT^{-1}]

$\Delta r_j \times \Delta c_i \times \Delta v_k$ est le volume de la maille i, j, k [L^3]

$Ss_{i,j,k}$ représente le coefficient d'emmagasinement de la maille i, j, k [L^{-1}]

En substituant l'Équation 3-6 dans l'Équation 3-9 on obtient l'équation suivante :

Équation 3-10 :

$$\begin{aligned} & CR_{i,j-\frac{1}{2},k} (h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k}) + CR_{i,j+\frac{1}{2},k} (h_{i,j+1,k} - h_{i,j,k}) + CC_{i-\frac{1}{2},j,k} (h_{i-1,j,k} - h_{i,j,k}) \\ & + CC_{i+\frac{1}{2},j,k} (h_{i+1,j,k} - h_{i,j,k}) + CV_{i,j,k-\frac{1}{2}} (h_{i,j,k-1} - h_{i,j,k}) \\ & + CV_{i,j,k+\frac{1}{2}} (h_{i,j,k+1} - h_{i,j,k}) + P_{i,j,k,n} \times h_{i,j,k} + Q_{i,j,k,n} \\ & = Ss_{i,j,k} (\Delta r_i \times \Delta c_i \times \Delta v_k) \frac{\Delta h_{i,j,k}}{\Delta t} \end{aligned}$$

L'approche par différences finies rétrogrades est préférée aux différences finies progressives (en raison de sa stabilité numérique) pour discrétiser les charges hydraulique dans le domaine temporelle. L'Équation 3-10 peut être réécrite pour déterminer la charge hydraulique à l'instant t^m , borne supérieure de l'intervalle de temps $[t^{m-1} ; t^m]$.

Équation 3-11 :

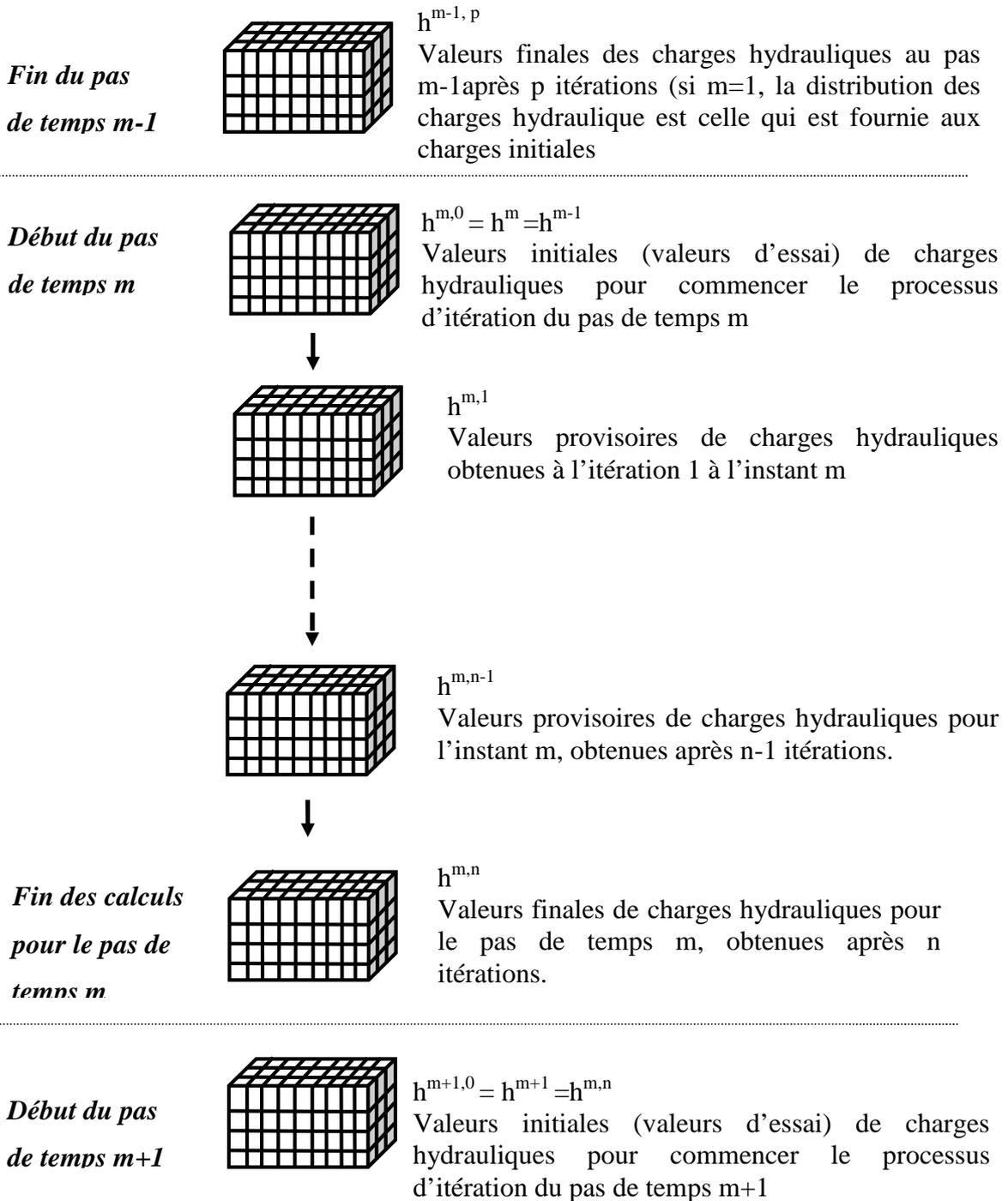
$$\begin{aligned} & CR_{i,j-\frac{1}{2},k}(h_{i,j-1,k}^m - h_{i,j,k}^m) + CR_{i,j+\frac{1}{2},k}(h_{i,j+1,k}^m - h_{i,j,k}^m) + CC_{i-\frac{1}{2},j,k}(h_{i-1,j,k}^m - h_{i,j,k}^m) \\ & + CC_{i+\frac{1}{2},j,k}(h_{i+1,j,k}^m - h_{i,j,k}^m) + CV_{i,j,k-\frac{1}{2}}(h_{i,j,k-1}^m - h_{i,j,k}^m) \\ & + CV_{i,j,k+\frac{1}{2}}(h_{i,j,k+1}^m - h_{i,j,k}^m) + P_{i,j,k,n} \times h_{i,j,k}^m + Q_{i,j,k,n} \\ & = Ss_{i,j,k}(\Delta r_i \times \Delta c_i \times \Delta v_k) \frac{(h_{i,j,k}^m - h_{i,j,k}^{m-1})}{(t^m - t^{m-1})} \end{aligned}$$

Cette équation est la base de la simulation numérique de l'écoulement des eaux souterraines. Seules les charges hydrauliques à l'instant t^m (soit 7 variables dans cette équation) sont inconnues. Une équation de ce type est écrite pour chaque maille active de la grille du domaine. Si la grille du domaine compte n mailles actives, alors un système de n équations à n inconnues est formé et peut être résolu simultanément (par des méthodes itératives) en utilisant des techniques de résolution matricielle.

3.2.2 Les itérations

Le code Modflow© utilise les méthodes itératives pour déterminer à chaque pas de temps les solutions du système d'équations d'écoulements aux différences finies. Dans ces méthodes itératives le calcul des charges hydrauliques à un instant donné commence par l'attribution arbitraire d'une valeur d'essai de charge hydraulique à chaque cellule (maille d'aquifère). Une procédure de calcul est alors initiée pour modifier les valeurs d'essais de charge hydraulique et produire un nouvel ensemble de charges hydrauliques qui sont plus en accord avec le système d'équations d'écoulement. Ces nouvelles valeurs de charges hydrauliques vont provisoirement prendre la place des supposées charges hydrauliques et la procédure de calcul est répétée produisant un troisième ensemble de charges hydrauliques. Le schéma du calcul itératif des charges hydrauliques est présenté à la Figure 3-2.

$h^{m,n}$ représente le champ des charges hydrauliques obtenues à l'itération n à l'instant m .



Le critère d'arrêt qui doit être satisfait à chaque maille (d'aquifère) pour mettre fin à l'itération pour l'instant m est donné par :

$$|h^{m,n} - h^{m,n-1}| < \text{critère de cloture défini par le modélisateur}$$

Figure 3-2 : Schéma du calcul itératif des charges hydrauliques

Notons qu'en régime transitoire, la distribution *initiale* des charges hydrauliques fournit des valeurs $h_{i,j,k}^0$ à chaque point de la grille du domaine qui permet de calculer par itérations les premières charges hydrauliques $h_{i,j,k}^1$ du premier pas de temps (avec initialisation des paramètres $h_{i,j,k}^{1,0}$). La distribution des charges hydrauliques $h_{i,j,k}^1$ sert dans le calcul des charges hydrauliques $h_{i,j,k}^2$ du deuxième pas de temps et ainsi de suite pour autant de pas de temps qu'il sera nécessaire pour couvrir l'ensemble du domaine temporel.

Le processus d'itération s'arrête dans les conditions idéales lorsque les charges hydrauliques calculées sont les solutions exactes de l'équation d'écoulement. Or, ces solutions exactes sont inconnues. La méthode couramment employée pour mettre fin au processus d'itération consiste à considérer que la différence des valeurs de la charge hydraulique d'une itération à une autre doit être inférieure à une certaine valeur appelée critère de convergence (ou encore critère de clôture). Cette valeur est spécifiée par l'utilisateur. En effet, après chaque itération la valeur absolue de la différence entre la charge hydraulique de l'itération précédente et la valeur de la charge hydraulique de l'itération courante est calculée à chaque maille d'aquifère du domaine. La plus grande valeur de cette différence absolue est ensuite comparée au critère de clôture. Si elle est plus grande que le critère de clôture, le processus d'itération continue, si non il s'arrête et le champ des charges hydrauliques à l'itération courante est la solution de l'équation d'écoulement de l'instant considéré. Notons qu'en règle générale, il est sage d'utiliser un critère de clôture qui soit en ordre de grandeur plus petit que la précision désirée des charges hydrauliques. Dans ce travail, nous avons fixé le critère de convergence égal à 10^{-3} m pour les simulations directes de charges hydrauliques, et égal à 10^{-4} m pour les simulations inverses visant à déterminer les paramètres optimaux de perméabilités et de stockage. Les simulations inverses s'effectuent avec des critères de convergences plus strictes pour assurer un meilleur calcul de nouveaux paramètres ajustables (paramètres que l'on cherche à optimiser).

3.3 Visual Modflow®, interface graphique permettant d'exécuter le code Modflow

Plusieurs études simulant les écoulements souterrains ont été conduites ces dix dernières années en utilisant des logiciels professionnels dont les plus connus sont : Visual Modflow®, GMS® et Feflow® (Brunner et al., 2010 ; Chen et al., 2012 ; Reimann and Hill, 2009 ; Yang et al., 2011 ; Zghibi, 2011). L'utilisation de Visual Modflow © est largement répandue. Il est le plus complet et modélise des environnements d'application pratique pour le transport des

contaminants et l'écoulement tridimensionnel des eaux souterraines. Les avantages de Visual Modflow relèvent de facilités pour la préparation des données (propriétés du modèle et les conditions aux limites) et de facilités d'intégrations des données venant des plateformes différentes. Visual Modflow offre la possibilité de simuler les interactions entre les nappes d'un système d'aquifère. Il dispose d'un ensemble complet d'outils nécessaires pour aborder la qualité de l'eau (chimie des eaux souterraines), d'aborder l'approvisionnement en eaux souterraines et la protection des sources (simule l'atténuation naturelle d'une eau souterraine contaminée). Les packages que nous avons utilisés pour la construction du modèle numérique d'écoulement de la nappe libre sont succinctement détaillés dans les paragraphes suivants.

3.3.1.1 La fonction drain

La fonction drain est conceptualisée dans Visual Modflow© comme un drain agricole. Le flux de drainage (négatif car sortant de la cellule) ne se produit que lorsque la hauteur d'eau de l'aquifère au droit du drain est supérieur à la cote du drain (Figure 3-3). Son expression est donnée par l'équation ci-dessus :

Équation 3-12

$$Q_{dr} = C_{dr} \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot (Z_{dr} - h_{i,j,k})$$

Q_{dr} [L^3T^{-1}] est le débit d'eau qui s'écoule dans le drain : il est nul si $h_{i,j,k} < Z_{dr}$

C_{dr} [T^{-1}] est la conductance par unité de surface du drain dans chaque maille d'aquifère qui contient le drain

Δx [L] est la longueur de la maille d'aquifère dans la direction x

Δy [L] est la longueur de la maille d'aquifère dans la direction y

$h_{i,j,k}$ [L] est la hauteur d'eau dans la maille d'aquifère contenant le drain

Z_{dr} [L] est la cote du drain

La conductance par unité de surface du drain décrit la perte de charge entre le drain et la maille d'aquifère i,j,k . Elle dépend des caractéristiques de la convergence des lignes de courants vers le drain, des caractéristiques du drain et de son milieu environnant. La Figure 3-3 illustre la perte de charges au voisinage immédiat du drain. Ce paramètre est très difficile à déterminer de façon précise, sa valeur est généralement estimée à la suite des simulations préliminaires du modèle.

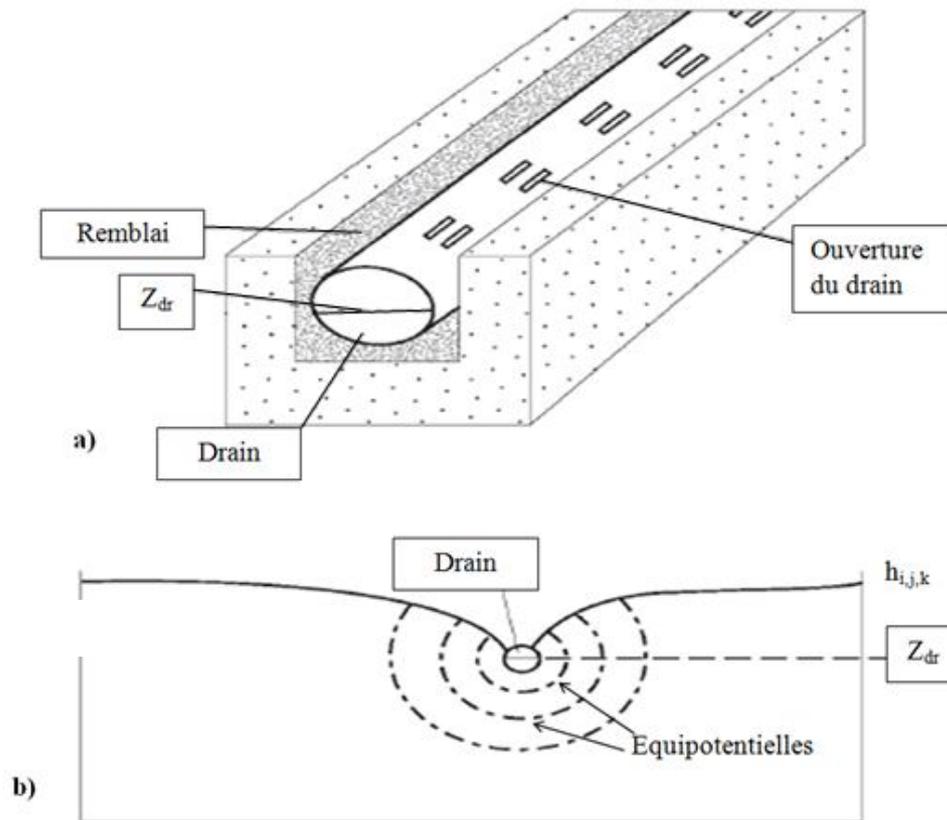


Figure 3-3 : a) Facteurs affectant la perte de charge au voisinage immédiat du drain recouvert de remblai dans la tranchée. b) Coupe dans la cellule i,j,k illustrant la perte de charge et la convergence de l'écoulement vers le drain (McDonald and Harbaugh, 2005).

Le code Modflow calcule la charge hydraulique dans la maille d'aquifère qui contient le drain, puis détermine le débit d'eau sortant du modèle par cette maille.

3.3.1.2 La fonction rivière

Le flux échangé entre la rivière et la nappe est représenté dans Visual Modflow© par une fonction proportionnelle à la différence de la cote du plan d'eau de la rivière et la hauteur d'eau dans la maille d'aquifère au voisinage de la rivière (Figure 3-4). L'équation ci-dessous donne les expressions mathématiques du débit d'eau échangé dans une maille (cellule i,j,k):

Équation 3-13

$$Q_{riv} = C_{riv} \cdot L \cdot l \cdot (Z_{pl} - h_{i,i,k}) \quad \text{si } Z_{bci} < h_{i,j,k}$$

$$Q_{riv} = C_{riv} \cdot L \cdot l \cdot (Z_{pl} - Z_{bci}) \quad \text{si } Z_{bci} > h_{i,j,k}$$

Q_{riv} [L^3T^{-1}] est le flux d'eau entre la rivière et l'aquifère : il est positif ($Z_{pl} > h_{i,j,k}$) lorsque la rivière alimente la nappe et négatif ($Z_{pl} < h_{i,j,k}$) lorsque la rivière draine la nappe.

C_{riv} [T^{-1}] est le coefficient d'infiltration de la couche qui tapisse le fond de la rivière

L [L] est la longueur de la rivière dans la maille où la condition de rivière est affectée (généralement, elle est égale à la longueur de la maille dans le sens d'écoulement de l'eau de la rivière)

l [L] est la largeur de la rivière dans la maille où la condition de rivière est affectée

$h_{i,j,k}$ [L] est la charge hydraulique de la maille où la condition de rivière est affectée

Z_{pl} [L] est la cote du plan d'eau de la rivière

Z_{bci} [L] est la cote de la base de la couche d'infiltration

La Figure 3-4 illustre la section d'un aquifère contenant une rivière et la représentation conceptuelle correspondant à cette section.

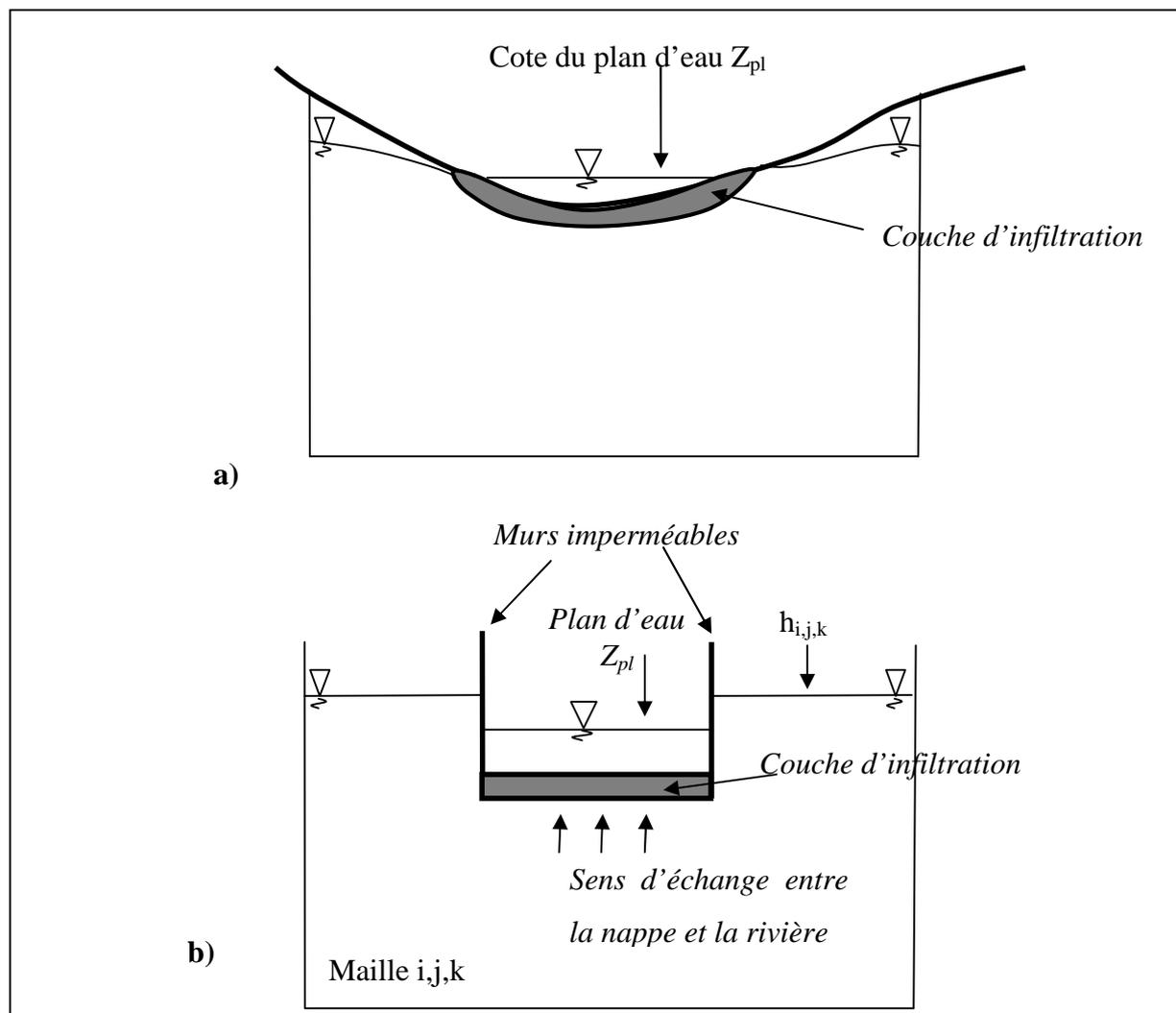


Figure 3-4 : a) Section droite d'un aquifère contenant une rivière b) Représentation conceptuelle de l'interconnexion rivière-aquifère dans le modèle numérique.

Le coefficient d'infiltration de la couche qui tapisse le fond de la rivière est égal au rapport de la perméabilité de cette couche d'infiltration sur son épaisseur.

3.3.1.3 Potentiel imposé

Cet outil est utilisé pour fixer la valeur de la charge hydraulique en certaines mailles du modèle. Cette fonction agit soit comme une source inépuisable d'eau entrant dans le système, soit comme un puits infini sortant l'eau du système. Les valeurs de charges hydrauliques en ces mailles sont indépendantes des mailles avoisinantes, et de ce fait influencent significativement les résultats d'une simulation. Pour éviter que cette influence conduise à des prédictions irréalistes, il est conseillé de ne les utiliser qu'en des endroits éloignés de la zone d'intérêt, ce qui conduit à étendre le volume simulé bien au-delà de la zone d'intérêt.

3.3.1.4 Recharge

L'outil recharge est utilisé pour simuler la distribution de recharge réelle du système d'aquifère étudié. Généralement, la recharge de la nappe survient à la suite des précipitations qui s'infiltrent dans le sol pour rejoindre la nappe. En milieu urbain, les fuites des réseaux enterrés (eau potable, assainissement) peuvent contribuer à cette recharge de manière significative dans certains secteurs où à certaines périodes. Les données relatives à ce phénomène sont cependant difficiles à identifier. La recharge naturelle d'un système d'aquifère s'effectue par la limite supérieure de celui-ci. De ce fait, l'outil recharge ne permet pas d'attribuer une valeur de recharge à plusieurs profondeurs dans une même colonne verticale. Cependant, trois options permettent de choisir la cellule de la colonne verticale qui recevra la recharge : (1) on attribue la recharge à la cellule de la première couche, (2) on attribue la recharge à la cellule de couche spécifiée et (3) on attribue la recharge à la cellule active (non sèche) la plus haute de la colonne verticale. Cette troisième option a été choisie dans ce travail car certaines cellules des premières couches du modèle sont hors nappe (sèches). Le choix de la première option n'aurait pas permis la recharge de la nappe aux endroits où il y a des cellules inactives car elles se comporteraient comme des barrières imperméables à la recharge.

3.3.1.5 Zone budget

Zone budget est un outil qui permet d'estimer le débit d'eau s'écoulant d'une partie du modèle vers une autre. Cet outil additionne les flux entrants et sortants de cellules en cellules pour déterminer les bilans hydriques de chaque secteur du domaine où l'outil est appliqué. Cet

outil est très utile pour l'analyse du comportement des flux sous diverses zones thématiques, telles que les zones humides, les hautes terres, les plaines, et les diverses couvertures du sol. Nous l'utiliserons pour le calcul du débit de base dans les différents cours d'eau dans le paragraphe 3.7.

La différence de débits mesurés en deux points d'un cours d'eau représente le débit de base de ce cours d'eau sur cette section de mesure si l'on considère l'évapotranspiration négligeable. Le débit de base d'un cours d'eau est la part du débit de ce cours d'eau qui provient totalement des nappes souterraines. Il est assimilable à l'écoulement qui se produit dans un cours d'eau pendant les périodes sans précipitations. Le schéma de calcul de ce débit de base est indiqué ci-dessous :

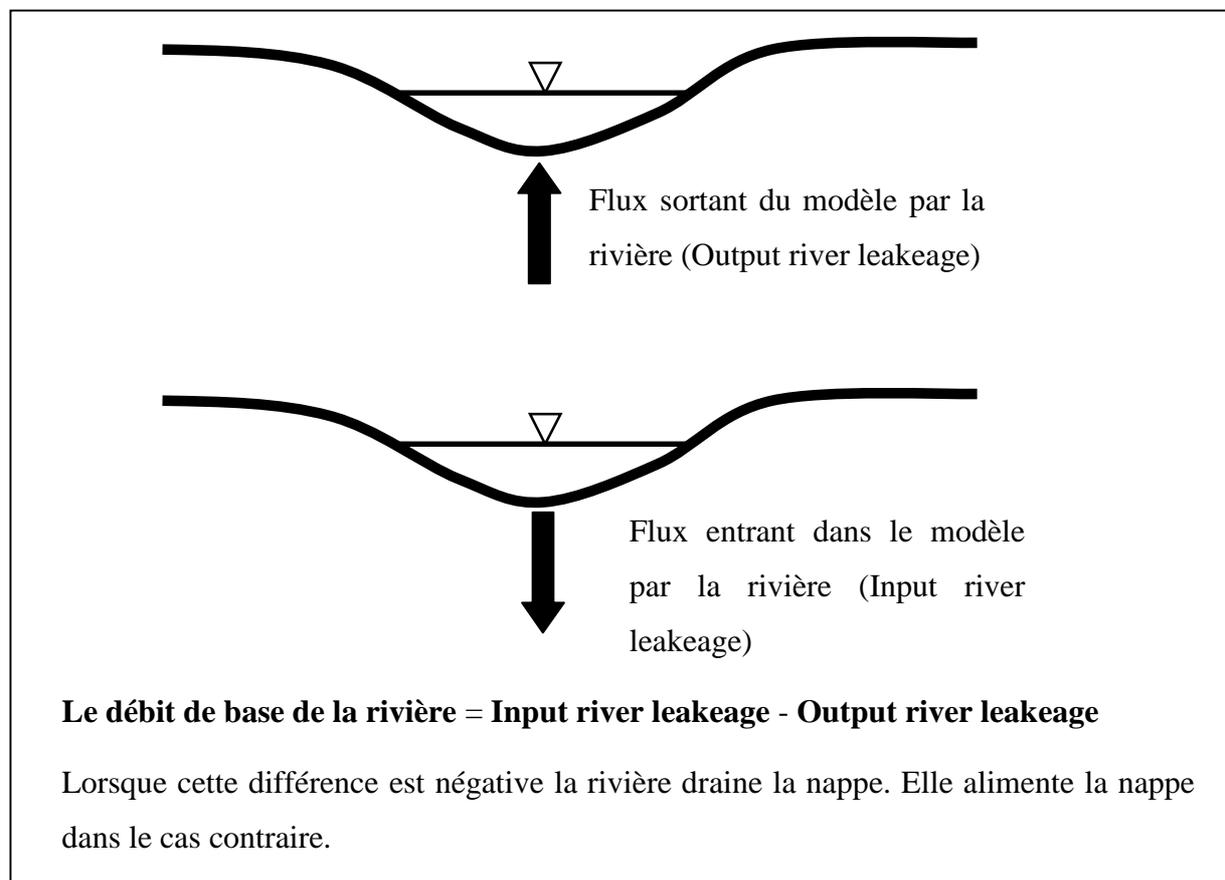


Figure 3-5 : Schéma du calcul du débit de base dans la rivière.

Les mesures de débits de base constituent des données très utiles pour la calibration du modèle car elles permettent de calibrer aussi bien des débits que la distribution des charges hydrauliques, ce qui augmente considérablement l'unicité de la solution du modèle. Nous ne disposons pas de mesures de débits dans les rivières et de ce fait nous ne pourrions pas les utiliser pour calibrer le modèle.

Deux notions essentielles, la paramétrisation et la calibration, sont abordées dans le paragraphe suivant. Ces deux notions vont de pair car une bonne paramétrisation rend possible une meilleure calibration par des méthodes d'inversion des paramètres hydrodynamiques. La statistique de la calibration définie dans cette même section, permet d'apprécier qualitativement le modèle qui est construit.

3.4 Paramétrisation, calibration et statistique de la calibration

3.4.1 Paramétrisation

Les données d'entrées du modèle hydrodynamique sont généralement des distributions spatiales de propriétés hydrodynamiques (perméabilité, coefficient d'emmagasinement, porosité de drainage) qui se composent d'un nombre élevés de valeurs. Cependant, le nombre d'observations (du niveau de la nappe par exemple ou des valeurs de débit des cours d'eaux) est généralement limité et les valeurs simulées en ces points peuvent être engendrées par un nombre relativement faible de valeurs d'entrées du modèle. La réduction du nombre de valeurs d'entrées du modèle est l'un des plus grands défis rencontrés par les modélisateurs en hydrogéologie. Généralement, un ensemble d'hypothèses peut être émis pour limiter le nombre de données d'entrées en les sélectionnant dans le domaine spatial ou temporel qui nous intéresse : c'est la paramétrisation. Des méthodes formelles ont été développées pour tenter d'estimer les valeurs de ces paramètres à identifier. Les plus connues sont des modèles inverses qui sont généralement limitées par le nombre des paramètres à estimer. L'erreur de modélisation et l'erreur associée à l'incertitude des paramètres sont les deux principaux types d'erreurs associées aux modèles inverses. Une augmentation du nombre de paramètres (à ajuster) réduit généralement l'erreur du modèle, mais peut augmenter l'incertitude des paramètres utilisés. Le nombre optimal de paramètres dépend donc de la quantité et de la qualité des observations. De manière générale, afin d'obtenir une solution valide, le nombre de paramètres ajustables doit être inférieur au nombre d'observations (c'est bien le minimum : si non le problème est sous dimensionné).

La zonation (Cooley, 1977, 1979), l'interpolation (Yeh et Yoon, 1981), la combinaison de la zonation et l'interpolation (Majdalani et Ackerer, 2011), la procédure multi-échelle (Larocque, 1997) sont les différents types de paramétrisation proposés dans la littérature. La technique la plus utilisée est la zonation, c'est elle que nous avons choisi dans cette étude (Paragraphe 3.5.6) : le domaine étudié est subdivisé en plusieurs zones (ou sous régions) où est affectée une valeur inconnue et uniforme de la variable à estimer (dans notre cas la

perméabilité puis le coefficient d'emménagement et la porosité de drainage). Chacune de ces valeurs inconnues représentant un paramètre ajustable, le nombre d'inconnues (c'est-à-dire de paramètres) est donc égal au nombre de zones. Pour des problèmes simples, l'extension spatiale de ces zones peut être déterminée par les caractéristiques lithologiques du domaine étudié. Dans cette étude, l'extension de ces zones est définie par un procédé qui est décrit dans le prochain paragraphe. Les erreurs introduites par cette méthode proviennent de l'uniformité de la valeur des paramètres dans chaque zone et de l'incertitude sur la géométrie de ces zones.

La technique de paramétrisation par zonation utilisée dans cette étude s'effectue en plusieurs étapes : le champ du logarithme des perméabilités est divisé en plusieurs classes. Pour exemple, la Figure 3-6a) présente en abscisse les classes des logarithmes des perméabilités du Quaternaire et en ordonnées le nombre de mailles d'aquifère dont la valeur de perméabilité est comprise entre les bornes de la dite classe. Les intervalles des classes ne sont pas identiques. Les bornes des différentes classes correspondent aux valeurs de seuils naturels de Jenks (Jenks et Caspall, 1971) qui maximisent les variances interclasses et minimisent les variances intra classes produisant ainsi des classes homogènes et donc des zones homogènes. Dans chaque classe, la valeur de perméabilité attribuée à la zone est la moyenne de toutes les perméabilités contenues dans la classe. Un exemple de la répartition des zones est illustré à la Figure 3-6b). La valeur de la perméabilité attribuée à une maille d'aquifère ne sera plus celle issue de la distribution initiale, mais sera conséquemment une valeur approchée du même ordre de grandeur que cette valeur. On peut aussi justifier cette approximation par le fait que les champs de perméabilités découlent d'une méthode originale de transformation de l'information lithologique en classe de perméabilité et donc qu'une variation autour des valeurs initiales n'altère pas fortement les résultats.

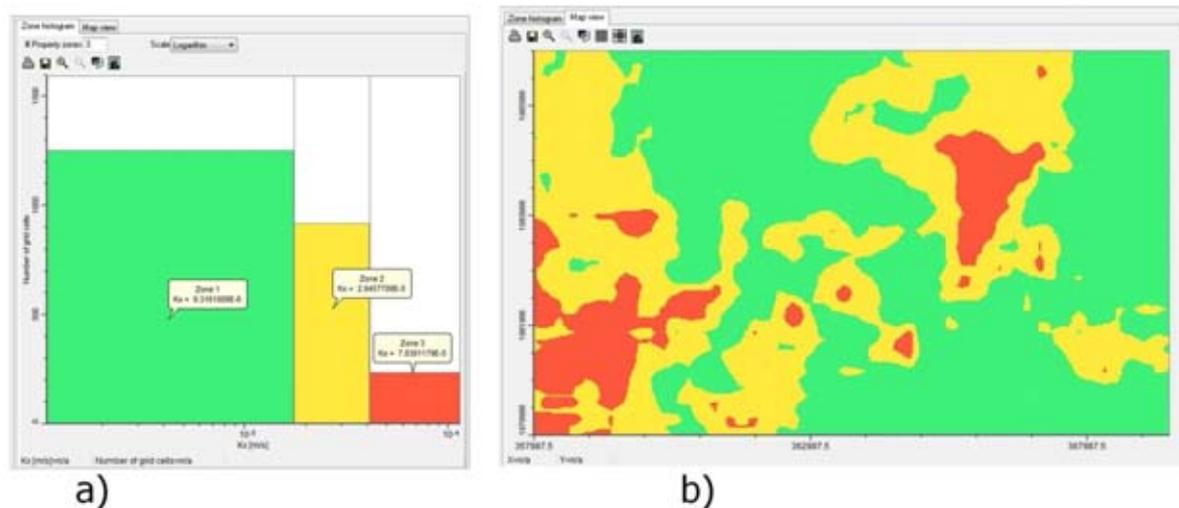


Figure 3-6 : a) *Histogramme des logarithmes des perméabilités du Quaternaire, b) Zonation correspondantes.*

Notons que la forme des zones définies est fortement liée aux valeurs de bornes des classes (seuils). Le logiciel Visual Modflow© définit automatiquement sur son histogramme, des seuils correspondant aux intervalles de classes identiques. Afin d'appliquer à cet l'histogramme des valeurs seuils de Jenks, un processus additionnel est nécessaire sous un autre logiciel (Arcgis© dans notre cas), afin d'obtenir ces valeurs seuils de Jenks et ainsi modifier dans Visual Modflow© les valeurs de seuils prédéfinies. Il existe cependant des zonations qui utilisent d'autres techniques de seuillage basées sur les méthodes gaussiennes seuillées (Rentier, 2002). Quelle que soit la technique de seuillage utilisée, la valeur de perméabilité affectée à la zone est la moyenne des perméabilités de la classe, elle correspond à une valeur initiale qui sera par la suite optimisée pendant la phase de calibration automatique du modèle.

3.4.2 Calibration

Dans la situation idéale où la simulation du modèle d'écoulement des eaux souterraines est effectuée avec des propriétés connues du système d'aquifère, les charges hydrauliques calculées coïncident parfaitement avec les charges mesurées aux points de données. Cependant, il est difficile de connaître de façon exacte les conditions aux limites du modèle, ses propriétés hydrogéologiques et bien d'autres paramètres mesurables sur le terrain. La calibration du modèle est le processus par lequel certains paramètres d'entrées du modèle (perméabilité, coefficient d'emménagement, porosité de drainage) sont ajustés dans la limite du raisonnable pour produire des résultats de simulation correspondant au mieux aux valeurs mesurées ou connues sur le terrain. Généralement, les quantités simulées par le modèle

numérique sont plus facilement mesurables que ne le sont les valeurs d'entrées du modèle. Lors de la calibration du modèle hydrogéologique, les valeurs d'entrées du modèle sont modifiées et remplacées par les valeurs simulées équivalentes, avec l'objectif que le modèle représente avec précision les aspects importants (charges hydrauliques observées dans notre cas) du système d'aquifère actuel (Hill, 1998). Deux types différents de calibration dont l'un est appelé par nos propres soins calibration manuelle et l'autre calibration automatique, ont été effectués dans ce travail de thèse. Ils sont décrits dans les deux paragraphes suivant :

La calibration manuelle consiste à multiplier les valeurs de la distribution initiale des perméabilités par un facteur K et de retenir le facteur pour lequel on observe le meilleur accord global. Cette approche s'inscrit en droite ligne dans la continuité de la méthodologie de transformation de l'information lithologique en perméabilité développée au chapitre précédent. En effet, multiplier la distribution initiale des valeurs de perméabilité revient tout simplement à multiplier les valeurs de perméabilités locales définies dans le Tableau 2-5. Cette méthode demeure tout de même très fastidieuse et extrêmement chronophage. De plus, l'évaluation de la qualité du modèle pendant le processus de la calibration manuelle est très subjective car elle est uniquement basée sur les valeurs de paramètres de la statistique de la calibration tels qu'énoncés dans le paragraphe 3.4.3. La Figure 3-7 présente le schéma des étapes de la calibration manuelle des perméabilités.

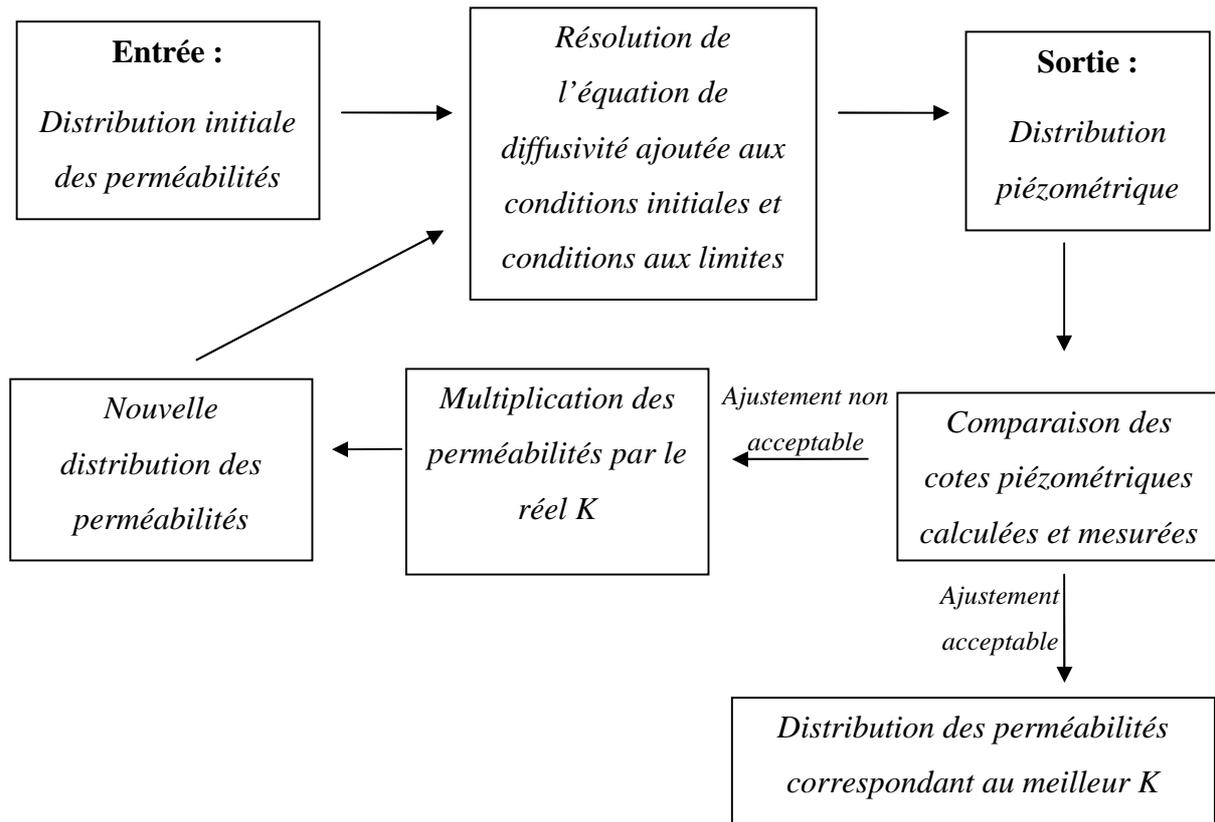


Figure 3-7 : Schéma de la calibration manuelle des perméabilités

La calibration automatique consiste à modifier séparément les paramètres hydrogéologiques (les perméabilités dans notre cas) définis par zone après la phase de zonation. Cette modification des valeurs de paramètres se fait par un processus décrit en annexe 1. Les paramètres sont modifiés de manière à minimiser la fonction objective définie par l'équation suivante :

Équation 3-14 :

$$\Phi = \sum_{i=1}^n [w_i (h_i^{\text{simulée}} - h_i^{\text{mesurée}})]^2$$

Où n est le nombre de points de mesure de la hauteur d'eau (puits chez les particuliers ou piézomètre), w_i est le poids de la $i^{\text{ème}}$ observation (dans cette étude, il est égal à 1 pour toutes les observations car elles ont la même fiabilité), $h_i^{\text{simulée}}$ est la hauteur d'eau simulée en ce point et $h_i^{\text{mesurée}}$ est la hauteur d'eau mesurée au dit point.

Le code d'inversion PEST (Parameter ESTimation) développé par Doherty (1994) et implémenté dans le logiciel Visual Moflow © est appliqué dans cette étude pour l'optimisation des paramètres. Les valeurs optimales de chaque paramètre sont déterminées

dans une plage de valeurs raisonnables en ajustant les valeurs initiales jusqu'à ce que l'écart entre la valeur simulée et la valeur mesurée soit réduit à la valeur minimale au sens des moindres carrés pondérés. La qualité de l'ajustement est non seulement appréciée par la valeur de la fonction objective, mais également par la valeur du coefficient de corrélation calculé entre les paramètres ajustables (perméabilités). Cette valeur de coefficient de corrélation est indépendante du nombre d'observations. La Figure 3-8 présente le schéma de la calibration automatique des perméabilités. Il diffère du schéma de la Figure 3-7 par la phase d'optimisation. Rentier (2002) présente les détails de la calibration automatique. Il est important de préciser que l'arrêt du processus d'optimisation ne signifie pas que les paramètres optimisés ont été obtenus mais que les critères d'arrêt sont satisfaits, ce qui peut se produire dans un minimum local.

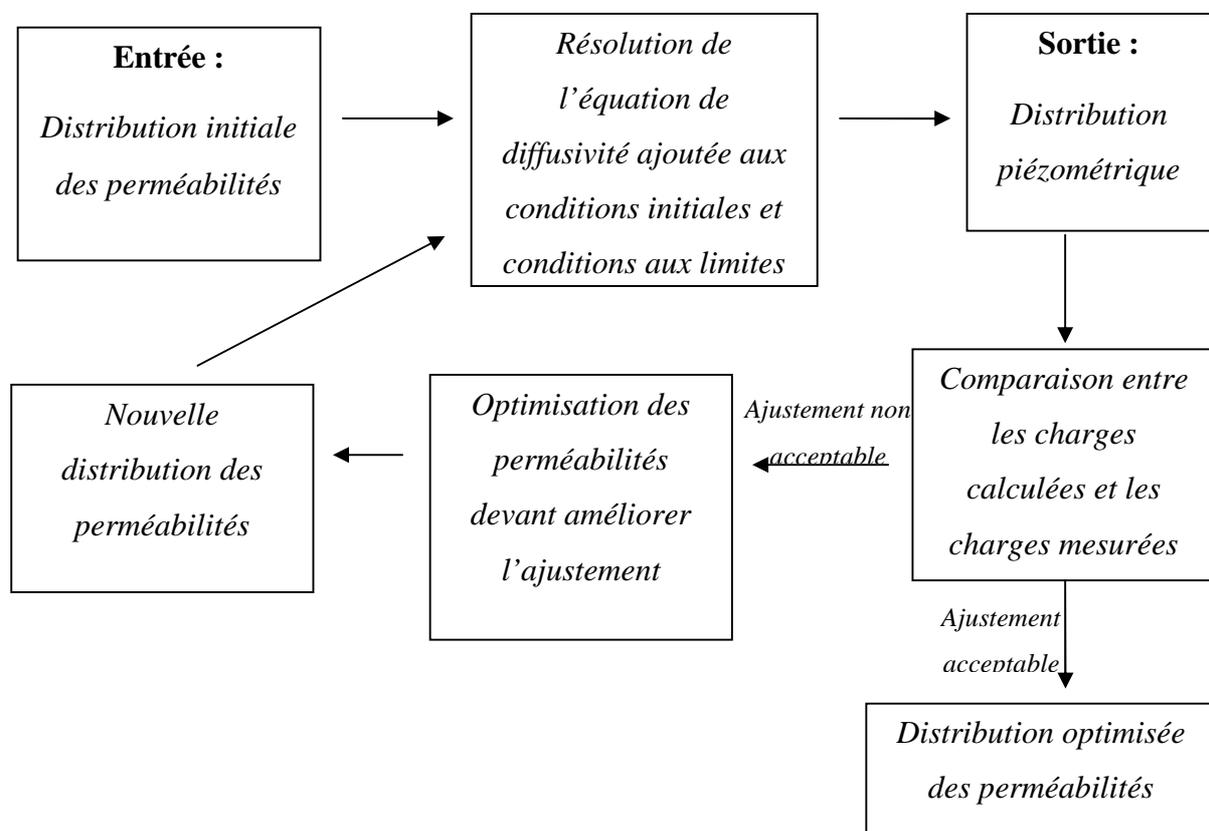


Figure 3-8 : Schéma de la calibration automatique des perméabilités

Des études de comparaison entre les méthodes de calibration manuelle et les méthodes de calibrations automatique des modèles hydrogéologiques montrent indéniablement la supériorité des secondes (Kim et al., 2007). La calibration automatique est basée sur des méthodes inverses fournissant un large spectre de possibilités qui aident les modélisateurs à profiter pleinement de la subtilité des modèles d'écoulement d'eaux souterraines. Ces

méthodes inverses présentent des avantages comprenant la détermination rapide des meilleures valeurs des paramètres d'ajustement et l'estimation de la qualité de la calibration (Poeter and Hill, 1997). Des critères de performances de modèles peuvent être évalués à partir de paramètres statistiques comme défini dans la section suivante.

3.4.3 Statistique de la calibration

La calibration (qu'elle soit manuelle ou automatique) est le processus le plus critique de la construction du modèle d'écoulement des eaux souterraines car sa qualité détermine la fiabilité de toutes les conclusions et recommandations formulées à partir des résultats de la simulation. Il est subjectif de considérer un modèle calibré d'acceptable, du fait que chaque modèle a des objectifs différents et répond à des conditions de calibration très différentes. Cependant, certaines méthodes permettent d'évaluer et d'interpréter la calibration du modèle en utilisant des mesures qualitatives et quantitatives.

Le résidu de la calibration (R_i) est défini comme étant la différence entre le résultat calculé (h_{cal}) et le résultat observé (h_{obs}) au point d'observation (i) :

$$R_i = h_{cal} - h_{obs}$$

Pour n points d'observations, la moyenne des résidus \bar{R}_i est définie par l'équation :

$$\bar{R}_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

La moyenne des résidus ne doit jamais être utilisée toute seule comme un paramètre adéquat pour évaluer la qualité de la calibration car le modèle peut en certains points d'observations surestimer des charges hydrauliques et les sous-estimer à d'autres points d'observations, rendant ainsi la moyenne des résidus très proche de zéro. Cet état fausserait donc l'interprétation.

La moyenne de la valeur absolue des résidus $|\bar{R}_i|$ produit une meilleure indication de la qualité de la calibration que la moyenne des résidus. Elle est définie par :

$$|\bar{R}_i| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |R_i|$$

L'erreur standard d'estimation (*Standard error of the estimate SEE en anglais*) mesure la dispersion des résidus autour de sa valeur moyenne. Elle est définie par :

$$SEE = \sqrt{\frac{1}{n-1} \frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R}_l)^2}{n}}$$

La *root mean squared error* RMS, mesure la précision de la prédiction. Elle est étroitement liée à la somme des erreurs au carré et est définie par :

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i^2}$$

La *root mean squared error* normalisée RMSNormalisée est définie par :

$$RMSNormalisé = \frac{RMS}{(h_{obs})_{max} - (h_{obs})_{min}}$$

La RMSNormalisée est exprimée en pourcentage et est plus représentative que le RMS standard car il prend en compte la gamme de valeurs connues ou mesurées.

Le coefficient de corrélation est calculé en utilisant la formule :

$$Cor = \frac{Cov(h_{cal}, h_{obs})}{\sigma_{hcal} \times \sigma_{hobs}}$$

3.5 Outils de modélisation de la zone d'étude

3.5.1 Aspects conceptuels de la discrétisation verticale

La discrétisation de l'espace dans la direction verticale est gérée dans le modèle en spécifiant le nombre de couches à utiliser et en spécifiant le toit et la base de toutes les mailles d'aquifère qui constituent chaque couche. Le modèle retenu est un modèle à 4 couches. Deux configurations peuvent être considérées pour conceptualiser des couches dans le modèle numérique : supposons que nous ayons un système aquifère dont un bloc diagramme est représenté à la Figure 3-9a. la première option de discrétisation verticale peut être de la considérer comme une extension de la discrétisation de surface en divisant le système d'écoulement en segment (régit par la résolution verticale désirée dans les résultats) dans la direction verticale (Figure 3-9b). La deuxième option de discrétisation verticale s'inscrit dans une logique de représenter individuellement chaque aquifères ou zone imperméable par une couche du modèle (Figure 3-9c).

Chacune de ces deux options présente des avantages et des inconvénients. L'équation d'écoulement est basée sur l'hypothèse que les propriétés hydrauliques (perméabilités et coefficient d'emménagement) sont uniformes ou du moins significatives des propriétés hydrauliques moyennes dans chaque cellule. Ces conditions sont davantage satisfaites lorsque les couches du modèle sont conformes aux unités hydrogéologiques comme dans la Figure 3-9c. De plus, la configuration de la Figure 3-9c permet d'avoir une plus grande précision des valeurs de charges hydrauliques lorsque les cotes des limites des couches du modèle correspondent aux intervalles dans lesquelles les pertes de charges verticales sont négligeables. Cependant, la configuration présentée à la Figure 3-9c déforme légèrement les interfaces entre les couches pour avoir des mailles qui ont des faces rectangulaires et conserver des axes principaux de perméabilités alignés sur la grille du modèle, pour être conforme aux hypothèses sur lesquelles est basée l'équation d'écoulement. Une erreur est donc toujours introduite par ces écarts à partir des conditions supposées. Le nombre de couches dans la configuration de la Figure 3-9c est égal au nombre de couches du système d'aquifères alors que le nombre de couches dans la configuration de la Figure 3-9b peut être différente au nombre de couches du système d'aquifères. Pour des systèmes d'aquifères qui présentent de fortes variations de charges hydrauliques suivant la verticale (plusieurs charges hydrauliques dans une couche en un même point), la configuration de la Figure 3-9b est la plus adaptée.

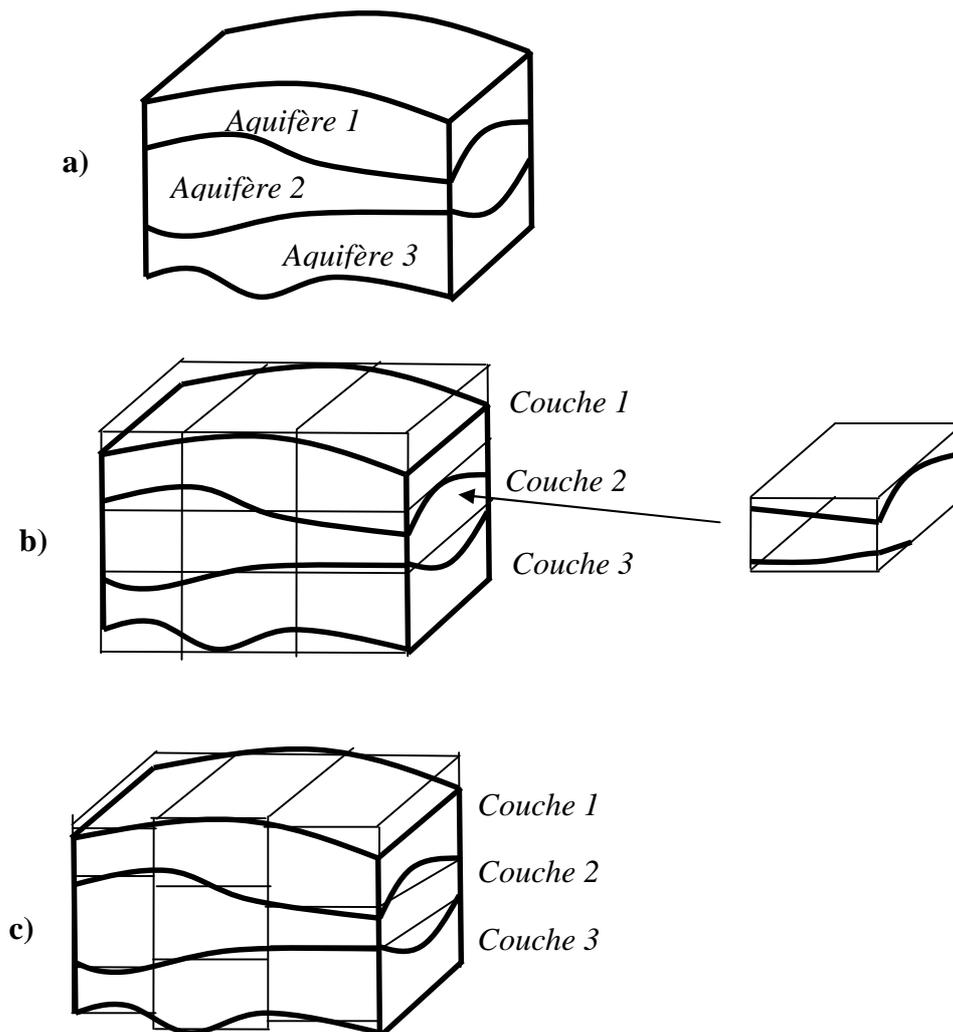


Figure 3-9 : Schémas de discrétisation verticale

C'est la configuration de la Figure 3-9c qui a été adoptée dans ce travail. Elle convient mieux aux aquifères dont les épaisseurs de couche sont très variables spatialement.

3.5.2 Discrétisation spatiale du système aquifère

L'espace est découpé en 3 dimensions et forme des grilles de mailles superposées. Chaque cellule (maille d'aquifère) représente une unité de propriétés homogènes. La maille d'aquifère a une forme parallélépipédique de base carrée de 25 m de côté et d'épaisseur égale à l'épaisseur de la couche considérée en ce point. Chaque maille d'aquifère est hydrauliquement connectée à ses six cellules voisines les plus proches (une cellule au dessus, l'autre en dessous, les autres au Nord, à l'Ouest au Sud et à l'Est). Chaque couche a un total de 128800 mailles et contient 74447 mailles actives (Figure 3-10). Le total des cellules actives

(cellules prises en compte dans le calcul des charges hydrauliques) est 74447×4 donc 297788 mailles de calcul.

Pour le bon fonctionnement du modèle, il est nécessaire de définir des conditions aux limites pertinentes ; c'est l'objet de la section suivante.

3.5.3 Conditions aux limites

Les conditions aux limites décrivent les règles d'échanges de flux entre le domaine modélisé et le milieu extérieur. Le type de condition à appliquer à ces limites a été déterminé en fonction des conditions hydrogéologiques du domaine étudié.

Les limites Nord et Ouest sont des limites de bassin versant hydrologique : ni flux, ni potentiels n'ont été imposés.

L'amont des rivières Le Peugue et Les Ontines n'est pas canalisé. Les échanges entre ces rivières non canalisées et la nappe sont représentés par des conditions de type rivière (Paragraphe 3.3.1.2). Pour chaque rivière, la largeur, l'épaisseur de la couche d'infiltration (lit de la rivière), la cote de la base de ce lit et la perméabilité de la couche d'infiltration sont des paramètres à affecter à chaque maille du modèle traversée par une rivière. Nous avons fait l'hypothèse que les rivières ont une largeur uniforme égale à 5 m pour la rivière Le Peugue non canalisé et 3 m pour Les Ontines non canalisés (Tableau 3-1). Nous avons supposé que le lit de chaque rivière a 20 cm d'épaisseur et la cote de la surface libre de l'eau est située à 1 m en dessous de la cote du modèle numérique de terrain à cet endroit (Tableau 3-1). Les niveaux d'eau de ces rivières sont supposés ne pas fluctuer au cours des simulations : en effet, de nombreux bassins d'étalements qui jalonnent les ruisseaux contribuent à écrêter les crues rendant à peu près constant le niveau des cours d'eau pendant toute l'année. La cote de la base de la couche d'infiltration est située à 2 m de la cote donnée par le modèle numérique de terrain pour Le Peugue non canalisé et à 1,5 m de la cote donnée par le modèle numérique de terrain pour Les Ontines non canalisés (Tableau 3-1). De plus les cartes piézométriques réalisées à partir des points de mesures montrent que la nappe est drainée par les rivières quelle que soit la période (hautes eaux ou basses eaux). De ce fait, une variation du niveau d'eau de la nappe n'influencerait pas les hauteurs piézométriques au voisinage de la rivière, car la rivière n'alimente la nappe à aucun moment. Le niveau d'eau constant des rivières n'altèrera pas la calibration du modèle, étant donné qu'aucune station de jaugeage n'existe dans le domaine étudié et de ce fait les variations de hauteurs d'eau au niveau des rivières que le modèle pouvait simuler ne peuvent être confrontées aux mesures existantes. Dans

paragraphe 3.7 les valeurs possibles de conductances par unité de surface des différentes rivières sont discutées.

Tableau 3-1 : Paramètres des rivières non canalisées

Nom de la rivière	Largeur de la rivière (m)	Epaisseur de la couche d'infiltration (m)	Cote de la surface libre de l'eau (m)	Cote de la base de la couche d'infiltration (m)
Peugue non canalisé	5	0.2	$Z_{TN} - 1$	$Z_{TN} - 2$
Ontines non canalisé	3	0.2	$Z_{TN} - 1$	$Z_{TN} - 1,5$

Z_{TN} est la cote du terrain naturel (MNT modifié) au droit du drain

Le ruisseau d'Ars, l'aval des rivières Le Peugue, Les Ontines et le fossé de Thouars sont canalisés. On dispose de très peu d'informations concernant les diamètres des conduits utilisés pour canaliser ces rivières. Les informations éparses que nous avons rassemblées ont permis d'affecter des diamètres aux différents drains (Tableau 3-2). Il en est de même pour la profondeur de la base des conduits. Les conditions aux limites de type drain (Paragraphe 3.3.1.1) sont utilisées pour représenter ces rivières canalisées. Chaque maille traversée par un drain doit être renseignée en cote du milieu de ce drain. Cette cote a été calculée en soustrayant au modèle numérique de terrain, la profondeur de la base du drain auquel on rajoute le rayon du drain (Tableau 3-2). La gamme de valeur des conductances par unité de surface à affecter à chaque maille d'aquifère est discutée dans le paragraphe 3.7.

Tableau 3-2 : Paramètres des drains

Nom du drain	Diamètre du drain (m)	Profondeur moyenne de la base du drain (m)	Cote du centre du drain Z_{dr} (m)
Peugue canalisé	2,2	3.5	$Z_{TN} - 2,4$
Ruisseau d'Ars	2,8	4	$Z_{TN} - 2,6$
Ontines canalisé	1,8	3	$Z_{TN} - 2,1$
Fossé de Thouars	1,8	3	$Z_{TN} - 2,1$

Z_{TN} est la cote du terrain naturel au droit du drain

Pour éviter que des équipotentielles simulées soient tangentes à la limite Est du domaine étudié, nous avons imposé un potentiel uniforme le long de la ceinture qui longe les boulevards de Bordeaux et qui traverse notre domaine étudié sur sa limite Est (l'altitude y est presque constante).

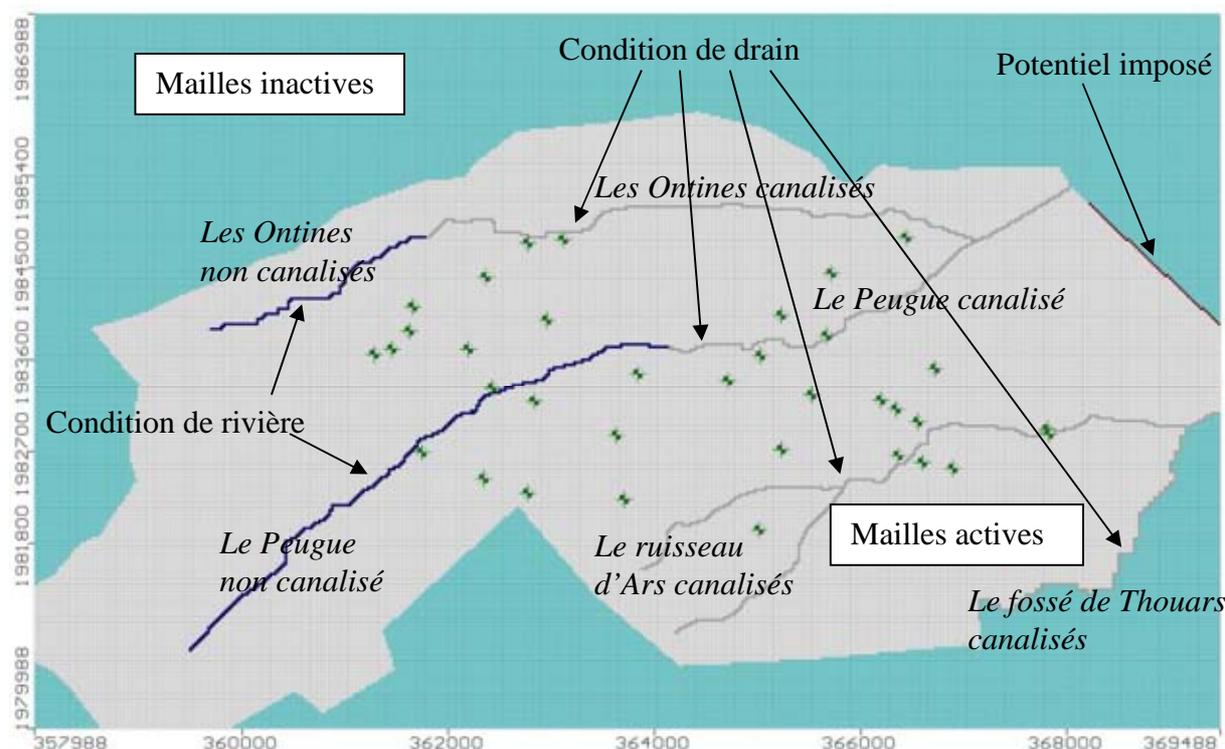


Figure 3-10 : Conditions aux limites sur la première couche (Quaternaire). Les points verts sont des points d'observations de la nappe libre.

3.5.4 Estimation de la recharge de la nappe

L'urbanisation influence fortement les processus hydrologiques car elle contribue dans la plupart des cas à une réduction de la recharge des eaux souterraines par l'augmentation des surfaces imperméables. Les surfaces imperméables sont définies ici comme tous les matériaux qui empêchent l'eau de s'infiltrer dans le sol (routes, immeubles, parkings, etc.). Les précipitations recueillies sur les surfaces imperméables ne peuvent s'infiltrer dans le sol (pour alimenter la nappe) et ruissellent la plupart du temps vers les égouts. Le pourcentage de couverture et la distribution spatiale des zones imperméables dans un bassin est donc un paramètre très important à prendre en compte dans l'estimation de la recharge d'une nappe en milieu urbain (Berthier, 1999 ; Dupasquier, 1999 ; Le Delliou, A., 2009 ; Morena, 2004).

Les cartes identifiant les surfaces imperméables d'un site peuvent être générées par différentes méthodes : les relevés au sol en utilisant un GPS (Global Positioning System), l'interprétation de photos aériennes pour la photogrammétrie, et la télédétection satellitaire

(Slonecker, 1994 ; Weng, 2012). L'utilisation de la première méthodologie comme outil pour recueillir les données sur le terrain est très fiable mais coûteuse et n'est généralement pas pratique pour la cartographie des zones de grande taille (Bauer et al., 2004). Les photographies aériennes sont une source importante d'informations d'occupation du sol. Le coût d'acquisition de ces photographies aériennes et de l'interprétation des types de couverture est moins coûteux que les autres méthodologies à l'échelle de cette étude. Des images numériques récupérées sur des sites internet de photographies aériennes (Google Earth®, Google map ©) ont été utilisées dans cette étude pour mesurer la couverture de la surface imperméable. La troisième méthodologie concerne la télédétection satellitaire est sans doute la méthode la plus précise, mais elle demande le déploiement de nombreux outils de calculs. Elle n'a pas été jugée appropriée à l'échelle de notre zone d'étude.

Une analyse d'image a été effectuée au moyen du logiciel ImageJ® à partir des photos aériennes. Deux zones de recharge ont été définies : (i) Une zone correspondant à la zone verte, où la recharge de la nappe est liée à l'infiltration pluviale. La recharge que l'on appliquera à cette zone sera proportionnelle à la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle. Notons que de nombreuses méthodes utilisant le bilan hydrologique d'une unité hydrologique pendant une période donnée permettent d'estimer la recharge liée à l'infiltration pluviale : méthode de Thornthwaite, de Turc, de Penman... Elles ont toutes montré dans le cadre de cette étude leurs incapacités à reproduire des fluctuations observées au niveau de certaines chroniques piézométriques liées aux événements pluvieux, sans doute à cause de la forte anthropisation du milieu urbain. Par contre une méthode simple consistant à considérer qu'une fraction de la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle reproduit mieux les événements pluvieux et a donc été utilisée dans cette étude. (ii) Une zone de recharge de 35 mm par an a été attribuée aux zones imperméables (Dubanchet, 2002). Cette dernière recharge est liée aux pertes d'eau du réseau d'alimentation en eau potable estimées à 10 % des pertes d'eau en volume annuel d'eau distribué sur la Communauté Urbaine de Bordeaux et est liée aux pertes du réseau d'assainissement.

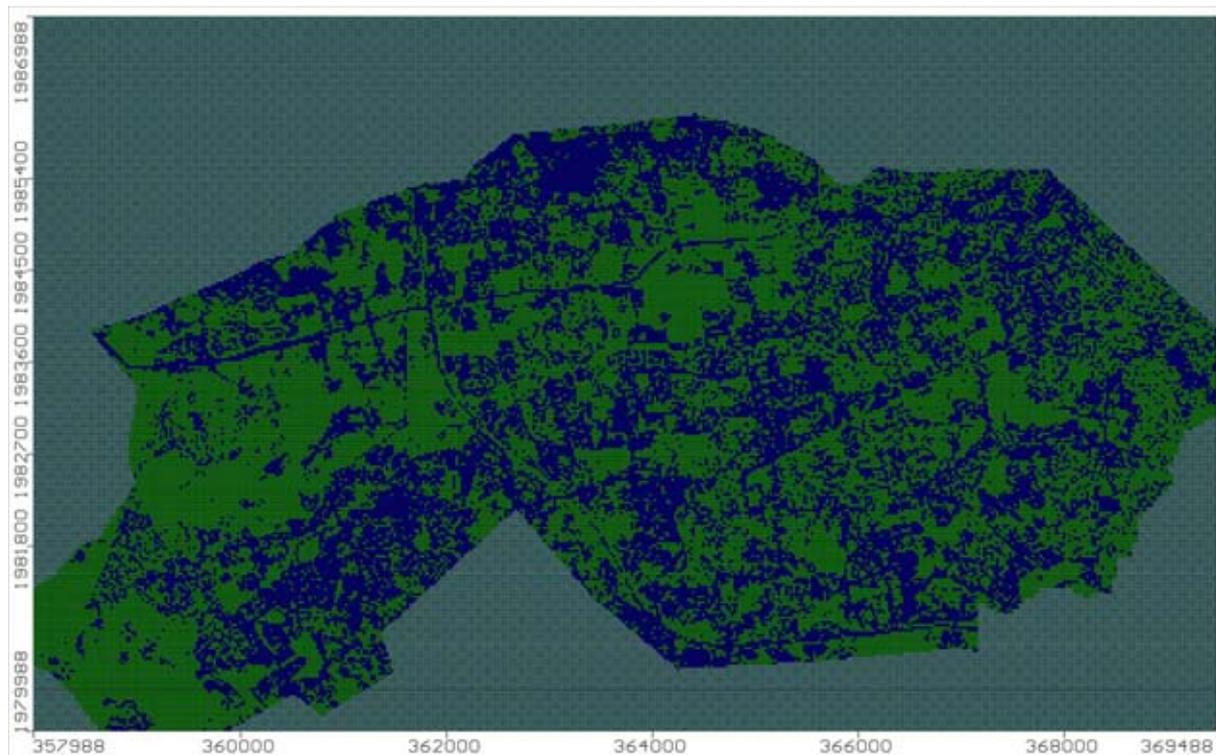


Figure 3-11 : Zones de recharge de la nappe : en vert la recharge liée à l'infiltration pluviale et en bleu les zones imperméables.

La recharge de la nappe qui est liée à l'infiltration pluviale a été calculée sur la période 1990 à 2012 (Figure 3-12) à partir des données de pluviométrie et d'évapotranspiration potentielle recueillies à la station météorologique de Mérignac. Lorsque l'évapotranspiration est supérieure à la pluviométrie, la recharge appliquée aux zones vertes est nulle. Dans cette étude, nous avons choisi de travailler avec des données mi-décadaires (5 jours) pour la raison évidente de réduction du temps de calcul. La recharge appliquée aux zones vertes est donc proportionnelle à la différence entre la pluviométrie cumulée sur 5 jours et l'évapotranspiration cumulée sur 5 jours. Ce mode de calcul a été privilégié au calcul de la recharge journalière suivie d'un cumul des valeurs sur 5 jours parce qu'on fera l'hypothèse que la valeur de recharge mi-décadaire correspondante est une fraction de la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle (on supposera que la recharge est la moitié de la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle). Ce mode de calcul mi-décadaire se justifie par le fait que l'eau qui tombe sur le sol et qui s'y infiltre met un certain temps avant de rejoindre la nappe. Nous ne considérerons pas les effets du ruissellement car la recharge ne sera appliquée que sur les zones non revêtues et que l'eau qui tombe sur ces zones vertes ne ruisselle pas. La Figure 3-12 présente les valeurs annuelles de précipitations, d'évapotranspiration et pluie brute (Pb) moins l'évapotranspiration (ETP) calculée entre 1990

et 2012. Les valeurs de pluies brutes moins évapotranspiration annuelles sont comprises entre 250 et 800 mm.

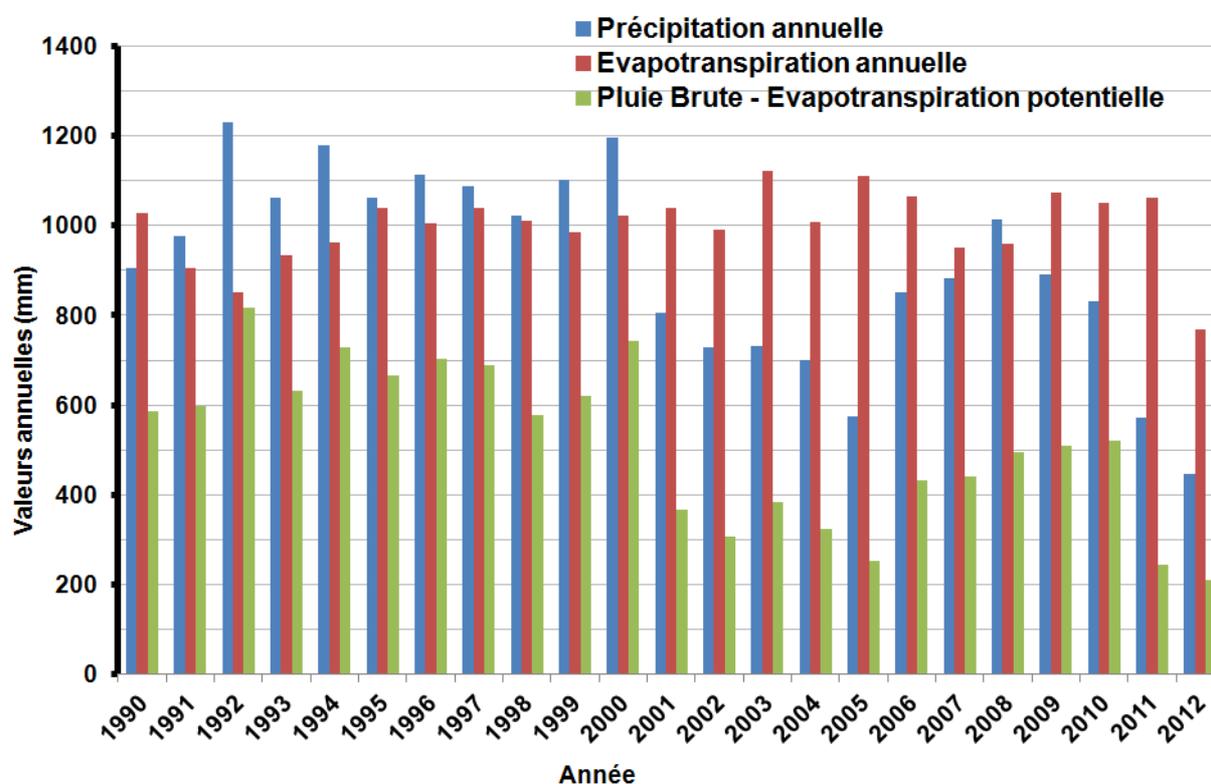


Figure 3-12 : Somme annuelle des pluies brutes, des évapotranspirations potentielles et des différences pluies cumulées sur 5 jours moins évapotranspirations potentielles cumulées sur 5 jours.

3.5.5 Prélèvement dans la nappe

Les campagnes de mesures que nous avons effectuées nous ont conduits à démarcher des particuliers qui avaient des puits. La plupart s'en servent pour arroser leurs jardins. Nous ne pouvons pas considérer que ces débits d'eau pompés quotidiennement (environ $0.5 \text{ m}^3/\text{jour}$) constituent une pression sur la ressource en eau. De plus, ce recensement de puits n'est pas exhaustif.

En revanche, les prélèvements effectués dans le Miocène et l'Oligocène pour des usages domestiques (à l'échelle locale), agricoles ou industriels constituent une pression significative sur la ressource en eau. Nous avons identifié dans la base de données de l'agence de l'Adour Garonne (source : Système d'information sur l'eau du bassin de l'Adour Garonne, données exportées en septembre 2012) 24 points de prélèvements dont 9 dans le miocène et 15 dans l'oligocène (Figure 2-14). Les volumes prélevés (inférieurs à $1251554 \text{ m}^3/\text{an}$) sont annuelles allant pour la plupart de 2003 à 2010 (Tableau 3-3). Notons que des prélèvements se sont

effectués avant l'année 2003, mais leurs données ne sont pas disponibles dans la base de données.

Tableau 3-3 : Volumes d'eau prélevés dans le Miocène et dans l'Oligocène en 2008, 2009 et 2010

Code BSS	Nom de l'entité hydrogéologique	Vol. P. en 2010 (m3/an)	Vol. P. en 2009 (m3/an)	Vol. P. en 2008 (m3/an)
08271X0249/F	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	34448	14000	14000
08272X1310/F3	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	4120	4484	2817
08271X0245/F	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	8580	5660	4333
08271X0300/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	0	0	0
08271X0290/F1	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	90819	95102	65383
08271X0495/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	152000	152000	144000
08271X0152/F1	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	1179842	1101152	1112495
08271X0264/F	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	10419	8574	5013
08272X0492/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	630961	732370	794449
08271X0250/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	867254	884025	862889
08271X0237/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	1107675	1170172	1060031
08271X0293/F6	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	80476	63399	39904
08035X0467/F	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	9585	14813	9785
08035X0337/F2	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	254024	264169	270674
08271X0009/F1	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	0	0	0
08036X0065/F1	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	0	0	0
08271X0292/F	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	0	18340	5740
08271X0008/F2	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	1251554	1146719	1335369
08271X0007/F1	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	0	0	0
08271X0291/F2	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	120031	119908	98709
08271X0010/F1B	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	851320	971458	1055964
08035X0377/F	MIOCENE HELVETIEN ET AQUITANIEN	11045	6933	6049
08272X0292/ST2	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	154133	104402	146397
08272X0328/F2	OLIGOCENE ADOUR-GARONNE	0	0	0

Vol. P. =Volume prélevé

Compte tenu de la non fiabilité des données de prélèvements que nous avons recensées, nous n'avons pas jugé nécessaire de les introduire dans le modèle. Nous avons tout de même jugé intéressant de les présenter car ils peuvent justifier certains écarts entre les hauteurs piézométriques simulées et celles qui ont été mesurées. Au cours des campagnes de mesures, en discutant avec certains particuliers qui avaient des puits, ils nous affirmaient que le niveau d'eau dans leurs puits avait diminué à la suite de l'implantation d'un puits plus profond (captant l'Oligocène) chez le voisin. Notons que les données de prélèvements ne sont pas bien géolocalisées dans la base de données où elles ont été prélevées. Les positions des points de

prélèvement que nous indiquons sur la Figure 3-13 résulte de l'interprétation des codes BSS (Tableau 3-3) à partir desquels ces points sont identifiés. Les recensements ne sont donc pas fiables et les chroniques existantes sont incomplètes et présentent de nombreuses lacunes de valeurs de volumes pour certaines années (Tableau 3-3).

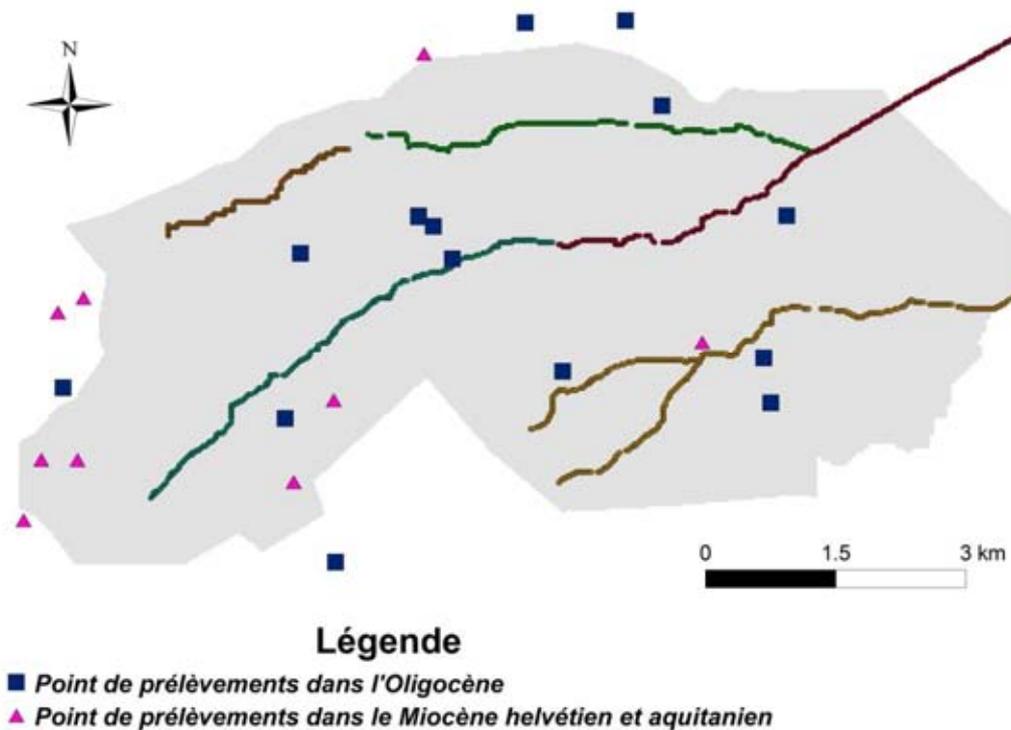


Figure 3-13 : Localisation des points de prélèvement recensés dans la base de données de l'agence de l'Adour Garonne et captant la nappe captive du Miocène et de l'Oligocène de la zone ou du voisinage de la zone étudiée.

3.5.6 Paramètres hydrodynamiques

Les paramètres hydrodynamiques qui contrôlent les écoulements des eaux souterraines sont les perméabilités horizontales et verticales, le coefficient d'emménagement et la porosité de drainage. Initialement, ces paramètres sont estimés par des essais de pompages. Une méthodologie de transformation de l'information lithologique en perméabilité a été développée au chapitre 2. Le logiciel Visual Modflow © ne gère pas les lacunes entre les différentes couches. Il impose que le nombre de couches soit le même en tous les points du domaine. Ainsi, lorsqu'une couche présente une lacune, nous définissons une couche d'épaisseur faible (20 cm) à cet endroit qui a les caractéristiques hydrodynamiques de la couche qu'elle recouvre. Cette opération ne génère pas d'erreurs dans le modèle car elle peut être considérée comme un raffinement des couches au point de la lacune.

3.5.6.1 Perméabilités

Le descriptif détaillé des 4 couches a été fait au chapitre 2. Il est rappelé succinctement dans cette section en donnant l'épaisseur des couches et les gammes de perméabilités initiales. La construction des couches du modèle exige que les couches soient continues. Il est donc important d'adopter une bien meilleure stratégie de gestion des lacunes observées sur les formations géologiques. Ainsi, des épaisseurs de 20 cm (20 cm est l'épaisseur minimale des couches) ont été attribuées aux couches lorsque celles-ci présentaient une lacune. L'attribution se fait en partant de la surface topographique : au niveau des lacunes du Quaternaire, on attribue 20 cm de la couche de Miocène et lui affectant directement à cet endroit, la perméabilité du Miocène. Ensuite la méthode est appliquée au Chattien puis au Rupélien. La définition des zones issues de la zonation des champs de perméabilités est visible sur la Figure 3-14.

(i) *Le Quaternaire*. Aquifère non confiné avec une épaisseur qui varie entre 0,2 et 15 m et sa perméabilité varie entre $3,07 \times 10^{-6}$ et $1,47 \times 10^{-5}$ m/s.

(ii) *Le Miocène*. Aquifère non confiné avec une épaisseur maximale de 60 m qui diminue au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'Est de la zone d'étude où la formation disparaît quasiment en se rapprochant de la Garonne. Sa perméabilité varie entre $2,35 \times 10^{-8}$ et $5,01 \times 10^{-5}$ m/s.

(iii) *Le Chattien*. C'est un aquiclude composé d'argiles vertes et de marnes. Il n'affleure pas dans la zone étudiée et présente de nombreuses discontinuités favorisant les échanges entre la nappe libre et les nappes sous jacentes. Son épaisseur ne dépasse pas 9 m. Sa perméabilité est estimée à 10^{-9} m/s.

(iv) *Le Rupélien*. Il constitue la base du modèle. Sa perméabilité varie entre $3,59 \times 10^{-6}$ et $1,03 \times 10^{-5}$ m/s. Son épaisseur est supposée constante dans le modèle hydrodynamique de la nappe libre et a été fixée à 50 m. notons qu'en réalité cette épaisseur varie entre 50 et 80 m sur l'ensemble de la zone d'étude (paragraphe 2.3.3.1).

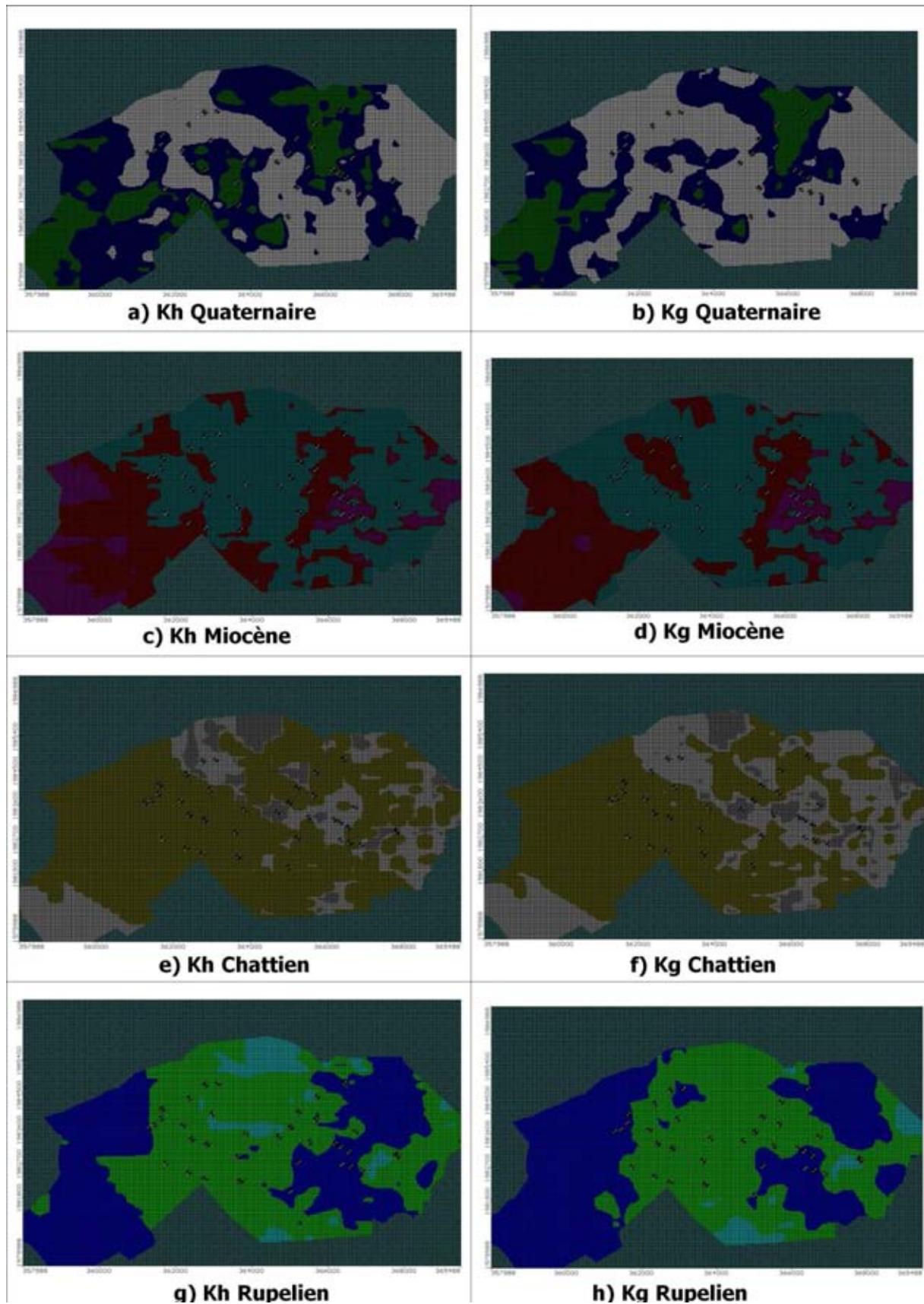


Figure 3-14 : La zonation en colonne gauche (a, c, e, g) est basée sur la distribution des perméabilités horizontales (Kh) et la zonation sur la colonne de droite (b, d, f) est basée sur la distribution des perméabilités équivalentes (Kg).

3.5.6.2 Coefficient d'emménagement S_s et porosité de drainage S_y

Une distinction est faite dans le code Modflow entre les couches (aquifères) confinées dans lesquelles le terme de stockage reste constant tout au long de la simulation et les autres couches pour lesquelles le terme de stockage peut être converti au cours d'une simulation passant de l'état où la couche est confinée à l'état où elle est libre, ou inversement selon que le niveau de l'eau dans la cellule descend en-dessous ou remonte au-dessus du toit de la cellule. En d'autres termes, l'écriture de droite de l'Équation 3-11 varie lorsque la cellule appartient à une couche confinée :

$$S_{s_{i,j,k}}(\Delta r_i \times \Delta c_i \times \Delta v_k) \frac{(h_{i,j,k}^m - h_{i,j,k}^{m-1})}{(t^m - t^{m-1})}$$

avec S_s le coefficient d'emménagement [L^{-1}],

lorsque la cellule appartient à une couche non confinée :

$$S_{y_{i,j,k}}(\Delta r_i \times \Delta c_i) \frac{(h_{i,j,k}^m - h_{i,j,k}^{m-1})}{(t^m - t^{m-1})}$$

S_y qui est la porosité de drainage [sans unité].

Pour chaque cellule, on définit donc un S_s et un S_y du fait que la cellule peut tout au long de la simulation passer d'un état confiné à un état non confiné.

$S_s=10^{-4} m^{-1}$ et $S_y=0,02$ sont les valeurs initiales attribuées. Elles correspondent aux valeurs généralement utilisées dans les modèles d'écoulements des eaux souterraines profondes du bassin aquitain (Saltel et al., 2010).

3.5.7 Réseau d'observation de la nappe

Une sélection de piézomètres a été effectuée sur l'ensemble du réseau de suivi piézométrique de la CUB. 34 piézomètres qui captent la nappe libre ont été retenus à l'issue de cette sélection. Les points sont très inégalement répartis sur l'ensemble du domaine étudié (Figure 3-15). Les données recueillies sont des chroniques asynchrones, allant pour la plupart de 1990 à 2004 et présentant de nombreuses lacunes.

D'autres points d'observation de la nappe ont été obtenus à l'issue des campagnes de mesures dans certains piézomètres existants et dans les puits des particuliers (Figure 3-15). (Cf chapitre 2). Les mesures qui en résultent ont servi à la calibration du modèle en régime permanent et en régime transitoire.

La répartition des points des campagnes de mesures de juillet octobre et mars (en vert sur la Figure 3-15) est assez uniformément répartie tandis que les points issus du suivi piézométrique de la CUB (en rouge sur la Figure 3-15) sont inégalement répartis et se concentrent sur la zone du Bourgailh et la ligne de chemin de fer.

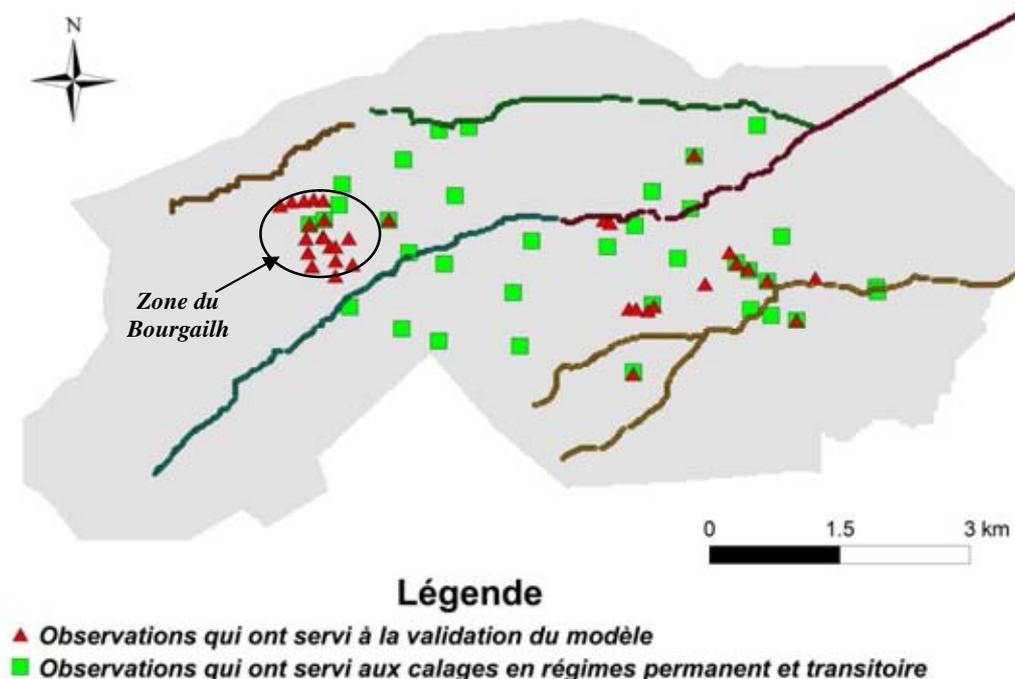


Figure 3-15 : Points d'observations de la nappe.

Tous les éléments qui entrent en jeu dans la construction du modèle d'écoulement de la nappe libre ont été définis. Le modèle peut désormais être développé.

3.6 Processus de développement du modèle

Le processus de développement du modèle peut se résumer en trois étapes principales :

(i) dans un premier temps, dans le but de vérifier la pertinence des conditions aux limites du modèle, les simulations d'écoulements en régime permanent sont effectuées. Les résultats obtenus des simulations permettent d'étudier les influences des variations des paramètres (conductances par unité de surface des drains, coefficients d'infiltration des lits des rivières, recharge) sur les hauteurs d'eau simulées au voisinage des rivières (canalisées et non canalisées). Une fois que les valeurs de ces paramètres sont choisies, la calibration du modèle en régime permanent est effectuée en modifiant le champ de perméabilités initiales (par calibration manuelle et automatique) pour produire des hauteurs d'eau simulées qui soient en

adéquation avec les hauteurs d'eau mesurées pendant la campagne de juillet. Le champ de perméabilité ainsi obtenu ne changera plus dans le reste du développement du modèle et sera considéré comme le champ de perméabilité du modèle. La distribution des hauteurs d'eau obtenue à l'issue de cette phase de calibration servira de charges hydrauliques initiales pour le régime transitoire.

(ii) dans un second temps, un modèle d'écoulement en régime transitoire (de juillet 2010 à mars 2011) au pas de temps mi-décadaire est mis en œuvre pour estimer le coefficient d'emménagement spécifique (S_s) et la porosité de drainage (S_y) de l'aquifère de la nappe libre.

(iii) dans une dernière étape, la validation du modèle s'effectue en simulant les hauteurs d'eau entre 1993 et 2012. Cette étape de validation vise à comparer l'historique des variations des hauteurs de nappe libre mesurées aux points d'observations avec l'historique des hauteurs de nappe simulées.

3.7 Régime permanent

Le régime permanent est une situation stable (en réalité fictive) vers laquelle tend un système d'aquifères. On initialise les charges hydrauliques en tous les points du système d'aquifère par des valeurs approchées connues des mesures (pour toutes les simulations en régime permanent, les cotes topographiques sont les valeurs initiales des charges hydrauliques car la nappe libre étudiée est peu profonde), puis on simule l'évolution du système. Généralement, le système évolue rapidement au départ puis de plus en plus lentement vers une situation stable. La distribution des charges hydrauliques obtenues est sauvegardée pour servir de point de départ aux simulations en régime transitoire. Il faut accorder une attention particulière aux paramètres (conductances par unité de surface des drains, coefficients d'infiltrations des lits des rivières, recharges, perméabilités) utilisés pour déterminer la distribution des charges hydrauliques en régime permanent car des erreurs occasionnées dans cette phase peuvent se propager en régime transitoire.

La conductance par unité de surface du drain (C_{dr}) est un paramètre difficile à estimer de façon précise (voir Paragraphe 3.3.1.1). Dans plusieurs situations, sa formulation spécifique requiert des informations détaillées qui ne sont généralement pas disponibles telles que la distribution des charges hydrauliques au voisinage du drain, la perméabilité de l'encaissant du drain, le nombre et la taille des ouvertures du drain ... Dans la littérature, les valeurs de conductance par unité de surface varient entre 10^{-8} et 10^{-6} s^{-1} . Dans le but d'apprécier les

variations de flux dans les rivières canalisées (représentées par ces fonctions drains) et d'évaluer la variation de la hauteur piézométrique au voisinage de ces rivières, nous avons testé plusieurs valeurs de conductance par unité de surface (Tableau 3-4). Les différentes valeurs que nous avons considérées correspondent en théorie au diamètre des drains (plus gros est le diamètre plus grande est la conductance). La conductance par unité de surface d'un drain est considérée uniforme le long du drain lors de toute simulation.

Tableau 3-4 : Valeurs prises par les conductances par unité de surface de drain C_{dr} dans les différents cas.

		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Nom du drain	Diamètre du drain (m)	C_{dr1} (s^{-1})	C_{dr2} (s^{-1})	C_{dr3} (s^{-1})	C_{dr4} (s^{-1})	C_{dr5} (s^{-1})
Peugue canalisé	2,2	5×10^{-6}	10^{-6}	5×10^{-7}	10^{-7}	5×10^{-8}
Ruisseau d'Ars	2,8	$6,4 \times 10^{-6}$	$1,2 \times 10^{-6}$	$6,4 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-7}$	$6,4 \times 10^{-8}$
Ontines canalisé	1,8	$4,1 \times 10^{-6}$	$8,1 \times 10^{-7}$	$4,1 \times 10^{-7}$	$8,1 \times 10^{-8}$	$4,1 \times 10^{-8}$
Fossé de Thouars	1,8	$4,1 \times 10^{-6}$	$8,1 \times 10^{-7}$	$4,1 \times 10^{-7}$	$8,1 \times 10^{-8}$	$4,1 \times 10^{-8}$

Le coefficient d'infiltration de la couche d'infiltration de la rivière (C_{riv}) n'est pas connu de façon précise. Il est égal à la perméabilité de la couche d'infiltration divisée par l'épaisseur de la dite couche. Sur le site, cette couche d'infiltration est constituée de sable argileux et a une épaisseur d'environ 20 cm au point où elle a été mesurée sur le Peugue. Nous avons fait l'hypothèse que cette épaisseur est uniforme le long de chaque rivière. Nous avons considéré que la perméabilité de la couche d'infiltration varie de 5×10^{-6} à 5×10^{-8} m/s et avons testé les différentes valeurs de coefficient d'infiltration consignées dans le Tableau 3-5. Lors d'une simulation, ce coefficient d'infiltration est considéré uniforme le long de la rivière.

Tableau 3-5 : Valeurs prises par les coefficients d'infiltration C_{riv} pour les différents cas.

		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Nom de la rivière	Epaisseur de la couche d'infiltration (m)	C_{riv1} (s^{-1})	C_{riv2} (s^{-1})	C_{riv3} (s^{-1})	C_{riv4} (s^{-1})	C_{riv5} (s^{-1})
Peugue canalisé	0,2	$2,5 \times 10^{-5}$	$7,5 \times 10^{-6}$	$2,5 \times 10^{-6}$	$7,5 \times 10^{-7}$	$2,5 \times 10^{-7}$
Ontines canalisé	0,2	$2,5 \times 10^{-5}$	$7,5 \times 10^{-6}$	$2,5 \times 10^{-6}$	$7,5 \times 10^{-7}$	$2,5 \times 10^{-7}$

Pour étudier les influences de la recharge en régime permanent sur les débits de base dans les rivières non canalisées sur les débits d'eau extraits du système par les drains et sur les hauteurs piézométriques, plusieurs valeurs de recharge ont été testées : 100, 150, 200, 250 et 300 mm/an. Cette gamme de variations de la recharge correspond à différentes fractions de la pluie brute moins l'évapotranspiration.

Les valeurs de perméabilités obtenues par l'approche 2D au chapitre précédent sont intégrées dans le modèle numérique d'écoulement de la nappe libre suivant deux aspects conceptuels différents. Le premier (Cas Kh Kv) considère que la perméabilité dans une maille d'aquifère est définie par sa composante horizontale (Kh) et verticale (Kv) alors que le second considère que la perméabilité dans une maille d'aquifère peut être représentée par une perméabilité équivalente des deux composantes précédentes (Kg).

La calibration en régime permanent se fait sur la base des hauteurs d'eau mesurées pendant la campagne du mois de juillet 2010.

3.7.1 Cas Kh Kv

Pour ce premier aspect conceptuel, nous considérons que la perméabilité dans une maille d'aquifère s'exprime suivant deux composantes différentes : une composante horizontale ($K_h=K_x=K_y$) et une composante verticale ($K_v=K_z$). Nous étudions dans ce paragraphe, l'influence de la variation des conductances par unité de surface des drains,

coefficients d'infiltrations des lits des rivières et de la recharge sur l'évolution des hauteurs d'eau simulées au voisinage des rivières. Les valeurs de paramètres retenus sont par la suite utilisées pour servir à la calibration du modèle en régime permanent.

3.7.1.1 Etude paramétrique de C_{dr} , C_{riv} , et de la recharge

La Figure 3-16 présente plusieurs graphiques qui montrent l'évolution du flux à chaque rivière pour diverses valeurs de recharge et pour les 5 cas de conductances et coefficients d'infiltration. Les rivières non canalisées étant à l'Ouest et les rivières canalisées étant à l'Est de la zone étudiée, pour une valeur de recharge fixée, une combinaison des cas (Cas 1 du Tableau 3-4 et cas 3 du Tableau 3-5 par exemple) n'a pas d'influence sur les hauteurs d'eau simulées au voisinage des rivières. Alors, lorsqu'il s'agit d'utiliser un cas (cas 1 par exemple), les valeurs du Tableau 3-4 et du Tableau 3-5 du cas1 seront considérées. Notons que pour cette étude paramétrique de C_{dr} et C_{riv} , la recharge est supposée uniforme (les zones vertes n'ont pas été distinguées des zones non vertes car l'étude vise à étudier le comportement de l'aquifère dans son ensemble sans forcément reproduire les hauteurs piézométriques observées).

La variation des conductances par unité de surface des drains et des coefficients d'infiltrations des rivières ne provoque pas à recharge constante, des fluctuations considérables des flux au niveau des rivières. Les flux ne semblent pas sensibles aux changements de valeurs de conductances et de coefficient d'infiltration dans les intervalles que nous avons considérés. On note tout de même, pour le Peugue (canalisé et non canalisé), une légère baisse de flux avec la diminution de C_{dr} , et C_{riv} au cas 4 et au cas 5. Cette diminution de flux est conforme à la formulation des flux dans les drains et rivières. Le ruisseau d'Ars et Les Ontines canalisés montrent une légère hausse de flux constatée pour les cas 4 et 5. Cette augmentation de flux à la suite d'une diminution des conductances n'est pas cohérente avec la formulation des fonctions drain et rivière. La distribution des charges hydrauliques simulées en régime permanent pour les cas 4 et 5 n'est donc pas satisfaisante et peut être considérée comme des solutions non acceptables de l'équation d'écoulement.

L'augmentation de la recharge a pour conséquence l'augmentation des flux dans les rivières (canalisées ou non canalisées). Une augmentation de 50 mm/an de recharge entraîne une augmentation du flux d'environ 500 m³/j dans Les Ontines non canalisés, elle entraîne une augmentation du flux d'environ 1000 m³/j dans Le Peugue canalisé et Les Ontines

canalisés, elle entraîne une augmentation du flux d'environ 1500 m³/j dans le ruisseau d'Ars et elle entraîne une augmentation d'environ 2000 m³/j dans Le Peugue non canalisé.

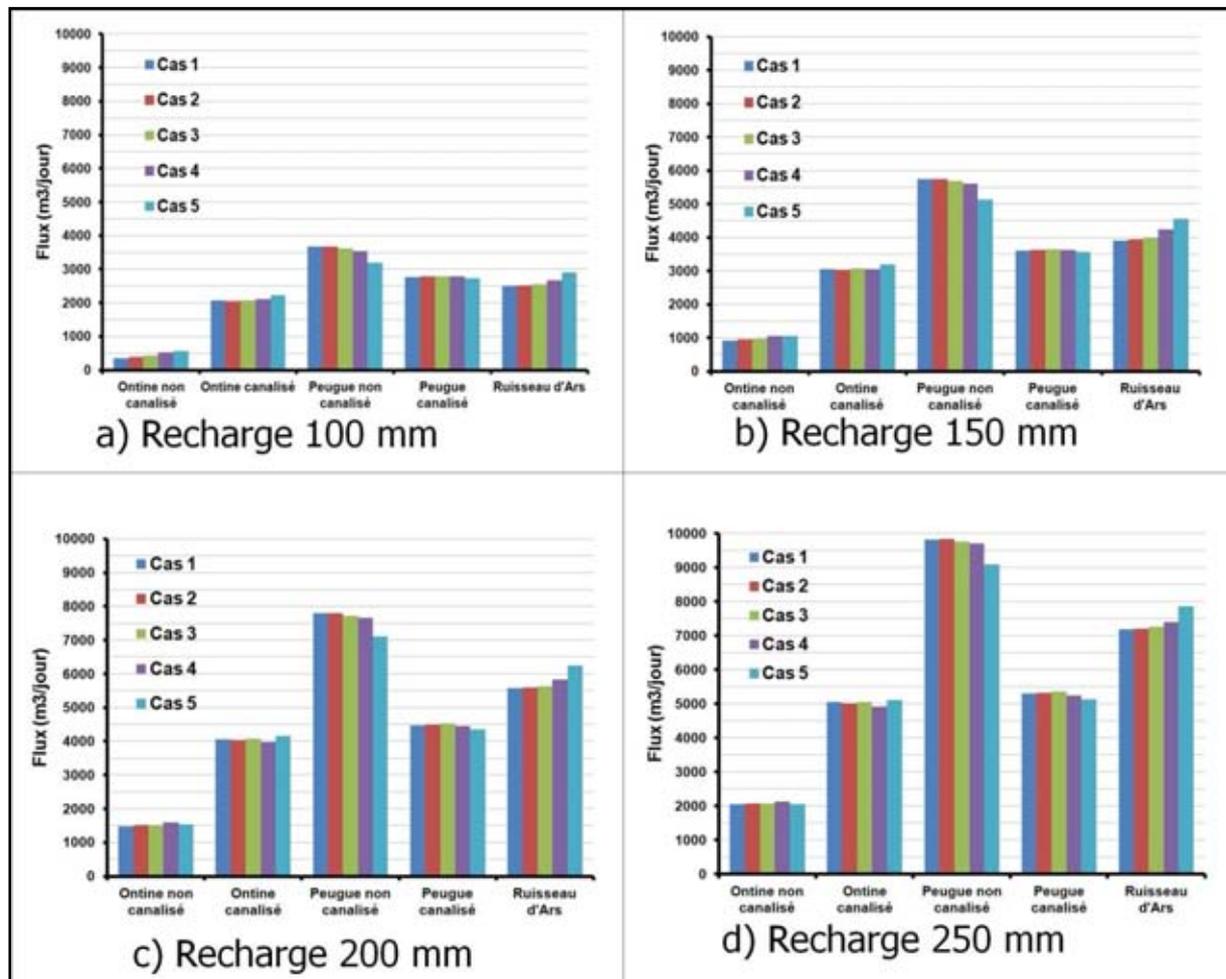


Figure 3-16 : Evolution des flux obtenus sur plusieurs sections de rivière, pour des valeurs de conductances qui varient du cas1 au cas5 pour différentes valeurs de recharge.

La Figure 3-17 montre les évolutions des cotes piézométriques de 3 puits (GPS_023, GPS_025, GPS_P55) au voisinage des Ontines canalisés pour plusieurs valeurs de recharge, en fonction de la conductance par unité de surface du drain. Les points GPS_023 et GPS_025 sont en amont de la rivière non canalisée et situés respectivement à 25 et 50 m de la rivière. Le point GPS_P55 est quant à lui situé en aval de la rivière et est à 200 m de la rivière. La diminution de la conductance par unité de surface entraîne une augmentation du niveau piézométrique, comportement conforme à ce qui est attendu. La diminution de la conductance du drain qui passe de $4,1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (cas 1) à $4,1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ (cas 3) entraîne une augmentation très faible (de l'ordre du décimètre) des hauteurs piézométriques au voisinage de la rivière Les Ontines canalisé. En revanche, au delà de $4,1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ (cas 4 et 5) la diminution des conductances provoque une augmentation forte (de l'ordre du mètre) de la hauteur

piézométrique. Cette augmentation est d'autant plus forte que la recharge est élevée. On note cependant sur les courbes que l'augmentation de la recharge provoque une augmentation faible des hauteurs piézométriques pour les fortes valeurs de conductance. L'augmentation des hauteurs piézométriques au voisinage du drain est très forte pour des valeurs faibles de la conductance par unité de surface du drain.

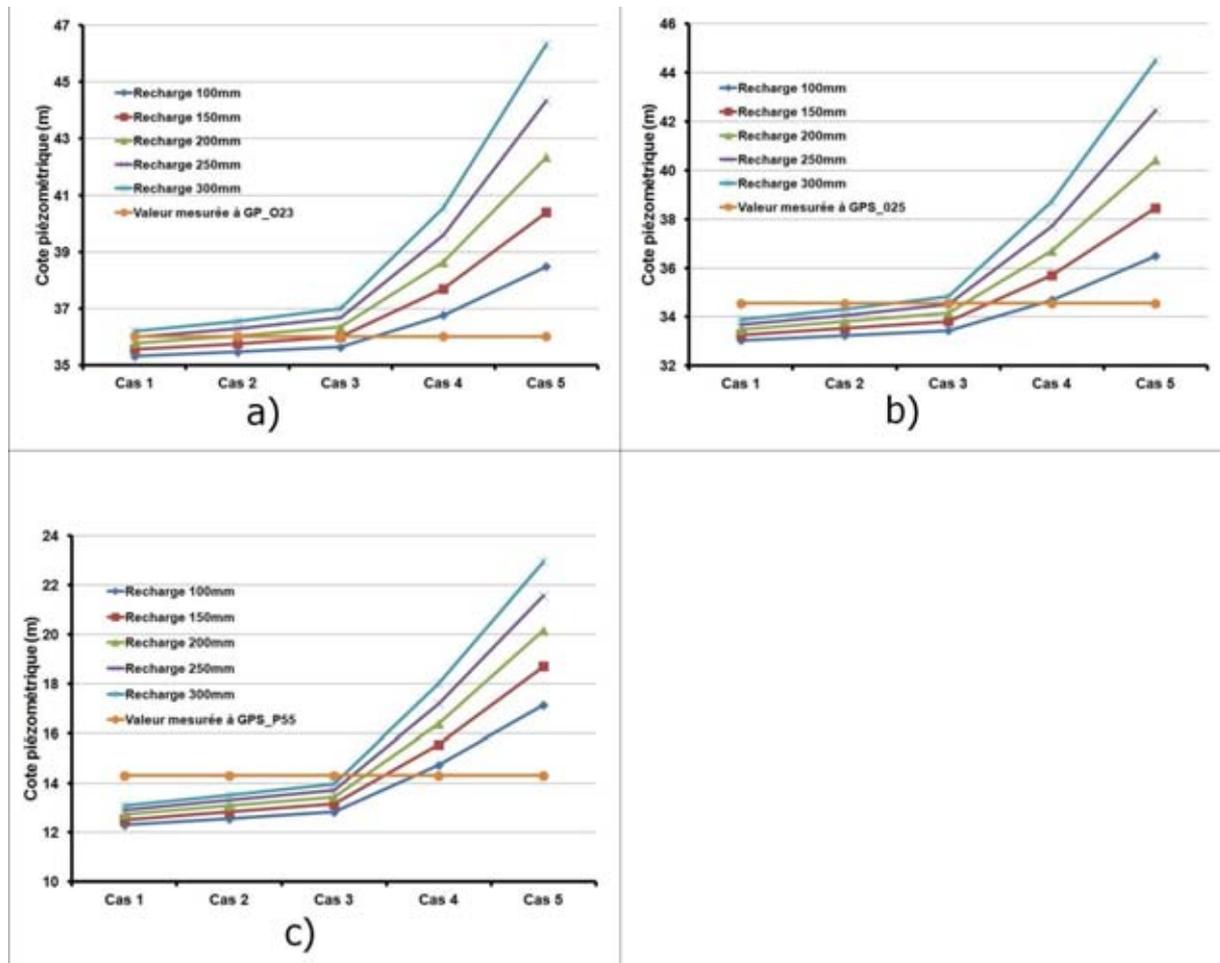


Figure 3-17 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Les Ontines canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance de cette rivière du cas 1 au cas 5.

Puisque nous souhaitons identifier des valeurs plausibles de conductances et de recharge, on peut noter que fixer la recharge conduit à estimer une plage plausible de conductance (telle que les hauteurs d'eau simulées soient voisines de hauteurs d'eau mesurées). Par exemple si la recharge est égale à 150 mm les valeurs plausibles de conductances sont comprises entre le cas 3 et le cas 4. Si la recharge est égale à 200 mm les valeurs de conductances sont plus fortes, et comprises entre les cas 2 et 3.c

Les Figure 3-18 Figure 3-19 Figure 3-20 montrent l'évolution des cotes piézométriques au voisinage des rivières Le Peugue non canalisé, le Peugue canalisé, le ruisseau d'Ars canalisé, respectivement. Les mêmes analyses et interprétations peuvent être faites. De façon générale, les cas 4 et 5 conduisent à des valeurs de hauteurs piézométriques qui s'éloignent fortement des valeurs mesurées et surtout des valeurs de hauteurs d'eau obtenues pour les autres cas (cas 1, 2 et 3). Les cas 4 et 5 sont à exclure car ils influencent fortement les hauteurs d'eau au voisinage des rivières. On observe par contre que pour les cas 1 cas 2 et cas 3, les hauteurs d'eau au voisinage des rivières sont presque constantes quelle que soient les valeurs de recharge. Pour les cas 1 cas 2 et cas 3, les cotes simulées au voisinage des rivières sont parfois trop élevées (Figure 3-18a, b et d). Cette situation est due au fait que la recharge est appliquée de manière uniforme à l'ensemble de la zone ce qui entraîne des hauteurs d'eau simulées plus fortes que si seuls les zones non revêtues étaient considérées. On note cependant au point GPS_30 que les hauteurs d'eau simulées sont plus faibles que celles qui sont mesurées en ce point. Cet écart peut être dû au fait que la profondeur du drain est très grande par rapport à la valeur que nous avons choisi en se basant sur très peu d'informations.

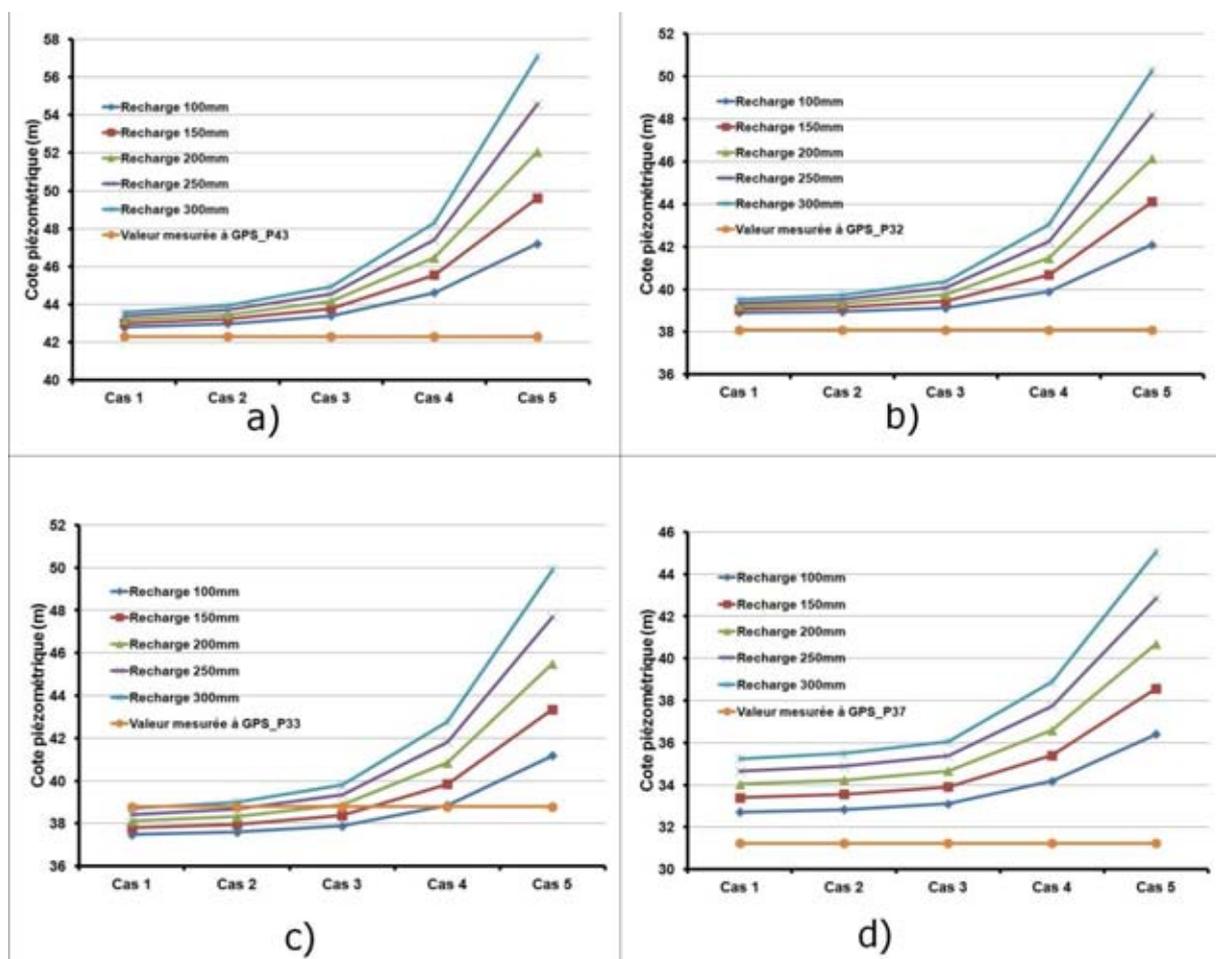


Figure 3-18 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue non canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

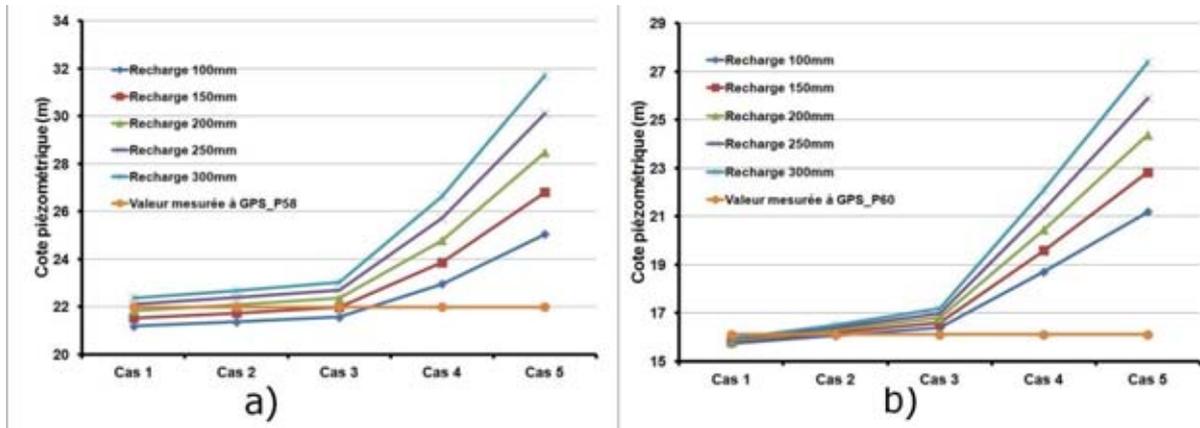


Figure 3-19 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière le Peugue canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

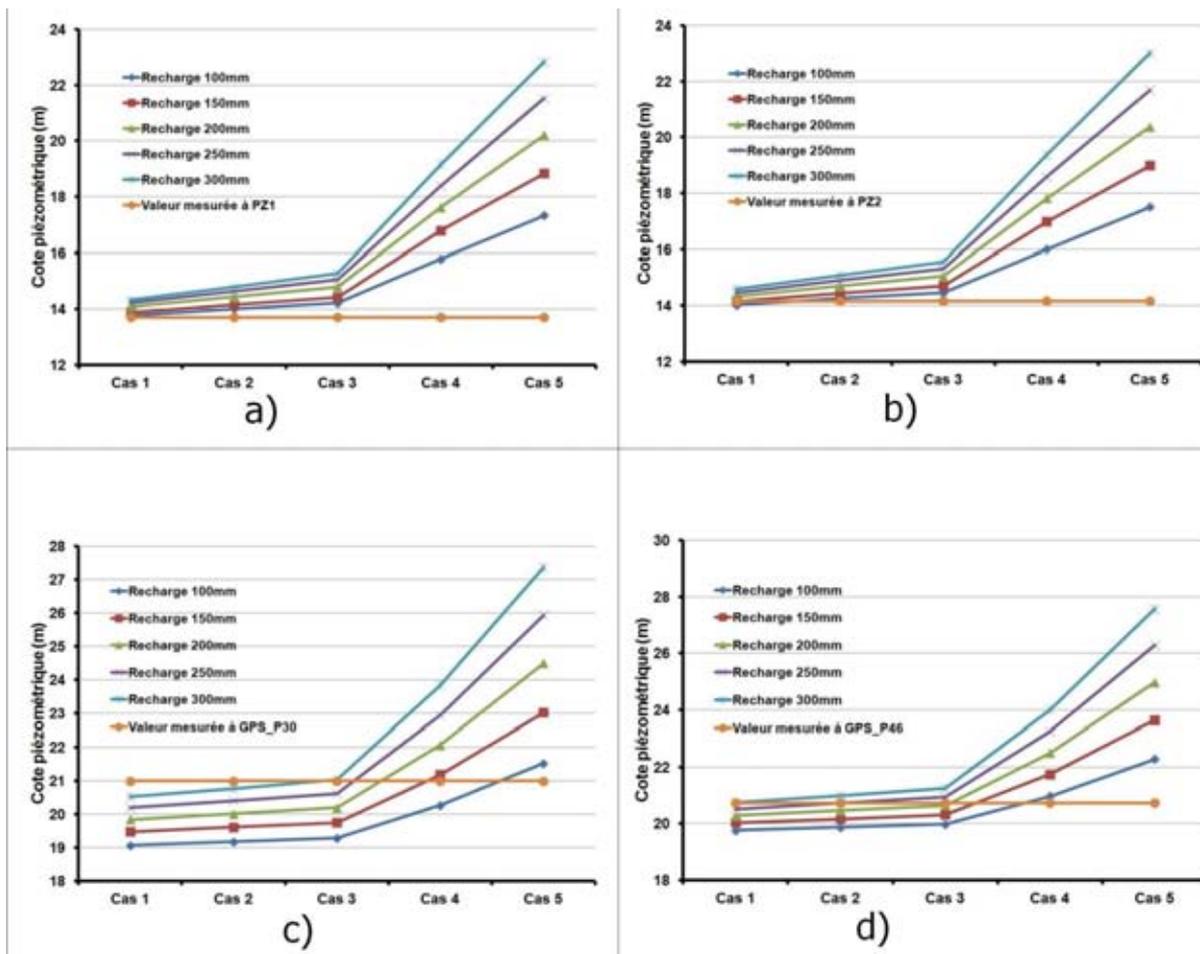


Figure 3-20 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière ruisseau d'Ars canalisée pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

A l'issue de l'étude paramétrique portant sur les valeurs possibles que peuvent prendre les conductances par unité de surface des drains, les coefficients d'infiltrations et les recharges, nous avons choisi de prendre une recharge de 200 mm par an (correspondant à environ 50% de la pluie efficace). En effet, les débits de base que nous avons obtenus du Peugue pour cette valeur de recharge sont proches des valeurs de débits issues de jaugeages isolés réalisés en période sèche sur certaines rivières de la CUB en 2008 (BRGM/RP-57353-FR, 2009). Les valeurs définitives des conductances par unité de surface des drains et des coefficients d'infiltrations correspondent aux valeurs du cas 3. L'analyse des débits a permis d'éliminer les cas 4 et 5. La variation des hauteurs piézométriques au voisinage des rivières est faible pour les conductances et coefficients d'infiltration correspondant aux cas 1, 2 et 3. Nous avons donc choisi le cas correspondant aux valeurs de conductances et coefficients d'infiltration les plus faibles des cas 1, 2 et 3, c.-à-d. le cas 3. Si au cours des simulations (en régime transitoire), des problèmes de non convergence du modèle surviennent on peut bien envisager de considérer des conductances du cas 2 ou du cas 1 car elles n'occasionneront pas des sur- ou sous-estimations des hauteurs d'eau.

3.7.1.2 Simulation en régime permanent du modèle de base constitué de perméabilités initiales.

Une première évaluation de la qualité du modèle peut se faire en comparant les cotes piézométriques simulées aux cotes piézométriques mesurées aux 35 points de mesures retenus pour la comparaison (Figure 3-21 a)). La modélisation tient compte de la distinction entre les parties imperméabilisées et les parties où l'infiltration est possible (cf Figure 3-11). Le diagramme de dispersion obtenu montre que le modèle sous estime en moyenne les cotes piézométriques.

L'histogramme de l'écart entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées (Figure 3-21 b)) indique des écarts importants, supérieurs à 4 m. le gradient hydraulique moyen de la zone étant voisin de 3/1000, un tel écart correspond à une distance 1333 m. De nombreuses hauteurs piézométriques sont sous estimées par le modèle et aucune valeur de hauteur piézométrique n'est reproduite exactement par le modèle.

Les cercles figurés que l'on observe sur la carte piézométrique simulée (Figure 3-21 c) représentent les valeurs résiduelles (égale à valeur simulée - valeur mesurée) obtenues aux points d'observation. L'icône est rouge lorsque la valeur résiduelle est positive et bleu lorsqu'elle est négative. Sa taille est proportionnelle à la valeur absolue de la valeur résiduelle

obtenue au point considéré. Le plus gros cercle représente une valeur résiduelle de -4,21 m. Les points compris entre Le Peugue et le ruisseau d'Ars sont très sous estimés (sauf un). Cette situation augure une calibration manuelle difficile car les hauteurs piézométriques simulées aux piézomètres de la zone du Bourgailh (à l'Est de la zone étudiée) sont à l'inverse tous légèrement surestimés. Il est important de souligner que presque tous les points au voisinage des rivières sont bien estimés par le modèle. Les paramètres que nous avons choisis à l'issue de l'étude paramétrique conviennent bien pour calibrer les perméabilités.

L'interfluve entre la rivière Le Peugue et le Ruisseau d'Ars présente de nombreux points où les hauteurs d'eau sont sous-estimées. Cette situation indique que les perméabilités sont fortes et doivent être abaissées pour obtenir des hauteurs simulées qui se rapprochent des hauteurs mesurées. Lorsqu'on analyse les données de sondages de l'interfluve, on constate que les terrains sont une succession des sables (ou graviers) d'argiles (ou marnes) et de calcaires (ou grés). Les écoulements sont très complexes lorsqu'il y a une succession de terrains perméables avec les terrains moins perméables.

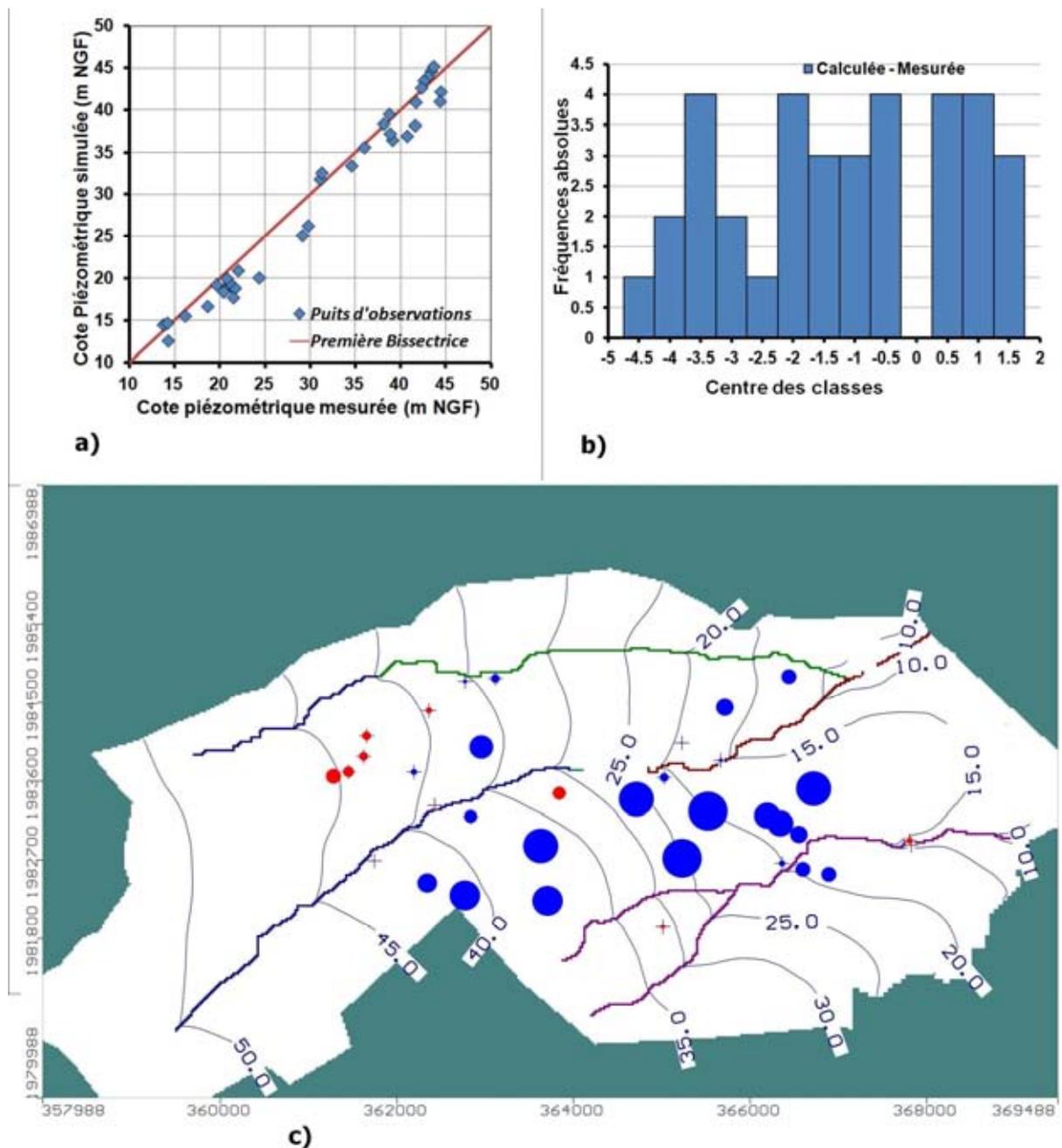


Figure 3-21 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle initial b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.

3.7.1.3 Calibration manuelle en régime permanent

C'est pour un facteur de 0,441 (solution unique) affecté à la distribution initiale des perméabilités que la modélisation en régime permanent présente le meilleur ajustement entre les hauteurs d'eaux simulées et mesurées aux points d'observations (Figure 3-22a). Les hauteurs piézométriques simulées aux piézomètres du Bourgailh sont surestimées. L'histogramme de l'écart entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées (Figure 3-22b)

montre des écarts importants, mais en nombre moins importants que précédemment. La Figure 3-22c) montre la carte piézométrique simulée correspondante. Les gros cercles rouges et bleus que l'on observe sur la carte piézométrique présente des zones où la calibration automatique tentera de corriger l'estimation des hauteurs d'eau. La calibration manuelle n'a pas réduit l'écart maximum observé au paragraphe précédent.

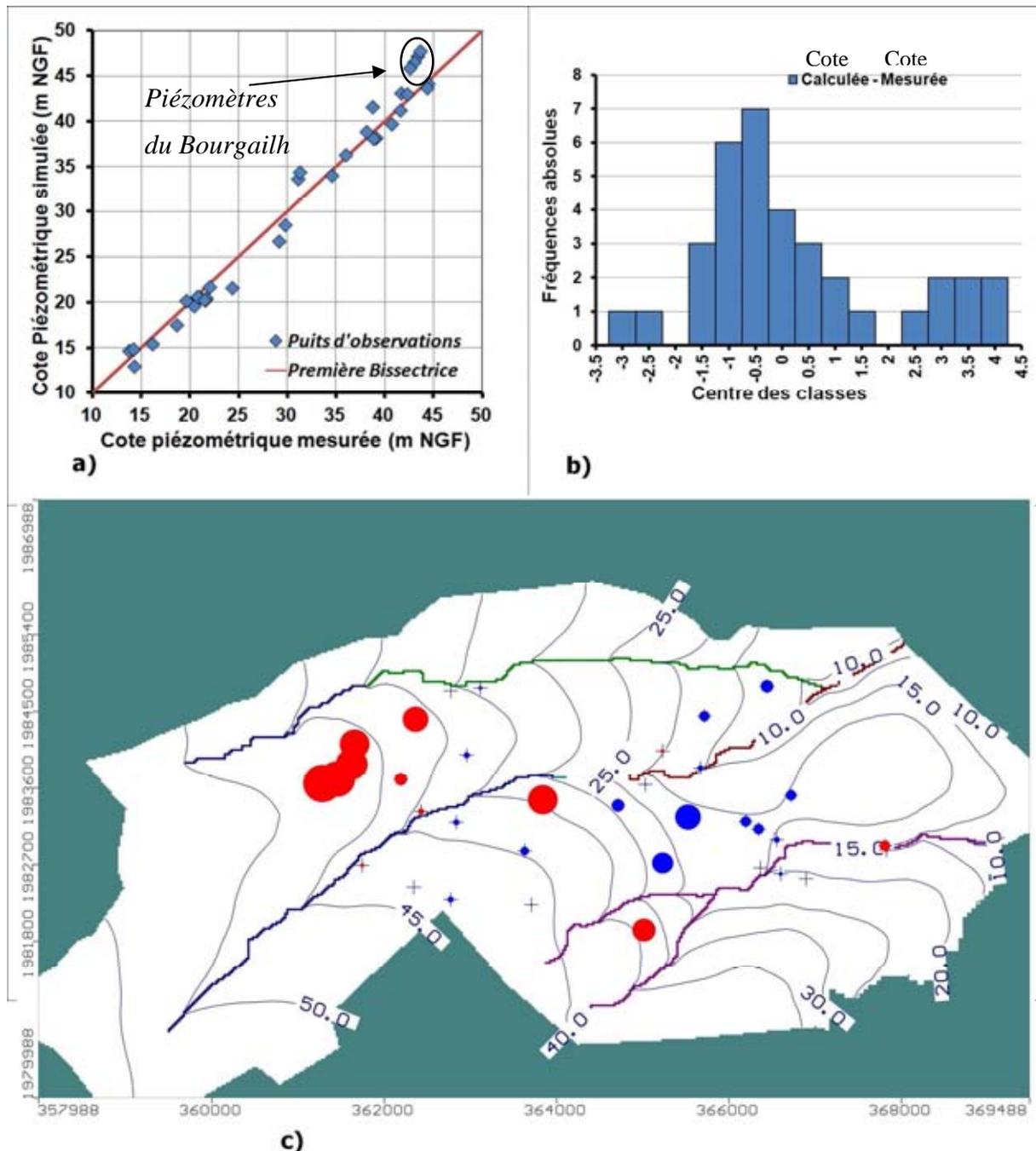


Figure 3-22 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées, du modèle calibré manuellement en multipliant les perméabilités initiales par un facteur de 0,441 b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.

3.7.1.4 Calibration automatique en régime permanent

La calibration automatique s'est faite en utilisant le code PEST pour estimer les perméabilités optimales des différentes zones de la Figure 3-14 a, c, e. La recharge appliquée est de 200 mm/an. Les valeurs initiales de perméabilités que nous avons définies dans PEST sont celles obtenues à l'issue de la phase de transformation de l'information lithologique en perméabilités (chapitre 2). L'optimisation consiste à modifier les coefficients à affecter à chaque zone. Au total, 12 coefficients sont à optimiser. Cette modification se fait de façon à minimiser la fonction objective (somme des carrés de l'écart entre les valeurs simulées et les valeurs calculées). Les valeurs de coefficients issus de cette optimisation sont données au Tableau 3-6. La fonction objective passe de 172 m² à 48,28 m². Le diagramme de dispersion (Figure 3-23 a)) présente des points plus resserrés et plus proches de la première bissectrice. L'histogramme des résidus à la Figure 3-23 a) indique des valeurs résiduelles importantes et très peu nombreuses. Les cercles observés sur la Figure 3-23 a) sont de petites tailles et sont mixtes (bleu et rouge) aux différentes zones.

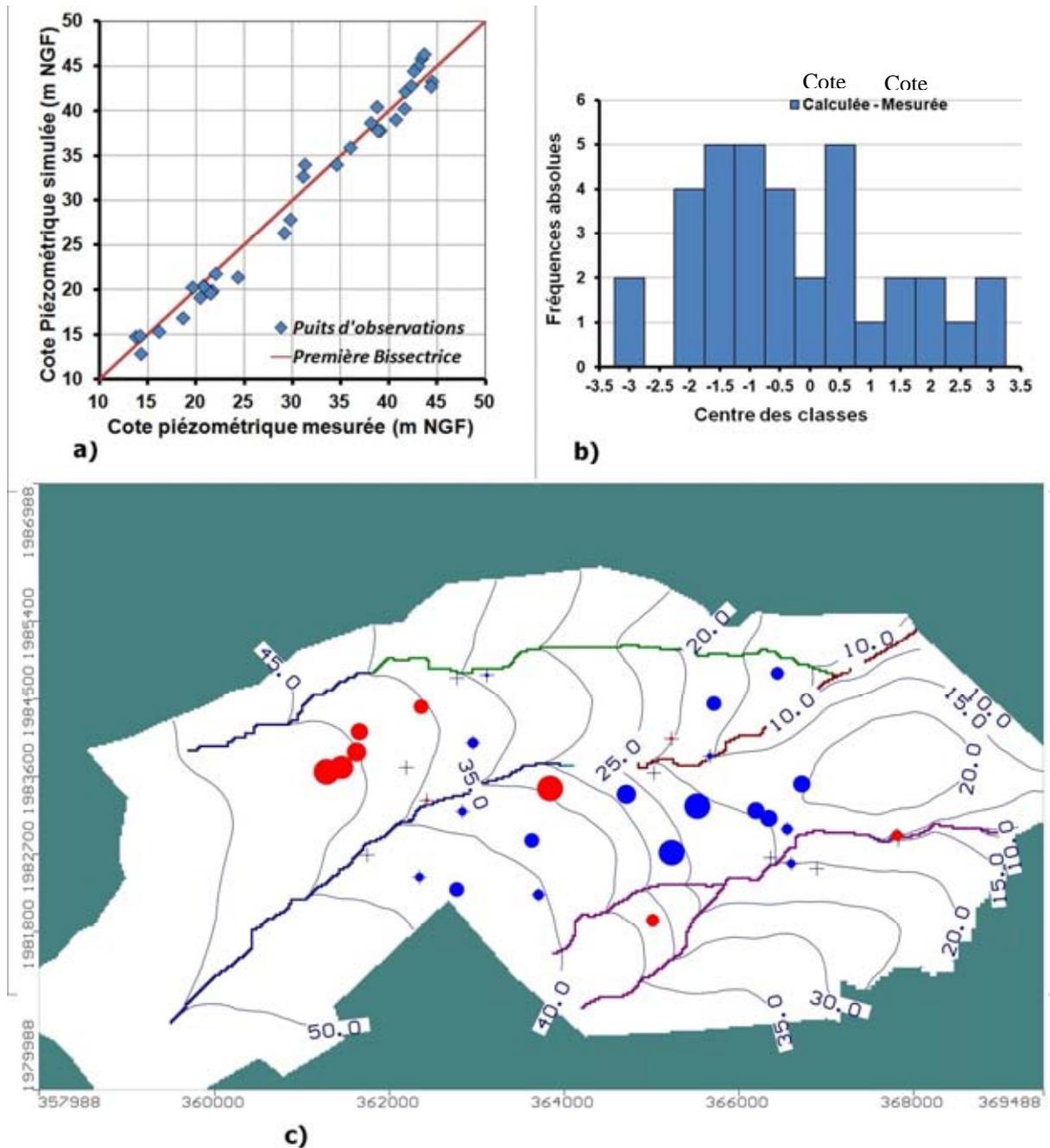


Figure 3-23 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle optimisé b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.

3.7.1.5 Synthèse des résultats dans le cas de l'utilisation de K_h et K_v

Les résultats de la calibration automatique sont ceux qui reproduisent au mieux la piézométrie mesurée. Le Tableau 3-6 récapitule toutes les valeurs de facteurs utilisés.

Le Tableau 3-7 donne les statistiques des modèles simulés en régime permanent. Il montre que la calibration automatique est celle qui fournit les résultats les plus satisfaisants. La moyenne de la valeur absolue des résidus est la plus faible, la variabilité (répartition) des résidus autour de sa valeur moyenne est la plus faible. Le coefficient de corrélation est le plus élevé en calibration automatique.

Tableau 3-6 : Facteurs multipliant la distribution initiale de perméabilités par couches et par zones (les zones sont choisies en utilisant les seuils naturels de Jenks pour produire des zones homogènes de la distribution des perméabilités horizontales)

Couches	Zones	Facteurs initiaux	Facteur uniforme optimisé (Calibration manuelle)	Facteurs optimisés indépendamment (Calibration automatique)
Couche 1 (Quaternaire)	KS1	1	0,441	1
	KS2	1	0,441	0,305
	KS3	1	0,441	0,594
Couche 2 (Miocène)	KS4	1	0,441	1
	KS5	1	0,441	1
	KS6	1	0,441	0,765
Couche 3 (Chattien)	KS7	1	0,441	0,876
	KS8	1	0,441	0,814
	KS9	1	0,441	1
Couche 4 (Rupélien)	KS10	1	0,441	0,579
	KS11	1	0,441	0,304
	KS12	1	0,441	0,633

Tableau 3-7 : Synthèse de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures

Paramètres	Modèle initial	Modèle calibré manuellement	Modèle calibré automatiquement
Moyenne des résidus (m)	-1,15	0,27	-0,26
Moyenne de la valeur absolue des résidus (m)	1,73	1,38	1,37
Erreur standard d'estimation (m)	0,29	0,31	0,27
RMS (m)	2,06	1,79	1,58
RMS normalisé (%)	6,71	5,84	5,15
Coefficient de corrélation	0,988	0,99	0,991

3.7.2 Cas Kg

Ce deuxième aspect conceptuel suppose que la moyenne géométrique des perméabilités horizontales et verticales est une bonne approximation de la perméabilité équivalente. Nous avons ainsi, $K_g = K_x = K_y = K_z$. Nous suivons la même logique décrite au paragraphe 3.7.1 pour identifier les jeux de paramètres qui permettent de construire l'image la plus conforme de la nappe libre.

3.7.2.1 Etude paramétrique de C_{dr} , C_{riv} , et de la recharge

Pour plusieurs valeurs de recharge (100mm/an, 150 mm/an, 200 mm/an, 250 mm/an) nous avons simulé les écoulements en régime permanent pour plusieurs valeurs de conductance par unité de surface des drains et de coefficient d'infiltration des rivières. La Figure 3-24 montre l'évolution des flux (simulés) échangés entre les rivières et la nappe pour différentes valeurs de recharge. Les résultats des cas 1 et cas 2 avec une recharge de 100 mm/an correspondent à une situation où l'algorithme n'a pas convergé au sens des critères définis au paragraphe 3.2.2. Les analyses et remarques que nous avons faites dans la section 3.7.1.1 sont aussi valables dans cette section. La Figure 3-24 indique des valeurs de débits similaires aux débits relevés sur la Figure 3-16.

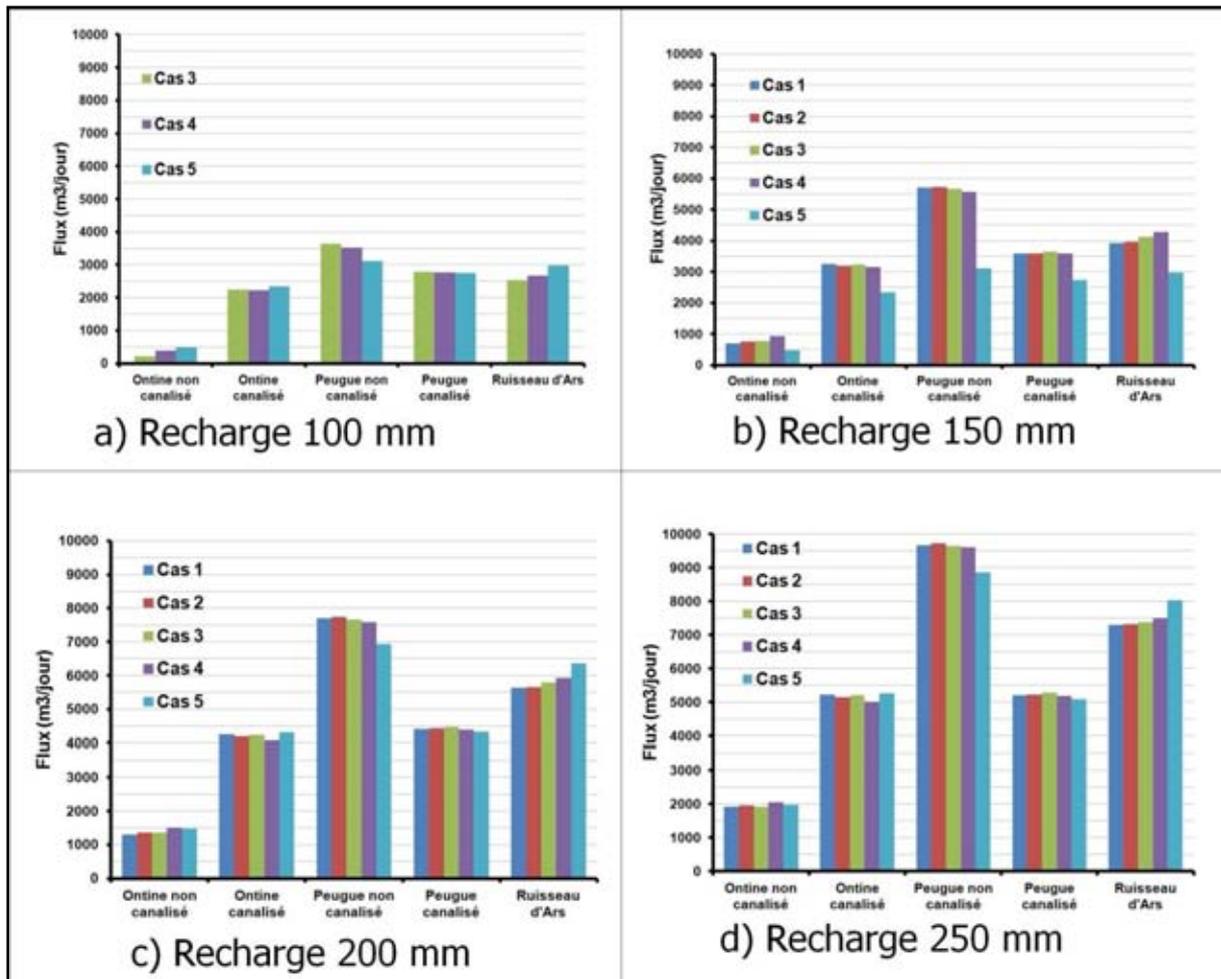


Figure 3-24 : Evolution des flux simulés au niveau des rivières en fonction des conductances et pour plusieurs valeurs de recharges.

Les Figure 3-25, Figure 3-26, Figure 3-27 et Figure 3-28 montrent les évolutions des hauteurs piézométriques au voisinage des rivières pour différentes valeurs de recharge. Les hauteurs piézométriques au voisinage des rivières varient très peu pour les conductances par unité de surface et les coefficients d'infiltration définis du cas 1 au cas 3. Une diminution de ces paramètres (cas 4 et Cas 5) entraîne une forte augmentation des hauteurs piézométriques. Notons que les hauteurs d'eau simulées sont proches de celles qui sont simulées au voisinage de toutes les rivières pour les cas 1, 2 et 3. De ce point de vue, les estimations sont meilleures que dans le paragraphe 3.7.1.1. La comparaison entre la Figure 3-27 et la Figure 3-19 l'illustre bien.

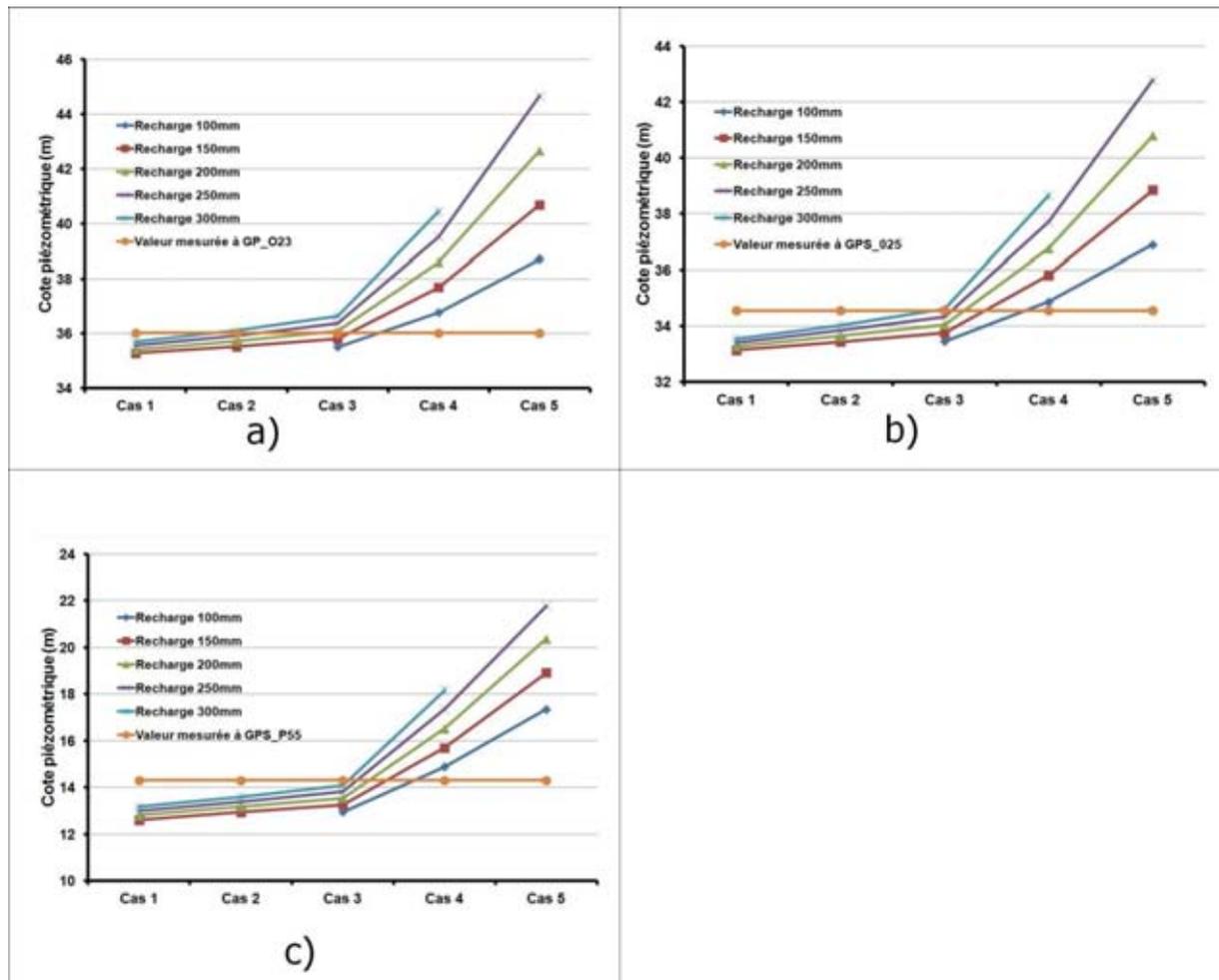


Figure 3-25 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Les Ontines canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

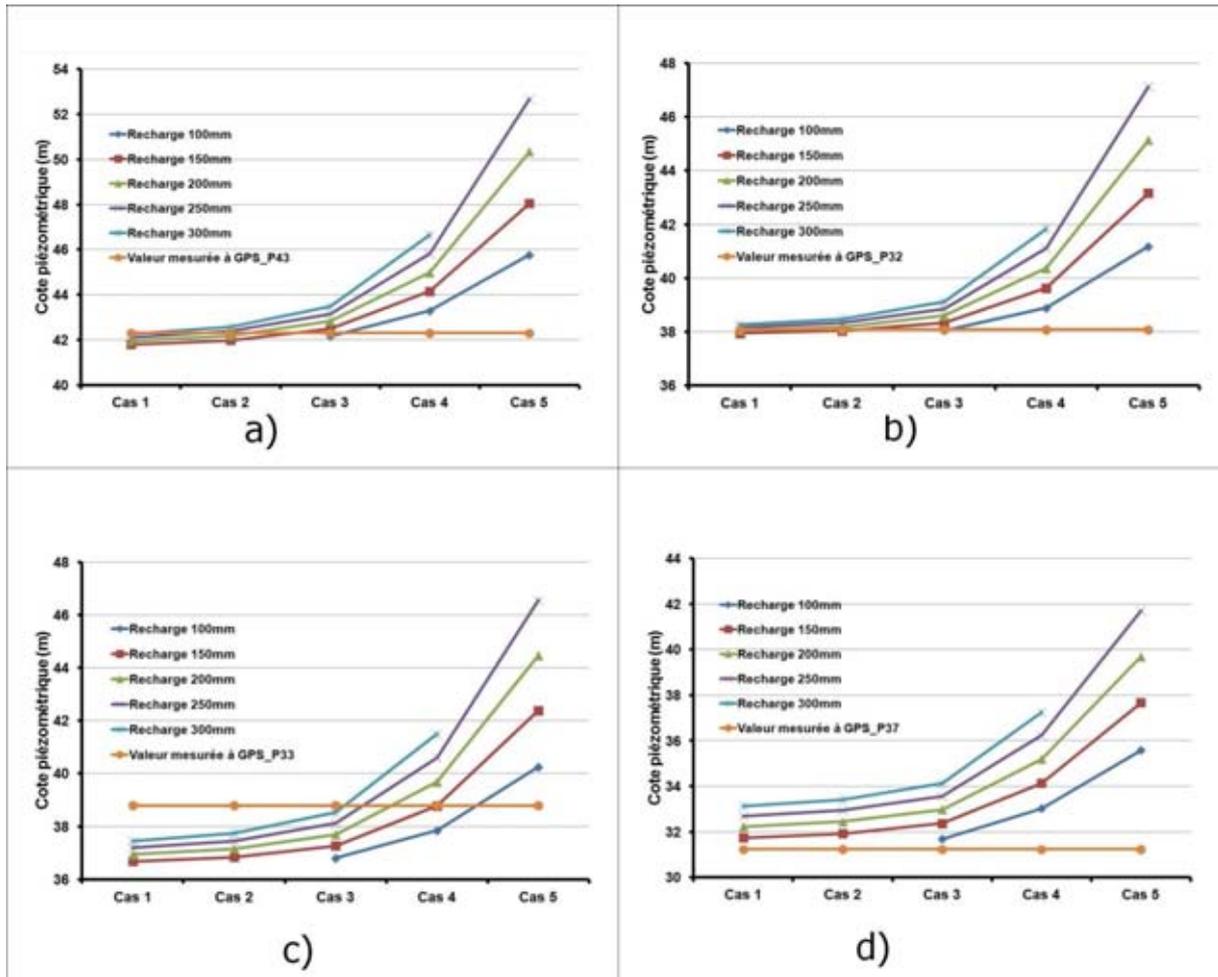


Figure 3-26 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue non canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

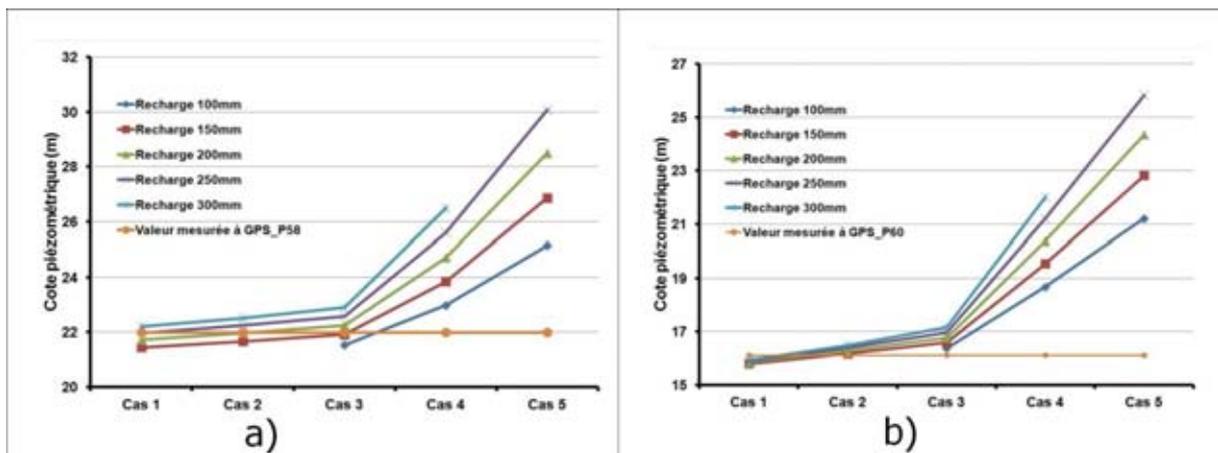


Figure 3-27 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage de la rivière Le Peugue canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

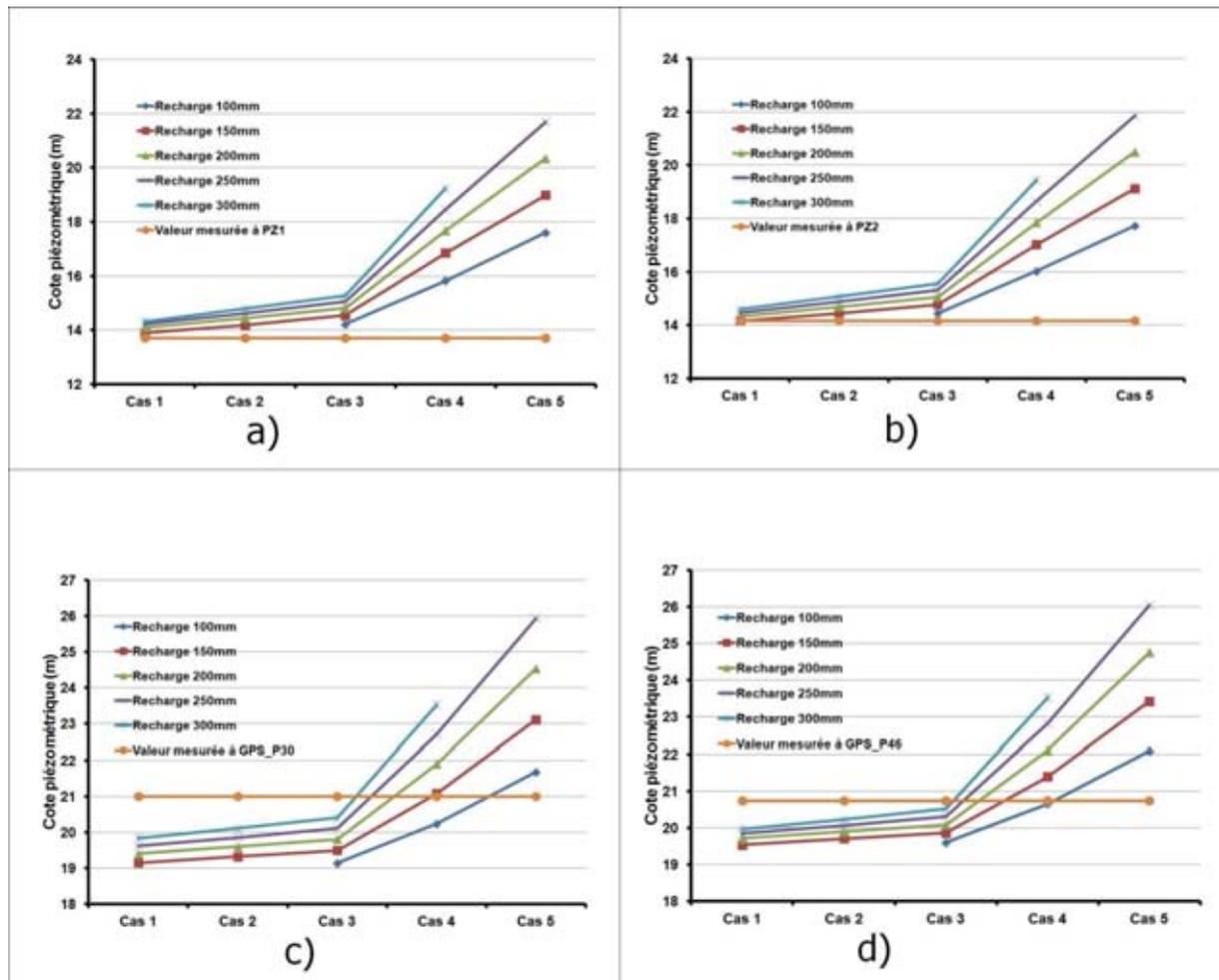


Figure 3-28 : Evolution de la cote piézométrique au voisinage du Ruisseau d'Ars canalisé pour différentes recharges et pour une diminution de la conductance des cas 1 au cas 5.

L'étude paramétrique des valeurs possibles de conductance par unité de surface et de coefficient d'infiltration donne globalement des résultats similaires à ceux que nous avons obtenus au paragraphe 3.7.1.1. Nous conserverons donc une recharge de 200 mm/an et les valeurs des paramètres correspondant au cas 3, pour évaluer le modèle en régime permanent.

3.7.2.2 Simulation en régime permanent du modèle de base constitué de perméabilités initiales.

La modélisation tient compte de la distinction entre les parties imperméabilisées et les parties où l'infiltration est possible (cf Figure 3-11). Le diagramme de dispersion (Figure 3-29 a) des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées aux points d'observations montre que le modèle sous estime globalement les cotes piézométriques. L'histogramme des écarts entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées (Figure 3-29 b) indique des résidus importants qui dépassent 4 m. Le nombre de points

présentant des grands écarts est élevé. La carte résiduelle (Figure 3-29 c) indique une forte sous-estimation des hauteurs piézométriques simulées entre le Peugue et le ruisseau d'Ars.

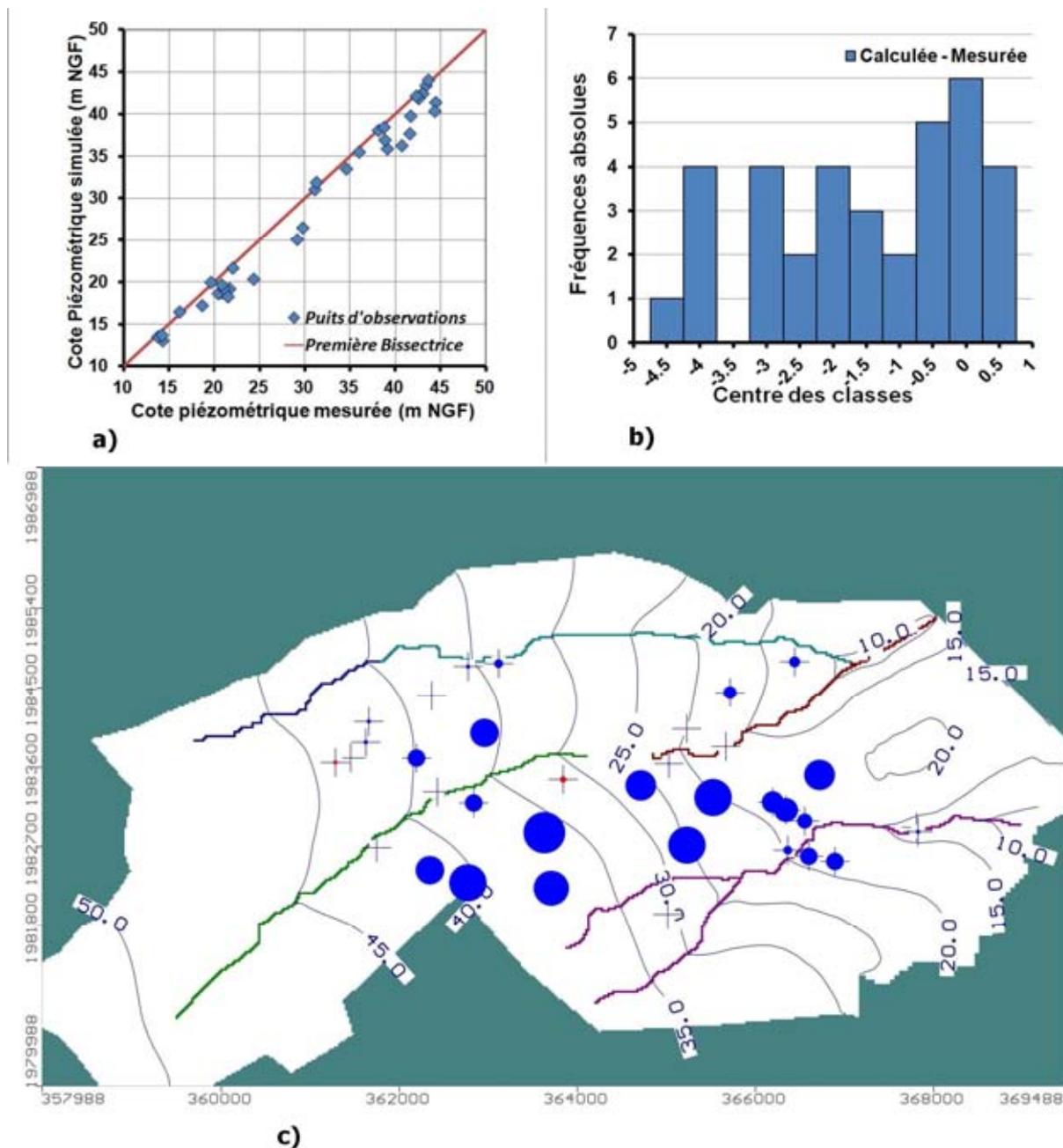


Figure 3-29 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle initial b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.

3.7.2.3 Calibration manuelle en régime permanent

La distribution des perméabilités qui se dégage de la calibration manuelle a été obtenue en multipliant la distribution initiale des perméabilités par 0,361. Le diagramme de

dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées (Figure 3-30 a) donne des points proches de la première bissectrice. L'histogramme des résidus (Figure 3-30 b) indique une distribution qui présente une symétrie en $-0,5$. Les points résiduels (Figure 3-30 c) indiquent que toutes les hauteurs d'eau simulées aux piézomètres de la zone du Bourgailh sont surestimées.

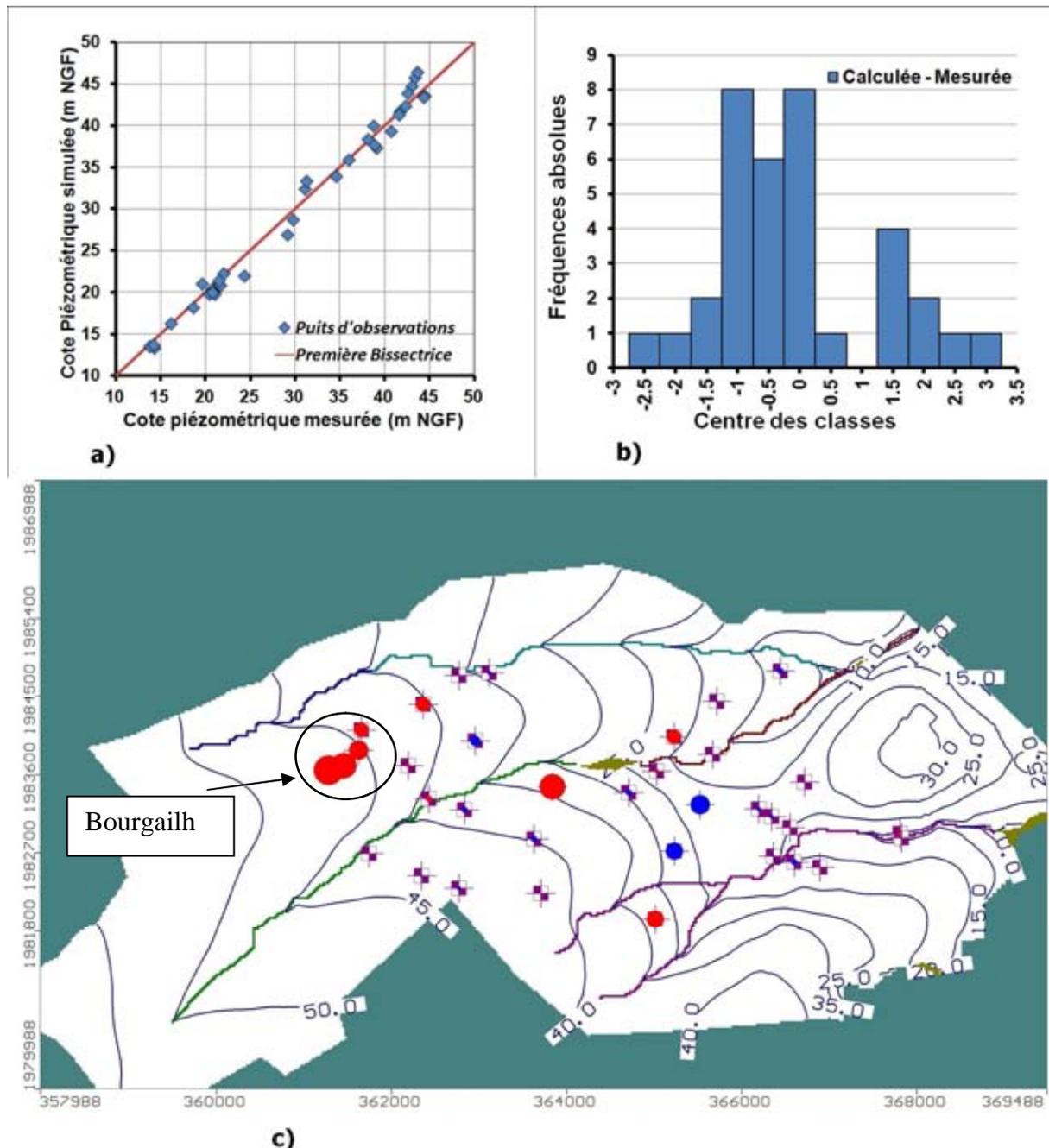


Figure 3-30 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle calibré manuellement en multipliant la distribution initiale des perméabilités par le facteur 0,361 b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique correspondante et points résiduels correspondants

3.7.2.4 Calibration automatique en régime permanent

Le code PEST, intégré dans le logiciel Visual Modflow © est utilisé pour optimiser les perméabilités. La zonation a été établie sur la base de la distribution des perméabilités équivalentes K_g calculées au chapitre 2 et des valeurs de seuils de Jenks. Ces valeurs de seuils constituent les bornes (valeurs extrêmes) de perméabilités que peut prendre la perméabilité équivalente de la zone qui est définie. Nous avons alors contraint de code PEST à déterminer une valeur de perméabilité optimale qui soit comprise entre les valeurs extrêmes des perméabilités de la zone définie. La valeur initiale pour initialiser le processus d'optimisation est la valeur moyenne de toutes les perméabilités contenues dans chaque intervalle. Le Tableau 3-8 donne les valeurs de perméabilités optimales obtenues. Le diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées aux points d'observation (Figure 3-31a)) traduit une bonne corrélation entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées. L'histogramme des résidus (Figure 3-31b)) indique qu'il y a peu de points qui ont de forts résidus. La carte résiduelle (Figure 3-31a)) indique que le modèle surestime légèrement les charges hydrauliques dans la zone du Bourgailh et les sous estime dans la zone du lieu dit Pin Vert.

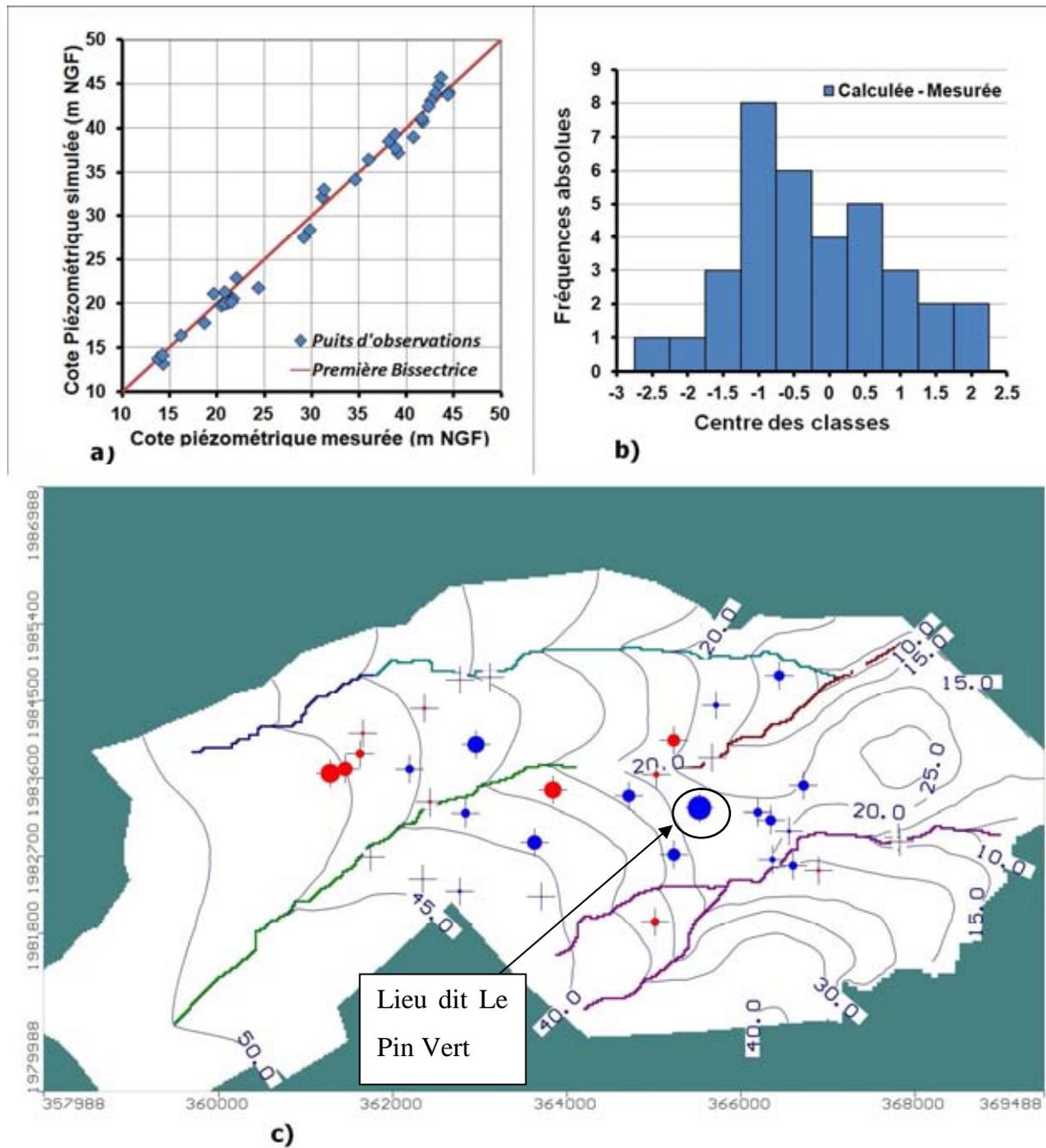


Figure 3-31 : a) Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées du modèle optimisé b) Histogramme des résidus correspondant c) Carte piézométrique et points résiduels correspondants.

3.7.2.5 Synthèse des résultats dans le cas de l'utilisation de Kg

Les valeurs de perméabilités qui sont utilisées pour chaque zone sont récapitulées dans le Tableau 3-8. Le facteur 0,361 que l'on affecte à la distribution initiale des perméabilités aboutit à des perméabilités par zone qui ne sont pas comprises dans leurs intervalles de définition. On remarque aussi dans le cas de la calibration automatique que les valeurs de perméabilités optimales correspondent pour certaines d'entre elles à la borne inférieure de l'intervalle de définition (zones KS2, KS3, KS6, KS8, KS9, KS10, KS11). Cette situation nous a contraints de faire à nouveau une optimisation de paramètres, en élargissant les bornes de définition des perméabilités. Les résultats que nous avons obtenus (qui ne sont pas présentés dans ce travail) donnent des perméabilités qui ne respectent pas la hiérarchie des zones par couches c'est à dire qu'une situation $KS1 < KS2 < KS3$ initiale pouvait aboutir à $KS2 < KS1 < KS3$ pour les valeurs optimisées.

Le Tableau 3-9 donne les éléments qui permettent de comparer qualitativement les différents modèles. Le modèle calibré automatiquement est celui qui donne les meilleures valeurs prédites de hauteurs piézométriques : la moyenne absolue des résidus, l'erreur standard d'estimation, le RMS, le RMS normalisé et le coefficient de corrélation sont les plus forts des modèles que nous avons simulés. La zone du Bourgailh et celle du lieu dit Le Pin Vert sont deux zones où les estimations sont peu moins bonnes.

Tableau 3-8 : Valeurs de perméabilités par couches et par zones

Couches	Zones	Perméabilités (m/s) initiales	Intervalle de définition	Perméabilités (m/s) issues de la Calibration manuelle	Perméabilités (m/s) issues de la Calibration Automatique
Couche 1 (Quaternaire)	KS1	$9,31 \times 10^{-6}$	$8,64 \times 10^{-7} - 1,75 \times 10^{-5}$	$3,36 \times 10^{-6}$	$4,38 \times 10^{-6}$
	KS2	$2,96 \times 10^{-5}$	$1,75 \times 10^{-5} - 4,14 \times 10^{-5}$	$1,07 \times 10^{-5}$	$1,75 \times 10^{-5}$
	KS3	$7,85 \times 10^{-5}$	$4,14 \times 10^{-5} - 1,53 \times 10^{-4}$	$2,83 \times 10^{-5}$	$4,14 \times 10^{-5}$
Couche 2 (Miocène)	KS4	$1,13 \times 10^{-5}$	$1,00 \times 10^{-9} - 2,23 \times 10^{-5}$	$4,08 \times 10^{-6}$	$8,48 \times 10^{-6}$
	KS5	$3,69 \times 10^{-5}$	$2,23 \times 10^{-5} - 5,01 \times 10^{-5}$	$1,33 \times 10^{-5}$	$2,59 \times 10^{-5}$
	KS6	$7,49 \times 10^{-5}$	$5,01 \times 10^{-5} - 1,16 \times 10^{-4}$	$2,07 \times 10^{-5}$	$5,01 \times 10^{-5}$
Couche 3 (Chattien)	KS7	$8,59 \times 10^{-8}$	$1,00 \times 10^{-9} - 1,71 \times 10^{-6}$	$3,01 \times 10^{-8}$	$1,48 \times 10^{-9}$
	KS8	$2,53 \times 10^{-6}$	$1,71 \times 10^{-6} - 4,83 \times 10^{-6}$	$9,13 \times 10^{-7}$	$1,71 \times 10^{-6}$
	KS9	$1,01 \times 10^{-5}$	$4,83 \times 10^{-6} - 1,56 \times 10^{-5}$	$3,65 \times 10^{-6}$	$4,83 \times 10^{-6}$
Couche 4 (Rupellien)	KS10	$2,56 \times 10^{-6}$	$6,43 \times 10^{-7} - 4,04 \times 10^{-6}$	$9,24 \times 10^{-7}$	$6,43 \times 10^{-7}$
	KS11	$5,31 \times 10^{-6}$	$4,04 \times 10^{-6} - 6,57 \times 10^{-6}$	$1,92 \times 10^{-6}$	$4,04 \times 10^{-6}$
	KS12	$1,09 \times 10^{-5}$	$6,57 \times 10^{-6} - 1,56 \times 10^{-5}$	$3,93 \times 10^{-6}$	$1,15 \times 10^{-5}$

Tableau 3-9 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures (recharge 200 mm)

Paramètres	Modèle initial	Modèle calibré manuellement	Modèle optimisé automatiquement
Moyenne des résidus (m)	-1,49	-0,1	-0,19
Moyenne de la valeur absolue des résidus (m)	1,61	0,98	0,95
Erreur standard d'estimation (m)	0,26	0,21	0,19
RMS (m)	2,12	1,24	1,13
RMS normalisé (%)	6,91	4,04	3,67
Coefficient de corrélation	0,990	0,994	0,995

3.7.3 Synthèse sur le régime permanent

Deux solutions alternatives guidées par l'optimisation des perméabilités ont été proposées à travers deux cas d'affectation des valeurs de perméabilités par maille d'aquifère. Le cas 2 où la perméabilité dans une maille d'aquifère est la même dans toutes les directions d'écoulement et est égale la moyenne géométrique des perméabilités horizontale et verticale nous donné une meilleure restitution des hauteurs piézométriques avec modèle calibré automatiquement. Les perméabilités optimisées de ce cas seront utilisées dans la suite de ce travail.

L'allure générale des cartes piézométriques de tous les modèles calibrés manuellement et automatiquement est cohérente avec les cartes piézométriques obtenues par krigeages au chapitre 2. Les écoulements de la nappe libre sont globalement dirigés selon la direction Sud-ouest Nord-est. Le dôme piézométrique que l'on observe à l'Est de la zone d'étude sur toutes les cartes coïncide avec le dôme topographique.

La simulation en régime permanent est une manière de simplifier la description du modèle. Un avantage de la description d'un système en régime permanent est la rapidité des simulations. Les paramètres estimés peuvent alors être transférés dans le modèle en régime

transitoire. Cette approche a cependant quelques inconvénients car les caractéristiques de stockage de l'aquifère ne peuvent pas être estimées car elles n'interviennent pas en régime permanent. Le modèle en régime transitoire doit donc à son tour être calibré en respectant les paramètres hydrodynamiques estimés en régime permanent qui ont été transférés dans le régime transitoire. Comparativement à la calibration du modèle en régime transitoire qui s'effectue en une seule étape où tous les paramètres pertinents sont estimés simultanément, la procédure de calibration en deux étapes ne peut pas donner lieu à un ensemble de paramètres optimaux, et un retour sur des paramètres identifiés en régime permanent (la perméabilité par exemple) peut parfois être nécessaire.

3.8 Régime transitoire et calibration

L'objectif de la simulation en régime transitoire est de prédire les charges hydrauliques à chaque pas de temps, connaissant la distribution initiale de la charge hydraulique, les conditions aux limites, les paramètres hydrauliques et les contraintes extérieures. En effet, dans l'équation de diffusivité, la charge hydraulique est une fonction de l'espace et aussi du temps. Dans la formulation en différences finies, la discrétisation temporelle du domaine est aussi requise. Le temps est donc divisé en plusieurs pas de temps et la charge hydraulique est calculée à chaque pas de temps.

La période de simulation est divisée en une série de périodes de stress « stress period » dans laquelle les données de contraintes spécifiées sont constantes (recharge de surface pompages aux puits, conditions aux limites). Dans cette étude, cette période correspond à 5 jours. Chaque période de contrainte est à son tour divisée en pas de temps. Le système d'équations aux différences finies est formulé et résolu pour fournir la charge hydraulique à chaque maille à chaque pas de temps. Nous avons choisi, pour des raisons évidentes de temps de calcul, de ne pas diviser les périodes de stress en plusieurs pas de temps et avons donc retenu un pas de temps par stress période. Les méthodes itératives sont utilisées pour déterminer les charges hydrauliques à chaque pas de temps. Alors, le programme inclut trois boucles imbriquées : une boucle de période de stress ; dans laquelle il y a une boucle de pas de temps ; qui a son tour contient une boucle d'itération.

Les simulations en régime transitoire sont réalisées au pas de temps mi-décadaire (5 jours) sur la période allant du début du mois de juillet 2010 à la fin du mois de mars 2011. La Figure 3-32 donne les valeurs de précipitations cumulées sur 5 jours, les valeurs

d'évapotranspirations cumulées sur 5 jours et les valeurs de la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle. La recharge est égale à la moitié cette dernière valeur.

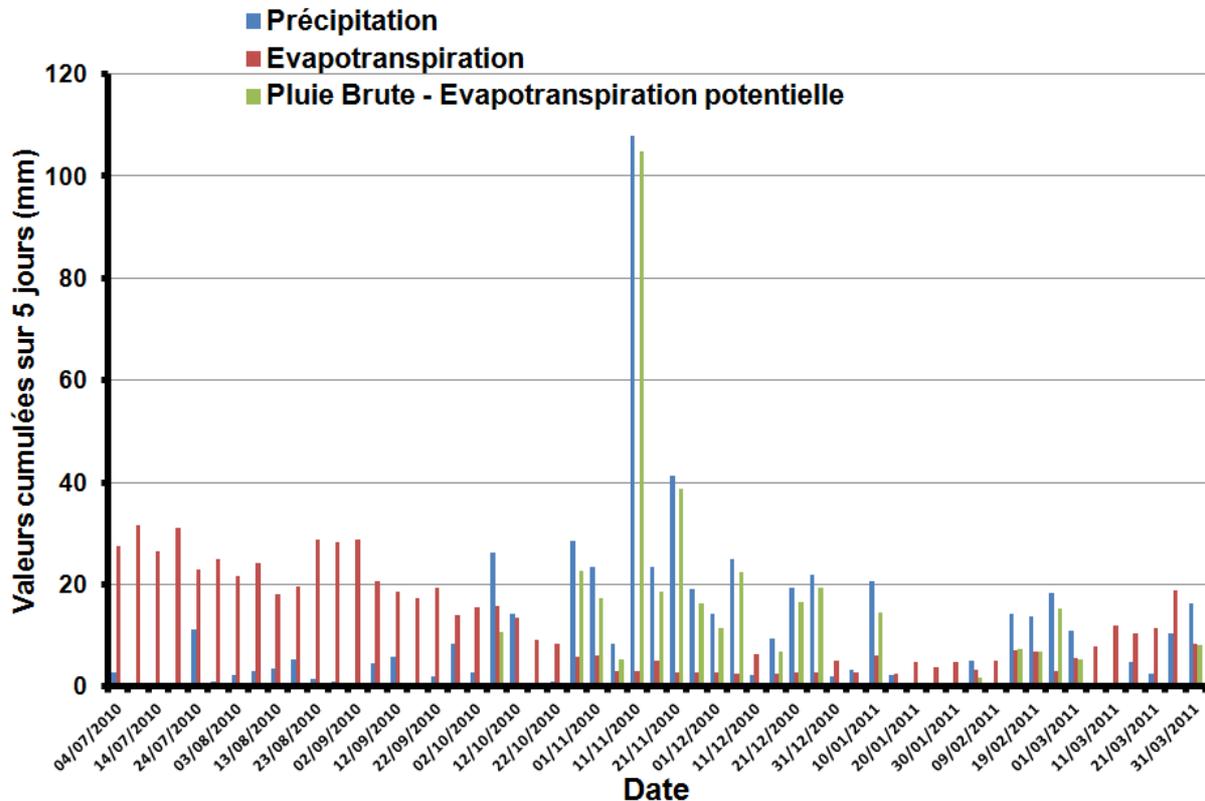


Figure 3-32 : Valeurs mi-décadaire de la précipitation, de l'évapotranspiration potentielle et de la différence entre la pluie brute et l'évapotranspiration sur toute la période de simulation en régime transitoire.

3.8.1 Calibration sur les données des campagnes de Juillet 2010, Octobre 2010 et Mars 2011

Dans le but de déterminer des conditions de paramétrisation en régime transitoire, nous avons fait une étude paramétrique du coefficient d'emmagasinement (S_s) et de la porosité de drainage (S_y). Ce sont des paramètres de stockage qui régissent les transferts d'eau par stockage ou par vidange de l'aquifère et sont utilisés indépendamment dans le code de calcul Modflow (voir section 3.5.6.2).

Le coefficient d'emmagasinement spécifique (S_s) est étudié pour une gamme de valeurs allant de 10^{-6} m^{-1} à 10^{-4} m^{-1} et la porosité de drainage pour une gamme allant de 0,05 à 0,2. La Figure 3-33 montre l'évolution dans le temps des hauteurs piézométriques simulées au

piézomètre 08272X0487 pour plusieurs couples (S_s et S_y) en faisant l'hypothèse que la recharge de la nappe est égale à la moitié de la pluie efficace. Le piézomètre 08272X0487 a été choisi en raison de la qualité de ses mesures et la durée de sa chronique : les cotes piézométriques sont mesurées de façon journalière et sont fournies par ADES. La chronique va de 1990 à nos jours. La chronique correspondante est représentée en annexe. Les couples S_s et S_y sont les suivants : ($S_s=10^{-6} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,05$) ; ($S_s=10^{-6} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,1$) ; ($S_s=10^{-6} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,2$) ; ($S_s=10^{-5} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,05$) ; ($S_s=10^{-5} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,1$) ; ($S_s=10^{-5} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,2$) ; ($S_s=10^{-4} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,05$) ; ($S_s=10^{-4} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,1$) ; ($S_s=10^{-4} \text{ m}^{-1}$; $S_y=0,2$).

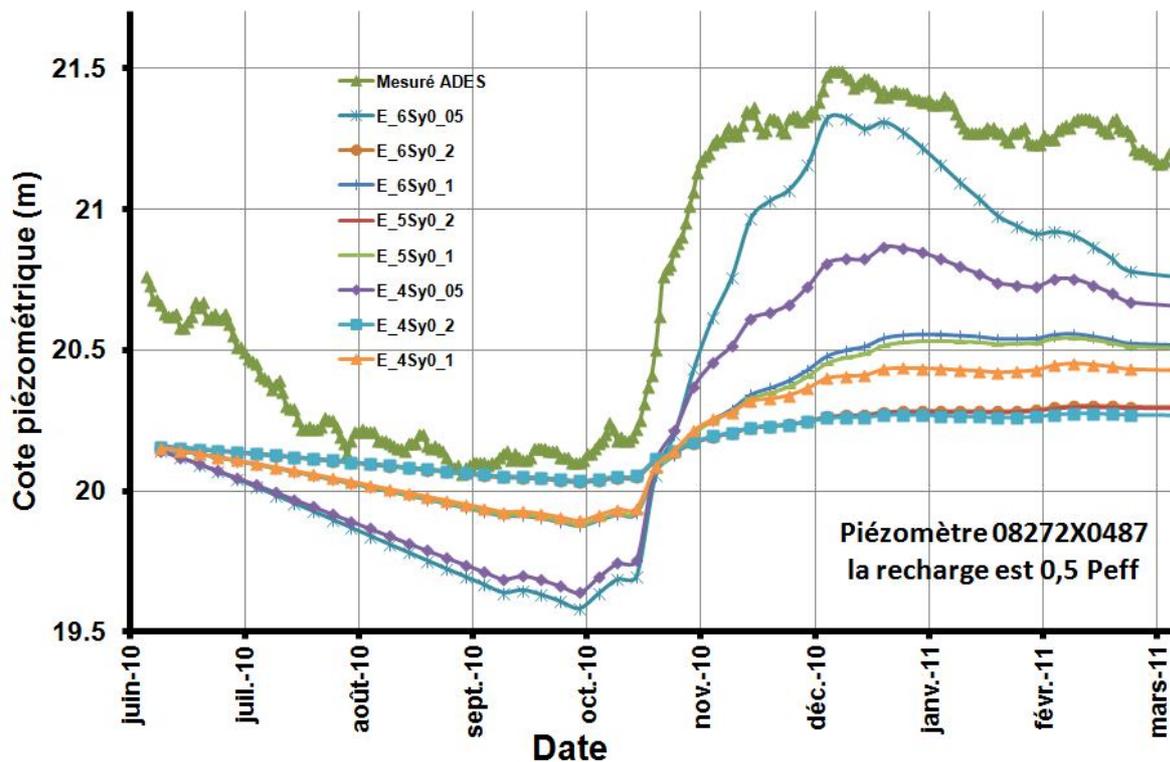


Figure 3-33 : Comparaison de l'évolution de la cote piézométrique mesurée au point 08272X0487 (mesures effectuées par l'ADES) et les évolutions de la cote piézométrique simulée en ce même point en régime transitoire pour plusieurs valeurs du coefficient d'emmagasinement (S_s) et porosités de drainage (S_y).

L'évolution de la hauteur piézométrique est très marquée par la valeur de la porosité de drainage S_y . Quelle que soit la valeur de S_s , les courbes sont presque superposables pour $S_y=0,1$ et pour $S_y=0,2$.

Pour $S_y=0,05$ permet de reproduire une dynamique temporelle similaire aux mesures, particulièrement pour $S_s=10^{-4}$ et $S_s=10^{-6}$ (le modèle n'a pas convergé pour $S_s=10^{-5}$).

Afin d'obtenir une dynamique comparable aux observations de l'aquifère, la porosité de drainage doit être faible (autour de 0,05) et le coefficient d'emmagasinement doit être fort (autour de 10^{-4}).

Nous avons optimisé les paramètres de stockage de la première couche après avoir remarqué que le stockage et la vidange du système étaient très influencés par les porosités de drainage du Quaternaire (couche 1). Sur la base des zones définies à la section 3.5.6.1 nous avons obtenu des valeurs de porosité de drainage proches de 0,05. Toutes les figures présentées par la suite sont obtenues avec les paramètres optimisés.

L'incapacité des modèles numériques simulés en régime permanent à restituer des hauteurs piézométriques mesurées en tous les points de la zone du Bourgailh, nous a conduit à faire l'hypothèse que le puits appelé Princesse (Figure 3-15) où sont pompés dans l'Oligocène en moyenne 1110000 m^3 d'eau par an par la Lyonnaise des eaux pour l'alimentation en eau potable, influence les écoulements de la nappe libre. Uniquement pour ce point de prélèvement, nous avons affecté un débit d'eau sortant de 300 m^3 par jour. En utilisant un débit de $3000 \text{ m}^3/\text{jour}$, les isopièzes du bourgailh sont complètement erronées. Notons que cette hypothèse vise à corriger localement la piézométrie du Bourgailh. Cette hypothèse n'affecte aucunement les autres parties du modèle.

On simule les écoulements en régime transitoire au pas mi-décadaire, allant de juillet 2010 à mars 2011 en prenant la distribution des hauteurs d'eau du régime permanent comme point de départ pour ce régime transitoire. Les Figure 3-34 a et c montrent les diagrammes de dispersions de hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées pendant les mois d'octobre 2010 et de mars 2011. On y remarque une très bonne restitution des hauteurs piézométriques mesurées pendant le mois d'octobre et une moins bonne restitution (au lieu dit les Garies) des hauteurs piézométriques mesurées pendant le mois de mars. Les histogrammes des résidus (Figure 3-34 b et d) montrent une concentration des résidus autour de 0 m.

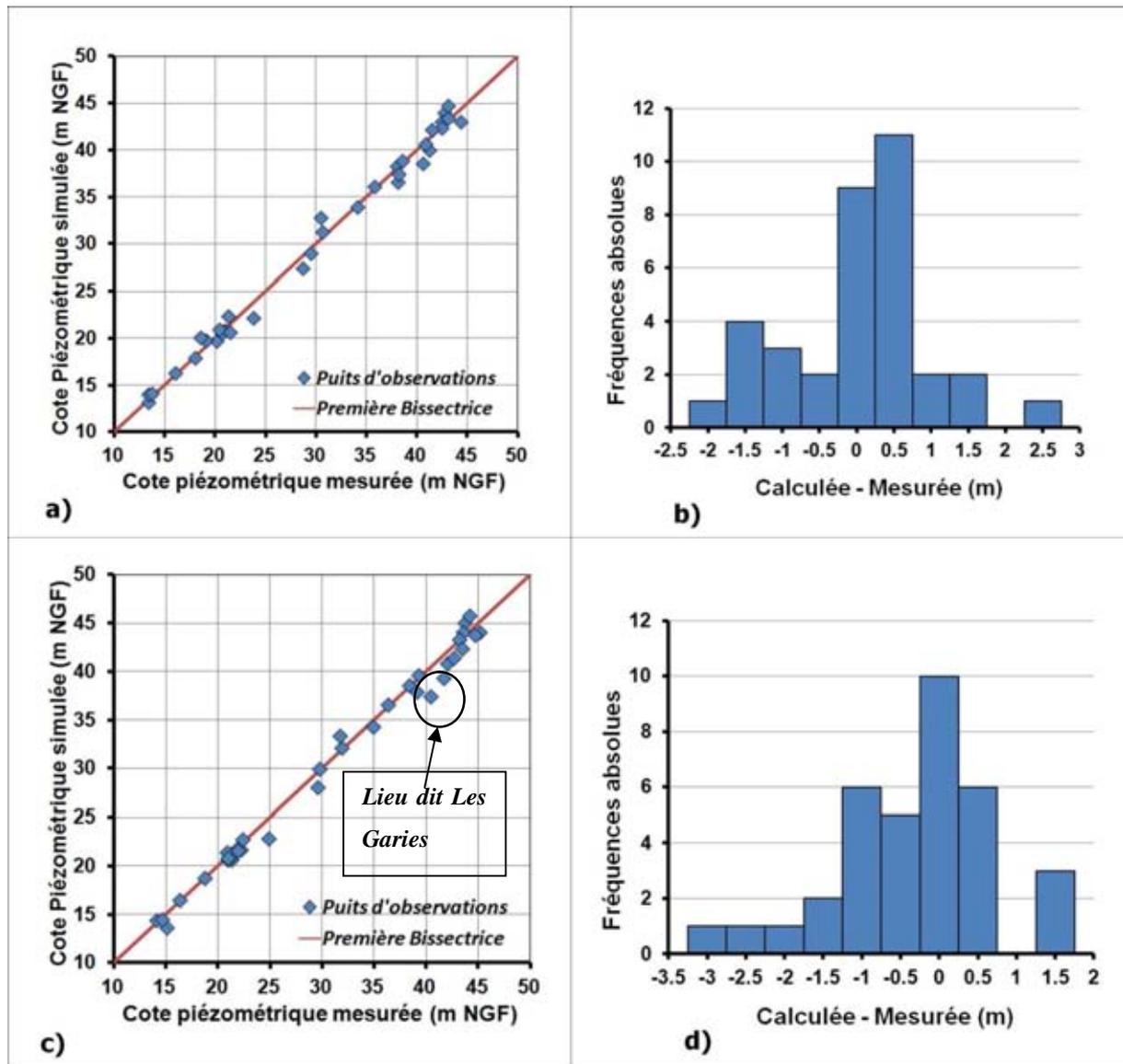


Figure 3-34 : Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées et histogramme des écarts entre hauteurs piézométriques calculée et mesurée : a) et b) Octobre 2010 c) et d) Mars 2011

Le Tableau 3-10 récapitule les paramètres statistiques de la calibration du modèle aux mois d'octobre et de mars. Pour ces deux mois, la qualité de la calibration est très bonne. Les coefficients de corrélation sont les plus forts obtenus jusqu'ici. Les RMS normalisés sont les plus faibles que nous avons obtenus. Notons tout de même que les hauteurs du mois de mars sont moins bien estimées.

Tableau 3-10 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 35 points de mesures pour le régime transitoire de juillet 2010 à Mars 2011

Paramètres	15 Octobre 2010	15 Mars 2011
Moyenne des résidus (m)	-0,02	-0,33
Moyenne de la valeur absolue des résidus (m)	0,75	0,78
Erreur standard d'estimation (m)	0,16	0,17
RMS (m)	0,96	1,065
RMS normalisé (m)	3,1	3,43
Coefficient de corrélation (m)	0,996	0,995

Entre les 3 grandes campagnes de mesures (juillet 2010, octobre 2010, mars 2011), nous avons effectué le 17 septembre 2010 et le 13 décembre 2010 des relevés complémentaires de hauteurs piézométriques sur l'ensemble des piézomètres de la zone d'intérêt (paragraphe 2.5.1). Les simulations en régime transitoire rendent possible la comparaison des hauteurs d'eau simulées et mesurées à ces dates en ces points. La Figure 3-35 montre les diagrammes de dispersions et histogrammes des résidus pour 10 piézomètres. Elle indique une bonne restitution des hauteurs d'eau mesurées. Le Tableau 3-11 donne les valeurs des paramètres statistiques de la calibration et confirme la bonne qualité de la calibration.

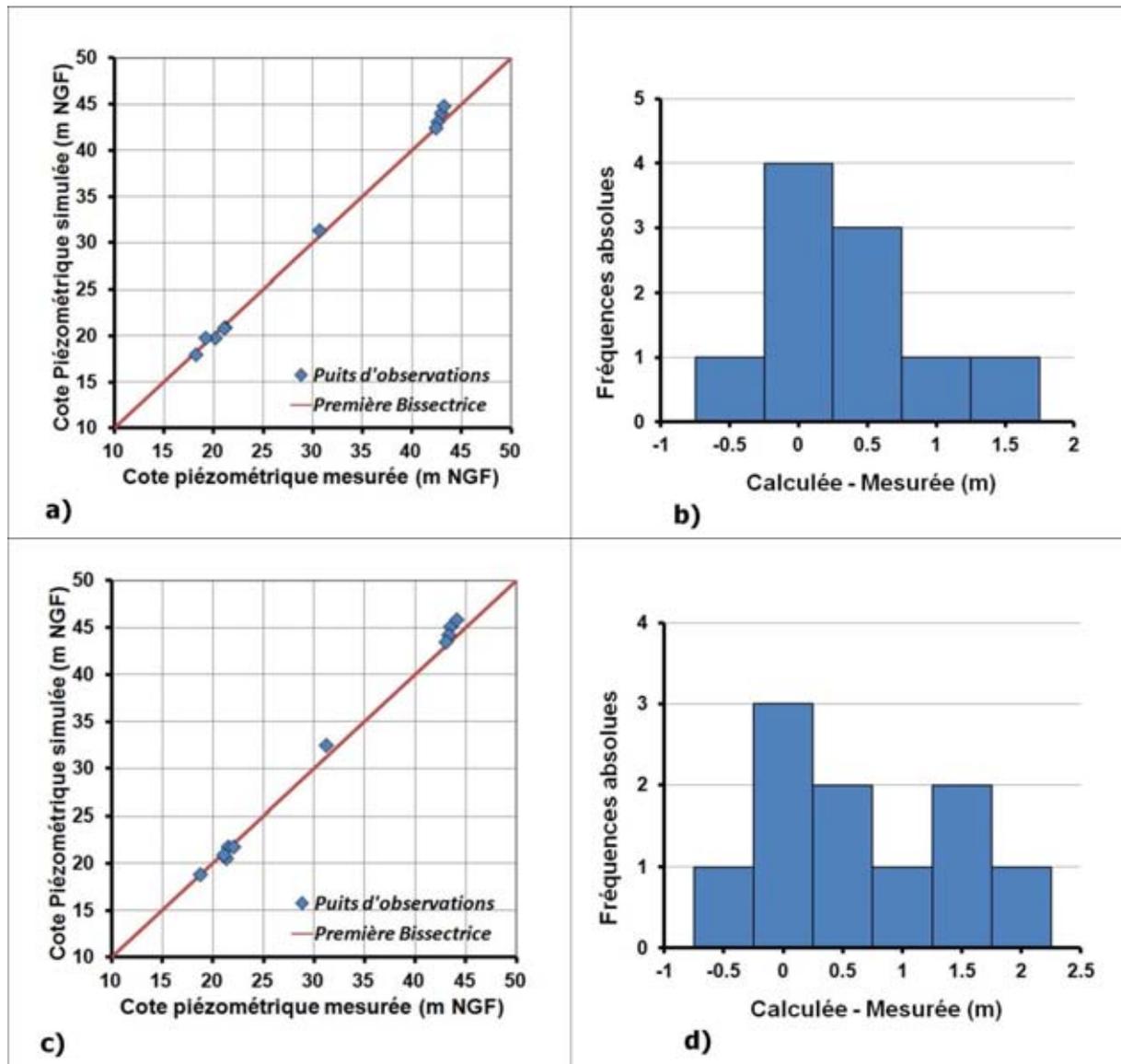
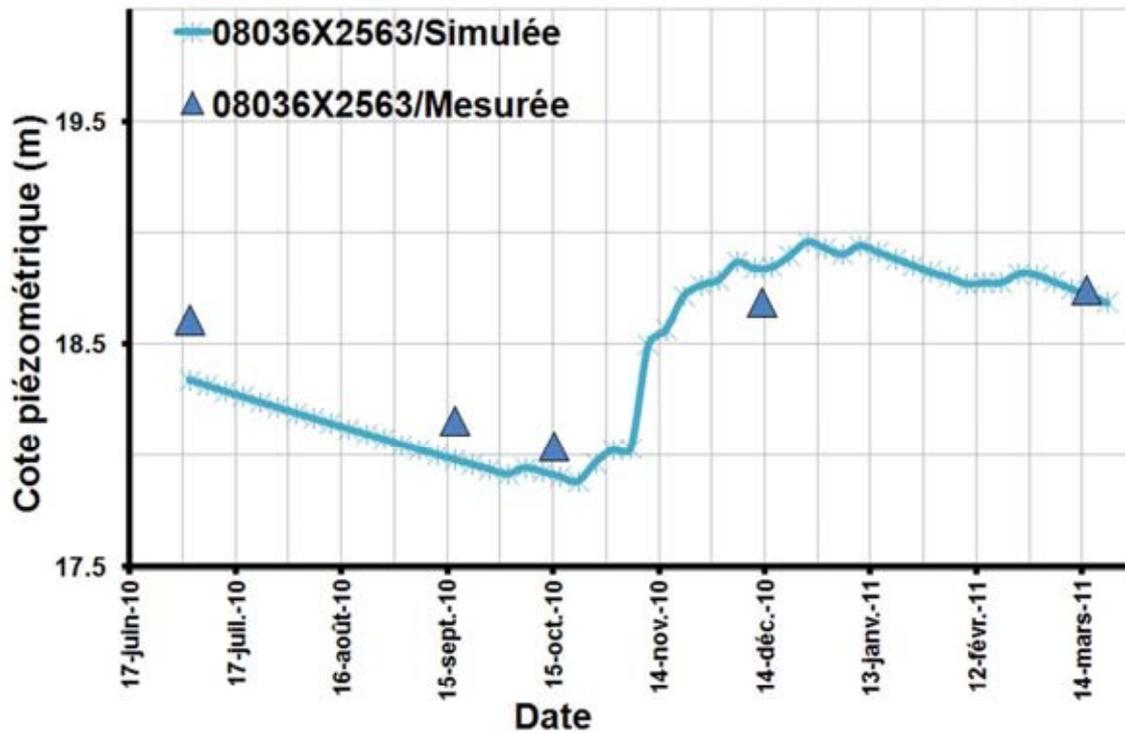


Figure 3-35 : Diagramme de dispersion des hauteurs piézométriques simulées en fonction des hauteurs piézométriques mesurées et histogramme des écarts entre hauteurs piézométriques calculée et mesurée a) et b) 17 septembre 2010 c) et d) 13 décembre 2010

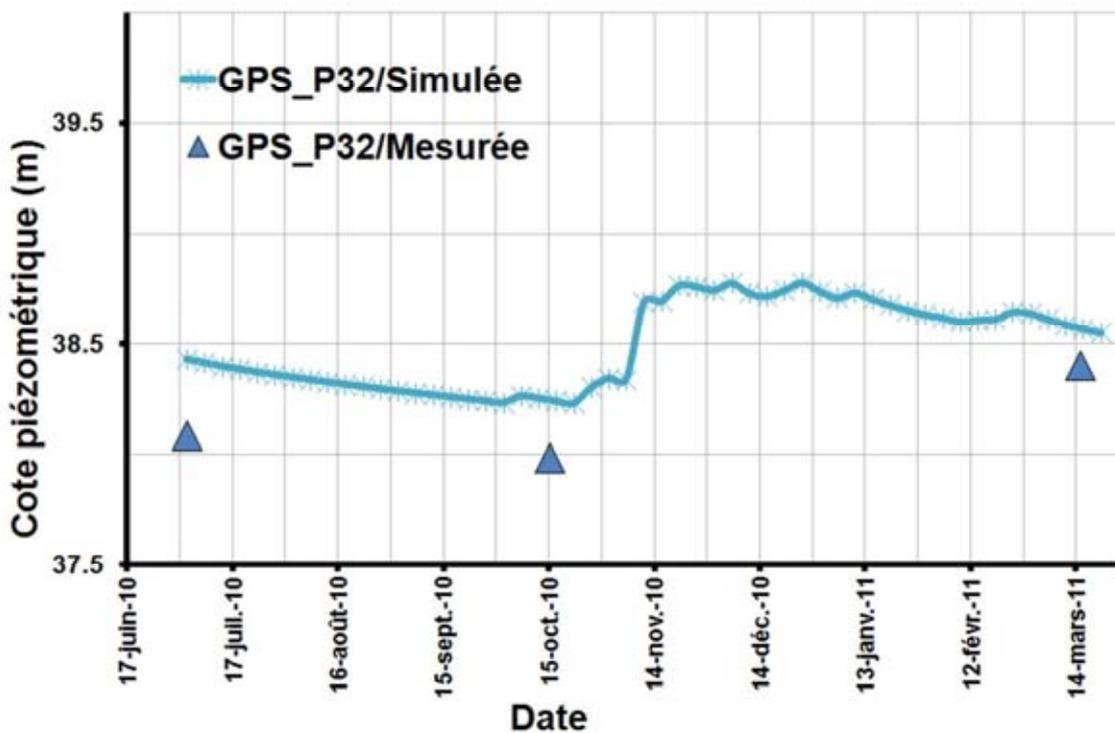
Tableau 3-11 : Récapitulatif de la statistique des calibrations basée sur 10 points de mesures pour le régime transitoire de juillet 2010 à Mars 2011 précisément mesurés le 17 septembre 2010 et le 13 décembre 2010

Paramètres	17 Septembre 2010	13 Décembre 2010
Moyenne des résidus (m)	0,41	0,59
Moyenne de la valeur absolue des résidus (m)	0,51	0,78
Erreur standard d'estimation (m)	0,21	0,27
RMS (m)	0,75	0,98
RMS normalisé (m)	3	3,87
Coefficient de corrélation (m)	0,999	0,999

La Figure 3-36 montre l'évolution de la hauteur piézométrique simulée en deux points du domaine étudié. Elle est représentative de l'ensemble des points du domaine étudié. Pour les 33 points restants, les évolutions des hauteurs piézométriques simulées de juillet 2010 à Mars 2011 sont présentées en Annexe. Les amplitudes de fluctuations des niveaux mesurés sont presque égales aux amplitudes des niveaux simulés. Il y a une bonne adéquation entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées.



a)



b)

Figure 3-36 : Evolution de la cote piézométrique simulée en régime transitoire

3.8.2 Synthèse

Les simulations en régime transitoire avaient pour objectif de déterminer les paramètres de stockage qui régissent la charge et la vidange de notre système aquifère. Les valeurs des paramètres optimisés de S_s et S_y (Tableau 3-12) sont très proches de celles que nous avons obtenues par calibration manuelle.

Les écarts moyens entre calculs et mesures sont pour la plupart inférieurs à 1 m. On peut remarquer que les écarts constatés à certains piézomètres en régime permanent sont restés presque les mêmes en régime transitoire, preuve qu'une bonne définition du régime permanent est essentielle pour avoir un bon modèle transitoire.

Tableau 3-12 : Valeurs de paramètres de stockage par couches et par zones (les zones sont choisies en utilisant les seuils naturels de Jenks pour produire des zones homogènes)

Couches	Zones	Coefficient d'emmagasinement S_s (m^{-1})	Porosité de drainage S_y (m/m)	Coefficient d'emmagasinement S_s (m^{-1}) optimisé	Porosité de drainage S_y (m/m) optimisé
Couche 1 (Quaternaire)	K1	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,051
	K2	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,060
	K3	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,059
Couche 2 (Miocène)	K4	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K5	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K6	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
Couche 3 (Chattien)	K7	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K8	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K9	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
Couche 4 (Rupélien)	K10	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K11	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05
	K12	1×10^{-4}	0,05	1×10^{-4}	0,05

3.9 Validation du modèle

Les paragraphes précédents avaient pour but de déterminer par une procédure de calage en régime permanent puis en régime transitoire, les paramètres optimaux permettant la meilleure adéquation entre les hauteurs d'eau mesurées et les hauteurs d'eau simulées. La validation du modèle va consister dans une étape à venir à simuler les écoulements entre 1993 et 2012 avec les jeux de propriété estimés, pour les comparer à l'historique des niveaux

d'eaux observés et mesurés pendant cette période. Les niveaux d'eau simulés sont calculés sur la base des conditions aux limites, perméabilités et paramètres de stockages retenus des régimes permanents et transitoires précédents.

Le modèle transitoire nous a montré que la piézométrie réagit très rapidement aux aléas climatiques (recharge) et aux changements du rythme d'exploitation de la nappe (pompages, prélèvements). L'aquifère peut donc être considéré comme très réactif et pour cette raison, le pas de temps mi-décadaire utilisé dans la section précédente sera maintenu tout au long de la phase de validation.

Nous avons fait l'hypothèse que la distribution des charges hydrauliques du mois de juillet 2010 (distribution obtenue en sortie de la simulation en régime permanent) est comparable à celle du 28 juin 1993. En effet, en analysant l'évolution de la hauteur piézométrique mesurée au point 08272X0487 par l'ADES, on note de fortes similitudes entre la hauteur d'eau mesurée le 28 juin 1993 et celle mesurée le 01 juillet 2010, date de référence du modèle transitoire ci-dessus calibré. Les charges hydrauliques du régime permanent (de juillet 2010) sont donc prises comme conditions initiales de la simulation allant de 1993 à 2012 pour la validation du modèle. Notons que d'éventuelles erreurs de charges hydrauliques simulées résultant d'un défaut de précision de charges hydrauliques initiales diminueront avec le temps. Ainsi, l'année 1993 choisie pour le début de simulation permet au modèle de commencer suffisamment à l'avance pour dissiper les erreurs liées aux valeurs de charges hydrauliques initiales.

Pour mieux localiser les points de validation du modèle, la Figure 3-37 présente un fond de carte piézométrique simulée au 01 juillet 1998 avec la localisation des points de mesures qui ont rendu possible la validation du modèle.

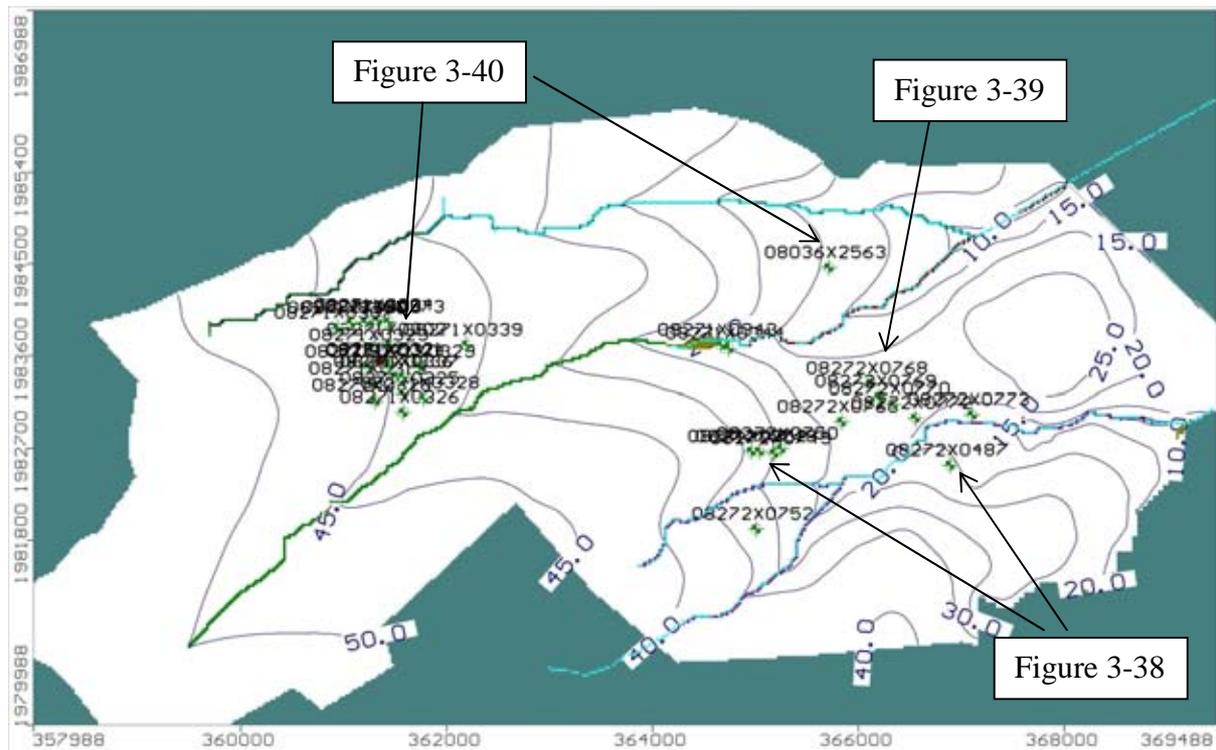


Figure 3-37 : Carte piézométrie simulée du 01 juillet 1998 : Indications des piézomètres dont les chroniques d'évolution des cotes piézométriques simulées et mesurées sont comparées sur les figures ci-dessous.

Les (Figure 3-38, Figure 3-39, Figure 3-40) montrent les évolutions des cotes piézométriques simulées et mesurées en quelques points (Figure 3-37) du domaine étudié entre 1993 et 2012. Les cycles hydrologiques y apparaissent de manière marquée. En moyenne, la période de hautes eaux se situe autour du mois de mars alors que la période de basses eaux se situe autour de la fin du mois de septembre et parfois au début du mois d'octobre. L'amplitude de fluctuation de la nappe pour un même piézomètre peut varier d'une année à une autre de plusieurs mètres (un exemple de piézomètres de la Figure 3-38). Cette amplitude est directement liée à la recharge de la nappe et donc indirectement aux précipitations et évapotranspiration. Les amplitudes simulées et mesurées sont presque les mêmes entre 1993 et 2002. En revanche, après 2002, les amplitudes simulées en certains points (Figure 3-38) sont plus faibles que les amplitudes réelles de 2003 à 2012. L'année 2002 a été une année très sèche qui a entraîné une baisse considérable du niveau de la nappe libre. Des interrogations subsistent en ces points où l'aquifère n'est plus très réactif aux variations saisonnières.

Sur les figures (Figure 3-38, Figure 3-39, Figure 3-40) l'évolution générale des cotes piézométriques simulées restitue correctement les cotes piézométriques observées de 1993 à

2002. Les mois pour lesquelles l'évolution est incorrectement restituée correspondent généralement aux mois de hautes eaux ou de basses eaux. Les écarts entre les cotes piézométriques calculées et simulées ne dépassent guère 1m.

Les analyses détaillées effectuées sur quelques chroniques piézométriques qui sont mesurées à une fréquence bimensuelle ou moindre montrent que l'interpolation linéaire entre les points peut minorer les niveaux des plus hautes eaux observées jusqu'à 50 centimètres. Néanmoins, les chroniques piézométriques discontinues que nous avons utilisées reproduisent la dynamique de charge et décharge de la nappe même s'il est à noter que les mesures continues des hauteurs piézométriques sont plus précises quant à la reproduction de cette dynamique.

L'analyse comparative des chroniques mesurées et simulées montre clairement que les fluctuations de la nappe sont influencées par les conditions naturelles essentiellement liées à la pluviométrie déjà évoquée ci-dessus, mais sont aussi influencées par les pompages industriels ou des pompages pour l'alimentation en eau potable. La Figure 3-39 montre l'effet d'un pompage effectué pendant plusieurs mois au milieu de l'année 1999. En comparant certaines chroniques piézométriques observées et simulées en annexe, le décalage observé en certaines parties à une période donnée (surtout lorsque les autres portions sont juxtaposables) peut être la conséquence d'éventuelles phénomènes perturbateurs (tels que des pompages, recharge occasionnelle de la nappe liée à une casse de réseau, aménagements faisant suffisamment obstacles aux écoulements et provoquant ainsi sa remontée pendant la période du chantier) survenus pendant une période donnée. Les chroniques répondent donc à des sollicitations distinctes qui peuvent justifier certaines amplitudes de variations. Si les chroniques piézométriques simulées peuvent permettre de déceler ces perturbations, il est en revanche très difficile d'en identifier la cause précise (Figure 3-39).

La structuration du système (carte piézométrique avec ses sens d'écoulement...) se retrouve à l'identique pendant toute la période de simulation avec cependant une amplitude faible (0,5 m en moyenne) de fluctuation des hauteurs piézométriques au voisinage des rivières et une amplitude importante (jusqu'à 3 m) de fluctuations des valeurs piézométriques en certains endroits.

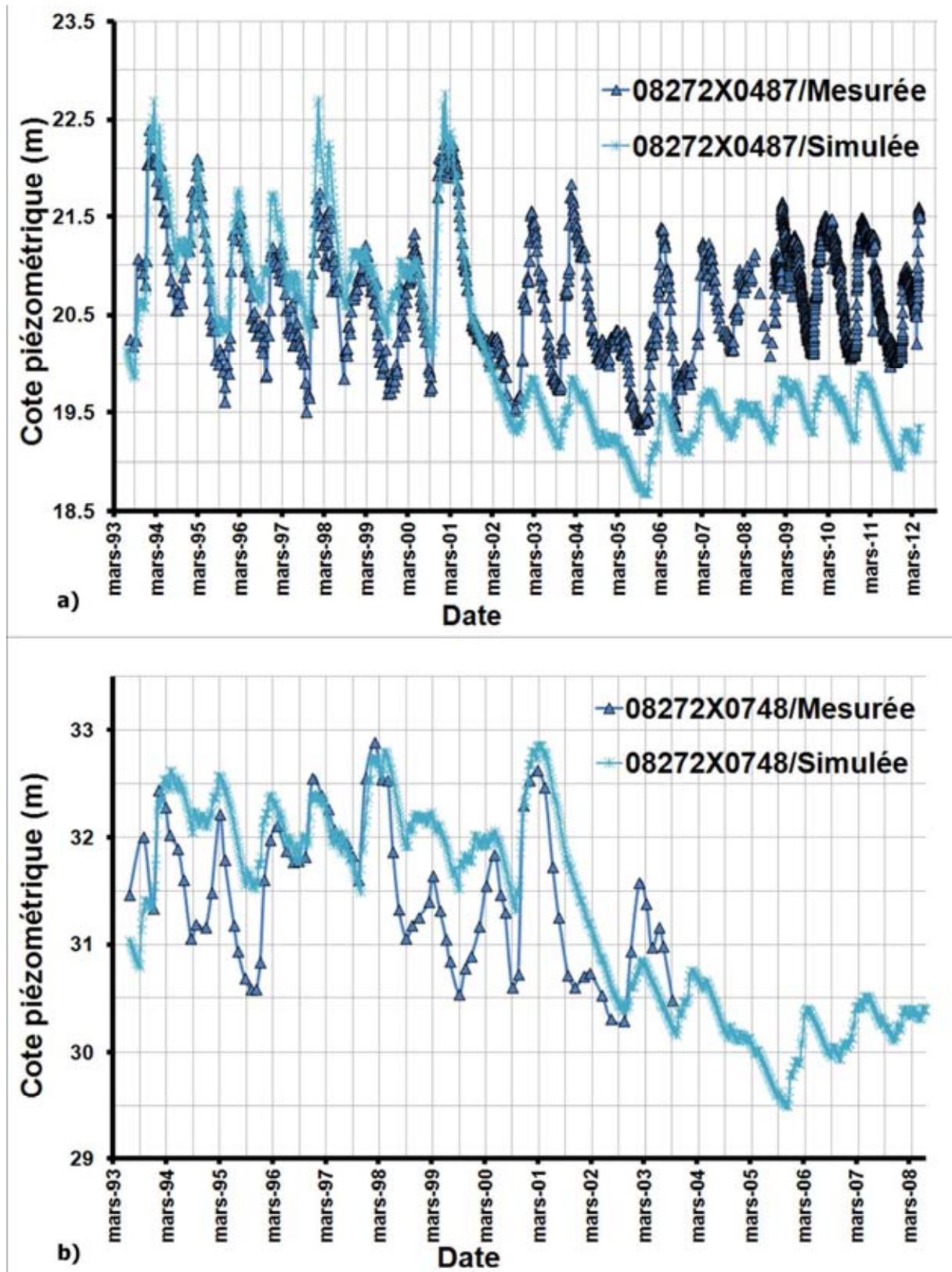


Figure 3-38 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0487 (a) et 08272X0748 (b).

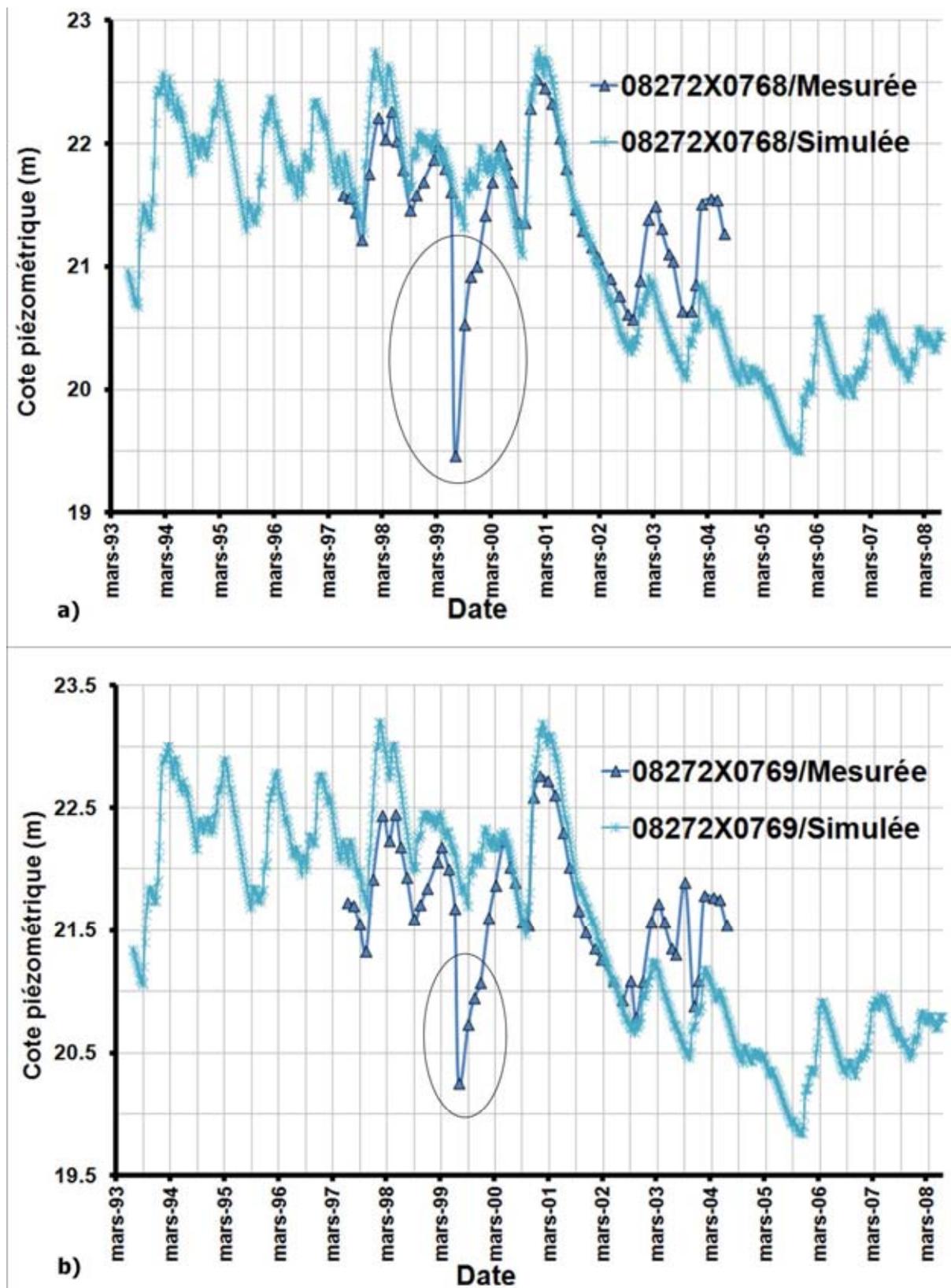


Figure 3-39 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0768 (a) 08272X0769 (b) (localisation sur la Figure 3-37)

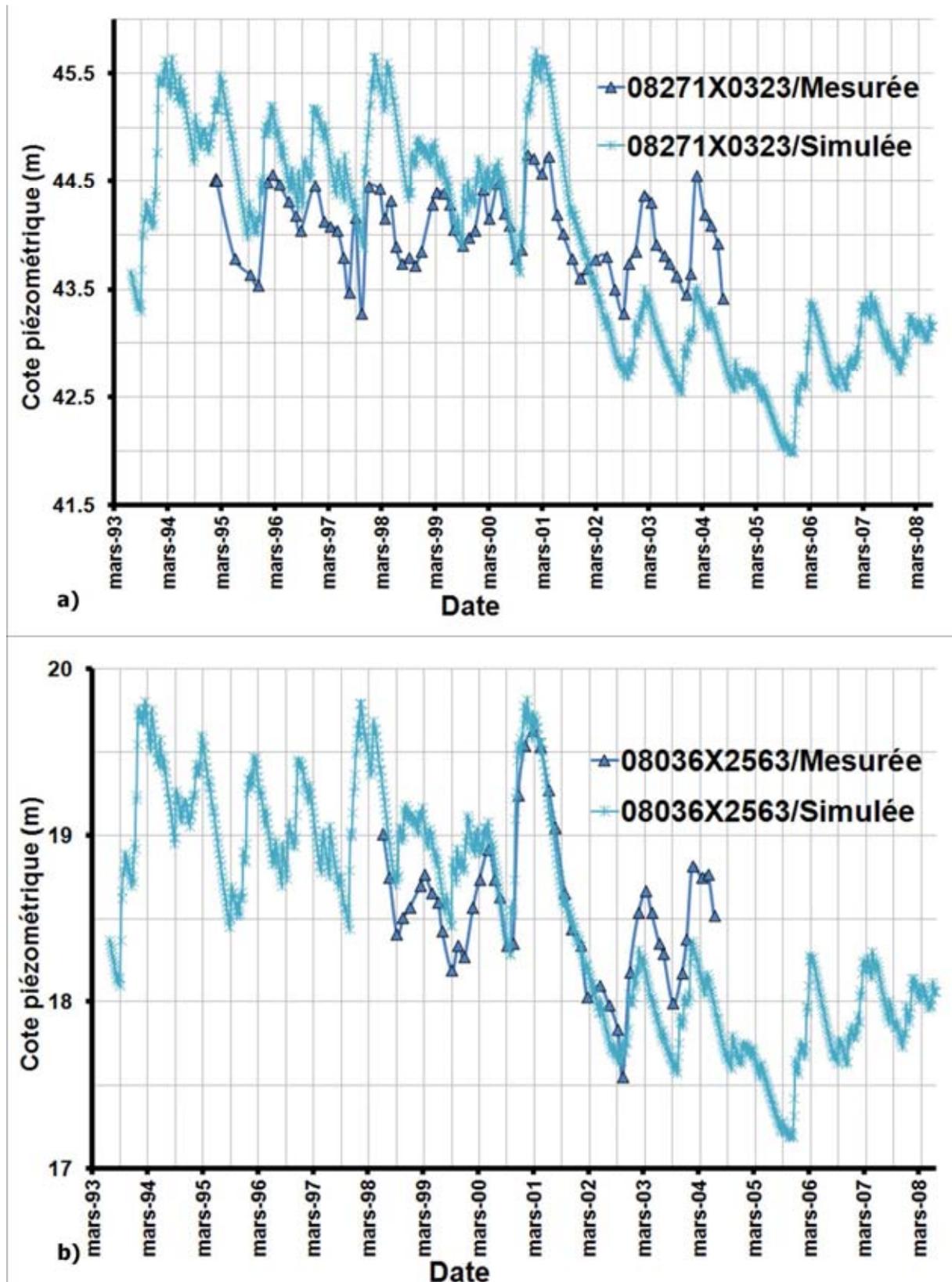


Figure 3-40 : Comparaison de l'évolution des niveaux piézométriques simulés et observés de 1993 à 2012 pour les piézomètres 08272X0323 (a) 08272X2563 (b) (localisation sur la Figure 3-37)

3.10 Conclusion

La construction, la calibration, l'évaluation et la validation du modèle numérique d'écoulement de la nappe libre constituaient l'objectif de ce chapitre. Les grandes lignes de la résolution numérique de l'équation de diffusivité qui régit les écoulements en milieu poreux ont été présentées dans la première partie de ce chapitre. Elles ont révélé la complexité des solutions de cette équation et fixé le cadre numérique de la modélisation de l'écoulement avec le logiciel Visual Modflow ©.

Deux modèles conceptuels ont été définis, qui ne diffèrent que par la prise en compte de l'anisotropie des perméabilités. L'étude paramétrique en régime permanent de la conductance par unité de surface du drain et du coefficient d'infiltration des rivières a permis d'obtenir des valeurs difficilement mesurables de ces paramètres. Les simulations en régime permanent ont montré la supériorité des méthodes inverses (pour la calibration automatique) par rapport aux méthodes directes (calibration manuelle) quand à leur capacité à restituer les hauteurs piézométriques mesurées. L'utilisation du code Pest a permis d'obtenir des valeurs optimales de perméabilité et d'évaluer les deux modèles conceptuels : l'utilisation de la moyenne géométrique des perméabilités horizontale et verticale comme perméabilité équivalente au sein d'une maille d'aquifère réduit le nombre de paramètres à optimiser et produit de meilleures restitutions des hauteurs piézométriques mesurées.

Les résultats des simulations en régime transitoire (validation du modèle compris) ont montré que le modèle d'écoulement de la nappe libre est vulnérable aux variations mineures et majeures de la recharge de la nappe, ce qui peut s'expliquer en grande partie par les faibles valeurs de perméabilités et porosités de drainage. Ce modèle reproduit correctement la dynamique de charge et décharge de l'aquifère.

La modélisation de l'écoulement de la nappe libre a été effectuée pour aider à une meilleure compréhension du système des eaux souterraines et prévoir (anticiper) le comportement futur du système d'aquifère dans des conditions modifiées que nous aborderons dans le chapitre suivant.

La délimitation des zones d'ennoiement du réseau qui sera abordée dans le chapitre suivant repose sur la fiabilité du modèle hydrogéologique utilisé.

Chapitre 4 : Relations nappe-réseau et simulations prédictives pour un scénario climatique.

4 Relations nappe-réseau et simulations prédictives pour un scénario climatique.

4.1 Introduction

La gestion des eaux usées et des eaux de ruissellement, la limitation des risques d'inondation, la préservation des milieux aquatiques par la maîtrise des pollutions liées aux usages domestiques et industriels des eaux sont des fonctions essentielles de l'assainissement. La quasi-totalité des villes françaises est équipée d'un système d'assainissement plus ou moins complet (système d'évacuation d'eaux usées, d'eaux pluviales) et plus ou moins hétérogène (diamètre des collecteurs de taille variable, matériaux des collecteurs variable,...). Le fonctionnement optimal de ces systèmes d'assainissement est primordial. Il est assuré par le management de l'assainissement dans un cadre cohérent avec le développement durable d'une ville.

L'influence des nappes souterraines superficielles sur les réseaux d'assainissement en milieu urbain est généralement étudiée pour déterminer les débits de fuites dans les réseaux. La position de la conduite (canalisation) par rapport à la nappe libre est un paramètre important qui peut intervenir dans le vieillissement des structures enterrées ou dans l'impact d'éventuels dysfonctionnements (Laffrechine, 1999 ; Le Gauffre et al., 2005). En effet, la nappe II peut agir soit comme un facteur de dégradation direct ou indirect, soit comme un facteur influençant les fonctions du réseau (étanchéité du réseau).

Dans ce chapitre, nous présentons dans un premier temps la méthode de détermination de l'état des réseaux d'assainissement. Dans un second temps, les fluctuations pluri annuelles de la nappe libre qui respectent les conditions hydrogéologiques décrites au chapitre précédent entre 1993 et 2012 seront évaluées dans le but d'identifier les zones d'ennoiement du réseau d'assainissement par comparaison des cotes du réseau d'assainissement aux cotes des hauteurs d'eau simulées. Dans un troisième temps, les probabilités d'ennoiement des conduites seront définies et comparées aux principaux secteurs de dégradation des conduites. Dans la dernière partie de ce chapitre, un scénario de variations climatiques est défini pour simuler l'évolution du niveau de la nappe et son effet sur les interactions nappe-réseau.

4.2 Etat des réseaux d'assainissement

Un collecteur est une canalisation ou tout autre ouvrage, habituellement enterré, destiné à véhiculer des eaux usées et/ou de surface provenant de diverses origines. Une canalisation est un ensemble de tuyaux, raccords, éléments et assemblages de maçonnerie ou en béton coulé sur place entre des regards de visite ou d'autres structures.

L'état des réseaux d'assainissement est évalué dans cette étude à travers l'outil SHED. C'est un logiciel d'aide à la notation des collecteurs d'assainissement. Ce logiciel est une propriété de la Lyonnaise des Eaux et son développement a été initié en 2003 à Bordeaux pour pallier les problèmes d'interprétations différentes pour des mêmes inspections télévisées (ITV). Ce logiciel rend désormais incontournable l'analyse systématique des rapports d'inspections à partir desquels l'état réel du collecteur non visitable est déterminé. La définition objective de l'état d'un collecteur qui a subi une ITV se fait suivant la norme NF EN 13 508-2 « Système de codage de l'inspection visuelle ».

Cette norme européenne s'applique pour la détermination de l'état des réseaux d'évacuation et d'assainissement par inspection, codification de l'état et prise en compte de facteurs extérieurs et d'autres informations. Elle s'applique aux réseaux d'évacuation et d'assainissement, principalement les réseaux gravitaires, à partir du point où les effluents quittent un bâtiment ou un système d'évacuation par le toit, ou pénètrent dans un avaloir de chaussée, jusqu'au point où ils se déversent dans une station d'épuration ou un milieu récepteur aquatique. Les branchements et collecteurs situés sous des bâtiments sont inclus, à condition qu'ils ne fassent pas partie du réseau d'évacuation du bâtiment. Cette norme européenne définit un système de codage pour la description de l'état interne des réseaux d'évacuation et d'assainissement, des regards de visite et des chambres d'inspection, relevé par inspection visuelle. Dans certains cas, cette norme peut également être utilisée pour les systèmes sous pression ou sous vide conformément aux exigences de l'autorité responsable.

La note de calcul qui quantifie l'état de dégradation du tronçon de canalisation dépend directement de la codification des observations. Le principe de notation exige de confronter deux notations : une note de niveau de gravité donnée par l'expert (Nexpert) et une note de niveau de gravité (Ncalc) calculé par SHED. La Figure 4-1 détaille les étapes de calcul du niveau de gravité tel que calculé par SHED.

L'évaluation de la performance du réseau intègre son aspect pluri-fonctionnel: une résistance structurelle (S), une fonction hydraulique (H) qui correspond au bon écoulement

des fluides et un rôle d'étanchéité (E). Une note de performance est attribuée à chaque tronçon, pour chacune des trois fonctions.

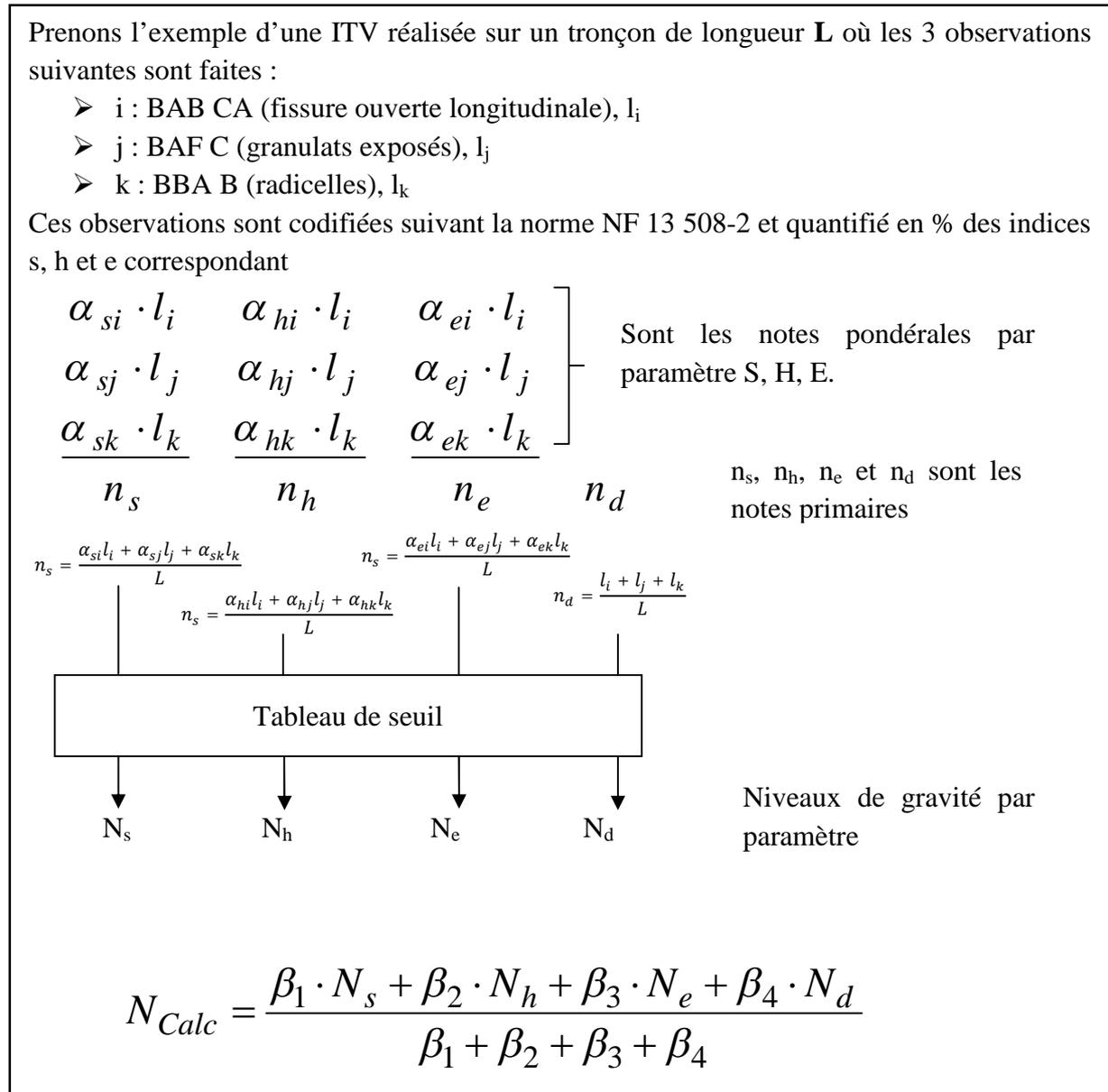


Figure 4-1 : Détails de l'algorithme permettant de calculer N_{calc} (Cassany, 2012) modifié et détaillé. S est la résistance structurelle, H la fonction hydraulique, E l'étanchéité.

La Figure 4-2 présente les étapes principales du processus d'attribution d'une note de niveau de gravité de dégradation d'une canalisation. Toute la chaîne d'exploitation des ITV dépend de la qualité du travail de l'opérateur. Celui-ci identifie, qualifie et positionne les défauts sur le tronçon inspecté. L'opérateur vérifie l'enregistrement des données dans le logiciel d'inspection HYDROSCAN qui réalise les rapports d'inspections avec vidéo interactive. Le rapport d'inspection est alors établi avec un fichier de données qui peut être directement importé de façon automatique dans le logiciel SHED. Cet import se fait sous le

contrôle de l'expert et représente un gain de temps important. L'expert entre les données dans SHED en se basant sur le rapport d'inspection télévisé. SHED fournit donc la note attribuée par l'expert (N_{expert}) puis la note calculée (N_{calc}).

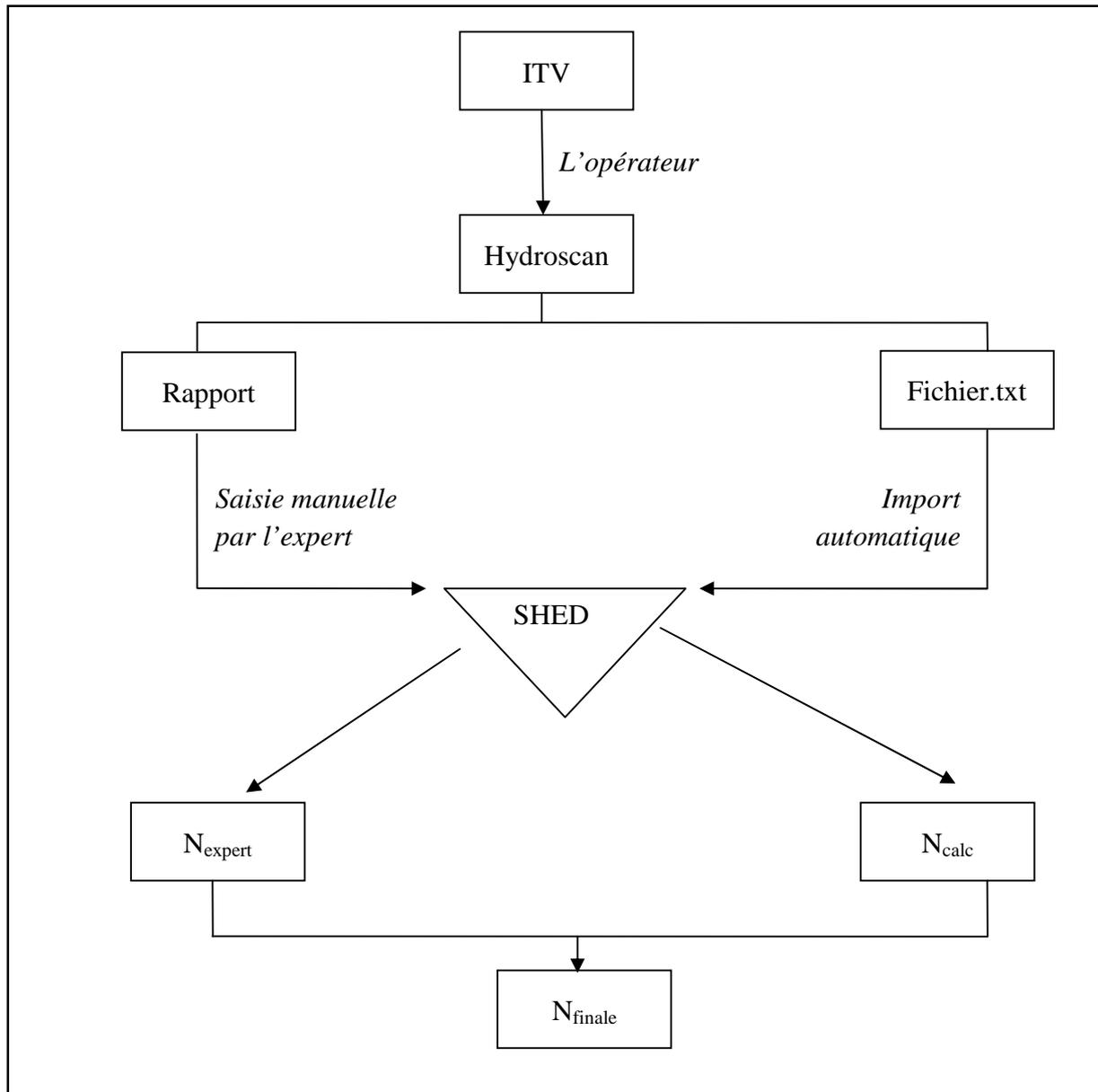


Figure 4-2 : Organigramme de calcul de la note finale du niveau de gravité d'une conduite qui a subi une ITV

Le niveau de gravité final (N_{finale}) est à l'appréciation de l'expert après comparaison de son appréciation N_{expert} et du calcul N_{calc} . Le

Tableau 4-1 présente l'essentiel du descriptif de tronçon de canalisation pour différents niveaux de gravité tout en préconisant le renouvellement ou non de la conduite. L'état des conduites correspondant aux différents niveaux de gravité est illustré sur la Figure 4-3.

Tableau 4-1 : Définition des notes de gravité en sortie du logiciel SHED (Cassany, 2012)

Inspection télévisée des collecteurs non visitable		
	Niveau de gravité	Descriptif
Pas de renouvellement	1	<i>Etat neuf</i> Risque faible Aucune pathologie Pas de travaux d'entretiens nécessaires Surveillance renforcée par les inspections de contrôle
	2	<i>Etat médiocre</i> Risque moyen Défauts ponctuels dès qu'il y a une anomalie sur le tronçon Surveillance renforcée par des inspections de contrôle
Renouvellement	3	<i>Etat mauvais</i> Risque élevé Renouvellement à réaliser à moyen terme
	4	<i>Etat catastrophique</i> Risque immédiat (tuyau écrasé, effondré, pas d'écoulement, entrée extérieures, absence de radier) Renouvellement à réaliser à court terme

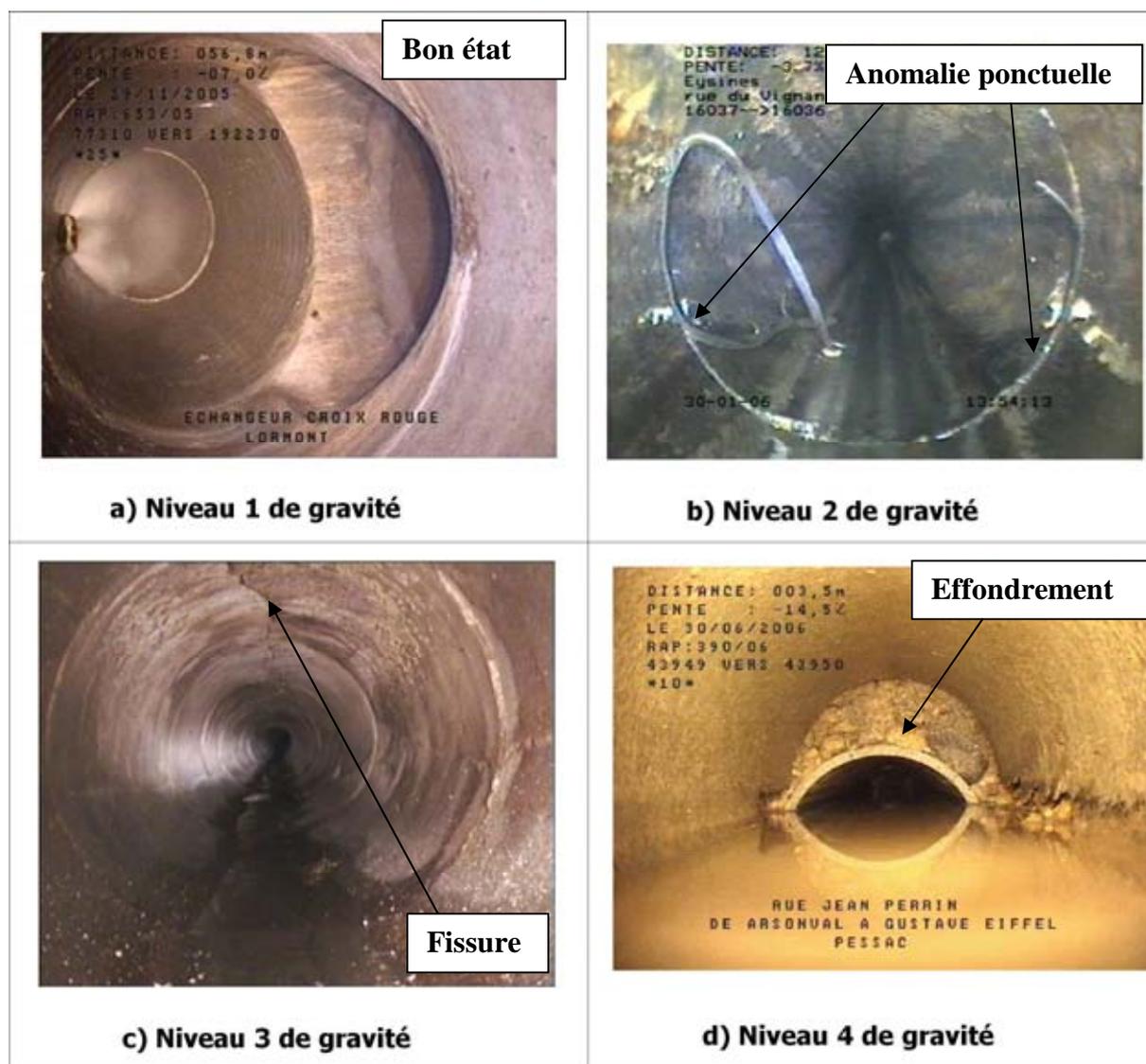


Figure 4-3 : Illustration de l'état des collecteurs et niveau de gravité de leur dégradation correspondante (Cassany, 2012).

L'état des collecteurs est identifié au moyen des ITV. Le modèle numérique d'écoulement que nous avons construit au chapitre 3 permet d'identifier les zones d'envolement du réseau.

4.3 Identification des zones d'envolement du réseau

L'identification des zones d'envolement du réseau se fait par comparaison des cotes piézométriques simulées au chapitre précédent aux cotes du centre d'une canalisation du réseau d'assainissement. Pour rappel, la zone d'étude a été discrétisée en mailles carrées de 25 m de côté. Le modèle numérique fournit en chacune des mailles une chronique des hauteurs piézométriques simulées avec un pas de 5 jours sur la période allant du 28 juin 1993 au 9 mai 2012. L'ensemble du domaine contient 74447 mailles desquelles sont extraites des

chroniques de hauteurs piézométriques constituées chacune de 1378 valeurs. La cote du centre de chacune des 2390 canalisations sera comparée aux cotes piézométriques simulées de la maille dans laquelle elle se trouve. La Figure 4-4 présente les différentes zones d'ennoiement qui sont identifiées.

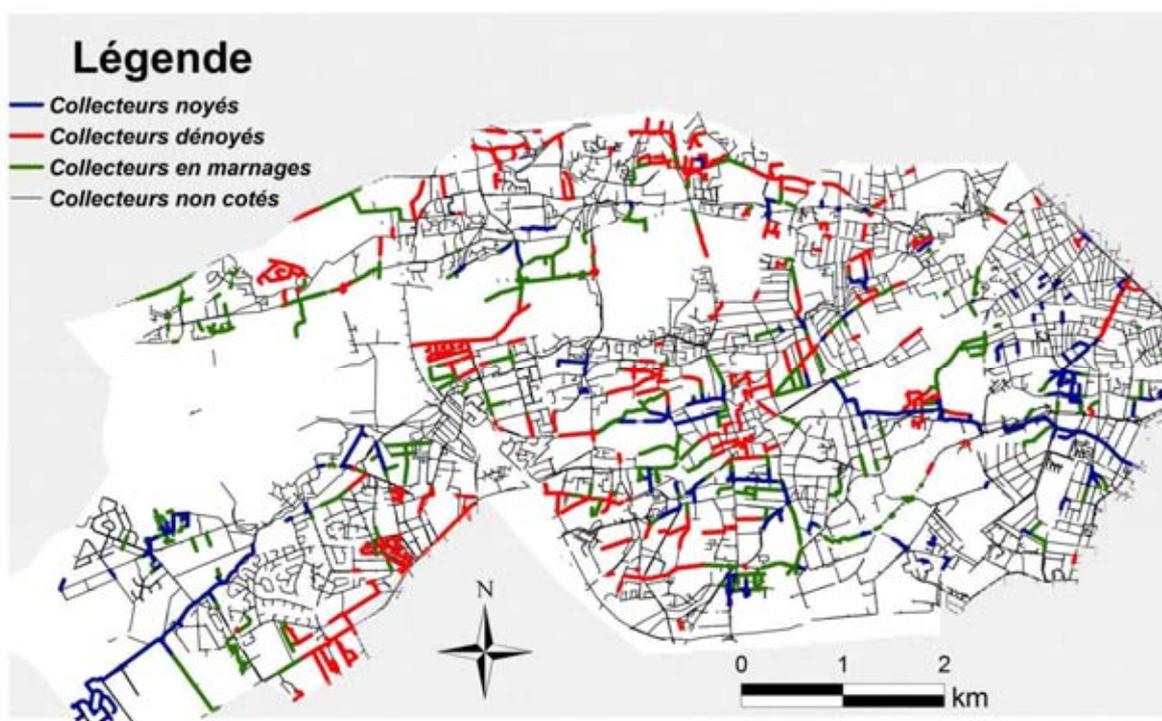


Figure 4-4 : Carte présentant les différentes zones d'ennoiement des canalisations.

La démarche permettant d'identifier ces zones est la suivante : la première étape consiste à récupérer la valeur maximale de hauteur piézométrique obtenue pour chaque chronique simulée. L'ensemble des valeurs maximales de hauteur piézométrique simulées en chaque point permet de représenter la carte des plus hautes eaux (Figure 4-5). En comparant les cotes maximales aux cotes du centre des canalisations, il est possible d'identifier l'ensemble des canalisations qui ont été toujours dénoyées entre 1993 et 2012 (Figure 4-4). Elles correspondent aux canalisations dont la cote est supérieure à la cote maximale de la nappe. La deuxième étape consiste à extraire la valeur minimale de la cote piézométrique simulée en chacune des mailles du domaine. Il est alors possible de construire la carte des plus basses eaux (Figure 4-6) et de repérer les canalisations noyées entre 1993 et 2012 (Figure 4-4). Elles correspondent aux canalisations pour lesquelles la cote est inférieure à la cote minimale de la nappe.

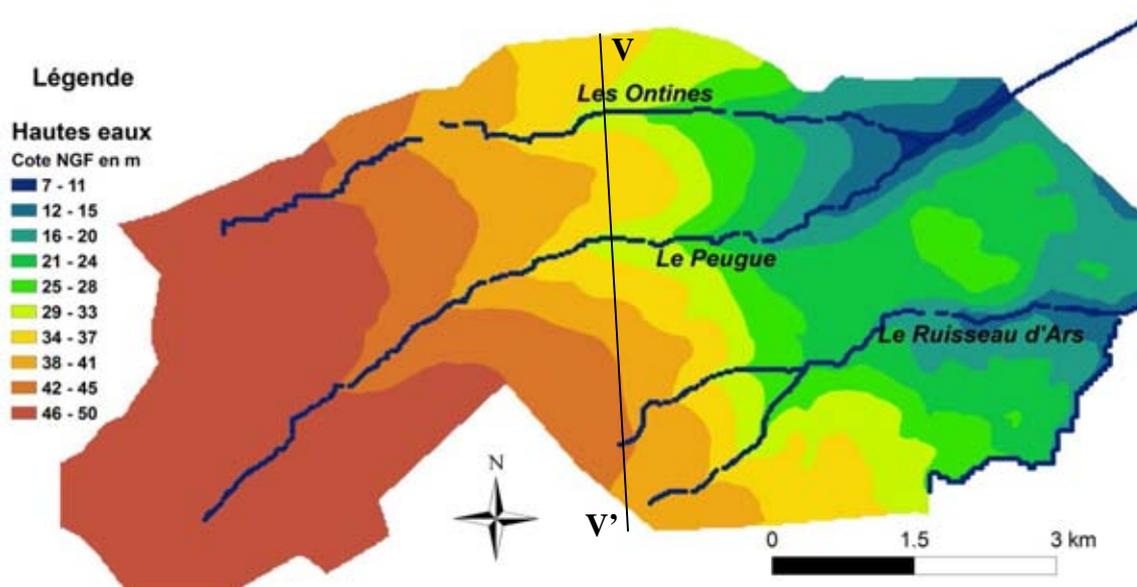


Figure 4-5 : Carte des plus hautes cotes piézométriques simulées entre 1993 et 2012 et illustration de la coupe VV'

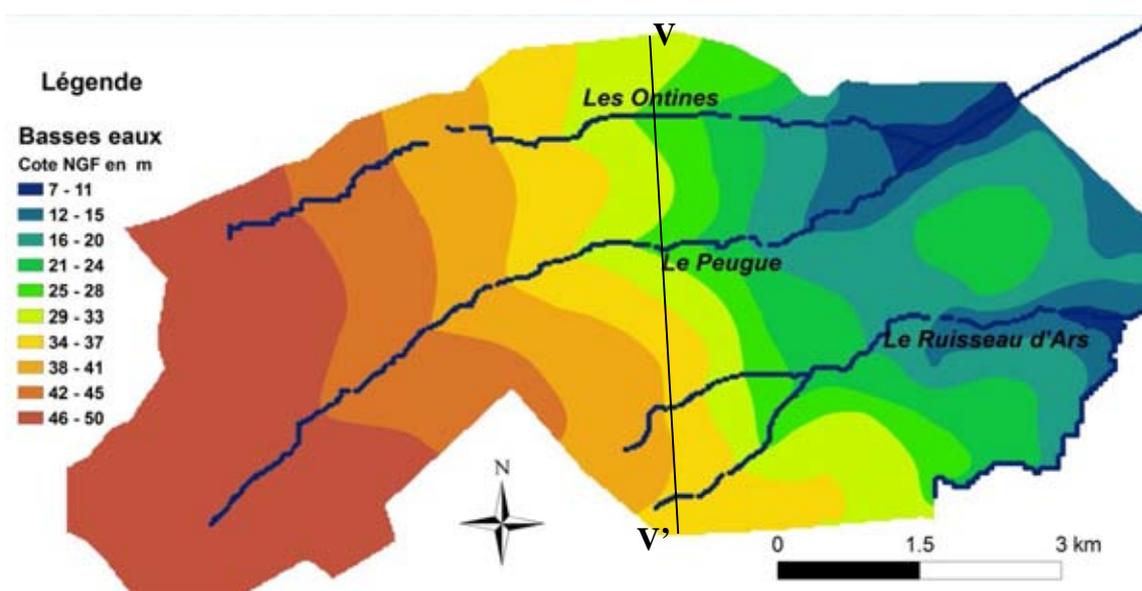


Figure 4-6 : Carte des plus basses cotes piézométriques simulées entre 1993 et 2012 et illustration de la coupe VV'

Bien que asynchrones, les cartes des plus hautes eaux (Figure 4-5) et les cartes des plus basses eaux (Figure 4-6) sont semblables aux cartes piézométriques qui ont été obtenues au chapitre précédent car elles présentent les mêmes caractéristiques : elles indiquent un écoulement général Sud Ouest - Nord Est, marqué par les rivières canalisées et non canalisées. On note un dôme piézométrique à l'est de la zone d'étude lié à un dôme

topographique que l'on explique par un horst Oligocène. La carte des plus hautes eaux ne montre pas de différence notable avec celle des plus basses eaux. On note simplement que le drainage de la nappe par les rivières et le dôme piézométrique sont plus marqués sur la carte des hautes eaux que sur la carte des basses eaux.

La Figure 4-7 montre sur une coupe Nord Sud, les plus hautes cotes piézométriques et les plus basses cotes piézométriques atteintes par la nappe libre entre 1993 et 2012. Les niveaux sont semblables à celle d'une piézométrie obtenue à une date donnée.

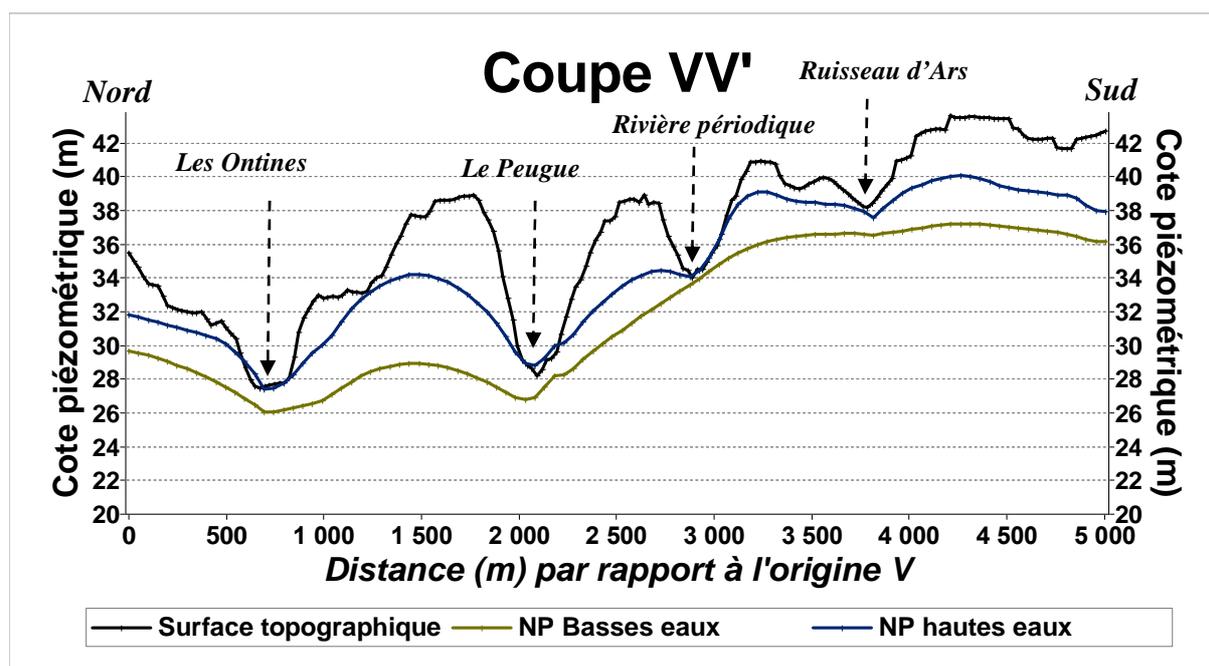


Figure 4-7 : Coupe VV' montrant les plus hauts niveaux piézométriques (NP) et les plus bas niveaux piézométriques le long de ce profil.

Les Figure 4-8 et Figure 4-9 montrent les profondeurs minimales et maximales de la nappe sous le sol pendant les plus hautes eaux et basses eaux respectivement. La profondeur de la nappe en un point est obtenue en faisant la différence entre la cote du modèle numérique de terrain corrigé et la cote piézométrique simulée en ce point. La profondeur minimale s'obtient donc en soustrayant la cote du modèle numérique corrigé à la cote piézométrique simulée maximale entre 1993 et 2012. La profondeur maximale s'obtient en soustrayant la cote du modèle numérique corrigé à la cote piézométrique simulée la plus faible entre 1993 et 2012. La carte des profondeurs minimales de la nappe libre sous le sol entre 1993 et 2012 montre qu'une grande partie de la zone d'étude est peut être sujette à un ennoiment important des réseaux. En effet, la profondeur minimale des conduites (0,5 m) est atteinte à sur des secteurs très large.

Les figures (Figure 4-8 et Figure 4-9) présentent donc des cotes asynchrones et permette d'avoir une idée des zones sujettes à l'ennoiement des réseaux et des zones sensibles au risque d'inondations.

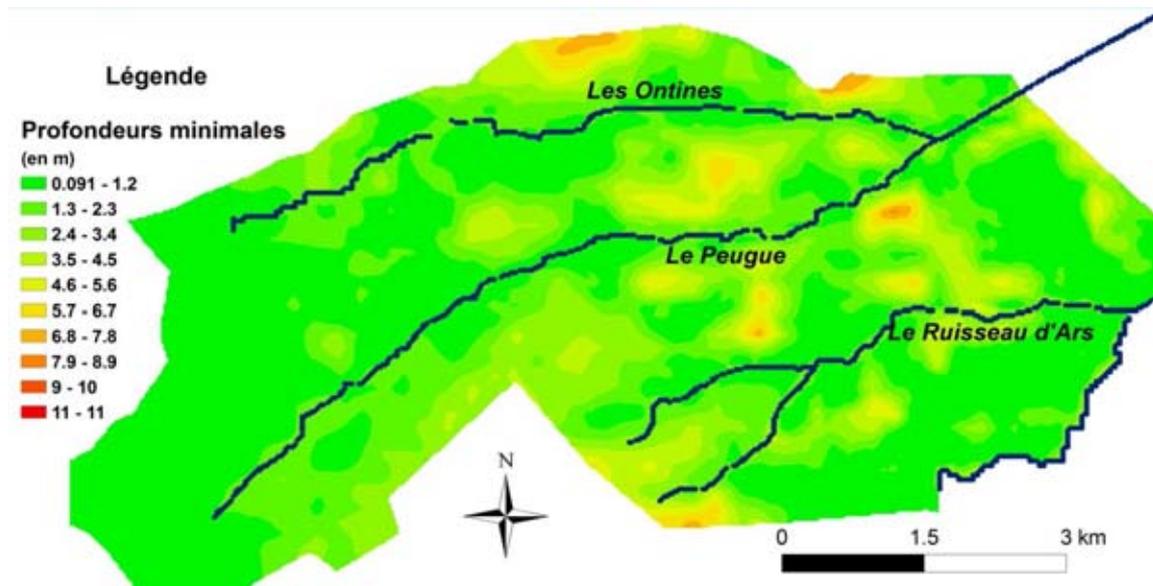


Figure 4-8 : Carte des plus faibles profondeurs de la nappe libre entre 1993 et 2012

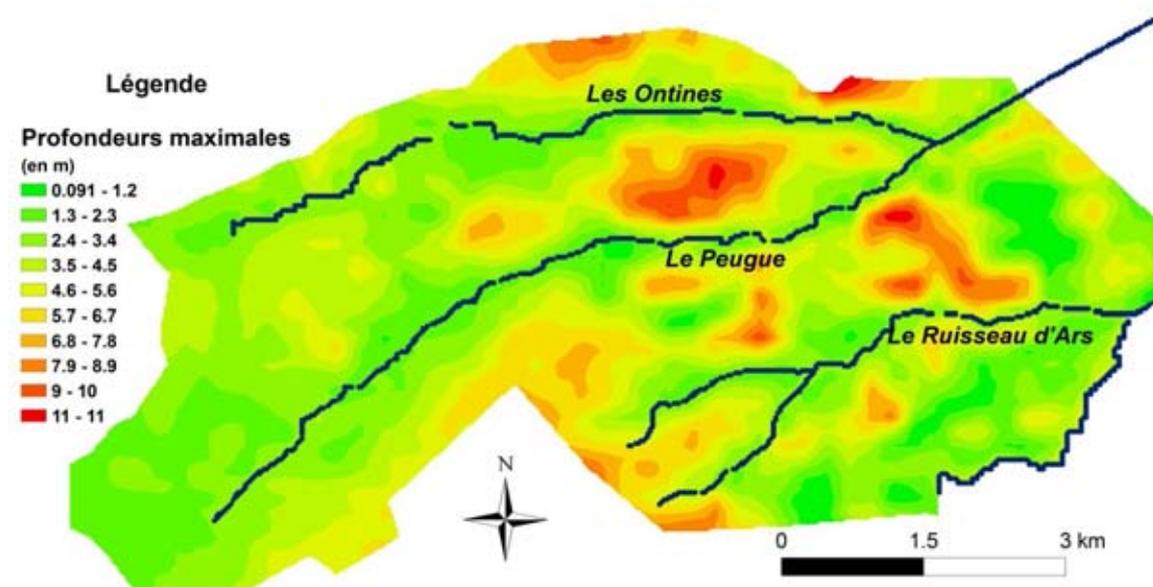


Figure 4-9 : Carte des plus fortes profondeurs de la nappe libre entre 1993 et 2012

La Figure 4-10 présente la carte des amplitudes maximales de variation de la nappe libre entre 1993 et 2012. L'amplitude maximale en un point est obtenue en faisant la différence entre la cote piézométrique maximale et la cote piézométrique minimale simulées en ce point. La carte obtenue (Figure 4-10) présente une organisation spatiale des amplitudes maximales. Les amplitudes sont faibles au voisinage des rivières (inférieures à 1 m) et

augmentent au fur et à mesure que l'on s'éloigne des rivières jusqu'à atteindre 5 m à la ligne de partage des eaux entre Le Peugue et les Ontines. Les rivières sont en effet des lieux de vidange de la nappe et cela implique de ce fait une faible variation de charge hydraulique à son voisinage. Lorsqu'on s'éloigne des rivières, l'amplitude maximale de fluctuation de la nappe augmente avec l'altitude topographique des terrains. Cette amplitude pourrait aussi être liée à la perméabilité des terrains : les zones non imperméabilisées présentent des amplitudes de fluctuations plus grandes que les autres secteurs du domaine étudié.

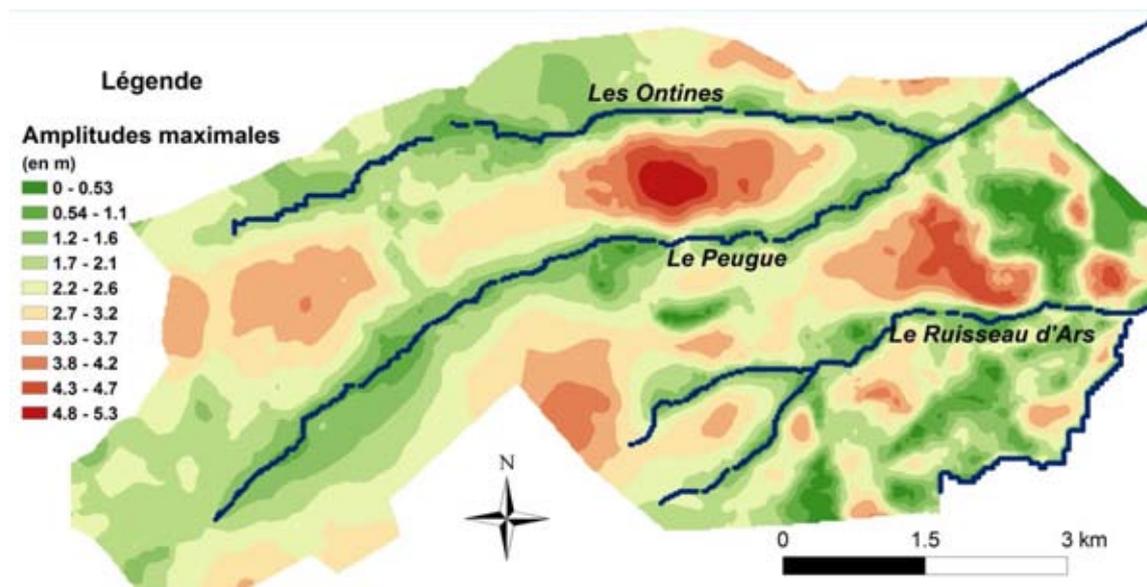


Figure 4-10 : Carte des amplitudes maximales de variation de la nappe entre 1993 et 2012

La Figure 4-4 présentant les différents états d'ennoiement du réseau d'assainissement ne montre aucune organisation spatiale spécifique de canalisations noyées, dénoyées ou en zones de marnage entre 1993 et 2012. Ceci trouve son explication dans le fait que les canalisations ne sont pas placées aux mêmes profondeurs. La Figure 4-11 présente les fonctions de répartitions des profondeurs maximale et minimale de la nappe libre et des profondeurs des conduites dans le but d'estimer la probabilité d'une conduite à une profondeur donnée d'être noyée, dénoyée ou en marnage.

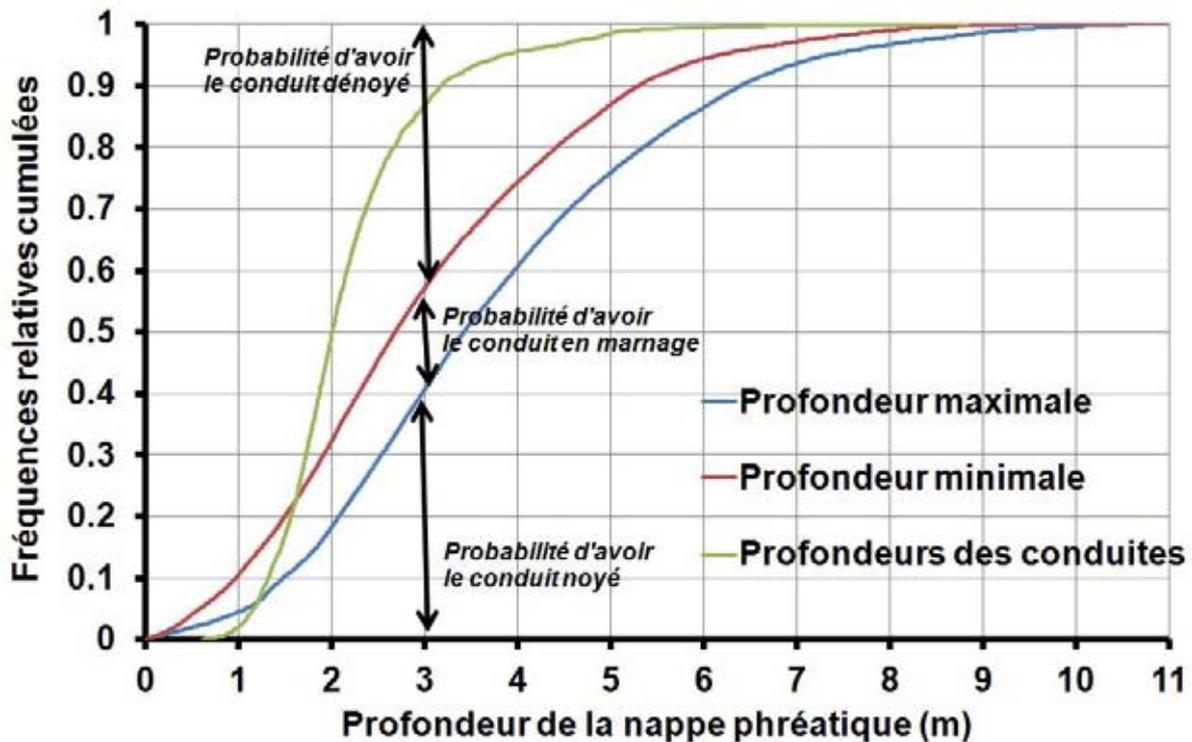


Figure 4-11 : Fonctions de répartition des profondeurs maximale et minimale atteintes par la nappe entre 1993 et 2012 et des profondeurs des conduites sur le domaine étudié.

La Figure 4-11 indique que la probabilité qu'une canalisation située à 3 m de profondeur soit noyée est de 0,4. La probabilité pour cette conduite d'être en zone de marnage est de 0,15. La probabilité que cette canalisation soit dénoyée est de 0,45. En suivant ce raisonnement et en parcourant toutes les profondeurs il est possible de représenter sur un graphe les probabilités de l'état noyé, dénoyé et en zone de marnage d'une canalisation. La Figure 4-12 illustre par trois courbes les différents états de canalisations en fonction de leur profondeur. Cette figure indique que les canalisations qui sont à moins de 3 m de profondeur ont une probabilité élevée d'être dénoyées et celles qui sont situées à plus de 3 m de profondeur ont une probabilité élevée d'être noyées. Le raisonnement pourrait aussi se faire en fonction des profondeurs de la nappe : dans les zones où la profondeur de la nappe est supérieure à 3 m, les canalisations non cotées de cette zone ont une probabilité élevée d'être dénoyées.

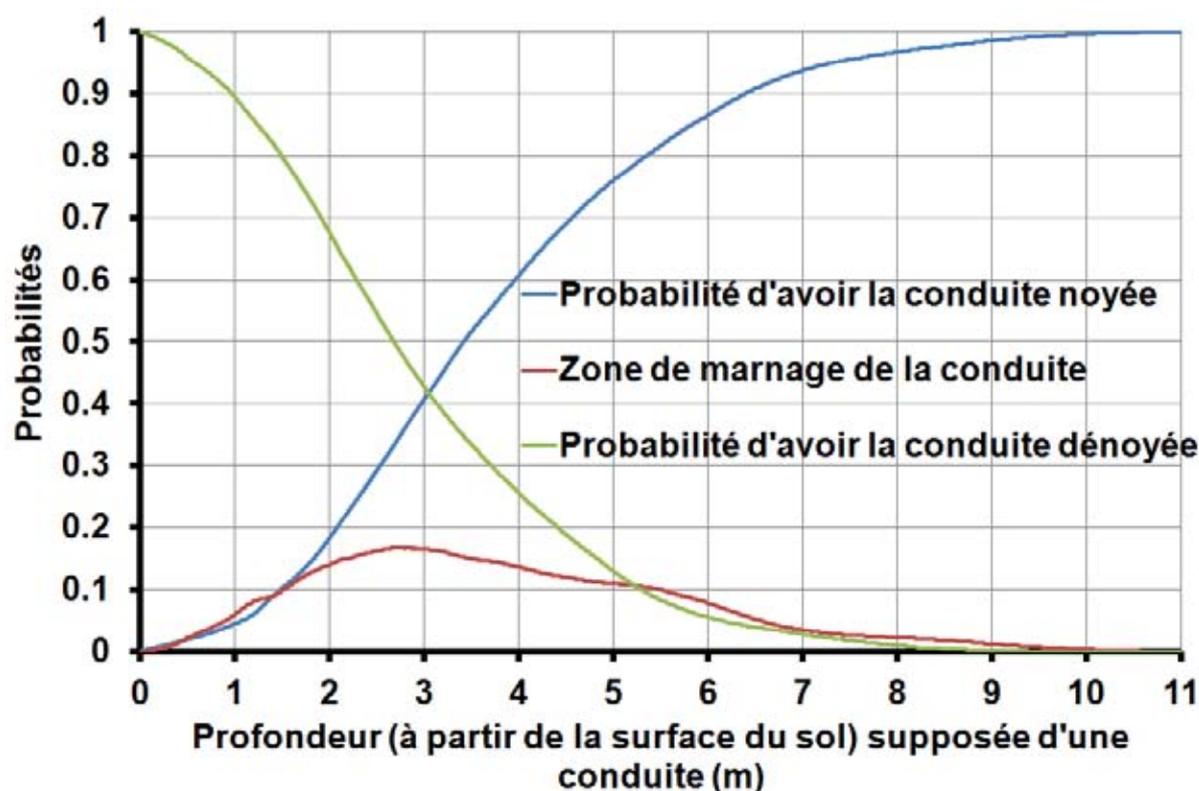


Figure 4-12 : Probabilités d'envolement et de marnage de la conduite entre 1993 et 2012.

La Figure 4-12 n'explique ni les infiltrations et exfiltrations des eaux de la nappe dans les conduites, ni les dommages importants dans ces conduites constatées en Gironde. Pour tenter d'expliquer les dysfonctionnements des conduites liés à leurs envolements, le prochain paragraphe s'attache à comparer les cotes piézométriques simulées aux centres des canalisations aux cotes des canalisations.

4.4 Probabilités locale d'envolement des conduites.

Pour mieux comprendre la notion de probabilité locale d'envolement des conduites, nous représentons sur la Figure 4-13 une conduite donc le centre est à la cote NGF de 14,90 m, à 2,50 m de profondeur. Les fluctuations annuelles et pluriannuelles de la nappe libre y sont représentées et l'on observe que la conduite passe par des états noyés et dénoyés. La probabilité locale d'envolement de ce conduit est le rapport du nombre de jours pendant lequel il a été noyé sur le nombre de jours total de l'étude.

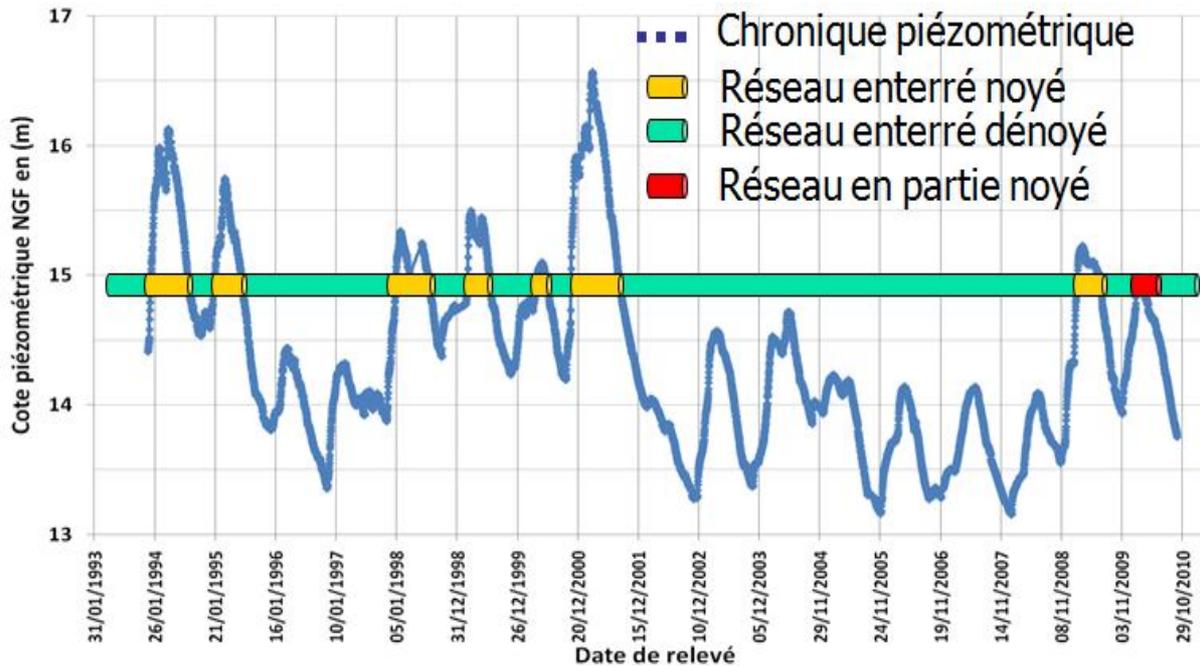


Figure 4-13 : Illustration des fluctuations annuelles et pluriannuelles de la nappe libre en un point du domaine. La canalisation est à la cote 14,90 m NGF et la cote du terrain naturel en ce point est 17,40 m NGF.

De manière générale, nous pouvons définir une fonction d'état limite noté $G_{noyé}$, permettant de distinguer en chaque point des valeurs du niveau d'eau entraînant un ennoiment des conduites ($G_{noyé} < 0$) de celles qui ne l'entraînent pas ($G_{noyé} > 0$). Dans ce cas, cette fonction limite s'écrit simplement :

$$G_{noyé} = Z_{canalisation} - Z_{nappe}$$

Où $Z_{canalisation}$ est la cote du centre de la conduite

Z_{nappe} est la cote de la hauteur d'eau simulée dans la maille qui contient le centre de la conduite

Pour des raisons expliquées au chapitre précédent, nous avons effectué une simulation de hauteur piézométrique au pas de 5 jours. Dans les calculs de probabilité, nous considérons que cette hauteur piézométrique est la même pendant ces 5 jours. Les simulations commencent le 28/06/1993 et s'achèvent le 09/05/2012 soit 6890 jours, soit 1378 niveau de nappe. La Figure 4-14 présente la carte des probabilités d'ennoiment des conduites entre 1993 et 2012. La valeur de probabilité est obtenue pour chaque point en faisant le rapport du nombre de jours d'ennoiment de la canalisation sur le nombre de jours de la période de simulation. Les probabilités d'ennoiment ne présentent pas une organisation particulière.

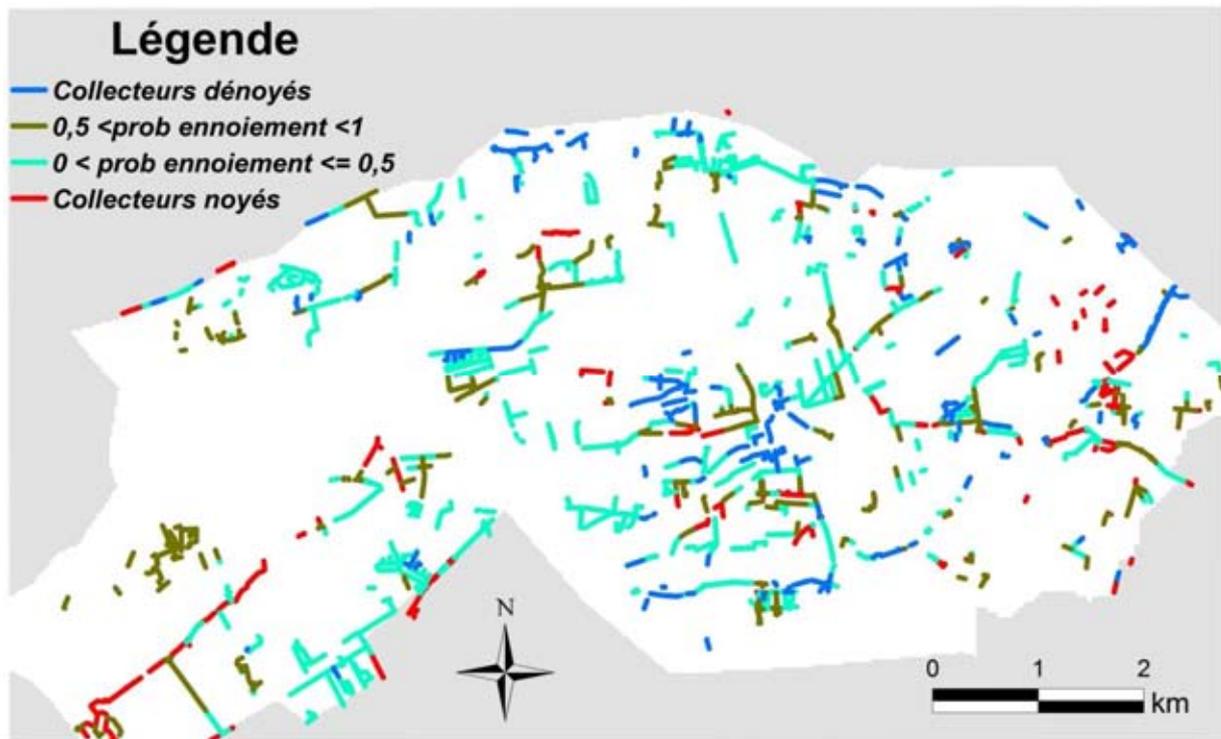


Figure 4-14 : Carte des probabilités d'enneiement locales de conduites entre 1993 et 2012

4.5 Probabilité locale d'enneiement calculée à l'échelle saisonnière et pluriannuelle

La Figure 4-15 présente la probabilité d'enneiement de l'ensemble des conduites pour différentes saisons entre 1993 et 2012. Les valeurs de probabilités sont obtenues suivant le même principe que pour les probabilités locales, mais en considérant l'ensemble des conduites et en définissant des périodes saisonnières annuelles. On observe pour la plupart des années que les probabilités d'enneiements sont plus élevées pendant l'hiver et généralement plus basses pendant l'été. Les valeurs de probabilités d'enneiement pendant l'automne et le printemps sont généralement très proches. Il est à noter qu'à partir de 2001, les précipitations efficaces ont été globalement plus faibles que celles observées à la fin des années 1990, ce qui entraîne une baisse du niveau moyen de la nappe et s'observe sur la Figure 4-15 par une baisse générale des probabilités d'enneiement.

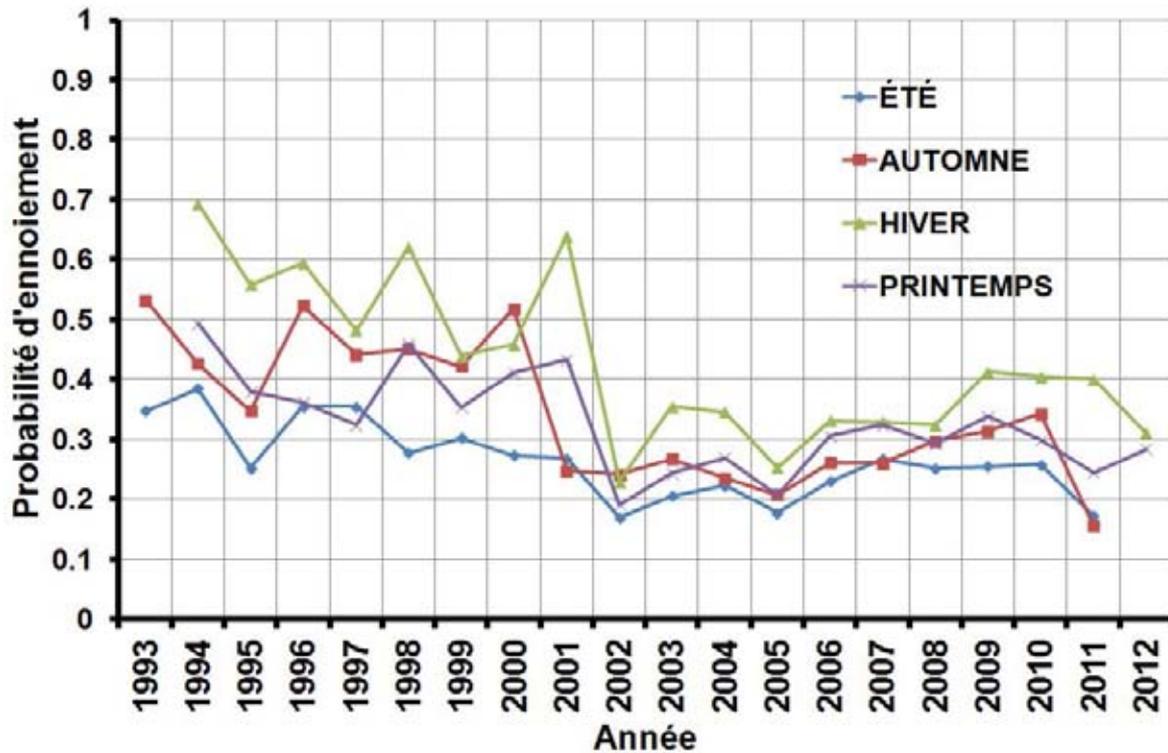


Figure 4-15 : Probabilité d'enneigement de l'ensemble des conduites en fonction des différentes saisons.

Le prochain paragraphe compare les zones d'enneigement aux principaux secteurs de casses de conduites.

4.6 Couplage des zones d'enneigement du réseau aux zones de casses des canalisations

Le couplage entre les zones d'enneigement du réseau et les zones où des dégradations des casses de conduites ont été recensées (Figure 4-16) ne montre pas clairement que les dégradations des conduites surviennent dans les zones de faibles probabilités ou forte probabilité d'enneigement des conduites.

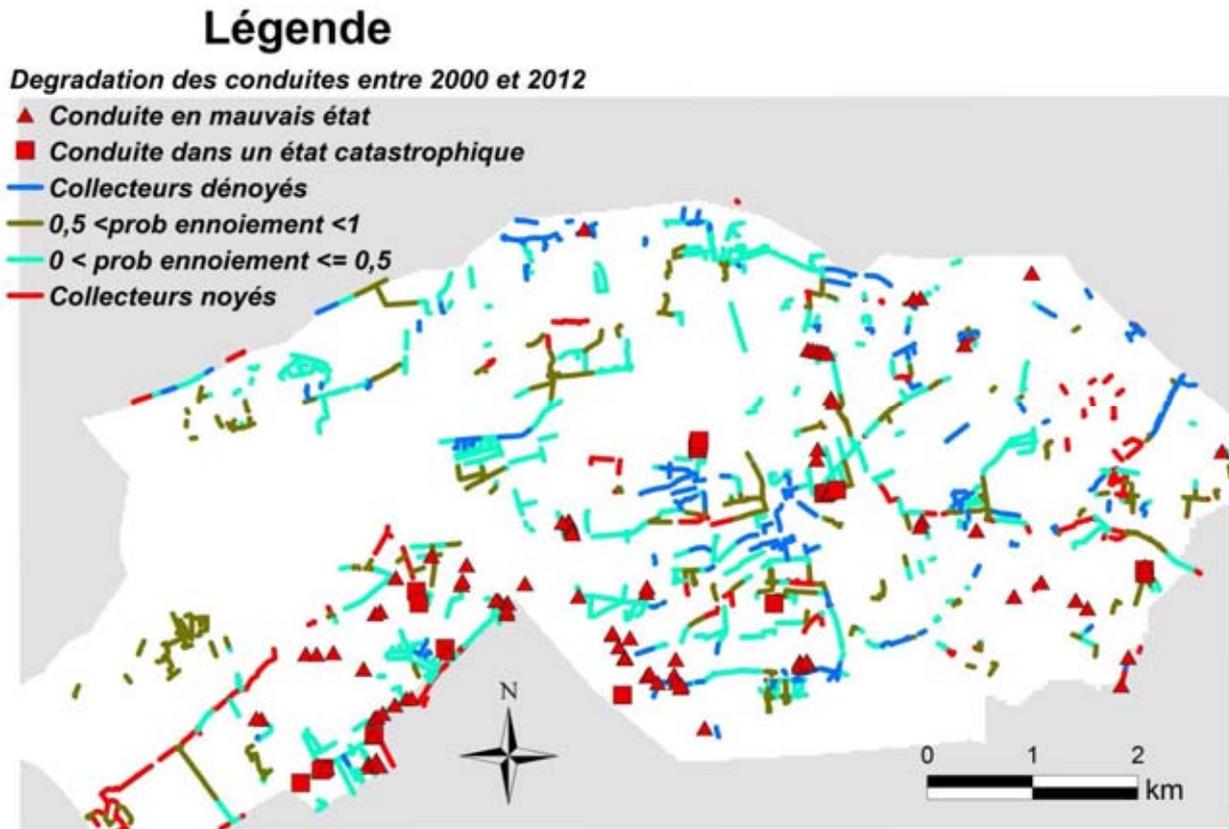


Figure 4-16 : Carte comparant les probabilités d’ennoiement des conduites aux principales dégradations des collecteurs.

La qualité et la fiabilité de ces résultats dépendent en grande partie de la représentativité des cotes des réseaux d’assainissement.

4.7 Analyse en composante principale

Cette analyse est faite pour voir si la variable lié à l'état des conduites est corrélé à d'autres variables de la nappe. Cette analyse est faite sur 2390 conduites. Pour chaque conduite, les éléments suivants sont renseignés.

Tableau 4-2 : Variables renseignées à chaque conduite

IdC	EtaC	ProfC	ProbEC	DiaC	LongC	AmFIC
150928/150929	2	3,28	1	200	17,91	2,12
188350/188351	3	0,55	0	200	18,18	4,04
164010/164009	2	1,85	0	300	92,94	4,37
188351/188352	4	1,05	0	200	35,83	4,03
193256/193255	2	1,14	0	1000	39,66	3,48

IdC est l'Identifiant de la conduite. **EtaC** est la note de gravité. **ProfC** – Profondeur de la Conduite. **ProbEC** est la Probabilité d'Ennoisement de la Conduite entre 1993 et 2012. **DiaC** est le Diamètre de la Conduite, **LongC** est la longueur de la Conduite. **AmFIC** est l'amplitude pluriannuelle (de 1993 à 2012) de Fluctuation de la nappe libre autour de la Conduite.

Dans le but s'affranchir des dimensions et des différences dans les échelles de valeurs qu'il y a entre les différentes variables, les variables centrées réduites (les variables centrées et réduites s'obtiennent en soustrayant la valeur de la variable par sa valeur moyenne et en divisant le résultat par l'écart-type de la variable). Les corrélations entre les variables prises deux par deux sont données dans le Tableau 4-3 et les valeurs propres de la matrice des corrélations au Tableau 4-4.

Tableau 4-3 : Coefficients de corrélation des variables prises deux par deux

Critères	EtaC	ProfC	ProbEC	DiaC	LongC	AmFIC
EtaC	1,00	-0,11	-0,17	-0,11	0,03	0,18
ProfC	-0,11	1,00	0,47	0,36	0,11	-0,18
ProbEC	-0,17	0,47	1,00	0,18	0,03	-0,64
DiaC	-0,11	0,36	0,18	1,00	0,00	-0,11
LongC	0,03	0,11	0,03	0,00	1,00	0,04
AmFIC	0,18	-0,18	-0,64	-0,11	0,04	1,00

Tableau 4-4 : Valeurs propres et contribution de chaque axes dans l'explication de la variance totale

Axes	F1	F2	F3	F4	F5	F6
Valeurs propres	2,09	1,11	0,99	0,91	0,62	0,28
EN (%)	34,91%	18,48%	16,53%	15,13%	10,33%	4,62%
% cumulé	34,91%	53,39%	69,92%	85,05%	95,38%	100,00%

Ces tableaux montrent de faibles corrélations et par conséquent la part de variance absorbée cumulée croît lentement.

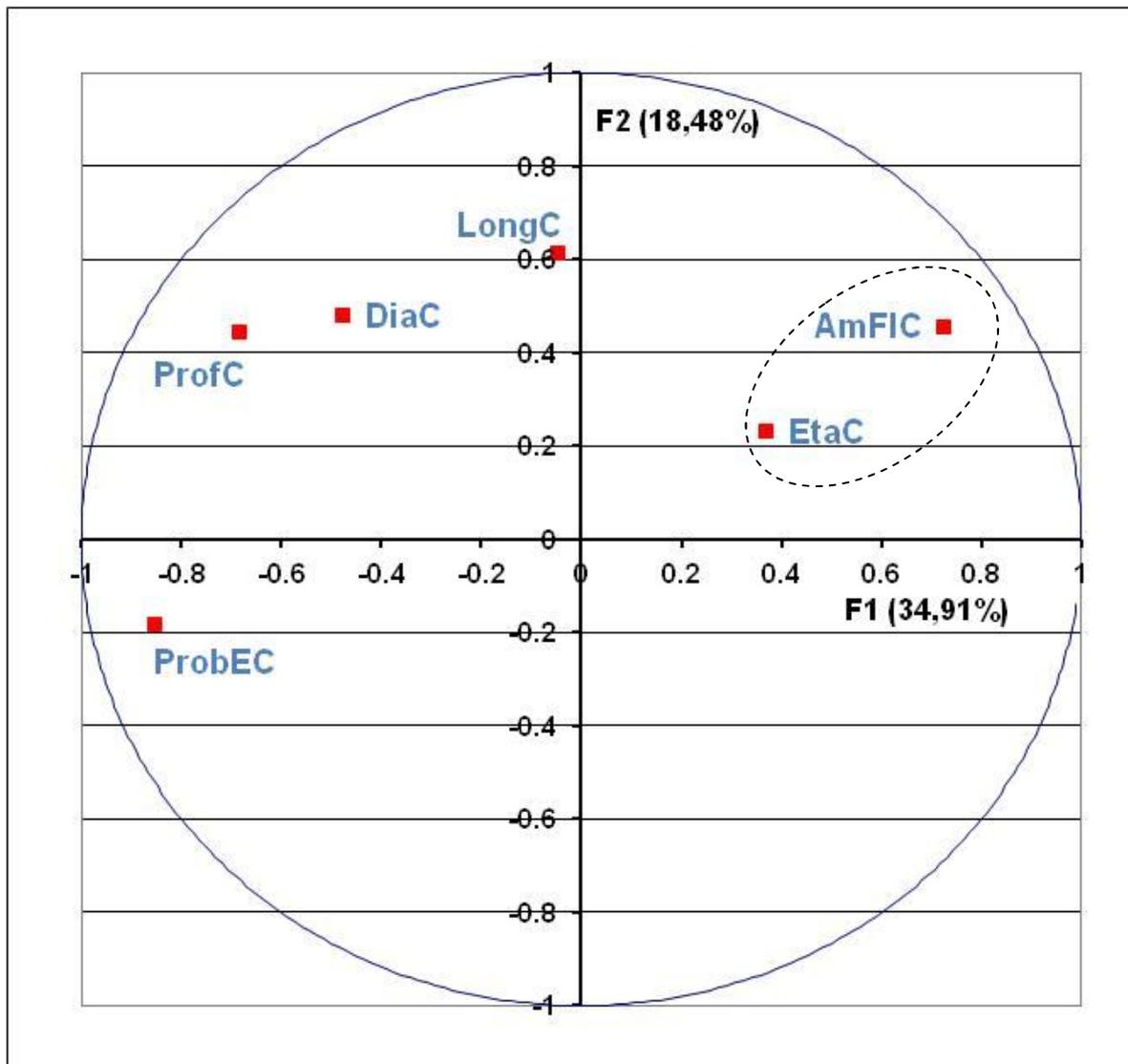


Figure 4-17 : Représentation des variables dans le plan factoriel F1F2

La représentation des variables dans ce plan factoriel indique que les variables Probabilités des conduites, Profondeurs de la canalisation et Amplitude de fluctuation de la nappe autour de la canalisation sont bien représentées. L'analyse des projections des variables dans ce plan ne permet pas d'établir de corrélations entre l'état des canalisations et les autres variables.

4.8 Scénarios climatiques.

La modélisation de l'écoulement de la nappe libre a été effectuée d'une part pour aider à une meilleure compréhension de ses écoulements et d'autre part pour prévoir le comportement futur de la nappe dans des conditions modifiées. La difficulté majeure concernant la prévision de l'évolution du niveau de la nappe libre réside dans la prévision de la recharge. La recharge de la nappe est très complexe car elle ne dépend pas uniquement des paramètres climatiques, mais aussi de nombreuses activités anthropiques. Pour simplifier le travail, nous avons choisi

de négliger l'influence des activités anthropiques sur l'évolution du niveau de la nappe. Nous ne prendrons donc en compte que les paramètres climatiques.

L'horizon des simulations d'évolution des hauteurs d'eau de la nappe libre que nous entreprenons est un horizon proche (2010 - 2030). Or, pour cette période, on ne peut distinguer la variabilité climatique naturelle d'un signal qui serait due au changement climatique. Pour cette période, les travaux visant à obtenir des chroniques météorologiques simulées de façon fiable pouvant être reproduits à une validité donnée s'orientent vers des prévisions décennales, encore au stade de la recherche. Pour cette raison, nous utilisons les projections climatiques du GIEC (Groupe d'expert Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat) qui sont des situations météorologiques simulées qui n'ont pas pour objectif de reproduire la situation correspondante (paramètres climatiques) à une date donnée. Cette approche peut se justifier par le fait que notre objectif (des simulations prédictives) est de voir les tendances d'évolution des niveaux d'eau et non de reproduire exactement aux dates indiquées le niveau de la nappe.

Deux scénarii d'évolution des paramètres climatiques par le GIEC ont retenu notre attention en raison de la problématique de ce paragraphe : Le scénario B1 décrit un monde "convergent" (sous l'effet de la mondialisation), où la population culmine au milieu du siècle et décline ensuite, où l'accent est mis sur des solutions mondiales orientées vers une viabilité économique et environnementale, y compris une meilleure équité, mais sans initiatives supplémentaires pour gérer le climat. Le scénario A1B correspond à une croissance très rapide qui s'appuie sur des sources d'énergie équilibrées entre fossiles et autres (nucléaire, renouvelables). De nouvelles technologies plus efficaces sont introduites rapidement. Nous avons utilisé le scénario correspondant aux projections A1B du GIEC car il est considéré comme celui qui coïncide le plus à l'échelle globale aux prévisions actuelles de l'Agence Internationale de l'Energie (AIE) (Goderniaux et al., 2009). De plus, la comparaison de ces deux scénarii du GIEC ne montre pas à l'échelle locale, de différences notoires de charges hydraulique simulées du Modèle Nord Aquitaine (MONA) sur la période 2010-2025 (Gomez et al., 2010 ; Saltel et al., 2010).

Nous avons utilisé des projections climatiques journaliers désagrégées au pas de 8 km par la méthode du CERFACS (Centre Européen de Recherche et de Formation Avancée en Calcul Scientifique). Les paramètres journaliers donnés par les projections climatiques récoltés sur le site internet www.drias-climat.fr sont : précipitations totales, humidité relative minimale, humidité relative maximale, rayonnement visible, vitesse du vent, températures minimales et

maximales. Ces paramètres sont utilisés pour calculer l'ETP journalière au moyen de la méthode de PENMAN – MONTEITH (voir Annexe 3). Ensuite l'ETP est soustraite de la précipitation, puis 50 % de cette valeur est prise comme étant la recharge de la nappe. Les simulations des hauteurs d'eau ont été effectuées en utilisant cette recharge. Quelques chroniques obtenues sont représentées sur les figures ci-dessous (Figure 4-18 ; Figure 4-19 ; Figure 4-20), les autres chroniques sont présentées en annexe 2. Elles montrent toutes une tendance générale de diminution des charges hydrauliques. Les travaux de Saltel (2010) aboutissent eux aussi à la diminution des charges hydrauliques de l'Oligocène. Les figures montrent une diminution de l'amplitude de fluctuation de la nappe. Ces conclusions restent cohérentes avec les observations faites dans d'autres modèles (Goderniaux et al., 2009 ; Gomez et al., 2010).

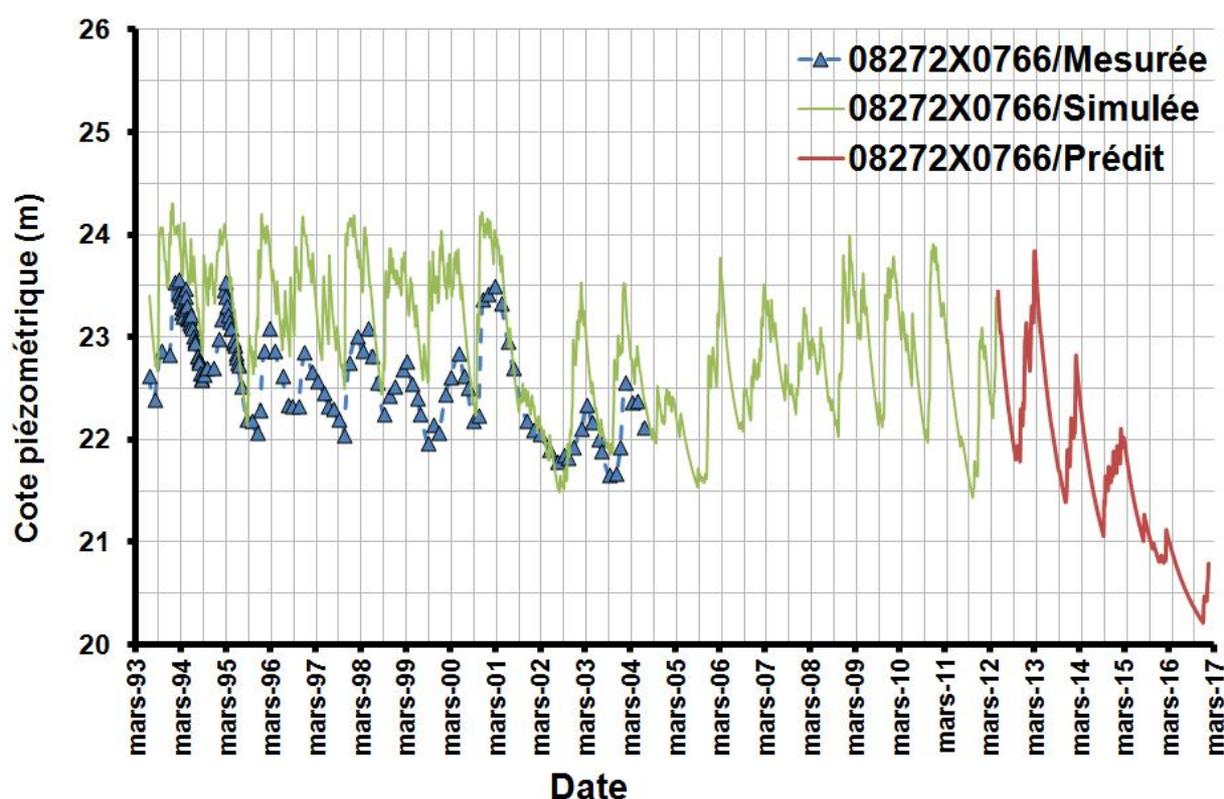


Figure 4-18 : Evolution des cotes piézométriques au point 08272X0766

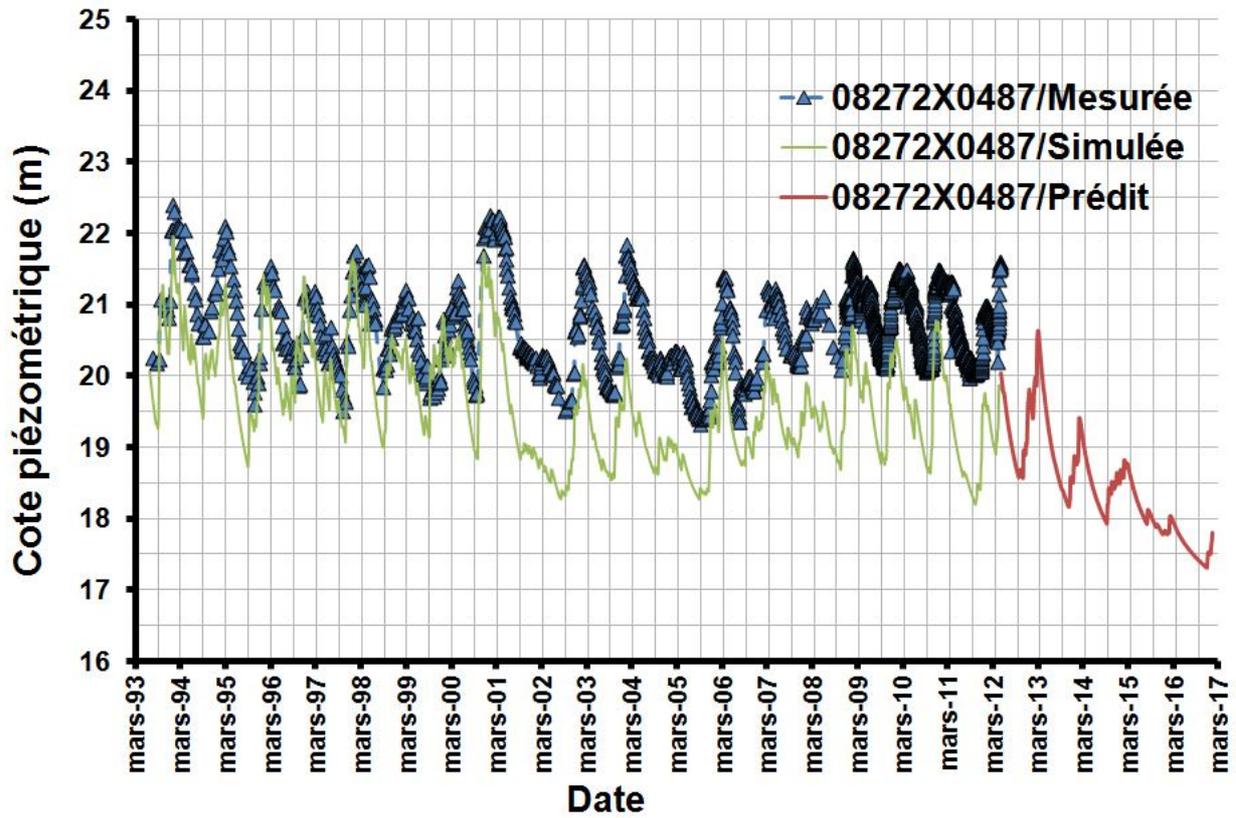


Figure 4-19 : Evolution des cotes piézométriques au point 08272X0487

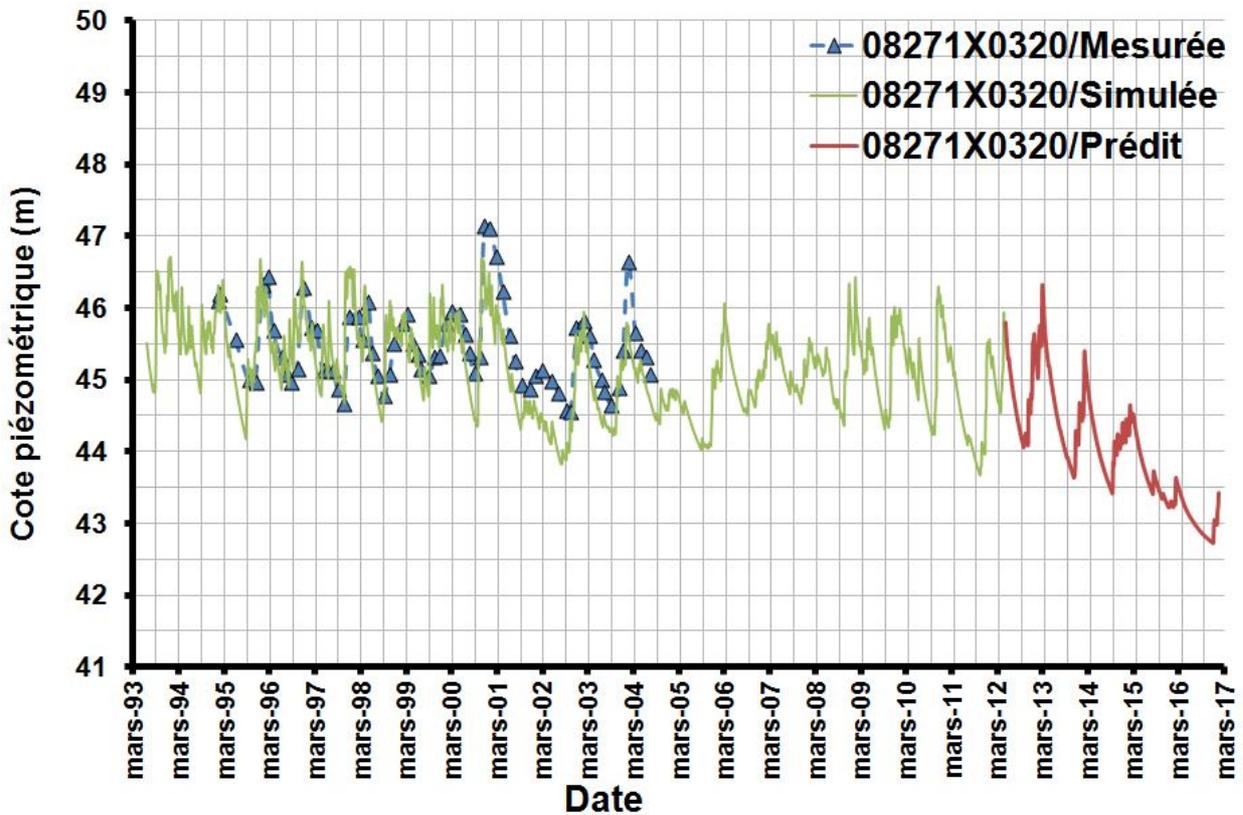


Figure 4-20 : Evolution des cotes piézométriques au point 08271X0320

4.9 Conclusion

Les collecteurs de l'agglomération bordelaise sont sujets à des désordres récurrents, en partie liés à des facteurs environnementaux dont les variations de hauteur de la nappe libre font partie. Ce chapitre visait dans un premier temps l'exploitation des distributions spatiales et temporelles des hauteurs d'eau simulées pour déterminer les zones d'ennoiement des canalisations puis dans un second temps de coupler ces zones d'ennoiements aux principaux secteurs de casses de canalisations. Les zones d'ennoiement des conduites couplées aux principaux secteurs de casses de canalisation ne sont pas corrélées. L'analyse en composante principale que nous avons effectuée ne montre pas non plus de corrélation entre l'état des conduites et les paramètres liés à la nappe.

Les simulations prédictives d'évolution du niveau de la nappe libre montre que les profondeurs de nappe vont baisser avec le temps. Cette baisse progressive augmentera les amplitudes interannuelles de fluctuation de la nappe. L'évolution des hauteurs d'eau de la nappe libre peut donc être une variable importante qu'il conviendra de prendre en compte dans les modèles prévisionnels de casses de canalisations.

Conclusion générale

Ce travail de thèse avait pour premier objectif la construction, calibration et validation d'un modèle numérique 3D d'écoulement de la nappe libre qui respecte les conditions hydrogéologiques en milieu urbain à Bordeaux. Le second objectif concernait l'exploitation des niveaux d'eau de la nappe libre en sortie du modèle d'écoulement pour identifier dans un premier temps les zones d'ennoiement du réseau et dans un deuxième temps de les comparer aux principaux secteurs de casses. Le but étant d'affiner la connaissance sur les causes des casses de canalisations et de voir dans quelle mesure l'environnement naturel hydrogéologique constitue un facteur explicatif de ce phénomène. De nombreux résultats ont été obtenus et nous n'en donnerons que les majeurs.

A partir des données lithostratigraphiques contenues sur les sondages, nous avons défini un modèle conceptuel géologique à 4 couches. Les limites de ces couches ont été construites en utilisant les cotes topographiques du modèle numérique de terrain, les cotes des têtes des sondages, les cotes au droit des regards du réseau d'assainissement pour construire la surface topographique et le krigeage sous contraintes d'inégalités pour les limites des formations du Quaternaire, Miocène, Chattien et Rupélien. Ces surfaces mettent en évidence les événements tectoniques que la zone a subis et présente des horsts et des grabens.

Par la suite et afin de reconstruire la carte piézométrique du secteur le krigeage avec dérive externe s'est avéré être la méthode la plus performante parmi les méthodes géostatistiques testées. Le niveau de la nappe libre suit de façon modérée la surface topographique. Les méthodes multivariées utilisant les cotes topographiques ont montré leur supériorité par rapport aux méthodes monovariées qui ne tiennent pas compte de cette information essentielle. Les cartes piézométriques obtenues montrent les écoulements de la nappe libre qui sont très affectés par les rivières qui la drainent quelle que soit la saison.

Nous avons par ailleurs proposé une méthodologie de transformation de l'information lithologique dans les sondages en perméabilités puis en champs de perméabilités en développant deux approches de krigeage. Ces champs de perméabilités ont ensuite été utilisés dans le modèle numérique d'écoulement de la nappe libre. Les résultats obtenus en simulation directe sans calibration montrent que les champs de perméabilités doivent être ajustés pour satisfaire les écoulements. Des méthodes de calibrations ont ensuite été utilisées et comparées. D'après les critères de performances qui ont été choisis, la calibration automatique par PEST

présente de meilleurs résultats. Les paramètres hydrodynamiques qui ont été calibrés ont permis de reproduire la dynamique de la nappe libre.

Les hauteurs d'eau simulées de la nappe libre ont permis d'identifier les zones d'envolement des conduites et la comparaison de ces zones aux principaux secteurs de casses de canalisation ne permet pas d'établir un lien direct entre les variations de la nappe et les dégradations des conduites.

Dans le souci de représenter l'évolution des fluctuations du niveau de la nappe libre de la manière la plus réaliste à partir de l'état actuel des connaissances sur l'évolution du climat, nous avons effectués des simulations prédictives de hauteurs d'eaux. Il ressort de ces chroniques prédisent globalement une baisse de la piézométrie par rapport la période actuelle.

La suite de ce travail envisage d'introduire des paramètres hydrogéologiques dans un modèle mécanique et statistique décrivant le complexe sol-conduite. Les déformations potentielles seront appliquées à des tronçons des conduites et leur comportement sous l'action de charges extérieures sera étudié.

Références bibliographiques

- Ababou, R., Wood, E. F., 1990.** *Comment on "Effective groundwater model parameter values; Influence of spatial variability of hydraulic conductivity, leakance, and recharge" by J. J. Gómez-Hernández et S. M. Gorelick.* Water Resour. Res. : Vol. 26 (8). pp. 1843-1846.
- Abedini, M.J., Nasser, M., Ansari, A., 2008.** *Cluster-based ordinary kriging of piezometric head in West Texas/New Mexico - Testing of hypothesis.* Journal of Hydrology : Vol. 351 (3-4). pp. 360-367.
- Aboufirassi, M., Mariño, M.A., 1983.** *Kriging of water levels in the Souss aquifer, Morocco.* Journal of the International Association for Mathematical Geology : Vol. 4. pp. 537-551.
- Abrahamsen, P., Benth, F.E., 2001.** *Kriging with inequality constraints.* Mathematical Geology : Vol. 33 (6). pp. 719-744.
- Ahmadi, S.H., Sedghamiz, A., 2007.** *Geostatistical analysis of spatial and temporal variations of groundwater level.* Environmental Monitoring and Assessment : Vol. 129 (1-3). pp. 277-294.
- Ahmadi, S.H., Sedghamiz, A., 2008.** *Application and evaluation of kriging and cokriging methods on groundwater depth mapping.* Environmental Monitoring and Assessment : Vol. 138 (1-3). pp. 357-368.
- Alley, W.M., 1993.** *Geostatistical models.* In Regional Ground-Water Quality : pp. 87-108. Van Nostrand Reinhold.
- Alvinerie, J., Dubreuilh, J., Gayet, J., Pratviel, L., 1976.** *Notice explicative, Carte géologique. France (1/50 000). feuille Bordeaux (803) : Rapport technique.* BRGM.
- Alvinerie, J., Dubreuilh, J., Gayet, J., Pratviel, L., 1977.** *Notice explicative, Carte géologique. France (1/50 000). feuille Pessac (827) : Rapport technique.* BRGM.
- Andres, A.S., M.J. Martin., 2005.** *Estimation of the water table for the Inland Bays watershed.* Delaware Geological Survey : Newark. N° 68.
- Armstrong, M., 1994.** *Is research in mining geostats as dead as a dodo? Geostatistics for the Next Century,* : R. Dimitrakopoulos. Dordrecht: Kluwer Academic. pp. 303-312.
- Bauer, M.E., Doyle, J.K., Heinert N.J., 2002.** *Impervious surface mapping using satellite remote sensing.* Proceedings, IEEE Geoscience and Remote Sensing Symposium : Toronto, Canada. June.

- Bauer, R., Herz, R., 2002.** *Selective inspection planning with ageing forecast for sewer pipes.* TU Dresden : s.n.
- Bauer, R., Herz, R., Kropp, I., 2002.** *Care S - Multi Criteria Decision Support.* Care S D19 : s.n.
- Bear, J., 1979.** *Hydraulics of Groundwater.* McGraw-Hill : New York. 91 pages.
- Berthier, E., 1999.** *Contribution à une modélisation hydrologique à base physique en milieu urbain. Élaboration du modèle et première évaluation.* Institut National Polytechnique de Grenoble : Thèse. 196 pages.
- Betancur, T., Palacio, C., 2009.** *Exploration and hydrogeological conceptual models through numerical modeling (Study case: Bajo Cauca Antioqueño).* DYNA : Vol. 76 (160). pp. 39-49.
- Boezio, M.N.M., Costa, J.F.C.L., Koppe, J.C., 2006.** *Accounting for extensive secondary information to improve watertable mapping.* Natural Resources Research : Vol. 15 (1). pp. 33-48.
- Bourges, M., Mari, J. L., Jeannée, N., 2011.** *A practical review of geostatistical processing applied to geophysical data: methods and applications.* Geophysical Prospecting : Vol 60 (3). pp. 400-412.
- Bourgine, B., Dominique, S., Marache, A., Thierry, P., 2006.** *Tools and methods for constructing 3D geological models in the urban environment: the case of Bordeaux.* In: Proceedings of the 10th IAEG Congress : 6-10 September 2006. Nottingham, Paper n°72.
- Bouwer, H., 1978.** *Groundwater Hydrology.* McGraw-Hill : New York. 243 pages.
- Brassington, F. C., Younger, P. L., 2010.** *A proposed framework for hydrogeological conceptual modelling.* Vol. 24 : Water and Environment Journal. pp. 261–273.
- Bredehoeft, J.D., 2003.** *From Models to Performance Assessment: The Conceptualization Problem.* Ground Water : Vol. 41 (5). pp. 571-577.
- Breysse, D., Kastner, R., 2003.** *Sols urbains.* Hermes science : Lavoisier, 462 pages. ISBN 2-7462-0753-2.
- Breysse, D., Niandou, H., Elachachi, S. M., Houy, L., 2005.** *A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity.* Vol. 55 : Géotechnique. pp. 143-150.

- Breysse, D., Piette, C., Fabre, R., Marache, A., 2006.** *Data analysis and geotechnical properties modelling of urban soils: case of Pessac, France.* In: Proceedings of the 10th IAEG Congress : 6-10 September 2006. Nottingham, Paper n°73.
- Brochu, Y., Marcotte, D., 2003.** *A Simple Approach to Account for Radial Flow and Boundary Conditions When Kriging Hydraulic Head Fields for Confined Aquifers.* *Mathematical Geology* : Vol. 35 (2). pp. 111-139.
- Brunner, P. , Simmons, C. T., Cook, P.G., Therrien, R., 2010.** *Modeling surface water-groundwater interaction with MODFLOW: Some considerations.* *Ground Water* : Vol. 48 (2). pp. 174-180.
- Buchanan, S., Triantafilis, J., 2009.** *Mapping water table depth using geophysical and environmental variables.* *Ground Water* : Vol. 47 (1). pp. 80-96.
- Cambardella, C. A., Moorman, T. B., Novak, J. M., Parkin, T. B., Karlen, D. L., Turco, R. F., Konopka, A. E., 1994.** *Field-scale variability of soil properties in central Iowa soils.* *Soil Science Society of America Journal* : Vol. 58 (5). pp. 1501-1511.
- Cardwell, W. T., Parsons, R. L., 1945.** *Average permeabilities of heterogeneous oil sands.* *Trans. Am. Inst. Min. Metall. Pet.Eng.* : Vol. 160. pp. 34-42.
- Carrera, J., Alcolea, A., Medina, A., Hidalgo, J., Slooten, L. J., 2005.** *Inverse problem in hydrogeology.* *Hydrogeology Journal* : Vol. 13. pp. 206–222.
- Cassany, C., 2012.** *SHED Logiciel d'aide à la notation des collecteurs d'assainissement.* Présentation à la CUB : le 16/09/2012. 13 diapositives.
- Castagny, G., 1967.** *Principes et méthodes de l'hydrogéologie.* Dunod : 238 Pages.
- Chebud, Y.A., Melesse, A.M., 2009.** *Numerical modeling of the groundwater flow system of the Gumera sub-basin in Lake Tana basin, Ethiopia.* *Hydrological Processes* : Vol. 23. pp. 3694–3704.
- Chen, H.-R. , Gao, Z.-Y., Wang, S.-L., Hu, Y.-Q., 2012.** *Modeling on impacts of climate change and human activities variability on the shallow groundwater level using Modflow.* *Shuili Xuebao/Journal of Hydraulic Engineering* : Vol. 43 (3). pp. 344-353.
- Chiles, J. P., 1995.** *Quelques méthodes de simulation de fonctions aléatoires intrinsèques.* *Ecole des mines de Paris : Cahiers de Géostatistique N°5.* pp. 97-112.

- Chilès, J. P., Delfiner, P., 1999.** *Geostatistics : Modeling Spatial Uncertainties*. Wiley Series in Probability and Statistics : John Wiley & Sons. Inc.
- Chiles, J.P., 1977.** *Géostatistique des phénomènes non stationnaires*. Université de Nancy : Thèse de Doctorat. 146 pages.
- Chung, J.-W., Rogers, J.D., 2011.** *Interpolations of Groundwater Table Elevation in Dissected Uplands*. Ground Water : Article in Press.
- Cooley, R.L., 1977.** *A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow : 1. Theory and numerical properties*. Water Resources Research : Vol. 13 (2). pp. 318-324.
- Cooley, R.L., 1979.** *A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow : 2. Application of statistical analysis*. Water Resources Research : Vol. 15 (3). pp. 603-617.
- Coombes, P. J., Miczevski, Kuczera, 2002.** *Deterioration, depression and service ability of stormwater pipes*. Stormwater Industry Association 2002 Conference on Urban Stormwater management : s.n. 8 pages.
- Copt, K. N., Sarioglu, S. M., Findikakis, N. A., 2006.** *Equivalent transmissivity of heterogeneous leaky aquifers for steady state radial flow*. Water Resour. Res. : Vol. 42. 9 pages.
- Dagan, G., 1989.** *Flow and Transport in Porous Formations*. Springer-Verlag, New York : Vol. 17. 465 pages.
- Dagan, G., 1993.** *High-order correction of effective permeability of heterogeneous isotropic formations of lognormal conductivity distribution*. Transp. Porous Media : Vol. 12. pp. 279–290.
- Dagan, G., Fiori, A., Janković, I., 2004.** *Transmissivity and head covariances for flow in highly heterogeneous aquifers*. Journal of Hydrology : Vol. 294 (1-3). pp. 39-56.
- Danquigny, C., 2003.** *Etude expérimentale du transfert de masse en milieu poreux hétérogène*. Thèse de doctorat : Université Louis Pasteur de Strasbourg. 193 pages.
- Davis, B.M., 1987.** *Uses and Abuses of Cross-Validation in Geostatistics*. Mathematical Geology : Vol. 19 (3). pp. 241-248.
- de Marsily, G., 1986.** *Quantitative Hydrogeology*. Academic press : London.

- de Marsily, G., 2004.** *Cours d'hydrogéologie*. Paris : Université de Paris VI. 236 pages.
- de Marsily, G., Delhomme, J.-P., Delay, F., Buoro, A., 1999.** *40 years of inverse problems in hydrogeology / [Regards sur 40 ans de problèmes inverses en hydrogéologie]*. Comptes Rendus de l'Académie de Sciences - Série IIa: Sciences de la Terre et des Planètes : 329 (2). pp. 73-87 .
- Delhomme, J. P., 1976.** *application de la théorie des variables régionalisées dans les sciences de l'eau*. Université Pierre Marie Curie : Thèse de Doctorat. 167 pages.
- Delhomme, J.P., 1978.** *Kriging in the hydrosciences*. Advances Water Ressources : Vol. 5. pp. 251-266.
- Desbarats, A. J., Logan, C. E., Hinton, M. J., Sharpe, D. R., 2002.** *On the kriging of water table elevations using collateral information from a digital elevation model*. Journal of Hydrology : Vol. 255. pp. 25-38.
- Doherty, J., 1994.** *PEST*. User's manual : Watermark Computing, Corinda, Australia. 279 Pages.
- Dominique, S., Marache, A., Bourguin, B., Breyse, D., 2005.** *Reconstruction géométrique du sous-sol urbain : le projet RIVIERA*. XXIIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil : 26-27 mai 2005. Grenoble, 8 pages.
- Dubanchet, M., 2002.** *Estimation des pertes en eau sur le réseau primaire - Réalisation et interprétation de tests de pompage*. Rapport Lyonnaise des Eaux : Institut EGID.
- Dubreuilh, J., 1976.** *Contribution à l'étude sédimentologique du système fluvial Dordogne-Garonne dans la région bordelaise; les ressources en matériaux alluvionnaires du département de la Gironde*. These de doctorat : Université de Bordeaux 1. 273 pages.
- Dubreuilh, J., Alvinerie, J., 1978.** *Notice explicative, Carte géologique. France (1/50 000)*. feuille Langon (852) : Rapport technique. BRGM.
- Dubrulle, O., Kostov, C., 1986.** *An interpolation method taking into account inequality constraints: I. Methodology*. Mathematical Geology : Vol. 18 (1). pp. 33-51.
- Dupasquier, B., 1999.** *Modélisation hydrologique et hydraulique des infiltrations d'eaux parasites dans les réseaux séparatifs d'eaux usées*. Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts, Paris : Thèse de doctorat. 209 pages.

- Feng, C.Y., Lee, T.H., Lee, W.S., Chen, C.H., 2007.** *Estimating finite difference block equivalent hydraulic conductivity for numerically solving the Richards' equation.* Hydrological Processes : Vol. 21 (26). pp. 3587-3600.
- Ferrandon J, . 1948.** *Les lois de l'écoulement de filtration.* Génie civil : Vol. 125 (2). pp. 24-28.
- Fetter, C.W., 2001.** *Applied Hydrogeology.* 4th edn : Prentice hall. New Jersey.
- Gayet, J., 1985.** *L'ensemble des environnements oligocènes nord aquitains; un modèle de plate-forme marine stable à sédimentation carbonatée.* Mémoires de l'Institut de Géologie du Bassin d'Aquitaine : s.n.
- Geovariances, 2011.** *Isatis v11 software manual.*
- Goderniaux, P., Brouyère, S., Fowler, H. J., Blenkinsop, S., Therrien, R., Orban, P., Dassargues, A., 2009.** *Large scale surface-subsurface hydrological model to assess climate change impacts on groundwater reserves.* Journal of Hydrology : Vol. 373 (1-2). pp. 122-138.
- Gomez, E., Pédrón, N., Buscarlet E., 2010.** *Utilisation du modèle nord-aquitain (MONA) pour appuyer la définition des volumes prélevables dans les aquifères profonds du nord du bassin aquitain.* brgm/rp-57878-fr : Rapport technique. BRGM.
- Gómez-Hernández, J. J., 1991.** *A Stochastic approach to the simulation of block conductivity fields conditioned upon data measured at a smaller scale.* Ph.D. thesis, Stanford University : s.n.
- Goovaerts, P., 1997.** *Geostatistics for Natural Resources Evaluation.* New York : Oxford University Press. 477 pages.
- Goovaerts, P., 1999.** *Geostatistics in soil science: state-of-the-art and perspectives.* Geoderma 89 : pp. 1-46.
- Goovaerts, P., 2000.** *Geostatistical approaches for incorporating elevation into the spatial interpolation of rainfall.* Journal of Hydrology : Vol. 228 (1-2). pp. 113-129.
- Gratton, Y., 2002.** *Le krigeage: la méthode optimale d'interpolation spatiale.* Québec, Qc, Canada, Institut national de la recherche scientifique : Institut national de la recherche scientifique. les articles de l'Institut d'Analyse Géographique, Juin 2002, www.iag.asso.fr.

- Guérillot, D., Rudkiewicz, J. L., Ravenne, C., Renard, G., Galli, A., 1990.** *An integrated model for computer-aided reservoir description: From outcrop study to fluid-flow simulation.* Rev.Inst.Fr. Pet. : Vol. 45(1). pp. 71-77.
- Guiblen, Ph., Rivoirard, G., Simmonds, E. J., 1995.** *Analyse structurale de données à distribution dissymétrique: Exemple du hareng écossais.* Cahiers de Géostatistique : Vol. 5; pp. 137-159. Ecole des mines de Paris.
- Harbaugh, A. W., 2005.** *MODFLOW-2005, the U.S. Geological Survey modular ground-water model: the Ground-Water Flow Process.* U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A16 : 256 pages.
- Healy, R.W., Cook, P.G., 2002.** *Using groundwater levels to estimate recharge.* Hydrogeology Journal : Vol. 10 (1). pp. 91-109.
- Heath, R. C., 2004.** *Basic Ground-Water Hydrology.* U .S. Geological Survey : Paper 2220. 91 pages.
- Hendricks Franssen, H.J., Alcolea, A., Riva, M., Bakr, M., Van der Wiel, N., Stauffer, F., Guadagnini, A., 2009.** *A comparison of seven methods for the inverse modelling of groundwater flow. Application to the characterisation of well catchments.* 32 : Advances in Water Resources. 851–872.
- Hendricks Franssen, H.J., Alcolea, A., Riva, M., Bakr, M., van der Wiel, N., Stauffer, F., Guadagnini, A., 2009.** *A comparison of seven methods for the inverse modelling of groundwater flow. Application to the characterisation of well catchments.* Advances in Water Resources : Vol. 32. pp. 851–872.
- Hill, M. C., 1998.** *Methods and guidelines for effective model calibration with application to UCODE, a computer code for universal inverse modeling.* U.S. Geological Survey Water Resources : Report 98–4005. Tech rep.
- Hoeksema, R.J., Clapp, R.B., Thomas, A.L., Hunley, A.E., Farrow, N.D., Dearstone, K.C., 1989.** *Cokriging model for estimation of water table elevation.* Water Resources Research : Vol. 3. pp. 429-438.
- Jacquard, P., Jain, C., 1965.** *Permeability distribution from fluid pressure data.* Vol. 5 : Soc. Petrol. Eng. J. pp. 281-294.
- Janković, I., Fiori, A., Dagan, G., 2003a.** *Flow and transport through two-dimensional isotropic media of binary conductivity distribution. Part 1: numerical methodology and semi-*

analytical solutions. Stochastic Environmental Research and Risk Assessment : Vol. 17; pp. 370–383. Springer-Verlag 2003.

Jankovic', I., Fiori, A., Dagan, G., 2003b. *Flow and transport through two-dimensional isotropic media of binary conductivity distribution. Part 2: numerical simulations and comparison with theoretical results*. s.l. : Vol. 17; pp. 384–393. Springer-Verlag 2003.

Jankovic', I., Fiori, A., Suribhatla, R., Dagan, G., 2006. *Identification of Heterogeneous Aquifer. Transmissivity Using an AE-Based Method*. Ground Water : Vol. 44 (1). pp. 62–71.

Jaramillo-Nieves, L.G., Ge, S., 2011. *Groundwater modeling of the Silver Bell Mountains, Arizona, USA*. Environmental Earth Sciences : pp. 1-9. Article in Press.

Jenks, G. F., Caspall, F. C., 1971. *Error on choroplethic maps: definition, measurement, reduction*. Annals of the Association of American Geographers : Vol. 61(2). pp. 217-261.

Jie, Z., Van Heyden, J., Bendel, D., Barthel, R., 2011. *Combination of soil-water balance models and water-table fluctuation methods for evaluation and improvement of groundwater recharge calculations*. Hydrogeology Journal : Vol. 19 (8). pp. 1487-1502.

Jiménez-Martínez, J., Candela, L., Molinero, J., Tamoh, K., 2010. *Groundwater recharge in irrigated semi-arid areas: Quantitative hydrological modelling and sensitivity analysis*. Hydrogeology Journal : Vol. 18 (8). pp. 1811-1824.

Journel, A. G., 1989. *Fundamentals of geostatistics in five lessons*. s.l. : American Geophysical Union.

Journel, A. G., Huijbregts, C. J., 1978. *Mining Geostatistics*. Academic Press : New York.

Journel, A.G., 1993. *Geostatistics: Roadblocks and challenges*. Geostatistics Tróia : vol. 92, pp. 213-224. A. Soares. Dordrecht: Kluwer Academic.

Kashyap, D., Vakkalagadda, R., 2009. *New model of variogram of groundwater hydraulic heads*. Journal of Hydrologic Engineering : Vol. 14 (8). pp. 872-875.

Kim, S.M., Benham, B.L., Brannan, K.M., Zeckoski, R.W., Doherty, J., 2007. *Comparison of hydrologic calibration of HSPF using automatic and manual methods*. Water Resources Research : Vol. 43 (1). W01402.

Kinzelbach, K., 1986. *Groundwater modelling: an introduction with sample programs in basic*. Vol. 25 : Developments in water science Elsevier. 329 pages.

- Kostov, C., Dubrule, O., 1986.** *An interpolation method taking into account inequality constraints: II. Practical approach.* Mathematical Geology : Vol.18 (1). pp. 53-73.
- Kuhlman, L. K., Igúzquiza, P. E., 2010.** *Universal cokriging of hydraulic heads accounting for boundary conditions.* Journal of Hydrology : Vol. 384. pp.14–25.
- Kurtulus, B., Flipo, N., 2012.** *Hydraulic head interpolation using anfis-model selection and sensitivity analysis.* Computers and Geosciences : Vol. 38 (1). pp. 43-51.
- Labat, L., 2004.** *Simulations stochastiques de faciès par la méthode des MEMBERSHIP FUNCTIONS.* s.l. : Centre de recherches pétrographiques et Géochimiques.
- Ladekarl, U.L., Rasmussen, K.R., Christensen, S., Jensen, K.H., Hansen, B., 2004.** *Groundwater recharge and evapotranspiration for two natural ecosystems covered with oak and heather.* Journal of Hydrology : Vol. 300 (1-4). pp. 76-99.
- Laffrechine, K., 1999.** *Base de données urbaines pour la gestion des réseaux d'assainissement non visitables.* Université de Bordeaux : Thèse de doctorat. 168 Pages.
- Langlais, V., 1989.** *Estimation sous contraintes d'inégalités.* Etudes Géostatistiques VI : Séminaire CFSG sur la Géostatistique, Fontainebleau. Vol. 30; pp. 211-224.
- Larocque, M., 1997.** *Intégration d'approches quantitatives de caractérisation et de simulation des aquifères calcaires fissurés. Application à l'aquifère karstique de La Rochefoucauld (Charente, France).* Thèse de doctorat : Université de Poitiers. 233 pages.
- Laroussi, T., 1969.** *Etude géologique et hydrogéologique de la région Sud et Sud-Ouest de Bordeaux.* Thèse de doctorat : Université de Bordeaux. 211 pages.
- Le Delliou, A., 2009.** *Rôle des interactions entre les réseaux d'assainissement et les eaux souterraines dans le fonctionnement hydrologique d'un bassin versant en milieu urbanisé. Approche expérimentale et modélisations.* Thèse de Doctorat : École Centrale de Nantes. 214 pages.
- Le Gauffre P., Joannis C., Breysse D., Gibello C., Desmulliez J.J., 2005.** *Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbains.* Guide méthodologique : Lavoisier. ed. Tec et Doc.
- Le Loc'h, G., 1987.** *Etude de la composition des perméabilités par des méthodes variationnelles.* Ph.D. dissertation : Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

- Le Loc'h, G. et Galli, A., 1996.** *Truncated Plurigaussian Method: Theoretical and practical points of view*. Australia : s.n. pp. 211-222.
- Ledoux, E., 2003.** *Modèles mathématiques en hydrogéologie*. Paris : Centre d'Informatique Géologique, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.
- Lemaire, M., 2007.** *Introduction à la Fiabilité Mécanique*. Risque, Vulnérabilité & Fiabilité dans la Construction : s.n.
- Liakopoulos, A., 1962.** *On the tensor concept of the hydraulic conductivity*. Reoiew of Engineering : Am. Univ. of Beirut. N°. 4, pp. 35-42.
- Loiseau, J.B., Pédrón, N., Platel, J.P., Saltel, M., 2009.** *SAGE Nappes profondes de Gironde - Atlas des zones à risques, Phase 2, Zone à risque de l'Oligocène en rive gauche de la Garonne entre Bordeaux et Langon*. Bordeaux : BRGM. 68 pages.
- Lu, C., Chen, X., Cheng, C., Ou, G., Shu, L., 2011.** *Horizontal hydraulic conductivity of shallow streambed sediments and comparison with the grain-size analysis results*. Hydrological Processes : Vol. 26 (3). pp. 454–466.
- Lu, C., Chen, X., Ou, G., Cheng, C., Shu, L., Cheng, D., Appiah-Adjei, E. K., 2012.** *Determination of the anisotropy of an upper streambed layer in east-central Nebraska, USA*. Hydrogeology Journal : Vol. 20. pp. 93–101.
- Lubini, A. T., Fuamba, M., 2011.** *Modeling of the deterioration timeline of sewer systems*. Canadian Journal of Civil Engineering : Vol. 38 (12). pp. 1381-1390.
- Ma, T. S., Sophocleous, M., Yu, Y. S., 1999.** *Geostatistical applications in ground water modeling in South-Central Kansas*. Journal of hydrologic engineering : Vol. 4 (1). 8 pages.
- Machiwal, D., Mishra, A., Jha, M.K., Sharma, A., Sisodia, S.S., 2012.** *Modeling Short-Term Spatial and Temporal Variability of Groundwater Level Using Geostatistics and GIS*. Natural Resources Research : Vol. 21 (1). pp. 117-136.
- Macleod, C. W., 2000.** *Optimization of sewer infrastructure rehabilitation planning*. University of Alberta : Thesis. 134 pages.
- Majdalani, S. , Ackerer, P., 2011.** *Identification of groundwater parameters using an adaptative multiscale method*. Ground Water : Vol. 49 (4). pp. 548-559.

- Maoui, A., Kherouf, M., Kachi, S., Nouar, T., 2011.** *Variographic analysis of chemical and piezometric data from the sandstone aquifer of Ain Oussera, Algeria.* Arabian Journal of Geosciences : In press. pp. 1-18 .
- Marache, A., Breysse, D., Piette, C., Thierry, P. 2009a.** *Geotechnical modeling at the city scale using statistical and geostatistical tools: The Pessac case (France).* Engineering Geology : Vol. 107. pp. 67-76.
- Marache, A., Dubost, J., Breysse, D., Denis, A., Dominique, S., 2009b.** *Understanding subsurface geological and geotechnical complexity at various scales in urban soils using a 3D model.* Georisk : Vol 3 (4). pp. 192-205.
- Matheron, G., 1967.** *Éléments pour une théorie des milieux poreux.* Masson : Paris.
- Matheron, G., 1970.** *La théorie des variables régionalisées et ses applications.* Cahiers du centre de Morphologie Mathématique : Fascicule 5. ENSMP.
- Matheron, G., 1972.** *Les covariances généralisées polynomiales.* Fontainebleau : Note Géostatistique N°123. 24 pages.
- McWhorter, D.B., Sunada, D.K., 1977.** *Groundwater Hydrology and Hydraulics.* Water Resources Publications : Littleton. Colorado.
- Monfront, L., 2007.** *Réseaux d'assainissement: gestion patrimoniale et tuyaux en béton.* Les éditions du CERIB : 74 pages. ISSN 0249-6224.
- Morena, F., 2004.** *Modélisation hydrologique distribuée en milieu urbanisé. Représentation des processus de production et développement du modèle URBS.* Institut National Polytechnique de Grenoble : Thèse de doctorat. 243 pages.
- Motaghian, H. R., Mohammadi, J., 2011.** *Spatial Estimation of Saturated Hydraulic Conductivity from Terrain. Attributes Using Regression, Kriging, and Artificial Neural Networks.* Pedosphere : Vol. 21 (2). pp. 170–177.
- Nafi, A., Werey, C., 2009.** *Aide à la décision multicritère pour la hiérarchisation de tronçons d'assainissement dans le cadre d'une gestion patrimoniale.* Canadian Journal of Civil Engineering : Vol. 36(7). pp. 1207-1220.
- Nelson, R. W., 1960.** *In-place measurement of permeability in heterogeneous media. 1. Theory of a proposed method.* J. Geophys. Res. : Vol. 65 (6). pp. 1753-1760.

- Nikroo, L., Kompani-Zare, M., Sepaskhah, A. R., Shamsi, S. R. F., 2010.** *Groundwater depth and elevation interpolation by kriging methods in Mohr Basin of Fars province in Iran.* Environmental Monitoring and Assessment : Vol. 166 (1-4). pp. 387-407.
- Pardo-Igúzquiza, E., Chica-Olmo, M., 2007.** *KRIGRADI: A cokriging program for estimating the gradient of spatial variables from sparse data.* Computers and Geosciences : Vol. 33 (4). pp. 497-512.
- Passadore, G., Monego, M., Altissimo, L., Sottani, A., Putti, M., Rinaldo, A., 2012.** *Alternative conceptual models and the robustness of groundwater management scenarios in the multi-aquifer system of the Central Veneto Basin, Italy.* Hydrogeology Journal : Vol (20). pp. 419–433.
- Platel, J.P., Schnebelen, N., Le Nindre, Y., Saplaïroles, M., Dufour P., 2000.** *Gestion des eaux souterraines en Aquitaine. année 4. Opération sectorielle - Protection de la nappe de l'Oligocène en région bordelaise - Synthèse des connaissances géologiques.* Etat des connaissances hydrogéologiques : BRGM/RP 50468-FR. Rapport technique, BRGM.
- Poeter, E.P., Hill, M.C., 1997.** *Inverse models: A necessary next step in ground-water modeling.* Ground Water : Vol. 35 (2). pp. 250-260.
- Pratviel, L., 1972.** *Essai de cartographie structurale et faciologique du bassin sédimentaire ouest aquitain pendant l'Oligocène.* Thèse de doctorat : Université de Bordeaux 1.
- Reimann, T., Hill, M.E., 2009.** *MODFLOW-CFP: A new conduit flow process for MODFLOW-2005.* Ground Water : Vol. 47 (3). pp. 321-325.
- Renard, Ph., 1996.** *Modélisation des écoulements en milieux poreux hétérogènes, calcul des perméabilités équivalentes.* Thèse de doctorat : Ecole des mines. Centre d'informatique Géologique.
- Renard, Ph., de Marsily, G., 1997.** *Calculating equivalent permeability: A review.* Advances in Water Resources : Vol. 20 (5-6). pp. 253-278.
- Renard, Ph., Le Loc'h, G., Griffin, D. J. K., 1995.** *Comparaison de quelques méthodes de passage à l'échelle supérieure - Critère de classement.* Cahiers de Géostatistique : Vol. 5. pp. 1-14.
- Renard, Ph., Le Loc'h, G., Ledoux, E., de Marsily, G., Mackay, R., 2000.** *A fast algorithm for the estimation of the equivalent hydraulic conductivity of heterogeneous media.* Water Resour. Res. : Vol. 36 (12). pp. 3567–3580.

- Rentier, C., 2002.** *Conditionnement par les mesures de conductivités hydraulique, de hauteur piézométrique et de résistance électrique.* Thèse de doctorat : Université de Liège. 204 pages.
- Rivest, M., Marcotte, D., Pasquier, Ph., 2008.** *Hydraulic head field estimation using kriging with an external drift: A way to consider conceptual model information.* Journal of Hydrology : Vol. 361. pp. 349–361.
- Rivoirard, J., 2001.** *Which Models for Collocated Cokriging.* Mathematical Geology : Vol. 33 (2). pp. 117-131.
- Romeu, R. K., 1994.** *Ecoulement en milieux hétérogènes: Prise de moyenne de perméabilité en régimes permanent et transitoire.* Thèse de doctorat : Université Paris VI, Paris. 286 pages.
- Rouhani, Sh., Wackernagel, H., 1990.** *Multivariate geostatistical approach to space–time data analysis.* Water Resources Research : Vol. 26. pp. 585–591.
- Rousseaux, F., 2006.** *Caractérisation d’erreurs sur un modèle numérique de terrain en fonction de zones morphologiques.* Bulletin d’information scientifique et technique de l’IGN : n° 75. pp. 95-100.
- Rushton, K.R., 2003.** *Groundwater Hydrology: Conceptual and Computational Models.* British Library Cataloguing in Publication Data : John Wiley & Sons Ltd. The Atrium, Southern Gate, Chichester, 416 pages.
- Saltel, M., Pédron, N., Platel, JP., Corbier, P., Bourguine, B., 2010.** *Atlas des zones à risque du SAGE Nappes Profondes de Gironde - Phase 2 - Problématique du dénoyage de l’Oligocène au Sud de l’agglomération Bordelaise.* BRGM/RP-58156-FR : 123 pages.
- Sanchez-Vila, X., Guadagnini, A., Carrera, J., 2006.** *Representative hydraulic conductivities in saturated groundwater flow.* Reviews of Geophysics : Vol. 44 (3). RG3002.
- Scheidegger, A. E., 1954.** *Directional permeability of porous media to homogeneous fluids.* Geophysica Purae Applicata : vol. 28. pp. 75-90.
- Seguin, J.J. et Nicolas, J., 2006.** *Connaissance hydrogéologique du sous sol de l’agglomération Lyonnaise- Rapport d’étape phase 3. Calage du modèle en régime transitoire et suivi du réseau piézométrique.* s.l. : BRGM/RP-55065-FR. 119 pages.
- Sepúlveda, N., Kuniansky, E. 2010.** *Effects of model layer simplification using composite hydraulic properties.* Hydrogeology Journal : Vol. 18. pp. 405-416.

- Slonecker, E.T., Jennings, D.B., and Garofalo, D., 1994.** *Remote Sensing of Impervious Surfaces: A review*. Remote Sensing Reviews : Vol. 20 (3). pp. 227-255.
- Smaoui, H., Zouhri, L., Ouahsine, A., Carlier, E., 2011.** *Modelling of groundwater flow in heterogeneous porous media by finite element method*. Hydrological Processes : Vol. 26 (4). pp. 558-569.
- Smith, L., 2002.** *Hydrogéologie-Glossary*. Hydrogeology : University of British Columbia. pp. 539-546.
- Sun, F., Shao, H., Kalbacher, T., Wang, W., Yang, Z., Huang, Z., Kolditz, O., 2011.** *Groundwater drawdown at Nankou site of Beijing Plain: Model development and calibration*. Environmental Earth Sciences : Vol. 64 (5). pp. 1323-1333.
- Theodossiou, N., Latinopoulos, P., 2006.** *Evaluation and optimization of groundwater observation networks using the kriging methodology*. Environmental Modelling and Software : Vol. 21. pp. 991-1000.
- Vasconcelos, E. C., 2005.** *Outils d'aide à la gestion du patrimoine réseau d'assainissement non visitable*. Thèse de doctorat : Université de Bordeaux. 373 pages.
- Veillon, M., Vigneaux, M., 1964.** *Le paléogène sur le flanc nord de l'anticlinal aquitain de villagrains-landiras*. Compte rendu sommaire des séances de la Société géologique de France : Fascicule 1. pp. 17-18.
- Vigneaux, M., 1950.** *Observations stratigraphiques sur la couverture tertiaire du dome de Villagrains Landiras (gironde)*. Bulletin de la société géologique de France : pp. 317-322.
- Vijay, R., Sharma, A., Ramya, S.S., Gupta, A., 2011.** *Fluctuation of groundwater in an urban coastal city of India: A GIS-based approach*. Hydrological Processes : Vol. 25 (9). pp. 1479-1485.
- Wackernagel, H., 1993.** *Cours de Géostatistique Multivariable*. Publication C-146 : 4e Edition.
- Wackernagel, H., 2002.** *Multivariate geostatistics: An introduction with applications*. Third, completely revised edition : Springer, 117 Figures and 7 Tables. ISBN 3-540-44142-5.
- Walton, W.C., 1991.** *Principles of Groundwater Engineering*. Lewis : Michigan.
- Wang, W. , Zhang, G. ,2007.** *Numerical simulation of groundwater flowing to horizontal seepage wells under a river*. Hydrogeology Journal : Vol. 15 (6). pp. 1211-1220.

- Wen, X.-H., Gómez-Hernández, J.J., 1996.** *Upscaling hydraulic conductivities in heterogeneous media: An overview.* Journal of Hydrology : Vol. 183 (1-2). pp. 9-32.
- Weng, Q., 2012.** *Remote sensing of impervious surfaces in the urban areas: Requirements, methods, and trends.* Remote Sensing of Environment : Vol. 117 (15). pp. 34-49.
- Wiener, O., 1912.** *Die Theorie des Mischkörpers für das Feld der stationären Strömung.* Abh. Math. Phys. Klasse Königlichen Sächsischen Ges. Wiss : Vol. 32 (6). pp. 509–604.
- Wu, C., Wu, J., Luo, Y., Zhang, H., Teng, Y., DeGloria, D. S., 2011.** *Spatial interpolation of severely skewed data with several peak values by the approach integrating kriging and triangular irregular network interpolation.* Environmental Earth Sciences : Vol. 63 (5). pp. 1093-1103.
- Xu, X., Huang, G., Zhan, H., Qu, Z., Huang, Q., 2012.** *Integration of SWAP and MODFLOW-2000 for modeling groundwater dynamics in shallow water table areas.* Journal of Hydrology : 412-413,. pp. 170-181.
- Yang, Q., Lu, W., Fang, Y., 2011.** *Numerical modeling of three dimension groundwater flow in Tongliao (China).* Procedia Engineering : Vol. 24. pp. 638-642.
- Yang, Y., 1999.** *Statistical models for assessing sewer infrastructure inspection requirements.* University of Alberta : Thesis. 131 pages.
- Yeh, W.W-G., Yoon. Y.S., 1981.** *Aquifer parameter identification with optimum dimension in parameterization.* Water Resources Research : Vol. 17 (3). pp. 664-672.
- Zappa, G., Bersezio, R., Felletti, F., Giudici, M., 2006.** *Modeling heterogeneity of gravel-sand, braided stream alluvial aquifers at the facies scale.* Journal of Hydrology : Vol. 325. pp. 134–153.
- Zghibi, A., Zouhri, L., Tarhouni, J., 2011.** *Groundwater modelling and marine intrusion in the semi-arid systems (Cap-Bon, Tunisia).* Hydrological Processes : Vol. 25 (11). pp. 1822-1836.
- Zhang, Y., Gable, C.W, Sheets, B., 2010.** *Equivalent hydraulic conductivity of three-dimensional heterogeneous porous media: An upscaling study based on an experimental stratigraphy.* Journal of Hydrology : Vol. 388 (3-4). pp. 304-320.

Zhang, Y., Person, M., Gable, C.W., 2007. *Representative hydraulic conductivity of hydrogeologic units: Insights from an experimental stratigraphy.* Journal of Hydrology : Vol. 339 (1-2). pp. 65-78.

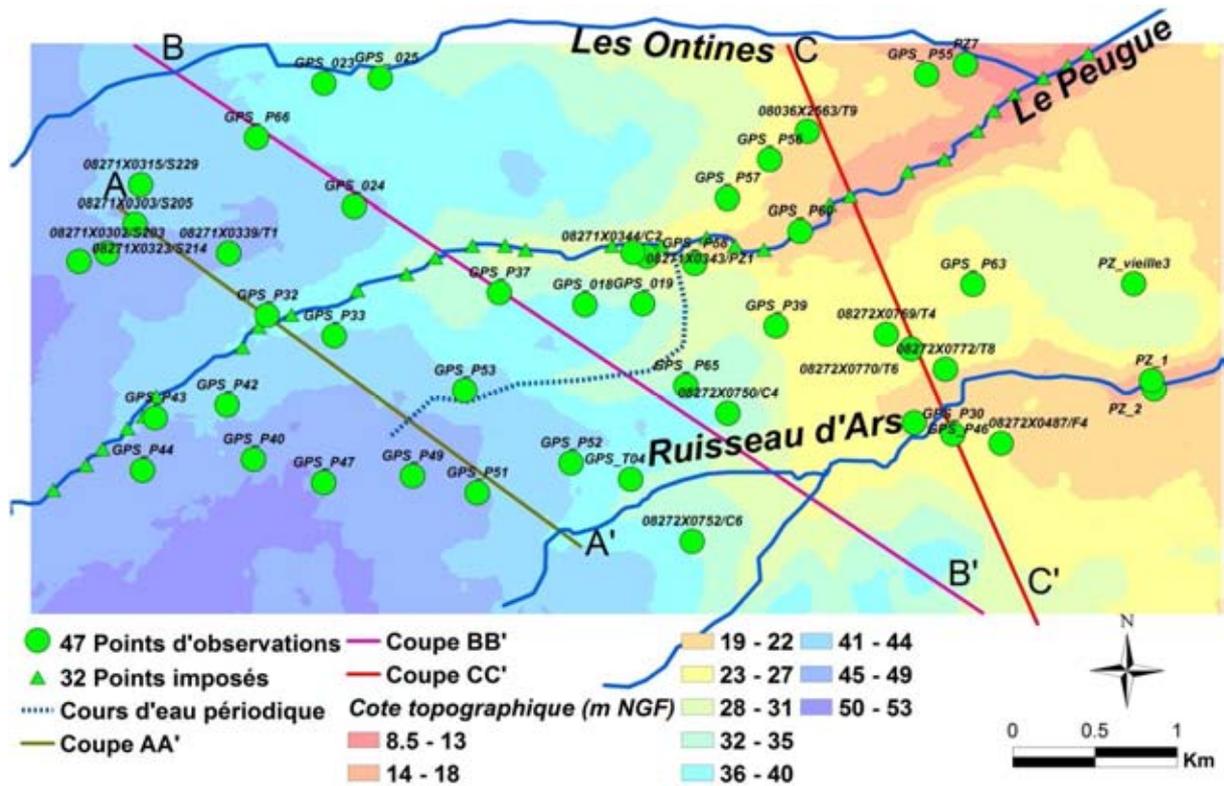
Zhang, Y., Person, M., Paola, C., Gable, C. W., Wen, X.-H., Davis, J. M., 2005. *Geostatistical analysis of an experimental stratigraphy.* Water Resources Research : Vol. 41.

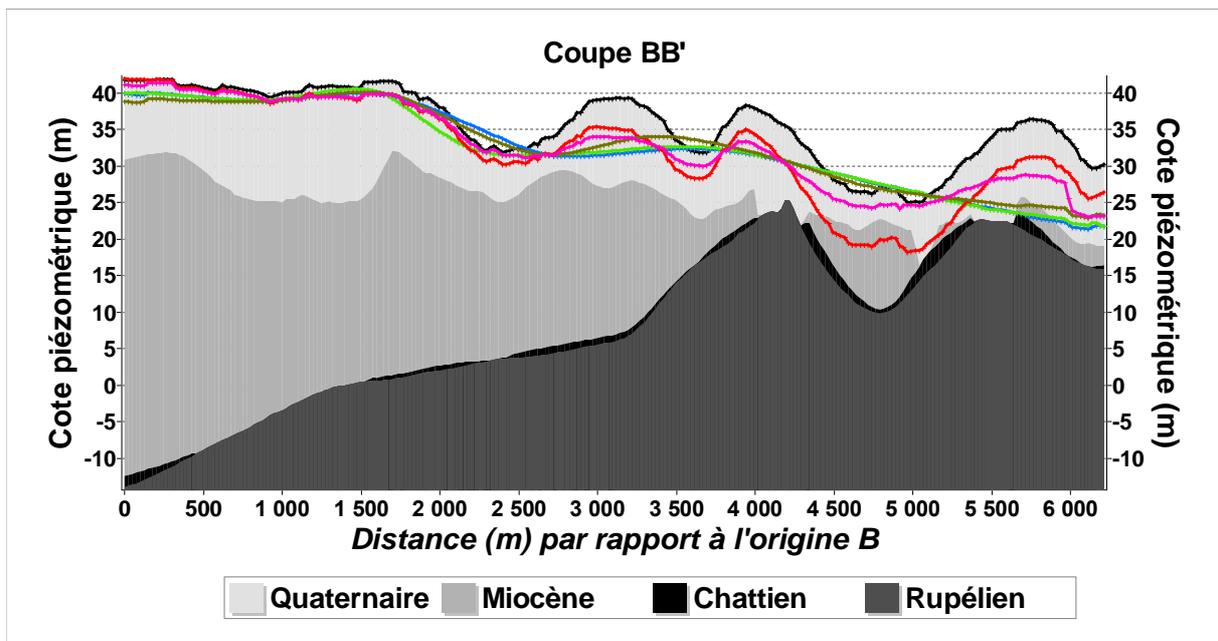
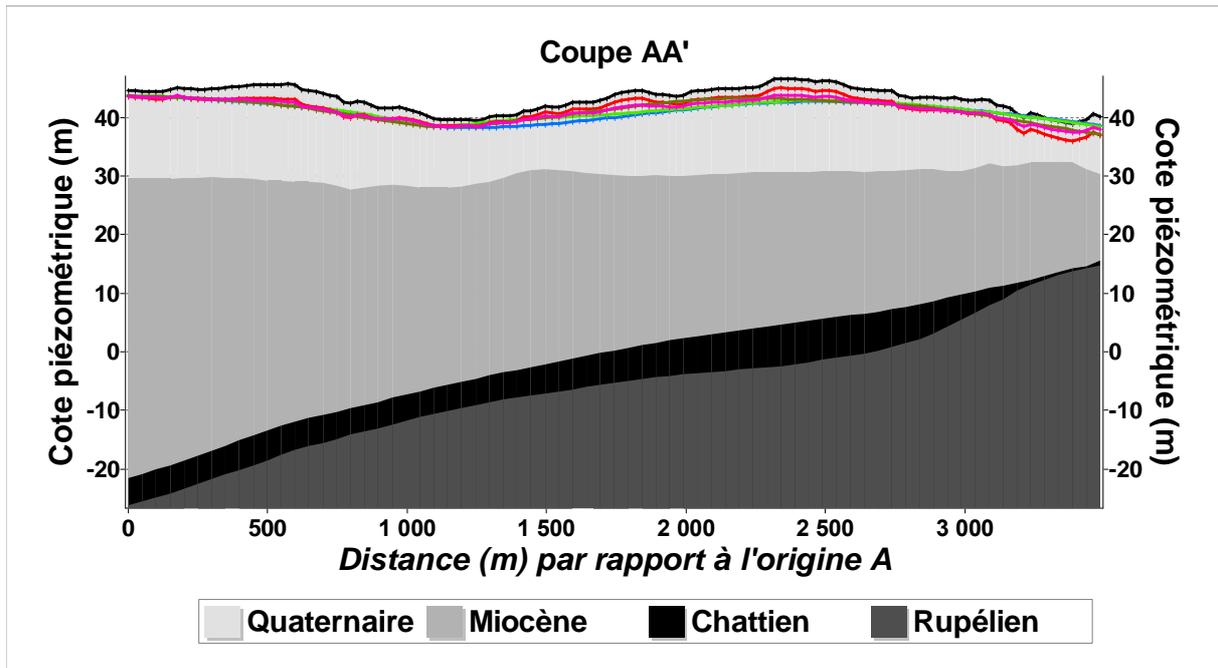
Zhou, Y., Li, W., 2011. *A review of regional groundwater flow modeling.* Vol. 2 (2) : Geoscience Frontiers. pp. 205-214.

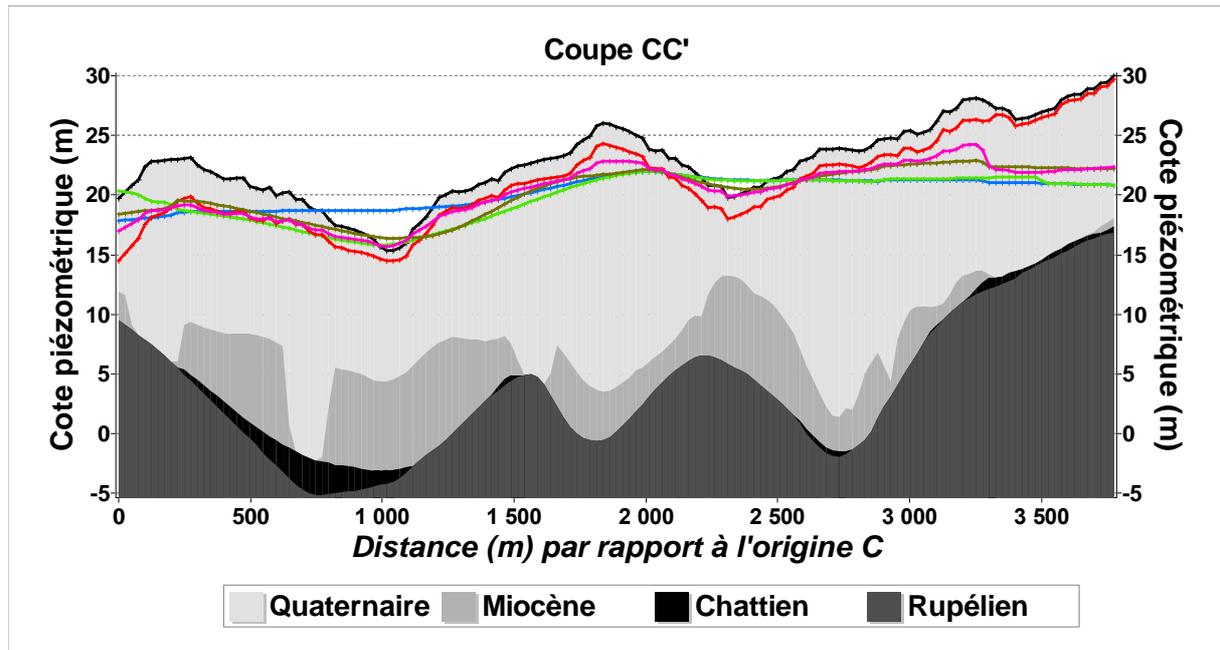
Annexes

Annexe 1

Représentations des limites supérieures des formations superficielles et des hauteurs d'eau sur des profils. La limite supérieure de la nappe libre suit la topographie. Elle ne ressemble à aucune des limites des formations superficielles.

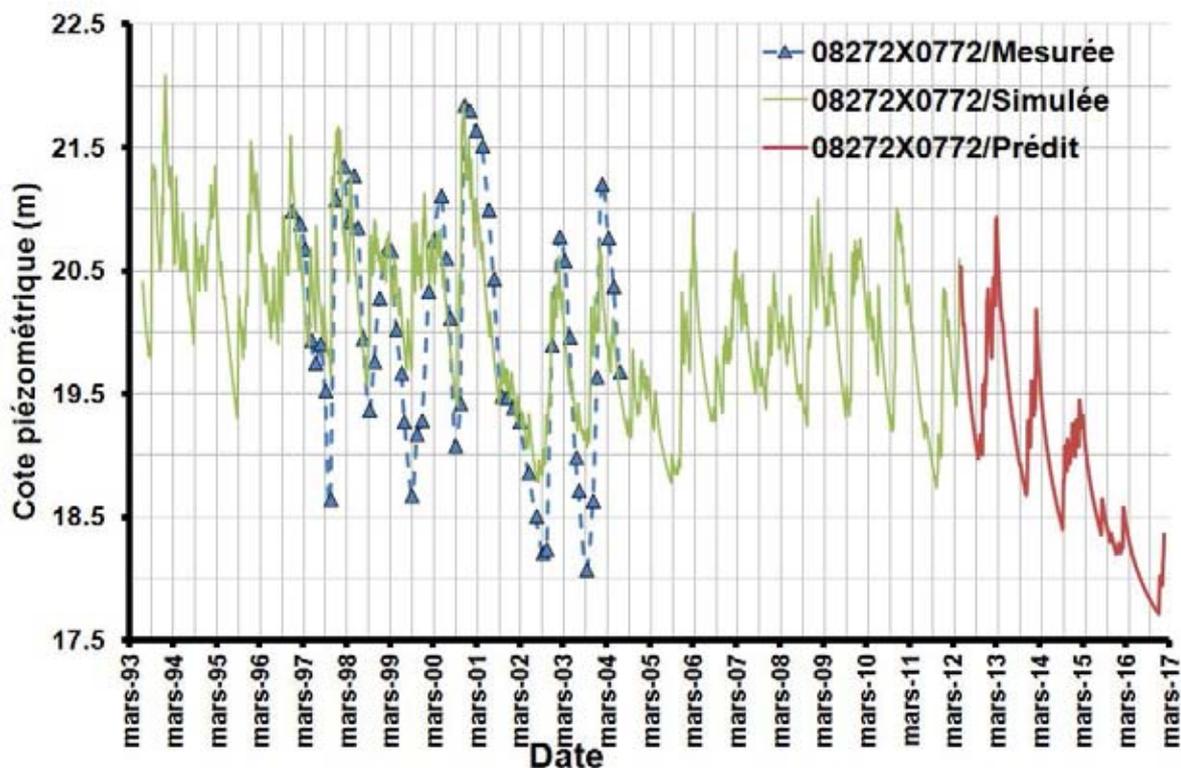
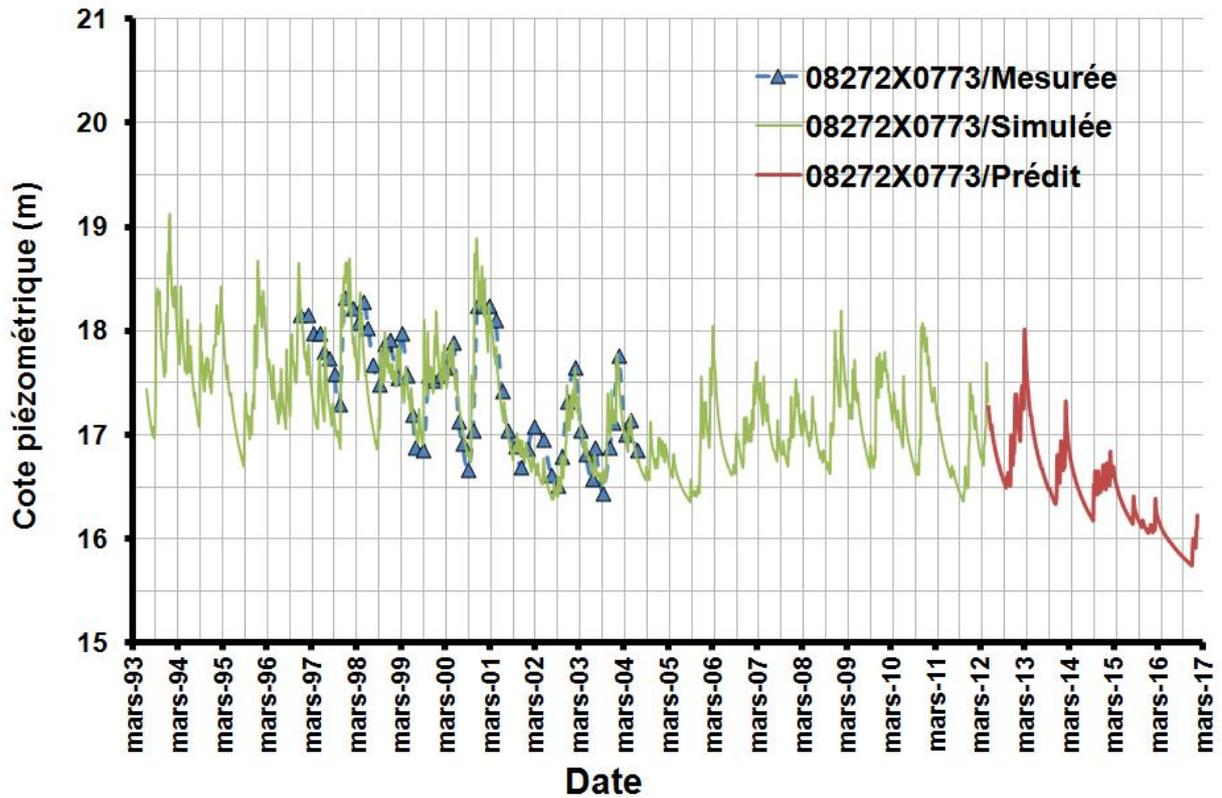


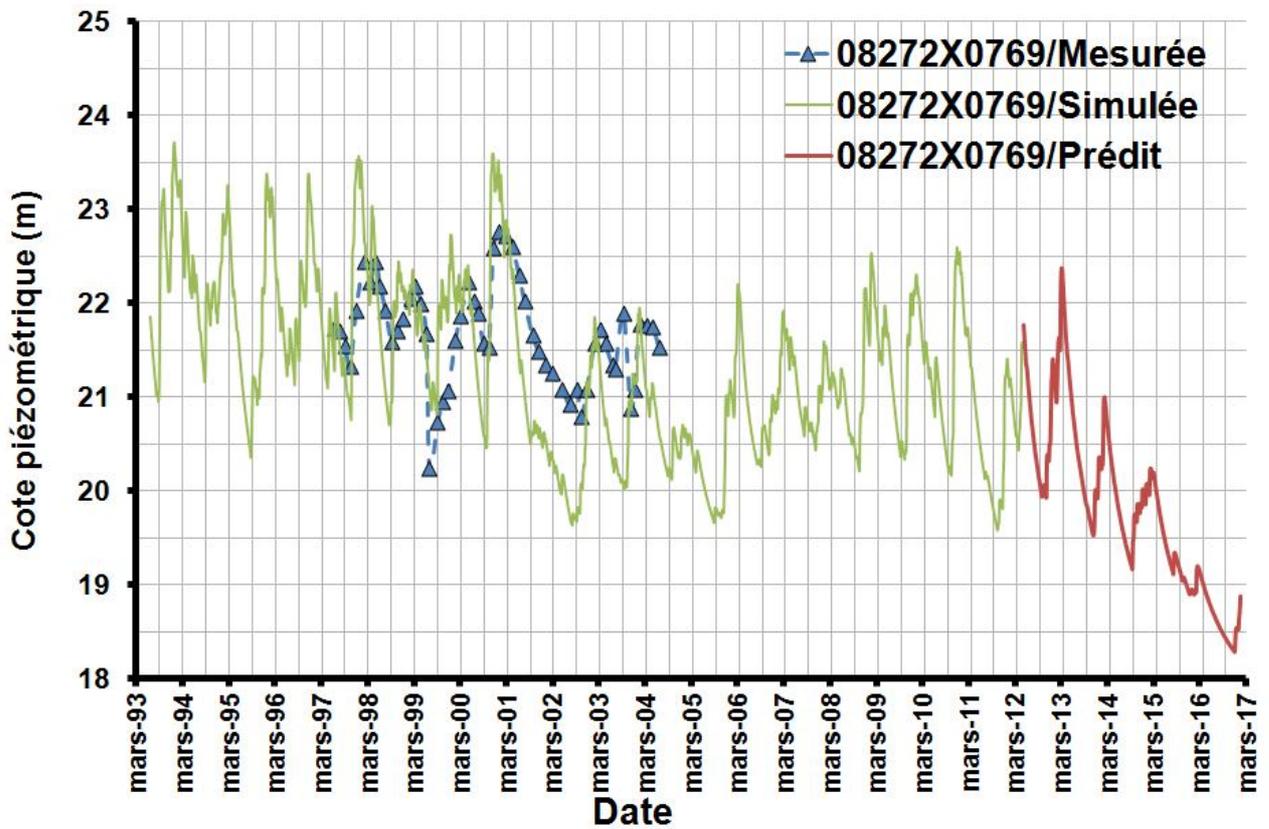
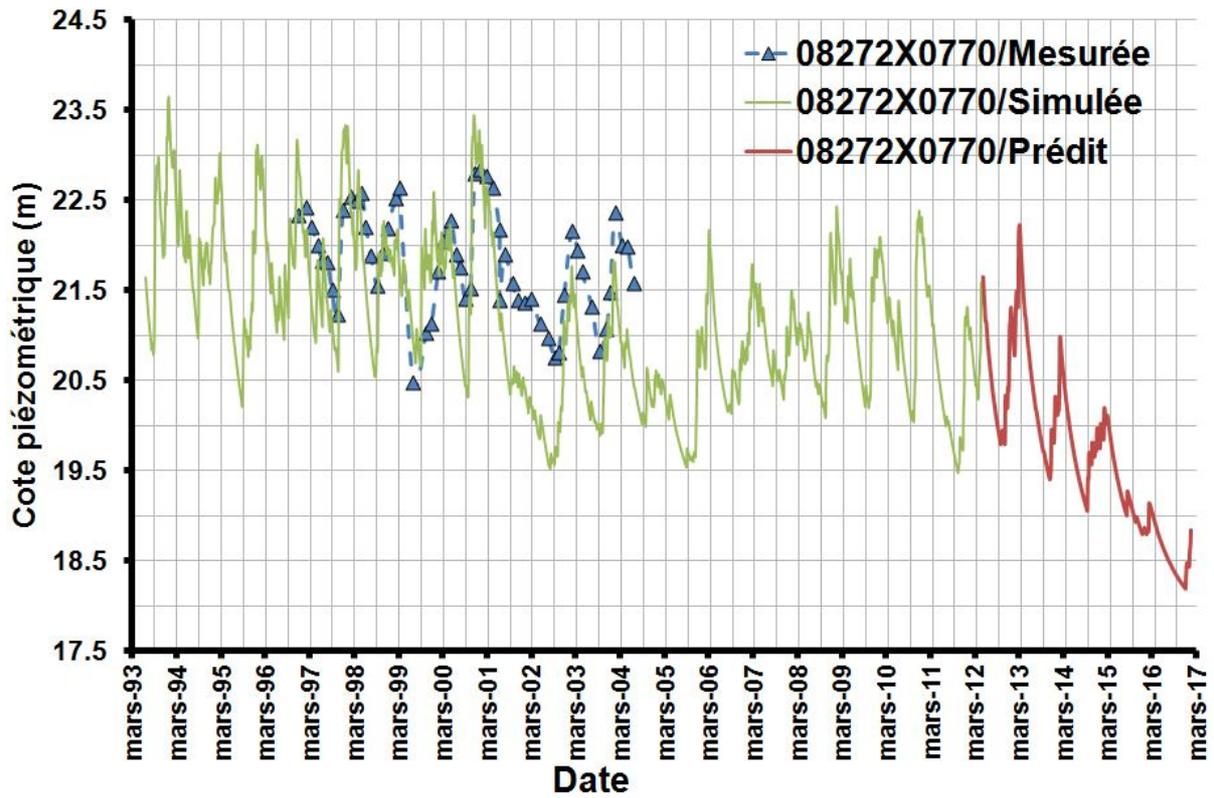




Annexe 2

Les résultats des simulations





Annexe 3

Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) journalier

L'évapotranspiration potentielle est la quantité d'eau susceptible d'être évaporée par une surface d'eau libre ou par un couvert végétal dont l'alimentation en eau n'est pas le facteur limitant. La valeur limite de l'ETP est fonction de l'énergie disponible. (Margat, 1997). L'évapotranspiration est un phénomène complexe. Parmi les différentes méthodes de calcul de l'ETP, la méthode de PENMAN – MONTEITH est recommandée car elle est basée sur des formules qui sont une combinaison du bilan énergétique et du transfert de masse.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul de l'ETP journalier de PENMAN – MONTEITH proviennent :

a) de mesures directes sur le terrain pour t_{moy} , R_n et v ;

t_{moy} est la température moyenne quotidienne de l'air à 2m (°C)

R_n est le rayonnement net ($W.m^{-2}$)

v est la vitesse du vent à 2m ($m.s^{-1}$).

b) de mesures indirectes pour e_w et e :

e_w est la tension de vapeur saturante de la journée (kPa). Son expression est :

$$e_w = \frac{e_w(t_{max}) + e_w(t_{min})}{2}$$

t_{max} est la température maximale au cours de la journée (°C)

t_{min} est la température minimale au cours de la journée (°C)

$$e_w(t) = 0,6108 \times \exp\left(\frac{17,27 \times t}{t + 237,3}\right)$$

e est la tension de vapeur réelle de la journée (kPa). Son expression est :

$$e = \frac{e_w(t_{min}) \times \frac{Hr_{max}}{100} + e_w(t_{max}) \times \frac{Hr_{min}}{100}}{100}$$

$e_w(t_{max})$ est la tension de vapeur saturante à la température journalière maximale (kPa)

$e_w(t_{min})$ est la tension de vapeur saturante à la température journalière minimale (kPa)

Hr_{max} est l'humidité relative maximale (%)

Hr_{min} est l'humidité relative minimale (%)

c) de constantes physiques : γ , Δ

La constante psychrométrique γ est exprimée par la formule :

$$\gamma = 0,665 \cdot 10^{-3} \times P$$

γ en (kPa.°C⁻¹),

P est pression est enregistrée sur les sites. Elle peut aussi être calculée par la formule

$$P = 101,3 \times \left(\frac{293 - (0,0065 \times Z)}{293} \right)^{5,26}$$

P en kPa,

Z est l'altitude en m

La pente de la courbe de la tension de vapeur saturante Δ à pour formule :

$$\Delta = \frac{4098 \left[0,6108 \times \exp \left(\frac{17,27 \times t}{t + 237,3} \right) \right]}{(t + 237,3)^2}$$

Δ en kPa.°C⁻¹,

t est la température en °C

Les hypothèses effectuées pour les calculs des paramètres sont les suivantes :

- La végétation est un gazon bien irrigué et couvrant à une hauteur de 0,12 m, de résistance extérieure de 70 s.m⁻¹ et un albédo de 0,23.
- Le flux de la chaleur quotidien dans le sol est considéré comme négligeable devant le rayonnement net à ce pas de temps ($G \approx 0$)

Donc, lorsqu'on ne dispose que de paramètres climatiques journaliers, on peut calculer l'évapotranspiration de référence à l'aide de la formule suivante, dérivée l'équation de Penman – Monteith (2).

$$ET_0 = \frac{0,408 \times \Delta \times R_n \times d + \gamma \frac{900}{t + 273} v(e_w - e)}{\Delta + \gamma(1 + 0,34v)}$$

ETP est l'évapotranspiration potentielle (mm/j)

R_n est le rayonnement net ($W.m^{-2}$)

d est la longueur du pas en k second ($d = 0,00864 ks$)

t_{moy} température moyenne quotidienne de l'air à 2m ($^{\circ}C$)

Δ est la pente de la courbe de la tension de vapeur saturante ($kPa.^{\circ}C^{-1}$),

γ est la constante psychrométrique ($kPa.^{\circ}C^{-1}$),

e est la tension de vapeur (kPa),

e_w est la tension de vapeur saturante (kPa),

v est la vitesse du vent à 2m ($m.s^{-1}$).

Les paramètres climatiques exigés : les températures journalières moyenne, maximale et minimale ; la vitesse journalière moyenne de l'air à 2m ; le rayonnement net total journalier. (Allen et al, 1998)

Allen R.G., L. Pereira, Raes D. and Smith M., 1998. Crop evapotranspiration – Guidelines for computing crop waters requirements – FAO irrigation and drainage paper 56; chapters 1, 2, 3 & 4, annex 3& 5. (www.fao.org/docrep/x0490E/x0490e00.htm)

Margat J., 1997. Evapotranspiration ; C.N.F.S.H. (www.cig.ensmp.fr)

Résumé

Les interactions entre la nappe libre peu profonde et les réseaux d'assainissement sont en général très complexes. Dans le but d'étudier l'impact des variations du niveau de la nappe libre sur les dégradations des conduites, un modèle hydrogéologique numérique tridimensionnel (3D) de la nappe libre ayant un système aquifère au sein d'une zone de 83 km² de l'agglomération bordelaise (Mérignac, Pessac, Talence) a été développé, calibré et validé. Pour ce faire, un modèle conceptuel de ce système aquifère a dans un premier temps été défini sur la base des descriptions lithostratigraphiques des forages. Puis un travail géostatistique a été entrepris pour construire les limites des formations géologiques et les cartes piézométriques issues de campagnes de mesures de hauteurs d'eau de la nappe libre. Nous avons par la suite développé une méthodologie originale de transformation de l'information lithologique au droit des sondages en perméabilités, puis en champs de perméabilités en utilisant des méthodes géostatistiques. Dans un second temps, les conditions hydrogéologiques ont été simulées en utilisant le logiciel Visual Modflow ©. Les paramètres hydrogéologiques ont été calibrés manuellement et automatiquement sur la base des niveaux d'eau mesurés lors des campagnes de juillet 2010, octobre 2010 et mars 2011. La validation du modèle qui s'est effectuée en simulant les cotes piézométriques au pas mi-décadaire allant de juin 1993 à mai 2012 montre que les chroniques piézométriques observées sur les 35 piézomètres du domaine étudié sont correctement restituées et la dynamique de la nappe libre est reproduite. Dans un dernier temps, les distributions spatiales et temporelles des cotes piézométriques simulées ont permis d'identifier les zones d'envolement des réseaux d'assainissements en comparant les cotes piézométriques aux cotes des réseaux. Ces zones d'envolement ont été comparées aux principaux secteurs de casses de canalisations. Les secteurs de casses de canalisations sont localisés dans les zones à faible probabilité d'envolement des conduites. L'environnement naturel hydrogéologique pris comme paramètre isolé ne constitue donc pas un facteur explicatif au phénomène de casses des canalisations.

Mots clés : Modélisation hydrogéologique, nappe libre, perméabilités, assainissement, casses de canalisations, gestion patrimoniale, Visual Modflow©, géostatistique.

Abstract

The interactions between shallow groundwater and sewer network are generally complex. The aim of this research is to study the impact of the water table level variation on the damages of the buried pipes. For this purpose, a three-dimensional (3D) numerical groundwater flow model of the shallow multi-aquifer of the Bordeaux urban area, within a 83 km² area (Mérignac, Pessac, Talence), is developed, calibrated and validated. In order to do this, in a first step, a conceptual model was built based on stratigraphic descriptions of the boreholes. A geostatistical study was carried out to build the limits of the geological layers and the piezometrical maps from the measurement campaigns of water table levels. Then, an original methodology to transform the description of lithological units to local hydraulic conductivity values is proposed and the reconstruction of hydraulic conductivity fields at the urban scale was performed based on geostatistical methods. In a second step, hydrogeological conditions were simulated using the finite-difference groundwater flow model MODFLOW-2005 (Visual Modflow ©). The hydrogeological parameters were then calibrated manually and automatically based on water table elevation data measured in July 2010, October 2010 and March 2010. The model validation covered 6890 days, from June 1993 to May 2012. The results showed that the simulated heads are quite accurate and reproduce the main dynamics of the system at 35 piezometers. The spatial and temporal distribution of the heads of the piezometers simulated permitted to identify the flooding zones of the sewer network by comparing the piezometric head with the altitude of the networks. The sectors where the pipes are damaged were localized in the zone wherein there is low probability of flooding. Additionally, the natural hydrologic environment, taken as a sole factor, cannot explain the pipe breakage phenomena.

Keywords: Hydrogeological modeling, water table, hydraulic conductivity, sewerage, models of breakages, asset management, Visual Modflow ©, geostatistics,