



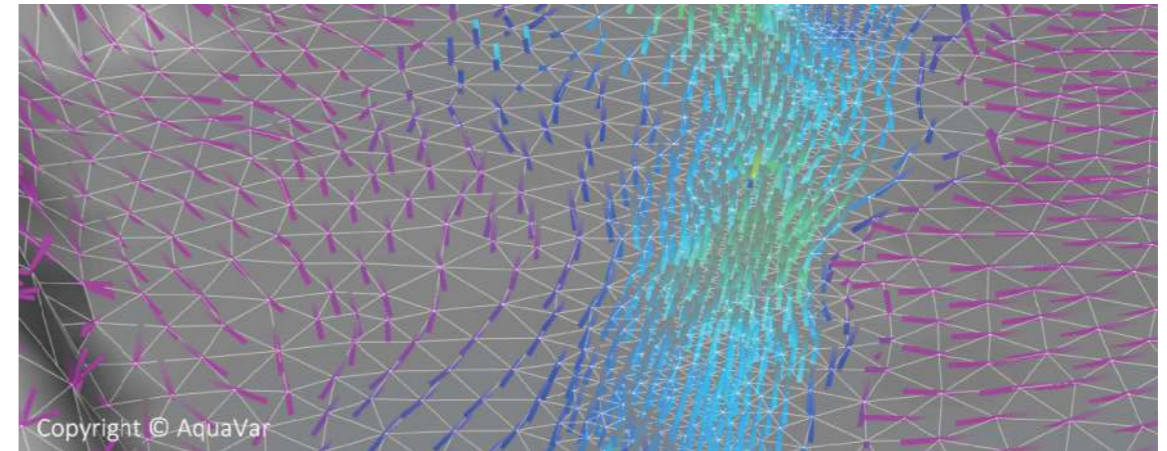
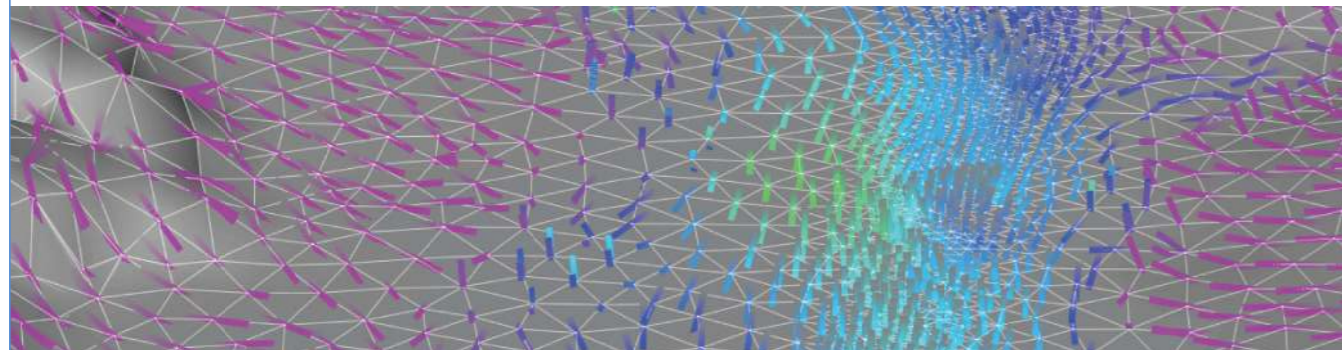
AquaVar

SIMULATIONS AquaVar

EVALUATION DE L'IMPACT DE L'AMENAGEMENT DU GRAND ARENAS SUR LA RESSOURCE EN EAU SOUTERRAINE

RAPPORT DE SYNTHESE

DECEMBRE 2019



Informations sur le document

Titre	EVALUATION DE L'IMPACT DE L'AMENAGEMENT DU GRAND ARENAS SUR LA RESSOURCE EN EAU SOUTERRAINE
Auteurs	Masoud Ghulami, Philippe Gourbesville
Contributeurs	Lian Guey Ler, Olivier Delestre, Philippe Audra, Marc Gaetano, Ludovic Andres
Distribution	Confidentielle
Référence	AV_R1_2019_GrandArenas

Historique du document :

Date	Version	Préparé par :	Approuvé par :
Décembre 2019	1	Masoud Ghulami	Philippe Gourbesville

Le travail présenté dans ce rapport est un des livrables du projet AquaVar réalisé avec le soutien financier de la Métropole Nice Côte d'Azur (NCA), de la Régie des Eaux d'Azur (REA), de l'Établissement Public d'Aménagement (EPA) Eco-vallée plaine du Var et de l'Université Nice Sophia Antipolis.

Les éléments présentés dans ce rapport sont originaux. Les éléments issus de publications antérieures sont référencés dans le rapport.

Table des matières

1. Contexte et objectifs	6
2. Méthodologie pour la modélisation hydrogéologique	8
2.1. Construction du modèle hydrogéologique	8
2.2. Validation du modèle hydrogéologique	14
3. Modèle de la zone d'étude et description des scénarii.....	18
4. Résultats des simulations.....	20
4.1. Niveaux piézométriques	20
<i>Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes</i>	<i>20</i>
<i>Simulation 2 - Situation de référence 2 – Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes..</i>	<i>21</i>
<i>Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>22</i>
<i>Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>23</i>
<i>Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>24</i>
<i>Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>25</i>
4.2. Champs de vitesses – Flux de Darcy	26
<i>Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes</i>	<i>26</i>
<i>Simulation 2 - Situation de référence 2 – Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes..</i>	<i>27</i>
<i>Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>28</i>
<i>Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>29</i>
<i>Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>30</i>
<i>Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>31</i>
4.3. Trajectoires	32
<i>Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes</i>	<i>32</i>
<i>Simulation 2 - Situation de référence 2 – Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes..</i>	<i>33</i>
<i>Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>34</i>
<i>Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>35</i>
<i>Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>36</i>
<i>Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>37</i>
4.4. Suivis de particules 3D.....	38
<i>Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes</i>	<i>38</i>
<i>Simulation 2 - Situation de référence 2 – Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes..</i>	<i>39</i>
<i>Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>40</i>
<i>Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour</i>	

<i>le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>41</i>
<i>Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>42</i>
<i>Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>43</i>
4.5. Profils en travers.....	44
<i>Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes</i>	<i>44</i>
<i>Simulation 2 - Situation de référence 2 – Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes..</i>	<i>45</i>
<i>Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>46</i>
<i>Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes.....</i>	<i>47</i>
<i>Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>48</i>
<i>Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes</i>	<i>49</i>

5. Conclusions

Annexe 1 : Equations principales pour la modélisation des écoulements souterrains.....

Equation de Darcy	52
Conductivité hydraulique K	53
Transmissivité T	54
Equation de Richards.....	55
Equation de l'écoulement souterrain	56

Annexe 2 : Méthode numérique pour la modélisation des écoulements souterrains.....

Méthode des différences finies	59
Méthode des volumes finis	61
Méthode des éléments finis	64

Annexe 3 : Modèle hydrogéologique de la basse vallée du Var.....

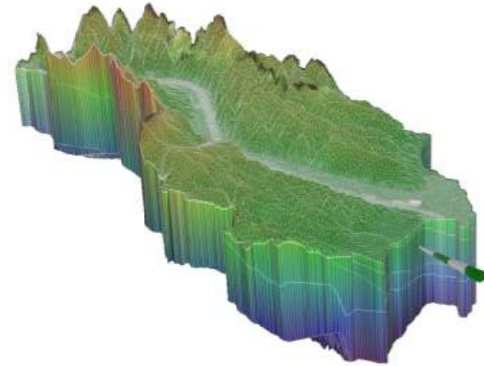
Traitement des précipitations et de l'évapotranspiration	65
Infiltration.....	67
Topographie.....	69
Modélisation géologique.....	72
Conductivité hydraulique	75
Taux d'emmagasinement.....	77
Captages d'eau potable	78
Conditions aux limites amont/aval et latérales	79
Conditions aux limites à surface libre.....	80

Annexe 4: Synthèse bibliographique.....

Hydrogéologie	84
Conductivité hydraulique	86
Le fleuve Var	87
Logiciels et outils de simulation	88

Résumé

Le secteur aval de la basse vallée du Var est un territoire qui connaît un développement avec la mise en œuvre de l'Opération d'Intérêt National l'Etablissement Public d'Aménagement Eco-vallée plaine Var. Dans ce secteur qui concentre déjà de nombreux équipements majeurs, la réalisation de nouveaux ensembles immobiliers pourrait avoir un impact sur les écoulements souterrains et venir affectés les usages actuels dont les champs captants destinés à l'alimentation en eau potable des usagers de la Métropole Nice Côte d'Azur.



L'outil de modélisation AquaVar a été développé depuis 2014 avec l'objectif de fournir une évaluation aussi précise que possible de la dynamique des écoulements superficiels et souterrains dans la plaine alluviale et plus généralement dans le bassin du Var. Cet outil de simulation, opérationnel depuis 2019, permet aujourd'hui de prendre en compte les futurs aménagements et d'évaluer leur impact sur les ressources souterraines.

La géométrie des nouveaux aménagements prévus par l'EPA dans le secteur du Grand Arenas a été introduite dans le modèle AquaVar initial. La prise en compte de la nouvelle géométrie a été réalisée avec un nouveau maillage doté d'une résolution fine afin de pouvoir représenter précisément les flux à proximité des nouveaux bâtiments. Les opérations de pompage sur les champs captants selon un scénario courant et un scénario basé sur le débit maximum du droit de prélèvement ont été utilisés pour les simulations. En complément, et afin de bien prendre en compte les effets des nouveaux bâtiments, la phase de construction avec un épuisement du site de chantier a été prise en compte dans les simulations. La période de référence retenue pour les simulations correspond aux années 2011 et 2012 qui sont caractérisées par une période de hautes eaux (2011) et un étiage marqué (2012). Afin d'assurer la représentativité des résultats, les simulations sont initiées à partir de 2009 pour 2 années hydrologiques.

Les résultats des différentes simulations – situation de hautes eaux, situation d'étiage, prélèvements moyens et extrêmes pour le champ captant, phase de construction et après construction des nouveaux bâtiments – démontrent que les aménagements n'ont pas d'impact significatif sur la ressource souterraine. En effet, les infrastructures souterraines prévues sont positionnées soit au-dessus du niveau de la nappe, soit légèrement dans la nappe. La présence de ces nouveaux obstacles ne vient pas perturber les écoulements qui conservent la même intensité et la même orientation. Dans les situations d'étiage et de pompage maximum – prélèvements du champ captant + pompage de la phase de construction – aucune entrée d'eau du domaine maritime n'est détectée. L'impact attendu de la réalisation du programme du Grand Arenas est donc négligeable sur la ressource souterraine.

Le présent rapport détaille les principes de modélisation, la définition des scénarios et les différentes étapes de simulation. Les résultats sont présentés et illustrés avec de nombreuses figures. Les annexes du rapport présentent les fondements scientifiques et techniques mis en œuvre dans le modèle AquaVar.

1. Contexte et objectifs

Le secteur aval de la basse vallée du Var est un territoire qui connaît un développement avec la mise en œuvre de l'Opération d'Intérêt National l'Etablissement Public d'Aménagement Eco-vallée plaine Var. Dans ce secteur qui concentre déjà de nombreux équipements majeurs, la réalisation de nouveaux ensembles immobiliers pourrait avoir un impact sur les écoulements souterrains et venir affectés les usages actuels dont les champs captants destinés à l'alimentation en eau potable des usagers de la Métropole Nice Côte d'Azur.

L'outil de modélisation AquaVar a été développé depuis 2014 avec l'objectif de fournir une évaluation aussi précise que possible de la dynamique des écoulements superficiels et souterrains dans la plaine alluviale et plus généralement dans le bassin du Var. Cet outil de simulation, opérationnel depuis 2019, permet aujourd'hui de prendre en compte les futurs aménagements et d'évaluer leur impact sur les ressources souterraines.

Les aménagements prévus sur le secteur du Grand Arenas (construction de plusieurs bâtiments) peuvent potentiellement affecter les écoulements souterrains et la ressource souterraine. La présente étude est destinée à évaluer l'impact de ces aménagements. Le principe général retenu est celui d'une comparaison entre la situation actuelle et une situation future qui intègre la réalisation des différentes constructions. La phase de construction qui implique l'épuisement des sites de travaux est également prise en compte dans une simulation spécifique. Les simulations sont réalisées pour une période de référence qui correspond aux années 2011 et 2012, caractérisées par une période de hautes eaux (2011) et un étiage marqué (2012). Afin d'assurer la représentativité des résultats, les simulations sont initiées à partir de 2009 pour 2 années hydrologiques. Les simulations sont destinées à analyser les conditions d'écoulements souterraines et ne sont pas destinées à évaluer des processus tels que les phénomènes de tassement non uniforme ou de soulèvement par exemple.



Figure 1.1 : Localisation de la zone d'étude Grand Arenas.

Les différents bâtiments pris en compte sont présentés sur la Figure 1.1 et leurs caractéristiques – altimétrie des niveaux souterrains – sont résumées dans le tableau 1.1. Les valeurs sont issues des permis de construire et ont été transmises par l'EPA.

Tableau 1.1 : Fondations des bâtiments actuels et futurs, Grand Arenas.

ID	Noms_ILOTS	Condition	AIRE (m2)	NB sous_sol	TN NGF	FOND NGF
1	Les Cimes	Existant	1870	-2 (3 m par niveau)	5.64	-0.36
2	Plaza	Existant	2912	-4 (3 m par niveau)	5.34	-6.66
3	Parking	Existant	8079	-3 (3 m par niveau)	5.87	-3.13
4	NCA	Existant	2491	-3 (3 m par niveau)	5.86	-3.14
5	GRAND CENTRAL (3.1)	Futur	7572	-2	6.37	3.50
6	AIRPORT PROMENADE	Futur	6645	-2	5.24	-0.55
7	UNITY	Futur	2062	-1 à -2	5.74	0.82
8	CONNEXIO	Futur	3464	0	5.99	2.20
9	NOUVEL 'R	Futur	5787	-1	5.24	3.90
10	Hôtel NEHO	Futur	13773	-2	4.84	0.00
11	NEO (Bd Cassin)	Futur	3887	-2	6.18	-0.80
12	IMMOBLEU PROMOTION	Futur	15658	-1	4.21	0.55

Les différents puits du champ captant des Sagnes exploité par REA sont intégrés au modèle. Les différentes stratégies de prélèvement sont utilisées dans les simulations afin d'évaluer l'éventuel impact des constructions nouvelles sur le champ captant.

2. Méthodologie pour la modélisation hydrogéologique

2.1. Construction du modèle hydrogéologique

La construction du modèle hydrogéologique nécessite une démarche longue et complexe. Le modèle hydrogéologique en 3D développé dans le cadre du projet AquaVar a été construit avec des données hydrologiques, géologiques et météorologiques qui ont été obtenues grâce aux mesures chronologiques et aux études précédentes. Bien que la zone étudiée soit la basse vallée du Var, l'emprise du modèle comprend une superficie de 147 km² afin de simplifier le calcul des conditions aux limites latérales. Les couches géologiques prises en compte dans le modèle atteignent le calcaire jurassique (cf. Figure 2.1 et 2.2). Etant donné l'objectif d'utilisation du modèle comme outil d'aide à la décision pour améliorer la gestion des ressources en eau, le temps de calcul est un paramètre important qui être pris en compte dans la construction de l'outil final. La couche non saturée n'est pas intégrée dans le modèle afin de simplifier le modèle et réduire le temps de calcul.

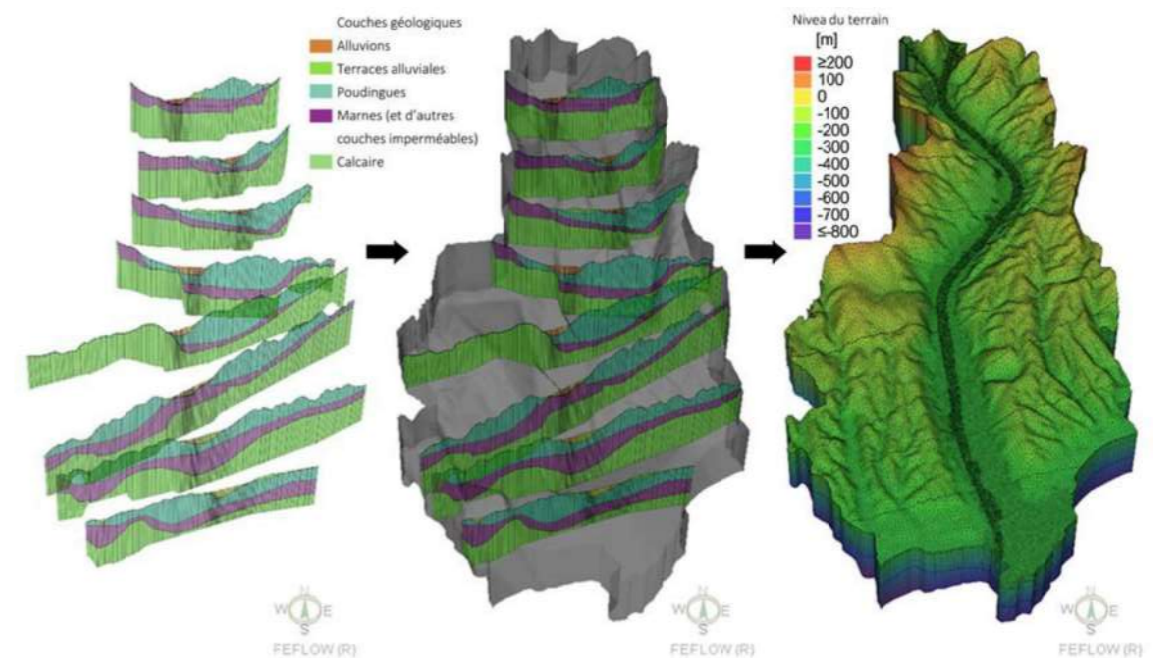


Figure 2.1 : Extension du modèle des écoulements souterrains AquaVar.

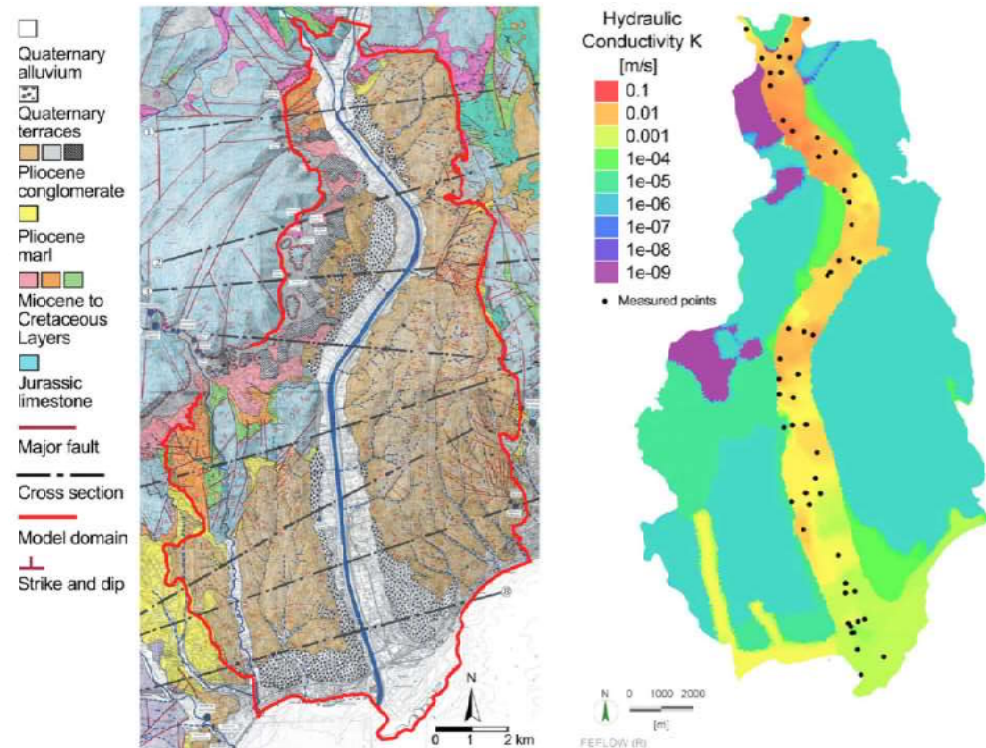


Figure 2.2 : La carte géologique et la conductivité hydraulique assignée dans le modèle numérique

Le logiciel FEFLOW, développé par DHI, a été utilisé pour construire le modèle. Dans ce modèle, le milieu poreux a été caractérisé par la conductivité hydraulique, la porosité efficace et le taux d'échange. La condition aux limites amont du modèle est le niveau piézométrique mesuré au pont Charles Albert, et celle en aval est le niveau marin moyen. Ce choix s'explique par la mise en évidence de la relation entre la nappe libre du Var et la mer méditerranéenne. Trois facteurs qui peuvent impacter des écoulements souterrains ont été inclus dans le modèle: la recharge/perte directe dû à la précipitation et l'évapotranspiration, les échange nappe-rivière et le pompage de l'eau souterraine (cf. Figure 2.3).

L'élaboration d'un modèle numérique précis nécessite une grande quantité de données mesurées et si possible de bonne qualité. Cependant, les données mesurées dans la basse vallée du Var ne sont pas suffisantes pour construire un modèle très précis. Une analyse de sensibilité a été effectuée afin de calibrer les paramètres. La porosité efficace, le taux d'échange entre la rivière et la nappe sont des paramètres qui ont été étudiés puis calibrés. Une simulation de 1266 jours a été effectuée pour valider le modèle. Cette validation, qui permet de mettre en fonctionnement le modèle numérique des écoulements souterrains, contient un événement de crue en 2011 et un événement de sécheresse en 2012. Les résultats de la simulation ont montré que le modèle est capable de reproduire ces événements avec des données d'entrée appropriées.

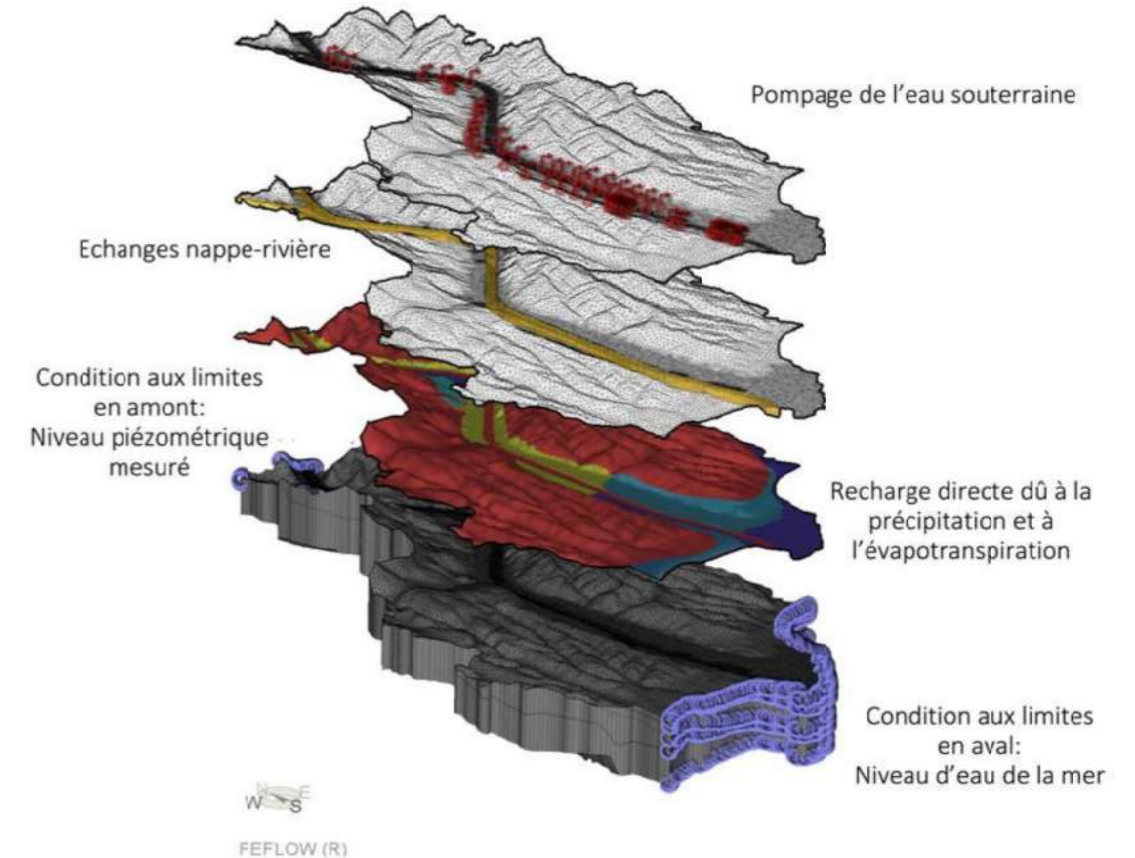


Figure 2.3 : Données d'entrée du modèle pour les écoulements souterrains.

L'application du modèle met l'accent sur la simulation des situations difficiles, y compris les scénarii de crue et d'étiage. Le but de ces simulations est d'explicitier la dynamique des écoulements et, par comparaison entre plusieurs simulations, d'évaluer l'impact de nouveaux aménagements.

Les résultats fournis par cet outil d'aide à la gestion sont les trois variables calculées par le modèle numérique : le niveau piézométrique (cf. Figure 2.4), le flux de Darcy (cf. Figure 2.5) et le flux d'échange entre la nappe et la rivière (cf. Figure 2.6). Pour un point donné sur la carte 2D de chaque variable, une courbe des séries chronologiques peut aussi être visualisée afin de voir l'évolution dynamique de la variable.

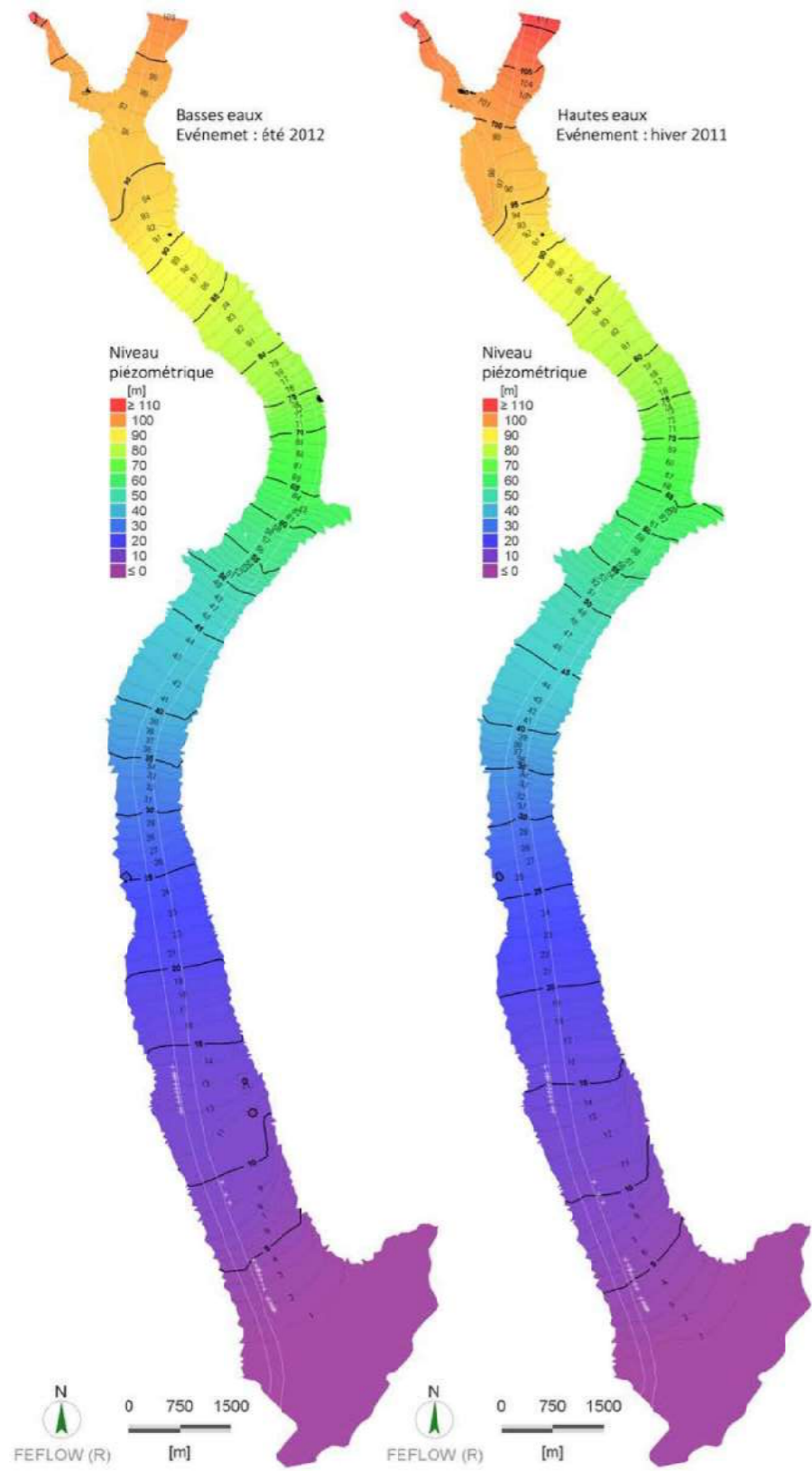


Figure 2.4 : Exemple de niveaux piézométriques calculés par le modèle numérique souterrain 3D.

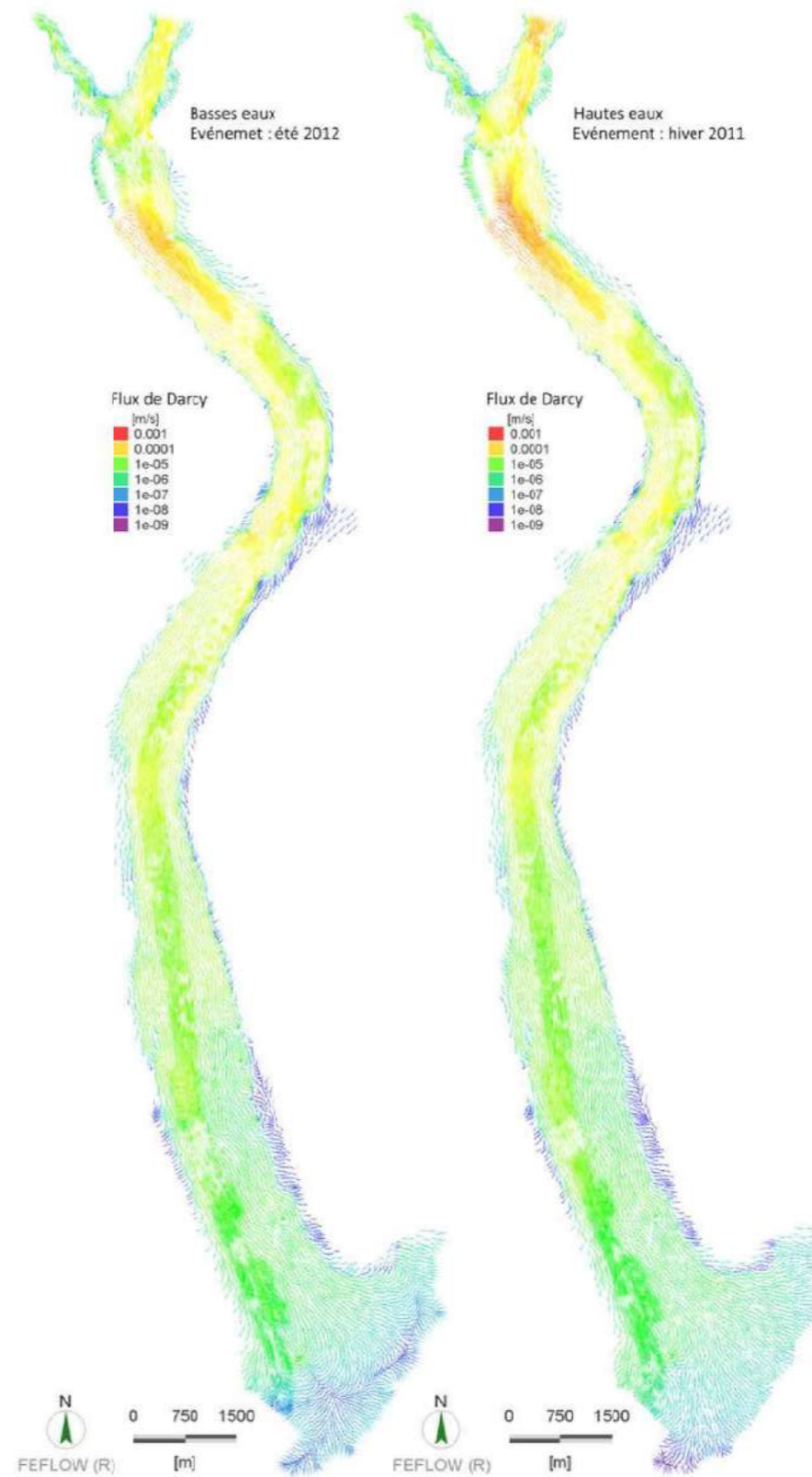


Figure 2.5 : Exemple de flux de Darcy calculé par le modèle numérique souterrain 3D.

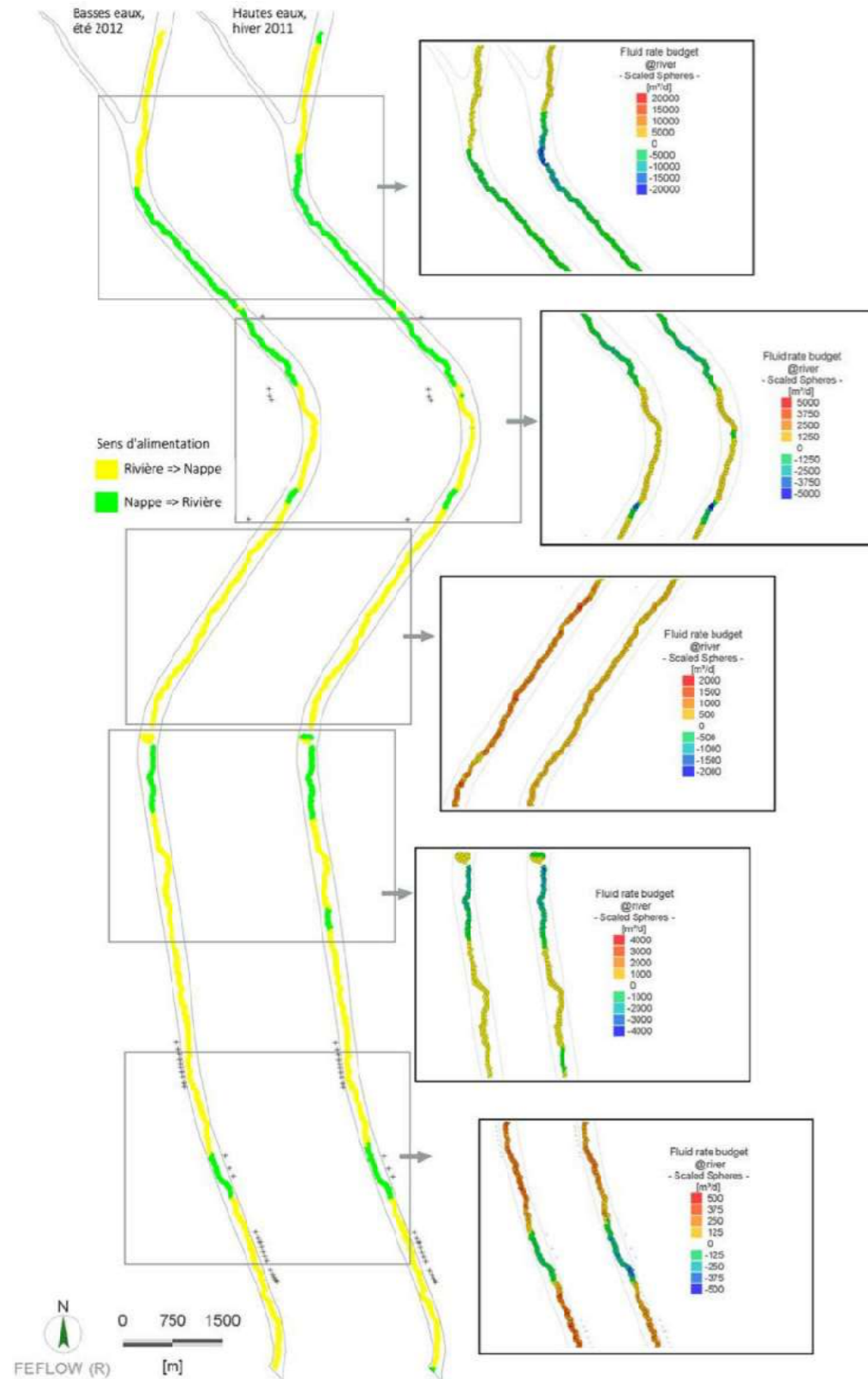


Figure 2.6 : Exemple de flux d'échange calculé par le modèle numérique souterrain 3D.

2.2. Validation du modèle hydrogéologique

Deux méthodes ont été appliquées pour évaluer la qualité du modèle. L'évaluation porte sur la détermination de l'écart entre la valeur simulée et celle mesurée. Pour le modèle des écoulements souterrains dans la basse vallée du Var, le coefficient de Nash et l'erreur absolue moyenne sont les deux critères choisis. Le premier coefficient indique notamment la qualité de l'ajustement du modèle lors des phases de crue et de récession, tandis que le second est un indicateur de la qualité d'ajustement globale du modèle. La Figure 2.7 montre la localisation des 6 points où l'évaluation a été effectuée et le Tableau 2.1 est un résumé de l'évaluation du modèle selon les résultats de la validation.

Ces 6 points sont choisis parce qu'ils sont associés à une large surface et qu'ils correspondent à différentes caractéristiques d'occupation du sol (cf. Figure 2.7). Dans la pratique, ces 6 points sont tous équipés d'un piézomètre et d'un capteur qui ont mesuré et enregistré les données sur de longues périodes. Ces points représentent des secteurs agricoles, industriels et urbains. Ils sont également associés à des tronçons avec ou sans seuils. Le modèle a été calibré sur ces points et le secteur couvert par ces piézomètres est également validé.

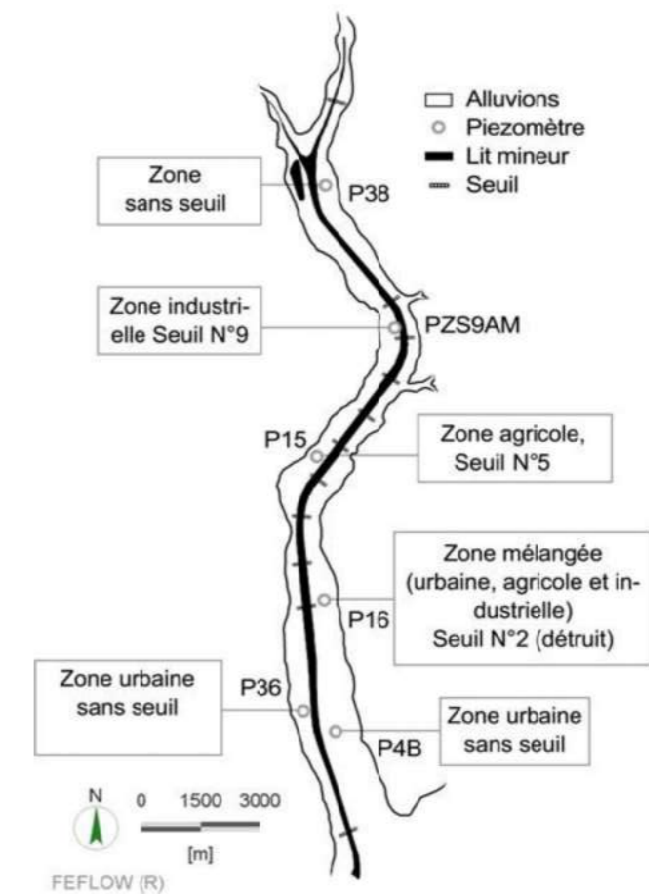


Figure 2.7 : Localisation des points représentant différents tronçons de la vallée.

Le coefficient de Nash indique que, globalement, le modèle peut produire des résultats qui sont très proches des valeurs observées. Cependant, comme le coefficient de Nash est sensible à l'adéquation

avec la pointe de crue, le coefficient peut avoir une valeur moyenne comme par exemple pour le point PZS9AM.

Pour obtenir une meilleure évaluation de la performance, un autre coefficient a été introduit. L'erreur absolue moyenne indique directement l'écart entre la valeur simulée et la valeur observée. L'erreur absolue moyenne au point PZS9M est l'une des plus petites (0.13 m) par rapport aux autres points. Cette valeur indique que les résultats simulés en ce point sont très proches de ceux observés. Par conséquent, les deux critères se complètent mutuellement pour évaluer la qualité du modèle.

Le point P16 est le point où le résultat simulé est le moins satisfaisant. Un coefficient de Nash de 0,42 montre que les résultats simulés ont une cohérence modérée vis à vis des données observées. Une erreur de 0,37 m est observée. En fait, cet écart est lié à des prélèvements souterrains non déclarés comme l'ont démontré des investigations de terrain en 2016 et 2017. Si le modèle devait être utilisé pour simuler des scénarios d'étiage prononcé, les résultats obtenus aux alentours du point P16 devront être analysés de manière spécifique. Compte tenu de la localisation de la zone d'étude – Grand Arenas – cette situation n'a pas d'influence sur la qualité des résultats observés dans le secteur aval.

De manière globale, le modèle peut fournir des résultats fiables. Pour une zone d'étude de 22 km, et pour une simulation en mode transitoire durant une période de 3 ans, un écart de l'ordre de grandeur de 0.1 m est absolument remarquable. En ce qui concerne l'application du modèle dans la gestion des ressources en eau souterraine, le modèle est capable de donner des prévisions avec un haut degré de précision sur l'ensemble du secteur.

Tableau 2.1 : Evaluation de la qualité du modèle.

Critère	P38	PZS9AM	P15	P16	P36	P4B
Coefficient de Nash	0.94	0.66	0.81	0.42	0.87	0.75
Erreur absolue moyenne	0.24 m	0.13 m	0.20 m	0.37 m	0.17 m	0.13 m

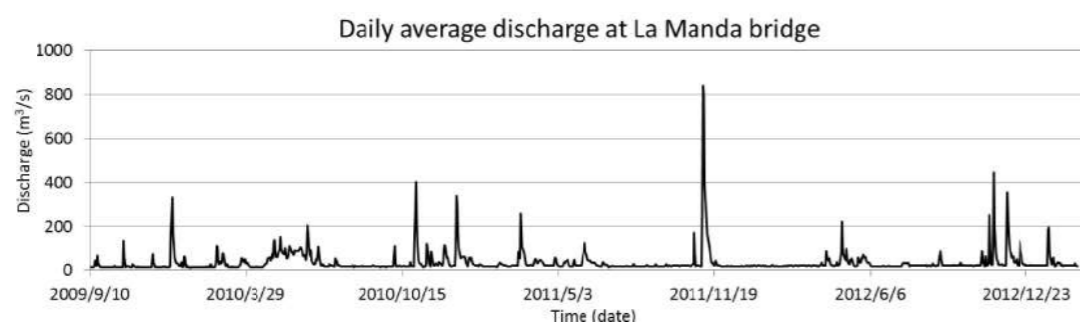


Figure 2.8 : Débits quotidiens (m3/s) utilisés comme condition à la limite amont du modèle pour la période de validation (Source: Eaufrance).

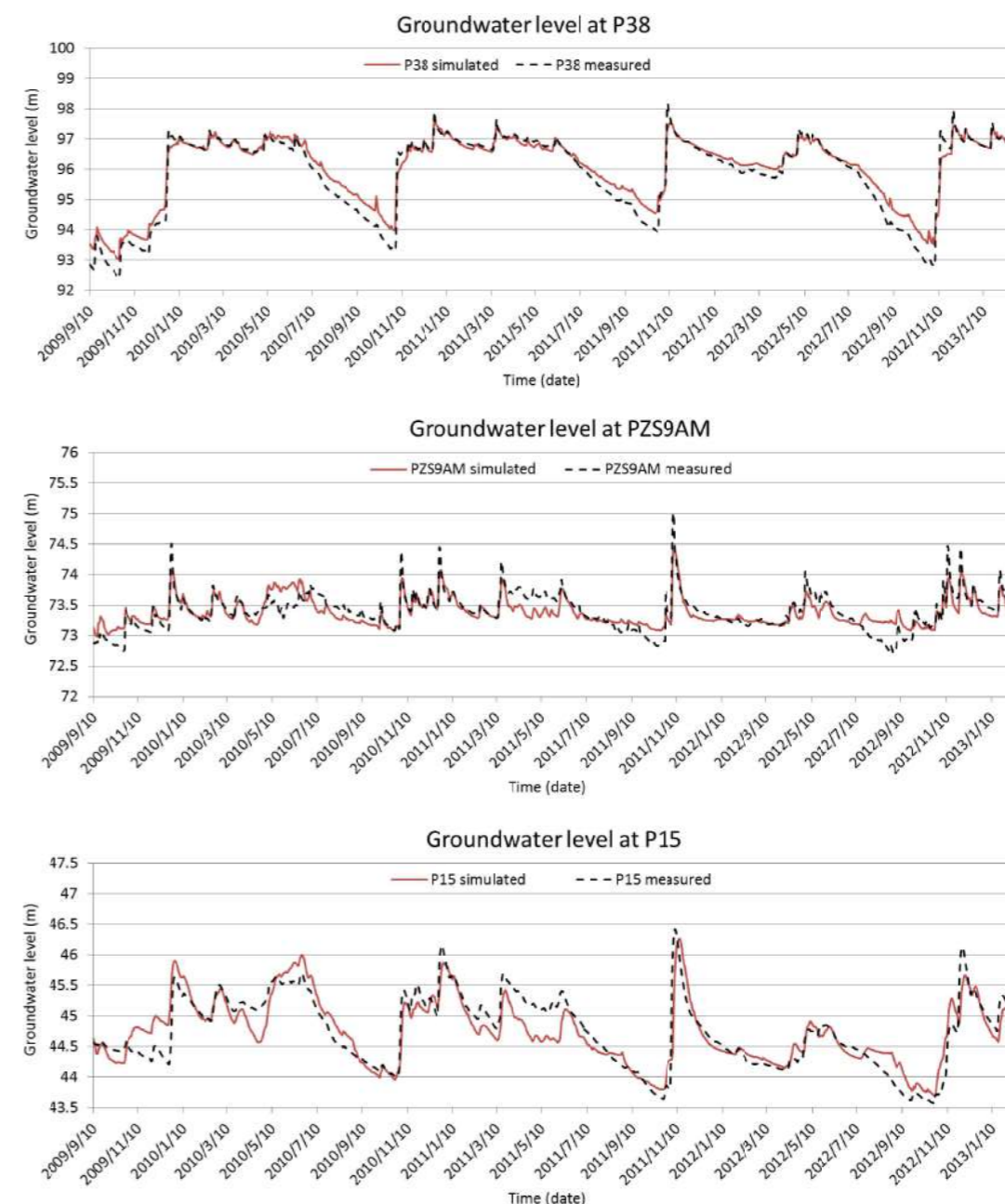


Figure 2.9 : Résultats de simulation de la validation du modèle aux piézomètres en amont de la zone d'étude.

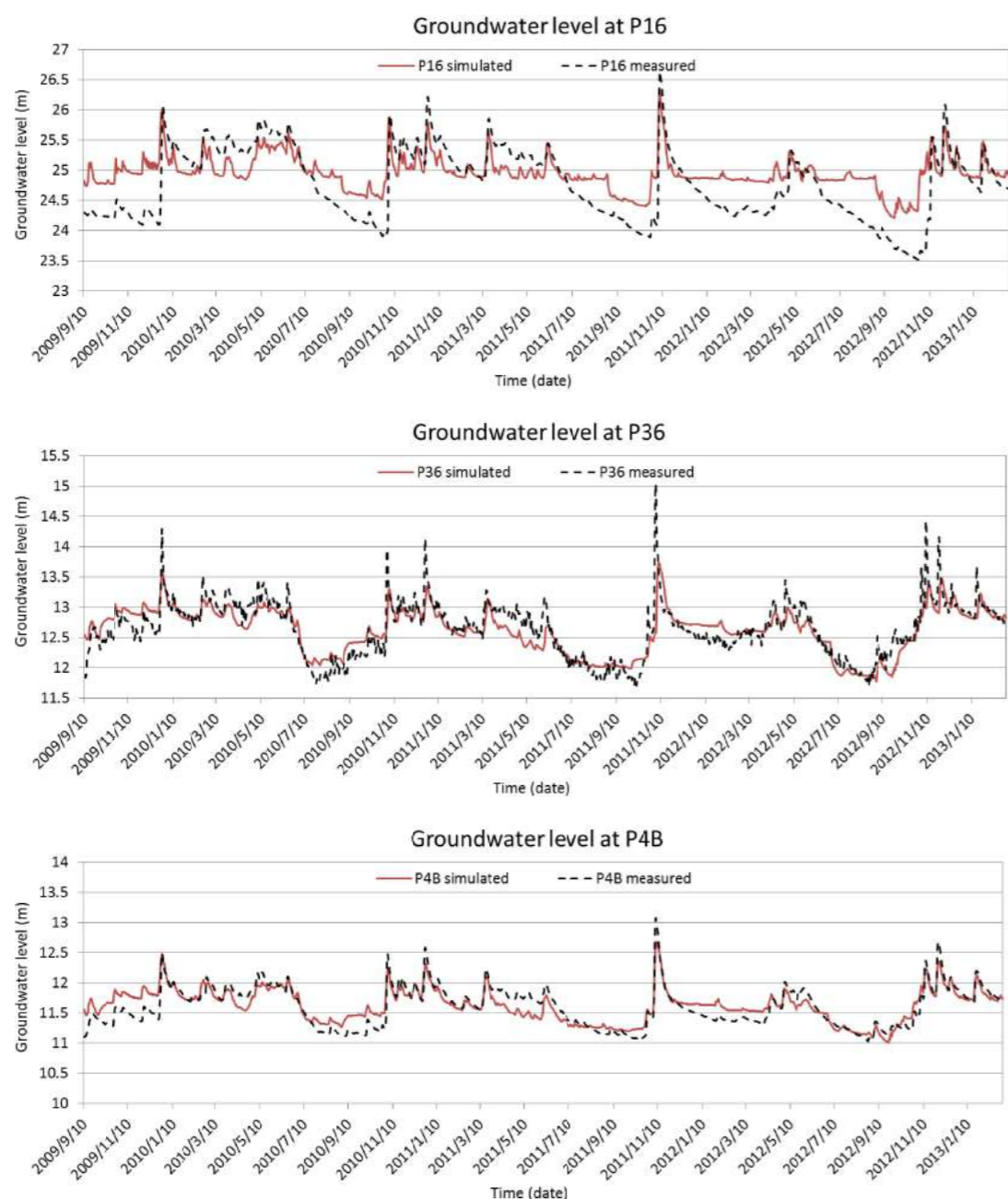


Figure 2.10 : Résultats de simulation de la validation du modèle aux piézomètres en aval de la zone d'étude.

3. Modèle de la zone d'étude et description des scénarii

Les six scénarii suivants ont été retenus afin d'évaluer l'impact des futures constructions du secteur Grand Arenas:

1. Constructions actuelles avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes (situation de référence 1)
2. Constructions actuelles avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes (situation de référence 2) (Valeurs présentées dans le tableau 3.1)
3. Phase de construction (épuiement des sites de construction sur toute la période de simulation) des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes
4. Phase de construction (épuiement des sites de construction sur toute la période de simulation) des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes (Valeurs présentées dans le tableau 3.1)
5. Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes
6. Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes (situation de référence 2) (Valeurs présentées dans le tableau 3.1)

Tableau 3.1 : Débits pris en compte pour les scénarii avec les pompages maximum, champ captant des Sagnes.

Nom	COTE NGF FOND	PROFONDEUR	DEBIT L/S	DEBIT m3/d
PA	-11.93	19	0	0
P1	-1.27	8	100	8640
P2	-0.53	8	100	8640
P3	-1.01	8	100	8640
P4	-1.31	8	50	4320
P6	-0.7	8	150	12960
P7	-0.86	8	100	8640
P8	-0.69	8	100	8640
P9	-0.48	7	100	8640
P10	-3.54	11	100	8640
P11	-3.54	11	100	8640
P12	-16.35	23	0	0
PB	-27.5	34	0	0
Total			1000	

Le maillage du modèle a été densifié à proximité des bâtiments existants et projetés ainsi que pour le champ captant des Sagnes. Une maille de 1 m a été appliquée afin de permettre une bonne restitution des caractéristiques de la nappe phréatique. Cette approche permet d'analyser très précisément la dynamique des écoulements autour des différents bâtiments et des puits.

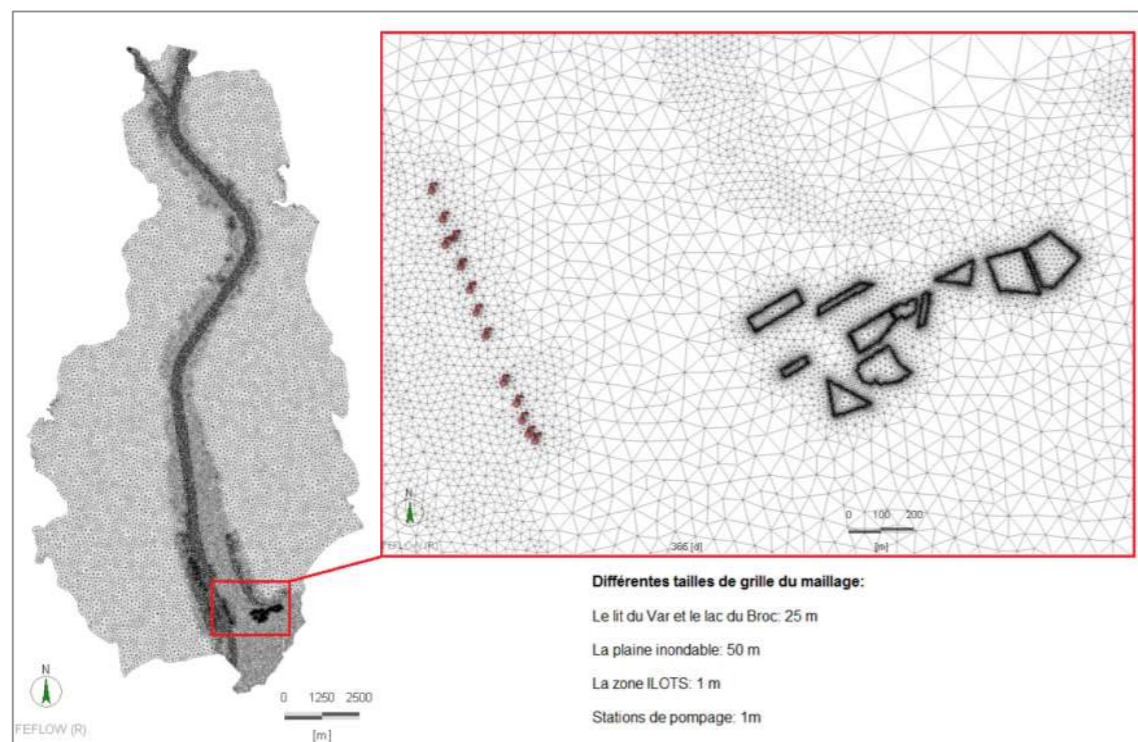


Figure 3.1 : Maillage du domaine d'étude, Grand Arenas.

La période de simulation est réalisée sur 4 années consécutives : de 2009 à 2012. Cette période est la seule dont les données sont disponibles de manière continue et qui possède 2 situations hydrologiques intéressantes : une crue et un étiage marqué.

Les années 2009 et 2010 sont utilisées pour l'établissement d'un régime cohérent dans le modèle.

L'année 2011 est marquée par la seconde crue la plus importante après l'événement extrême de 1994 et possède une période de retour supérieure à 10 ans

(<http://www.hydro.eaufrance.fr/stations/Y6442015&procedure=synthese>).

L'étiage de 2012 est caractérisé par une période de retour quinquennale

(<http://www.hydro.eaufrance.fr/stations/Y6442015&procedure=synthese>).

4. Résultats des simulations

4.1. Niveaux piézométriques

Simulation 1 - Situation de référence 1 - Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes

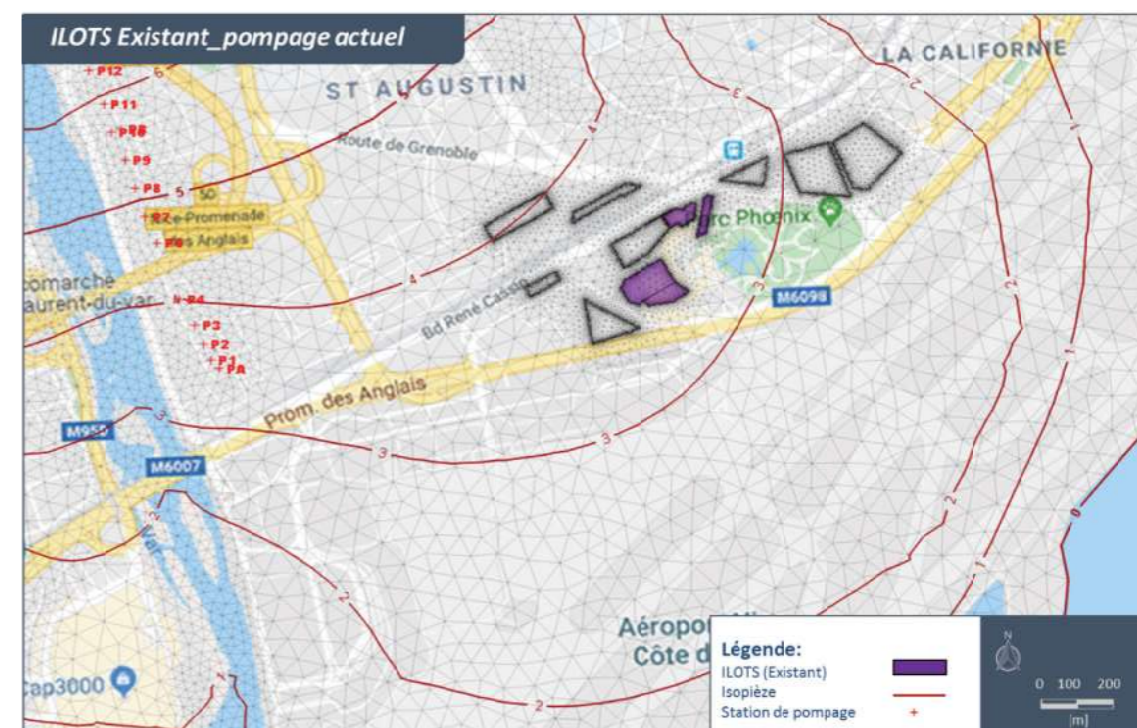
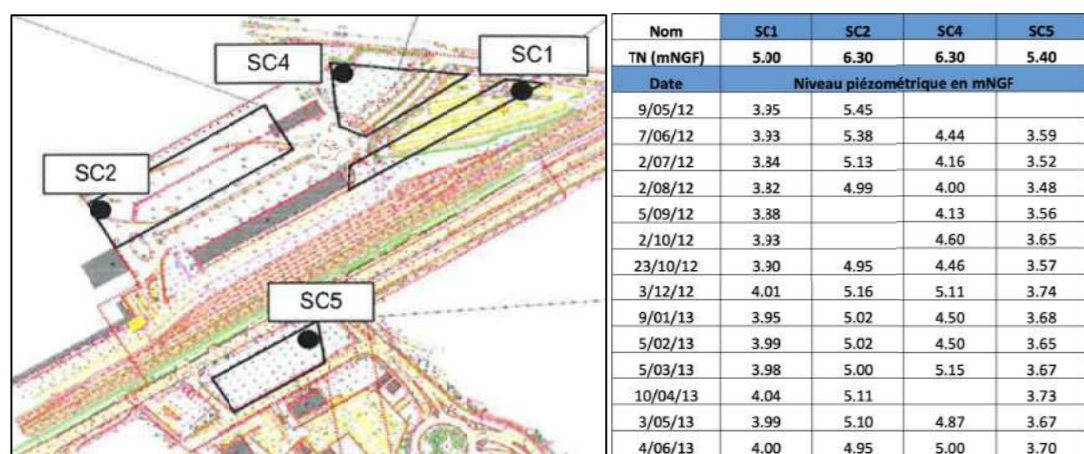


Figure 4.1 : Isopièzes, simulation de référence 1, Grand Arenas.

Les valeurs obtenues lors de la simulation de référence sont très proches des valeurs observées en particulier à proximité du Boulevard René Cassin. Comme le montre les différents suivis rassemblés dans le tableau suivant, le battement annuel de la nappe est limité au maximum à 0,5 m. L'impact saisonnier est donc modeste sur le régime de la nappe phréatique dans le secteur aval de la basse vallée du Var

Tableau 4.1 : Niveaux piézométriques observés dans le secteur d'étude.



Remarque : aucun piézomètre dans le secteur d'étude - ou à proximité immédiate - ne fait l'objet d'un suivi continu. Les valeurs simulées sont donc comparées aux observations ponctuelles qui ont été acquises lors de différents suivis.

Simulation 2 - Situation de référence 2 - Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes

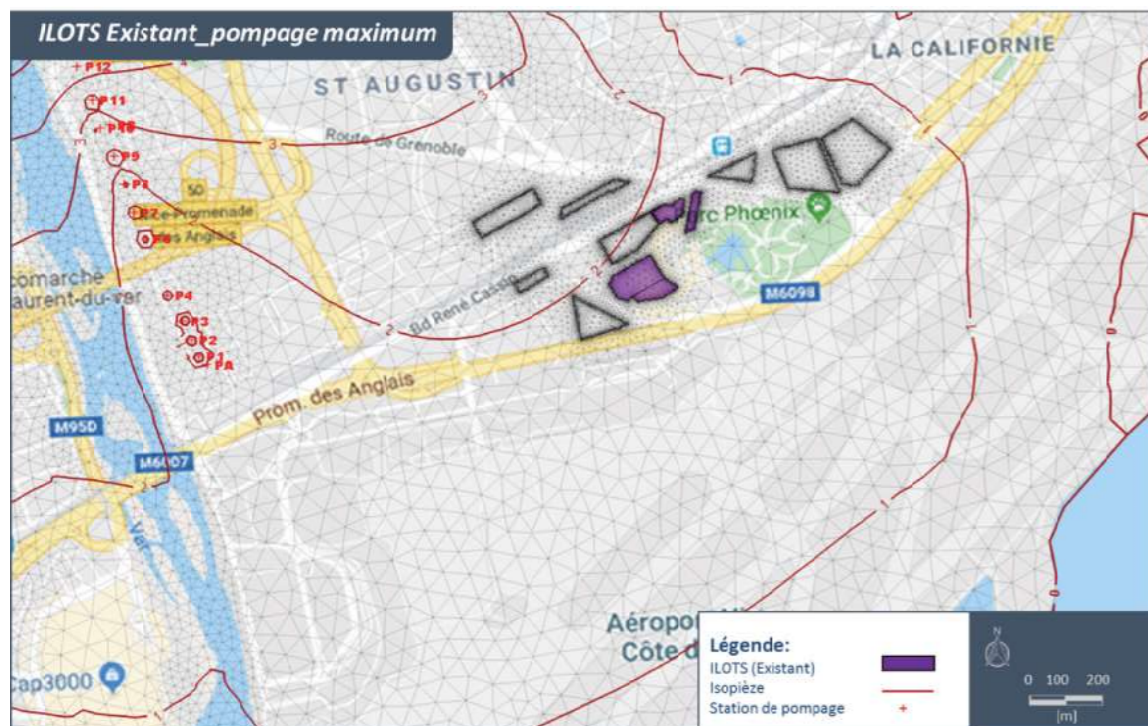


Figure 4.2 : Isopièzes, simulation de référence 2, Grand Arenas.

Pour cette simulation, les prélèvements sur le site des Sagnes sont réalisés avec les débits maxima autorisés. Pour tout le secteur du Grand Arenas, le niveau de la nappe se trouve abaissé de près d'un mètre par rapport à la situation de la simulation de référence 1 qui utilise les débits de prélèvement

moyens. L'impact du champ captant est donc important sur la nappe dans tout le secteur aval de la basse vallée.

Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

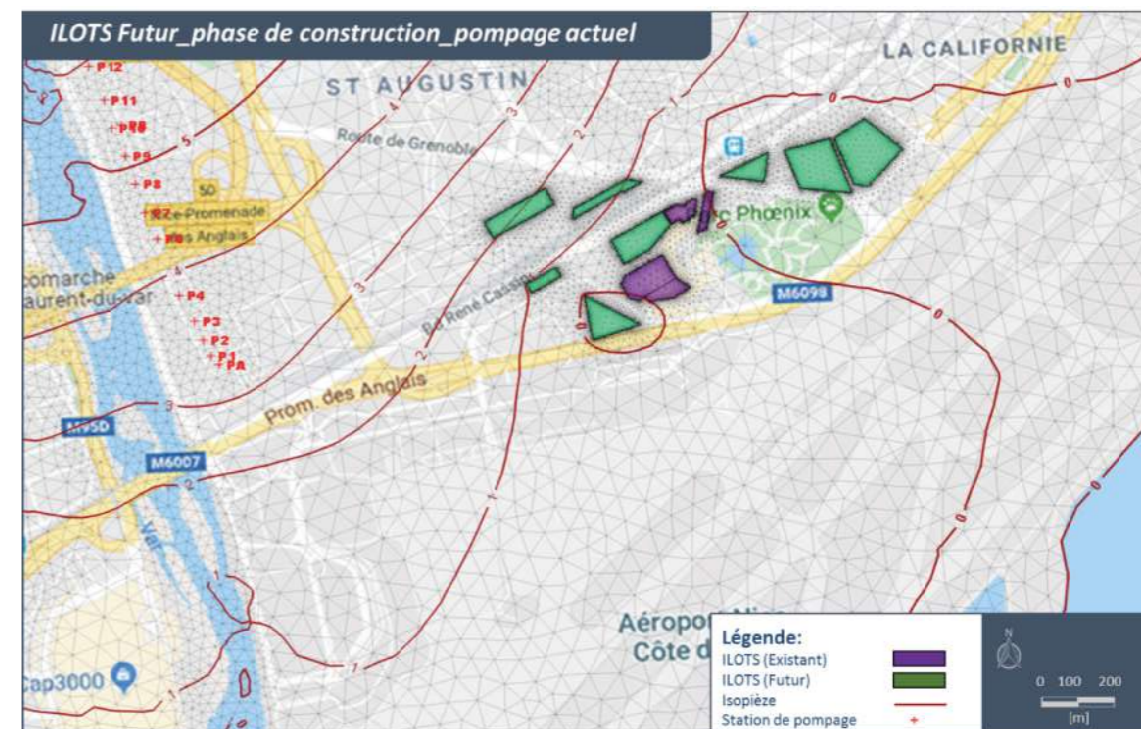


Figure 4.3 : Isopièzes, simulation 3, Grand Arenas.

La phase de construction est simulée avec un épuisement continu des sites de construction pendant toute la durée de la simulation (4 ans). Cette hypothèse est clairement pessimiste par rapport aux réalisations que ne devraient pas mobiliser de phases de pompage supérieures à 6 mois pour chaque chantier. Néanmoins, le phasage des travaux devrait logiquement impliquer des opérations de pompages sur au moins 2 ans. L'hypothèse de la simulation n'est donc pas irréaliste.

Comme pour la simulation 2 avec des prélèvements intenses sur le champ captant des Sagnes, le niveau de la nappe est abaissé de plus de 1,5 m dans le secteur du Grand Arenas. Le niveau 0 NGF est atteint dans le secteur du Parc Phoenix.

Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes

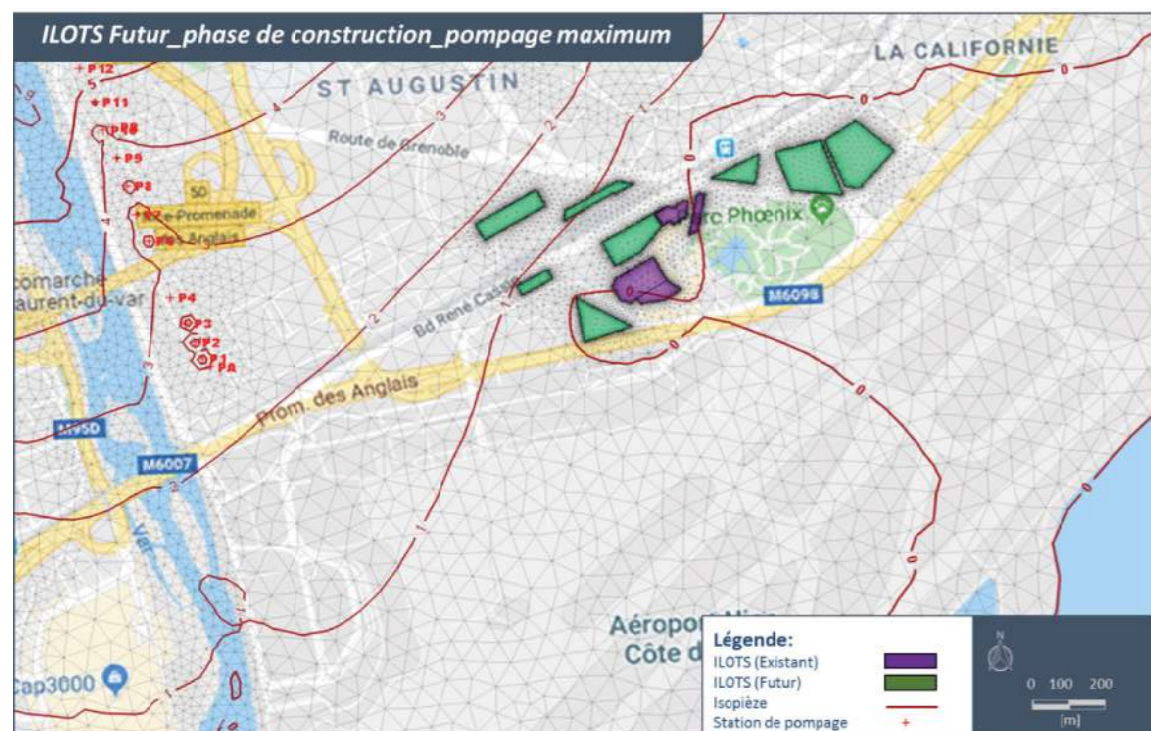


Figure 4.4 : Isopièzes, simulation 4, Grand Arenas.

Pour cette simulation, la phase de construction est simulée avec un épuisement continu des sites de construction pendant toute la durée de la simulation (4 ans) et un taux de pompage maximum est appliqué sur le champ captant des Sagnes.

Comme pour la simulation 3, le niveau de la nappe est abaissé de plus de 1,5 m dans le secteur du Grand Arenas. Cet abaissement se propage vers l'ouest en direction du champ captant des Sagnes. Le niveau 0 NGF est atteint à proximité de plusieurs nouveaux bâtiments situés à proximité du Parc Phoenix.

Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

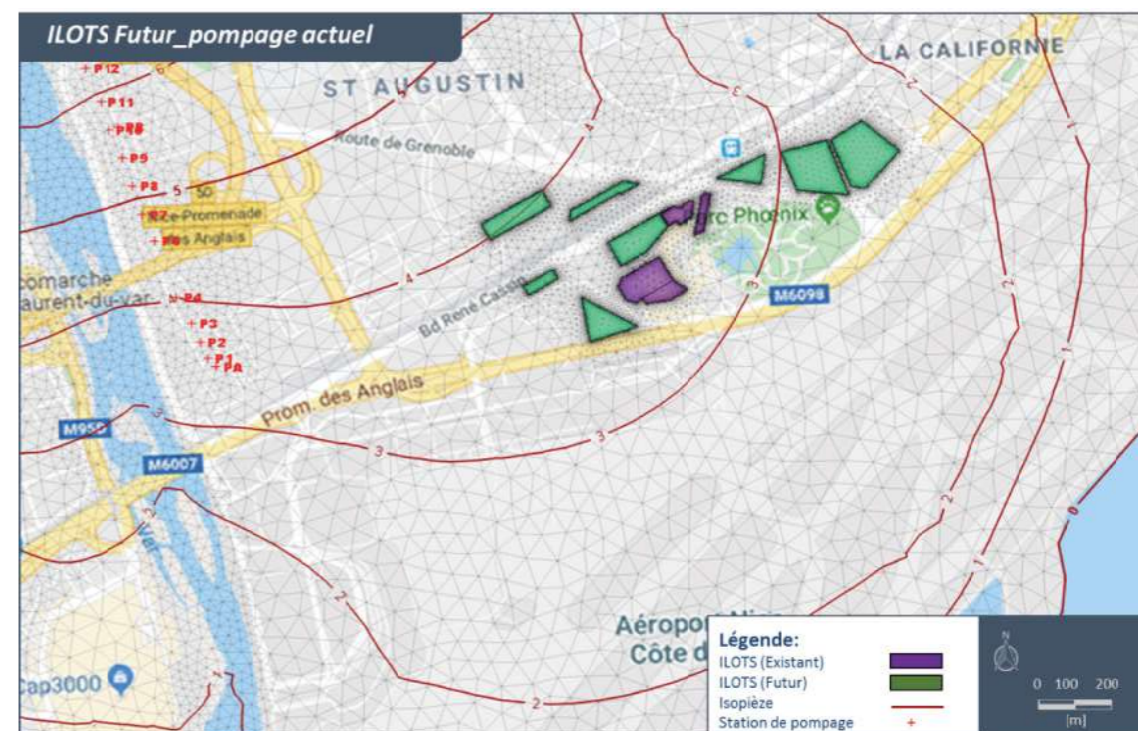


Figure 4.5 : Isopièzes, simulation 5, Grand Arenas.

Pour cette simulation, les nouvelles constructions sont réalisées. Les résultats sont à comparer avec la simulation de référence 1. Les courbes isopièzes présentent une allure et une distribution spatiale similaires. Les nouveaux bâtiments n'affectent pas les niveaux et des côtes identiques à la situation actuelle sont observées.

Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes

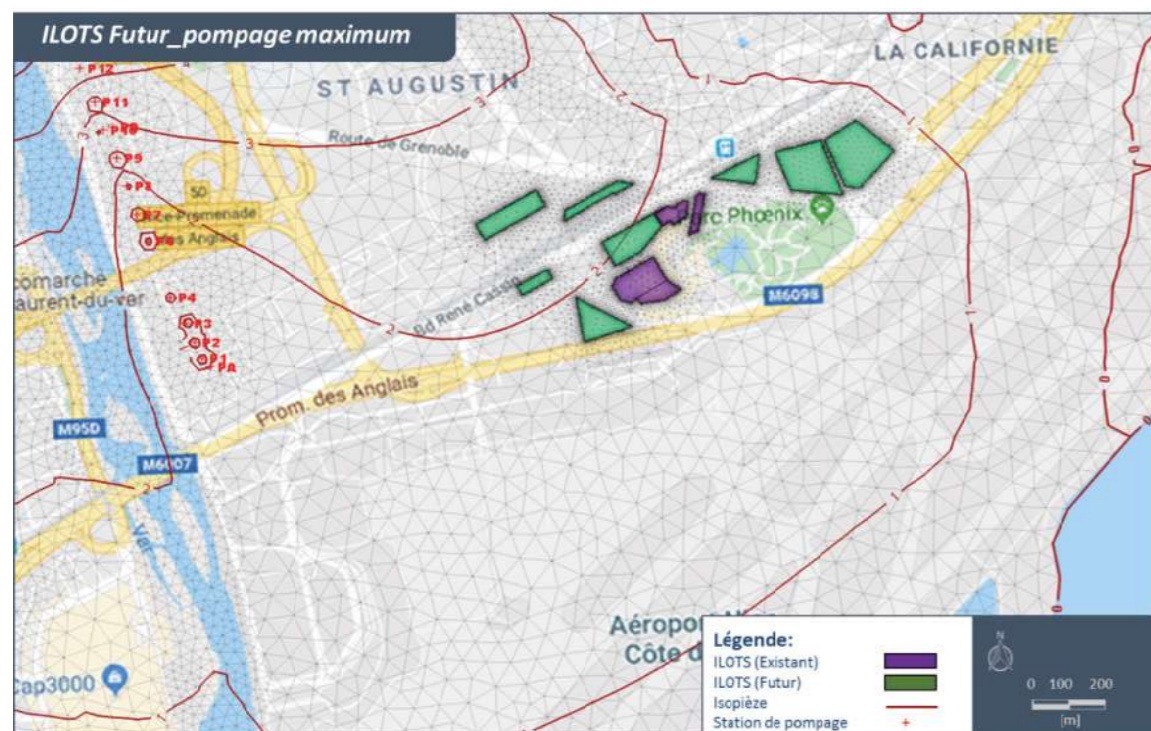


Figure 4.6 : Isopièzes, simulation 6, Grand Arenas.

Comme pour la simulation précédente, les nouvelles constructions sont réalisées. Les résultats sont à comparer avec la simulation de référence 2. Les courbes isopièzes présentent là encore une allure et une distribution spatiale similaires. Les nouveaux bâtiments n'affectent pas les niveaux et des côtes identiques à la situation actuelle pour des prélèvements maxima sont observées.

4.2. Champs de vitesses – Flux de Darcy

Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes

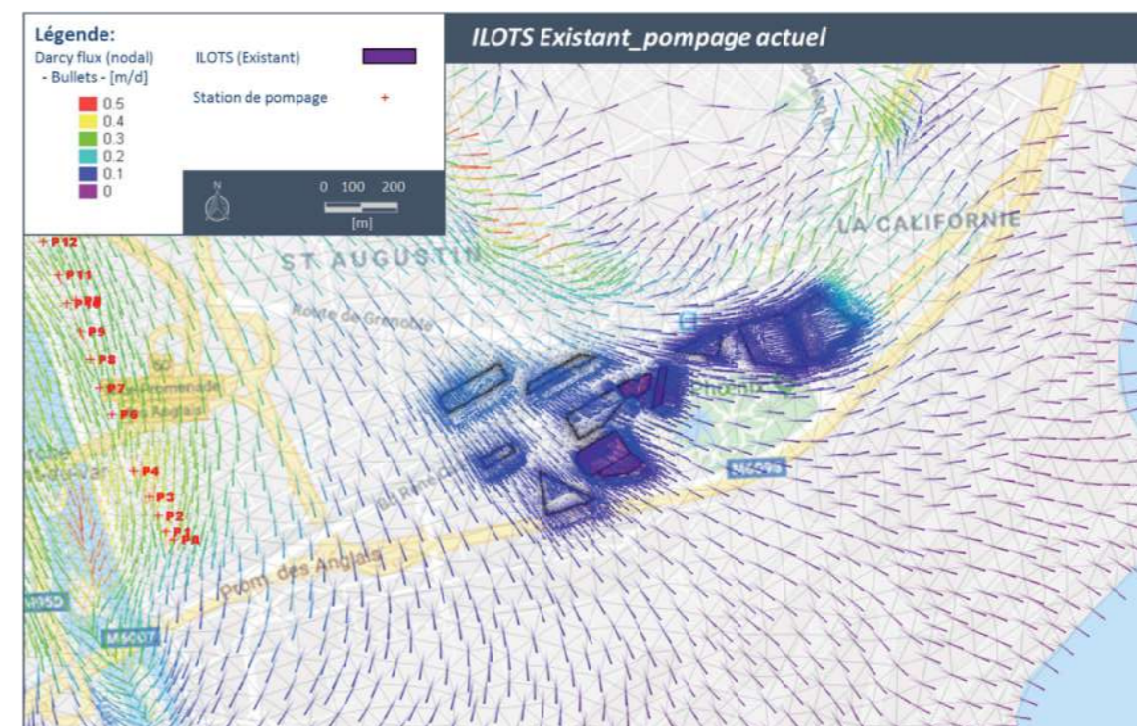


Figure 4.7 : Flux de Darcy, simulation 1, Grand Arenas.

Cette simulation permet de visualiser la dynamique des écoulements souterrains à proximité des différents bâtiments existants. Les flux sont très majoritairement orientés en direction du domaine maritime. L'impact du champ captant est limité sur l'orientation des écoulements souterrains.

Simulation 2 - Situation de référence 2 - Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes



Figure 4.8 : Flux de Darcy, simulation 2, Grand Arenas.

Cette simulation permet de visualiser la dynamique des écoulements souterrains à proximité des différents bâtiments existants et de comprendre l'impact important des prélèvements du champ captant des Sagnes en condition de prélèvements maxima. L'impact du champ captant est majeur et les pompages captent une partie importante des écoulements qui sont ainsi fortement réorientés.

Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

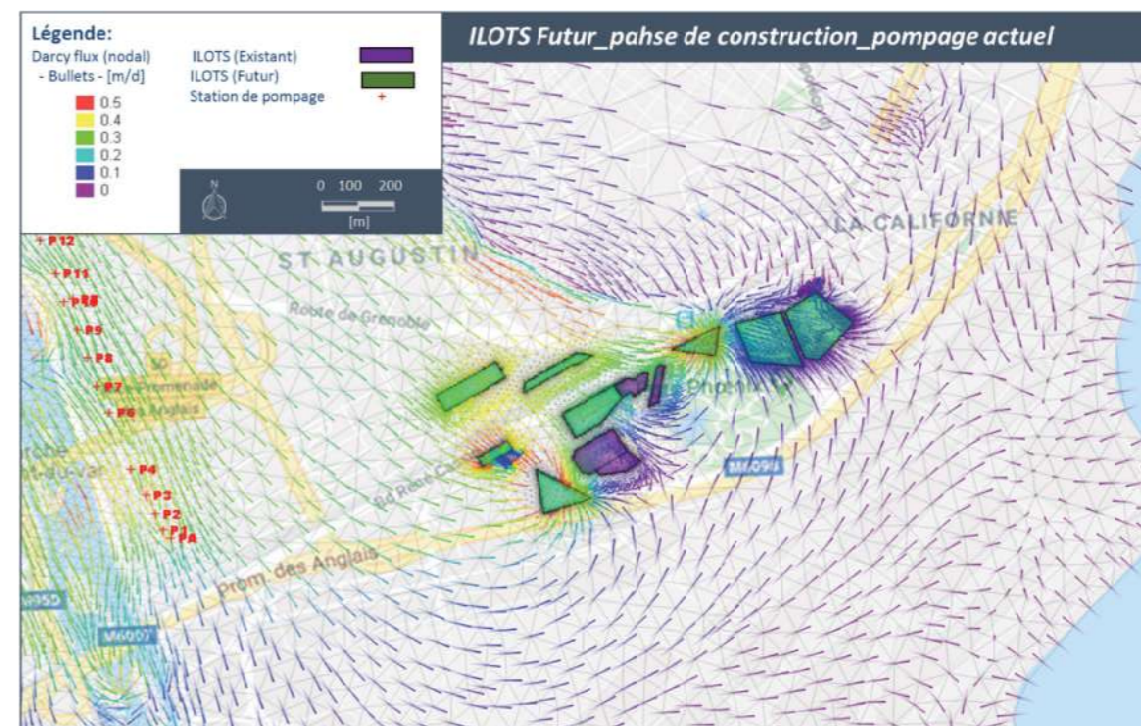


Figure 4.9 : Flux de Darcy, simulation 3, Grand Arenas.

Cette simulation permet de visualiser la dynamique des écoulements souterrains à proximité des différents bâtiments lors de la phase de construction. Sans surprise, les pompages réorientent massivement les écoulements en direction des sites de construction. L'abaissement des niveaux est donc totalement cohérent avec ce processus. Néanmoins, les écoulements continuent de se diriger en direction du domaine maritime.

Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes

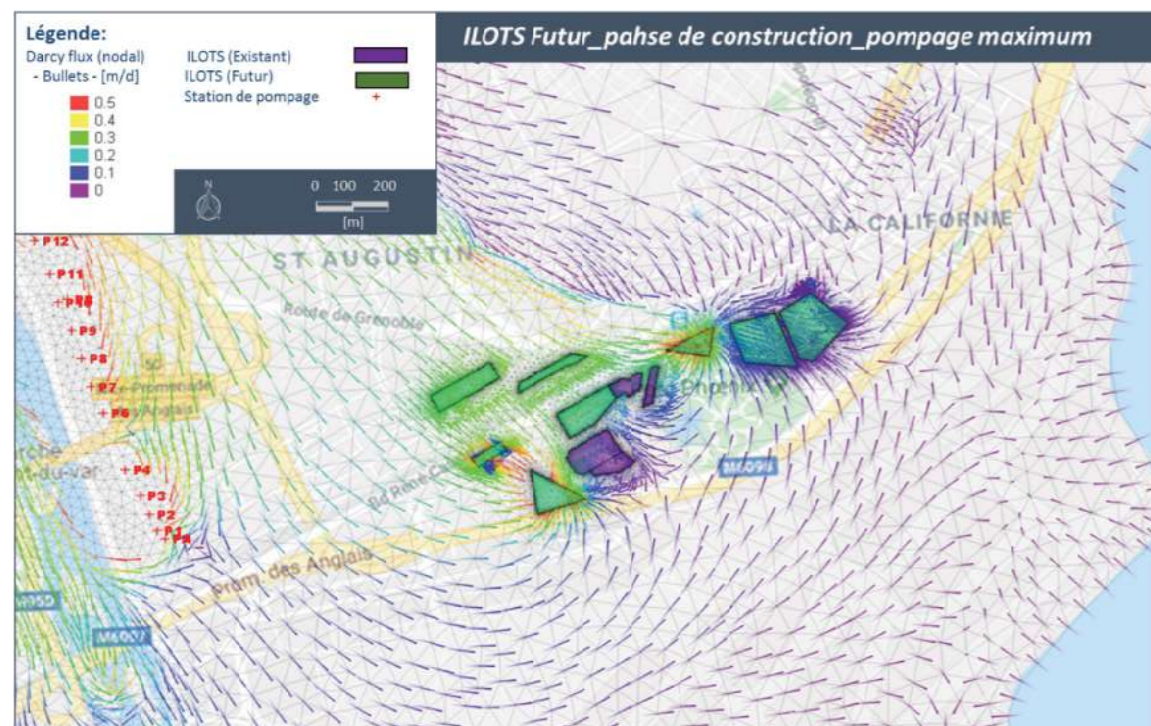


Figure 4.10 : Flux de Darcy, simulation 4, Grand Arenas.

Cette simulation permet de visualiser la dynamique des écoulements souterrains à proximité des différents bâtiments lors de la phase de construction et dans la configuration de prélèvements maxima sur le champ captant des Sagnes. Comme pour la simulation précédente, les pompages réorientent massivement les écoulements en direction des sites de construction ainsi que vers le champ captant. L'abaissement des niveaux est donc totalement cohérent avec ces deux processus concomitants.

Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

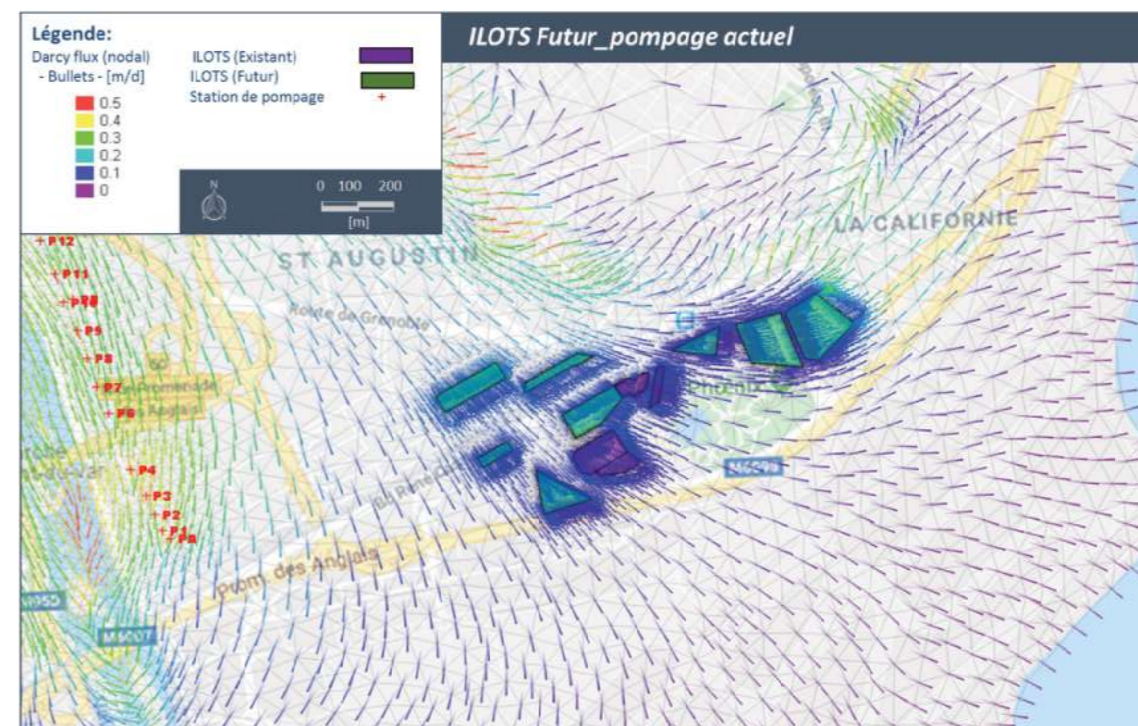


Figure 4.11 : Flux de Darcy, simulation 5, Grand Arenas.

Cette simulation permet de visualiser la dynamique des écoulements souterrains à proximité des différents bâtiments lors de la phase de construction et dans la configuration de prélèvements maxima sur le champ captant des Sagnes. Comme pour la simulation précédente, les pompages réorientent massivement les écoulements en direction des sites de construction ainsi que vers le champ captant. L'abaissement des niveaux est donc totalement cohérent avec ces deux processus concomitants.

Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes

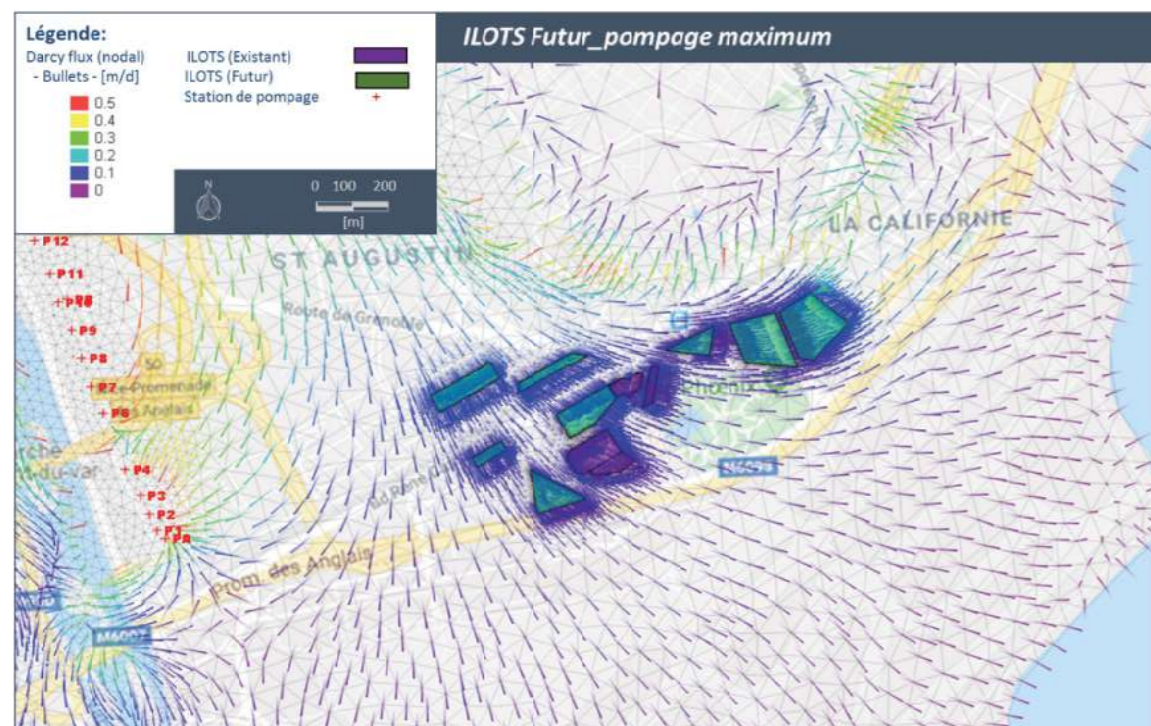


Figure 4.12 : Flux de Darcy, simulation 6, Grand Arenas.

4.3. Trajectoires

Les figures suivantes sont destinées à analyser la trajectoire des écoulements sur le site de Grand Arenas selon différentes configurations : situation actuelle, phase travaux et situation future.

Le tracé des trajectoires représente le parcours d'une particule sur une période de temps de plus de 3 ans. Une ligne virtuelle a été positionnée sur l'axe de la Promenade des Anglais situé à l'aval du secteur Grand Arenas. Les trajectoires peuvent être analysées par rapport à cet axe.

Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes



Figure 4.13 : Trajectoires, simulation 1, Grand Arenas.

Dans la situation actuelle et pour une exploitation ordinaire du champ captant, les trajectoires sont orientées de l'amont vers le domaine maritime. Les bâtiments impactent de manière totalement marginale les différentes trajectoires.

Simulation 2 - Situation de référence 2 - Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes

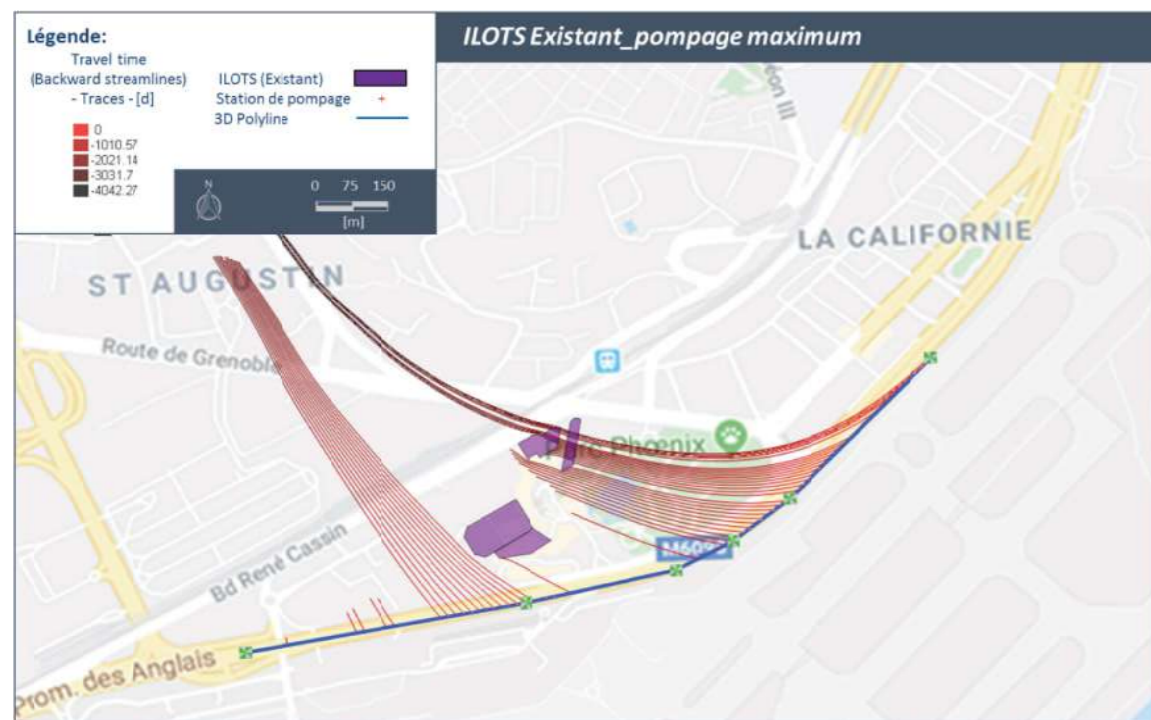


Figure 4.14 : Trajectoires, simulation 2, Grand Arenas.

Dans l'hypothèse d'une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires conservent une orientation de l'amont vers le domaine maritime comme pour la simulation 1.

Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

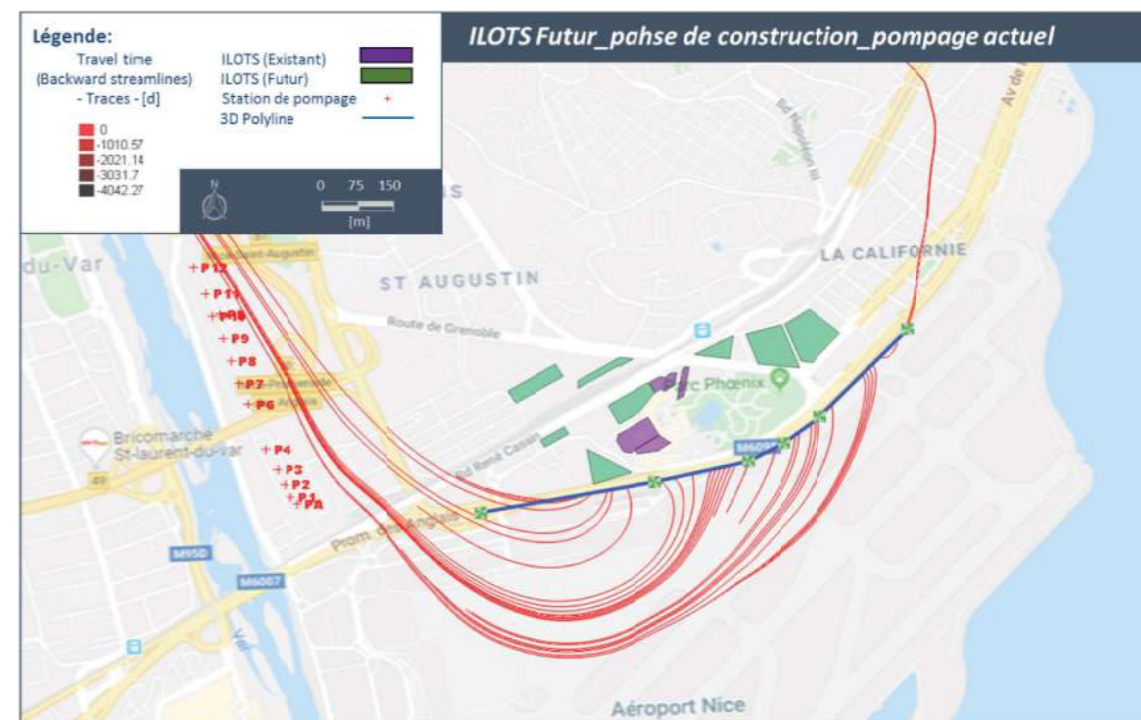


Figure 4.15 : Trajectoires, simulation 3, Grand Arenas.

Dans l'hypothèse d'un épuisement lors de la construction des bâtiments, les trajectoires sont notablement modifiées avec un retour en direction des sites de travaux. Cette modification est importante pour la réorientation de la dynamique des écoulements dans la basse vallée mais aucune entrée en provenance du domaine maritime n'est détectée.

Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes

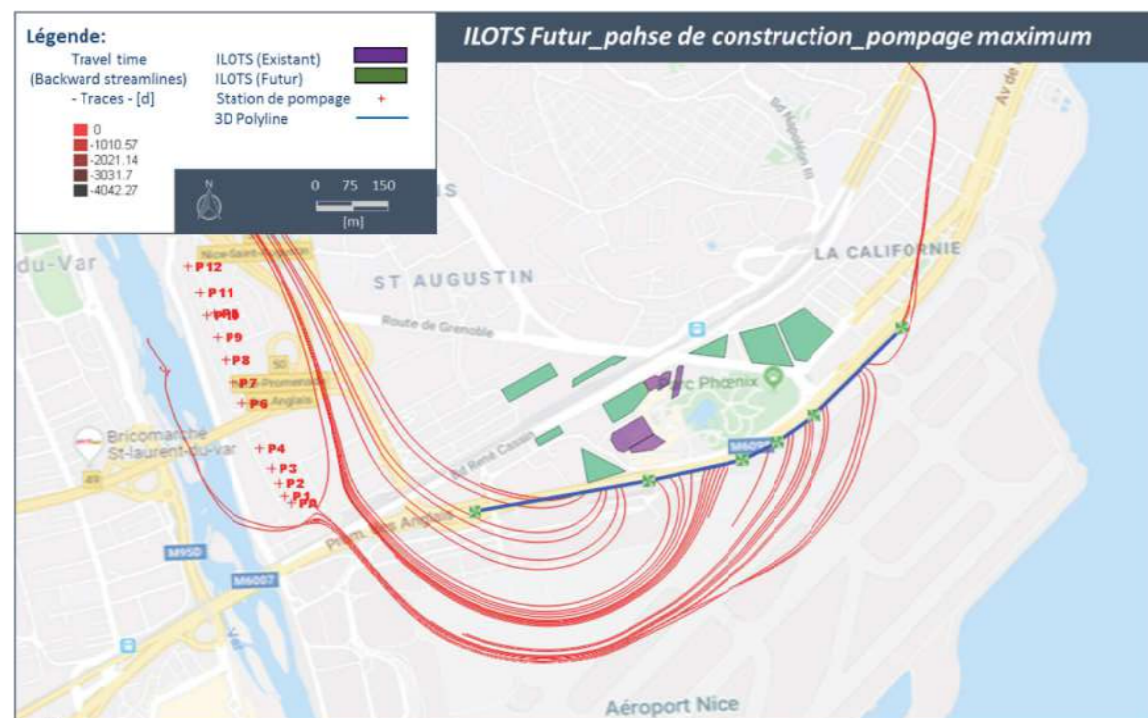


Figure 4.16 : Trajectoires, simulation 4, Grand Arenas.

Dans l'hypothèse d'un épuisement lors de la construction des bâtiments associé à une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires sont notablement modifiées avec un retour en direction des sites de travaux. De plus, les pompages des Sagnes viennent également perturber ces trajectoires.

Comme pour la simulation précédente, aucune entrée en provenance du domaine maritime n'est détectée.

Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

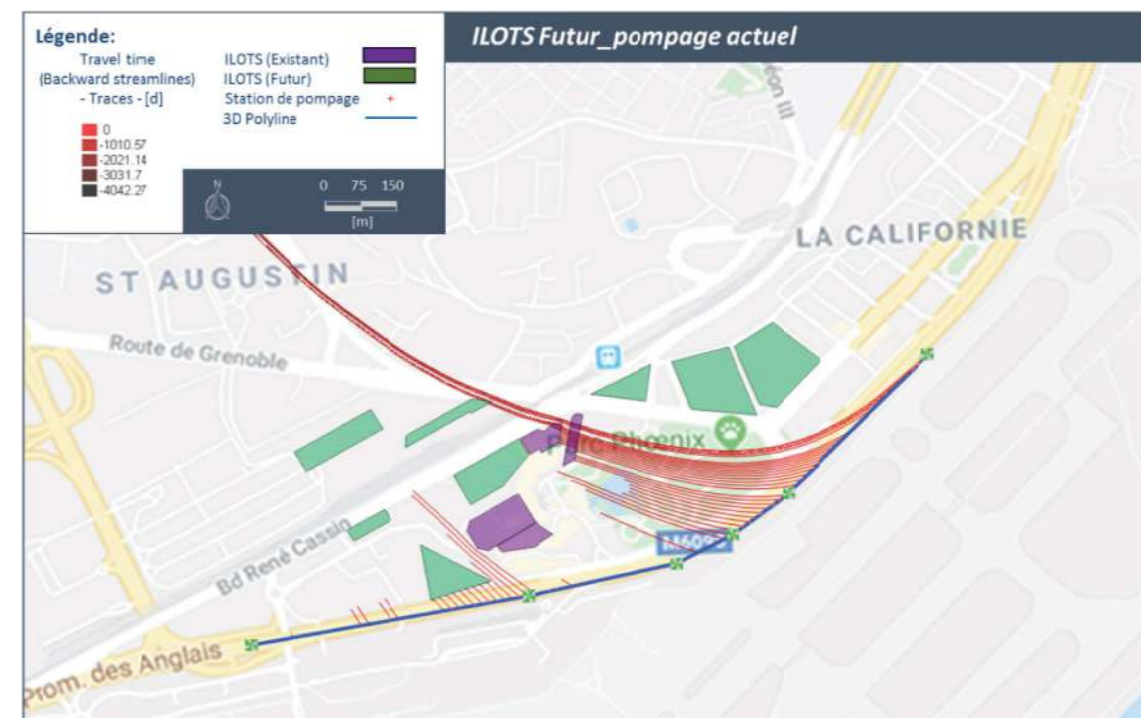


Figure 4.17 : Trajectoires, simulation 5, Grand Arenas.

Dans la configuration future et pour une exploitation ordinaire du champ captant, les trajectoires possèdent des orientations quasi identiques à celles calculées pour la situation de référence 1. L'impact des nouvelles constructions est donc négligeable à l'échelle du secteur d'étude et de la basse vallée.

Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes

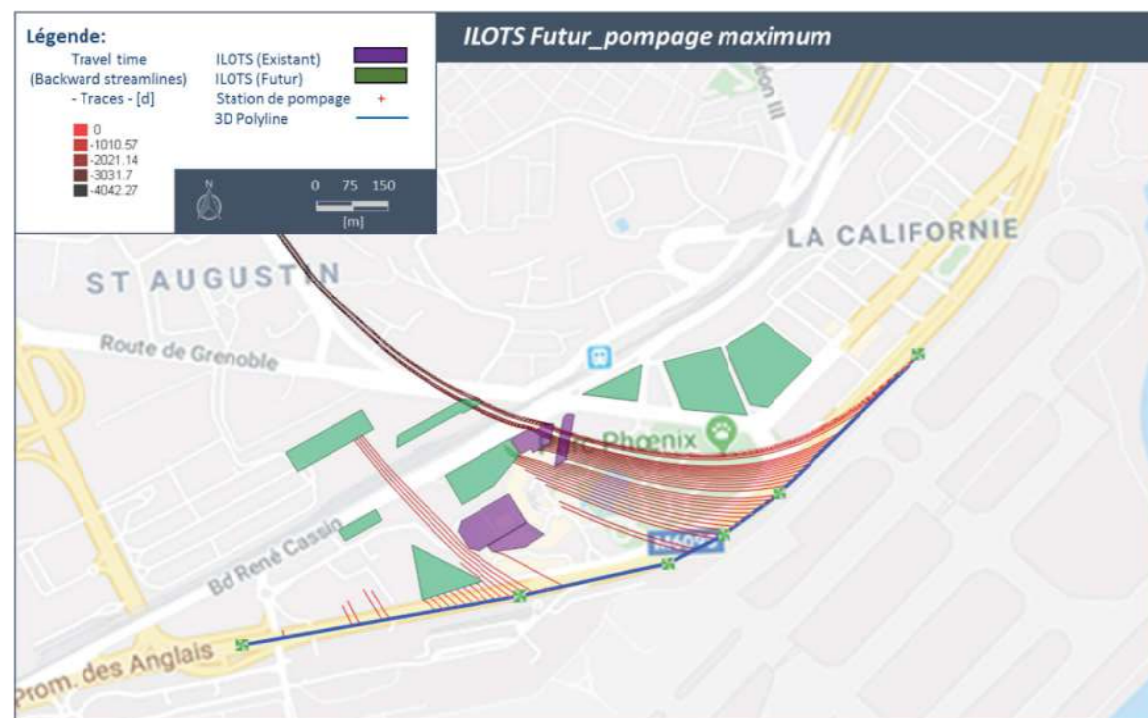


Figure 4.18 : Trajectoires, simulation 6, Grand Arenas.

Dans la configuration future et pour une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires possèdent des orientations quasi identiques à celles calculées pour la situation de référence 2. L'impact des nouvelles constructions est donc également négligeable à l'échelle du secteur d'étude et de la basse vallée pour cette configuration.

4.4. Suivis de particules 3D

Les figures suivantes sont destinées à analyser la trajectoire des écoulements sur le site de Grand Arenas selon différentes configurations : situation actuelle, phase travaux et situation future.

Le suivi des particules représente le parcours d'une particule sur une période de temps de plus de 3 ans. Une ligne virtuelle a été positionnée sur l'axe de la Promenade des Anglais situé à l'aval du secteur Grand Arenas. Les trajectoires peuvent être analysées par rapport à cet axe. L'analyse est complémentaire de celle réalisée pour les trajectoires.

Simulation 1 - Situation de référence 1 – Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes

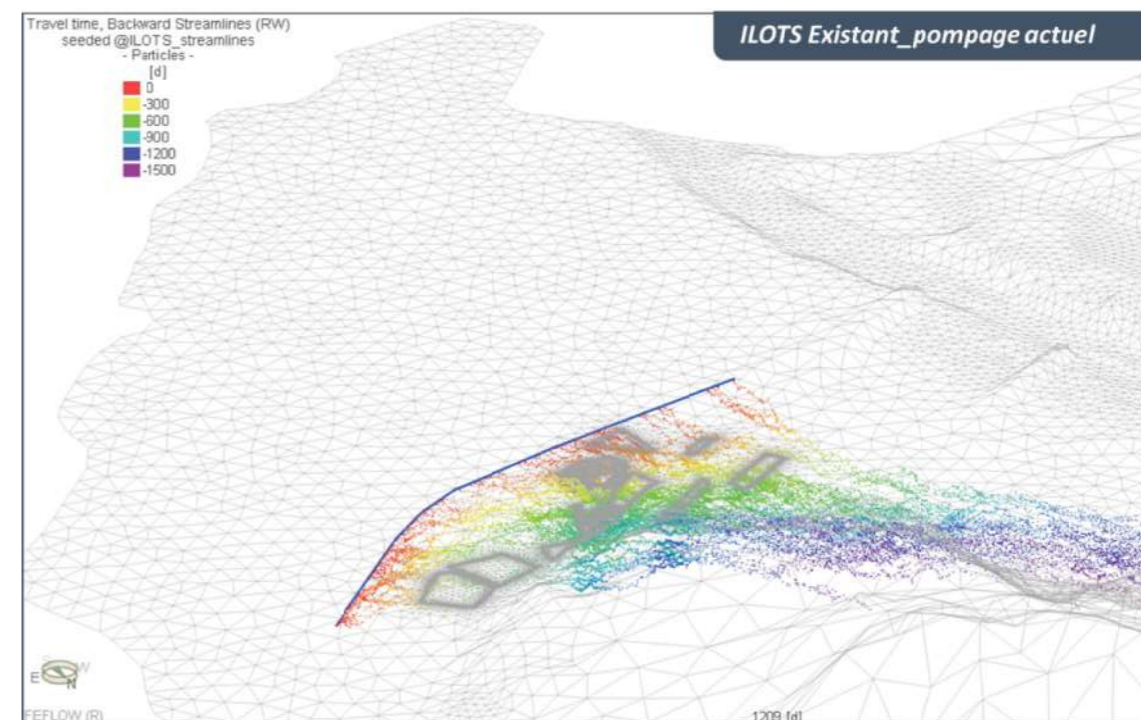


Figure 4.19 : Suivi de particules, simulation 1, Grand Arenas.

Dans la situation actuelle et pour une exploitation ordinaire du champ captant, les trajectoires sont orientées de l'amont vers le domaine maritime. Les bâtiments impactent de manière totalement marginale les différentes trajectoires.

Simulation 2 - Situation de référence 2 - Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes

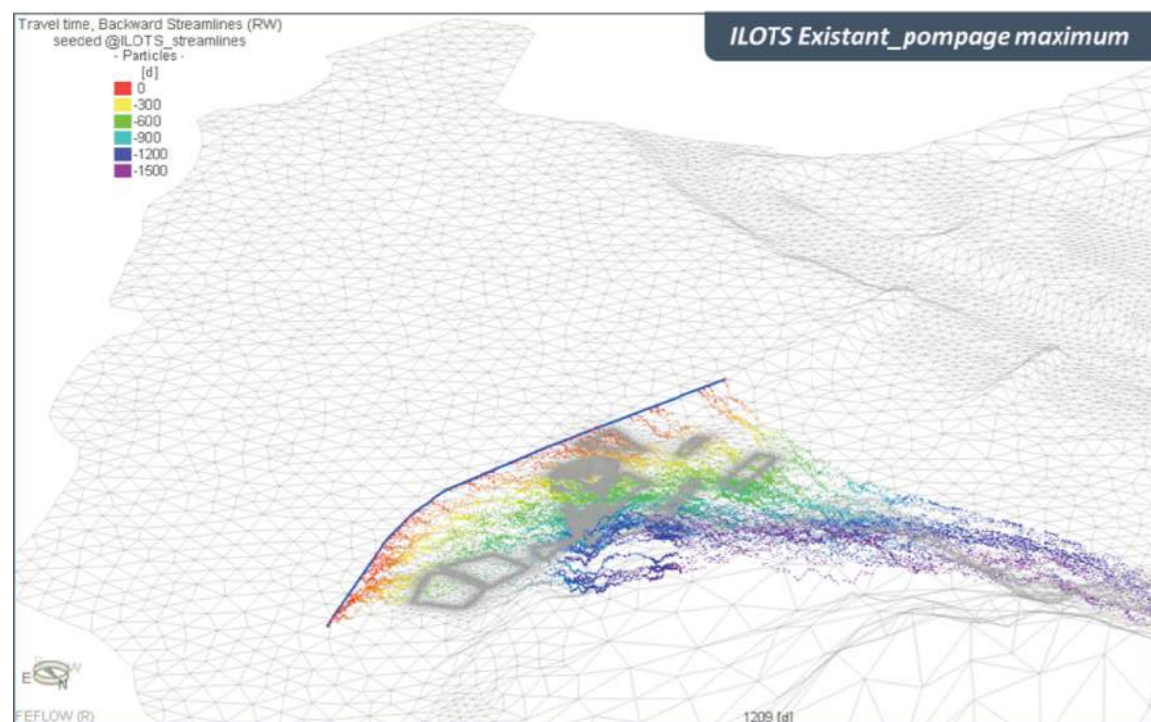


Figure 4.20 : Suivi de particules, simulation 2, Grand Arenas.

Dans l'hypothèse d'une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires conservent une orientation de l'amont vers le domaine maritime comme pour la simulation 1.

Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

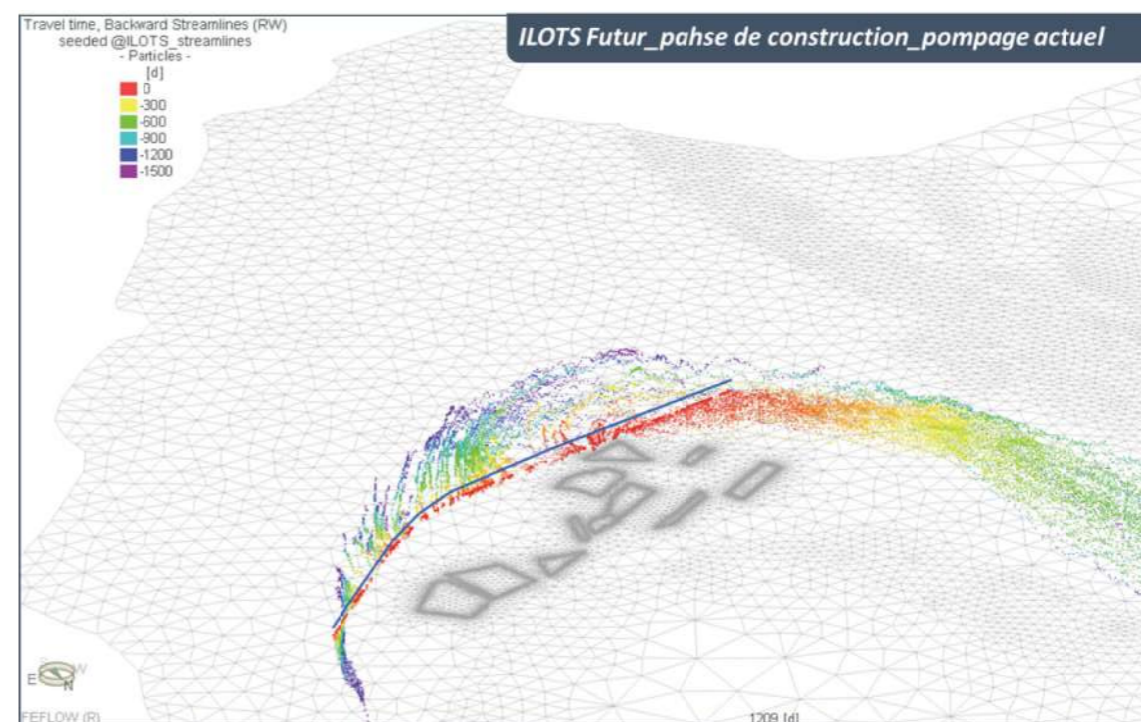


Figure 4.21 : Suivi de particules, simulation 3, Grand Arenas.

Dans l'hypothèse d'un épuisement lors de la construction des bâtiments, les trajectoires sont notablement modifiées avec un retour en direction des sites de travaux. Cette modification est importante pour la réorientation de la dynamique des écoulements dans la basse vallée mais aucune entrée en provenance du domaine maritime n'est détectée.

Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes

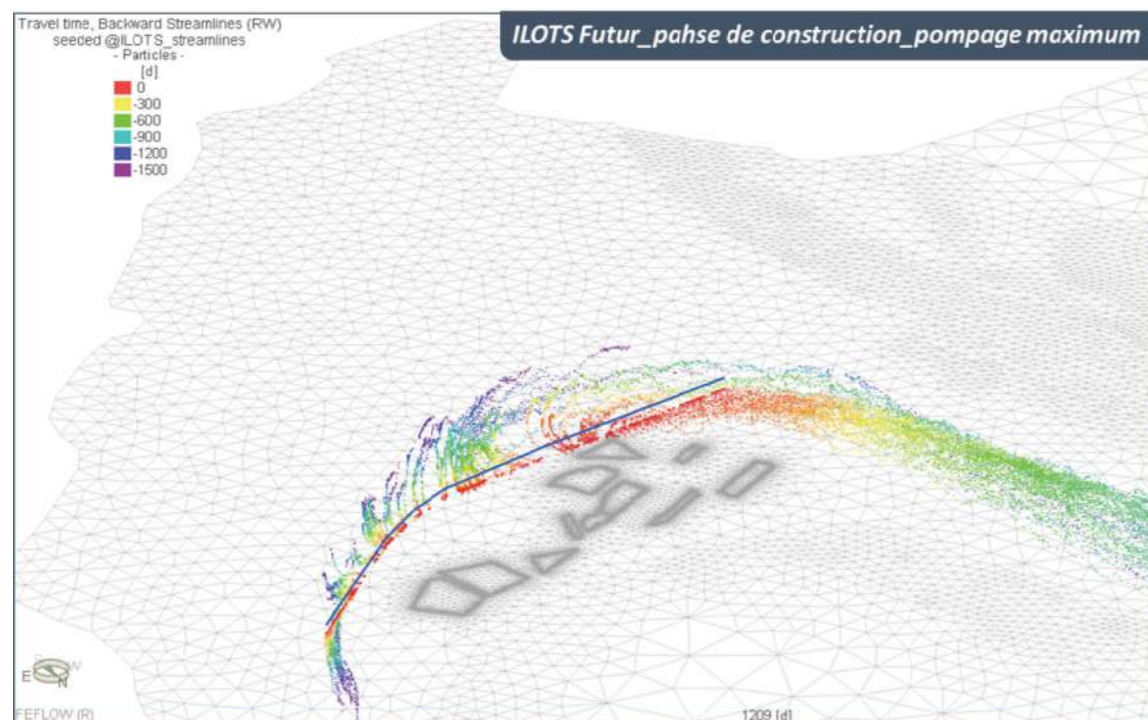


Figure 4.22 : Suivi de particules, simulation 4, Grand Arenas.

Dans l’hypothèse d’un épuisement lors de la construction des bâtiments associé à une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires sont notablement modifiées avec un retour en direction des sites de travaux. De plus, les pompages des Sagnes viennent également perturber ces trajectoires.

Comme pour la simulation précédente, aucune entrée en provenance du domaine maritime n’est détectée.

Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

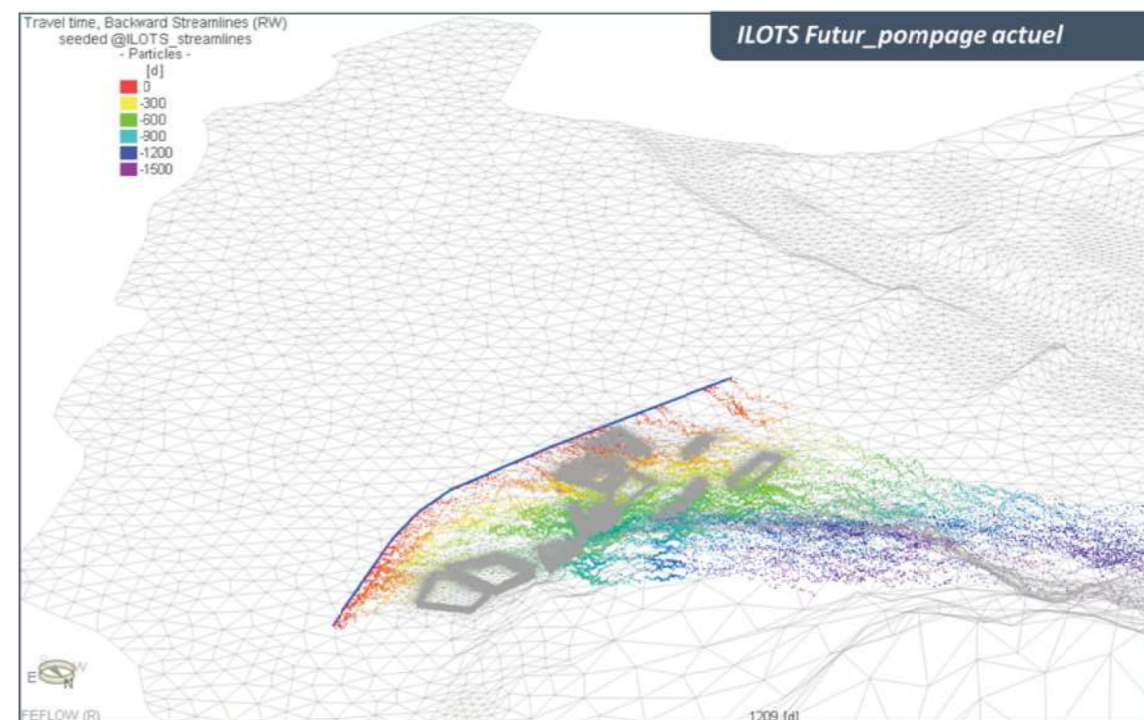


Figure 4.23 : Suivi de particules, simulation 5, Grand Arenas.

Dans la configuration future et pour une exploitation ordinaire du champ captant, les trajectoires possèdent des orientations quasi identiques à celles calculées pour la situation de référence 1. L’impact des nouvelles constructions est donc négligeable à l’échelle du secteur d’étude et de la basse vallée.

Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes

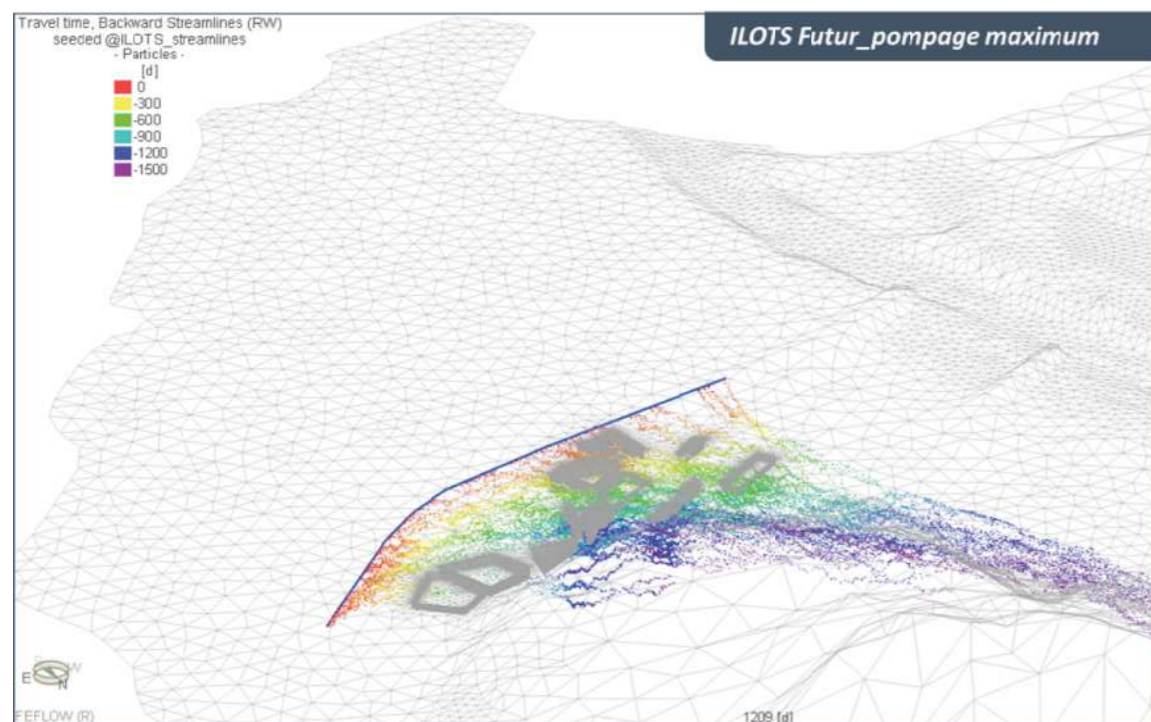


Figure 4.24 : Suivi de particules, simulation 6, Grand Arenas.

Dans la configuration future et pour une exploitation maximum du champ captant, les trajectoires possèdent des orientations quasi identiques à celles calculées pour la situation de référence 2. L'impact des nouvelles constructions est donc également négligeable à l'échelle du secteur d'étude et de la basse vallée pour cette configuration.

4.5. Profils en travers

Les figures suivantes présentent les résultats obtenus pour les simulations 1 à 6 sous la forme de profils en travers qui sont positionnés au niveau de chaque bâtiment existant et futur. Les graphes présentent les niveaux piézométriques sous la forme de profils longitudinaux ainsi qu'une estimation de la pression. La présence des bâtiments est identifiable par l'augmentation de la pression.

Simulation 1 - Situation de référence 1 - Pompages moyens sur le champ captant des Sagnes

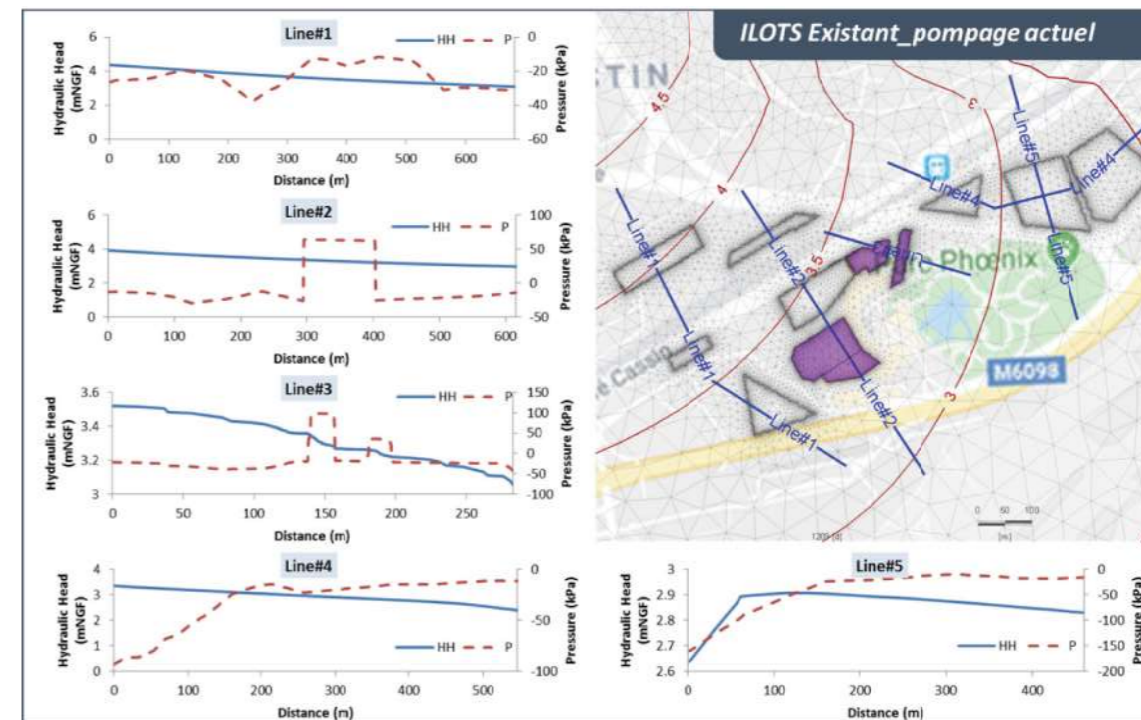


Figure 4.25 : Profils en travers, simulation 1, Grand Arenas.

Les différents profils sont caractérisés par une pente longitudinale orientée vers l'aval. L'impact des constructions est clairement négligeable sur les écoulements souterrains.

Simulation 2 - Situation de référence 2 - Pompages maximum sur le champ captant des Sagnes

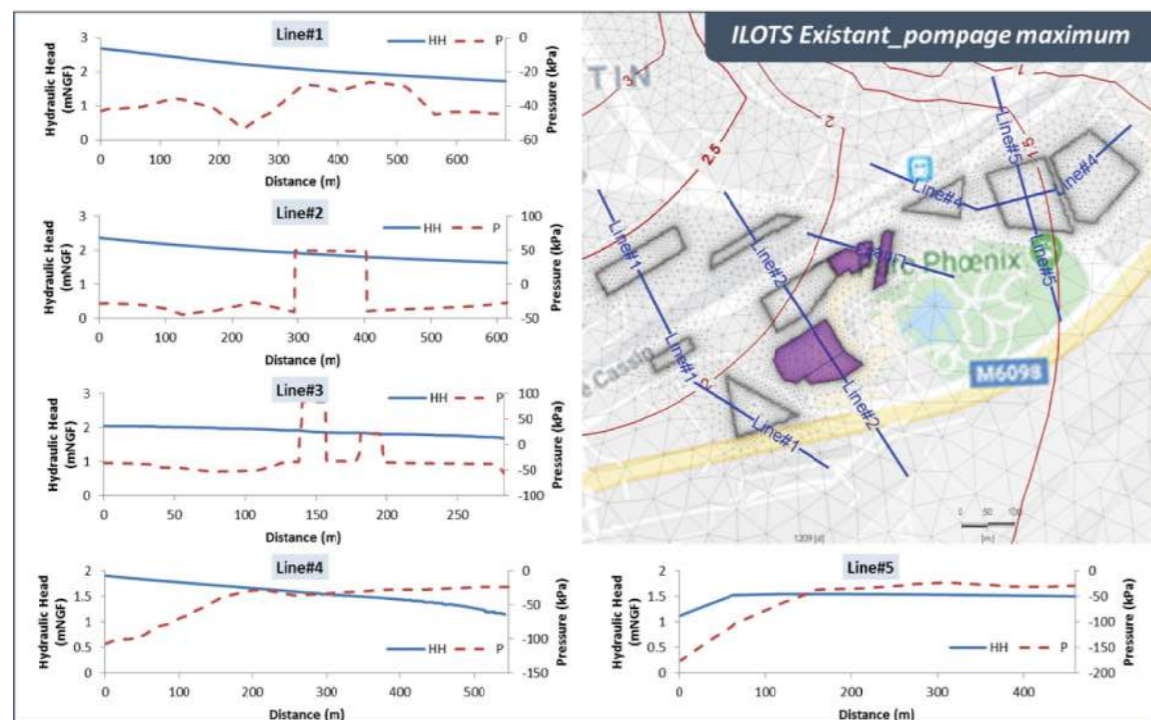


Figure 4.26 : Profils en travers, simulation 2, Grand Arenas.

L'exploitation maximum du champ captant conduit à un abaissement général significatif de la nappe sur tout le secteur d'étude. Les profils conservent une allure identique à celle observée dans la simulation précédente.

Simulation 3 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

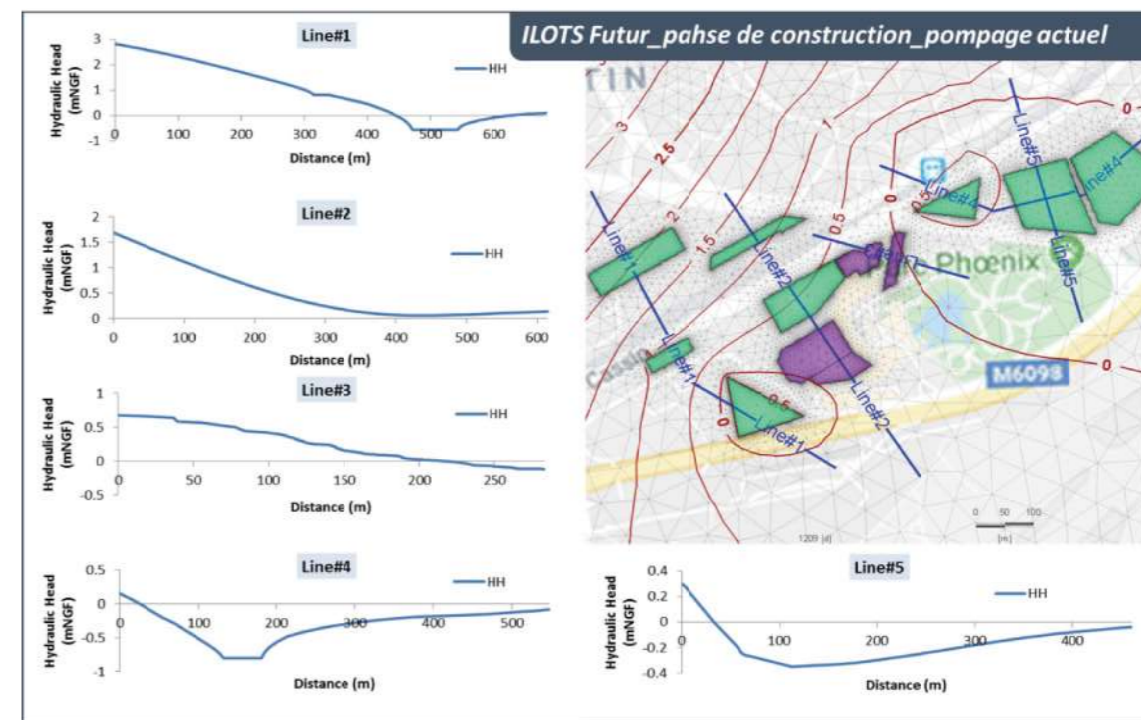


Figure 4.26 : Profils en travers, simulation 3, Grand Arenas.

La phase de travaux est caractérisée par un abaissement marqué des niveaux de la nappe sur tous les sites de construction. Un abaissement général significatif de la nappe sur tout le secteur d'étude est également observé.

Simulation 4 - Phase de construction des nouveaux bâtiments avec taux de pompage maxima pour le champ captant des Sagnes

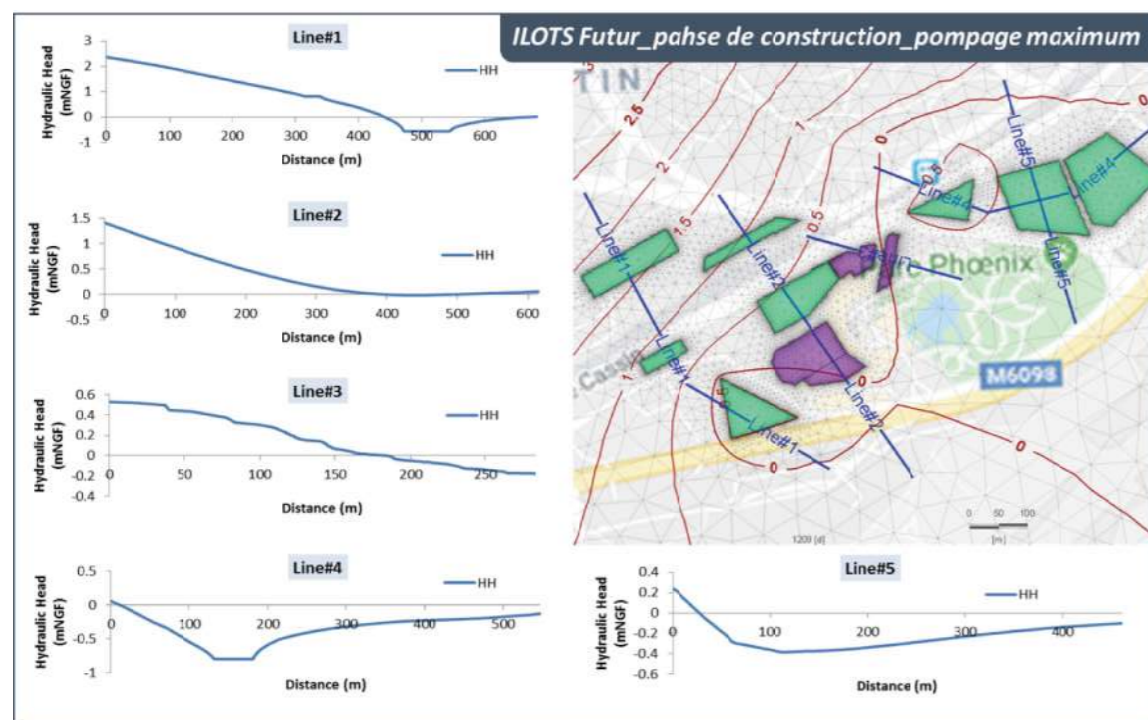


Figure 4.26 : Profils en travers, simulation 4, Grand Arenas.

Comme pour la simulation précédente, la phase de travaux associée à une exploitation maximum du champ captant conduit à par un abaissement marqué des niveaux de la nappe sur tous les sites de construction. Un abaissement général significatif de la nappe sur tout le secteur d'étude est également observé.

Simulation 5 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage moyens pour le champ captant des Sagnes

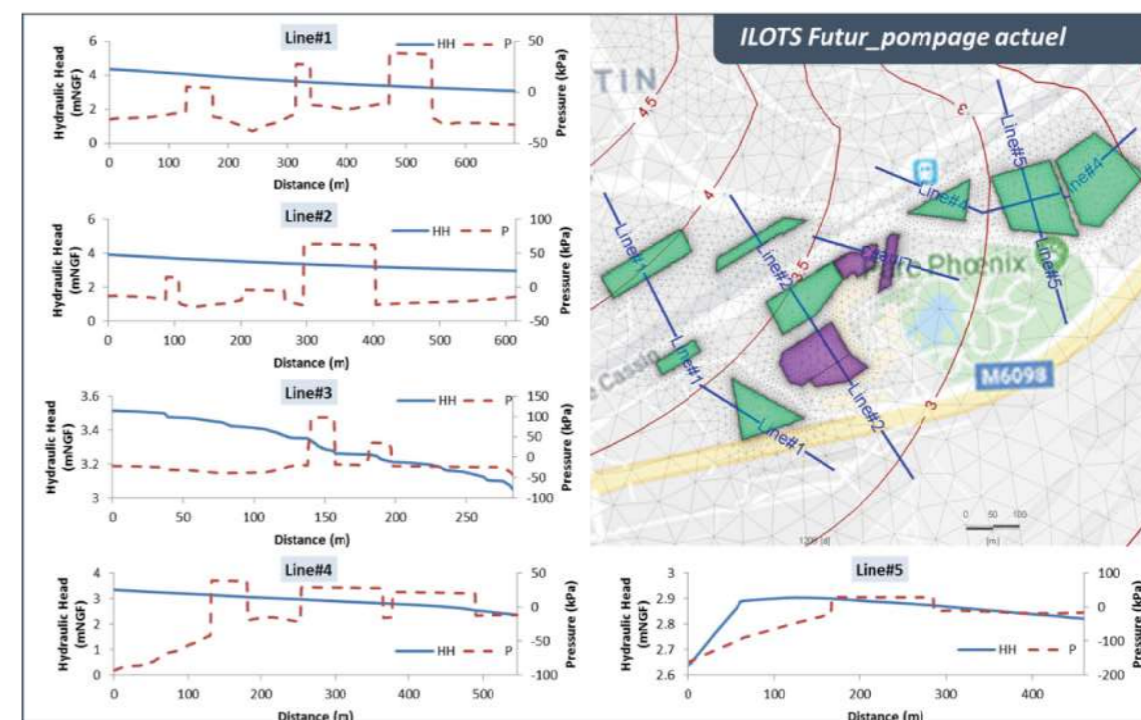


Figure 4.27 : Profils en travers, simulation 5, Grand Arenas.

Dans la configuration future, les profils conservent une allure quasiment identique à celle observée dans la simulation de référence 1. L'impact est donc négligeable sur la ressource souterraine.

Simulation 6 - Constructions futures réalisées avec taux de pompage maximum pour le champ captant des Sagnes

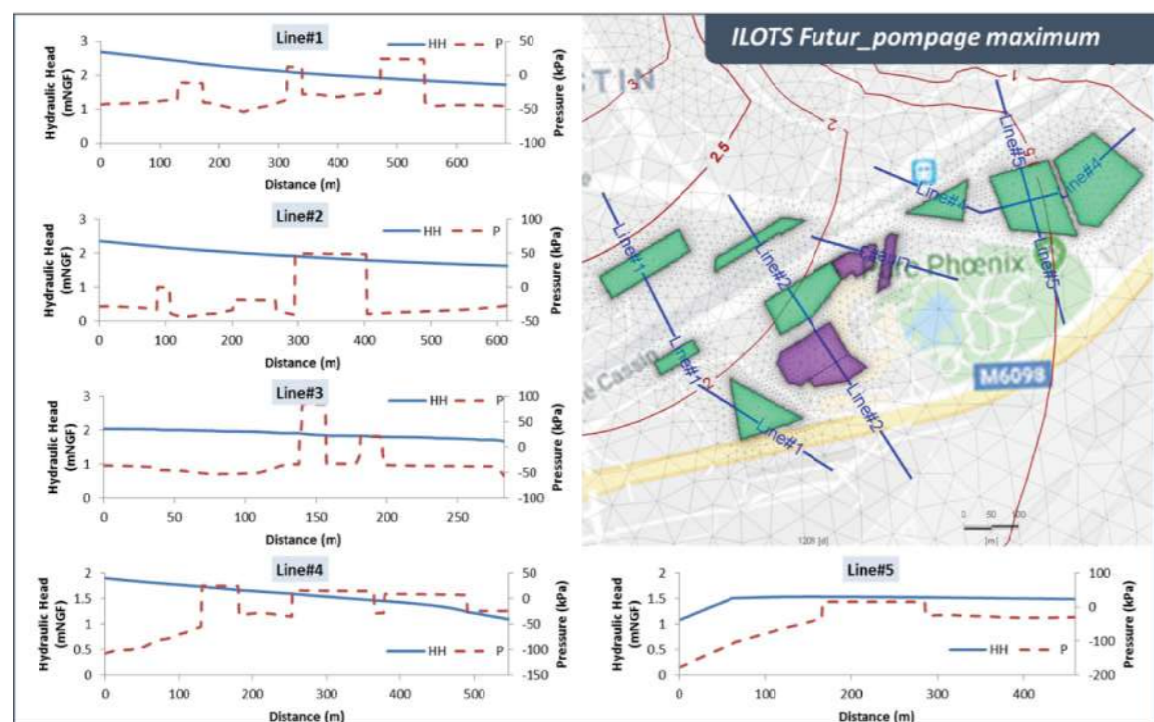


Figure 4.28 : Profils en travers, simulation 6, Grand Arenas.

Dans la configuration future et pour une exploitation maximum du champ captant, un abaissement général significatif de la nappe se produit sur tout le secteur d'étude. Les profils conservent une allure identique à celle observée dans la simulation de référence 2. Les nouvelles constructions n'ont pas d'impact sur la ressource souterraine.

5. Conclusions

Le modèle AquaVar a été mis à jour afin de pouvoir évaluer les conditions d'écoulement souterrain à proximité des bâtiments actuels et projetés sur le site du Grand Arenas. La géométrie des ouvrages a été introduite et le maillage de calcul a été densifié (maille inférieure à 1 m) afin de disposer de résultats précis. Les simulations ont été produites sur une période de 4 ans – 2009 à 2012 – et exploitées sur la période de 20011 à 2012.

Six simulations ont été produites afin :

- d'établir une situation de référence avec une exploitation normale du champ captant des Sagnes (simulation 1) et une exploitation maximum (simulation 2) ;
- d'évaluer l'impact de la réalisation des nouveaux bâtiments lors de leur phase de construction (simulation 3 et 4) pour les deux situations d'exploitation du champ captant ;
- et d'évaluer les écoulements souterrains après réalisation des aménagements prévus (simulation 5 et 6).

Dans la configuration avant travaux, l'impact des bâtiments existants sur la ressource souterraine est négligeable puisque la plupart des parties souterraines ne sont pas au contact - ou faiblement – avec le toit de la nappe. L'exploitation maximum du champ captant génère un abaissement significatif – jusqu'à 1,5 m – sur tout le secteur aval.

Lors de la phase de travaux, un épuisement des sites de travaux a été simulé. Dans ce cas, le niveau de la nappe est abaissé à proximité des bâtiments de 1 à 2 m. Cette situation, combinée avec une exploitation maximum du champ captant, induit un abaissement généralisé de la nappe sur le secteur du Grand Arenas ainsi que dans tout le secteur aval en contact avec le domaine maritime. Néanmoins, les simulations ne montrent pas d'entrée d'eau issue du domaine maritime. Cette phase de travaux devra faire l'objet d'une attention particulière de manière à réduire au minimum les phases d'épuisement et d'éviter la mise en œuvre simultanée des différents chantiers.

Les résultats obtenus après réalisation des bâtiments projetés suggèrent que les niveaux et les conditions d'écoulement de la nappe phréatique restent inchangés. Ces résultats s'expliquent par l'importance limitée des parties souterraines des nouveaux bâtiments et la faible interaction avec le toit de la nappe. Les nouveaux ouvrages seront au contact de la nappe sur plusieurs sites et la pression induite devra donc être prise en compte lors de la réalisation des bâtiments.

Les différentes simulations ont permis d'évaluer l'impact des nouveaux bâtiments projetés sur le secteur du Grand Arenas. Les résultats obtenus sont cohérents avec les observations disponibles sur le site. Néanmoins, l'absence de suivi continu du niveau de la nappe dans le secteur d'étude est un élément pénalisant qu'il conviendrait d'améliorer à la faveur de la réalisation des différents projets avec la mise en place de points de suivi automatisés. Ces éléments permettraient d'améliorer la connaissance locale des processus et d'anticiper des situations potentiellement contraignantes (étiage marqué, pompage maximum, etc.).

Annexes

Annexe 1 : Equations principales pour la modélisation des écoulements souterrains

Equation de Darcy

La loi de Darcy est une loi physique, mécanistique et déterministe qui exprime le débit d'un fluide incompressible filtrant au travers d'un milieu poreux. La circulation de ce fluide entre deux points est déterminée par la conductivité hydraulique du substrat et par le gradient de pression du fluide (voir Figure A1). Pour l'écoulement dans un milieu isotrope, la loi de Darcy s'écrit sous la forme :

$$V = K \cdot i \quad \text{Eq. 1}$$

où,

V [m/s] est la vitesse d'écoulement souterrain,

K [m/s] est la conductivité hydraulique,

i [m/s] est le gradient hydraulique, il est le ratio entre la perte de charge hydraulique ΔH et la longueur d'échantillon L : $i = \Delta H / L$.

Ainsi, le débit traversant la section de l'échantillon est :

$$Q = K \cdot A \cdot i \quad \text{Eq. 2}$$

où,

Q [m³/s] est le débit d'écoulement souterrain,

A [m²] est la section de l'échantillon.

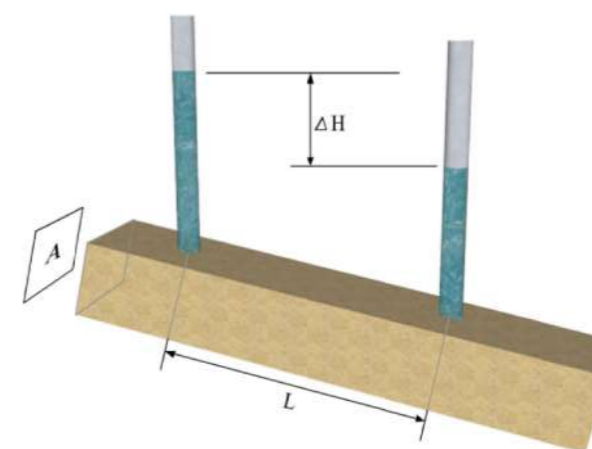


Figure A1 : Principe de la loi de Darcy

La loi de Darcy n'est applicable que pour un écoulement ralenti. De manière générale, tous les écoulements souterrains entrent dans cette catégorie. Normalement, cette loi s'applique pour un écoulement dont le nombre de Reynolds est inférieur à 10. Le nombre de Reynolds pour l'écoulement souterrain s'écrit sous la forme :

$$Re = \frac{\rho v d_{30}}{\mu} \quad \text{Eq. 3}$$

où,

Re est le nombre de Reynolds ,

ρ [kg/m³] est la masse volumique de l'eau,

v [m/s] est la vitesse d'écoulement,

d_{30} [m] est un diamètre. 30% des éléments d'un échantillon représentatif du sol considéré ont un diamètre supérieur ou égal à d_{30} .

μ [kg/m/s] est la viscosité dynamique de l'eau.

Conductivité hydraulique K

Il existe deux méthodes pour déterminer la conductivité hydraulique : la méthode empirique qui permet de calculer cette valeur avec la propriété intrinsèque du milieu poreux, et la méthode expérimentale qui détermine cette valeur par l'expérimentation de l'échantillon.

Pour la méthode empirique, elle est basée sur la définition de la conductivité hydraulique, qui s'exprime en fonction des propriétés intrinsèques du milieu poreux et de celles du fluide :

$$K = \frac{k \cdot \rho \cdot g}{\mu} \quad \text{Eq. 4}$$

où,

k [m²] est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux,

ρ [kg/m³] est la masse volumique du fluide,

g [m/s²] est l'accélération de la pesanteur,

μ [kg/m/s] est la viscosité dynamique du fluide.

La conductivité hydraulique K et la perméabilité intrinsèque k sont des fonctions strictement croissantes du taux de saturation du milieu poreux. Lorsque la teneur en eau augmente, le nombre de pores en eau augmente, ainsi plus de pores participent à l'écoulement et la conductivité hydraulique augmente. Lorsque le milieu est saturé, la conductivité hydraulique est maximum. On parle alors de conductivité hydraulique à saturation, K_{sat} . Pour la loi de Darcy, s'il n'y a pas d'explication spécifique, le K est considéré comme K_{sat} .

Comme la perméabilité intrinsèque k est difficile à mesurer, la méthode expérimentale est largement adoptée. Le tableau suivant indique brièvement la variation des valeurs de la conductivité hydraulique de différents types de sol et de roche. Ces valeurs sont estimées sur la base de mesures expérimentales effectuées précédemment par Bear (1972). Pour un aquifère constitué de gravier et de sable, les valeurs varient entre 1 m/s et 10⁻⁴ m/s.

Tableau A1 : Variation des valeurs de conductivité hydraulique du milieu poreux (Bear, 1972)

K (m/s)	Sable non consolidé & Gravier	Argile non consolidée	Roche consolidée
1	Gravier bien trié		Roches très fissurées
10 ⁻¹			
10 ⁻²	Sable bien trié ou Sable & Gravier		
10 ⁻³			
10 ⁻⁴		Tourbe	Roche-magasin
10 ⁻⁵	Sable fin, limon, loess, glaise		
10 ⁻⁶		Argile en couches	
10 ⁻⁷			Grès
10 ⁻⁸			
10 ⁻⁹		argile non altérée	Calcaire, dolomite
10 ⁻¹⁰			
10 ⁻¹¹			Granite
10 ⁻¹²			

Transmissivité T

La transmissivité permet d'évaluer le débit que peut capter un forage. C'est un paramètre qui régit le débit d'eau qui s'écoule par unité de largeur de l'aquifère, sous l'effet du gradient hydraulique, incluant l'épaisseur de l'aquifère. La transmissivité est le produit du coefficient de perméabilité K par l'épaisseur de la zone saturée b :

$$T = K \cdot b \quad \text{Eq. 5}$$

où,

T [m²/s] est la transmissivité de la zone saturée,

K [m/s] est la conductivité hydraulique,

b [m] est l'épaisseur de l'aquifère.

Sur le terrain, la transmissivité est mesurée par les pompages d'essai en utilisant la méthode de Theis. Dans le cadre du projet AquaVar, la conductivité hydraulique est établie à partir des valeurs de transmissivité estimées dans les études réalisées dans la basse vallée du Var. Il est nécessaire de

déterminer le niveau de base des alluvions et le niveau statique de l'eau dans le pompage d'essai, afin d'estimer l'épaisseur de l'aquifère b .

Equation de Richards

La loi de Darcy est une équation empirique obtenue sous l'hypothèse d'une zone saturée, par conséquent le débit d'écoulement souterrain ne provoque pas un changement de la saturation du sol. Si on considère l'écoulement dans une zone non saturée sans source externe, par exemple, infiltration verticale de la surface vers le substrat, il y a sûrement une augmentation de la teneur en eau dans le sol. Dans ce cas-là, l'équation de continuité ou de masse s'écrit sous la forme :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = 0 \quad \text{Eq. 6}$$

où,

θ est la teneur en eau du sol,

t [s] est le temps considéré,

q [m/s] est le débit linéaire infiltré dans le sol et est positif vers le bas (si l'axe O_z est orienté vers le bas),

z [m] est le niveau.

Dans le sens vertical, la loi de Darcy devient :

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Eq. 7}$$

On remplace le q , on a donc :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad \text{Eq. 8}$$

Dans le cas de l'infiltration, la variable h est constituée de deux parties :

$$h = z + \psi \quad \text{Eq. 9}$$

Où le ψ est la pression capillaire aspirant l'eau dans le sol,

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial z}{\partial z} + K \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \quad \text{Eq. 10}$$

On a,

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad \text{Eq. 11}$$

Cette équation est donc l'équation de Richards. Etant donné que cette équation est une équation non-linéaire, des simplifications et des méthodes numériques sont nécessaires pour la résoudre.

Equation de l'écoulement souterrain

L'équation de l'écoulement souterrain reprend et généralise la loi de Darcy dans le milieu saturé en 3D, on la déduit à partir du principe de la continuité de la masse, elle est aussi appelée la loi de conservation de la masse. On considère un élément représentatif du sol comme ce qui est indiqué dans la **Figure A2**. Ce morceau du sol dont les trois dimensions sont respectivement dx , dy et dz . Ce volume est assez petit pour que sa propriété soit la même pour tout le volume. L'écoulement transitoire dans ce cube peut être réparti selon trois directions, on définit ci-joint le débit linéaire comme q_x , q_y et q_z :

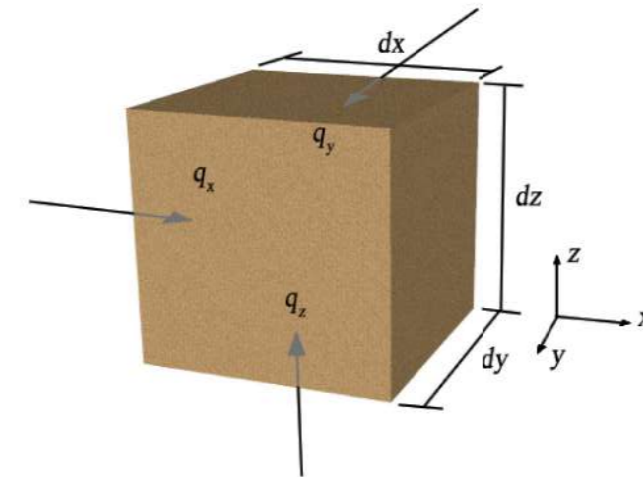


Figure A2 : Principe d'un élément de sol saturé

La variation de masse en eau dans ce volume dépend uniquement de l'eau qui entre et qui sort par les faces de ce volume, d'où le nom d'équation de la conservation de la masse. Il faut donc faire la différence entre les débits entrants et sortants. D'un point de vue mathématique, on a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{entrant} = q_x \cdot dydz + q_y \cdot dx dz + q_z \cdot dx dy \\ Q_{sortant} = \left[q_x \cdot dydz + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) \cdot dydz \right] + \\ \left[q_y \cdot dx dz + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) \cdot dx dz \right] + \left[q_z \cdot dx dy + \left(\frac{\partial q_z}{\partial z} dz \right) \cdot dx dy \right] \end{array} \right. \quad \text{Eq. 12}$$

On considère la situation où le débit sortant est plus grand que le débit entrant, autrement dit, il y a un égouttage de l'eau. La différence entre ces deux termes est donc :

$$Q_{entrant} - Q_{sortant} = -\frac{\partial V_{eau}}{\partial t} \quad \text{Eq. 13}$$

avec V_{eau} [m³] le volume en eau.

Ici ce taux est négatif parce que le volume d'eau baisse en fonction du temps. On définit ainsi le taux d'emménagement spécifique, S_s , qui est égal au volume d'eau drainée par diminution unitaire en charge hydraulique par unité de volume de matériau. On a donc :

$$-\frac{\partial V_{eau}}{\partial t} = S_s \cdot V_{sol} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dxdydz \quad \text{Eq. 14}$$

Le côté droit de l'équation devient positif parce que la définition de S_s indique une diminution. L'équation de continuité ou de conservation de la masse devient donc :

$$q_x \cdot dydz + q_y \cdot dx dz + q_z \cdot dx dy - \left[q_x \cdot dydz + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) \cdot dydz \right] - \left[q_y \cdot dx dz + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) \cdot dx dz \right] - \left[q_z \cdot dx dy + \left(\frac{\partial q_z}{\partial z} dz \right) \cdot dx dy \right] = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dxdydz \quad \text{Eq. 15}$$

Après simplification, on a :

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\partial q_z}{\partial z} = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Eq. 16}$$

La loi de Darcy selon les directions x , y et z s'écrit :

$$\begin{cases} q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases} \quad \text{Eq. 17}$$

où K_x , K_y et K_z sont les conductivités hydrauliques directionnelles selon x , y et z .

Si on insère la loi de Darcy dans l'équation de continuité, on obtient l'équation d'écoulement souterrain qui s'écrit sous la forme :

$$\frac{\partial K_x \frac{\partial h}{\partial x}}{\partial x} + \frac{\partial K_y \frac{\partial h}{\partial y}}{\partial y} + \frac{\partial K_z \frac{\partial h}{\partial z}}{\partial z} = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Eq. 18}$$

Annexe 2 : Méthode numérique pour la modélisation des écoulements souterrains

La modélisation mathématique implique de résoudre les équations de la physique afin de représenter correctement le comportement d'un système. Cependant, dans un nombre important de cas, ces équations ne connaissent pas de solution analytiques et doivent être résolues à l'aide d'une méthode numérique basée sur une discrétisation spatiale et temporelle. Cette approche est mise en œuvre dans la plupart des modèles hydrauliques et hydrogéologiques.

Une méthode numérique permet de résoudre, par des calculs purement numériques, des problèmes mathématiques. A l'aide de la discrétisation sur un maillage de calcul, on cherche à résoudre les équations mathématiques continues sur chacune des mailles afin d'obtenir une solution sur le domaine d'étude. Cette méthode est largement utilisée dans la discipline de l'ingénierie, pour résoudre des équations différentielles ordinaires (EDO) et des équations aux dérivées partielles (EDP), dont les solutions analytiques sont difficiles à trouver.

La discrétisation spatiale se fait par le maillage du domaine d'étude. Deux approches sont disponibles : le maillage structuré et le maillage non structuré. Dans le maillage structuré, l'angle entre les mailles est de 90° ou proche de 90° , alors que dans le maillage non structuré, les surfaces sont souvent maillées avec des triangles. Avec le maillage non structuré, il est possible de développer un maillage plus fin sur les petites surfaces, sur les surfaces courbes ou dans les zones d'intérêt particulier. La Figure A3 montre les exemples des deux sortes du maillage.

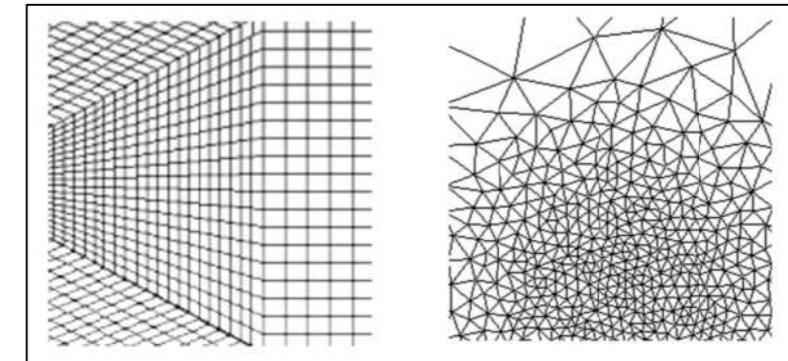


Figure A3 : Illustration du maillage structuré (à gauche) et non structuré (à droite)

L'avantage du maillage structuré est que la qualité est plus facile à contrôler, par exemple en faisant varier la densité du nombre de mailles. Un autre avantage est que les calculs sont généralement plus rapides dans un maillage structuré que dans un maillage non structuré parce que l'enregistrement des données occupe moins d'espace de stockage. En revanche, si la densité en mailles doit être augmentée dans certains secteurs, elle devra être étendue sur toute la surface du modèle et ainsi générer un temps de calcul plus important et des données superflues. Le maillage non structuré est lui bien adapté aux formes complexes et permet d'économiser le nombre des nœuds de calcul. L'inconvénient de cette approche réside dans la forme irrégulière des triangles qui imposent de stocker une plus grande quantité de données.

Dans le domaine de l'hydraulique à surface libre ou souterraine, la discrétisation temporelle est généralement réalisée à l'aide des méthodes suivantes :

- méthode des différences finies ;
- méthode des éléments finis ;

- méthode des volumes finis.

Méthode des différences finies

En analyse numérique, la méthode des différences finies est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles (EDP). Dans ce projet, la méthode des différences finies est implantée dans le modèle hydrologique, construit avec MIKE SHE.

Lors de l'application de cette méthode, le nombre dérivé d'une fonction $f(x_0)$ en point x est défini par la limite (si h est assez petit) :

$$f'(x_0) = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(x_0+h) - f(x_0)}{h} \approx \frac{f(x_0+h) - f(x_0)}{h} \quad \text{Eq. 19}$$

C'est l'approximation décentrée à droite de $f'(x_0)$ du 1^{er} ordre en h . Pareillement, on définit l'approximation décentrée à gauche du 1^{er} ordre :

$$f'(x_0) \approx \frac{f(x_0) - f(x_0-h)}{h} \quad \text{Eq. 20}$$

Et l'approximation centrée du 2^{ème} ordre :

$$f'(x_0) \approx \frac{f(x_0+h) - f(x_0-h)}{2h} \quad \text{Eq. 21}$$

On prend l'équation de transport en 1D comme exemple :

$$\partial_t u(t, x) + c \cdot \partial_x u(t, x) = 0 \quad \text{Eq. 22}$$

Par la méthode des différences finies, l'opérateur $\partial_t u(t_n, x_i)$ peut être approché par :

$$\begin{aligned} & \frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} \text{ (approximation décentrée à droite),} \\ & \text{ou } \frac{u_i^n - u_i^{n-1}}{\Delta t} \text{ (approximation décentrée à gauche)} \\ & \text{ou } \frac{u_i^{n+1} - u_i^{n-1}}{2\Delta t} \text{ (approximation centrée), avec :} \end{aligned}$$

i , le numéro de la cellule d'espace,

n , le numéro de la cellule en temps,

x_i , l'abscisse de la cellule, $x_i = i \cdot \Delta x$,

t_n , le moment t , $t_i = n \cdot \Delta t$,

avec,

Δx , le pas d'espace, $\Delta x = L/J$, où L est la longueur du domaine d'étude, et J est le nombre de mailles en espace.

Δt , le pas de temps, $\Delta t = T/M$, où T est la durée totale et M est le nombre de mailles en temps.

De même, on peut approcher $\partial_x u(t_n, x_i)$ par $\frac{u_{i+1}^n - u_i^n}{\Delta x}$ ou $\frac{u_i^n - u_{i-1}^n}{\Delta x}$ ou $\frac{u_{i+1}^n - u_{i-1}^n}{2\Delta x}$, et $u(t_n, x_i)$ est approché par u_i^n .

On a ainsi 3 approximations de l'équation de transport à la position x_i et en temps t_n :

1) le schéma explicite décentré à gauche :

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} + c \cdot \frac{u_i^n - u_{i-1}^n}{\Delta x} = 0 \quad \text{Eq. 23}$$

La forme utilisée pour sa programmation est

$$u_i^{n+1} = u_i^n - c \cdot \Delta t \cdot \frac{u_i^n - u_{i-1}^n}{\Delta x} \quad \text{Eq. 24}$$

Le schéma est dit explicite car pour calculer la solution en temps t_{n+1} , on a uniquement besoin des valeurs en temps précédent t_n . Pour calculer avec ce schéma, il faut imposer une condition aux limites à gauche.

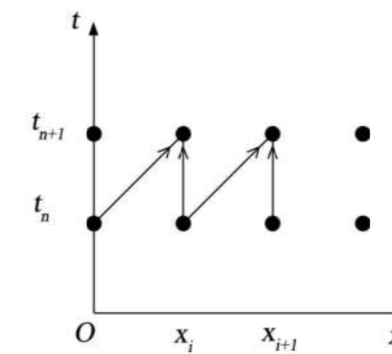


Figure A4 : Schéma explicite décentré à gauche avec la méthode des différences finies

2) le schéma explicite décentré à droite :

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} + c \cdot \frac{u_{i+1}^n - u_i^n}{\Delta x} = 0 \quad \text{Eq. 25}$$

Donc

$$u_i^{n+1} = u_i^n - c \cdot \Delta t \cdot \frac{u_{i+1}^n - u_i^n}{\Delta x} \quad \text{Eq. 26}$$

Pour calculer avec ce schéma, il faut imposer une condition aux limites à droite.

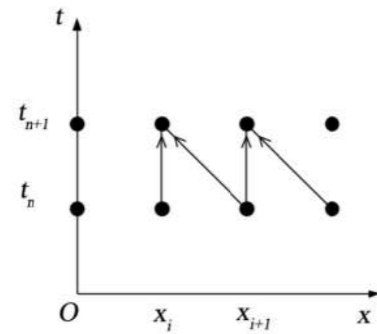


Figure A5 : Schéma explicite décentré à droite avec la méthode des différences finies

3) le schéma explicite centré :

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} + c \cdot \frac{u_{i+1}^n - u_{i-1}^n}{2\Delta x} = 0 \quad \text{Eq. 27}$$

donc

$$u_i^{n+1} = u_i^n - c \cdot \Delta t \cdot \frac{u_{i+1}^n - u_{i-1}^n}{2\Delta x} \quad \text{Eq. 28}$$

Pour calculer avec ce schéma, il faut imposer une condition aux limites à droite et à gauche.

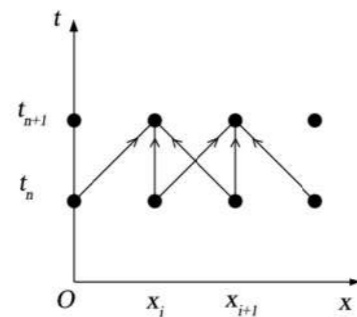


Figure A6 : Schéma explicite centré avec la méthode des différences finies

Méthode des volumes finis

Contrairement à la méthode des différences finies qui met en jeu des approximations des dérivées, les méthodes des volumes finis exploitent des approximations d'intégrales. On approche la solution par des valeurs moyennes. Pour cette méthode, l'équation aux dérivées partielles est résolue de manière approchée à l'aide d'un maillage constitué de volumes finis qui sont des petits volumes disjoints dont la réunion constitue le domaine d'étude. Dans ce projet, le modèle hydraulique à surface libre construit avec MIKE 21FM utilise cette méthode numérique.

On utilise une fonction de flux numérique pour élaborer une approximation des flux aux interfaces. Puisque le flux entrant dans un volume donné est égal au flux sortant du volume adjacent, ces méthodes sont conservatives, donc parfaitement adaptées à la résolution de lois de conservation.

On reprend l'équation de transport

$$\partial_t u(t, x) + c \cdot \partial_x u(t, x) = 0 \quad \text{Eq. 29}$$

avec c une constante, donc

$$c \cdot \partial_x u(t, x) = \partial_x [c \cdot u(t, x)] = \partial_x f(u(t, x)) \quad \text{Eq. 30}$$

Si on écrit l'équation de transport sous la forme de la conservation :

$$\partial_t u(t, x) + \partial_x f(u(t, x)) = 0 \quad \text{Eq. 31}$$

Avec $f(u(t, x)) = c \cdot u(t, x)$, noté simple comme $f(u)$, appelé aussi la fonction flux. On considère un domaine en 1D avec la discrétisation comme la

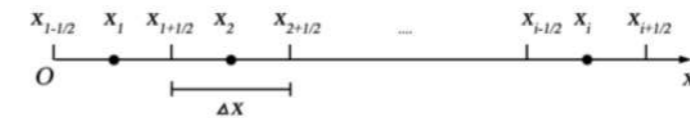


Figure A7 : Principe de discrétisation avec la méthode des volumes finis

On définit les mailles de calcul par les intervalles $[x_{i-1/2}, x_{i+1/2}]$, elles sont de largeur $\Delta x = x_{i+1/2} - x_{i-1/2}$, et on définit le pas de temps par $\Delta t = t^{n+1/2} - t^{n-1/2}$. Les points $x_{i+1/2}$ sont les interfaces entre des cellules et le but de la méthode des volumes finis est de trouver une solution constante par morceau sur chacun des cellules à chaque pas de temps. On intègre l'équation de transport sur l'intervalle $[x_{i-1/2}, x_{i+1/2}]$ et $[t^{n-1/2}, t^{n+1/2}]$.

On obtient alors:

$$\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} \int_{t^n}^{t^{n+1}} [\partial_t u(t, x) + \partial_x f(u(t, x))] dt dx = 0 \quad \text{Eq. 32}$$

Par la linéarité de cette équation et l'indépendance de x et t , l'équation devient :

$$\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} \int_{t^n}^{t^{n+1}} \partial_t u(t, x) dt dx + \int_{t^n}^{t^{n+1}} \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} \partial_x f(u(t, x)) dx dt = 0 \quad \text{Eq. 33}$$

Après l'intégration,

$$\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} [u(t^{n+1}, x) - u(t^n, x)] dx + \int_{t^n}^{t^{n+1}} [f(u(t, x_{i+1/2})) - f(u(t, x_{i-1/2}))] dt = 0 \quad \text{Eq. 34}$$

On a donc :

$$\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} u(t^{n+1}, x) dx = \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} u(t^n, x) dx - \int_{t^n}^{t^{n+1}} f(u(t, x_{i+1/2})) dt + \int_{t^n}^{t^{n+1}} f(u(t, x_{i-1/2})) dt$$

Eq. 35

Le schéma numérique implique l'utilisation de valeurs discrètes u_i^n qui approchent la valeur moyenne sur chaque cellule :

$$u_i^n \approx \frac{1}{\Delta x_i} \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} u(t^n, x) dx$$

Eq. 36

où le point x_i est le centre de la cellule $c_i[x_{i-1/2}, x_{i+1/2}]$, de façon similaire, on note $f_{i+1/2}^n$ l'approximation de la moyenne du flux :

$$f_{i+1/2}^n \approx \frac{1}{\Delta t^n} \int_{t^n}^{t^{n+1}} f(u(t, x_{i+1/2})) dt$$

Eq. 37

On obtient donc un schéma aux volumes finis sous la forme générale :

$$u_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_i} [f_{i+1/2}^n - f_{i-1/2}^n]$$

Eq. 38

Il y a plusieurs choix possibles pour $f_{i+1/2}^n$ et chaque choix va définir un schéma différent avec un comportement spécifique. On reprend l'équation de transport où $(u) = c \cdot u$, et on fait la moyenne des valeurs de l'interface:

$$f_{i+1/2}^n = c \cdot \frac{u_i^n + u_{i+1}^n}{2}$$

Eq. 39

On a donc :

$$u_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_i} \left[c \cdot \frac{u_i^n + u_{i+1}^n}{2} - c \cdot \frac{u_{i-1}^n + u_i^n}{2} \right] = u_i^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_i} \cdot c \cdot \frac{u_{i+1}^n - u_{i-1}^n}{2}$$

Eq. 40

On retrouve le schéma explicite centré. Pour les autres schémas, il suffit de changer le moyen d'approximation. Par exemple, si on prend :

$$f_{i+1/2}^n = c \cdot u_i^n$$

Eq. 41

On déduit ainsi le schéma explicite décentré à gauche :

$$u_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_i} \cdot c \cdot (u_i^n - u_{i-1}^n)$$

Eq. 42

Si on prend

$$f_{i+1/2}^n = c \cdot u_{i+1}^n$$

Eq. 43

On déduit ainsi le schéma explicite décentré à droite :

$$u_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x_i} \cdot c \cdot (u_{i+1}^n - u_i^n)$$

Eq. 44

Méthode des éléments finis

Comme pour les deux méthodes présentées dans les paragraphes précédents, la méthode des éléments finis est une technique de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles. Le principe général de cette approche consiste à trouver un polynôme qui permet d'approcher au mieux l'équation étudiée sur chaque maille. Cette méthode est plus compliquée d'un point de vue théorique que la méthode des différences finies et la méthode des volumes finis et nécessite un pas de temps réduit pour assurer la stabilité des calculs. Les bases mathématiques de cette méthode sont présentées dans Brandenburg et Clemmons (2012).

Une présentation détaillée n'est pas intégrée dans ce rapport car les différents modèles mis en œuvre dans le projet AquaVar n'utilisent pas cette approche.

Annexe 3 : Modèle hydrogéologique de la basse vallée du Var

Pour la basse vallée du Var, les éléments à prendre en compte dans la construction du modèle souterrain sont les suivants :

- **Les précipitations.** Les précipitations alimentent l'infiltration, l'évapotranspiration et le ruissellement. Dans le modèle, la quantité d'eau disponible pour l'infiltration est considérée comme la première source d'alimentation pour la nappe souterraine.
- **Les caractéristiques géométriques et hydrogéologiques des formations géologiques.** Le domaine d'étude du modèle correspond à la basse vallée du Var, du lac du Broc à l'embouchure près de l'aéroport. Dans un premier temps, la zone de confluence avec l'Estéron n'est pas incluse dans un souci de simplification de la définition des conditions aux limites en amont. La topographie et les couches géologiques sont prises en compte dans tout le domaine du modèle. Pour chaque couche, la conductivité hydraulique et le taux d'emmagasinement sont spécifiés.
- **Les conditions aux limites.** Les conditions en amont et en aval sont la charge hydraulique à la limite du maillage du modèle. La charge prise est égale au niveau piézométrique en raison de la faiblesse de la vitesse d'écoulement. Les conditions aux limites latérales sont définies à partir d'une valeur constante qui est approximativement égale au débit linéaire entrant latéralement dans le modèle. Par ailleurs, les pompages réalisés dans les différents champs captants répartis tout au long de la basse vallée sont intégrés aux conditions aux limites pour les simulations.
- **Le niveau d'eau dans le lit mineur.** La hauteur d'eau dans le lit mineur influence significativement le niveau d'eau souterrain. Cette relation complexe est au cœur du projet AquaVar. Dans le modèle complet, ce processus sera simulé par un couplage entre le modèle FEFLOW et le modèle MIKE 21 FM. Dans un premier temps, la simulation des échanges entre la nappe et la rivière n'est pas représentée dans le modèle souterrain et ne fait pas l'objet de conditions aux limites spécifiques.

La performance du modèle est évaluée à partir de la piézométrie et des débits souterrains.

La durée de simulation possible est dépendante de la disponibilité des données. L'analyse des données montre que :

- Les données météorologiques et climatologiques sont disponibles sur la période 2000_2014 ;
- Les données de pompage sur les différents champs captants sont disponibles de 2004 à 2014 ;
- Les suivis piézométriques sont très irréguliers et présentent de nombreuses lacunes. Finalement, 13 sites s'avèrent disponibles du 10/09/2009 au 26/02/2013 et peuvent être utilisés pour le calage du modèle.

La simulation de référence est réalisée du 10/09/2009 au 26/02/2013 afin de bénéficier de la période la mieux renseignée et la plus longue.

Traitement des précipitations et de l'évapotranspiration

Les précipitations contribuent au ruissellement, à l'infiltration et à l'évapotranspiration (Cf. **Figure A8**). Une fois la pluie tombée, les processus de ruissellement et d'infiltration se développent. Ils se poursuivent tout l'événement pluvieux et au-delà. L'évapotranspiration est un processus qui ne dépend pas directement de la période de la pluie mais ce processus intervient sur le volume d'eau qui sera finalement disponible pour le processus d'infiltration et d'alimentation de la nappe souterraine. Dans le modèle, la répartition entre les trois destinations peut être exprimée en mm

par :

$$H_p = E_{tr} + H_r + H_{es} \quad \text{ou} \quad H_p = H_r + H_i \quad \text{Eq. 45}$$

où,

H_p [mm] est la hauteur de pluie,

E_{tr} [mm] est l'évapotranspiration réelle,

H_r [mm] est le volume de pluie disponible pour le ruissellement,

H_{es} [mm] est le volume de pluie disponible pour l'alimentation de la nappe souterraine.

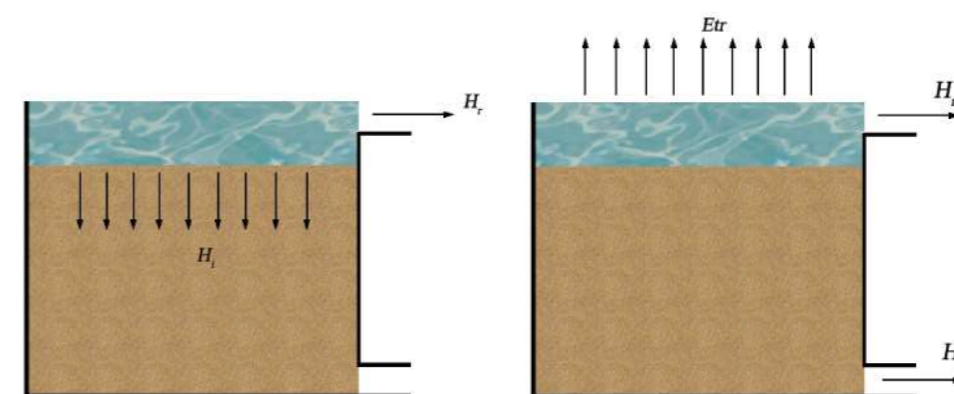


Figure A8 : Répartition des précipitations entre l'évapotranspiration, le ruissellement et l'infiltration

L'évapotranspiration réelle est la quantité d'eau évaporée ou transpirée par le sol, les végétaux et les surfaces libres d'un bassin versant. Dans ce modèle, elle est estimée par l'équation de Turc, qui est une formule permettant d'évaluer directement l'évapotranspiration réelle annuelle moyenne à partir de la hauteur de la pluie et de la température moyenne annuelle. La formule de Turc s'écrit sous la forme :

$$E_{tr} = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{avec } L = 300 + 25t + 0,05t^3 \quad \text{Eq. 46}$$

où,

E_{tr} [mm] est l'évapotranspiration réelle annuelle,

P [mm] est la hauteur annuelle de la pluie,

T [°C] est la température annuelle.

Cette formule est facile à utiliser compte tenu des données nécessaires mais elle ne fournit qu'une estimation pour des durées d'observation longues.

Dans le modèle pour la basse vallée du Var, on suppose que la réserve en eau souterraine est

abondante. On peut donc diviser l'Etr annuelle par le nombre de jours de l'année afin d'obtenir le volume journalier (Cf. **Tableau A2**). Cette approximation est loin d'être précise et il est nécessaire de l'améliorer dans les versions suivantes du modèle. Cependant, pour ce premier essai, elle est acceptable car la durée de la simulation est suffisamment longue.

Tableau A2 : Evaluation de l'évapotranspiration (Nice aéroport)

Année	P (mm)	t (°C)	Etr _a (mm)	Etr _j (mm)
2009	804.6	16.4	626.83	1.72
2010	912	15.5	646.56	1.77
2011	707	16.7	586.44	1.61
2012	789.3	16.2	616.3	1.68
2013	973	15.8	673.15	1.84

Infiltration

Le ruissellement est estimé comme étant un pourcentage de l'imperméabilité du sol, cette méthode est souvent utilisée dans les modèles d'hydraulique à surface libre :

$$H_r = H_p \cdot \theta_{imp} \tag{Eq. 47}$$

On a donc :

$$H_{es} = H_i - Etr = H_p(1 - \theta_{imp}) - Etr \tag{Eq. 48}$$

Où θ_{imp} est l'imperméabilité de la couche supérieure du sol, qui ne dépend que de l'occupation du sol.

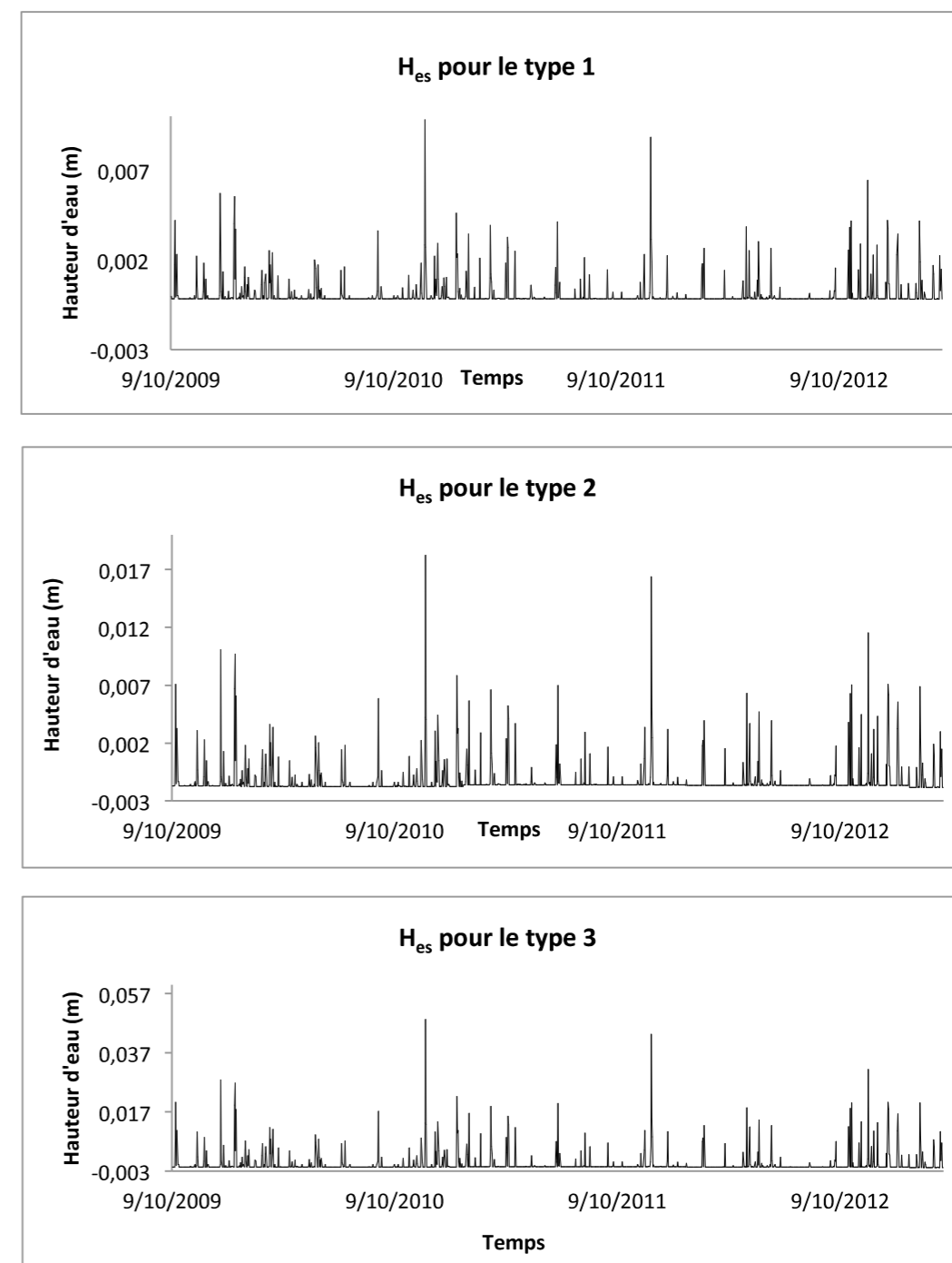
A partir des données satellitaires, quatre valeurs pour l'imperméabilisation peuvent être définies à partir des types d'occupation du sol (Cf. **Tableau A3**)

Tableau A3 : Imperméabilisation de la basse vallée du Var en fonction de l'occupation du sol

N°	Occupation du sol	Imperméabilisation
Type 1	Secteur urbain, Zone Industrielle, aéroport	90%
Type 2	Secteur d'habitat dense	80%
Type 3	Habitat dispersé, lit mineur du Var	50%
Type 4	Cultures et serres	20%

La valeur de l'évapotranspiration est réduite en secteur urbain et la valeur retenue dans le modèle est réduite de 90%. Pour les autres types de sol, l'évapotranspiration n'est pas corrigée. Après avoir calculé H_{es} , ces données sont imposées comme conditions aux limites sur le domaine d'étude (Cf.

Figure A9).



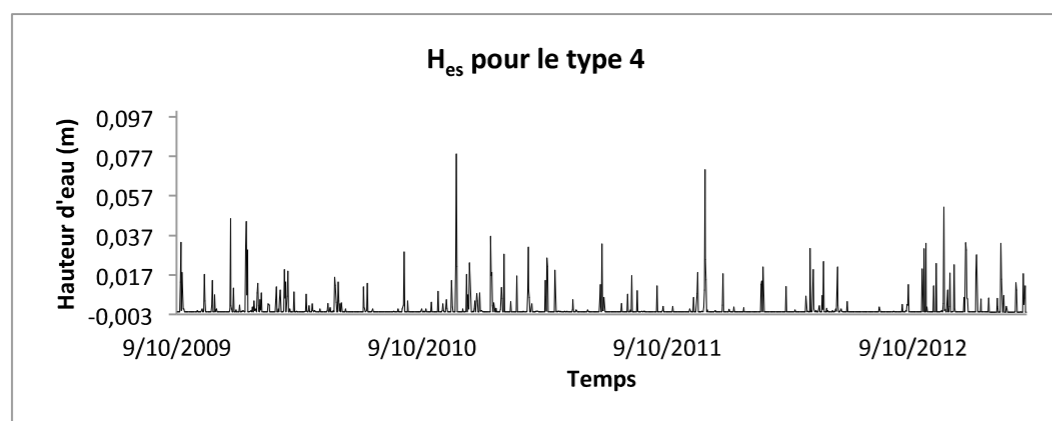


Figure A9 : Hauteur d'eau disponible pour la recharge de nappe selon les différents types d'occupation du sol

Topographie

Le modèle est développé sur l'emprise des alluvions holocènes dans toute la basse vallée. Ce principe a été arrêté en concertation avec les géologues de H2EA. En dehors de ce secteur d'alluvions holocènes, se trouve une terrasse alluviale ancienne qui se manifeste toujours le terrain par un ressaut par rapport à la strate d'alluvions.

La géométrie du modèle est construite à partir des données topographiques de NCA, dont la résolution originale est de 5 mètres. Pour le premier modèle, les données topographiques ont été recomposées afin d'obtenir une résolution de 10 mètres. Ceci permet de réduire le temps de construction du modèle et surtout le temps de calcul pour les simulations. Pour les prochaines versions du modèle, les données à 5 mètres de résolution seront intégrées si elles apportent une valeur ajoutée.

La discrétisation spatiale du domaine est réalisée avec un maillage triangulaire. Dans FEFLOW, plusieurs moteurs de maillage sont disponibles en fonction de la complexité du cas à traiter. Pour la basse vallée du Var, l'outil le plus pertinent est le «Triangle», qui est un code de maillage non structuré développé par J. Shewchuk de l'Université de Californie à Berkeley (DHI, Feflow manual). L'algorithme implanté dans FEFLOW permet de discrétiser un domaine complexe avec des mailles non structurées.

La qualité du maillage peut influencer significativement la qualité du résultat de la simulation, ou même la stabilité du calcul numérique : un triangle équilatéral est une forme parfaite pour le calcul, alors qu'un triangle obtusangle est absolument à éviter (Cf. **Figure A10**). Un grand avantage du maillage non structuré est que les mailles peuvent être densifiées près d'une bordure compliquée ou sur une zone d'intérêt (Cf. **Figure A10**).

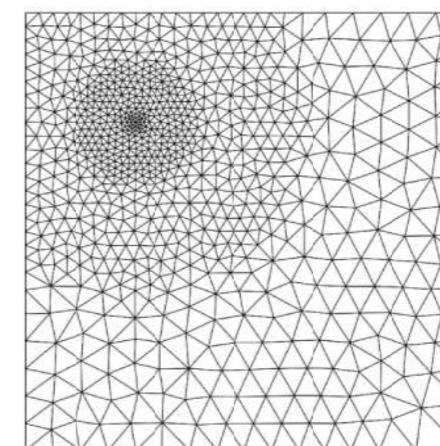


Figure A10 : Exemple de maillage non structuré avec une densification

Dans le modèle de la basse vallée, les endroits où la densification est nécessaire correspondent au lit mineur, aux champs captants et aux piézomètres de suivi (Cf. **Figure A11**).

Sur le MNT (Modèle Numérique de Terrain) utilisé, les bâtiments et les arbres ont été supprimés. La représentation géométrique est donc différente d'un MNE (Modèle Numérique d'Élévation) sur lequel les objets présents sur le terrain sont enregistrés. Les données fournies par NCA sont sous la forme d'un MNT certains ponts traversant le Var ont été pris en compte puisque parties intégrantes des voies de communication. Ils ont donc été éliminés pour assurer la bonne représentativité du MNT (Cf. **Figure A12**).

Le nombre total de mailles générées est 20000. La distance entre deux nœuds sur les zones densifiées est d'environ 20 mètres, celle sur les autres parties est d'environ 50 mètres. Ce premier modèle est destiné à fournir des indications pour le développement du modèle opérationnel et à assurer un calage efficace. Compte tenu de la précision recherchée et du temps de calcul attendu, cette résolution apparaît optimale.

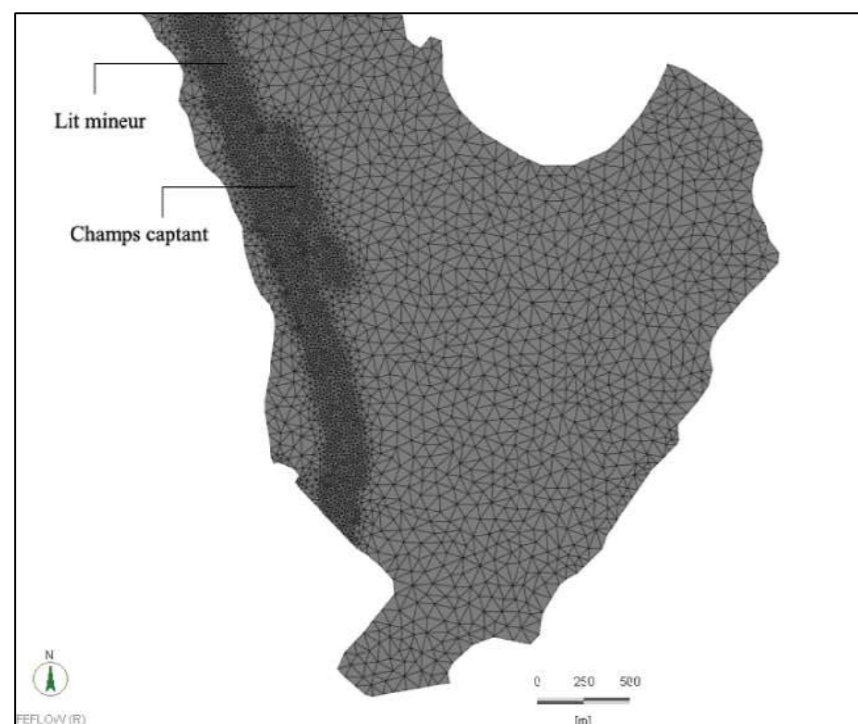


Figure A11 : Exemple du maillage non structuré à l'embouchure du Var

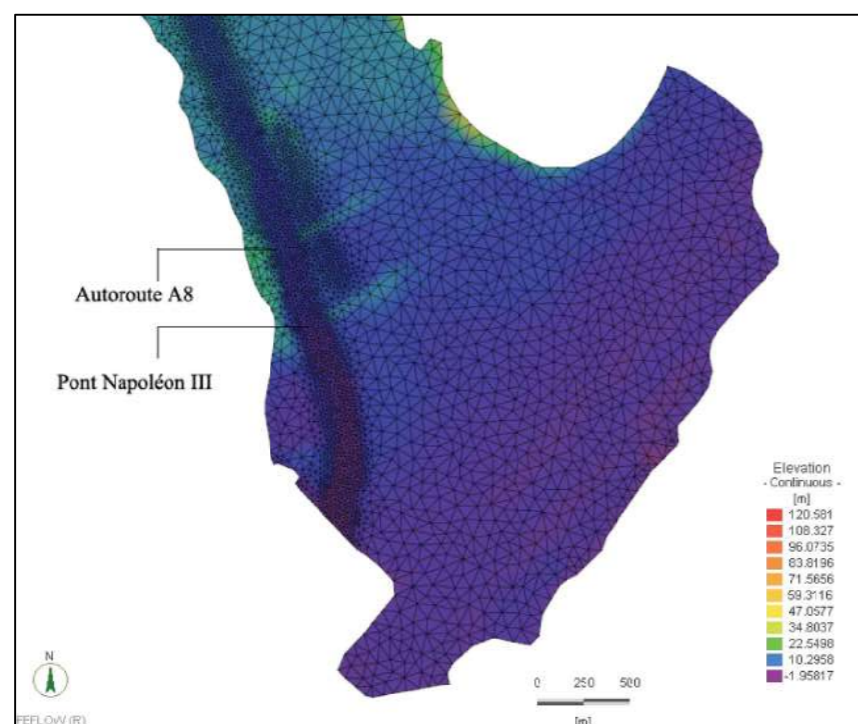


Figure A12 : Topographie mise à jour à l'embouchure du Var

Modélisation géologique

La mise en œuvre du modèle hydrogéologique implique de définir la géométrie de la structure géologique qui va accueillir la nappe souterraine. Dans le cadre du projet AquaVar, la problématique est concentrée sur la nappe qui développe des échanges avec les écoulements superficiels du lit mineur. Le modèle est donc limité à la nappe souterraine superficielle qui se développe au-dessus des poudingues. Le modèle est donc limité verticalement par la couche des poudingues.

Le flux entre la couche des poudingues et la nappe superficielle est calculé automatiquement par le moteur de calcul selon les équations implantées dans le logiciel, l'échange entre la nappe et les autres couches géologiques sera prise en compte sous la forme d'une condition aux limites spécifique pour les prochaines versions du modèle. Dans ce premier modèle, on suppose que l'influence de ce type d'échange est assez faible pour la nappe superficielle en particulier dans le secteur de l'embouchure du Var.

Une autre hypothèse importante est nécessaire pour la mise en œuvre du modèle et concerne la variation verticale de la conductivité hydraulique de la nappe libre. Bien que les coupes des forages d'essai indiquent que la nappe libre comprend plusieurs couches et que chacune d'entre elles est caractérisée par une valeur de la conductivité hydraulique unique, il n'est pas possible de reproduire cette propriété dans le modèle. La nappe est supposée homogène selon les directions de x , y , et z , et une valeur globale est utilisée, en un point, pour les conductivités hydrauliques K_{xx} , K_{yy} et K_{zz} .

Les couches géologiques sont représentées par leur épaisseur dans le modèle. Les différentes couches ont été construites à partir des coupes tracées par Guglielmi (Cf. Guglielmi, 1993). Les données spatiales (coordonnées et niveau) de chaque coupe sont numérisées dans le SIG et sont interpolées par krigeage.

Le krigeage réalise l'interpolation spatiale d'une variable régionalisée par calcul de l'espérance mathématique d'une variable aléatoire. Dans une région donnée, pour un point x_0 dont la valeur Z_0 (par exemple, la piézométrie) est inconnue, on suppose que sa valeur estimée Z_0^* soit le résultat d'une fonction linéaire :

$$Z_0^* = \sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot Z_i \quad \text{Eq. 49}$$

où

i est le numéro des points mesurés dans cette région,

Z_i est la valeur mesurée des points,

n est le nombre total de points connus considérés dans la région donnée,

λ_i est le poids.

On veut que Z_0^* est l'estimateur non-biaisé de Z_i , c'est-à-dire que :

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad \text{Eq. 50}$$

Le krigeage est la méthode qui permet de trouver les λ pour chaque point mesuré, puis de calculer le Z_0^* du point inconnu. Comme la méthode prend en compte l'effet de la distance entre le point ciblé et les points voisins, cette approche est mieux adaptée que les autres méthodes dans le domaine de

géostatistique. Dans FEFLOW, le krigeage est souvent utilisé pour interpoler les données spatiales telles que la piézométrie, le niveau des strates etc. En revanche, pour la distribution spatiale des coefficients tels que la conductivité hydraulique et le taux d'emménagement, le krigeage n'est pas la méthode la plus pertinente car des valeurs négatives – donc aberrantes physiquement - peuvent être obtenues.

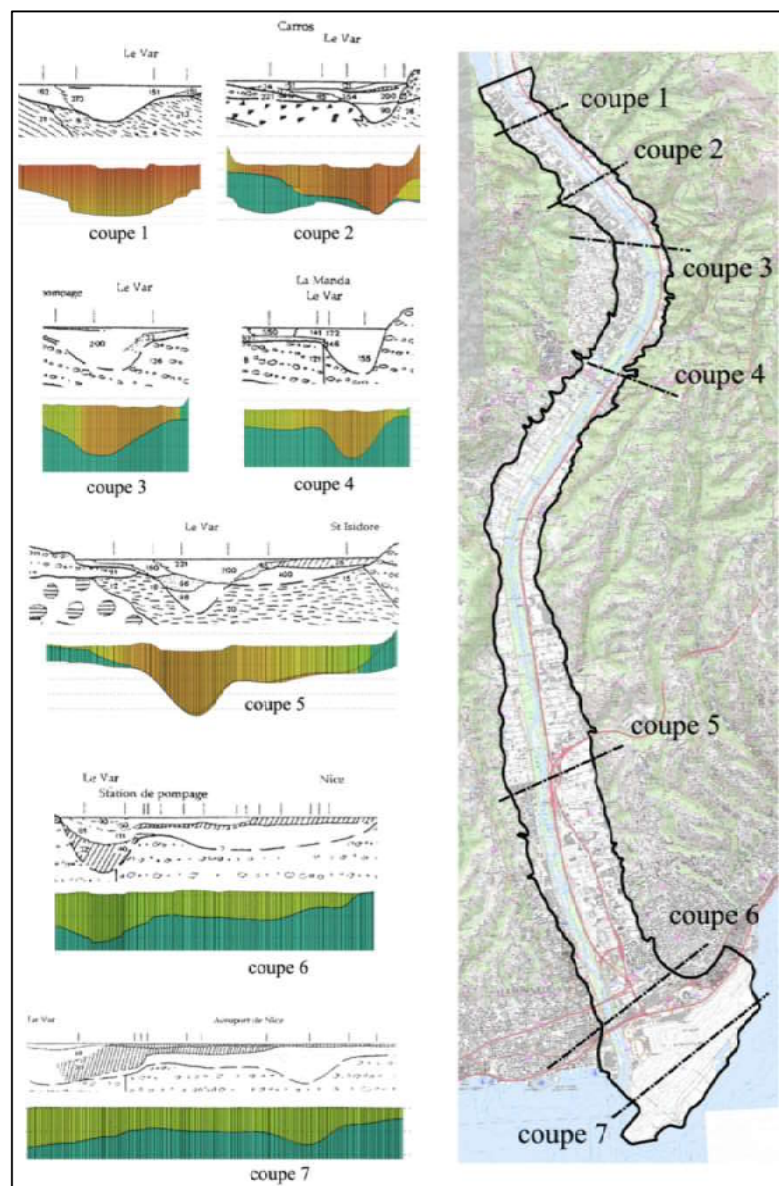


Figure A13 : Coupes géologiques de Guglielmi (1993) et leurs représentations dans le modèle

La Erreur ! Source du renvoi introuvable. A13 présente la modélisation des couches et leur comparaison avec les coupes publiées par Guglielmi en 1993. Le modèle reproduit bien la structure géologique de la basse vallée du Var. Néanmoins, la représentation des failles représente une source d'incertitude pour le modèle. La représentation d'une faille est une difficulté pour tous les logiciels de modélisation hydrogéologique. Il n'y a pas une solution parfaite permettant de modéliser l'écoulement qui passe par une faille non seulement à cause de la complexité de l'environnement

hydraulique, mais également en raison de la la contrainte intrinsèque des méthodes numériques utilisées dans la résolution des équations. Même si le comportement hydraulique d'une faille peut être considéré identique à celui des milieux poreux, il s'avère délicat de représenter l'interruption d'une couche géologique dans le modèle numérique. Comme indiqué dans les paragraphes précédents, les méthodes numériques utilisées dans les modèles impose la discrétisation spatiale du domaine d'étude. Dans un modèle, Il est donc impossible de faire s'interrompre une couche au milieu d'un domaine d'étude. Pour pallier cette difficulté, une faille peut être définie à partir d'un jeu de coefficients différents (par exemple K , S etc.) appliqué en ordre du maillage. La Figure A14 montre les solutions possibles pour deux types de failles qui sont fréquemment rencontrées dans la réalité. La première situation correspond à une faille normale, avec une interruption des couches. Du côté droit de la faille, les couches 2 et 3 ont disparu et sont remplacées par les couches 4 et 5. Dans le modèle, on suppose que les couches 1 et 4 forment une nouvelle couche dotées de propriétés différentes de part et d'autre de la faille : ces couches sont respectivement représentées par leurs coefficients K_1 et K_4 . Si la même approximation est utilisée pour les autres couches, la faille est donc reproduite par ce changement de propriété des milieux. Pour une même couche, un point ne possède qu'une seule valeur à la cote z , donc l'angle ϑ doit être inférieur à 90° .

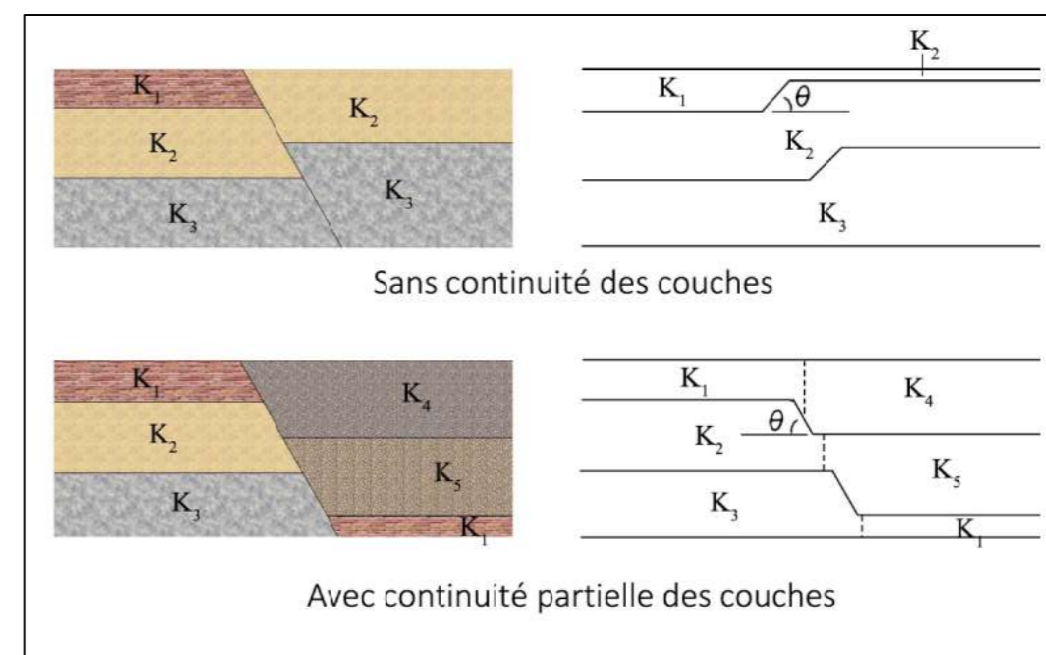


Figure A14 : Solutions possibles pour la représentation des failles dans un modèle numérique

La situation correspond à une faille inverse sans interruption des couches géologiques. On constate que la couche 2 et la couche 3 sont toujours liées de part et d'autre de la faille. Dans ce cas, il est possible de traiter cet ensemble comme une couche unique. Néanmoins, la forme des couches change à cause de l'angle ϑ , qui doit aussi être inférieur à 90° . Concernant la couche 1, elle doit être prolongée jusqu'à la surface mais avec une épaisseur plus faible et avec un coefficient doit être remplacé par K_2 à droite de la faille. L'épaisseur de cette couche prolongée ne doit pas être trop faible pour que le résultat de la simulation soit stable.

La Figure A15 est un exemple du traitement de faille appliqué dans le modèle de al basse vallée du Var. Cette faille normale, présente dans la basse vallée au niveau de Gattières, correspond à la limite entre la formation poudingue/marne et le calcaire. La modélisation retenue permet de bien

reproduire le contact direct entre poudingue-calcaire et marne-calcaire.

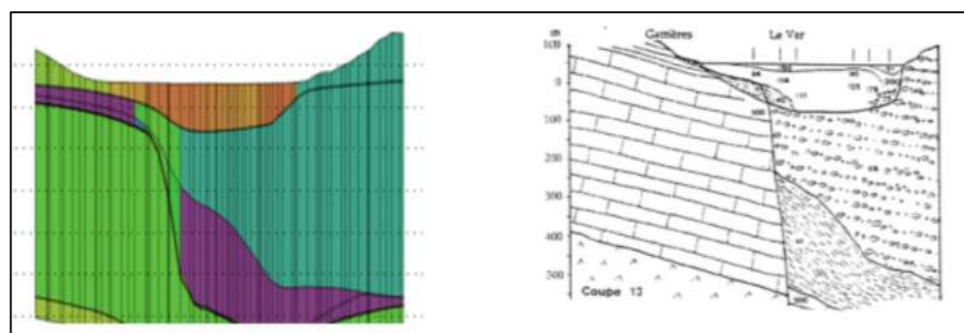


Figure A15 : Exemple du traitement de faille dans la basse vallée du Var

Conductivité hydraulique

Les valeurs retenues pour la conductivité hydraulique des alluvions holocènes sont présentées dans la **Figure A16**. Ces valeurs sont fournies ou déduites par l'analyse des forages d'essai réalisés dans les études antérieures. Pour mettre en place ces valeurs dans le modèle, la conductivité doit être étendue à l'ensemble de l'emprise du modèle à l'aide d'une méthode d'interpolation. L'approche par krigeage n'est pas la démarche la plus pertinente. Dans le modèle construit, la méthode choisie pour interpoler les coefficients de propriété (K , S etc) est la PID (Pondération Inverse à la Distance ou IDW, Inverse Distance Weighting). On considère un point inconnu x_0 , dont la valeur interpolée Z_0 est :

$$Z_0 = \frac{\sum_{i=0}^n w_i(x_0) Z_i}{\sum_{i=0}^n w_i(x_0)} \quad \text{avec } w_i(x_0) = \frac{1}{d(x, x_i)^p} \quad \text{Eq. 51}$$

où,

Z_i est la valeur du point x_i qui est connu,

$w_i(x_0)$ est une fonction simple de pondération,

$d(x, x_i)$ est une distance donnée du point connu x_i au point inconnu x_0 ,

n est le nombre total de points connus utilisés dans l'interpolation,

p est un nombre positif réel, appelé le paramètre de puissance.

Dans cette formulation, le poids des points voisins diminue lorsque la distance augmente. Dans FEFLOW, on utilise $p=2$ pour faire l'interpolation de K . Après avoir interpolé les valeurs de K pour toute la couche d'alluvions, on impose ces valeurs selon trois directions K_{xx} , K_{yy} et K_{zz} .

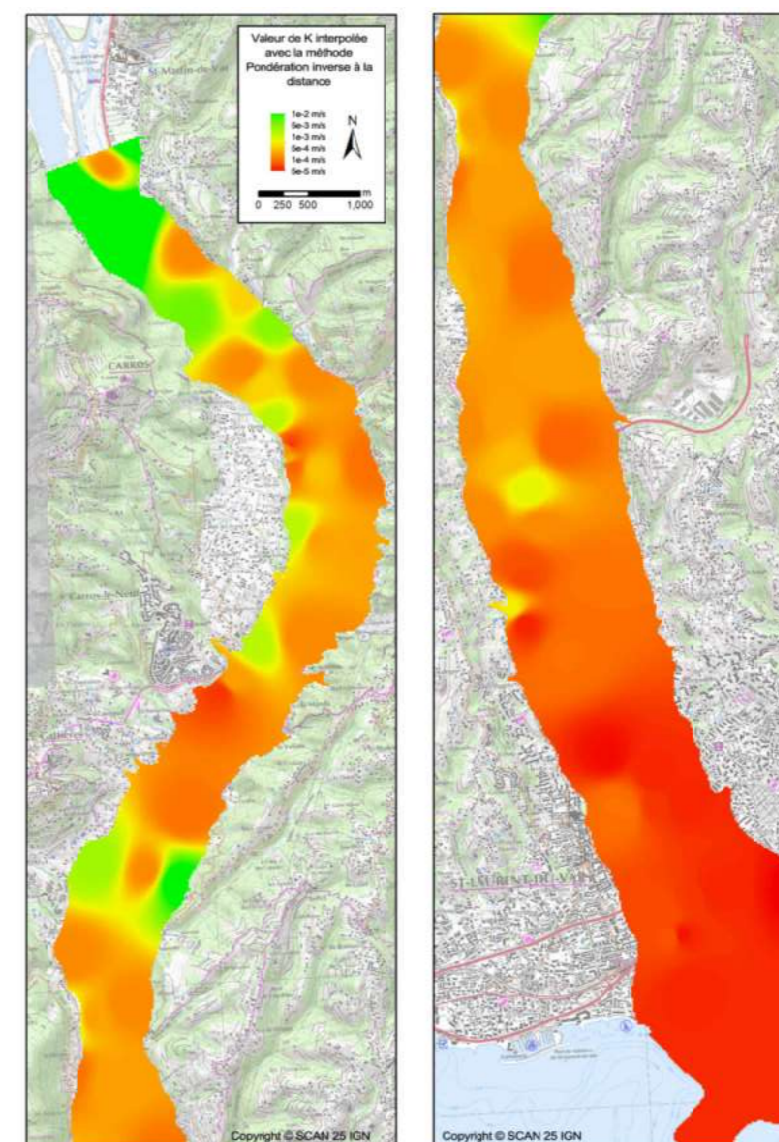


Figure A16 : Répartition de la conductivité hydraulique K dans les alluvions

La définition de la conductivité hydraulique pour la terrasse alluviale ancienne et les poudingues est moins précise que celle pour les alluvions car ces deux couches possèdent moins d'enjeux. Compte tenu des caractéristiques de la terrasse alluviale, la valeur de K est définie comme étant généralement plus faible que celle des alluvions, soit 0.0001 m/s. Compte tenu du fait que le volume totale de la terrasse alluviale est assez limité par rapport aux deux autres couches, même si cette estimation est grossière, elle n'aura qu'un faible impact sur le comportement de la nappe libre. D'après l'étude de Guglielmi (1993), la conductivité hydraulique de la couche de poudingues dans la basse vallée du Var est d'environ 2.6×10^{-6} m/s. Cette valeur est utilisée dans le modèle (Cf. **Figure A17**).

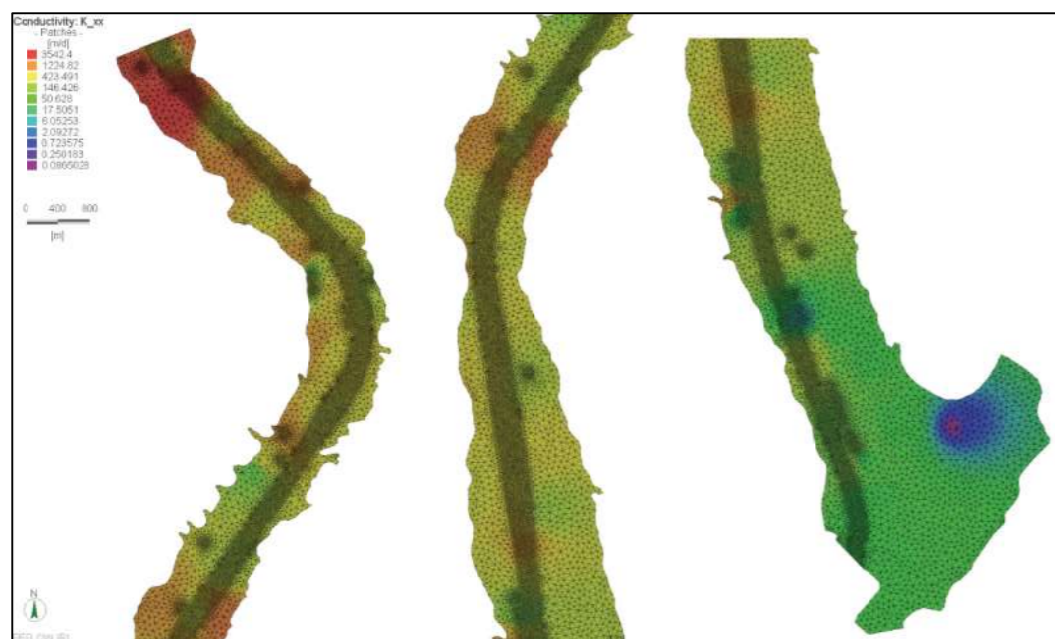


Figure A17 : Valeurs de K (conductivité hydraulique)

Taux d'emmagasinement

Peu d'études ou d'enregistrements concernent le taux d'emmagasinement pour le domaine d'étude. Six valeurs ont été trouvées dans les rapports du BRGM (Garnier, 1981). On rappelle l'équation d'écoulement souterrain, implantée dans FEFLOW :

$$\frac{\partial K_x \frac{\partial h}{\partial x}}{\partial x} + \frac{\partial K_y \frac{\partial h}{\partial y}}{\partial y} + \frac{\partial K_z \frac{\partial h}{\partial z}}{\partial z} = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Eq. 52}$$

Le S_s est le « Specific Storage », défini sous la forme :

$$S_s = S/b \quad \text{Eq. 53}$$

où,

S est le taux d'emmagasinement d'une nappe libre,

b est l'épaisseur de la nappe.

L'épaisseur b est estimée à l'aide de l'altitude du fond de la couche d'alluvions et du niveau statique de la nappe mentionné dans les rapports BRGM. Après interpolation, une carte pour le domaine d'étude est produite.

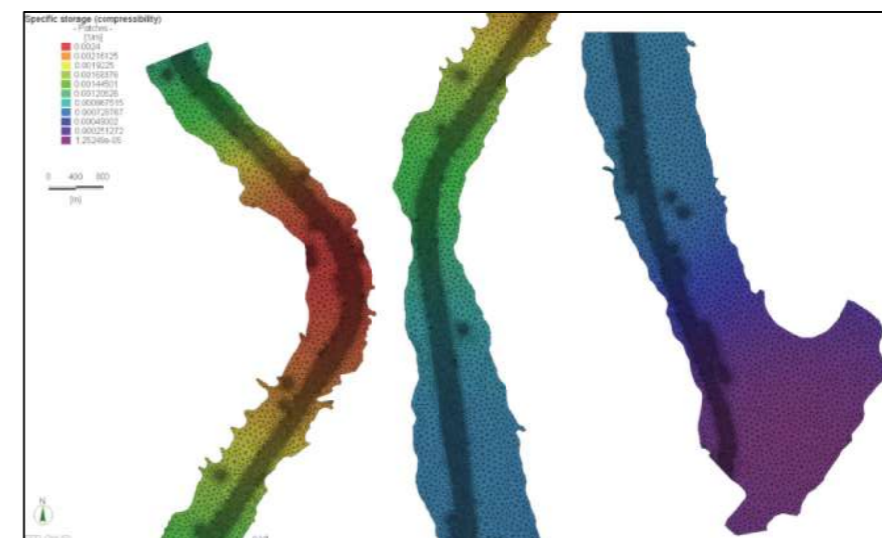


Figure A18 : Valeurs de Ss (Specific storage)

Captages d'eau potable

Les différents captages de la basse vallée ont été ajoutés dans le modèle (sur un ou plusieurs nœuds) comme une condition aux limites du modèle. Pour chacun de ces sites, le flux sortant du domaine est défini comme positif, alors que le flux entrant est négatif. L'unité des données d'entrée utilisée par FEFLOW est le m³/s. Les volumes journaliers sont donc extraits à partir des valeurs mensuelles. Les données sont fournies par la Régie des Eaux d'Azur (REA) et précisent, pour chaque site, les volumes de prélèvement. La Figure A19 montre les points de condition aux limites introduits dans le modèle pour les différents captages.

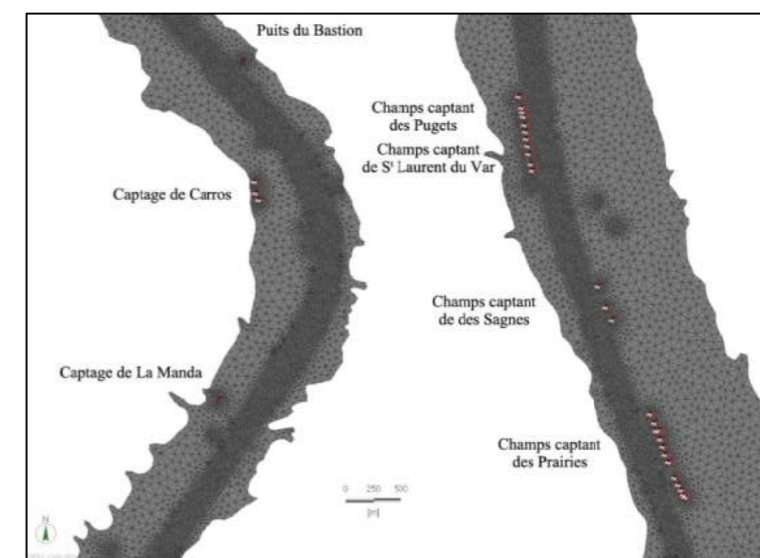


Figure A19 : Captages introduits dans le modèle

Conditions aux limites amont/aval et latérales

Pour les conditions aux limites en amont et en aval, une condition aux limites de Dirichlet est imposée. Pour une équation aux dérivées partielles, ce type de condition signifie que les valeurs spécifiées sont des solutions aux frontières/limites du domaine d'étude. On considère une équation aux dérivées partielles par exemple :

$$\nabla^2 y + y = 0 \quad \text{Eq.54}$$

Sa condition aux limites de Dirichlet sur un domaine $\Omega \subset R_n$ s'exprime par

$$y(x) = f(x) \quad \text{Eq.55}$$

où f est une fonction connue définie sur la frontière de Ω .

Dans FEFLOW, les conditions aux limites de Dirichlet s'appliquent aussi pour les conditions de charge hydraulique. Elles sont imposées sur des nœuds, à la bordure du domaine d'étude. Lors du calcul, le modèle compare la valeur de la condition aux limites et celle du nœud de calcul voisin pour déterminer la valeur du gradient hydraulique. Un gradient positif indique un débit entrant, un gradient négatif un débit sortant.

Les enregistrements du piézomètre PZ_BRO sont utilisés comme conditions aux limites en amont de la basse vallée du Var. Concernant la condition aval, un niveau constant est appliqué et correspond à une estimation de la valeur moyenne de la marée haute et de la marée basse, soit 0.3 m. La Figure A20 indique les différentes conditions aux limites appliquées au modèle.

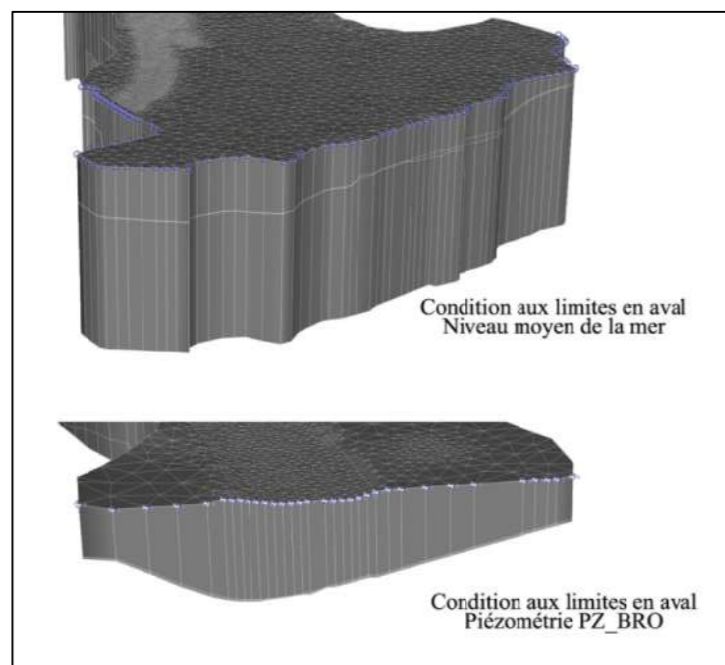


Figure A20 : Conditions aux limites amont et aval

Pour les conditions aux limites latérales, une condition aux limites de Neumann est imposée. Pour une équation aux dérivées partielles, ce type de condition signifie que les valeurs des dérivées sur les

frontières/limites du domaine sont spécifiées. On considère une équation aux dérivées partielles par exemple :

$$\nabla^2 y + y = 0 \quad \text{Eq.56}$$

Sa condition aux limites de Dirichlet sur un domaine $\Omega \subset R_n$ s'exprime par :

$$y'(x) = g(x) \quad \text{Eq.57}$$

où g est une fonction connue définie sur la frontière de Ω .

Dans FEFLOW, la condition aux limites de Neumann s'appelle aussi la condition de flux. Elle est imposée sur les nœuds, à la bordure du domaine d'étude. Le flux entrant dans le modèle est défini comme une valeur négative.

Dans le premier modèle, cette condition a été imposée en amont, dans le secteur où la pente latérale est la plus élevée. L'emprise du modèle couvre l'extension de la couche des alluvions et le flux défini correspond à un débit issu des poudingues et réparti de manière linéaire. Selon la loi de Darcy :

$$V = K \cdot i \quad \text{Eq. 58}$$

Le flux est égal à V , et dans ce cas-là, K est la conductivité hydraulique, et i est le gradient hydraulique. Cependant, l'estimation de la valeur globale de i est très incertaine. Par conséquent, on suppose que i est égale à la pente du terrain à la bordure du modèle, soit 0.5. Le flux imposé dans le modèle est donc $2.6 \times 10^{-6} \times 0.5 = 1.3 \times 10^{-6}$ m/s, soit 0.11 m/j.

La Figure A21 montre la zone où les conditions de flux sont imposées dans le modèle.

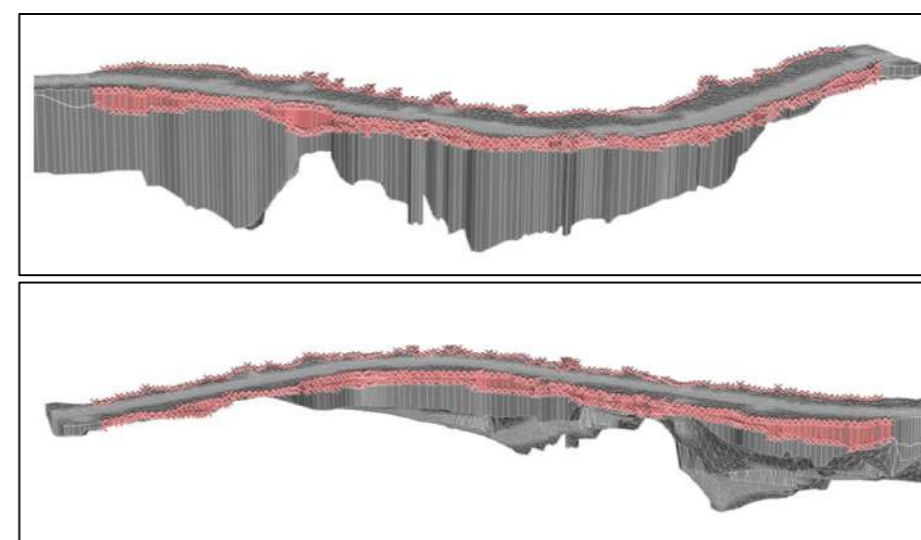


Figure A21 : Condition aux limites latérales

Conditions aux limites à surface libre

Pour le modèle hydraulique à surface libre, la hauteur d'eau dans la rivière est un résultat de la simulation, mais pour le modèle souterrain, cette valeur est une condition aux limites qui permet de

reproduire l'échange en eau entre la nappe et la rivière. Dans le modèle FEFLOW, cette hauteur d'eau correspond à une « condition de transfert ». En mathématiques, ce type de condition s'appelle également une condition aux limites de Cauchy, à laquelle sont attachées des valeurs spécifiques ainsi qu'une dérivée directionnelle appliquée sur les frontières/limites. Cette condition correspond à une combinaison de la condition de Dirichlet et la condition de Neumann. On considère la même équation aux dérivées partielles que pour le paragraphe précédent :

$$\nabla^2 y + y = 0 \quad \text{Eq. 59}$$

La condition de Cauchy est donc :

$$\begin{cases} y(x) = f(x) \\ y'(x) = g(x) \end{cases} \quad \text{Eq. 60}$$

où $g(x)$ est une fonction connue définie sur la frontière.

Dans FEFLOW, cette condition aux limites est souvent définie par la hauteur d'eau de l'écoulement à surface libre et un débit d'échange entre la nappe et la rivière/le lac. Pour un domaine concerné, par exemple, un lac ou le lit mineur d'une rivière, on a :

$$Q = A \cdot \Phi \cdot (h_{ref} - h) \quad \text{Eq. 61}$$

où,

Q [m³/s] est le débit entrant ou sortant du modèle

A [m²] est la superficie concernée

Φ [s⁻¹] est le taux de transfert,

h_{ref} [m] est la hauteur d'eau du lac ou de la rivière

h [m] est la charge hydraulique dans le modèle souterrain sur la même surface.

Le taux de transfert Φ est un paramètre de conductance qui décrit la propriété de la couche de colmatage. Cette couche est la surface qui lie l'eau à surface libre et la nappe phréatique. Le Φ est définie sous la forme :

$$\Phi = K/d \quad \text{Eq. 62}$$

où,

K [m/s] est la conductivité de la couche de colmatage,

d [m] est l'épaisseur de la couche de colmatage.

Aucune étude antérieure n'a été réalisée sur la couche de colmatage du Var. Selon les avis d'experts et les différents exemples trouvés dans des publications, le taux de transfert pour un débit entrant peut être estimé en première approximation à 0.3 s⁻¹ comme, et pour un débit sortant à 0.5 s⁻¹. La différence entre les deux situations s'explique par le fait que l'écoulement vers le milieu poreux doit franchir la couche de colmatage et que l'écoulement vers le milieu à surface libre permet de résorber

une partie du colmatage (Cf. **Figure A22**).

Dans la basse vallée du Var, les surfaces d'échange sont limitées au lit mineur. En cas de débordement et d'inondation, une interaction entre les volumes de submersion et la nappe est potentiellement possible. Cependant, les principales zones de débordement ou d'inondation sont fortement imperméabilisées et le flux de transfert est donc potentiellement réduit. Des hypothèses différentes pourront être formulées dans le cadre de l'analyse qualitative. Par conséquent, le taux de transfert est uniquement défini sur le lit mineur (Cf. **Figure A22**).

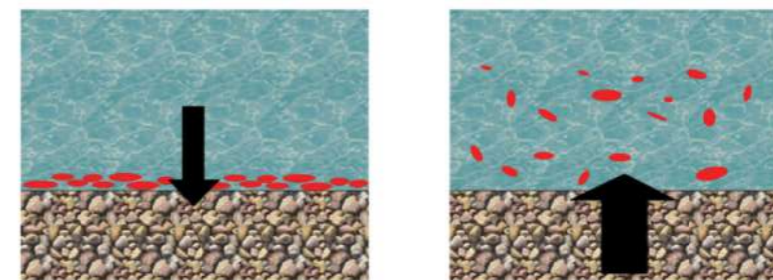


Figure A22 : Echanges au niveau de la couche de colmatage

Dans l'approche mise en œuvre pour la basse vallée du Var, la hauteur d'eau est calculée par un modèle hydraulique à surface libre construit par le logiciel MIKE 11. La simulation est réalisée pour la même période que celle de modèle souterrain. Les données nécessaires ont été obtenues sur le site Vigicrue (<http://www.vigicrues.gouv.fr>). Les résultats obtenus avec le modèle MIKE11 ont été utilisés dans le modèle FEFLOW sur les secteurs qui sont associés à de brusques changements de niveaux (amont et aval des seuils par exemple) et sur les sites de calage situés dans les champs captants (Cf. **Figure A23** et **Figure A24**).

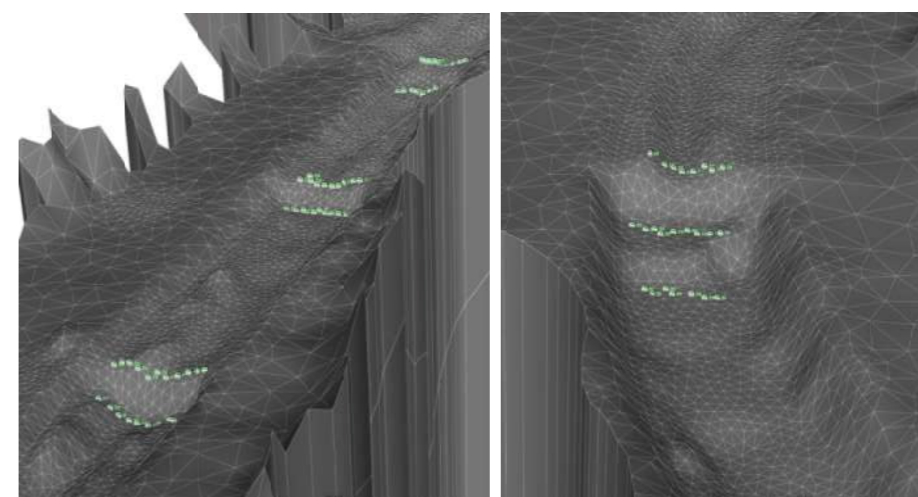


Figure A23 : Conditions aux limites imposées au droit des seuils

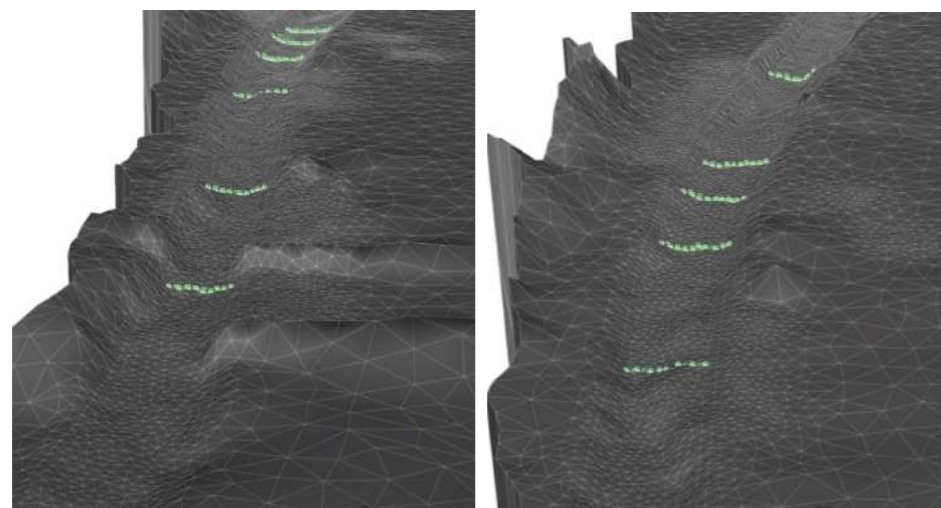


Figure A24 : Conditions aux limites imposées à proximité des champs captants

Annexe 4: Synthèse bibliographique

Hydrogéologie

- 1) Brownbill R.J., Lamontagne S., Williams R.M., Cook P.G., Simmons C.T. et Merrick N., (2011), Interconnection of surface and groundwater systems – river losses from losing-disconnected streams, NSW Office of Water, 48 pages.

Commentaire : Les auteurs ont effectué une mesure du taux d'infiltration, le long de la rivière étudiée afin de quantifier l'échange entre la nappe et la rivière.

- 2) Bruen M.P., Osman Y.Z., (2004), Sensitivity of stream – aquifer seepage to spatial variability of the saturated hydraulic conductivity of the aquifer, Journal of Hydrology, vol.293, p.289–p.302.

Commentaire : L'auteur a introduit la base physique de la relation alimentaire entre nappe/rievière. Une application réalisée avec SWMS_2D a été faite en considérant un simple canal rectangulaire et son aquifère alluvial.

- 3) Caviedes-Voullième D., Murillo J., et Garcia-Navarro P., (2012), Numerical simulation of groundwater-surface interactions by external coupling of the 3d Richards equation and the full 2d shallow-water equations, XIX International Conference on Water Resources.

Commentaire : Les auteurs ont couplé un modèle d'écoulement à surface libre (l'équation de Saint-Venant en 2D) avec un modèle d'écoulement en milieu poreux (l'équation de Richards en 3D).

- 4) Emily A. et Tennevin G., (2009), La source karstique de Sainte-Thède. Evolution des débits annuels depuis 1940 (Peillon, Alpes-Maritimes), Annales du Muséum d'Histoire Naturelle de Nice fasc. XXVI, p.1 – p.14.

- 5) Emily A. et Tennevin G., (2010), Venues d'eau turoniennes du tunnel de Braus. Del l'eau potable à 700 mètres de profondeur (Sospel, L'Escarène, Alpes-Maritimes) vol. XXV, p.137-149.

- 6) Fleckenstein J.H., Krause S., Hannah D.M., et Boano F., (2010), Groundwater-surface water interactions : New methods and models to improve understanding of processes and dynamics, Advances in Water Resources vol.33, p.1291–p.1295

Commentaire : Une description et introduction de nouvelles technologies pour estimer l'échange nappe/rievière.

- 7) Frei S., Fleckenstein J.H., Kollet S.J. et Maxwell R.M., (2009), Patterns and dynamics of river–aquifer exchange with variably-saturated flow using a fully-coupled model, Journal of Hydrology vol.375, p.383–p.393.

Commentaire : Le logiciel PARFLOW est utilisé pour modéliser l'échange dynamique entre nappe profonde et la rivière. Bien que la nappe étudiée (nappe profonde) ne corresponde pas à celle de l'alluvial de Var, dont la nappe est principalement nappe peu profonde, la méthode utilisée par l'auteur est illustrative.

- 8) Guglielmi Y. (1993), Hydrogéologie des aquifères plio-quatérnaires de la basse vallée du Var, thèse de doctorat, Université d'Avignon et des Pays du Vaucluse, 178 pages.

Commentaire : L'auteur présente en détail les caractéristiques géologiques de la basse vallée du Var. Les coupes géologiques présentées dans cette thèse (p.54-59) aident à la construction du modèle souterrain. De plus, l'auteur présente une synthèse des résultats des études effectuées par plusieurs organisations telles que BRGM, ARLAB, CETE et les exploitants des services d'eau (CGE et CEO) pour déduire les valeurs de conductivité hydraulique le long de la rivière (p.91-93). Les conductivités hydrauliques calculées à partir des résistivités en utilisant une corrélation entre ces deux variables ont été ajoutées dans cette carte. Ces valeurs permettent de définir la propriété des couches dans le modèle numérique.

- 9) Kollet S.J., Maxwell R.M., (2006) Integrated surface-groundwater flow modeling : A free-surface overland flow boundary condition in a parallel groundwater flow model, *Advances in Water Resources* vol.29, p.945–p.958.

Commentaire : Il s'agit d'un test d'une nouvelle méthode pour imposer la charge hydraulique de la nappe à surface libre comme une condition aux limites pour l'eau souterraine. Le logiciel PARFLOW a été utilisé pour construire le modèle couplé.

- 10) Mangan C., Tennevin G. et Emily A., (2012), Hydrogéologie de la basse vallée du Var (Alpes-Maritimes, France) – Nappes alluviales et nappes profondes, *Annales du Muséum d'Histoire Naturelle de Nice* vol. XXVII, p.55 – p.69.

Commentaire : Une reconnaissance des réservoirs aquifères du jurassique et pliocène a été réalisée à l'aide des données de forages profonds entrepris par le Conseil Général des Alpes-Maritimes. Ces informations ont permis, par la suite, d'appréhender la répartition des différentes nappes du secteur (à savoir jurassique, pliocène et alluviales), leurs disponibilités et leurs possibilités d'échange. La nappe jurassique alimente la nappe alluviale uniquement sur la rive droite au niveau des secteurs de La Gaude et du Plan de Gattière (hypothèse à vérifier). Quant à la nappe des poulingues pliocènes, elle participe activement à l'alimentation des nappes alluviales.

- 11) Mangan C., Emily A. et Tennevin G., (2012), Synthèse géologique de la basse vallée du Var (Alpes-Maritimes, France) – Données nouvelles de la structure profonde, *Annales du Muséum d'Histoire Naturelle de Nice* vol. XXVII, p.21 – p. 33.

Commentaire : Cet article apporte des connaissances concernant la géologie profonde de la basse vallée du Var. Ces informations concernent la structuration frontale de l'avant-pays provençal et de l'arc subalpin de Nice.

- 12) Pachepsky Y., Timlin D., et Rawls W., (2003), Generalized Richards' equation to simulate water transport in unsaturated soils, *Journal of Hydrology* vol. 272, p.3–p.13

Commentaire : Une application de l'équation de Richards a été effectuée. La précision du résultat a aussi été discutée.

- 13) Rushton K., (2007), Representation in regional models of saturated river-aquifer interaction for gaining/losing rivers, *Journal of Hydrology*, vol.334 , p.262–p.281.

Commentaire : L'auteur a utilisé un « river coefficient » pour quantifier la relation d'alimentation entre la rivière et sa nappe à l'échelle régionale. Il a aussi prouvé que la conductivité hydraulique est le coefficient le plus important pour la modélisation hydraulique souterraine.

- 14) Spanoudaki K., Stamou A.I. et Nanou-Giannarou A., (2009), Development and verification of a 3-D

integrated surface water-groundwater model, *Journal of Hydrology*, vol.375, p.410–p.427,

Commentaire : L'auteur a construit un modèle en utilisant IRENE qui permet de coupler l'équation de Navier-Stokes en 3D pour la surface et l'équation de Darcy pour le sol. La méthode numérique adaptée est celle des différences finies avec un schéma semi-implicite pour la nappe à surface libre et un schéma implicite pour la nappe souterraine.

- 15) Tennevin G., Emily A. et Mangan Ch., (2010), Etude hydrogéologique des nappes profondes de la basse-vallée du Var (Alpes-Maritimes), 53 pages.

Commentaire : Les auteurs ont présenté les caractéristiques des alluvions quaternaires sur la basse vallée du Var en montrant les coupes des forages profonds réalisés près de l'aéroport de Nice Côte d'Azur. La figure 4 (p.38-39) indique les coupes à l'embouchure de Var. Cela sert à vérifier les couches géologiques dans le modèle numérique. Une annexe de ce rapport est une carte géologique et hydrogéologique (planche 1, voir Annexe 19) sert à délimiter l'emprise du modèle.

- 16) Dole-Olivier M.J., (1998), Surface water-groundwater exchanges in three dimensions on a backwater of the Rhône River *Freshwater Biology* (1998) vol.40, p.93-109.

Commentaire : L'auteur a montré que l'échange entre la nappe et la rivière apparaît principalement à moins de 50 cm au-dessous du substrat du lit. Cette conclusion peut être utile pour estimer la couche de colmatage (Paragraphe 5.9) concernant le sujet du couplage du modèle souterrain avec le modèle à surface libre du Var.

- 17) Marti P.B., (2005), Assessment of surface water and groundwater interchange in the Walla-Walla river watershed, le ministère de l'écologie de l'état de Washington. 48 pages.

Commentaire : Le tableau du gradient hydraulique vertical (p.20) donne une référence de l'estimation du paramètre « in/out flow rate » pour le modèle FEFLOW.

Conductivité hydraulique

- 18) Cabinet MANGAN, Forage du M.I.N. (06 – Nice) – Projet de mise en service pour alimenter le réseau spécialisé de distribution d'eau brute d'arrosage et de protection incendie de Nice. Nice : Cabinet MANGAN, Mars 2000, 20 pages.

- 19) Cabinet MANGAN, Nappe alluviale de la Basse Vallée du Var – Recherche par forages au Bec de l'Estéron (06 – Gilette). Nice : Cabinet MANGAN, Novembre 2012, 7 pages.

- 20) Cabinet MANGAN, Rabattement de nappe par pompages dans le cadre de chantiers simultanés. Nice : Cabinet MANGAN, Février 2011, 34 pages.

- 21) Cabinet MANGAN, Z.A.C. de l'Arénas (06 – Nice) – Gestion des débits exhaures. Nice : Cabinet MANGAN, Octobre 2005, 23 pages.

- 22) Chapiteau A., Forage F3 Captage des Prairies – Diagnostic et Contrôle des flux et des fluides. RP – HI 97030164. Campnier : Hydro Invest, Février 1997, 8 pages.

- 23) Garnier J.L., Goudon A. et Syssau A., Champ de captage des Pugets à Saint-Laurent-du-Var (06) – Réalisation d'un puits de captage pour complément d'adduction d'eau potable - Contrôle des opérations de développement et de pompages d'essai. RP-81 SGN 261 PAC. Marseille : Bureau de

Recherches Géologiques et Minières, Avril 1981, 19 pages.

- 24) Garnier J.L., *Synthèse des connaissances géologiques et hydrogéologiques acquises sur le site de l'aéroport de Nice (06)*. RP- 87 SGN 581 PAC. Marseille : Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Décembre 1987, 26 pages.
- 25) Guglielmi Y. et Reynaud A., Etude de la variation piézométrique de la nappe du Bec de l'Estéron en vue de la réalisation d'une zone d'activité. Besançon : Laboratoire de Géologie Appliquée, Avril 1997, 9 pages.
- 26) HYDRATEC et CITADIA, Etablissement des périmètres de protection des captages des Sagnes et des Prairies à Nice dans le cadre de la procédure de déclaration d'utilité publique. 23561 /NCA-FC. Paris : Hydratec, Juillet 2009, 128 pages.
- 27) Ivaldi J.P., Diagnostic de vulnérabilité hydrogéologique à la pollution des champs captants des communes de Nice (les Sagnes, les Prairies), Saint-Laurent-du-Var (Pugets, SIEVI, Saint-Laurent-du-Var, SILRDV) et Carros (Plan de Carros, SIEVI). Nice : LGDA Université de Nice Sophia-Antipolis, Septembre 2009.
- 28) Kassem Ph., Peirola J. et Fournier I., Forage de reconnaissance et pompage d'essai sur le champ de captage des Plans – Simulation du débit d'exploitation. RP-A09480. Marseille : ANTEA, Août 1997, 28 pages.

Commentaire : Ces rapports d'études contiennent des valeurs de transmissivité, niveau statique de l'eau en nappe superficielle, perméabilité et coefficient d'emménagement réparties sur l'ensemble de la Basse Vallée du Var.

Le fleuve Var

- 29) Anthony E.J., Julian M., (1999), Source-to-sink sediment transfers, environmental engineering and hazard mitigation in the steep Var River catchment, French Riviera, southeastern France, *Geomorphology* vol.31, p.337-p.354.
- 30) Anthony E.J., (2007), Problems of hazard perception on the steep, urbanized Var coastal floodplain and delta, French Riviera, Méditerranée, vol.108, p.91-p.97.
- 31) Anthony E.J., Cohen O. et Sabatier F., (2011), Chronic offshore loss of nourishment on Nice beach, French Riviera: A case of over-nourishment of a steep beach? *Coastal Engineering*, vol.58, p.374-p.383.
- 32) Chapuis M. et Collomb D. (2014), La cicatrization des rivières méditerranéennes françaises après les grandes perturbations de la seconde moitié du xxe siècle : réponses des systèmes fluviaux et stratégies de gestion Exemples de la Durance, du Var, de la Cèze », *Méditerranée* [En ligne], 118 | 2012, consulté le 12 février 2014. URL : <http://mediterranee.revues.org/6276>
- 33) Dan G., Sultan N. et Savoye B., (2007), The 1979 Nice harbour catastrophe revisited: Trigger mechanism inferred from geotechnical measurements and numerical modelling, *Marine Geology* vol.245, p.40-p.64.
- 34) Guinot V. et Gourbesville P., (2003), Calibration of physically based models: back to basics? *Journal of Hydroinformatics*, vol.5(4), p.233-p.244.

- 35) Julian M. et Anthony E., (1996), Aspects of landslide activity in the Mercantour Massif and the French Riviera, southeastern France, *Geomorphology*, vol.15, p.275-p.289.
- 36) Khripounoff A., Vangriesheim A., Crassous P. et Etoubleau J., (2009), High frequency of sediment gravity flow events in the Var submarine canyon (Mediterranean Sea), *Marine Geology*, vol.263, p.1-p.6.
- 37) Mulder T., Savoye B., P.M. Syvitski J. et Parize O, (1997), Des courants de turbidité hyperpycniaux dans la tête du canyon du Var ? Données hydrologiques et observations de terrain. *Oceanologica Acta* vol.20(4), p.607-p.626.
- 38) Malavoi J.R., Garnier C.C., Landon N., Recking A. et Baran Ph., (2010), Eléments de connaissance pour la gestion du transport solide en rivière. Office national de l'eau et des milieux aquatiques. 219 pages.

Logiciels et outils de simulation

- 39) Bear, J. (2012). *Hydraulics of groundwater*. Courier Dover Publications.
- 40) Becker B.P., et Schüttrumpf H., (2010), An OpenMI module for the ground water flow simulation program FEFLOW, *Journal of Hydroinformatics*, vol.13(1), p.1-p.12.

Commentaire : Il s'agit de l'élaboration d'un schéma de couplage de FEFLOW avec un autre modèle ILMOFLOOD, qui sert à modéliser l'écoulement à surface libre, en utilisant l'interface OpenMI.

- 41) Brandenburg J. et Clemmons L., (2012), Analysis of numerical differential equations and finite element method, publié par : College publishing House, Delhi, 149 pages.
- 42) Cesur D., (2007), GIS as an information technology framework for water modeling, *Journal of Hydroinformatics*, vol.09(2), p.123-p.134.
- 43) Chow, V. Te. (1959). *Open channel hydraulics*.
- 44) Delestre, O. (2010), Simulation du ruissellement d'eau de pluie sur des surfaces agricoles, thèse de doctorat, Université d'Orléans, 293 pages.
- 45) Delestre O., Cordier S., Darboux F., Du M., James F., Laguerre C., Lucas C., et Planchon O., (2012), FullSWOF : un logiciel pour la simulation du ruissellement, proceedings de Simhydro 2012, *New Frontiers of Simulation*, Springer Hydrogeology, publié par : Gourbesville P., Cunge J. et Caignaert G., p.221-p.231.

- 46) DHI, Water & Environment, (2006) MIKE 21 & MIKE 3 FM, Hydrodynamic Module, Short Description, 36 pages.

Commentaire : Cette référence présente les équations implantées dans le module d'hydrodynamique du logiciel MIKE 21 et MIKE 3.

- 47) DHI – Wasy, (2012) FEFLOW 6.1, User Manual, 116 pages.

Commentaire : Cette référence présente les équations mises en œuvre dans FEFLOW.

48) Griffiths K. J., Williams A. T., et Adams B., (2010), A modelling study using Feflow to examine the feasibility and sustainability of closed-loop ground source heat pump systems.

Commentaire : Test de la capacité du logiciel concernant le module de transport thermal.

49) Hewett C. J. M., Doyle A., et Quinn P. F., (2010), Towards a hydroinformatics framework to aid decision-making for catchment management, Journal of Hydroinformatics, vol.12(2), p.119-p.139.

50) Knaption A., (2009), Gulf water study, an integrated surface-groundwater model of the Roper River Catchment, Northern Territory, rapport technique du gouvernement du Territoire du Nord, Australie, 60 pages.

Commentaire : La méthodologie de la conception du modèle souterrain dans cet article est semblable à celle du Projet AquaVar. MIKE SHE a été utilisé pour construire le modèle hydrologique.

51) Kolditz O., Delfs J.O., Bürger C., Beinhorn M., et Park C.H., (2008), Numerical analysis of coupled hydrosystems based on an object-oriented compartment approach, Journal of Hydroinformatics, vol.10(3), p.227-p.244.

52) Remesan R., Ahmadi A., Shamim M.A. et Han D., (2010), Effect of data time interval on real-time flood forecasting, Journal of Hydroinformatics, vol.12 (4), p.396-p.407.

53) Ping J., Nichol C. et Wei X., (2009), Numerical ground water modeling in the Deep Creek Watershed, rapport technique du Ministère de l'Environnement de Colombie-Britannique, Canada, 276 pages.

Commentaire : Dans cet article, la méthodologie de la conception du modèle souterrain est semblable à celle du Projet AquaVar.

54) Sharma K. D., (2007), Modelling of a coastal aquifer using FEFLOW. 41 pages.

Commentaire : Cet article met l'accent sur l'intrusion d'eau de mer et de l'eaux usées. Cette référence peut aider à la conception du module de la qualité d'eau dans le modèle développé pour AquaVar