
Modélisation hydromécanique de l'argile à Opalines :
retour d'expérience sur le micro-tunnel HG-A

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de
master Ingénieur Civil

en Ingénieur Civil des Mines et Géologue

par

BERTRAND François

JURY :

Dr. Ir. F. COLLIN, Chargé de Cours à l'Université de Liège, Promoteur

Dr. Ir. S. LEVASSEUR, Ingénieur de recherches à l'Université de Liège

Dr. Ir. R. CHARLIER, Professeur Ordinaire à l'Université de Liège, Doyen de la Faculté des
Sciences Appliquées

Dr. Ir. F. NGUYEN, Chargé de Cours à l'Université de Liège

Dr. Ir. B. FRANÇOIS, Professeur Associé à l'Université Libre de Bruxelles

Remerciements

Je tiens à remercier les personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce travail de fin d'études. Sans eux, ce travail n'aurait pas été le même.

En premier lieu, pour son implication continue, j'adresse mes remerciements à mon promoteur, F. COLLIN. Ses remarques et ses conseils m'ont permis de surmonter les obstacles qui se sont présentés au fil de l'élaboration de ce travail.

Je remercie aussi S. LEVASSEUR qui fut pour moi comme un second promoteur.

Merci aussi à A.-C. DIEUDONNÉ de m'avoir aidé lors de mes premiers pas avec « Lagamine ». Je remercie également B. PARDOEN pour l'aide technique qu'il m'a apportée lorsque les modélisations sont devenues plus complexes.

Ensuite, je voudrais remercier les membres du service de géotechnique qui m'ont écouté et fait part de leurs suggestions lors des présentations intermédiaires de ce travail.

Enfin, je tiens à remercier mes parents pour leur soutien et leur relecture, même si certaines choses resteront toujours pour eux un mystère.

Ce travail de fin d'études est présenté en vue de l'obtention du grade de master Ingénieur Civil en Ingénieur Civil des Mines et Géologue. Le sujet de ce travail est la modélisation hydro-mécanique de l'excavation du micro-tunnel HG-A du laboratoire du Mont-Terri en Suisse. Ce laboratoire effectue des recherches sur l'argile à Opalines en vue du stockage de déchets nucléaires en couche géologique profonde.

La modélisation sera réalisée au moyen du code de calcul éléments finis « Lagamine » développé par l'université de Liège. Au préalable, les paramètres du modèle seront déterminés par l'interprétation d'essais de laboratoire et par une recherche bibliographique. Le tunnel HG-A faisant partie d'un programme de recherche sur le stockage des déchets nucléaires, ce contexte particulier sera également développé.

L'énergie nucléaire procure 15% de l'électricité mondiale, c'est 22% dans les pays de l'OCDE et 36% en Suisse. Comme certains déchets nucléaires sont hautement radioactifs, il est nécessaire de les isoler de la biosphère. Pour ce faire, la voie privilégiée est le stockage en couche géologique profonde. En Suisse, l'argile à Opalines est étudiée au laboratoire souterrain du Mont-Terri dans ce but.

Les expériences menées au sein du laboratoire permettent d'étudier les caractéristiques de l'argile à Opalines. Il s'agit d'une roche très peu perméable dans laquelle les circulations d'eau sont très lentes, les déchets seraient donc confinés à long terme. Une question importante est la durée du confinement. Les expériences telles que celles menées au sein du micro-tunnel HG-A fournissent des données qui permettent de calibrer et valider les modèles numériques. Des simulations à très long terme sont alors envisageables grâce à ces modèles.

La modélisation du micro-tunnel repose sur des modèles physiques et mathématiques présentés dans ce travail. Par définition, ils impliquent toujours une certaine simplification de la réalité. Ces modèles dépendent d'un certain nombre de paramètres dont les gammes de valeurs doivent être évaluées expérimentalement. Dans ce but, des essais de laboratoire sont modélisés et interprétés pour caractériser le comportement de l'argile à Opalines. En raison de l'anisotropie du matériau, différentes directions de chargement doivent être considérées lors de ces essais. La littérature scientifique est aussi consultée.

Une fois le comportement de l'argile à Opalines caractérisé, l'excavation du micro-tunnel HG-A est modélisée grâce au code de calcul éléments finis « Lagamine ». Cette modélisation est réalisée en deux dimensions en incorporant une à une les différents types d'anisotropie (contraintes *in situ*, paramètres mécaniques et hydrauliques) dans le modèle. L'influence de chacune de ces anisotropies peut ainsi être mise en évidence. Le modèle rassemblant toutes les anisotropies permet d'observer une surpression d'eau à la position d'un forage situé latéralement au tunnel. Ce pic de surpression est néanmoins sous-estimé par rapport aux données expérimentales. Une zone endommagée est alors introduite afin d'améliorer le modèle. Dans cette zone, la résistance est diminuée alors que la perméabilité est accrue suite à l'altération. Une calibration est ensuite effectuée pour proposer un set de paramètres permettant de suivre correctement les données expérimentales. Enfin, le modèle est testé avec les données provenant du gonflement d'un megapacker mis en place dans le tunnel plusieurs mois après l'excavation. Pour cette phase, le modèle s'écarte plus nettement des données que lors de la période utilisée pour la calibration.

Nuclear energy provides 15% of global electricity, it rises to 22% in OECD countries and 36% in Switzerland. Nuclear waste is radioactive, it is necessary to isolate it from the biosphere. The way currently preferred is a storage in deep geological formations. In Switzerland, Opalinus clay is studied in the laboratory of Mont Terri for this purpose.

Experiments at the underground laboratory of Mont Terri serve to study the characteristics of the Opalinus clay. This is a very low permeability rock, water circulation is very slow and the waste would be confined for long term. An important issue is the duration of the confinement. Experiments such as those conducted in the micro-tunnel HG-A provides data to calibrate and validate numerical models. Simulations of very long term are then possible with these models.

Modeling of micro-tunnel is based on physical and mathematical models presented in this work. By definition, they always involve some simplification of reality. These models depend on different parameters whose value ranges must be evaluated experimentally. For this purpose, laboratory tests are modeled and interpreted to characterize the behavior of Opalinus clay. Due to the anisotropy of the material, different directions of loading must be considered in these tests. The scientific literature is also consulted.

Once the behavior of the Opalinus clay characterized, the excavation of the micro-tunnel HG-A is modeled using the finite element code LAGAMINE. This modeling is performed in two dimensions. The different types of anisotropy (*in situ* stress, mechanical and hydraulic parameters) are incorporated one by one in the model. Thus, the influence of each anisotropy can be highlighted. With the model containing all the anisotropies, we can observe a water overpressure laterally to the tunnel. Nevertheless, this peak of pressure is underestimated compared to experimental data. An excavation damaged zone is then introduced to improve the model. In this area, the resistance is reduced and the permeability is increased due to the alteration. Calibration is then performed to provide a set of parameters that correctly follow the experimental data. Finally, the model is tested with data from the swelling of a mega-packer installed in the tunnel several months after excavation. The model differs more markedly than the data period used for calibration.

Table des matières

Remerciements	I
Enoncé	II
Résumé	III
Abstract	IV
Table des matières	VI
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XI
Introduction	1
1 Contexte	2
1.1 La consommation énergétique mondiale	2
1.2 L'énergie nucléaire	3
1.2.1 La réaction chimique	3
1.2.2 La production d'électricité	4
1.2.3 Le cycle du combustible	6
1.3 Les déchets nucléaires	8
1.3.1 La radioactivité	8
1.3.2 Classification	9
1.4 Le stockage des déchets nucléaires	9
1.4.1 Historique	9
1.4.2 Les couches géologiques profondes	10
1.5 Conclusion	12
2 Laboratoire du Mont-Terri	13
2.1 Le projet Mont-Terri	13
2.2 La géologie du site	13
2.3 L'argile à Opalines	15
2.3.1 Contraintes <i>in situ</i>	15
2.3.2 Minéralogie	16
2.3.3 Propriétés	18
2.4 Le micro-tunnel HG-A	19
2.4.1 Présentation et objectifs	19
2.4.2 Chronologie de l'expérience	20
2.4.3 Instrumentation	20
2.4.4 Résultats et interprétations	22
2.5 Conclusion	25
3 Modèles physiques	26
3.1 Hydraulique	26
3.2 Mécanique	28
3.2.1 Modèle élastique linéaire	28
3.2.2 Modèle élastoplastique	29
3.3 Equations bilan	31
3.4 Caractérisation	32
3.4.1 Analyse et simulation d'essais triaxiaux	32
3.4.2 Littérature scientifique	41

3.5	Conclusion	42
4	Modélisation	44
4.1	Géométrie, conditions frontières et chargement	44
4.2	Modélisations sans EDZ	47
4.2.1	Modélisations mécaniques	48
4.2.2	Modélisations hydromécaniques	53
4.3	Analyse des effets des différentes anisotropies	58
4.4	Confrontation avec les mesures <i>in situ</i>	59
4.5	Introduction d'une zone endommagée	61
4.5.1	Principe et détermination	61
4.5.2	Modélisation	63
4.5.3	Analyse paramétrique	64
4.5.4	Calibration	67
4.6	Gonflement du mega-packer	71
4.7	Conclusion	74
	Conclusion	75
	Bibliographie	79
	Appendices	i

Table des figures

1	Localisation du laboratoire de Mont-Terri. Autoroute A16 en rouge, tunnels en pointillés. <i>Source</i> : [Corkum et Martin, 2007], modifié d'après www.mont-terri.ch.	1
2	Historique de la consommation mondiale d'énergie et projections (en 10^{15} Btu). <i>Source</i> : [U.S. Energy Information Administration - EIA, 2013].	2
3	Part mondiale de chaque carburant dans la production d'énergie primaire en 2011. * « Other » inclus les énergies renouvelables autres que l'hydroélectricité et les biocarburants. <i>Source</i> : [International Energy Agency - IEA, 2013b].	3
4	Schéma d'un réacteur PWR. <i>Source</i> : [U.S. Nuclear Regulatory Commission - NRC, 2012].	4
5	Evolution de la production d'électricité par fission nucléaire (en TWh). <i>Source</i> : [World Nuclear Association - WNA, 2014d].	5
6	Distribution par région des réacteurs nucléaires en fonctionnement, en construction et en cours de démantèlement. <i>Source</i> : [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014].	5
7	Parts de l'énergie nucléaire dans la production d'électricité selon les pays. <i>Source</i> : [World Nuclear Association - WNA, 2014d].	6
8	Le cycle du combustible. <i>Source</i> : [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013a].	7
9	Exemple des barrières prévues pour les déchets vitrifiés. <i>Source</i> : ONDRAF.	11
10	Laboratoire du Mont-Terri. <i>Source</i> : www.mont-terri.ch.	13
11	Carte géologique et tectonique de St-Ursanne et de ses environs. <i>Source</i> : www.mont-terri.ch, modifiée d'après Laubscher, 1963.	14
12	Anticlinal du Mont Terri, coupe stratigraphique schématisée. <i>Source</i> : [Nussbaum <i>et al.</i> , 2011], d'après Freivogel & Huggenberger, 2003.	14
13	Coupe géologique (parallèle au tunnel autoroutier) dans les environs du laboratoire souterrain du Mont Terri. <i>Source</i> : www.mont-terri.ch, d'après Freivogel & Huggenberger, 2003.	15
14	Contraintes <i>in situ</i> . <i>Source</i> : [Lanyon, 2009].	16
15	Faciès de l'argile à Opalines. <i>Source</i> : www.mont-terri.ch.	17
16	Carte géologique des faciès de l'argile à Opalines aux environs du laboratoire souterrain du Mont Terri. <i>Source</i> : [Wileveau, 2005].	17
17	Micro-tunnel HG-A. <i>Source</i> : [Lanyon <i>et al.</i> , 2010].	19
18	Localisation des forages. <i>Source</i> : [Naterop, 2005].	19
19	Chronologie de l'expérience HG-A. <i>Source</i> : [Trick <i>et al.</i> , 2007].	20
20	Instrumentation de l'expérience HG-A. <i>Source</i> : [Trick <i>et al.</i> , 2007]	20
21	Instrumentation. <i>Source</i> : [Trick <i>et al.</i> , 2007]	21
22	Instrumentation du micro-tunnel : anneau de jauges de déformation avec deux extensiomètres (à gauche). <i>Source</i> : [Trick <i>et al.</i> , 2007]	21
23	Evolution des pressions d'eau. <i>Source</i> : [Marschall <i>et al.</i> , 2006]	22
24	Déplacements totaux enregistrés par les chaînes d'inclinomètres installées aux forages HG-A5 et HG-A7.	23
25	Déformations mesurées par les jauges (gauche) et déformations attendues vu le contexte anisotropique (droite) <i>Source</i> : [Trick <i>et al.</i> , 2007]	23
26	EDZ. <i>Source</i> : [Marschall <i>et al.</i> , 2006]	24
27	Evolution de k_r avec le degré de saturation S_r .	27
28	Courbe de rétention de VAN GENUCHTEN avec $CSR1 = 5\text{MPa}$ et $CSR2 = 1.2$.	27
29	Surface de plasticité selon Drucker-Prager. <i>Source</i> : [François <i>et al.</i> , 2012].	30
30	Limite d'élasticité selon Drucker-Prager. <i>Source</i> : [François <i>et al.</i> , 2012].	30
31	Evolution de Cohésion en fonction de l'angle α_{σ_1} . <i>Source</i> : [François <i>et al.</i> , 2012].	31
32	Directions de chargement par rapport au litage : (a) P-sample (b) S-sample (c) Z-sample. [Salager <i>et al.</i> , 2013].	32
33	Essais triaxiaux P, S et Z avec 7.61MPa de pression de confinement.	32
34	Essais triaxiaux P avec 7.61, 12.61 et 22.61MPa de pression de confinement.	34
35	Essais P : Evolution des paramètres avec la pression de confinement	34

36	Essais triaxiaux P : Plan P'-Q.	35
37	<i>Erreur</i> (c'_{peak}) pour $\phi'_{peak} = 25^\circ$	36
38	P'-Q.	36
39	Géométrie du problème.	37
40	Essai P115 : chemin des contraintes P'-Q.	38
41	Essai P109 : chemin des contraintes P'-Q.	39
42	Essais triaxiaux P : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau . . .	39
43	Essais triaxiaux P : mesures expérimentales et modèles	40
44	Essais triaxiaux S : mesures expérimentales et modèles	40
45	Essais triaxiaux Z : mesures expérimentales et modèles	41
46	Géométrie et conditions frontières de la modélisation.	45
47	Centre du maillage (20x20m).	45
48	Vitesse d'excavation.	46
49	Ventilation	47
50	Evolution des contraintes radiales, orthoradiales et des déplacements avec la distance radiale. <i>Source</i> : [Panet,].	49
51	Analogie avec l'écoulement d'un fluide. <i>Source</i> : [Agren, 2011].	49
52	Coupes	51
53	Zones plastiques (contraintes <i>in situ</i> anisotropes).	53
54	Simulation 7 : Pressions d'eau.	54
55	Simulation 7 : Champ des déformations en fin d'excavation (ε_M).	54
56	Simulation 7 : Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	55
57	Simulation 8 : Pressions d'eau et champ des déformations en fin d'excavation. . .	55
58	Simulation 8 : Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	56
59	Simulation 9 : Champ des déformations (ε_M).	57
60	Simulation 10 : Pressions d'eau après 10 mois	57
61	Pressions d'eau après l'excavation	58
62	Déformée (50x).	59
63	Positions des capteurs. <i>Source</i> : [Collin <i>et al.</i> , 2012].	60
64	Evolution des pressions d'eau aux forages HG-A2 et A3 : données <i>vs</i> simulation. .	60
65	Evolution des déplacements verticaux aux forages HG-A5 et A7 : données <i>vs</i> simulation.	61
66	Indicateur plastique.	62
67	Pressions d'eau en fin d'excavation.	62
68	Maillage de la zone endommagée.	63
69	Influence a et b sur les pressions d'eau	64
70	Influence a et b sur les déplacements	65
71	Influence de E sur les pressions d'eau	65
72	Influence de E sur les déplacements	66
73	Influence k_{in}	66
74	Influence k_{out}	67
75	Evolution P_w avec paramètres calibrés pour la section "i3".	69
76	<i>Source</i> : [Xu <i>et al.</i> , 2013].	70
77	Evolution P_w avec paramètres calibrés différemment selon les sections.	70
78	Evolution des déplacements correspondant.	71
79	Pressions du MegaPacker.	72
80	Evolution des pressions d'eau A3-i3 suite au gonflement du mega-packer.	72
81	Evolution des pressions d'eau A3-i3 suite au gonflement du mega-packer. Modification du paramètre CKW.	73
82	Coupes des pressions interstitielles à différents temps	74
83	Essai P13 : chemin des contraintes P'-Q	i
84	Essais triaxiaux S : Plan P'-Q	i

85	Essai S106 : chemin des contraintes P'-Q	ii
86	Essai S102 : chemin des contraintes P'-Q	ii
87	Essais triaxiaux S : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau . . .	iii
88	Essais triaxiaux Z : Plan P'-Q	iii
89	Essai Z19 : chemin des contraintes P'-Q	iv
90	Essai Z23 : chemin des contraintes P'-Q	iv
91	Essais triaxiaux Z : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau . . .	v
92	Modèle mécanique élastique contraintes <i>in situ</i> isotropes : déformée (50x) ; déplacement maximum de 0.728mm.	vi
93	Modèle mécanique élastique contraintes <i>in situ</i> isotropes : contraintes.	vii
94	Coupe des contraintes : solution analytique	vii
95	Modèle mécanique élastoplastique contraintes <i>in situ</i> isotropes : contraintes. . . .	viii
96	Modèle mécanique élastique contraintes <i>in situ</i> anisotropes : déformée (50x) ; déplacement maximum de 0.823mm.	ix
97	Modèle mécanique élastique contraintes <i>in situ</i> anisotropes : contraintes.	x
98	Modèle mécanique élastoplastique contraintes <i>in situ</i> anisotropes : contraintes. . .	xi
99	Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes <i>in situ</i> isotropes	xii
100	Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes <i>in situ</i> isotropes : contraintes. .	xiii
101	Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes <i>in situ</i> anisotropes	xiv
102	Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes <i>in situ</i> anisotropes : contraintes.	xv
103	Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.	xvi
104	Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : contraintes horizontales. .	xvii
105	Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.	xvii
106	Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : contraintes verticales. .	xviii
107	Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.	xviii
108	Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : pressions d'eau.	xix
109	Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	xix
110	Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.	xx
111	Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales. .	xxi
112	Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.	xxi
113	Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : contraintes verticales. .	xxii
114	Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.	xxii
115	Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : pressions d'eau. . . .	xxiii
116	Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	xxiii
117	Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.	xxiv
118	Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales.	xxv
119	Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.	xxv
120	Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : contraintes verticales.	xxvi
121	Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.	xxvi
122	Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : pressions d'eau.	xxvii
123	Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	xxvii
124	Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.	xxviii
125	Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales.	xxix
126	Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.	xxix
127	Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : contraintes verticales.	xxx
128	Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.	xxx

129	Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : pressions d'eau.	xxxi
130	Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.	xxxi
131	Influence de k_{in} sur les déplacements	xxxii
132	Influence de k_{out} sur les déplacements	xxxii
133	Modèle avec EDZ : contraintes horizontales après 1 an.	xxxiii
134	Modèle avec EDZ : contraintes verticales après 1 an.	xxxiii
135	Modèle avec EDZ : pressions d'eau après 1 an.	xxxiv

Liste des tableaux

1	Réacteurs nucléaires en Suisse. <i>Source</i> : [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014] [L'Express, 2013].	6
2	Contraintes <i>in situ</i> selon MARTIN et LANYON (2003).	16
3	Contraintes <i>in situ</i> selon BOSSART et WERMEILLE (2003).	16
4	Contraintes <i>in situ</i> selon CORKUM et MARTIN (2007).	16
5	Propriétés physiques de l'argile à Opalines. <i>Source</i> : [Bock, 2001].	18
6	Essais triaxiaux selon leurs direction et pression de confinement.	33
7	Dimensions et masses volumiques des échantillons.	33
8	Modules de Young [GPa]. * : Extrapolation linéaire.	34
9	Paramètres c' et ϕ' des essais P, S et Z.	35
10	Paramètres des modèles des essais P ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa ⁻¹].	37
11	Paramètres des modèles des essais S ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa ⁻¹].	38
12	Paramètres des modèles des essais Z ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa ⁻¹].	38
13	Paramètres hydromécaniques non calibrés	39
14	Modules élastiques [GPa]. <i>Source</i> : [Collin <i>et al.</i> , 2012].	41
15	Paramètres plastiques. <i>Source</i> : [Laloui et François, 2008].	42
16	Paramètres hydro-mécaniques	43
17	Simulations réalisées (sans EDZ).	47
18	Paramètres initiaux de la simulation avec EDZ	63
19	Influence des paramètres sur la courbe des pressions d'eau.	68
20	Paramètres calibrés pour la section "i3"	68
21	Paramètres de la simulation 1	vi
22	Paramètres de la simulation 3	viii
23	Paramètres de la simulation 2	ix
24	Paramètres de la simulation 4	xi
25	Paramètres de la simulation 5	xii
26	Paramètres de la simulation 6	xiv
27	Paramètres de la simulation 7	xvi
28	Paramètres de la simulation 8	xx
29	Paramètres de la simulation 9	xxiv
30	Paramètres de la simulation 10	xxviii
31	Paramètres de la simulation avec prise en compte de l'EDZ	xxxiii

Introduction

La production d'électricité par fission nucléaire génère des déchets radioactifs. La voie privilégiée pour le stockage des déchets de haute activité et moyenne activité à vie longue est un stockage en couche géologique profonde. Diverses expériences sont donc en cours dans plusieurs laboratoires souterrains à travers le monde afin d'étudier la faisabilité de ce moyen de stockage.

Ce travail de fin d'études s'intéresse aux recherches menées en Suisse dans l'argile à Opalines, et plus particulièrement au micro-tunnel HG-A excavé en 2005 dans le laboratoire souterrain du Mont-Terri (*cf.* carte de localisation de la FIGURE 1). En Belgique, notons qu'il existe aussi un laboratoire souterrain, à Mol, dans l'argile de Boom.

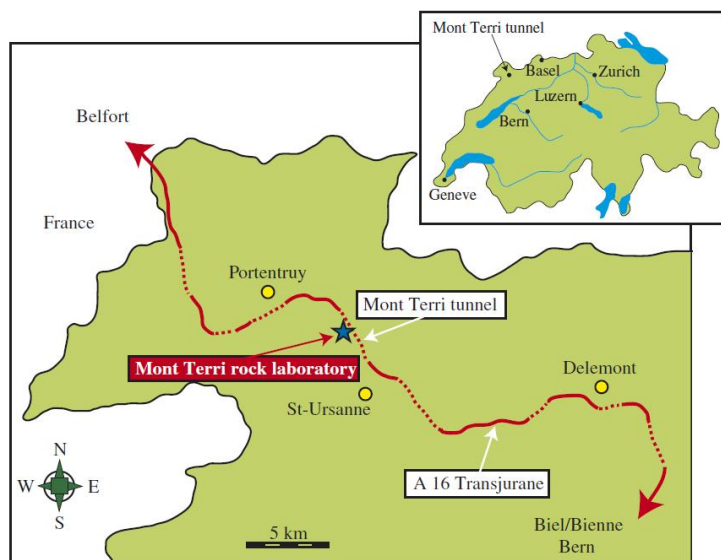


FIGURE 1 – Localisation du laboratoire de Mont-Terri. Autoroute A16 en rouge, tunnels en pointillés. *Source* : [Corkum et Martin, 2007], modifié d'après www.mont-terri.ch.

Ce travail est articulé en quatre parties. La première décrit le contexte énergétique mondial ainsi que la problématique des déchets nucléaires. L'accent est plus particulièrement porté au cas de la Suisse. Le deuxième chapitre est consacré au laboratoire du Mont-Terri : le projet, la géologie du site, l'argile à Opalines, le micro-tunnel HG-A et les expériences qui y ont été menées sont exposés dans ce chapitre. La troisième partie du travail présente les modèles physiques qui seront utilisés lors des modélisations numériques appliquées au micro-tunnel ; les paramètres des modèles peuvent être obtenus dans la littérature scientifique mais quelques simulations d'essais de laboratoire sont également présentées. Enfin, le dernier chapitre décrit les résultats des modélisations effectuées sur l'excavation du micro-tunnel HG-A. Des paramètres de modélisation adéquats doivent permettre de représenter au mieux les données mesurées lors des expériences *in situ*, c'est l'objectif de la calibration.

1 Contexte

1.1 La consommation énergétique mondiale

En 2012, 12 476,6 $Mtep$ ¹ d'énergie primaire ont été consommées dans le monde, c'est une augmentation de 1,8% par rapport à 2011. Cette hausse est toutefois en-dessous de la croissance annuelle moyenne de 2,6% observée au cours des dix dernières années. Les moyennes mondiales cachent des disparités entre les continents : pour la quatrième fois en cinq ans, on a observé un déclin de la consommation d'énergie primaire dans les pays de l'OCDE², 1,2% en 2012, alors que les pays non-OCDE, menés par la Chine et l'Inde, ont augmenté leur consommation de 4,2% en 2012. Les disparités en terme de croissance de la consommation d'énergie sont étroitement corrélées avec les disparités du taux de croissance économique entre les différents pays [BP, 2013].

La consommation d'énergie devrait continuer à croître au cours des prochaines décennies (FIGURE 2). La hausse provient principalement des pays non-OCDE qui devraient connaître une croissance économique moyenne de 4,7% entre 2010 et 2040. Les projections envisagées conduisent à une croissance de 56% de la consommation d'énergie entre 2010 et 2040 [U.S. Energy Information Administration - EIA, 2013].

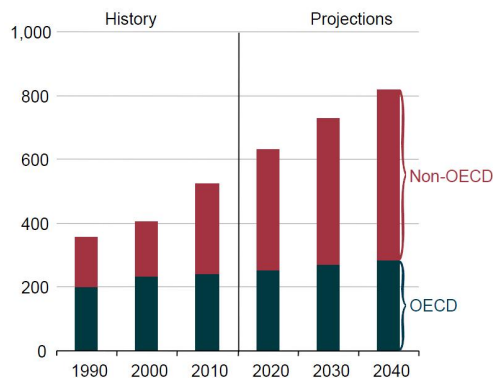


FIGURE 2 – Historique de la consommation mondiale d'énergie et projections (en 10^{15} Btu).
Source : [U.S. Energy Information Administration - EIA, 2013].

La FIGURE 3 présente la répartition des différents carburants dans la production d'énergie primaire en 2011. La part de l'énergie nucléaire est de 5,1% [International Energy Agency - IEA, 2013b].

1. *tep* : tonne d'équivalent pétrole, 1 *tep* équivaut à 41,86 *GJ* ou encore 40 millions de *Btu* (British thermal unit) .

2. Organisation de Coopération et de Développement Économiques. Cette organisation regroupe la plupart des pays membres de l'Union Européenne ainsi que des pays comme les Etats-Unis, le Canada, l'Australie, le Japon ou la Suisse. Pour la liste complète des 34 pays membres, consulter : <http://www.oecd.org/fr/apropos/membresetpartenaires/>

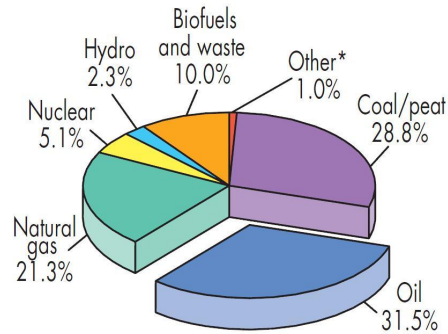


FIGURE 3 – Part mondiale de chaque carburant dans la production d'énergie primaire en 2011.
 * « Other » inclus les énergies renouvelables autres que l'hydroélectricité et les biocarburants.
 Source : [International Energy Agency - IEA, 2013b].

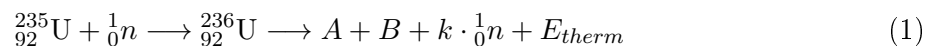
1.2 L'énergie nucléaire

L'énergie nucléaire désigne communément l'énergie issue de la fission nucléaire, s'opposant à la fusion nucléaire. Par fission, le noyau d'un atome lourd se divise en atomes plus légers et libère de l'énergie. A l'inverse, lorsque des noyaux très légers (noyaux d'hydrogène, généralement deutérium et tritium) sont fusionnés, ils forment un atome plus lourd en libérant aussi de l'énergie. Cette dernière réaction a lieu au sein du soleil et des étoiles. La distinction est importante car la fusion nucléaire ne produit pas de déchets hautement radioactifs et ne nécessite donc pas un stockage de déchets en couches géologiques profondes (*cf.* section 1.4.2). Toutefois, le terme général d'énergie nucléaire entraîne peu de confusion du fait que la fusion nucléaire n'est pas encore au point techniquement pour produire de l'électricité à l'échelle commerciale [International Energy Agency - IEA, 2013a].

1.2.1 La réaction chimique

Il existe deux types de fission nucléaire : spontanée et induite. La fission spontanée a lieu lorsqu'un noyau se désintègre en plusieurs nucléides sans absorption d'une particule au préalable. Dans le cas des réacteurs nucléaires, la réaction intéressante est la fission induite : un noyau lourd absorbe une particule comme un neutron avant d'être scindé en plusieurs nucléides.

La réaction chimique suivante décrit la fission induite de l'uranium ²³⁵U après absorption d'un neutron :



L'isotope d'uranium le plus commun, l'uranium 238, n'est pas fissile. C'est l'uranium 235, ne représentant que 0,7% de l'uranium naturel, qui possède la plus grande probabilité de fission. Le noyau ²³⁵U devient ²³⁶U après absorption d'un neutron. Cet isotope de l'uranium se trouve dans un état suffisamment excité pour franchir la barrière de fission. L'uranium se désintègre en plusieurs fragments comme le krypton 93 et le baryum 140 ou le strontium 94 et le xénon 140 en émettant plusieurs neutrons. Dans le même temps, l'uranium 238 a tendance à se transformer en plutonium 239 par transmutation. Le plutonium 239 présente des propriétés de fission assez similaires à celles de l'uranium 235 [European Nuclear Society - ENS, 2014].

Le choc entre les produits de la réaction se concrétise par un échauffement de la matière. Quant aux neutrons libérés, ils permettent d'entretenir la réaction, c'est une réaction en chaîne. Dans les centrales nucléaires, la réaction en chaîne est contrôlée et stabilisée alors qu'elle est

3. L'uranium 235 et l'uranium 238 possèdent tous deux 92 protons et 92 électrons mais se distinguent par leur nombre de neutrons, 143 et 146 respectivement.

amplifiée dans le cas des bombes atomiques [Griffith et Rossenfeld, 2013].

Contrairement aux énergies issues d'une réaction de combustion, l'énergie nucléaire n'émet pas de CO_2 et ne contribue donc pas au changement climatique. Cependant, elle a l'inconvénient majeur de produire des déchets radioactifs [Forum nucléaire, 2014].

1.2.2 La production d'électricité

Une des principales applications de la fission nucléaire est la production d'électricité. Ce n'est pas l'unique usage civil de l'énergie nucléaire, elle trouve aussi des applications en médecine (radiothérapie, imagerie par scintigraphie ou tomographie), en agriculture (utilisation des radiations pour l'éradication d'insectes nuisibles), dans l'industrie et la recherche scientifique (désalinisation, traceurs, stérilisation, radiographie, datation) [World Nuclear Association - WNA, 2014a] [Forum nucléaire, 2014] [Nuclear Energy Institute - NEI, 2014].

Dans une centrale nucléaire, l'objectif est le même que dans les centrales au gaz ou à charbon : récupérer l'énergie thermique dégagée par le combustible pour produire de l'électricité. Un gramme d'uranium 235 équivaut à une tonne de pétrole. L'énergie dégagée par la réaction (1) permet de chauffer de l'eau afin de produire de la vapeur. Une turbine est actionnée grâce à la pression de la vapeur et celle-ci entraîne un alternateur qui produit de l'électricité. La fission a lieu dans le cœur du réacteur : des pastilles d'uranium sont empilées dans une cuve en acier remplie d'eau où a lieu la réaction en chaîne. Celle-ci est contrôlée par des barres formées d'un matériau absorbant les neutrons ; ces barres de contrôle sont plus ou moins enfoncées dans le cœur du réacteur. Par contact, l'eau est échauffée à 300°C . Dans un réacteur classique (Pressurized Water Reactor), l'eau circule dans un circuit primaire en étant maintenue sous pression. La chaleur extraite par le circuit primaire est transmise à l'eau du circuit secondaire qui se transforme en vapeur et actionne la turbine. Un troisième circuit assure le refroidissement. Les centrales peuvent varier selon le combustible, le modérateur⁴ et le fluide caloporteur utilisés [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013b].

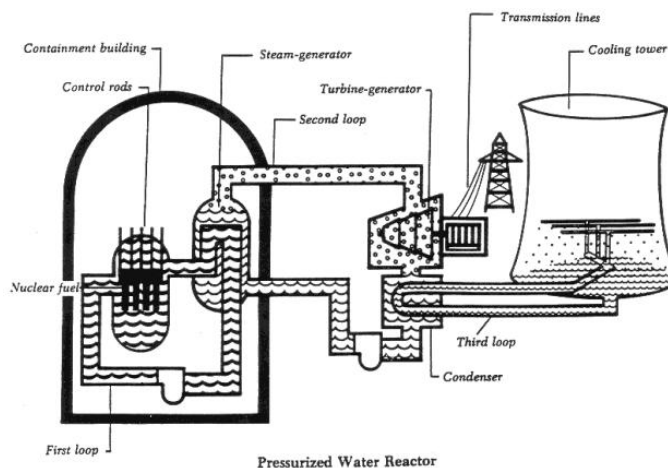


FIGURE 4 – Schéma d'un réacteur PWR. *Source* : [U.S. Nuclear Regulatory Commission - NRC, 2012].

La faisabilité de la production d'électricité au moyen de la fission nucléaire a été démontrée au cours des années 50 et le premier réacteur nucléaire est entré en opération au début des années 60. La FIGURE 5 présente l'évolution de la production électrique issue de l'énergie nucléaire. Après les crises pétrolières des années 70, la production a rapidement augmenté durant les années 70 et 80. Par la suite, en raison des préoccupations sur la sécurité causées par les accidents de Three

4. Le modérateur permet de ralentir les neutrons pour garantir l'efficacité de la réaction en chaîne.

Mile Island (1979) et Tchernobyl (1986), des coûts de production accrus et de la baisse du prix des combustibles fossiles, l'évolution est plus stable pendant les années 90. En 2010, les centrales nucléaires produisaient 15% de l'électricité mondiale

[International Energy Agency - IEA, 2013a] [World Nuclear Association - WNA, 2014d].

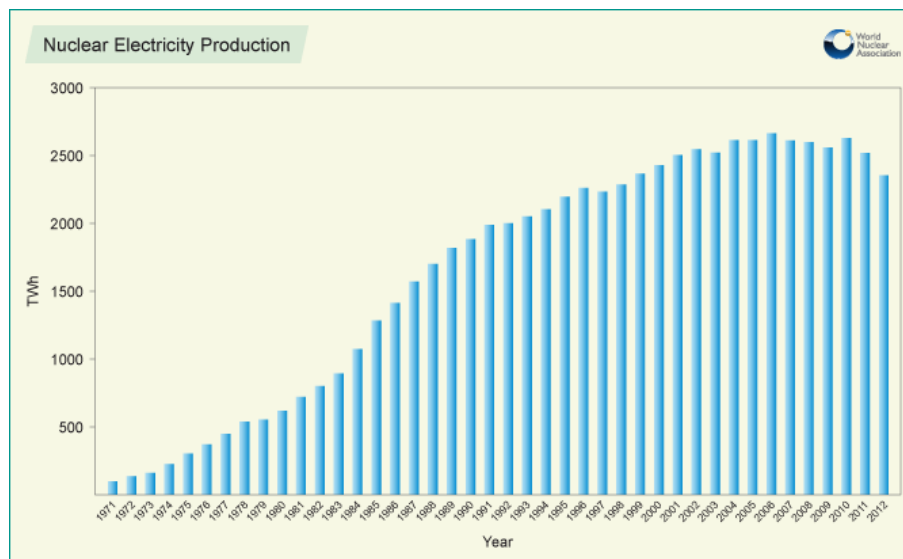


FIGURE 5 – Evolution de la production d'électricité par fission nucléaire (en TWh). *Source* : [World Nuclear Association - WNA, 2014d].

La production d'électricité nucléaire mondiale a nettement diminué en 2012 de 6,9%. Cette forte baisse est largement due à la production nucléaire japonaise en baisse de 89% suite à l'accident nucléaire de Fukushima causé par un tsunami en mars 2011 [BP, 2013]. Cet incident a influencé la politique énergétique de certains pays. L'Allemagne qui avait déjà décidé de sortir du nucléaire, a anticipé sa décision en fermant directement huit de ses réacteurs et en renonçant à prolonger la durée de vie des neuf autres réacteurs encore en opération. L'Italie a abandonné l'idée de relancer un programme nucléaire. Quant à la Suisse (2034) et la Belgique (2025), elles se sont engagées à sortir progressivement du nucléaire. Par contre, la plupart des autres pays confirme leur intérêt à poursuivre leur programme nucléaire afin de maintenir leur indépendance énergétique [Areva, 2014b] [L'Express, 2013] [Le Vif L'Express, 2013].

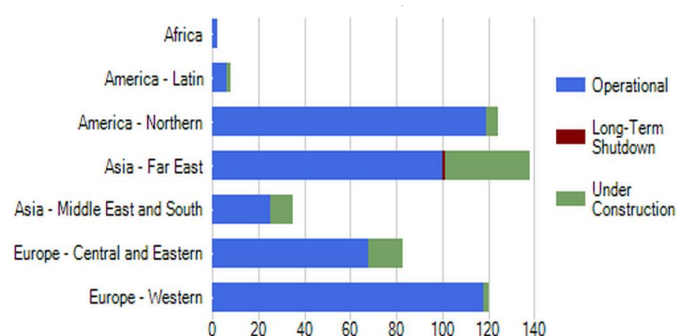


FIGURE 6 – Distribution par région des réacteurs nucléaires en fonctionnement, en construction et en cours de démantèlement. *Source* : [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014].

Actuellement, 438 réacteurs nucléaires (374 301 MW) répartis dans 31 pays sont en opération. Tandis qu'un réacteur est en cours de démantèlement, 71 réacteurs sont en construction, cela représente 20% de la production actuelle. La FIGURE 6 présente la distribution par région de ces réacteurs. La majorité des réacteurs appartiennent à des pays de l'OCDE. Ces pays produisent plus de 80% de l'électricité issue du nucléaire. Cependant, la majorité des réacteurs en

construction se trouve en Asie, la Chine construit actuellement 28 réacteurs [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014].

La FIGURE 7 présente les disparités entre différents pays sur les parts de l'énergie nucléaire dans la production d'électricité. La moyenne des pays de l'OCDE atteint 22%. La Suisse, comme la Belgique et la France, fait partie des pays dont plus du quart de la production d'électricité dépend actuellement de l'énergie nucléaire [World Nuclear Association - WNA, 2014d] [International Energy Agency - IEA, 2013a].

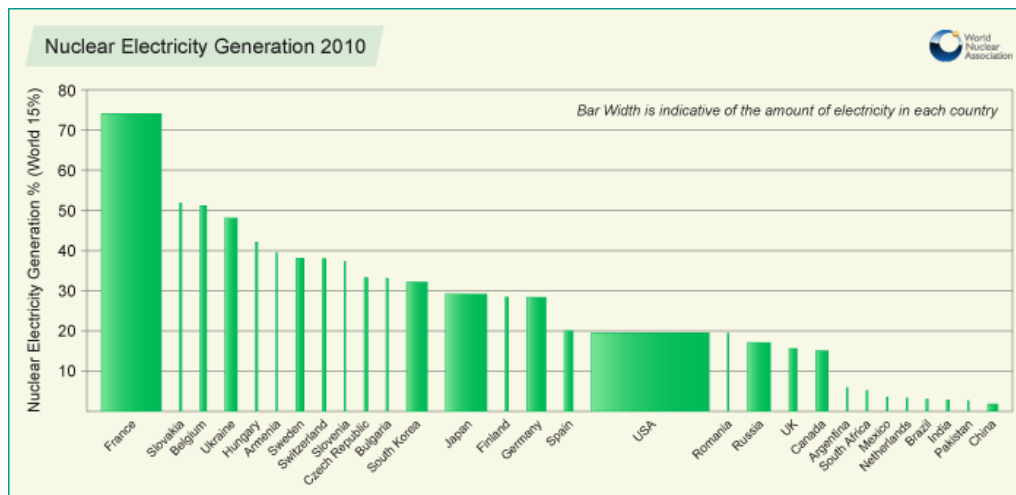


FIGURE 7 – Parts de l'énergie nucléaire dans la production d'électricité selon les pays. *Source* : [World Nuclear Association - WNA, 2014d].

La Suisse dispose de 5 réacteurs nucléaires en opération (TABLE 1). En 2012, ces réacteurs ont produit un total de 24445,25 *GW.h* d'électricité, cela représente 36% de la production suisse (68019,00 *GW.h*). Pour satisfaire la consommation annuelle moyenne de 7450 *kWh* de ses habitants, la Suisse importe une partie de son électricité depuis la France, l'Autriche ou l'Allemagne [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014] [World Nuclear Association - WNA, 2014c].

Dénomination	Type	Localisation	Puissance [MW]	Mise en service	Arrêt
BEZNAU-1	PWR	Beznau	365	1969-07-17	2019
BEZNAU-2	PWR	Beznau	365	1971-10-23	2022
GOESGEN	PWR	Daeniken	985	1979-02-02	2029
LEIBSTADT	BWR	Leibstadt	1220	1984-05-24	2034
LUCENS	HWGCR	Lucens	6	1968-01-29	1969
MUEHLEBERG	BWR	Muehleberg	373	1971-07-01	2022

TABLE 1 – Réacteurs nucléaires en Suisse. *Source* : [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014] [L'Express, 2013].

Deux types de réacteurs sont en activité en Suisse : « Pressurized Water Reactor (PWR) » et « Boiling Water Reactor (BWR) ». Les réacteurs PWR sont des réacteurs classiques fonctionnant avec des circuits primaire et secondaire tel qu'expliqué précédemment. Dans un réacteur BWR, la vapeur actionnant la turbine est directement produite dans le premier circuit.

1.2.3 Le cycle du combustible

Le combustible utilisé par les centrales nucléaires passe par un ensemble d'étapes, depuis son approvisionnement jusqu'à son « élimination ». Ce cycle du combustible est résumé par

la FIGURE 8. Il y a trois phases principales : le cycle amont (de l'extraction du minerai jusqu'à l'arrivée du combustible à la centrale), l'utilisation du combustible et le cycle aval (de l'enlèvement du combustible jusqu'au traitement des déchets). Ce travail prend part dans le cadre de la dernière étape du cycle du combustible : le stockage final des déchets radioactifs [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013a].

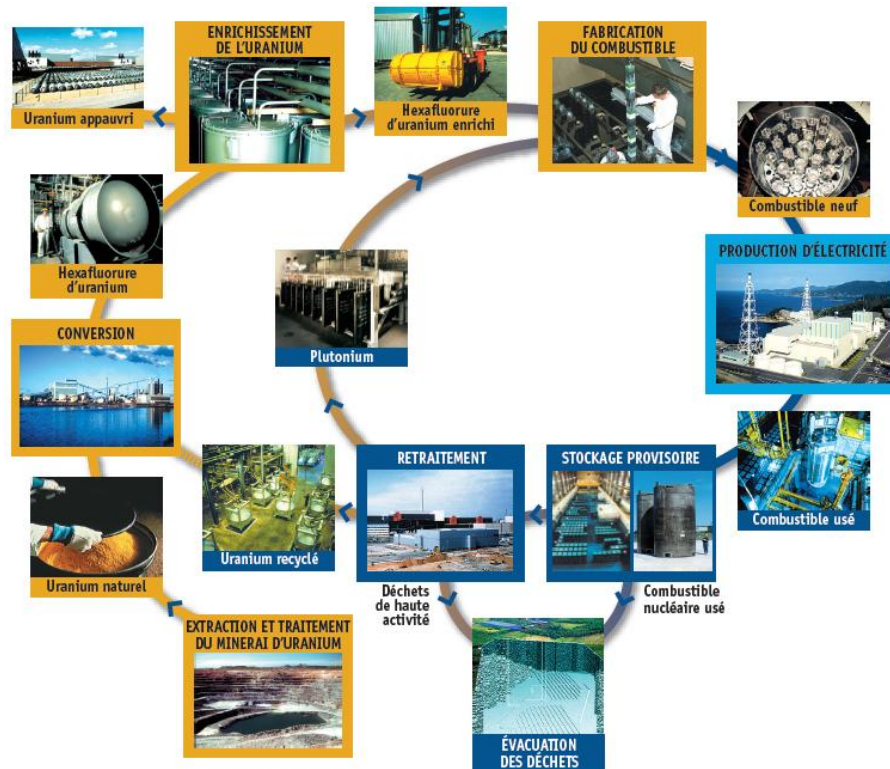


FIGURE 8 – Le cycle du combustible. *Source* : [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013a].

Cycle amont

L'uranium est un métal légèrement radioactif présent dans l'écorce terrestre de manière 500 fois plus abondante que l'or. La teneur moyenne de l'écorce terrestre est de 2,8 *ppm*. Cependant, seuls les endroits (gisements) où l'uranium apparaît en grande quantité (100 *ppm* à 200 000 *ppm*) sont économiquement exploitables. Le minerai⁵ d'uranium est l'uraninite, c'est un oxyde d'uranium aussi appelé pechblende (UO_2). La majeure partie (31%) des ressources récupérables connues sont présentes en Australie, ce n'est cependant pas le premier pays producteur. Le Canada, qui dispose des gisements dont les minerais sont les plus concentrés (20%), était le plus grand pays producteur jusqu'en 2008. Il s'est fait dépassé par le Kazakhstan qui produit 36,5% de l'uranium mondial, deuxième pays en terme de ressources (12%). Les Etats-Unis, la Russie, le Niger, la Namibie, l'Afrique du Sud font aussi partie des principaux pays producteurs. La consommation annuelle d'uranium est de 68 000 tonnes.

Le minerai est extrait dans des mines à ciel ouvert (« open pit ») ou en souterrain. Ce minerai, après avoir été concassé, est alors traité à l'acide sulfurique afin de dissoudre les oxydes d'uranium et les récupérer de la solution (lixiviation). Lorsque le gisement se présente dans un matériau poreux non-consolidé, un moyen de procéder est la dissolution *in situ* de l'uranium (in situ leaching - ISL), la solution est ensuite pompée vers la surface. Il existe aussi des sources moins conventionnelles. Ainsi, l'uranium est un co-produit des terres rares, majoritairement exploitées en Chine. Une part non-négligeable ($\approx 15\%$) de l'uranium provient également du recyclage des

5. Roche économiquement exploitable.

arsenaux nucléaires russes et américains.

Le produit final sortant des exploitations des gisements est un concentré d'oxyde d'uranium (U_3O_8) séché, le « yellow cake ». Ce concentré n'est pas directement utilisable par la majorité des réacteurs nucléaires⁶. L'étape suivante est la transformation de l'oxyde d'uranium en gaz (UF_6). Cette transformation a pour but de séparer les isotopes sur base de la différence de masse (1%) entre les molécules UF_6 avec l'uranium 235 et les autres. Cette opération permet d'atteindre une proportion d'uranium 235 de 3 à 5%, contre 0,7% en concentration naturelle. Après l'enrichissement, le gaz est transformé en pastilles de dioxyde d'uranium (UO_2) utilisables par les réacteurs. Ce processus d'enrichissement de l'uranium est effectué dans un nombre assez restreint de pays (une dizaine). [World Nuclear Association - WNA, 2014b].

Cycle aval

Le combustible déchargé du réacteur se compose de 95% d'uranium, de 1% de plutonium et de 4% de déchets ultimes. Le traitement du combustible usé consiste à séparer les matières valorisables des déchets par des procédés physico-chimiques. L'uranium et le plutonium sont conditionnés pour créer de nouveaux combustibles, comme le « Mixed Oxide fuel » (MOX), un mélange d'oxydes d'uranium et de plutonium. Le recyclage du combustible évite de gaspiller le combustible. Il permet aussi de réduire le volume et la radiotoxicité des déchets. Quant aux produits de fission, déchets ultimes, ils sont calcinés et incorporés dans une matrice de verre avant d'être coulés dans un conteneur en acier inoxydable afin d'assurer un confinement sur plusieurs centaines de milliers d'années [Areva, 2014a].

La problématique des déchets nucléaires et de leur stockage est abordée plus en détail dans les sections spécifiques qui suivent.

1.3 Les déchets nucléaires

Les déchets nucléaires sont radioactifs. Or, la radioactivité se traduit par des rayonnements ionisants qui provoquent des lésions au niveau des cellules des organismes vivants. Il faut donc éviter que les déchets produits n'entrent en contact avec la biosphère.

En Suisse, la majorité des déchets radioactifs provient de l'exploitation des cinq centrales nucléaires. Au terme de la durée de vie d'une cinquantaine d'années des cinq centrales nucléaires, 100 000 m^3 de matériaux radioactifs (combustibles usés et déchets issus du démantèlement des centrales) auront été produits et devront être gérés. Une certaine quantité de déchets résulte aussi des activités médicales, industrielles et de la recherche scientifique [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2014].

1.3.1 La radioactivité

La radioactivité est la propriété des nucléides instables de perdre spontanément de leur masse en émettant des particules ou des rayonnements électromagnétiques (Larousse 2013). Elle se mesure en Becquerel (Bq) : 1 Bq = 1 désintégration par seconde. L'ancienne unité, le Curie (Ci) est encore assez répandue : 1 Ci = 37 GBq. La quantité d'énergie absorbée par unité de masse de tissus du corps humain est exprimée en Gray (Gy) : 1 Gy = 1 J/kg. A noter que des doses identiques provenant de radiations ionisantes différentes ne présentent pas la même nocivité. Pour cette raison, les doses de radiation sont converties en doses équivalentes, exprimées en Sievert (Sv). La Commission internationale de protection radiologique (ICRP) recommande de ne pas

6. Ceux utilisant de l'eau ordinaire comme modérateur.

dépasser une dose annuelle de 1 mSv [Centre canadien d'hygiène et de sécurité au travail, 2007].

La radioactivité décroît de manière exponentielle avec le temps. La période de demi-vie est le temps nécessaire pour réduire de moitié le taux de radioactivité, c'est-à-dire le temps qu'il faut pour que la moitié des atomes soient devenus stables. Cette période diffère selon le type de matériau, elle varie de la seconde au million d'années. La période de demi-vie d'un déchet radioactif est considérée comme longue lorsqu'elle dépasse 30 ans [Organisme National des Déchets RAdioactifs et des matières Fissiles (Belgique) - ONDRAF, 2013].

La transmutation⁷ est souvent évoquée pour réduire la période de demi-vie des déchets radioactifs. Cependant, une solution de stockage final des déchets à vie courte générés reste nécessaire ; de plus, certains déchets ne sont pas transmutables [Société coopérative nationale pour le stockage des déchets radioactifs (Suisse) - NAGRA, 2014].

1.3.2 Classification

La classification des déchets radioactifs diffère d'un pays à l'autre mais est généralement basée sur deux paramètres : le niveau de radioactivité et la durée de la période de demi-vie. La législation⁸ suisse distingue les catégories de déchets suivantes :

1. « Déchets de haute activité (DHA) :
 - (a) éléments combustibles (EC) usés qui ne sont pas réutilisés ;
 - (b) solutions vitrifiées de produits de fission, issues du retraitement d'éléments combustibles usés ;
2. déchets alphatoxiques (DAT) : déchets dont la teneur en émetteurs alpha dépasse la valeur de 20 000 becquerels/g de déchet conditionné ;
3. déchets de faible et de moyenne activité (DFMA) : tous les autres déchets radioactifs. »

Selon l'OFEN, 90% du volume total des déchets sont des déchets faiblement et moyennement radioactifs, les 10% restants sont des déchets hautement radioactifs qui concentrent 99% de la radioactivité totale.

La loi suisse précise aussi que ce sont les producteurs de déchets radioactifs qui sont chargés de les « éliminer ». Pour ce faire, la NAGRA⁹ a été créée en 1972 par les exploitants des centrales nucléaires et la Confédération suisse (responsable de l'évacuation des déchets radioactifs provenant de la médecine, de l'industrie et de la recherche). Cet organisme a pour objectif de stocker de manière sûre les déchets radioactifs de la Suisse afin que l'Homme et l'environnement soient protégés à long terme [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2014].

1.4 Le stockage des déchets nucléaires

1.4.1 Historique

Par le passé, des années 50 à 80, il était courant de jeter au large des côtes les fûts de déchets nucléaires pour s'en débarrasser (dans l'Atlantique principalement). Il s'agissait d'une solution facile et peu coûteuse dont les conséquences n'ont pas été évaluées à l'époque. Des dizaines de milliers de tonnes de déchets se trouveraient donc actuellement au fond des mers. Les localisations et quantités ne sont pas connues précisément.

7. Transformation de radionucléides en d'autres radionucléides par irradiation.

8. Art. 51 de l'Ordonnance sur l'énergie nucléaire

9. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle / Société coopérative nationale pour le stockage des déchets radioactifs

Le largage de fûts de déchets est une pratique interdite depuis 1993. Cependant, il est possible que des déversements sauvages aient encore lieu. De plus, les rejets en mer par dilution restent autorisés pour des déchets toxiques avec un taux de radioactivité limité. La dilution doit permettre d'atteindre des concentrations en éléments toxiques qui répondent aux normes environnementales. Par exemple, à La Hague, la France a recouru à cette technique pour rejeter le tritium issu des processus de retraitement des combustibles usés. La dilution dans l'atmosphère existe également ; du krypton 85 est rejeté dans l'air à La Hague.

Des solutions plus exotiques ont aussi été envisagées pour éliminer les déchets. Certains ont par exemple imaginé envoyer les déchets nucléaires dans l'espace ; ceux-ci seraient alors en-dehors de notre environnement ou même détruits par le soleil. Cette solution présenterait un coût important mais surtout un risque élevé au moment du décollage : les déchets seraient dispersés dans l'atmosphère en cas d'accident. Il faudrait des milliers de fusées pour éliminer tous les déchets ; or, un lancé sur cent est voué à l'échec en moyenne ! D'autres ont imaginé enfuir les déchets dans une zone de subduction. Les déchets seraient alors emmenés en profondeur à des hautes pressions et températures et seraient ainsi détruits. Cette technique ne serait cependant pas facilement contrôlable, elle a été abandonnée [Inspection fédérale de la sécurité nucléaire (Suisse) - ENSI, 2012].

A l'heure actuelle, la solution privilégiée est un confinement dans une couche géologique profonde. Les déchets dégagent une forte chaleur pendant plusieurs décennies, un délai d'entreposage est nécessaire avant de les stocker en couches géologiques profondes. En attendant, les déchets sont donc entreposés dans des hangars où ils sont refroidis. Ces lieux de stockage ne sont qu'intermédiaires et provisoires car ils ne peuvent garantir un isolement à long terme. Certains déchets seront radioactifs pendant des dizaines de milliers d'années, voire plus. En Suisse, deux dépôts centraux ont été construits dans le canton d'Argovie [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2014].

1.4.2 Les couches géologiques profondes

L'objectif du stockage en couches géologiques profondes est d'isoler les déchets de la biosphère le temps que leur radioactivité ait diminué et ne présente plus de risque pour l'Homme et l'environnement. Pour ce faire, le site du dépôt en profondeur doit répondre à plusieurs exigences d'un point de vue géologique : la roche doit être durablement stable (absence de risque sismique), permettre le creusement des installations, ne pas renfermer de ressources rares exploitables, se situer à plusieurs centaines de mètres de profondeur, avoir une extension suffisamment grande pour stocker les déchets et enfin, et que la roche soit la plus imperméable possible [Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (France) - ANDRA, 2005] [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2011].

La roche imperméable intervient comme barrière naturelle retenant et freinant le déplacement des éléments radioactifs des déchets. Seuls les éléments radioactifs les plus mobiles et de durée de vie la plus longue auront l'occasion de migrer mais de manière très étalée dans le temps. Ainsi, ils n'atteindraient pas la surface avant 100 000 ans et en quantité très faible de sorte que leur impact radiologique serait plusieurs centaines de fois inférieur à la radioactivité naturelle¹⁰. La solution du stockage dans des couches géologiques profondes est confortée par des exemples naturels : des gisements d'uranium très anciens (1,5 à 2 milliards d'années) surmontés d'une couche d'argile ont conservé leurs éléments radioactifs [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013a].

En plus de la barrière naturelle que constitue la couche géologique, d'autres barrières sont prévues (*cf.* FIGURE 9). Par exemple, en Belgique, il est prévu que les conteneurs en acier inoxydable contenant les déchets vitrifiés soient placés deux par deux dans un « superconteneur ». Ce superconteneur est tout d'abord constitué d'un suremballage en acier au carbone. Ensuite,

10. 2,4 mSv par an en moyenne en France.

le suremballage est enveloppé par une matrice en béton enfermée dans une gaine cylindrique en acier inoxydable. Les superconteneurs sont mis en dépôt dans un réseau de galeries en béton [Organisme National des Déchets RADIOactifs et des matières Fissiles (Belgique) - ONDRAF, 2009].

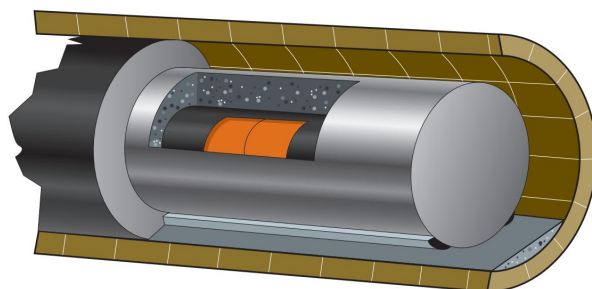


FIGURE 9 – Exemple des barrières prévues pour les déchets vitrifiés. *Source* : ONDRAF.

Différents types de roches sont plébiscitées : le granite, le sel et l'argile. Les pays ont favorisé l'une ou l'autre formation géologique sur base des caractéristiques géologiques de leur sous-sol. Certains pays comme les Etats-Unis et l'Allemagne disposent déjà d'installations souterraines accueillant des déchets nucléaires, mais aucun stockage géologique pour les déchets hautement radioactifs n'existe [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013c].

Le granite

Le granite a l'avantage d'être peu poreux et de présenter une faible perméabilité, le transport de nucléides est donc très lent. Il possède aussi une haute résistance mécanique mais présente cependant un comportement fragile. Le granite est alors susceptible d'être fracturé, ce qui augmente la perméabilité. Les études menées en Suède et en Finlande sont centrées sur le granite. La Corée, le Japon, la Suisse et Chine étudient aussi cette possibilité [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013c].

Le sel

Le sel est également un matériau avec une faible perméabilité mais il est sensible aux intrusions d'eau. Aux Etats-Unis, des installations creusées dans le sel accueillent des déchets militaires contenant des éléments radioactifs à vie longue. L'Allemagne dispose aussi d'une longue expérience avec le sel : des déchets radioactifs de faible et moyenne activité ont été stockés jusqu'en 1978 dans un centre expérimental (à Asse en Basse-Saxe) aménagé dans une ancienne mine de sel. Fin des années 80, des entrées d'eau furent constatées et les autorités allemandes décidèrent finalement de retirer définitivement les déchets en 2008 [Insitut de radioprotection et de sûreté nucléaire (France) - IRSN, 2013].

L'argile

L'argile aussi possède une faible perméabilité ainsi que des propriétés très intéressantes en vue du stockage de déchets nucléaires : un pouvoir de rétention des radionucléides à la surface des minéraux argileux et une capacité d'auto-colmatage des fissures par gonflement. L'argilite supporte également des températures élevées pendant de longues périodes : aucun effet n'est observé jusque 70°C pendant environ 10 000 ans. Un nombre important de pays opte pour l'argile : la France, l'Allemagne, le Japon, la Belgique et la Suisse [Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (France) - ANDRA, 2005], [Organisme National des Déchets RADIOactifs et des matières Fissiles (Belgique) - ONDRAF, 2009].

Le choix du stockage en couches géologiques profondes est décidé compte tenu des connaissances scientifiques actuelles. Ce choix implique les générations suivantes ; le principe de précaution suggère de préserver autant que possible la capacité des sociétés futures à faire leur choix. En conséquence, la réversibilité des décisions et la récupérabilité des déchets prennent un sens, bien que cela suppose des coûts importants. La réversibilité pourrait être possible pendant plusieurs siècles en fermant progressivement le dépôt pour devenir à terme une installation passive, sans surveillance [Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (France) - ANDRA, 2005] [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013b].

En Suisse, la NAGRA prévoit deux types de dépôts en couches géologiques profondes : un dépôt de type DHA/EC et un autre de type DFMA. L'attribution des déchets alphatoxiques DAT au dépôt de type DHA ou DFMA n'est pas encore tranchée. Le dépôt de type DHA/EC, prévu pour l'horizon 2050, se trouvera à une profondeur approximative de 600m. Ce dépôt doit comprendre des galeries de stockage de 2,5m de diamètre adaptées au stockage des conteneurs de combustibles usés et des déchets hautement radioactifs vitrifiés. Le dépôt pour DFMA, situé à 400m de profondeur, doit accueillir un volume beaucoup plus important de déchets. Ce dépôt comprendra des grandes cavernes de stockage au sein desquelles les déchets seront empilés dans des conteneurs en béton. Seuls les déchets à courte demi-vie (inférieure à 60 jours) ne seront pas stockés en couches géologiques profondes [Société coopérative nationale pour le stockage des déchets radioactifs (Suisse) - NAGRA, 2014].

En Suisse, les recherches sur l'argile sont actuellement menées dans le laboratoire souterrain du Mont-Terri dans les argiles à Opalines. A noter que ce laboratoire est uniquement dédié à la recherche et que, par conséquent, aucun dépôt en couches géologiques profondes n'y est prévu.

1.5 Conclusion

L'énergie nucléaire est largement utilisée dans les pays développés pour produire de l'électricité. 15% de l'électricité mondiale est issue de la filière nucléaire, cette part monte à 22% dans pays de l'OCDE et à 36% en Suisse. Si certains pays comme la Suisse ont décidé de renoncer aux centrales nucléaires, d'autres pays, la Chine en tête, construisent de nouveaux réacteurs. Du fait de la nature toxique des déchets nucléaires pour la biosphère, il est crucial que ceux-ci en soient isolés. Le stockage en couches géologiques profondes pour les déchets hautement radioactifs est la voie privilégiée. Le type de roche varie selon les pays.

En Suisse, une des roches pressenties pour le stockage des déchets est l'argile à Opalines. Cette argile est actuellement étudiée dans le laboratoire souterrain du Mont- Terri.

2 Laboratoire du Mont-Terri

2.1 Le projet Mont-Terri

Afin d'étudier les formations argileuses comme roches potentielles pour le stockage des déchets nucléaires, le projet international¹¹ du laboratoire du Mont-Terri fut initié en 1996 dans le Nord-Ouest de la Suisse. C'est l'Office fédéral de topographie swisstopo qui est responsable des installations. Celles-ci se trouvent dans le canton du Jura à proximité de la ville de Saint-Ursanne (FIGURE 1). Le laboratoire souterrain est construit à côté d'un tunnel de l'autoroute transjurane A16, il est accessible à partir des galeries de secours du tunnel (« Security Gallery » sur la FIGURE 10).

L'objectif du programme de recherche du laboratoire du Mont-Terri est d'analyser les propriétés hydrogéologiques, géochimiques et mécaniques de l'argile à Opalines et les variations induites par l'excavation. Pour y parvenir, des expérimentations instrumentées recueillant une quantité importante de données y sont effectuées. Ces données doivent permettre la validation des modèles numériques [Thury et Bossart, 1999].

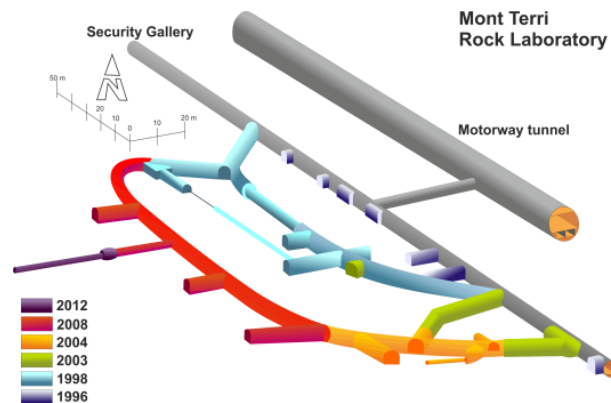


FIGURE 10 – Laboratoire du Mont-Terri. *Source* : www.mont-terri.ch.

Au début, le laboratoire consistait en quelques niches le long de la galerie de reconnaissance. Les premières galeries de recherche furent excavées en 1998. Comme le montre la FIGURE 10, plusieurs phases de développement se sont ensuite succédées. Diverses techniques d'excavation ont été utilisées ; par exemple, la majeure partie de la galerie de 1998 de section ($15m^2$) en forme de fer à cheval fut excavée à l'explosif alors que la partie centrale ($35m$ de long, $11m^2$ de section) fut creusée avec une machine à attaque ponctuelle ; quant aux niches, c'est un marteau-piqueur qui a été utilisé. A noter que pour éviter le gonflement et ne pas entraver les expériences, l'excavation a été réalisée sans eau. Le laboratoire, situé à 300 mètres de profondeur, se compose maintenant de 600 mètres de galeries et de niches [Mont-Terri.ch, 2012b] [Thury, 2002] [Thury et Bossart, 1999].

2.2 La géologie du site

D'un point de vue lithologique, le massif du Jura est constitué de roches sédimentaires formées en milieu marin. On retrouve des calcaires durs et dolomitiques, ainsi que des marnes et

11. Collaboration entre 6 pays : la France, l'Allemagne, l'Espagne, la Suisse, le Japon et la Belgique.

des argiles. La FIGURE 11 est une carte géologique de la région. Les unités Lias, Dogger et Malm appartiennent respectivement au Jurassique inférieur¹², moyen¹³ et supérieur¹⁴. Des dépôts tertiaires, plus récents, sont également observés.

A proximité du laboratoire (point vert sur la carte), l'unité la plus ancienne est entourée d'une unité plus jeune : le laboratoire est situé au sein d'un anticlinal (principe de superposition). Cet anticlinal s'est formé lors du plissement des montagnes du Jura du Miocène supérieur au Pliocène, il y a environ 10 à 2 millions d'années [Thury, 2002].

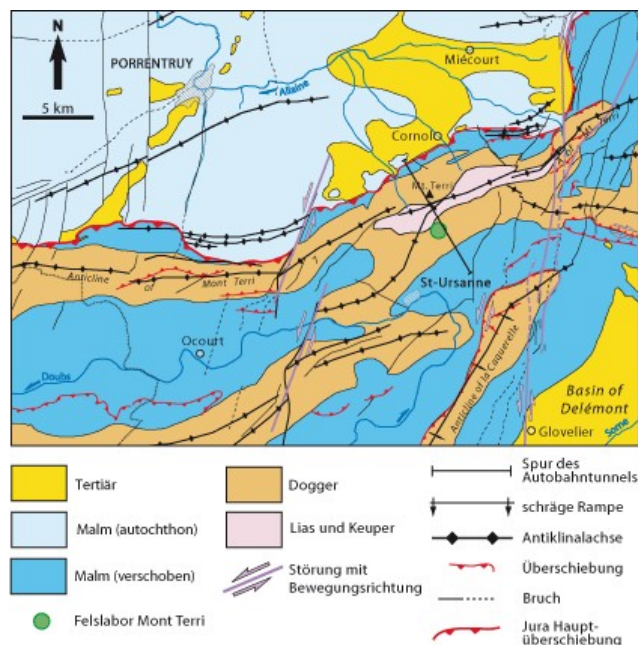


FIGURE 11 – Carte géologique et tectonique de St-Ursanne et de ses environs. *Source* : www.mont-terri.ch, modifiée d'après Laubscher, 1963.

L'unité « Malm » est subdivisée en deux selon que les roches appartenant à cette unité aient été déplacées (allochtone) ou non (autochtone) après leur formation. En effet, comme le montre la FIGURE 12, l'anticlinal a été cisailé et poussé sur plus d'un kilomètre sur les couches tabulaires plus au Nord [Nussbaum *et al.*, 2011].

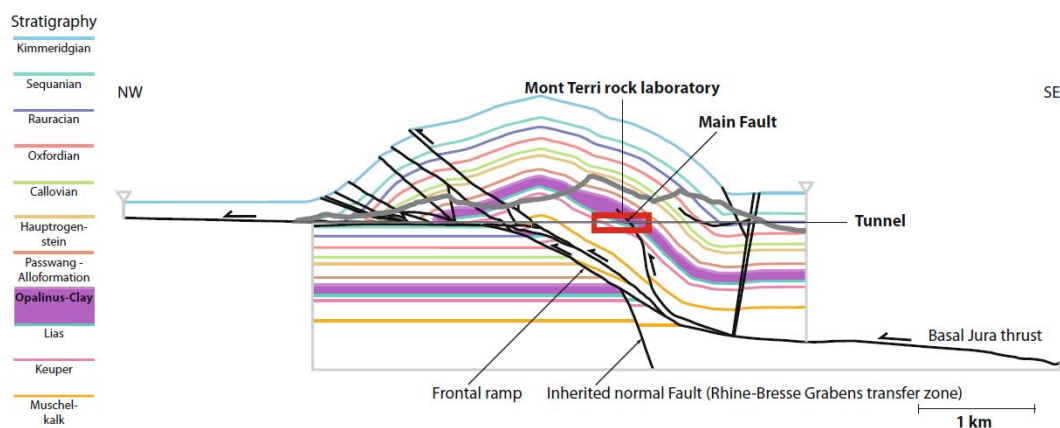


FIGURE 12 – Anticlinal du Mont Terri, coupe stratigraphique schématique. *Source* : [Nussbaum *et al.*, 2011], d'après Freivogel & Huggenberger, 2003.

12. -200 à -176 millions d'années

13. -176 à -161 Ma

14. -161 à -145 Ma

Vu le contexte de chevauchement-pliessement, il n'est pas étonnant d'observer de nombreuses failles tectoniques dans la région. Une faille majeure traverse d'ailleurs les galeries du laboratoire. Outre les failles naturelles résultant de l'action des forces tectoniques, d'autres fractures ont été induites par le creusement. L'alternance de phénomènes de dessèchement et de gonflement de l'argile est aussi responsable de certaines failles [Nussbaum *et al.*, 2011].

Le laboratoire est situé dans le flanc sud de l'anticlinal du Mont-Terri. Dans ses environs, un pendage des couches géologiques de 45 degrés vers le SSE est observé. Actuellement, 250 à 320m de roches surincombantes sont observées au niveau du laboratoire. Par le passé, cette hauteur a pu aller jusqu'à plus de 1000m [Thury et Bossart, 1999] [Thury, 2002].

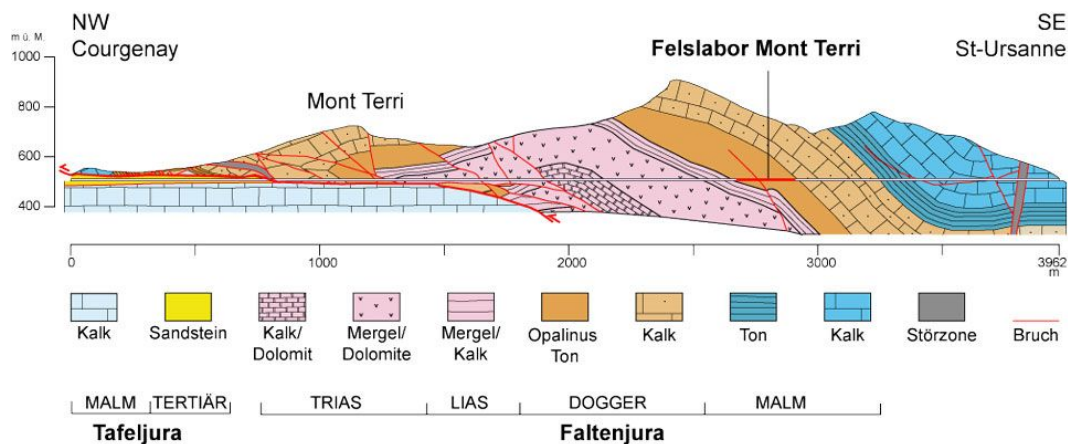


FIGURE 13 – Coupe géologique (parallèle au tunnel autoroutier) dans les environs du laboratoire souterrain du Mont Terri. *Source* : www.mont-terri.ch, d'après Freivogel & Huggenberger, 2003.

Le laboratoire souterrain prend entièrement place dans une couche d'argile de 160m d'épaisseur, l'argile à Opalines.

2.3 L'argile à Opalines

Cette formation sédimentaire datant du Mésozoïque est appelée ainsi en raison de la présence massive d'une ammonite particulière, la *Leioceras Opalinum*, qui présente des éclats opalescents. Sur le plan paléogéographique, l'argile à Opalines s'est formée dans un milieu marin profond de 20 à 50m. La zone de sédimentation est comprise dans un triangle défini par Berne, Munich et Strasbourg. Cela n'est pas anodin en vue de l'extrapolation des résultats obtenus dans le laboratoire du Mont Terri à d'autres zones, dont certainement les futurs sites de stockage [Mont-Terri.ch, 2012a] [Thury, 2002].

Suite aux variations de hauteur de roches surincombantes, la formation argileuse à Opalines est sur-consolidée. Cette argile présente distinctement un litage qui conduit à un comportement anisotrope de la roche pour de nombreux phénomènes. Elle est aussi modérément hétérogène (lentilles de sable et de silt) mais de nombreuses failles sont observées en raison de l'histoire tectonique de la formation.

2.3.1 Contraintes *in situ*

Les contraintes *in situ* mesurées lors de différentes campagnes au laboratoire du Mont-Terri sont présentées aux TABLES 2 à 4 [Lanyon, 2009] [Martin et Lanyon, 2003] [Corkum et Martin, 2007].

	Orientation	Direction	Inclinaison	Magnitude [Mpa]	Intervalle [MPa]
σ_1	Verticale	210	70	6.5	6-7.2
σ_2	NW-SE	320	10	4.0	4-5.3
σ_3	NE-SW	50	15	0.6	0.6-2

TABLE 2 – Contraintes *in situ* selon MARTIN et LANYON (2003).

	Orientation	Direction	Inclinaison	Magnitude [Mpa]	Intervalle [MPa]
σ_1	Verticale	210	70	6.5	6-7.2
σ_2	NW-SE	320	10	4.4	4-5.3
σ_3	NE-SW	50	20	2.2	2-3

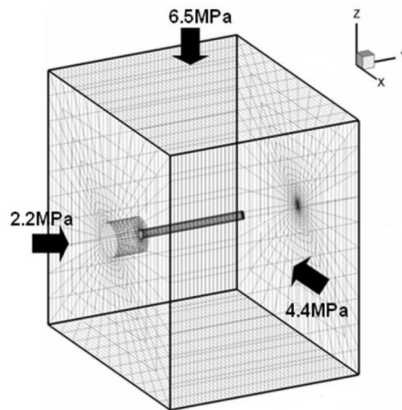
TABLE 3 – Contraintes *in situ* selon BOSSART et WERMEILLE (2003).

	Orientation	Direction	Inclinaison	Magnitude [Mpa]	Intervalle [MPa]
σ_1	Verticale	210	70	6.5	6-7
σ_2	NW-SE	320	7	4.0	4-5
σ_3	NE-SW	52	18	2.2	2-3

TABLE 4 – Contraintes *in situ* selon CORKUM et MARTIN (2007).

C'est pour σ_3 que les divergences entre les auteurs sont les plus manifestes. Ce n'est pas préoccupant étant donné que le tunnel sera étudié en section selon le plan de σ_1 et σ_2 .

La FIGURE 14 présente les contraintes *in situ* autour du micro-tunnel HG-A. La contrainte minimale est dirigée selon l'axe du tunnel.

FIGURE 14 – Contraintes *in situ*. Source : [Lanyon, 2009].

Le gradient de contraintes lié au poids des terres n'est pas pris en compte, il apparaît négligeable compte tenu des contraintes *in situ* observées.

2.3.2 Minéralogie

D'un point de vue minéralogique, on retrouve dans l'argile à Opalines entre 40 et 80% de minéraux argileux (dont une alternance de strates d'illite et de smectite gonflantes), 10 à 15% de quartz, 5 à 40% de calcite, ainsi que de la sidérite, de la pyrite et du carbone organique en plus faibles proportions. Selon les teneurs en minéraux argileux, quartz et calcite, on distingue trois grands types d'argile à Opalines : un faciès argileux, un faciès sableux et un faciès sableux

riche en carbonates [Garitte *et al.*, 2013].

La FIGURE 15 illustre ces trois faciès.

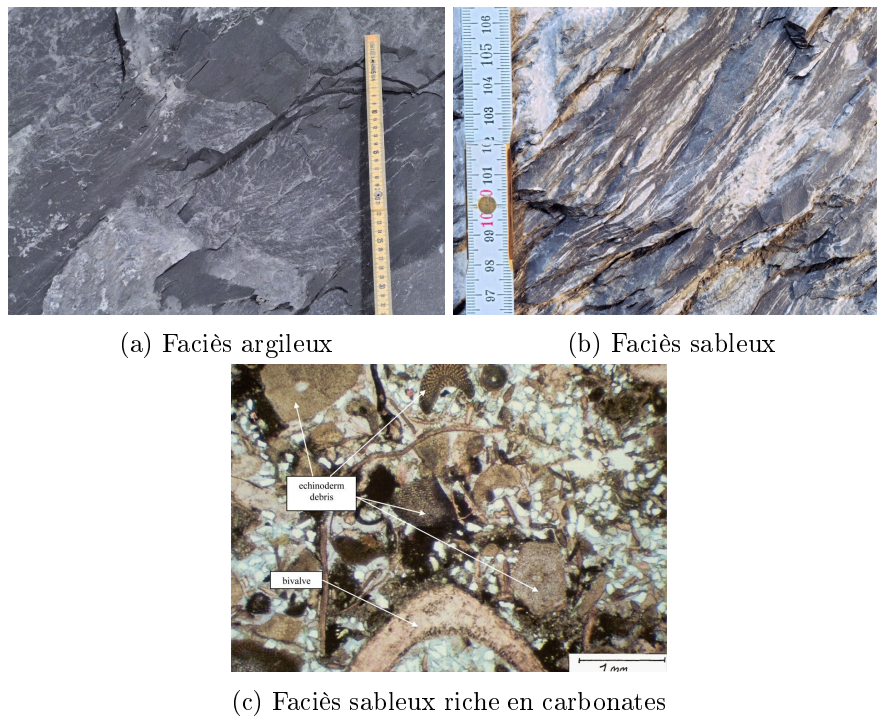


FIGURE 15 – Faciès de l'argile à Opalines. *Source* : www.mont-terri.ch.

La FIGURE 16 ci-dessous cartographie les différents faciès aux environs du laboratoire.

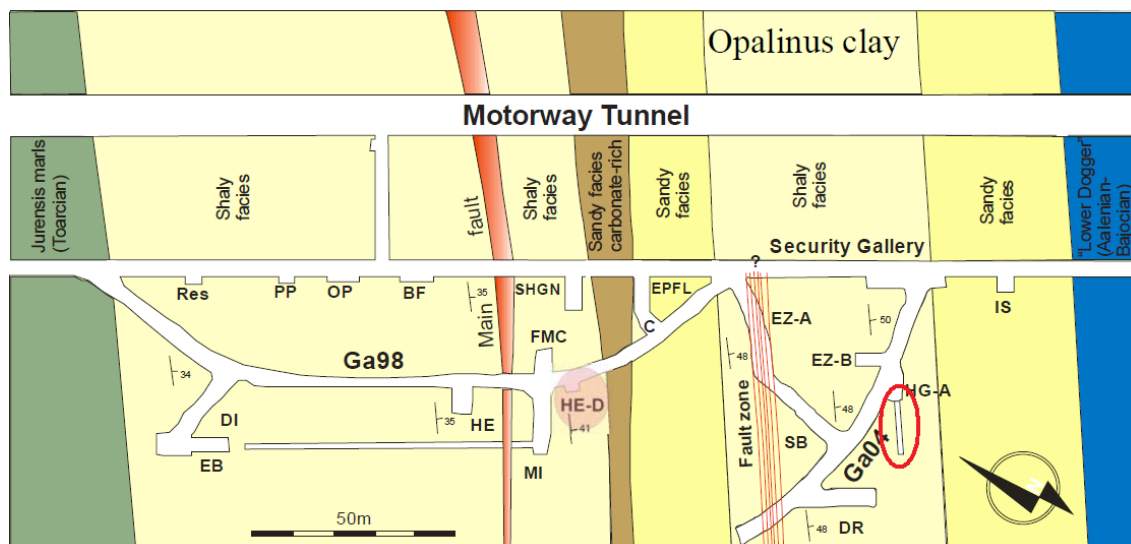


FIGURE 16 – Carte géologique des faciès de l'argile à Opalines aux environs du laboratoire souterrain du Mont Terri. *Source* : [Wileveau, 2005].

Le micro-tunnel HG-A, cerclé en rouge sur la FIGURE 16, se situe au sein du faciès argileux. Ce sont les propriétés de ce dernier faciès qui sont présentées dans la section suivante.

2.3.3 Propriétés

Paramètres physiques

La TABLE 5 reprend quelques propriétés physiques moyennes de l'argile à Opalines [Bock, 2001].

Propriété	Symbole	Valeur	Unité
Masse volumique apparente	ρ	2450 ± 30	kg/m^3
Masse volumique sèche	ρ_d	2340 ± 60	kg/m^3
Masse volumique des grains	ρ_s	2710 ± 30	kg/m^3
Teneur en eau	W	6.1 ± 1.9	%
Porosité	n	12.1 ± 1.4	%

TABLE 5 – Propriétés physiques de l'argile à Opalines. *Source* : [Bock, 2001].

Les paramètres mécaniques de l'argile à Opalines sont abordés dans le chapitre suivant avec les essais menés sur la roche. Signalons déjà que ces paramètres varient selon l'orientation considérée puisque l'argile à Opalines présente un comportement anisotrope.

Hydrogéologie

La conductivité hydraulique de l'argile à Opaline est très faible, c'est un aquiclude. Dans les galeries du laboratoire, les arrivées d'eau sont très limitées, même au niveau de la faille majeure [Gautschi, 2001].

Les diverses expériences menées sur site et en laboratoire ont révélé une conductivité hydraulique variant de $2 \cdot 10^{-14} m/s$ à $1 \cdot 10^{-12} m/s$. La conductivité est fonction de la direction considérée ; selon les meilleures estimations, elle est de $2 \cdot 10^{-13} m/s$ parallèlement à la stratification alors qu'elle n'est que de $4 \cdot 10^{-14} m/s$ perpendiculairement. De ce fait, d'un point de vue transport de solutés, le mécanisme de transport dominant est la diffusion et non l'advection. Par exemple, pour le tritium, le coefficient de diffusion effectif parallèle à la stratification est de $5 \cdot 10^{-11} m^2/s$. Le coefficient de diffusion perpendiculaire est environ cinq fois moindre [Croisé *et al.*, 2004] [Thury, 2002] [Bossart, 2005].

Hydrochimie

Des analyses hydrochimiques ont été réalisées sur des échantillons prélevés dans des forages effectués à mi-hauteur de la couche d'argile après plusieurs mois d'infiltration. Elles révèlent une eau fortement chlorurée-sodique. Les teneurs en Na, Cl et Br présentes sont de moitié celles de l'eau de mer actuelle. En raison de la diffusion, la teneur en Cl décroît en direction des aquifères. La composition chimique et les ratios isotopiques des échantillons laissent penser qu'une composante importante de l'eau est d'origine marine, celle-ci est vraisemblablement présente depuis plusieurs millions d'années [Thury, 2002].

Modifications induites par l'excavation

Pendant et après l'excavation d'une galerie, la roche converge vers la cavité créée. Il en résulte la formation d'une zone perturbée (EDZ) au sein de laquelle des fractures sont observées. Des injections de résine réalisées dans les galeries du laboratoire du Mont-Terri ont montré que les fractures formaient un réseau partiellement connecté. La conductivité hydraulique est donc accrue dans cette zone par rapport à une zone non-perturbée. Un chemin préférentiel d'advection-diffusion serait donc créé au moment de l'excavation.

Toutefois, en contact avec l'eau, l'argile gonfle (« swelling ») : un gonflement de $7 \pm 2\%$ est observé perpendiculairement à la stratification, environ 1% parallèlement. Ces observations

montrent que l'argile à Opaline présente des propriétés d'auto-cicatrisation (« Self-healing ») : les fractures se referment en partie par gonflement [Bock, 2001][Thury, 2002].

Les modifications induites par une excavation ont notamment pu être étudiées lors du creusement du micro-tunnel HG-A.

2.4 Le micro-tunnel HG-A

2.4.1 Présentation et objectifs

L'expérience HG-A¹⁵ est consacrée aux impacts de la formation d'une zone endommagée autour de l'excavation sur la migration des fluides, en particulier de gaz. Le transport de gaz est un aspect important en vue du stockage des déchets nucléaires. Ces gaz peuvent être générés par la corrosion anaérobie de conteneurs en métal, la radiolyse de l'eau et la dégradation de substances organiques. Si les gaz ne sont pas évacués, la pression augmente au sein du dépôt [Lanyon *et al.*, 2009], [NAGRA, 2008].

L'objectif de l'expérience est d'étudier les aspects suivants : génération et comportement de l'EDZ, conductivité hydraulique de l'argile à Opalines à l'échelle d'un tunnel, processus d'auto-cicatrisation et estimation du taux de fuite des gaz [Lanyon *et al.*, 2010].

L'expérience est réalisée au sein d'un micro-tunnel creusé en février 2005 depuis une niche de la Galerie 04 (FIGURE 17). Le micro-tunnel a été creusé parallèlement à l'orientation de la stratification. Il fait 13m de long et 1036mm de diamètre, l'excavation a duré une semaine. Dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, la stratification est inclinée de 45° par rapport à l'horizontale. Les couches sont donc tangentes au tunnel entre 10 et 11 heures et entre 4 et 5 heures [Nussbaum *et al.*, 2005].

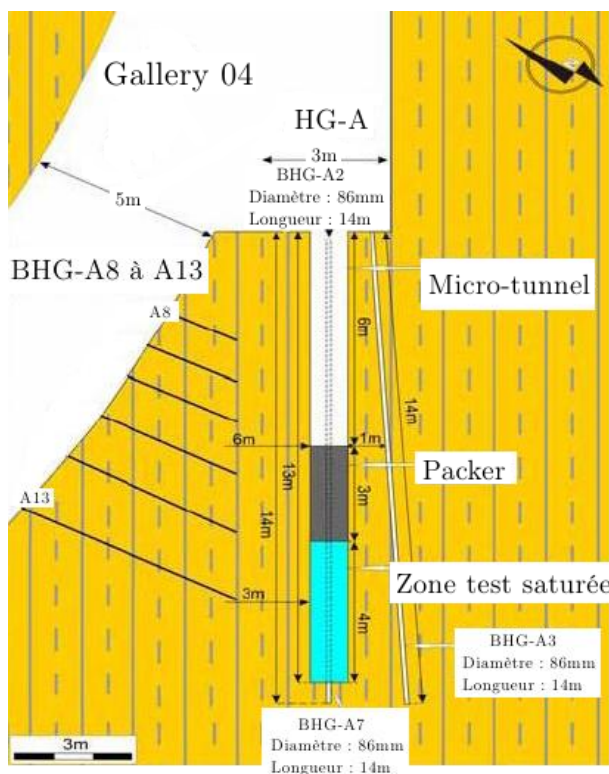


FIGURE 18 – Localisation des forages.
Source : [Naterop, 2005].

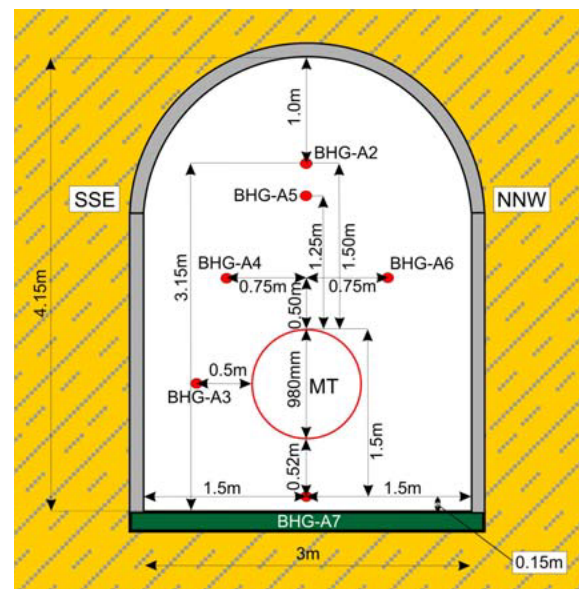


FIGURE 17 – Micro-tunnel HG-A.

Source : [Lanyon *et al.*, 2010].

15. « Gas path through host rock and along seal sections »

2.4.2 Chronologie de l'expérience

Plusieurs phases distinctes se sont succédées au cours de l'expérience du micro-tunnel HG-A (FIGURE 19) [Trick *et al.*, 2007] [Xu *et al.*, 2013] :

- Phase 0 : Mise en place des capteurs dans des forages parallèles et obliques au futur tunnel (12 forages au total : HG-A2 à HG-A13) ; excavation du micro-tunnel avec une vis de forage de 1m de diamètre (janvier à février 2005).
- Phase 1 : Instrumentation du tunnel et remblayage avec 3m³ de graviers de quartz, mise en place d'un megapacker hydraulique (avril à mai 2006).
- Phase 2 : Gonflement du megapacker et saturation du remblayage (juin à novembre 2006).
- Phase 3 : Première campagne de tests d'injection d'eau à pression et débit constants (à partir d'octobre 2006).
- Phase 4 : Tests d'injection de gaz (à partir de février 2010).
- Phase 5 : Deuxième campagne de tests d'injection hydraulique.

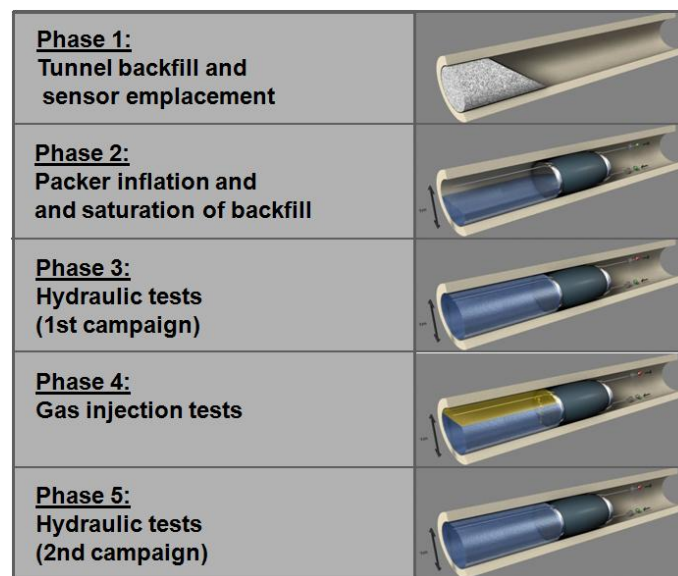


FIGURE 19 – Chronologie de l'expérience HG-A. *Source* : [Trick *et al.*, 2007].

2.4.3 Instrumentation

Une vue simplifiée du dispositif expérimental est présentée à la FIGURE 20.

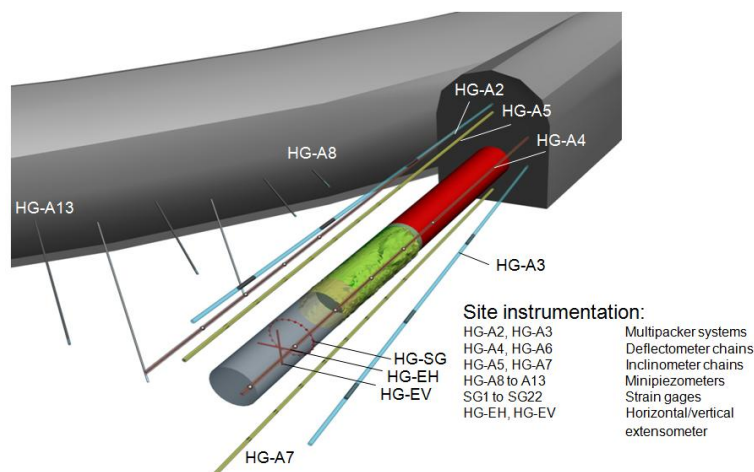


FIGURE 20 – Instrumentation de l'expérience HG-A. *Source* : [Trick *et al.*, 2007]

Le micro-tunnel est divisé en trois parties. Depuis la galerie 04, ces zones sont [Lanyon *et al.*, 2010] :

- 0 – 6m : Tunnel ouvert avec soutènement.
- 6 – 10m : Megapacker jouant le rôle de bouchon : la membrane gonflée exerce une pression sur la paroi du tunnel et assure l'isolement de la zone de test jusqu'à 40 bar.
- 10 – 13m : Zone de test instrumentée.

Forages

Différents instruments de mesure ont été installés dans les 12 forages : des packers hydrauliques dans les forages HG-A2 et HG-A3, des chaînes de déflectomètres¹⁶ (FIGURE 21a) dans les forages HG-A4 et HG-A6, des chaînes d'inclinomètres¹⁷ (FIGURE 21b) dans les forages HG-A5 et HG-A7 et des piézomètres dans les forages HG-A8 à HG-A13. Les forages HG-A2 à A7 ont une longueur de 14m et sont approximativement parallèles au tunnel. Les forages HG-A8 à HG-A13 ont été réalisés depuis la Galerie 04 et sont de longueur variable, de 1.3 à 7.1m [Marschall *et al.*, 2006].

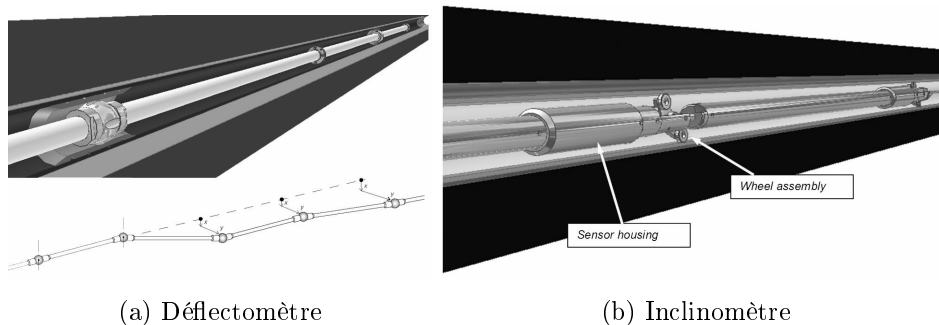


FIGURE 21 – Instrumentation. *Source* : [Trick *et al.*, 2007]

Les chaînes d'inclinomètres et de déflectomètres sont utilisées pour mesurer les déplacements à de multiples points le long des axes de forage. Les systèmes de triple packer servent à mesurer les pressions interstitielles. Les enregistrements de déformations et de pressions interstitielles ont débuté une semaine avant le début de l'excavation [Trick *et al.*, 2007].

Micro-Tunnel

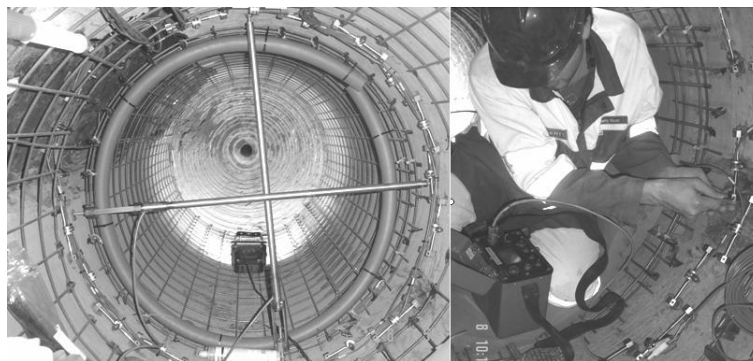


FIGURE 22 – Instrumentation du micro-tunnel : anneau de jauges de déformation avec deux extensiomètres (à gauche). *Source* : [Trick *et al.*, 2007]

16. Tiges connectées par des rotules; la rotation entre deux tiges de la chaîne de déflectomètres est mesurée dans deux directions x et y par un joint électronique (SolExperts).

17. Capteurs mesurant une variation d'angle (ou inclinaison).

Dans le micro-tunnel, un anneau de 22 jauges de déformation est installé pour mesurer les déformations tangentielles à la paroi du tunnel. Des capteurs thermiques sont combinés à ces jauges pour distinguer les déformations provoquées par les variations de température. Deux extensiomètres ont aussi été placés afin de mesurer les déformations radiales [Trick *et al.*, 2007].

2.4.4 Résultats et interprétations

Excavation

Les enregistrements de pressions interstitielles au cours de la première année sont présentés à la FIGURE 23. Le système de triple packer dans les forages HG-A2 et HG-A3 divise ceux-ci en trois sections d'enregistrement notées -i1 (12.5 – 14m), -i2 (9.5 – 12m) et -i3 (5.5 – 9m).

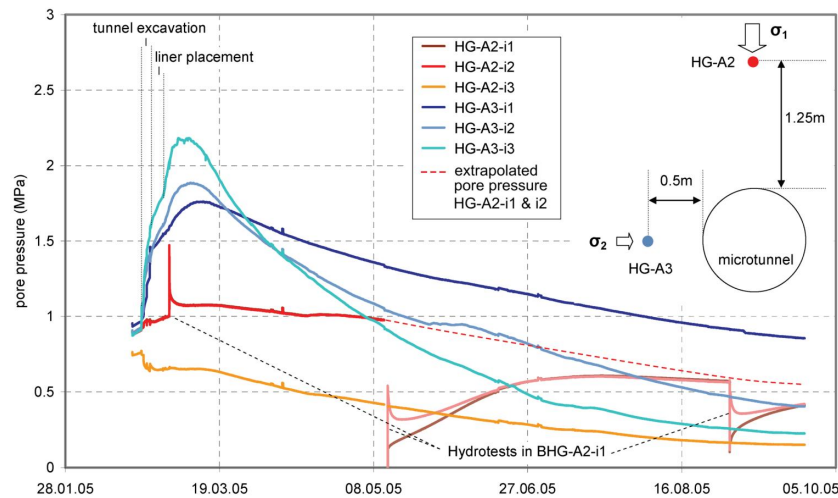


FIGURE 23 – Evolution des pressions d'eau. *Source* : [Marschall *et al.*, 2006]

Au départ, la pression d'eau est de 0.9MPa. Ensuite, après le début de l'excavation du micro-tunnel, une forte hausse de pression est observée pour le forage HG-A3 situé horizontalement à 0.5m de la paroi. Cette hausse résulte des changements du champ de contraintes qui engendrent des déformations dans la roche autour du micro-tunnel. Un pic est ensuite atteint ; la baisse de pression s'explique par la ventilation du tunnel. Les variations sont moins prononcées pour le forage HG-A2 car celui-ci est situé à une plus grande distance de la paroi, 1.25m verticalement. Suite à la décompression des roches au dessus du tunnel, on observe que la pression diminue légèrement dans l'intervalle A2-i3 [Marschall *et al.*, 2006].

Les chaînes de déflectomètres des forages HG-A4 et HG-A6, situés symétriquement de part et d'autre du haut du tunnel, enregistrent des mouvements opposés : déflexion vers le tunnel observée dans le HG-A4 et à l'opposé dans le HG-A6. Ces différences de mouvement sont dues à l'inclinaison de 45° des couches d'argilite (FIGURE 25).

Les chaînes d'inclinomètres ont également rapidement enregistré des variations après l'excavation du tunnel. Les chaînes situées dans les forages HG-A5 et HG-A7, situés au-dessus et en-dessous du tunnel (FIGURE 18), ont enregistré des déplacements vers le bas et vers le haut respectivement ; les deux forages convergent logiquement vers le tunnel. Au 1^{er} juin, le déplacement maximum vers le bas est de 1.5mm/m ; il est observé entre 6.8 et 7.8m. Le déplacement maximum vers le haut dans le forage du dessous est légèrement moindre : observé entre 8.8 et 9.8m, il est de 1.4mm/m. La FIGURE 24 présentent les déplacements cumulés le long des deux chaînes d'inclinomètres. On observe les plus grands déplacements dans les tronçons du milieu, là où les effets du soutènement (0 – 6m) et du fond du tunnel (13m) se font le moins ressentir

[Trick *et al.*, 2007].

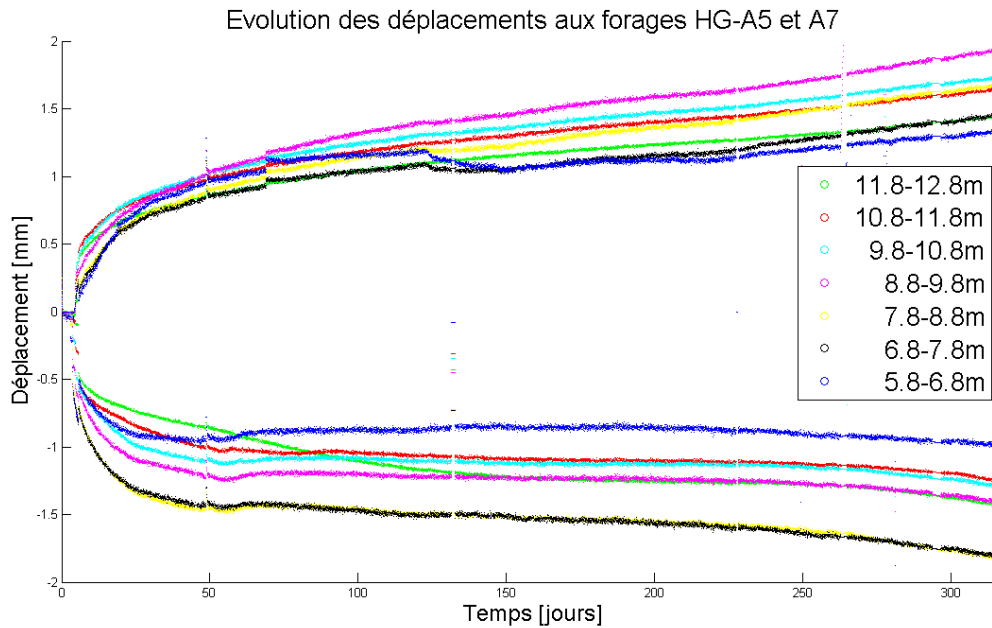


FIGURE 24 – Déplacements totaux enregistrés par les chaînes d’inclinomètres installées aux forages HG-A5 et HG-A7.

Les plus grandes déformations mesurées par les jauges sont observées entre 10 et 11 heures et entre 4 et 5 heures, là où les couches sont tangentes à la paroi du tunnel. Dans le même temps, les deux extensiomètres ont mesuré de la compression dans les deux directions [Trick *et al.*, 2007].

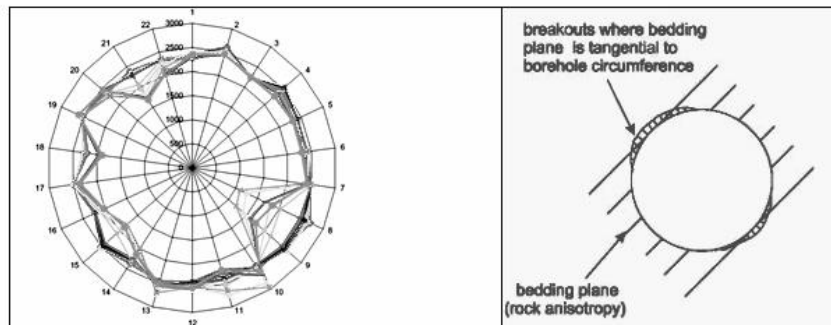
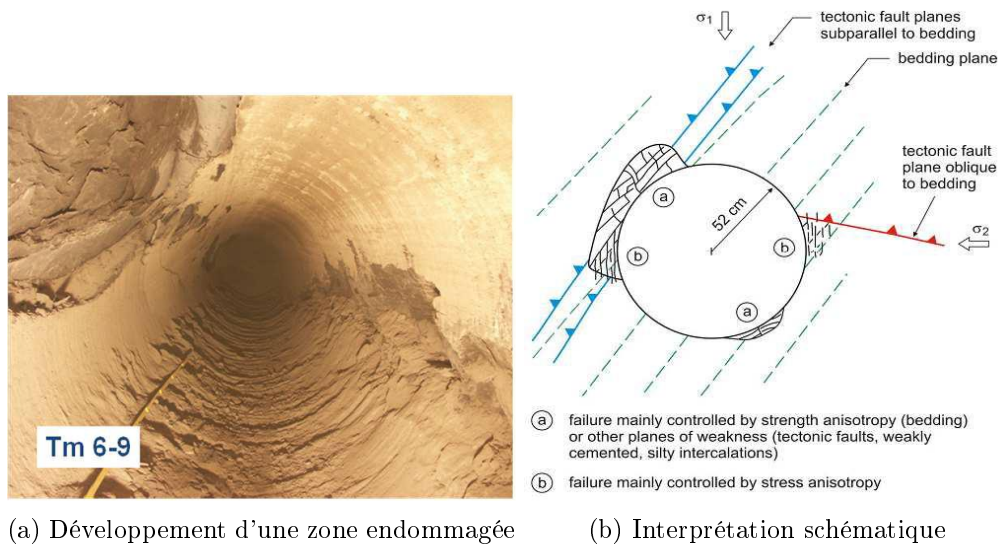


FIGURE 25 – Déformations mesurées par les jauges (gauche) et déformations attendues vu le contexte anisotrope (droite) *Source* : [Trick *et al.*, 2007]

La zone endommagée autour du micro-tunnel se forme dès l’excavation par une rupture fragile instantanée. Par la suite, cette zone continue à se développer avec des processus de déformation plus longs. La géométrie de la zone endommagée est dominée par l’anisotropie de la roche : les couches tangentes à la paroi flambent et se disjoignent. Ce mécanisme est compliqué par une interaction avec l’anisotropie des contraintes *in situ* et les fractures tectoniques pré-existantes. La zone endommagée est dessinée schématiquement sur la FIGURE 26b, on y distingue l’endommagement contrôlé par l’anisotropie de la roche (flambement en a) de celui contrôlé par l’anisotropie des contraintes *in situ* (structure en oignon en b) [Marschall *et al.*, 2006] [Lanyon *et al.*, 2009].

FIGURE 26 – EDZ. *Source* : [Marschall *et al.*, 2006]

Injections d'eau

Les tests d'injection ont eu lieu après avoir saturé la zone de test (pression atmosphérique). Deux types de test ont été effectués, certains avec des pics d'injection et les autres avec des injections à débit constant. Dans le premier cas, l'eau est injectée avec un débit élevé pour augmenter rapidement la pression à l'intérieur de la zone de test ; l'injection est ensuite arrêtée et le temps nécessaire pour récupérer la pression initiale est mesuré. La plupart de ces « shut-in » tests ont été réalisés avec des pics de pression en-dessous de 0.5MPa ; une à deux semaines de récupération étaient requises. Dans le second cas, des débits constants entre 0,1 et 10ml/min sont injectés. Au fil de l'injection, la pression dans la zone de test augmente de manière continue, le taux de croissance dépendant du débit utilisé. Les injections répétées ont montré une réduction significative des flux au travers du bouchon, indiquant une auto-cicatrisation de la zone endommagée de la section test [Xu *et al.*, 2013] [Lanyon *et al.*, 2009].

Injections de gaz

Lors de la première injection, un débit¹⁸ de 20mlN/min est injecté jusqu'à ce que la pression dans la section test atteigne 1.2MPa. Ensuite, pour maintenir la pression constante, un débit variant entre 5 et 15mlN/min est appliqué pendant deux mois. Après cette période, trois semaines ont été nécessaires pour tomber à 0.8MPa. A la fin du test, un dégazage est effectué : pompage de l'eau tant que des bulles sont observées. Les fuites de gaz n'ont pas été mesurées par différence entre les volumes injecté et récupéré.

Avant la deuxième injection de gaz, de l'eau fut introduite pour atteindre une pression de 0.3MPa. Pour cette injection de gaz, un débit constant de 10mlN/min était prévu mais en pratique, ça n'a pas toujours été le cas. Lors du test, après un pic à 1.35MPa, une baisse de pression est constatée. Cette baisse est expliquée par des fuites au travers de l'EDZ : de nouveaux chemins auraient été créés lors de l'augmentation de pression. Un dégazage est à nouveau réalisé avant la troisième injection.

Cette troisième injection débuta 3,5 mois après la fin des opérations de dégazage. Comme pour la première injection, un débit de 20mlN/min est appliqué. Cependant, l'augmentation de pression à l'intérieur de la section test est plus lente que lors du premier test, indiquant une perméabilité accrue. Une nouvelle baisse de pression est constatée lorsqu'une pression de

18. N : conditions standards de pression et température, 1 atm et 0°C

1,34MPa est atteinte. Après, malgré une injection constante 20mlN/min, la pression ne dépassa pas 1MPa. Cela suggère que la perméabilité est accrue de manière durable [Xu *et al.*, 2013].

2.5 Conclusion

Le laboratoire souterrain du Mont-Terri est un programme international de recherche commencé en 1996. Les expériences qui y sont menées permettent d'étudier les caractéristiques de l'argile à Opalines. Cette argile offre une très faible perméabilité. Durant les phases d'excavation, un réseau de fractures connectées se crée le long des parois du tunnel. Un tel réseau pourrait faciliter le transport des radionucléides en cas de flux d'eau souterraine. Cependant, lorsque l'argile à Opalines est soumise au contact de l'eau, celle-ci gonfle et se désagrège. Le système de fractures a alors tendance à se refermer, l'argile s'auto-cicatrise (« self-healing »). L'argile à Opalines possède donc des propriétés intéressantes en vue du stockage des déchets nucléaires. Toutefois, le site du Mont-Terri, présentant un contexte tectonique complexe, ne constitue qu'un centre d'étude et non pas un futur site de stockage (qui prendrait plutôt place dans une formation similaire).

Lors des expériences menées au sein du micro-tunnel HG-A, le transport des gaz a pu être étudié. Ces expériences ont montré que la pression des gaz potentiellement produits dans une galerie de stockage de déchets ne pouvait croître indéfiniment. Lorsque la pression augmente, des chemins sont créés au travers de l'EDZ et laissent s'échapper le gaz. Ainsi, la pression diminue.

Un des défis posés par le stockage des déchets en couches géologiques profondes est l'évolution à long terme du site. Les expériences telles que celles menées au sein du micro-tunnel HG-A ont notamment pour but de fournir des sets de données qui pourront être comparés avec les réponses d'un modèle numérique. Une fois le modèle numérique validé par les données expérimentales, des simulations à plus long terme peuvent être effectuées.

3 Modèles physiques

Dans un premier temps, ce chapitre s'intéresse aux modèles physiques (hydraulique et mécanique) qui seront utilisés lors des simulations numériques. Ces modèles dépendent d'un certain nombre de paramètres qui doivent être déterminés à partir d'observations expérimentales. Ainsi, dans un second temps, la caractérisation du comportement mécanique de l'argile à Opalines est réalisée au moyen de quelques essais triaxiaux disponibles. Les paramètres décrits dans la littérature scientifique dédiée à cette argile sont ensuite présentés.

3.1 Hydraulique

Selon DARCY, le débit spécifique \underline{q} d'un fluide s'écoulant au sein d'un milieu poreux est proportionnel au gradient de pression ∇p . Dans le cas de l'eau, on a :

$$\underline{q} = -\frac{\underline{K}_w}{\rho_w \cdot g} \cdot \nabla p_w \quad (2)$$

où \underline{K}_w est le tenseur de perméabilité à l'eau du milieu poreux. L'expression générale du tenseur anisotrope est

$$\underline{K}_w = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{yz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{zz} \\ K_{zy} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \quad (3)$$

La perméabilité est fonction des propriétés du fluide (masse volumique ρ et viscosité dynamique μ) et des propriétés du milieu poreux où l'écoulement a lieu (granulométrie, forme des grains, répartition et forme des pores)[Dassargues, 2011] :

$$\underline{K}_w = \frac{\rho_w \cdot g \cdot \underline{k}_w}{\mu_w} \quad [m/s] \quad (4)$$

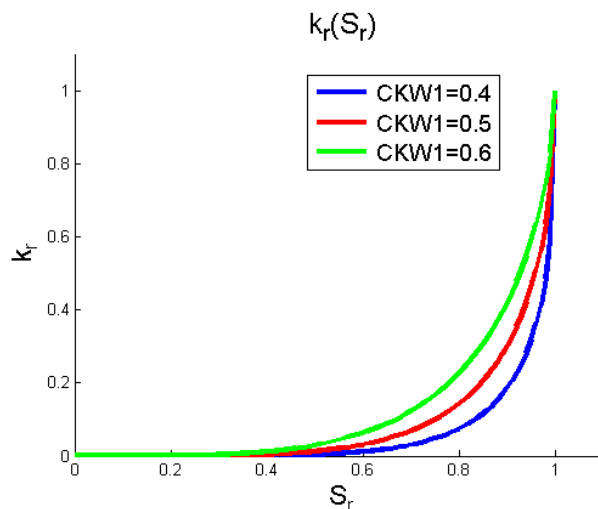
où \underline{k}_w [m^2] est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux. Elle dépend du degré de saturation \bar{S}_r du milieu :

$$\underline{k}_w = k_r \cdot \underline{k}_{w,sat} \quad (5)$$

En effet [Marschall *et al.*, 2005],

$$k_r = \sqrt{\bar{S}_r} \cdot \left(1 - \left(1 - \bar{S}_r^{CKW1-1} \right)^{CKW1} \right)^2 \quad (6)$$

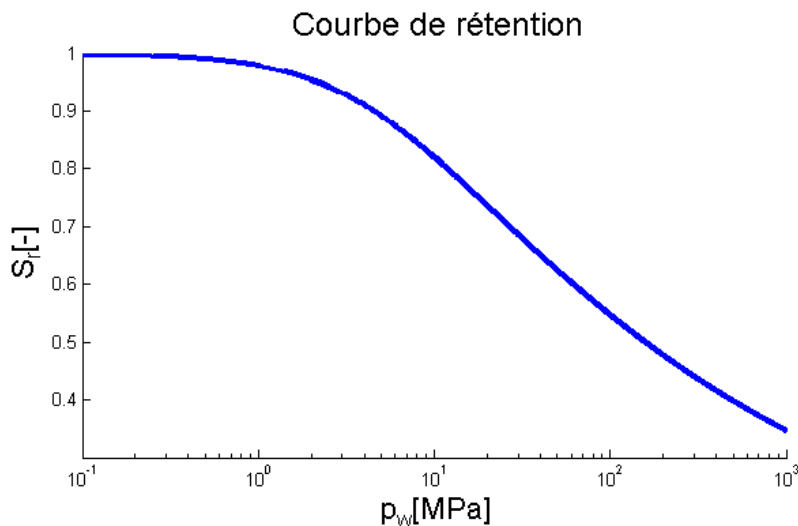
L'évolution de k_r pour différents coefficients $CKW1$ est représentée sur la FIGURE 27. Dans un état proche de la saturation, plus ce coefficient est faible et plus la perméabilité diminue rapidement avec le degré de saturation.

FIGURE 27 – Evolution de k_r avec le degré de saturation S_r .

Les courbes de rétention montrent que la saturation S_r est liée à la succion ($-p_w$). Un modèle de VAN GENUCHTEN permet de suivre cette évolution au moyen de deux paramètres $CSR1$ et $CSR2$:

$$S_r = \left[1 + \left(\frac{-p_w}{CSR1} \right)^{CSR2} \right]^{-\left(1 - \frac{1}{CSR2}\right)} \quad (7)$$

La courbe de rétention pour $CSR1 = 5\text{MPa}$ et $CSR2 = 1.2$ (paramètres caractéristiques de l'argile à Opalines) est illustrée à la FIGURE 28.

FIGURE 28 – Courbe de rétention de VAN GENUCHTEN avec $CSR1 = 5\text{MPa}$ et $CSR2 = 1.2$.

A noter que si la compressibilité du fluide est considérée, la masse volumique n'est pas constante, elle est fonction de la pression :

$$\rho_w = \rho_{w0} \cdot \left[1 + \frac{p_w - p_{w0}}{\chi_w} \right] \quad (8)$$

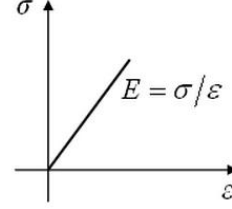
où ρ_{w0} est la masse volumique évaluée dans des conditions de pression de pore de référence ; χ_w est la compressibilité de l'eau [François *et al.*, 2010].

3.2 Mécanique

3.2.1 Modèle élastique linéaire

Un modèle de comportement mécanique assez simple est un modèle élastique linéaire. Lorsqu'un matériau élastique linéaire est soumis à un certain effort, on observe une relation linéaire entre la contrainte (σ) et la déformation dans la direction de l'effort (ε). Loi de HOOKE [Massonet et Cescotto, 1994] :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (9)$$



où E est le module d'élasticité (ou module de Young). Pour un matériau élastique, la déformation latérale est proportionnelle à ε :

$$\varepsilon_{lat} = -\nu\varepsilon = -\nu\frac{\sigma}{E} \quad (10)$$

où ν est le coefficient de Poisson du matériau.

L'équation 11 généralise en trois dimensions la loi de HOOKE pour une matrice solide :

$$\varepsilon_{ij} = D_{ijkl} \cdot \sigma'_{kl} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma'_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (11)$$

Les relations 11 ci-dessus sont écrites pour des contraintes transmises grains à grains (positives en compression), c'est-à-dire les contraintes effectives. Dans les sols, le postulat de TERZAGHI établit une relation entre contraintes totales (σ_{ij}), contraintes effectives (σ'_{ij}) et pression d'eau interstitielle (p_w). Pour les matériaux rigides avec une faible perméabilité comme les argiles, BIOT introduit un coefficient b pour assurer la validité du postulat [Anagnostopoulos *et al.*, 2013] :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - b \cdot p_w \cdot \delta_{ij} \quad (12)$$

où δ_{ij} , le *delta* de KRONECKER, est unitaire lorsque i égale j et nul dans les autres cas. En effet, la pression interstitielle n'a pas de composante tangentielle.

Dans le cas d'un matériau possédant les mêmes propriétés dans toutes les directions (*i.e.* isotrope), les matrices de souplesse D_{ijkl} et de rigidité C_{ijkl} de l'équation 11 sont respectivement :

$$D_{ijkl} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\nu) \end{bmatrix} \quad (13)$$

et

$$C_{ijkl} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad (14)$$

Le comportement d'un matériau isotrope est donc entièrement défini par deux paramètres, E (> 0) et ν (compris entre -1 et $0,5$). Dans le cas plus général d'un matériau anisotrope, 21

modules sont nécessaires pour caractériser son comportement. Cependant, lorsque les propriétés du matériau sont symétriques par rapport à trois plans orthogonaux (*i.e.* matériau orthotrope), 9 paramètres suffisent. En définissant le module de glissement ou module de Coulomb $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, la matrice de souplesse d'un matériau orthotrope est :

$$D_{ijkl} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} \end{bmatrix} \quad (15)$$

La matrice C_{ijkl} peut-être déduite par inversion de D_{ijkl} , elle n'est pas détaillée ici. L'argile à Opalines est un matériau orthotrope particulier puisqu'elle est transversalement isotrope : les propriétés sont identiques dans un plan, celui du litage, mais différentes perpendiculairement à ce plan. Pour un tel matériau, d'après [Graham et Houlsby, 1983], il n'y a plus que 5 modules indépendants :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_1 = E_2 = E_{//} \\ E_3 = E_{\perp} \\ \nu_{12} = \nu_{21} = \nu_{//,//} \\ \nu_{13} = \nu_{23} = \nu_{//,\perp} \\ \nu_{31} = \nu_{32} = \nu_{\perp,//} \\ G_{13} = G_{23} = G_{//,\perp} \\ G_{12} = \frac{E_{//}}{2(1 + \nu_{//,//})} = G_{//,//} \end{array} \right.$$

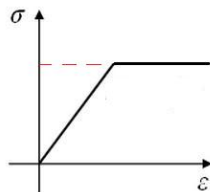
En effet, pour des raisons de symétrie, il faut

$$\frac{\nu_{//,\perp}}{E_{//}} = \frac{\nu_{\perp,//}}{E_{\perp}} \quad (16)$$

Les symboles $//$ et \perp désignent respectivement les directions parallèle et perpendiculaire au litage. A noter que les axes d'anisotropie ne correspondent pas obligatoirement aux axes globaux. Si tel est le cas, le passage d'un système d'axe à l'autre est réalisé via une matrice de rotation dépendant de trois angles [Cescotto, 2010], [Charlier, 2000], [François *et al.*, 2010], [François *et al.*, 2012].

3.2.2 Modèle élastoplastique

Un modèle élastoplastique suppose que le comportement du matériau est élastique pour de faibles contraintes et déformations, puis qu'une fois la limite d'élasticité atteinte, le matériau adopte un comportement plastique. Le comportement plastique parfait est associé à un palier horizontal : la déformation augmente à contrainte constante.



Selon le principe de l'élastoplasticité, le taux de déformation total peut être séparé en ses composantes élastique et plastique [Massonet et Cescotto, 1994] :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (17)$$

Le taux de déformation dans le domaine élastique est donné par

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = D_{ijkl} \cdot \dot{\sigma}_{kl}' \quad (18)$$

L'entrée dans le domaine plastique est déterminée par un critère de plasticité. Nous retiendrons ici le critère de Drucker-Prager. Dans l'espace des contraintes principales, la limite entre le domaine élastique et le domaine plastique est définie par une surface. Cette surface de plasticité selon Drucker-Prager est représentée à la FIGURE 29.

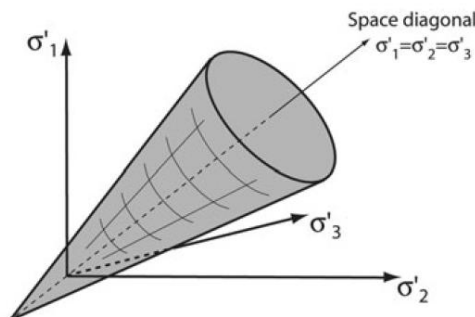


FIGURE 29 – Surface de plasticité selon Drucker-Prager. *Source* : [François *et al.*, 2012].

Dans un plan $p' - q$, où p' est la contrainte effective moyenne ($p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$) et q la contrainte déviatorique ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$), la limite d'élasticité selon Drucker-Prager est une droite d'équation [Drucker et Prager, 1952] :

$$f \equiv q - m \left(p' - \frac{c'}{\tan \phi'} \right) = 0 \quad (19)$$

où $m = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$; c' est la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif du matériau.

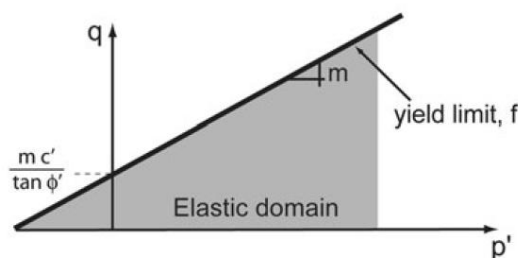


FIGURE 30 – Limite d'élasticité selon Drucker-Prager. *Source* : [François *et al.*, 2012].

Les valeurs de ces paramètres plastiques peuvent être estimées à partir d'essais triaxiaux. Avec l'intersection à l'origine a et la pente m de la droite de Drucker-Prager dans le plan $p' - q$, on trouve

$$c' = a \frac{\tan \phi'}{m} \quad (20)$$

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{3m}{6 + m} \right) \quad (21)$$

L'anisotropie du matériau adoptant un comportement élastoplastique peut être prise en compte au travers de la cohésion. Pour ce faire, trois cohésions sont définies : pour une contrainte

principale maximale parallèle à la normale du plan isotrope ($\alpha_{\sigma_1} = 0^\circ$), perpendiculaire ($\alpha_{\sigma_1} = 90^\circ$) et à 45° ($\alpha_{\sigma_1} = 45^\circ$). Entre ces valeurs, la cohésion varie linéairement avec α_{σ_1} (FIGURE 31).

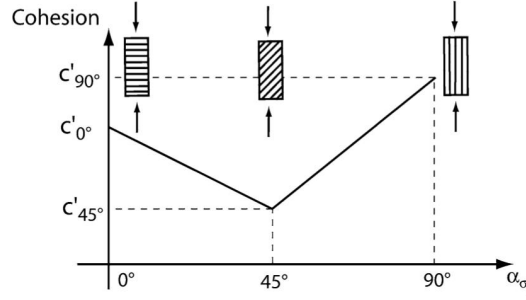


FIGURE 31 – Evolution de Cohésion en fonction de l'angle α_{σ_1} . *Source* : [François *et al.*, 2012].

Le taux de déformation plastique de l'équation 17 est de la forme

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda^p \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (22)$$

où λ^p est un multiplicateur plastique. Il peut-être déterminé en imposant que l'état de contrainte ne quitte pas la surface plastique une fois la limite d'élasticité atteinte, *i.e.* $df \equiv 0$.

Quant au potentiel plastique g , il est défini par

$$g \equiv q - m'p' \quad (23)$$

avec $m' = \frac{6 \sin \Psi}{3 - \sin \Psi}$; Ψ est l'angle de dilatance. Cet angle contrôle la déformation volumique du matériau dans le domaine plastique. L'hypothèse $\Psi = 0$ implique une conservation de volume en phase plastique.

Enfin, pour tenir compte de l'érouissage et du radoucissement du matériau, il faut introduire une variation de l'angle de frottement et de la cohésion au cours de la déformation [Charlier, 2000], [François *et al.*, 2010], [François *et al.*, 2012].

3.3 Equations bilan

Conservation de la masse d'eau

Pour un volume de sol élémentaire, les masses d'eau entrante et sortante sont égales à une variation d'emménagement près [Dassargues, 2011], [François *et al.*, 2012] :

$$\frac{\partial(n \cdot \rho_w)}{\partial t} + \text{div}(\rho_w \cdot \underline{q}) = 0 \quad (24)$$

Conservation de la masse de solide

La masse de solide est conservée au cours du temps [François *et al.*, 2012] :

$$\frac{\partial \rho_s (1 - n)}{\partial t} = 0 \quad (25)$$

Equation d'équilibre

Enfin, dans des conditions quasi-statiques, les équations d'équilibre s'expriment comme suit [François *et al.*, 2010] :

$$\text{div}(\sigma_{ij}) = 0 \quad (26)$$

3.4 Caractérisation

L'argile à Opalines présentant un comportement anisotrope, la réponse mécanique du matériau est affectée par la direction de chargement. Lors des essais de laboratoire, trois directions sont donc généralement considérées : parallèle à la stratification (P-sample), perpendiculaire (S-sample) et à 45° (Z-sample) (FIGURE 32).

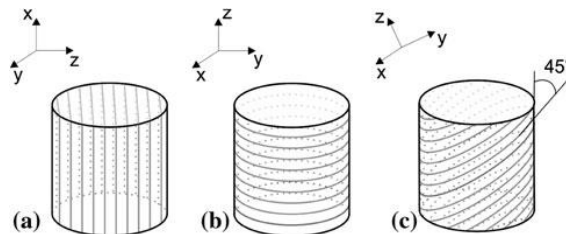


FIGURE 32 – Directions de chargement par rapport au litage : (a) P-sample (b) S-sample (c) Z-sample. [Salager *et al.*, 2013].

3.4.1 Analyse et simulation d'essais triaxiaux

Cette section est consacrée à l'analyse d'essais triaxiaux menés sur des échantillons d'argile à Opalines extraits à 900m de profondeur dans des puits géothermiques profonds à proximité du village de Schlattigen¹⁹ dans le nord de la Suisse. Les conditions de contraintes *in situ* ne sont *a priori* pas identiques à celles du laboratoire du Mont-Terri, on peut donc s'attendre à quelques différences dans les résultats par rapport à la littérature scientifique dédiée à l'argile de ce laboratoire. Il sera intéressant de comparer.

L'essai triaxial consiste à appliquer un effort axial croissant ($F = \sigma_1 - \sigma_3$) sur une éprouvette cylindrique soumise à une certaine pression de confinement (σ_3). Les essais triaxiaux ont ici été réalisés sous trois pressions de confinement différentes : 7.61, 12.61 et 22.61MPa. Les essais sont de type consolidés non drainés. L'effort axial est augmenté pour atteindre un taux de déformation de $10^{-6}s^{-1}$.

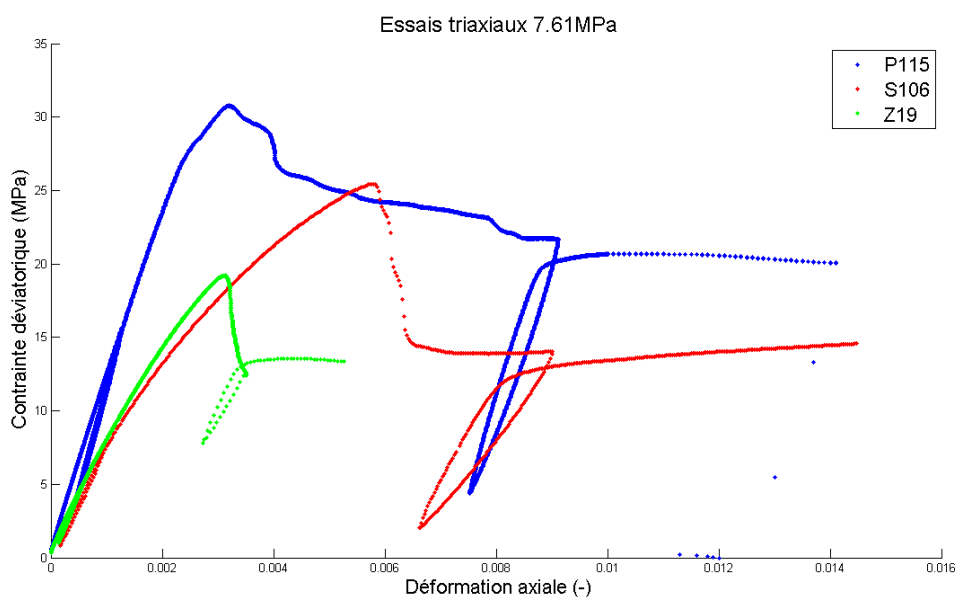


FIGURE 33 – Essais triaxiaux P, S et Z avec 7.61MPa de pression de confinement.

19. A une centaine de kilomètres de Saint-Ursanne.

Les noms des essais utilisés pour la caractérisation sont repris à la TABLE 6.

	7.61MPa	12.61MPa	22.61MPa
P (0°)	P115	P109	P13, P14
S (90°)	S106	S03	S102
Z (45°)	Z19		Z23

TABLE 6 – Essais triaxiaux selon leurs direction et pression de confinement.

Les dimensions et masses volumiques des échantillons dont les tests seront modélisés sont données ci-dessous.

	Diamètre [mm]	Hauteur [mm]	Masse volumique [Kg/m^3]
P115	25.46	50.65	2530
P109	25.37	49.45	2510
P13	25.37	50.70	2530
S106	25.49	50.53	2550
S102	25.47	49.88	2550
Z19	25.43	50.69	2550
Z23	25.46	50.80	2540

TABLE 7 – Dimensions et masses volumiques des échantillons.

La FIGURE 33 présente les résultats obtenus en terme d'évolution de contraintes déviatoriques ($F = \sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 7.61MPa. Les différences de valeurs de pics et de pentes des droites élastiques entre les trois directions de chargement mettent en évidence l'anisotropie du matériau. La plus grande résistance est observée pour les essais P, lorsque le chargement est parallèle à la stratification.

Vu l'anisotropie, les essais relatifs à chaque direction sont analysés séparément. A noter que l'analyse des essais P est plus détaillée dans ce qui suit que celle des essais S et Z. Pour ces derniers, les figures de caractérisation sont disponibles en annexe.

La procédure de caractérisation suivie consiste à :

- Déterminer les modules de Young à partir des droites élastiques de chaque essai.
- Tracer les droites P'-Q pour des essais relatifs à une même direction. Pour ce faire, on repère les contraintes déviatoriques de pic, résiduelles et correspondant à une perte de linéarité. Les droites P'-Q permettent de déterminer les paramètres plastiques c' et ϕ' avec les équations 20 et 21.
- Simuler les essais au moyen d'un modèle de Drucker-Prager avec radoucissement et écroutissage en utilisant les paramètres déterminés et en calibrant les autres. La calibration est réalisée pour représenter au mieux les essais, les chemins de contraintes et les pressions d'eau.

La FIGURE 34 compare les résultats obtenus expérimentalement pour les différentes pressions de confinement appliquées aux essais P.

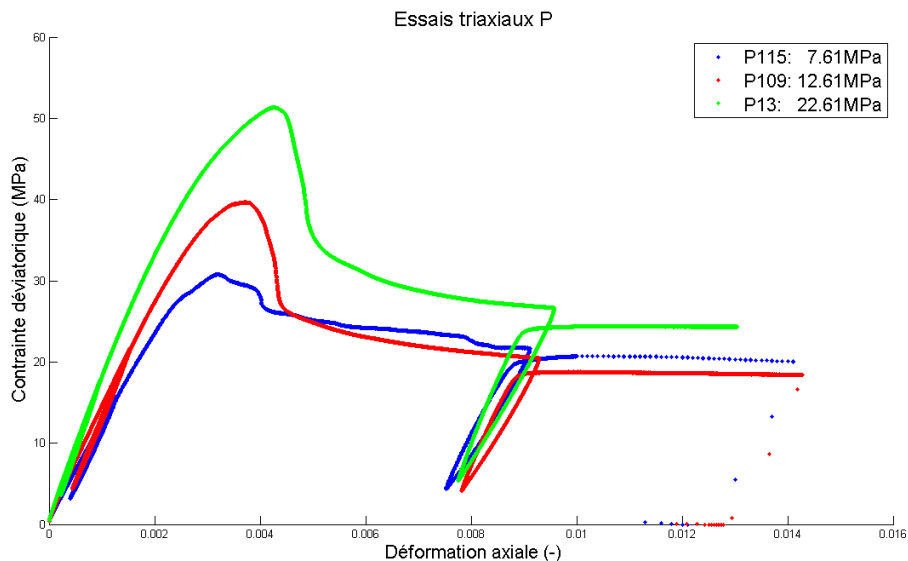


FIGURE 34 – Essais triaxiaux P avec 7.61, 12.61 et 22.61MPa de pression de confinement.

On observe qu'à la fois les pentes des droites élastiques (modules de Young), les résistances de pic et les résistances résiduelles dépendent de la pression de confinement. Cette dépendance est mise en avant par la FIGURE 35.

	7.61MPa	12.61MPa	22.61MPa	4.4MPa (*)
P (0°) : $E_{//}$	13.8	15.4	19.7	12.4
S (90°) : E_{\perp}	7.8	6.2	9.5	6.4
Z (45°) : $E_{45^{\circ}}$	9.1		11.7	8.5

TABLE 8 – Modules de Young [GPa]. * : Extrapolation linéaire.

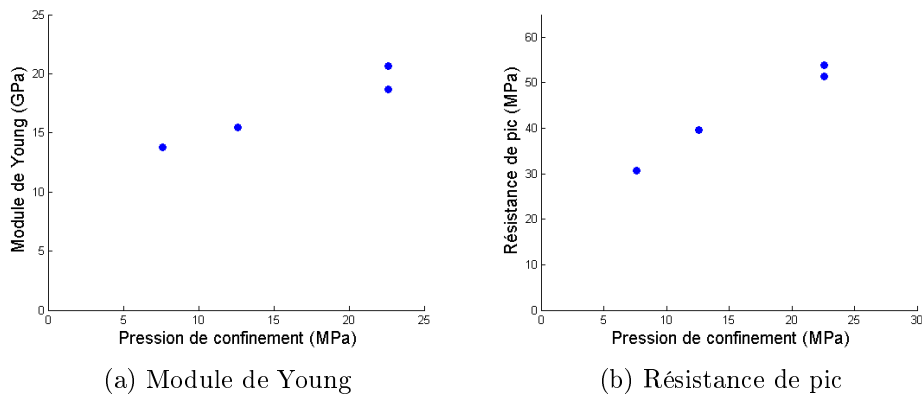


FIGURE 35 – Essais P : Evolution des paramètres avec la pression de confinement

Pour les simulations des essais qui suivent (FIGURES 43, 44 et 45), c'est le module élastique déterminé pour la pression de confinement de l'essai simulé qui est utilisé. Pour les modélisations relatives à l'excavation du micro-tunnel HG-A, nous admettrons un module constant dans une même direction ; les valeurs des modules doivent être calculées avec les contraintes *in situ* initiales. La contrainte horizontale perpendiculaire à la direction du tunnel HG-A est de 4.4MPa (FIGURE 14) ; les modules correspondants sont déterminés par extrapolation linéaire (TABLE 8).

Les droites P'-Q des essais P sont représentées sur la FIGURE 36. Toutes les contraintes effectives sont calculées avec un coefficient de Biot de 0.6 (équation 12). Les interpolations sont assez bonnes pour les essais P ; c'est moins le cas pour les essais S (FIGURE 84) ; l'interpolation est exacte pour les essais Z puisqu'il n'y a que deux points expérimentaux (FIGURE 88). Les paramètres plastiques correspondant sont donnés à la TABLE 9.

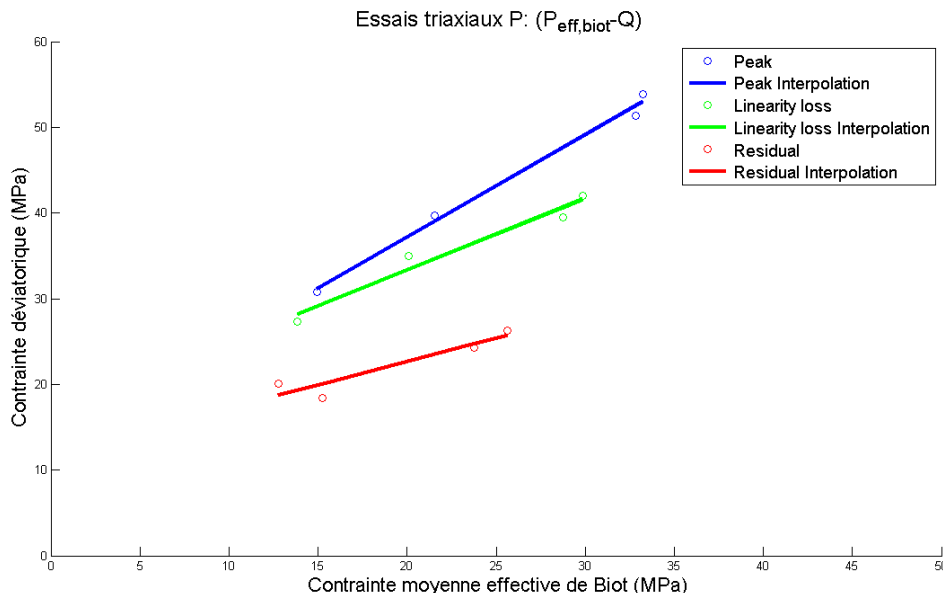


FIGURE 36 – Essais triaxiaux P : Plan P'-Q.

	$c'_{peak}[MPa]$	ϕ'_{peak}	$c'_{res}[MPa]$	ϕ'_{res}	$c'_{lin}[MPa]$	ϕ'_{lin}
P	6.4	29.8°	5.6	14.5°	7.8	21.5°
S	5.4	20.5°	4.7	13.1°	2.1	19.4°
Z	4.5	23.1°	3.8	15.3°	1.9	19.5°

TABLE 9 – Paramètres c' et ϕ' des essais P, S et Z.

Ces paramètres c' et ϕ' ont été déterminés de sorte que les erreurs commises entre les interpolations et les points expérimentaux soient minimales. Déterminer un angle de frottement pour chaque direction est très utile pour modéliser au mieux chaque essai. Néanmoins, pour la modélisation du micro-tunnel, le modèle envisagé tient compte de l'anisotropie uniquement *via* la cohésion et non l'angle de frottement. Dans cette optique, il est intéressant de calculer les différentes cohésions pour un même angle de frottement. Dans le cas des valeurs de pic, l'angle de frottement moyen est de 25°. Cet angle sert à imposer la pente m de la droite P'-Q, il reste à déterminer, pour chaque direction, l'ordonnée à l'origine a qui minimise l'erreur d'interpolation. On en déduit la cohésion (équation 20).

L'erreur est mesurée par la norme-2 suivante

$$Erreur = \left(\sum_{i=1}^m |r_i|^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (27)$$

où r est le vecteur des différences entre les données et le modèle.

Pour un angle de frottement de 25°, les erreurs d'interpolation commises en fonction de la cohésion sont représentées sur la FIGURE 37.

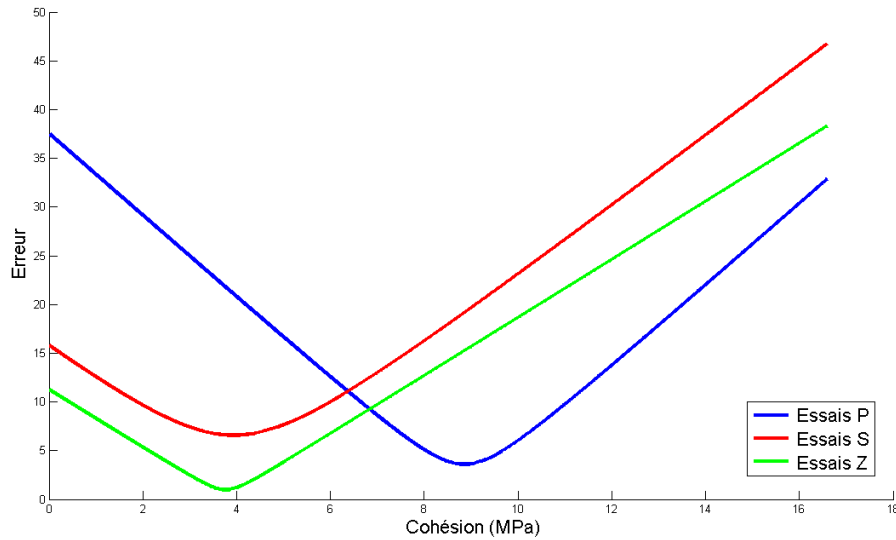


FIGURE 37 – $Erreur(c'_{peak})$ pour $\phi'_{peak} = 25^\circ$.

Les cohésions qui minimisent ces fonctions erreurs sont :

$$c'_{0^\circ} = 3.93MPa \quad ; \quad c'_{45^\circ} = 3.76MPa \quad ; \quad c'_{90^\circ} = 8.85MPa$$

Ces cohésions conduisent aux interpolations de la FIGURE 38.

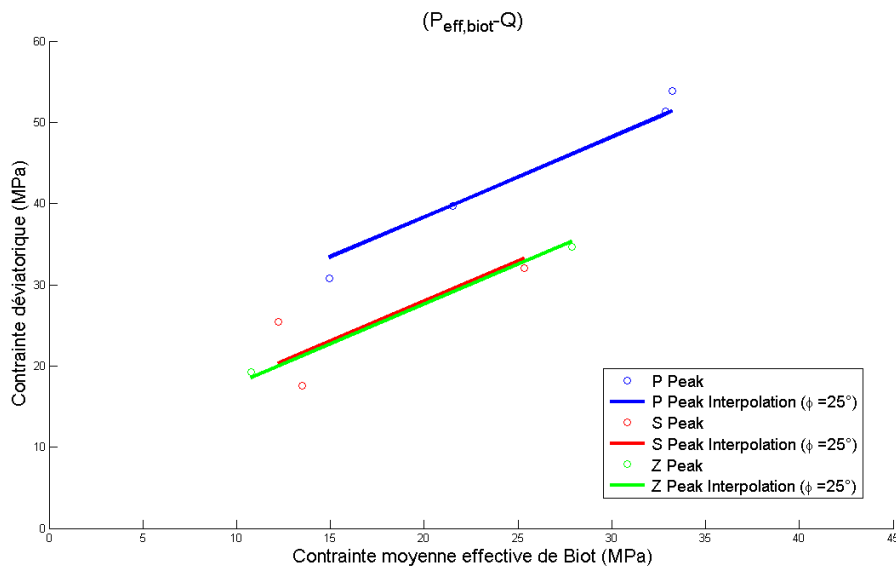


FIGURE 38 – P'-Q.

Les interpolations (et donc les cohésions) pour les essais S et Z sont quasiment identiques. Cependant, les cohésions pour ces deux directions pourraient être assez différentes en réalité car la dispersion des points expérimentaux S est élevée et il n'y a que deux points pour les essais Z.

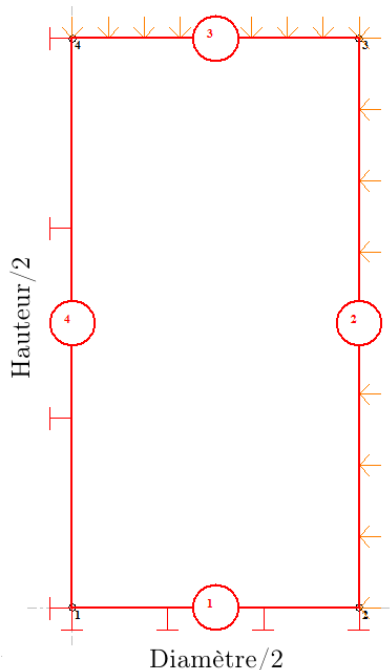


FIGURE 39 – Géométrie du problème.

Les essais triaxiaux sont modélisés en deux dimensions avec un seul élément défini par quatre segments (FIGURE 39). Seul le quart supérieur droit des éprouvettes est considéré et des déplacements nuls sont imposés le long des axes de symétrie. Comme en conditions expérimentales, une pression de confinement constante est appliquée alors que la charge axiale est accrue afin d'obtenir un taux de déformation de $10^{-6}s^{-1}$.

Les paramètres des meilleures calibrations obtenues pour les essais P, S et Z sont donnés dans les TABLES 10 à 12. Le phénomène d'écroissage est modélisé par une variation hyperbolique de l'angle de frottement entre une valeur initiale (ϕ'_{init}) et une valeur finale (ϕ'_{final}); il faut en outre définir un coefficient B_p ²⁰. Quant au radoucissement, il est pris en compte par une variation de la cohésion entre une valeur initiale (c'_{init}) et une valeur finale (c'_{final}); un coefficient B_c doit être défini²¹. Pour différer le début du radoucissement par rapport à l'écroissage, un décalage δ entre les deux phénomènes est introduit.

	E	ν	ψ	ϕ'_{init}	ϕ'_{final}	B_p	c'_{init}	c'_{final}	B_c	δ	$\frac{1}{\chi}$
P115	13.8	0.46	0.1°	20.0°	29.8°	0.0001	6.4	2.5	0.002	0.0015	2.5E-10
P109	15.4	0.15	-4.0°	20.0°	29.8°	0.0001	6.4	1.0E-05	0.002	0.0015	4.25E-09
P13	18.7	0.22	-3.0°	20.0°	29.8°	0.0001	6.4	1.0E-05	0.002	0.0018	8.0E-09

TABLE 10 – Paramètres des modèles des essais P ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa^{-1}].

20. Valeur de la contrainte plastique équivalente pour laquelle la moitié de l'écroissage est atteinte.

21. Valeur de la contrainte plastique équivalente pour laquelle la moitié du radoucissement est atteinte.

	E	ν	ψ	ϕ'_{init}	ϕ'_{final}	B_p	c'_{init}	c'_{final}	B_c	δ	$\frac{1}{\chi}$
S106	7.8	0.30	-3.0°	0.0°	29.0°	0.0001	5.4	1.0	0.002	0.0030	2.5E-09
S102	9.5	0.34	-4.0°	0.0°	20.5°	0.0001	5.4	2.0	0.002	0.0062	2.5E-09

TABLE 11 – Paramètres des modèles des essais S ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa^{-1}].

	E	ν	ψ	ϕ'_{init}	ϕ'_{final}	B_p	c'_{init}	c'_{final}	B_c	δ	$\frac{1}{\chi}$
Z19	9.1	0.40	-1.0°	0.0°	23.1°	0.0001	4.5	2.5	0.0004	0.0013	1.5E-09
Z23	11.7	0.10	-5.0°	0.0°	23.1°	0.00015	4.5	0.1	0.001	0.0030	6.0E-09

TABLE 12 – Paramètres des modèles des essais Z ; E [GPa], c' [MPa], $\frac{1}{\chi}$ [Pa^{-1}].

Les chemins des contraintes P'-Q suivis lors des essais expérimentaux révèlent un phénomène de dilatance/contractance. Par exemple, au cours de l'essai P115 (FIGURE 40), on observe de la dilatance puisque le chemin des contraintes est décalé vers la droite en phase plastique. Par contre, pour l'essai P109 (FIGURE 41), on a de la contractance puisque le chemin P'-Q est décalé vers la gauche.

Cette observation est prise en compte pour modéliser les essais (paramètre ψ). Cependant, en raison de la variabilité entre dilatance et contractance, nous retiendrons une propriété de dilatance nulle en moyenne pour l'argile à Opalines.

Pour représenter au mieux les pressions d'eau, un paramètre de compressibilité de l'eau non nul a dû être considéré ($\frac{1}{\chi}$). En effet, en considérant le fluide comme étant incompressible, les surpressions d'eau étaient surévaluées par rapport aux mesures expérimentales. Ceci provient sans doute d'un état non tout à fait saturé de certains échantillons ; l'air étant beaucoup plus compressible que l'eau.

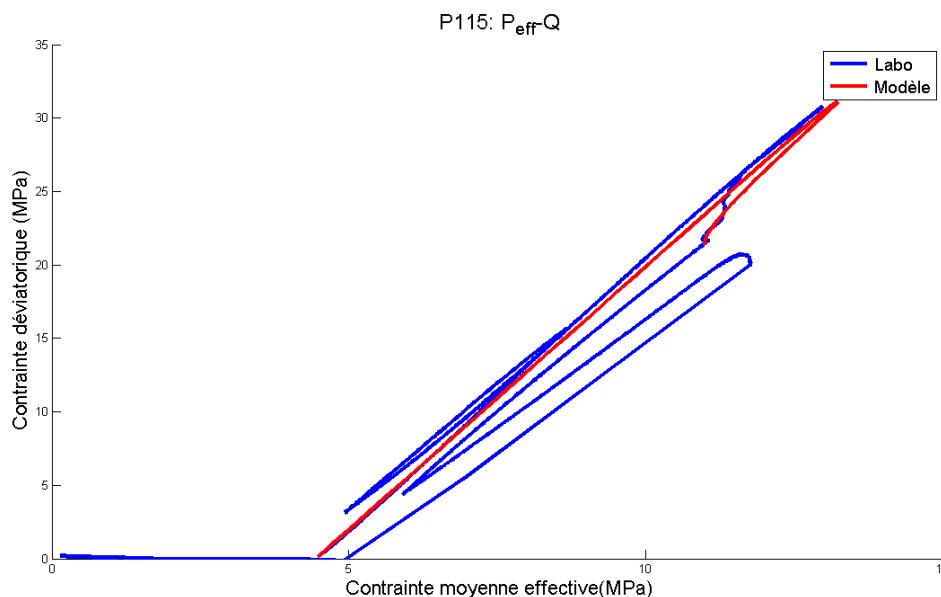


FIGURE 40 – Essai P115 : chemin des contraintes P'-Q

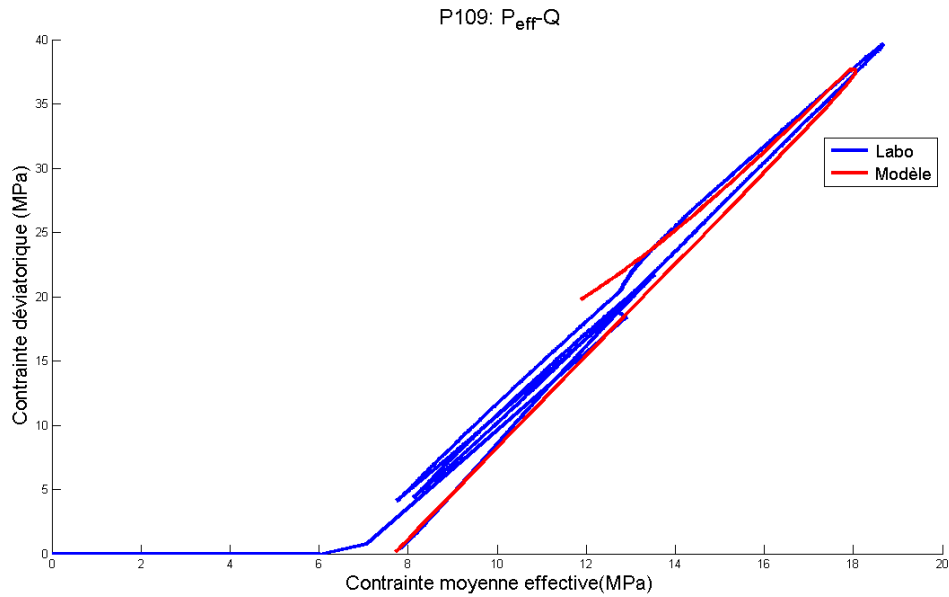


FIGURE 41 – Essai P109 : chemin des contraintes P'-Q

Les autres paramètres hydromécaniques tels que la masse volumique (ρ_w) et la viscosité dynamique (μ_w) du fluide, la perméabilité intrinsèque (k_{sat}) et la porosité (n) de l'argile sont identiques pour chaque modélisation d'essai (TABLE 13).

ρ_w [kg/m ³]	μ_w [Pa · s]	k_{sat} [m ²]	n [–]
1000	0.001	1.0E-20	0.10

TABLE 13 – Paramètres hydromécaniques non calibrés

Pour les essais P, les surpressions d'eau expérimentales et les modèles obtenus avec les paramètres des TABLES 10 et 13 sont présentés FIGURE 42.

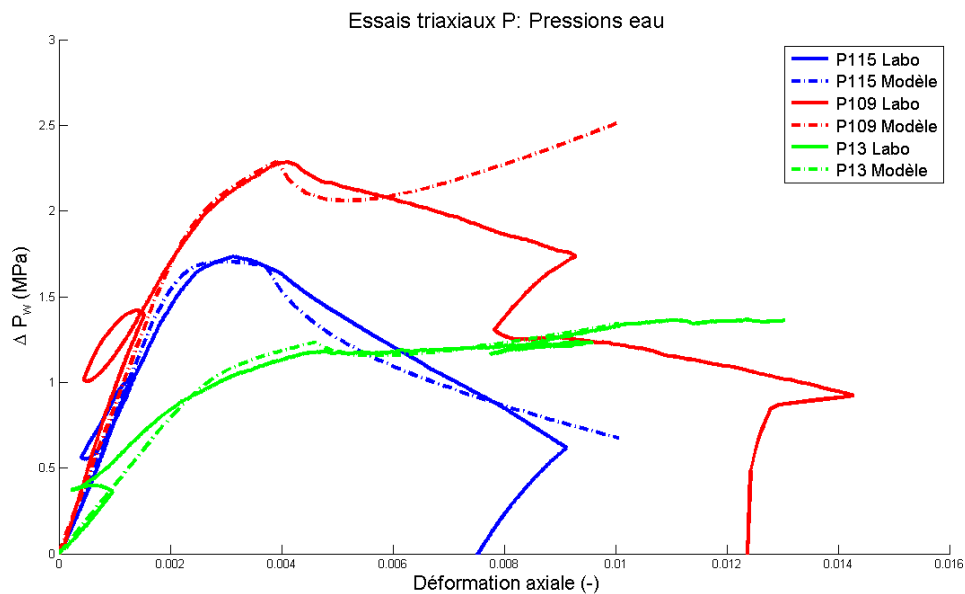


FIGURE 42 – Essais triaxiaux P : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau

Les modèles calibrés permettent de s'approcher relativement bien des surpressions d'eau observées. Pour le modèle P109, la contractance introduite pour suivre le chemin des contraintes P'-Q conduit néanmoins à s'écarter des surpressions d'eau observées en fin d'essai.

Les FIGURES 43 à 45 présentent pour les essais P, S et Z les évolutions des contraintes déviatoriques en fonction des déformations axiales.

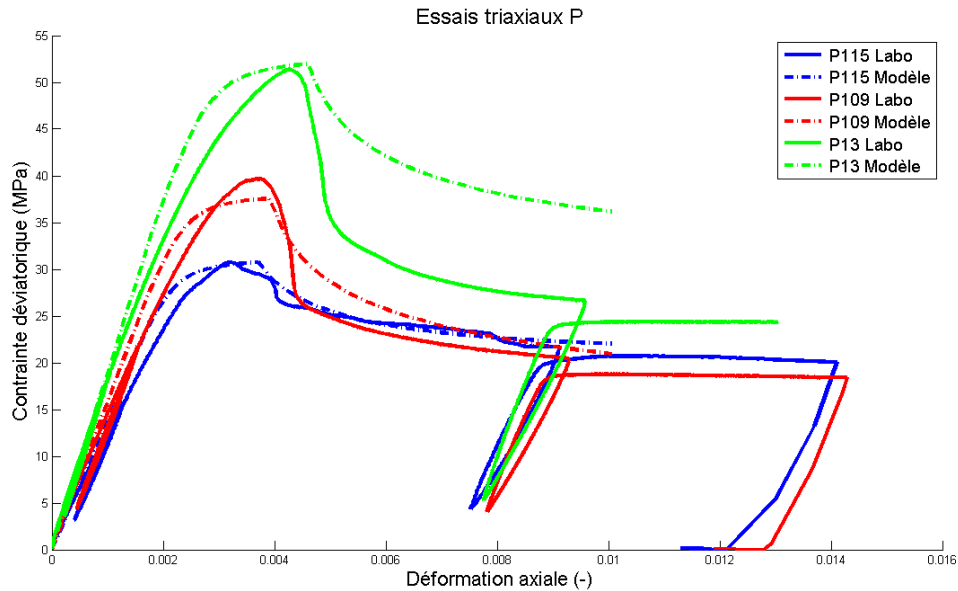


FIGURE 43 – Essais triaxiaux P : mesures expérimentales et modèles

On constate que les paramètres utilisés lors des modélisations (TABLES 10 à 12) sont relativement adéquats pour représenter les courbes expérimentales. Seul le modèle P13 n'atteint pas un palier plastique résiduel suffisamment bas (malgré l'utilisation d'une cohésion finale quasi nulle).

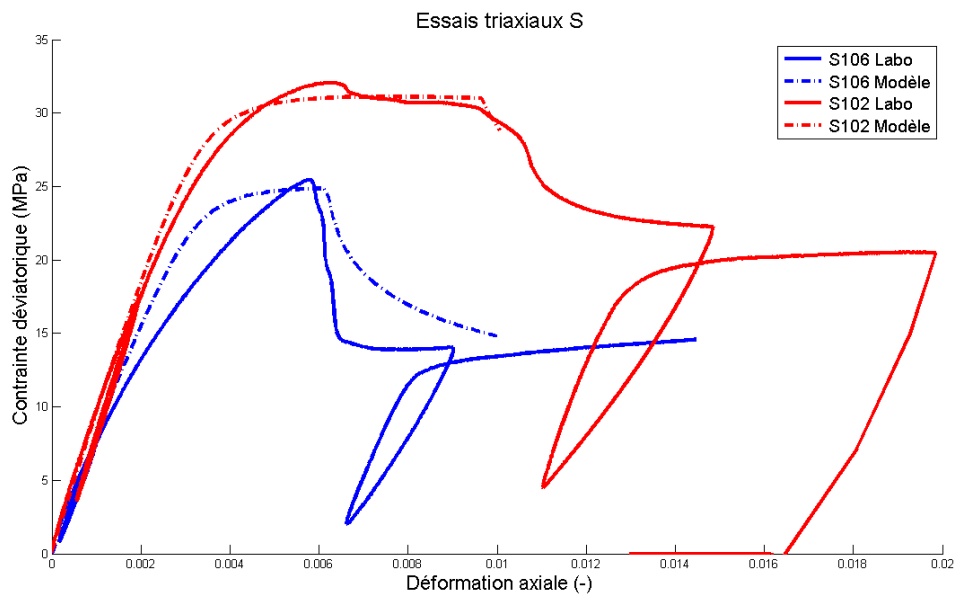


FIGURE 44 – Essais triaxiaux S : mesures expérimentales et modèles

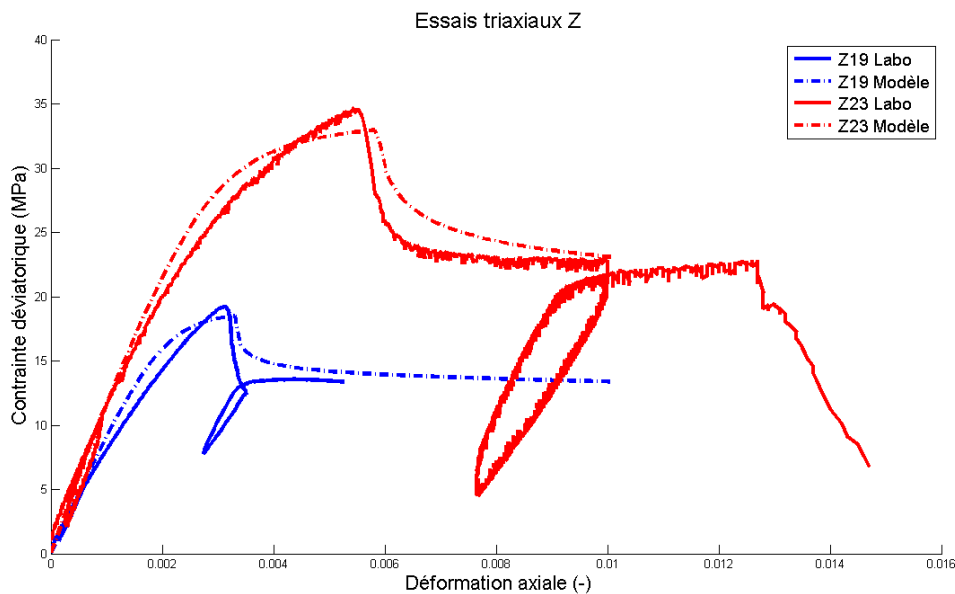


FIGURE 45 – Essais triaxiaux Z : mesures expérimentales et modèles

3.4.2 Littérature scientifique

Dans leur rapport consacré à la caractérisation de l'argile à Opalines en vue de la modélisation du micro-tunnel HG-A [Laloui et François, 2008], LALOUI et FRANÇOIS ont compilé 33 essais triaxiaux et 18 essais uniaxiaux réalisés sur des échantillons provenant du laboratoire du Mont-Terri, à 300m de profondeur. Les tests ont été réalisés selon les trois directions de chargement P, S et Z avec des pressions de confinement de 0, 5, 10 et 15MPa.

En ce qui concerne les paramètres élastiques, les essais triaxiaux conduisent aux modules suivants :

σ_3 [MPa]	0	5	10	15
$E_{//}$	3.2	4.6	5.9	7.2
E_{\perp}	2.2	3.5	4.9	6.2
E_{45°	2.3	3.2	4.1	4.0

TABLE 14 – Modules élastiques [GPa]. *Source* : [Collin *et al.*, 2012].

La contrainte horizontale perpendiculaire à la direction du tunnel HG-A est de 4.4MPa (FIGURE 14). Ainsi, par interpolation linéaire des valeurs de la TABLE 14, on trouve :

$$E_{//} = 0.266 \cdot 4.4 + 3.23 = 4.4GPa$$

$$E_{\perp} = 0.268 \cdot 4.4 + 2.19 = 3.3GPa$$

Selon [Collin *et al.*, 2012], il semble que ces paramètres soient représentatifs d'échantillons altérés et non du bedrock sain. En effet, les simulations réalisées avec ces paramètres surestiment les déplacements par rapport aux données expérimentales. Dans le même sens, WILEVEAU référence dans son rapport consacré à l'expérience HE-D (également réalisée dans le faciès argileux) les paramètres suivants [Wileveau, 2005] :

$$E_{//} = 10.0 \pm 3.7GPa$$

$$E_{\perp} = 4.0 \pm 1.0GPa$$

Les modélisations du chapitre suivant seront réalisées avec $E_{//} = 8GP$ et $E_{\perp} = 4GPa$, avec un rapport 2 : 1 entre les modules (comme pour les essais de Schlattingen).

Quant aux coefficients de Poisson, toujours selon WILEVEAU, on a :

$$\nu_{//,//} = 0.33 \quad \nu_{\perp,//} = 0.24$$

Enfin, en ce qui concerne les paramètres plastiques, LALOUÏ et FRANÇOIS ont effectué une analyse comparable à celle que j'ai menée pour déterminer les paramètres c et ϕ , mais en contraintes totales cette fois. Cette analyse conduit aux résultats suivants :

	c_{peak} [MPa]	ϕ_{peak}
P ($\alpha = 90^\circ$)	4.17	27.4°
S ($\alpha = 0^\circ$)	4.24	20.9°
Z ($\alpha = 45^\circ$)	4.6	16.8°

TABLE 15 – Paramètres plastiques. *Source* : [Laloui et François, 2008].

COLLIN *et al.* ont considéré un angle de frottement moyen de 20° dans chaque direction et déterminé les cohésions conduisant aux meilleures droites d'interpolation P-Q des 33 essais triaxiaux et 18 essais uniaxiaux [Collin *et al.*, 2012] :

$$c_{0^\circ} = 6.4MPa \quad ; \quad c_{45^\circ} = 1.8MPa \quad ; \quad c_{90^\circ} = 4.5MPa$$

En vue des modélisations hydromécaniques, les paramètres effectifs sont plus adéquats. Dans la littérature, BOCK suggère un angle de frottement effectif moyen de 25° et les cohésions suivantes [Bock, 2001] :

$$c'_{0^\circ} = 5.5MPa \quad ; \quad c'_{45^\circ} = 1.0MPa \quad ; \quad c'_{90^\circ} = 2.2MPa$$

Il s'agit du même angle de frottement que celui déterminé avec les essais des échantillons de Schlattingen. Les cohésions ne suivent par contre pas les mêmes tendances. Celles déterminées par BOCK sont jugées plus fiables car les échantillons proviennent directement du laboratoire et sont beaucoup plus nombreux (10 essais P, 34 S et 22 Z). Par conséquent, ce sont ces valeurs de cohésion qui sont retenues pour la modélisation de l'excavation du micro-tunnel.

En résumé, la TABLE 16 reprend les paramètres qui seront nécessaires lors de la modélisation [Bock, 2001], [Wileveau, 2005], [Gens *et al.*, 2007],[Collin *et al.*, 2012].

3.5 Conclusion

Ce chapitre vient d'exposer les modèles physiques et mathématiques qui serviront à modéliser l'excavation du micro-tunnel HG-A. Ces modèles impliquent toujours une certaine simplification de la réalité. L'augmentation du nombre de paramètres du modèle permet de s'approcher de plus en plus de la réalité, plus le modèle est complexe et plus il prend en compte un nombre important de phénomènes physiques. Quel que soit le degré de complexité du modèle, si les paramètres ne sont pas fidèles à la réalité, celle-ci ne pourra pas être représentée de manière satisfaisante. Les paramètres doivent être évalués expérimentalement ou par calibration du modèle. La procédure de caractérisation exposée montre la manière dont certains de ces paramètres peuvent être évalués ; dans cette procédure, l'anisotropie du matériau impose de distinguer les différentes directions de chargement. Pour certains paramètres, le recours à la littérature fut nécessaire. La TABLE 16 synthétise les paramètres qui seront utilisés dans le chapitre suivant. Ceux-ci pourraient encore être calibrés pour représenter au mieux les surpressions mesurées *in situ* lors de l'excavation.

Masse volumique	ρ	2450	[kg/m ³]
Module de Young	$E_{//}$ E_{\perp}	8 4	[GPa]
Coefficient de Poisson	$\nu_{///}$ $\nu_{//\perp}$	0.33 0.24	[-]
Module de cisaillement	$G_{///}$ $G_{//\perp}$	3 3	[GPa]
Angle de frottement	ϕ'	25	[°]
Cohésion	c'_0 c'_{45} c'_{90}	5.5 1.0 2.2	[MPa]
Dilatance	ψ	0	[°]
Coefficient de Biot	b	0.6	[-]
Porosité initiale	n_0	0.1	[-]
Perméabilité intrinsèque	$k_{sat//}$ $k_{sat\perp}$	$2 \cdot 10^{-20}$ $8 \cdot 10^{-21}$	[m ²]
Masse volumique de l'eau	ρ_w	1000	[kg/m ³]
Viscosité dynamique de l'eau	μ_w	0.001	[Pa · s]
Coefficient de compressibilité	$\frac{1}{\chi_w}$	$5 \cdot 10^{-10}$	[Pa ⁻¹]
Coefficient courbe de perméabilité	CKW1	0.5	[-]
Coefficients courbe de rétention	CSR1 CSR2	5 1.2	[MPa] [-]

TABLE 16 – Paramètres hydro-mécaniques

4 Modélisation

Ce chapitre est consacré à la modélisation de l'excavation du micro-tunnel HG-A. Celle-ci est basée sur les modèles et paramètres physiques présentés au chapitre précédent. Cette modélisation a pu être réalisée grâce au code éléments finis LAGAMINE développé par l'Université de Liège depuis les années 80.

Plusieurs modélisations sont en réalité effectuées : la complexité du modèle est progressivement accrue (TABLE 17). Quelques simulations purement mécaniques sont tout d'abord réalisées dans le but de se familiariser avec le logiciel avant de passer à une étude de type hydromécanique. Les anisotropies sont successivement introduites dans le modèle : anisotropie des contraintes *in situ*, anisotropie des paramètres mécaniques et puis l'anisotropie de la perméabilité. Cette démarche permet de mettre en évidence les effets de chacune des anisotropies.

Les résultats des simulations sont alors comparés aux données de pressions d'eau et de déplacement enregistrées dans les forages au cours de l'excavation.

Une zone endommagée (EDZ) avec des paramètres hydromécaniques différents est ensuite introduite pour améliorer la modélisation. Après avoir présenté une analyse paramétrique de cette zone endommagée, celle-ci est calibrée.

Enfin, le modèle défini est testé avec les données enregistrées lors du gonflement du méga-packer.

4.1 Géométrie, conditions frontières et chargement

Le problème est étudié en état plan de déformation (plan perpendiculaire à la direction du tunnel). En raison des multiples anisotropies, il n'est pas permis de se limiter à un quart de section. La FIGURE 46 décrit la géométrie du problème et les conditions frontières utilisées aux limites du domaine. Il s'agit de nœuds fixes (déplacements et pression de pore). Les limites du domaine sont suffisamment éloignées de la paroi du tunnel pour limiter l'influence des conditions aux limites sur la solution. Ceci peut être vérifié par une réaction quasi nulle à la limite du domaine.

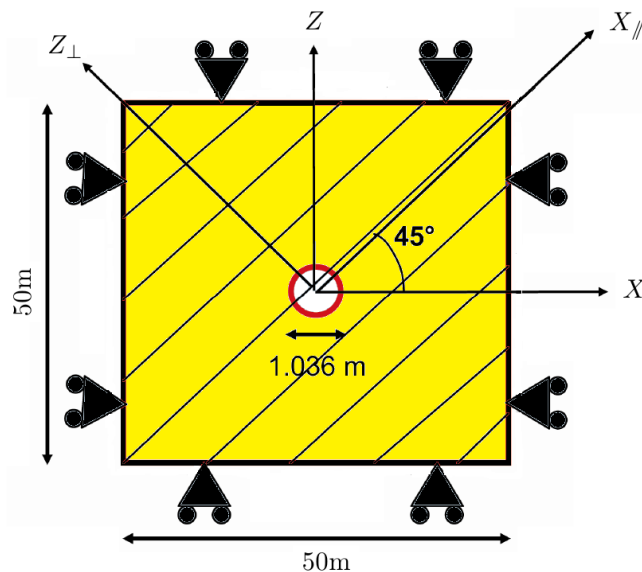


FIGURE 46 – Géométrie et conditions frontières de la modélisation.

Le maillage 2D utilisé est composé de 4880 éléments et 14560 nœuds. La taille des mailles est variable selon la position dans le domaine. En effet, les mailles sont réduites à proximité de la paroi du micro-tunnel afin d'accroître la précision dans la zone perturbée alors que les mailles périphériques sont très larges. La taille des mailles varie progressivement de 2cm à 3m (FIGURE 47).

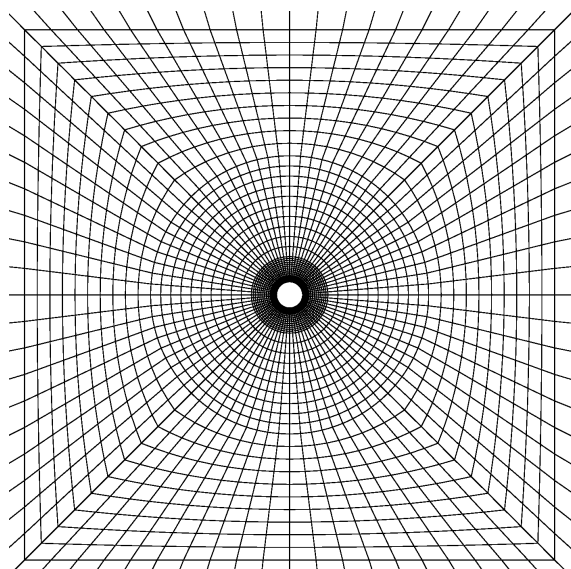


FIGURE 47 – Centre du maillage (20x20m).

Les contraintes initiales sont égales aux contraintes *in situ* initiales²² dans tout le domaine sauf dans un disque central non maillé représentant le futur micro-tunnel. A l'intrados de la circonférence de ce disque, des contraintes de sens opposés aux contraintes *in situ* sont appliquées afin d'assurer l'équilibre des forces. En effet, au départ, lorsque la matière remplit encore le tunnel, un équilibre doit nécessairement être rencontré. Ensuite, pour simuler l'excavation, *i.e.* l'enlèvement progressif de la matière, les contraintes appliquées à l'intrados de la paroi du tunnel sont progressivement réduites : elles passent de 100% à 0 en 7 jours de manière linéaire (FIGURE 48).

22. Selon BOSSART et WERMEILLE, FIGURE 14.

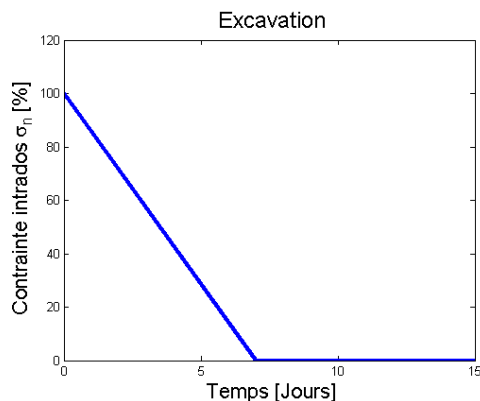


FIGURE 48 – Vitesse d'excavation.

Après 7 jours, les contraintes appliquées en paroi du tunnel sont donc annulées. En effet, suite à l'enlèvement de la matière, la roche initialement présente dans le tunnel ne peut plus s'opposer aux contraintes à l'extérieur du tunnel. Le vide ainsi créé dans le domaine impose une redistribution des contraintes autour de l'excavation. Cette redistribution est analysée dans les sections qui suivent.

Initialement, le massif est saturé avec une pression d'eau de 0.9MPa. Pendant l'excavation, la pression d'eau est décruée linéairement pour atteindre 0MPa aux parois du tunnel en fin d'excavation, après 7 jours. Par la suite, la ventilation appliquée impose des pressions négatives (suction) en paroi du tunnel. Cette pression est déterminée grâce à l'équation de KELVIN décrivant le phénomène de capillarité [?] :

$$\ln\left(\frac{P_v}{P_{sat}}\right) = \frac{2H\gamma V}{RT} \quad (28)$$

où

- P_v est la pression de vapeur ;
- P_{sat} est la pression de vapeur à l'état saturé ;
- H est la courbure moyenne du ménisque ;
- γ est la tension de surface entre la phase liquide et la phase vapeur ;
- V est le volume molaire de l'eau ;
- R est la constante des gaz parfaits $8.314 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$;
- T est la température en Kelvin.

Le rapport P_v/P_{sat} est l'humidité relative (RH) de l'air. Le volume molaire peut être remplacé par le rapport de la masse molaire et de la masse volumique de l'eau. Enfin, comme la différence de pression entre la phase liquide et la phase vapeur (ΔP) vaut $2H\gamma$, on a [?]

$$\Delta P = P_w - P_v = \frac{\rho_w \cdot R \cdot T}{M_w} \cdot \ln(RH) \quad (29)$$

Lors de la phase de ventilation, on observe une humidité relative moyenne de 83% et une température de 13°C. Cela correspond à une suction de 23.8MPa. On considère qu'une semaine est nécessaire après l'excavation pour atteindre cette pression (FIGURE 49).

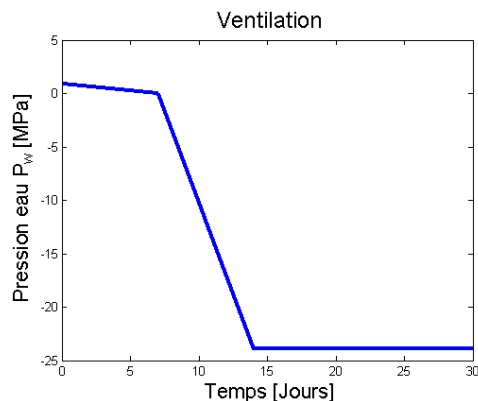


FIGURE 49 – Ventilation

La présence de la Galerie 04 à proximité du micro-tunnel (FIGURE 17) n'est donc pas directement prise en compte dans la géométrie du problème. En fait, au cours des 8 mois séparant le creusement de la Galerie 04 et celui du micro-tunnel, la ventilation de la galerie fait baisser les pressions d'eau de 2 à 0.9MPa dans le voisinage du futur micro-tunnel. La présence de la Galerie 04 est donc indirectement prise en compte par la valeur de la pression interstitielle initialement imposée. Ensuite, l'excavation et la ventilation du micro-tunnel sont prépondérantes dans l'évolution des pressions d'eau dans le voisinage de celui-ci ([Collin *et al.*, 2012]).

4.2 Modélisations sans EDZ

Le tableau ci-dessous (TABLE 17) reprend les simulations réalisées sans zone endommagée (EDZ). Pour chaque simulation, le lecteur trouvera une fiche en annexe B : les paramètres et les FIGURES relatives aux résultats de ces simulations y sont détaillés. Quelques-unes de ces FIGURES apparaissent également dans le corps du texte.

N°	Type d'analyse	Loi constitutive (LAGAMINE)	Contraintes <i>in situ</i>	Perméabilité
1	Mécanique 2D	Elastique (ELA)	Isotropes	-
2	Mécanique 2D	Elastoplastique (PLASOL)	Isotropes	-
3	Mécanique 2D	Elastique (ELA)	Anisotropes	-
4	Mécanique 2D	Elastoplastique (PLASOL)	Anisotropes	-
5	Mécanique 2D	Elastoplastique anisotrope (ORTHOPLA)	Isotropes	-
6	Mécanique 2D	Elastoplastique anisotrope (ORTHOPLA)	Anisotropes	-
7	Hydromécanique 2D	Elastoplastique (PLASOL)	Isotropes	Isotrope
8	Hydromécanique 2D	Elastoplastique (PLASOL)	Anisotropes	Isotrope
9	Hydromécanique 2D	Elastoplastique anisotrope (ORTHOPLA)	Anisotropes	Isotrope
10	Hydromécanique 2D	Elastoplastique anisotrope (ORTHOPLA)	Anisotropes	Anisotrope

TABLE 17 – Simulations réalisées (sans EDZ).

Dans le cas des contraintes *in situ* isotropes, c'est la contrainte *in situ* maximale (6.5MPa) qui a été appliquée dans toutes les directions ; les paramètres isotropes correspondent eux à une moyenne des paramètres anisotropes.

A noter que, pour les modélisations purement mécaniques, les résultats ne sont présentés qu'après 7 jours puisque les contraintes n'évoluent plus une fois l'excavation terminée. Dans le cas des modélisations hydromécaniques, les contraintes continuent à évoluer après le déconfinement. En effet, alors que l'eau s'écoule vers la galerie et que la roche s'assèche, les pressions de pores diminuent et, par conséquent, les contraintes effectives augmentent (équation 12). Les résultats des simulations hydromécaniques sont donc aussi présentés après 10 mois (fin décembre 2005).

4.2.1 Modélisations mécaniques

Modélisation entièrement isotrope (Simulations 1 et 2)

Aucune anisotropie n'est tout d'abord considérée. Dans ce cas, une solution analytique simple existe ([Panet,]).

En théorie, en conditions isotropes, les contraintes radiales et orthoradiales suivent, dans le domaine élastique, les équations suivantes :

$$\sigma_r = \left(1 - \lambda \cdot \frac{R^2}{\rho^2}\right) \cdot \sigma_0 \quad (30)$$

$$\sigma_\theta = \left(1 + \lambda \cdot \frac{R^2}{\rho^2}\right) \cdot \sigma_0 \quad (31)$$

où λ est le taux de déconfinement, soit 0 au début et 1 à la fin de l'excavation. Ainsi, lorsque le déconfinement est nul, les contraintes radiales et orthoradiales sont toutes deux égales à la contrainte initiale σ_0 . Ensuite, au fil de l'excavation, alors que la contrainte orthoradiale augmente, la contrainte radiale diminue ; la moyenne des contraintes reste constante ($= \sigma_0$). Les contraintes σ_r et σ_θ en fonction de la distance radiale ρ présentent des allures hyperboliques ; les deux branches d'hyperboles sont symétriques par rapport à la droite d'équation σ_0 ($= \sigma_x = \sigma_y = 6.5\text{MPa}$) (FIGURE 50).

Les équations (30) et (31) montrent qu'en fin d'excavation ($\lambda = 1$), à la paroi du tunnel ($\rho = R$), la contrainte radiale est nulle et la contrainte orthoradiale vaut le double de la contrainte *in situ* initiale :

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = 2\sigma_0$$

C'est en fait le principe de la voûte : les contraintes sont transmises en compression de manière perpendiculaire au rayon de la voûte.

Les allures des coupes des contraintes radiales et orthoradiales à 0° et 90° (sur le cercle trigonométrique) obtenues numériquement en fin d'excavation correspondent aux attentes analytiques (FIGURE 93c). Vu l'isotropie, l'allure des courbes ne dépend pas de l'orientation de la coupe, raison pour laquelle elles se superposent. La contrainte radiale tend effectivement vers 0 à proximité de la paroi du tunnel alors que la contrainte orthoradiale tend vers 13MPa.

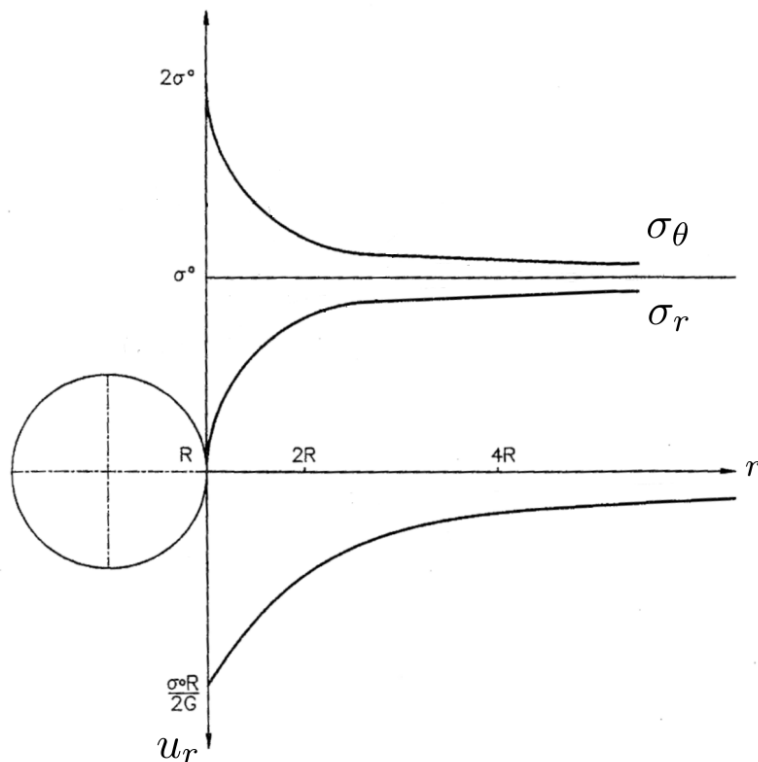


FIGURE 50 – Evolution des contraintes radiales, orthoradiales et des déplacements avec la distance radiale. *Source* : [Panet,].

En deux dimensions, les FIGURES 93a et 93b présentent les champs des contraintes verticales et horizontales. On observe logiquement que les contraintes horizontales sont minimales en paroi à 3 et 9 heures (0MPa) alors qu'elles sont maximales en paroi à 6 et 12 heures (13MPa). A l'inverse, les contraintes verticales sont minimales à 6 et 12 heures et maximales à 3 et 9 heures. Cette observation peut-être expliquée par analogie avec l'écoulement d'un fluide autour d'un obstacle (FIGURE 51).

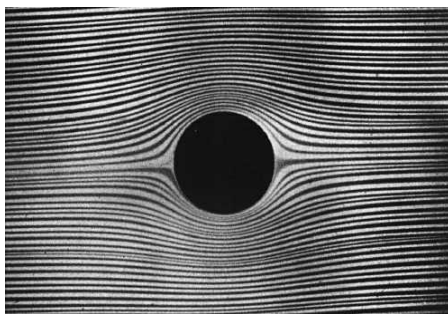


FIGURE 51 – Analogie avec l'écoulement d'un fluide. *Source* : [Agren, 2011].

A l'image de l'écoulement qui contourne un obstacle, les lignes de contraintes doivent contourner le vide créé par l'excavation. Il y a une concentration des contraintes là où les lignes de contraintes sont tangentes au trou, c'est-à-dire à 6 et 12 heures pour les lignes de contraintes horizontales. A plus grande distance de l'obstacle, l'impact est moindre sur les lignes de courant.

En ce qui concerne les déplacements et donc la déformée du tunnel, la mécanique du solide déformable nous apprend que pour un problème de cylindre épais sous pression [Cescotto, 2010] :

$$u_\rho = -\lambda \frac{R^2}{\rho} \cdot \frac{\sigma_0}{2G} \quad (32)$$

A la paroi du tunnel, $\rho = R$. En tenant compte des conventions de signe utilisées en géotechnique, l'équation (32) devient alors

$$u_R = \lambda \cdot \frac{\sigma_0 \cdot R}{2G} \quad (33)$$

Lorsque le taux de déconfinement λ est nul, le déplacement u_R est également nul. A la fin de l'excavation, lorsque λ vaut 1, $u_R = \frac{\sigma_0 \cdot R}{2G}$. Avec les paramètres du problème étudié, on trouve donc analytiquement un déplacement de la paroi de $0.729mm$ en fin d'excavation. Numériquement, on obtient $0.728mm$. Avec ce modèle entièrement isotrope, la déformée du tunnel circulaire est toujours un cercle (FIGURE 92).

Comme nous venons de le voir, les contraintes déviatoriques maximales se rencontrent à proximité de la paroi du tunnel; ensuite, celles-ci décroissent avec l'éloignement. Les zones les plus sollicitées sont donc celles à proximité de l'excavation. Ainsi, dans le cas où les contraintes dépassent la limite d'élasticité, il y a formation d'un anneau plastique autour du tunnel. La relation entre contraintes et déformation est alors modifiée dans cette zone. La deuxième simulation tient compte de la formation éventuelle d'un anneau plastique. Cependant, il apparaît qu'aucune zone ne plastifie dans les conditions étudiées. Les résultats ne sont donc pas modifiés par rapport à la première simulation (FIGURES 95a à 95c).

Modélisation avec contraintes *in situ* anisotropes (Simulations 3 et 4)

L'anisotropie des contraintes *in situ* est maintenant ajoutée. K_0 est le rapport entre les contraintes effectives horizontale et verticale. Pour le micro-tunnel HG-A, les contraintes horizontale et verticale sont aussi les contraintes principales minimale et maximale. En étude mécanique pure, on a

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{4.4}{6.5} = 0.67692$$

Cette fois-ci, comme le montre la FIGURE 52, les coupes à 0° et 90° ne se superposent pas. En s'éloignant de la paroi, les contraintes tendent vers la contrainte *in situ* horizontale ou verticale selon que leur direction soit horizontale (contrainte radiale à 0° et contrainte orthoradiale à 90°) ou verticale (contrainte orthoradiale à 0° et contrainte radiale à 90°). A proximité de la paroi, les contraintes radiales tendent vers 0 alors que les contraintes orthoradiales ne tendent pas vers une valeur unique en raison de l'anisotropie.

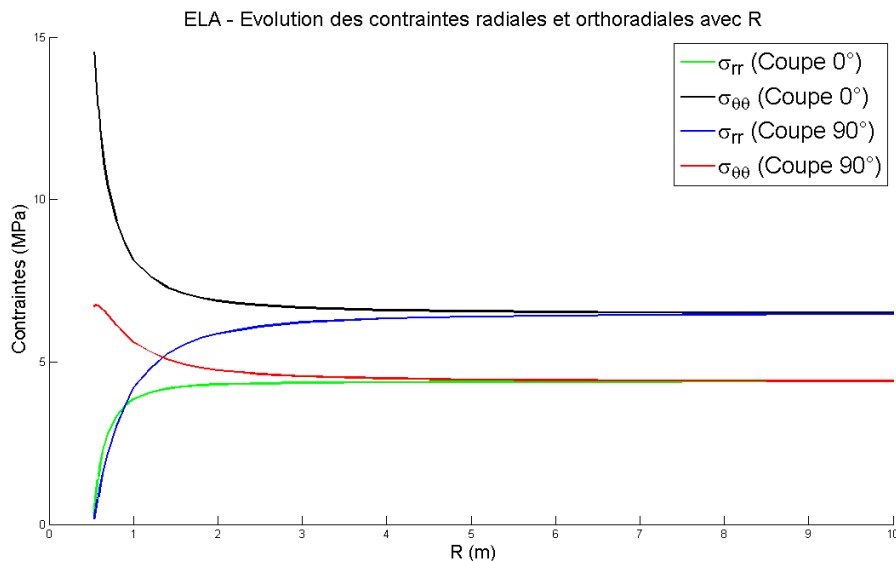


FIGURE 52 – Coupes

On constate par ailleurs sur les FIGURES 97a et 97b que la contrainte horizontale maximale (aux parois supérieure et inférieure) est inférieure au double de la contrainte *in situ* horizontale initiale ($2 \cdot 4.4 = 8.8 \text{MPa}$) alors que la contrainte verticale maximale (parois latérales) dépasse le double de la contrainte *in situ* verticale ($2 \cdot 6.5 = 13 \text{MPa}$) aux parois latérales du tunnel. En conditions isotropes, les contraintes maximales étaient égales au double de la contrainte *in situ* initiale.

En effet, on observe les contraintes suivantes en bord de trou [?] :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 \\ \sigma_\theta &= \sigma_v \cdot ((1 + K_0) + 2(1 - K_0) \cos 2\theta)\end{aligned}$$

Soit une contrainte orthoradiale qui vaut

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3 - K_0) = 15.1 \text{MPa}$$

à 3 et 9 heures ($\theta = 0$ et $\theta = \pi$).

Et

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3K_0 - 1) = 6.7 \text{MPa}$$

à 6 et 12 heures ($\theta = \frac{\pi}{2}$ et $\theta = \frac{3\pi}{2}$).

Alors que les contraintes radiales sont nulles en chaque point de la paroi, les contraintes orthoradiales ne sont pas identiques partout. Les parois latérales subissent une plus forte compression que les parties supérieure et inférieure de la paroi du tunnel.

D'un point de vue déplacement, l'anisotropie des contraintes conduit à une déformée elliptique et non plus circulaire. Selon PANET, lorsque l'axe du tunnel correspond à la direction d'une des contraintes principales²³, le déplacement en paroi est donné par

$$u_R = \frac{\sigma_v \cdot R}{2G} \cdot \frac{1}{2} ((1 + K_0) - (1 - K_0)(3 - 4\nu) \cos 2\theta)$$

23. Cette hypothèse est vérifiée.

Soit

$$u_R = \frac{\sigma_v \cdot R}{2G} \cdot (2(1 - \nu)K_0 - (1 - 2\nu)) = 0.400mm$$

pour $\theta = 0$.

Et

$$u_R = \frac{\sigma_v \cdot R}{2G} (2(1 - \nu) - (1 - 2\nu)K_0) = 0.824mm$$

pour $\theta = \frac{\pi}{2}$.

Numériquement, on trouve un déplacement maximal de $0.823mm$. Ce qui est conforme aux attentes analytiques.

A noter que la forme elliptique engendrée par les contraintes anisotropes n'est pas sans conséquence sur la redistribution des contraintes autour du trou. En effet, la concentration des contraintes est maximale là où le rayon de courbure de la déformée est minimale, c'est-à-dire aux parois latérales. Les contraintes y sont donc amplifiées, ce sont des effets du second ordre.

Enfin, les résultats ne sont à nouveau pas modifiés par l'introduction d'un modèle élasto-plastique car il n'y a pas de plastification. Les simulations 3 et 4 présentent donc des résultats identiques.

Modélisation avec comportement mécanique anisotrope (Simulations 5 et 6)

Les modélisations précédentes considéraient un comportement isotrope de la roche. Cependant, il existe un plan de stratification incliné à 45° au droit du micro-tunnel ; les paramètres élastiques (E , ν , G) et plastiques (c , ϕ) ne sont donc en réalité pas isotropes. Les présentes simulations tiennent compte de cette anisotropie ; elles ont été réalisées avec des contraintes *in situ* isotropes (Simulation 5) et anisotropes (Simulation 6) ; la plastification est admise par le modèle.

D'un point de vue déplacement, la déformée du micro-tunnel est elliptique (FIGURES 99a et 101a). Avec un état de contrainte *in situ* initial isotrope, seul l'anisotropie du comportement mécanique est considérée, elle conduit à une orientation à 45° du grand axe de l'ellipse. En effet, le déplacement minimal est observé dans la direction pour laquelle le module élastique est maximal, soit parallèlement à la stratification. A l'inverse, le déplacement maximal a lieu dans la direction perpendiculaire à la stratification. Ce déplacement maximal est de $0.891mm$.

Dans le cas où les contraintes *in situ* initiales sont anisotropes, deux types d'anisotropie se superposent. La première, l'anisotropie de l'état de contrainte initial, tend à déformer la paroi circulaire en une ellipse dont le grand axe est horizontal (voir Modélisation avec contraintes *in situ* anisotropes). La seconde, l'anisotropie du comportement mécanique, induit une ellipse inclinée à 45° (orientation du plan de stratification). La superposition des deux anisotropies conduit à une déformée elliptique orientée entre 0 et 45° . Avec les paramètres utilisés, la première anisotropie semble prendre le dessus sur la seconde puisqu'on observe une ellipse inclinée d'une quinzaine de degrés. Le déplacement maximal vaut $0.845mm$.

L'étude d'une section complète est justifiée. En effet, avec les deux anisotropies superposées, les champs des contraintes horizontales et verticales subissent une légère rotation autour du centre de l'excavation (FIGURES 102a et 102b). Il n'y a plus de symétrie orthogonale entre les 4 quadrants du domaine.

Cette fois-ci, en tenant compte de l'anisotropie du comportement mécanique de l'argilite, une plastification est observée dans les zones situées aux quatre points cardinaux (FIGURES 99b et 101b). Notons que les zones plastiques s'étendent du côté où la stratification est tangente à la paroi du tunnel. Avec des contraintes *in situ* initiales anisotropes, la plastification est prépondérante dans les flancs latéraux du tunnel (FIGURE 53).

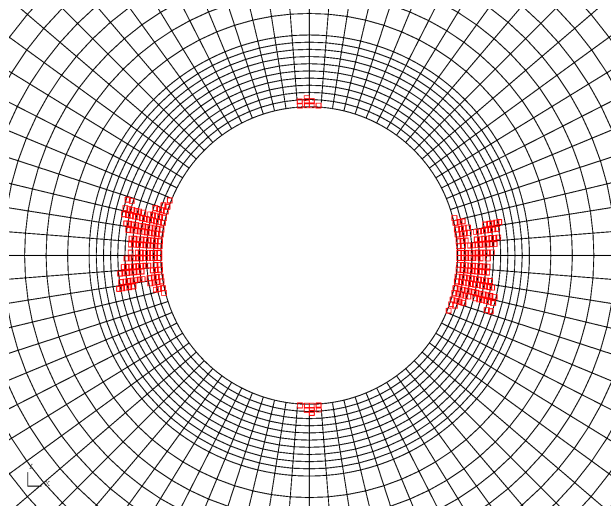


FIGURE 53 – Zones plastiques (contraintes *in situ* anisotropes).

En raison de la plastification au bord de l'excavation, l'allure des coupes des contraintes orthoradiales est modifiée (FIGURES 100c et 102c). En effet, dans la zone plastique, les contraintes orthoradiales croissent selon des droites ; elles atteignent ensuite un maximum et puis décroissent élastiquement selon des branches d'hyperboles jusqu'à atteindre σ_0 .

4.2.2 Modélisations hydromécaniques

La présence de l'eau est maintenant prise en compte. Un modèle de comportement hydraulique isotrope est tout d'abord considéré et ensuite, un comportement anisotrope. Contrairement aux modèles mécaniques, les contraintes et déformations continuent à évoluer après la phase d'excavation. Les simulations sont réalisées sur 10 mois, de fin février 2005 à fin décembre 2005 ; les résultats sont présentés en fin d'excavation et après 10 mois de ventilation. L'accent est mis sur les résultats de pressions d'eau.

Modélisation entièrement isotrope (Simulation 7)

Au départ, la pression d'eau est uniforme dans tout le domaine (0.9MPa). Ensuite, en modélisation entièrement isotrope, on observe des pressions d'eau uniformes par circonférence : les résultats se présentent sous forme de cercles concentriques (FIGURES 54a et 54b).

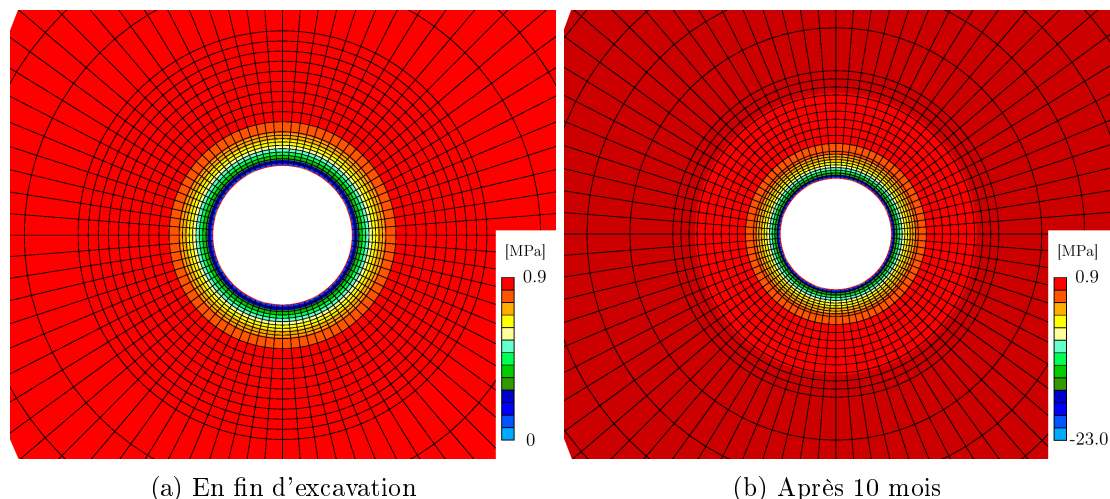
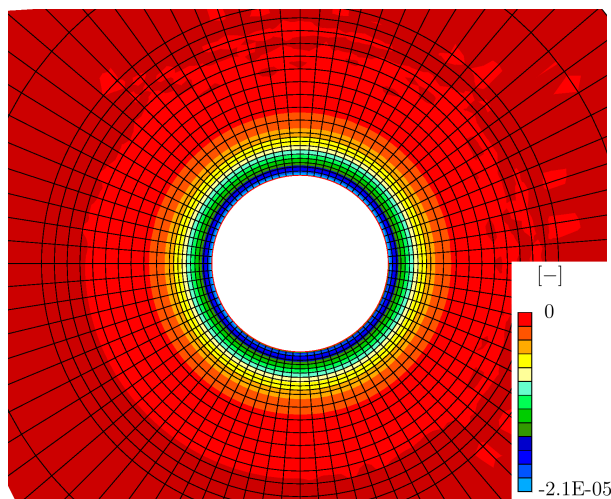


FIGURE 54 – Simulation 7 : Pressions d'eau.

Deux phénomènes entrent en jeu pour expliquer l'évolution des pressions d'eau : la redistribution des contraintes et la ventilation.

La redistribution des contraintes conduit à une déformation du massif. Or, si le volume des pores varie, la pression d'eau est influencée. Les zones en compression subissent une diminution du volume des pores et donc une surpression d'eau est observée dans ces zones. A l'inverse, les zones en extension présentent une diminution des pressions d'eau.

Avec un modèle élastique isotrope, la moyenne entre contraintes radiale et orthoradiale reste partout constante ; la redistribution mécanique des contraintes n'entraîne donc pas de variation de volume. Néanmoins, en raison du couplage hydro-mécanique, une légère variation de volume est tout de même observée (FIGURE 55), le volume des pores diminue à proximité de la paroi. Il n'y a cependant pas d'augmentation des pressions d'eau car cette diminution de volume est contrebalancée par l'annulation de la pression interstitielle en paroi en fin d'excavation.

FIGURE 55 – Simulation 7 : Champ des déformations en fin d'excavation (ε_M).

En effet, la pression d'eau appliquée en paroi influence directement les pressions d'eau dans le domaine. Au cours de la phase d'excavation et puis de la phase de ventilation à proprement parler, la pression d'eau en paroi est diminuée progressivement et puis stabilisée à une pression négative (suction) pour simuler l'évaporation de l'eau à la paroi. Cette pression se diffuse progressivement

au voisinage de la paroi au fur et à mesure que l'eau s'évapore. Avec un modèle de comportement hydraulique isotrope, la diminution de pression d'eau se diffuse de manière concentrique.

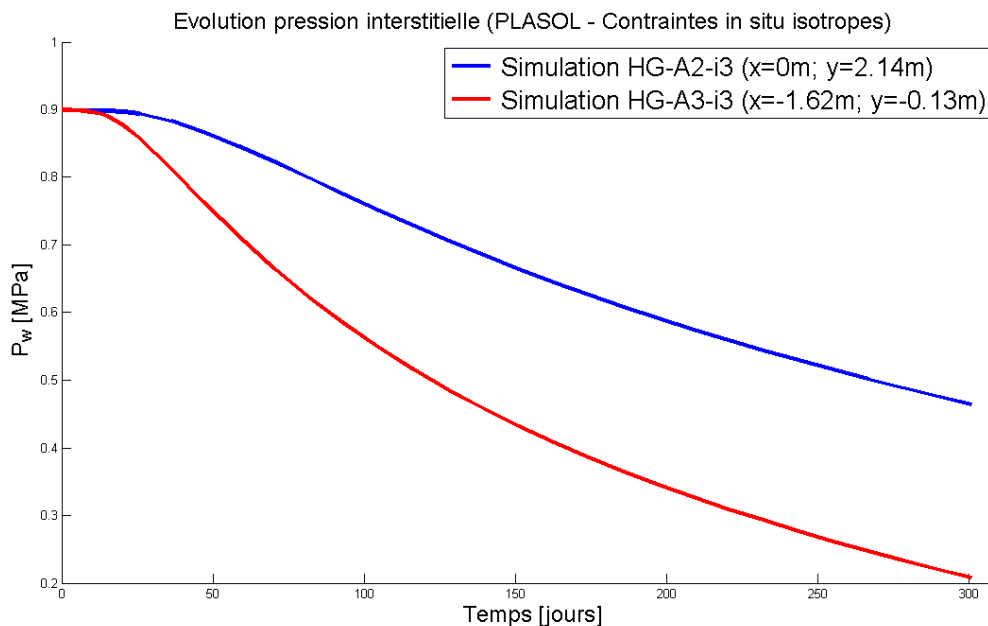


FIGURE 56 – Simulation 7 : Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Dans le cadre de cette modélisation entièrement isotrope, aucune surpression d'eau n'est donc observée aux positions des forages (FIGURE 56). La pression d'eau maximale est la pression initiale (0.9MPa), ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

Modélisation avec contraintes *in situ* anisotropes (Simulation 8)

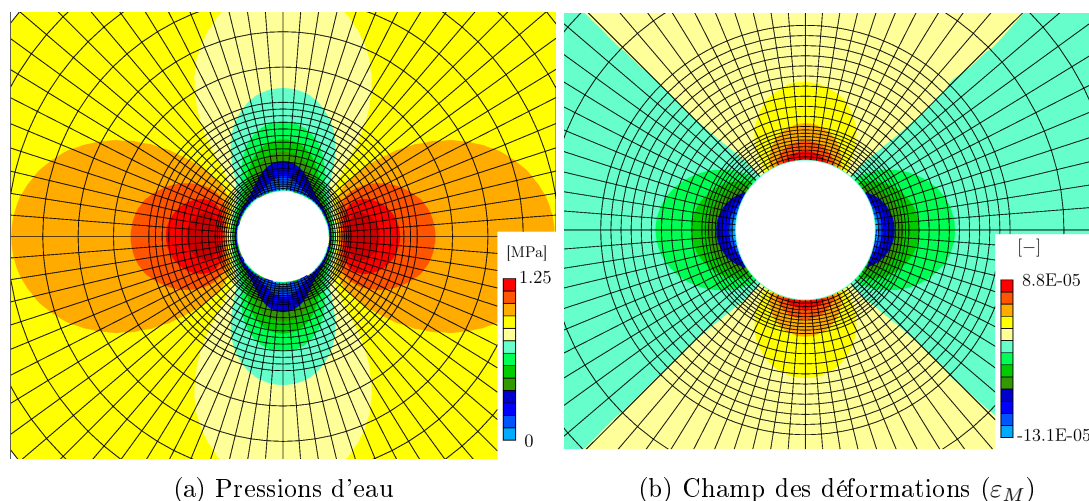


FIGURE 57 – Simulation 8 : Pressions d'eau et champ des déformations en fin d'excavation.

Avec des contraintes *in situ* initiales anisotropes ($\sigma_v > \sigma_h$), les contraintes orthoradiales sont plus élevées aux environs des parois latérales. On observe alors deux zones latérales avec une pression supérieure à 0.9MPa à la fin de la phase d'excavation (FIGURE 57a). Il s'agit de zones en compression où le volume des pores diminue (FIGURE 57b). A plus long terme, après dix mois, la ventilation prend le dessus et dissipe les surpressions. On observe à nouveau des pressions d'eau sous forme de cercles concentriques (FIGURE 115b).

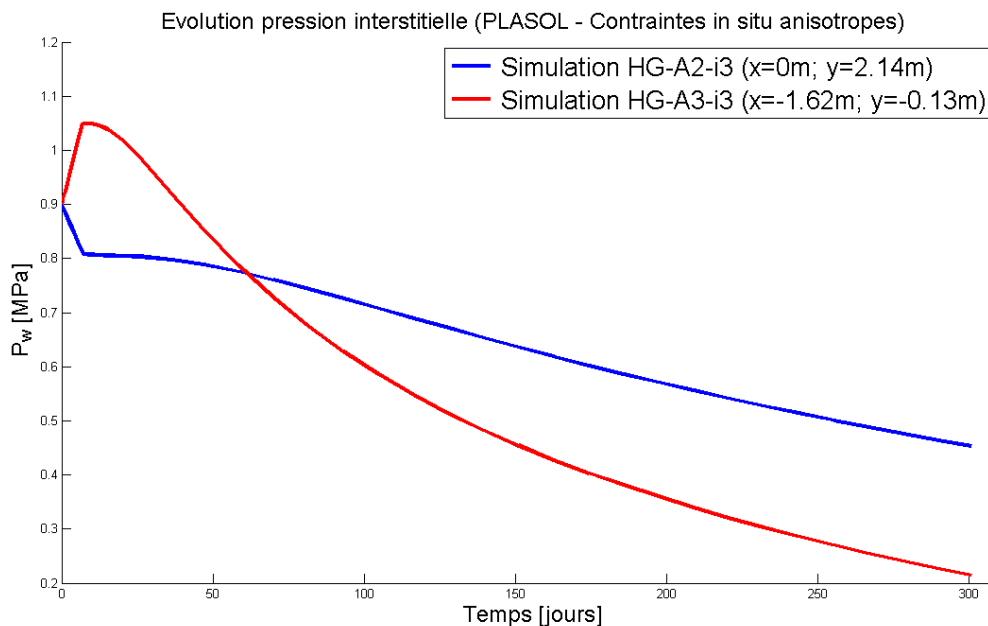


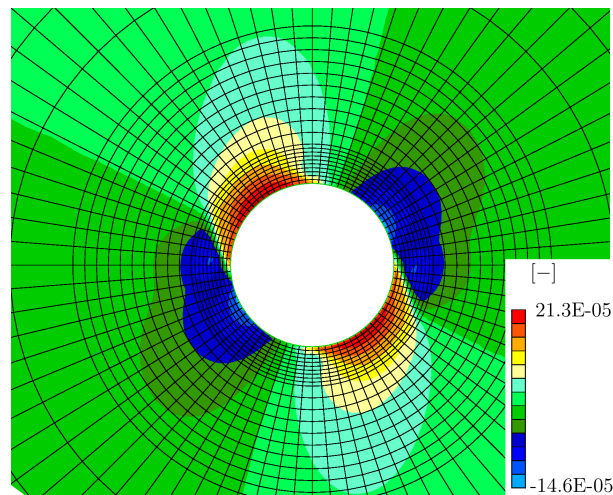
FIGURE 58 – Simulation 8 : Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Grâce aux surpressions dans les zones latérales, l'allure de l'évolution temporelle des pressions d'eau aux positions des forages (FIGURE 58) s'approche mieux de la réalité que le cas isotrope. La hauteur du pic de pression dans le forage A3 est cependant bien moindre que ce qui est observé dans la réalité, 1.05 contre 2.2MPa.

Modélisation avec comportement mécanique anisotrope (Simulation 9)

Le plan de stratification implique l'anisotropie des rigidités. Ainsi, avec un plan incliné à 45° , le vecteur orthoradial se retrouve parallèle au plan de stratification pour des angles θ de 135° et 315° alors qu'il est perpendiculaire à 45° et 225° . Or, par effet voûte, ce sont les contraintes orthoradiales qui sont les plus élevées dans le voisinage de l'excavation. Le module élastique perpendiculaire à la stratification valant la moitié du module parallèle, les déformations négatives les plus grandes sont donc localisées dans des zones entre 1 et 2 heures et 7 et 8 heures (FIGURE 59). C'est donc dans ces zones que l'on observe les plus grandes surpressions d'eau (FIGURE 61d). Au contraire, là où la stratification est tangente à la paroi, le volume des pores augmente et les pressions d'eau sont faibles.

Le profil des pressions d'eau subit donc une « rotation » par rapport à la simulation précédente (FIGURE 57a) qui ne prenait en compte que l'anisotropie des contraintes *in situ* initiales. Outre les effets de rotation, le pression maximale est aussi légèrement accrue (1.5 au lieu de 1.25MPa), principalement en raison des nouvelles valeurs des modules. Cependant, la valeur du pic dans l'évolution des pressions d'eau au forage A3 n'est que peu augmentée en raison de l'écartement de la position des surpressions par rapport au forage (situé à l'horizontal) (FIGURE 123). A plus long terme, la ventilation « efface » ce profil de pression d'eau pour revenir à une figure en cercles concentriques (FIGURE 122b).

FIGURE 59 – Simulation 9 : Champ des déformations (ε_M).

Modélisation avec perméabilité anisotrope (Simulation 10)

Enfin, l'anisotropie des conductivités hydrauliques est donc ajoutée par rapport au cas précédent. Cette dixième simulation rassemble donc toutes les anisotropies possibles.

L'anisotropie des conductivités hydrauliques est justifiée par la présence du plan de stratification. En effet, l'écoulement est privilégié dans la direction parallèle à la stratification. Un rapport 10 : 25 est appliqué.

En fin d'excavation, cette nouvelle anisotropie a très peu d'influence sur la répartition des pressions d'eau (FIGURE 129a). A court terme, les pressions d'eau sont principalement influencées par la redistribution des contraintes.

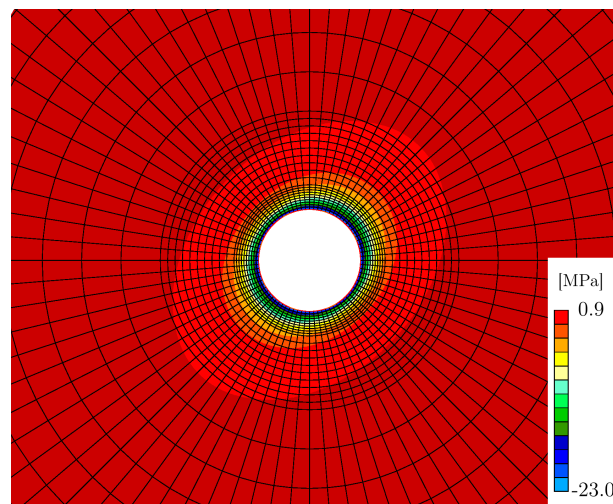


FIGURE 60 – Simulation 10 : Pressions d'eau après 10 mois

Après une plus longue période, la phase de ventilation prend toute son importance. En raison de l'anisotropie des propriétés hydrauliques, la ventilation ne se propage plus de manière homogène, elle va plus loin dans la direction parallèle à la stratification. D'où une forme elliptique des pressions d'eau après 10 mois (FIGURE 60).

4.3 Analyse des effets des différentes anisotropies

Les effets des différentes anisotropies (contraintes *in situ*, propriétés mécaniques, propriétés hydrauliques) ont pu être identifiés au travers des différentes simulations effectuées. Cette section permet de les synthétiser.

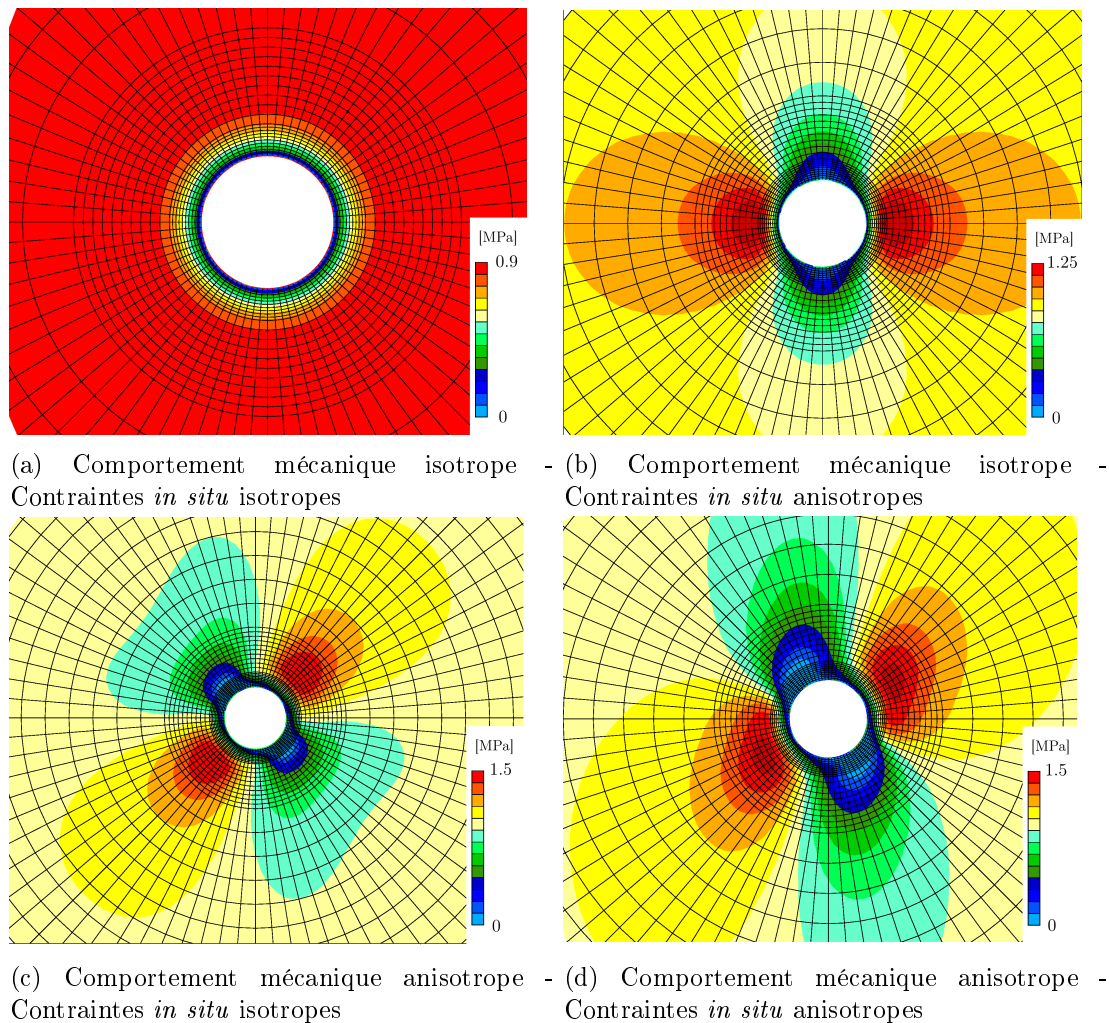


FIGURE 61 – Pressions d'eau après l'excavation

Anisotropie des contraintes initiales :

Avec des contraintes *in situ* isotropes, la déformée de la paroi du tunnel est circulaire. Avec l'anisotropie des contraintes initiales, la redistribution des contraintes n'est pas uniforme. A proximité de la paroi, certaines zones sont plus en compression que d'autres. Il en résulte une déformation ovale. Le grand axe de l'ellipse de la déformée est horizontal lorsque la contrainte *in situ* maximale est verticale.

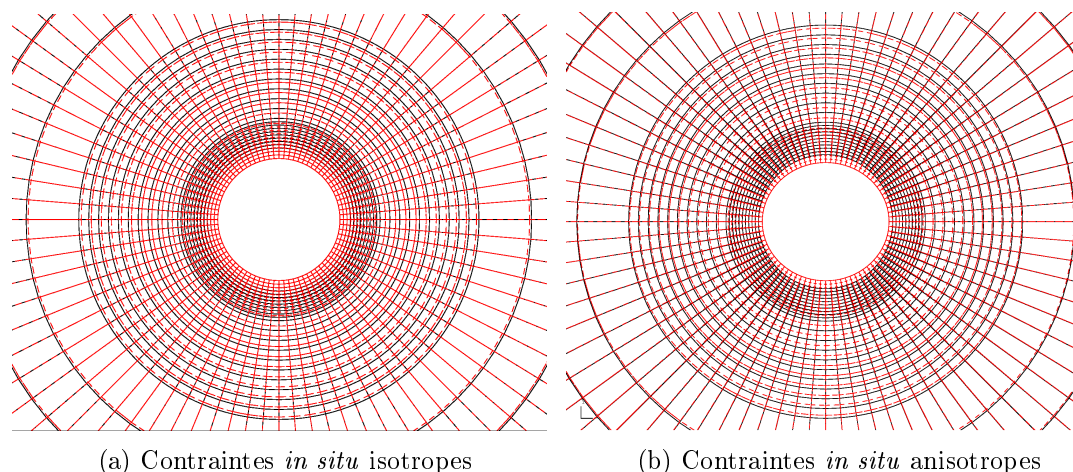


FIGURE 62 – Déformée (50x).

Au niveau des pressions d'eau, une contrainte *in situ* verticale plus importante que la contrainte horizontale conduit, suite à la redistribution des contraintes lors de l'excavation, à des contraintes orthoradiales plus importantes aux parois latérales. On observe alors des surpressions d'eau dans ces zones (FIGURE 61b).

Anisotropie du comportement mécanique :

En ne considérant que l'anisotropie du comportement mécanique, la déformée du micro-tunnel est aussi elliptique. Le déplacement maximal (minimal) est observé perpendiculairement (parallèlement) à la stratification, c'est en effet dans cette direction que le module élastique est minimal (maximal). Cette ellipse est orientée dans la même direction que le plan de stratification, à 45° .

Au niveau des pressions d'eau, l'anisotropie du comportement mécanique implique un module élastique plus faible perpendiculairement à la stratification. Des surpressions d'eau apparaissent alors dans des zones comprises entre 1 et 2 heures et entre 7 et 8 heures (FIGURE 61c).

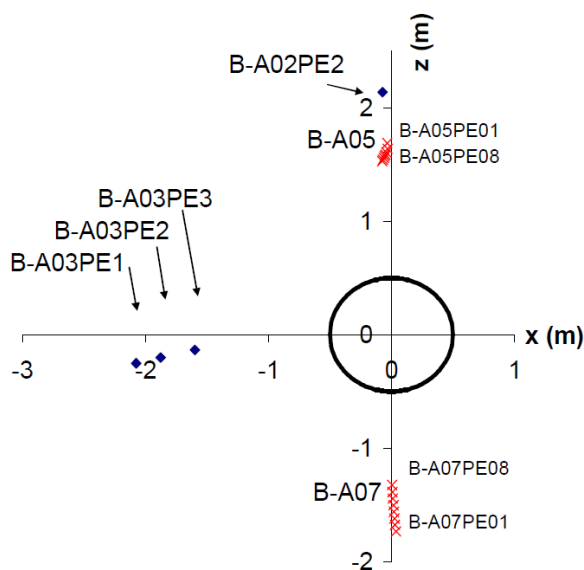
Anisotropie de la conductivité hydraulique :

Enfin, l'anisotropie de la conductivité hydraulique a peu d'influence sur la phase d'excavation. C'est à plus long terme que cette anisotropie est visible : après plusieurs mois, les courbes de niveau des pressions d'eau forment des ellipses orientées parallèlement à la stratification.

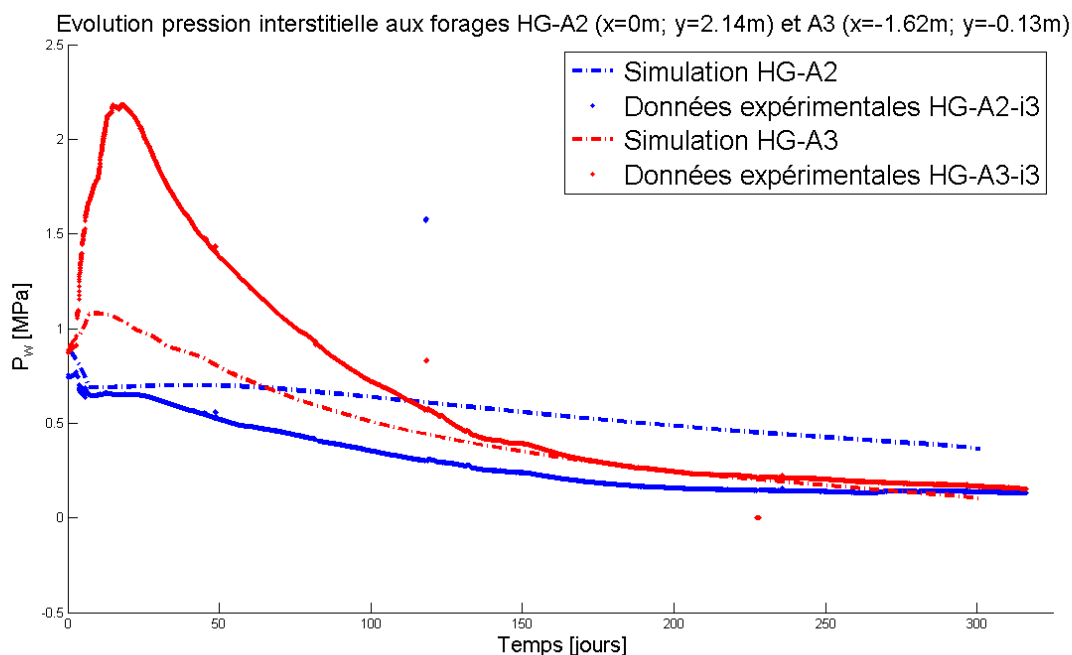
4.4 Confrontation avec les mesures *in situ*

Le modèle qui s'approche le plus de la réalité est celui rassemblant toutes les anisotropies. Les résultats de cette simulation sont maintenant comparés aux données expérimentales. Comme cela a été évoqué dans la section 2.4.4, on dispose des pressions d'eau (en trois tronçons) dans les forages A2 et A3 ainsi que des déplacements enregistrés le long des forages A5 et A7. Les positions de ces forages à l'entrée du micro-tunnel sont reprises FIGURE 18.

Cependant, les forages n'étant pas tout à fait parallèles à l'axe du tunnel, la position des capteurs par rapport au centre du tunnel varie selon les tronçons. Les forages ne sont pas situés aux mêmes coordonnées pour les sections "i3" (5.5 – 9m), "i2" (9.5 – 12m) et "i1" (12.5 – 14m). Cette variation de position n'est pas négligeable, surtout pour le forage HG-A3 qui dévie horizontalement de 50cm à 6m de l'entrée du tunnel. La projection en coupe des positions des forages est donnée à la FIGURE 63.

FIGURE 63 – Positions des capteurs. *Source* : [Collin *et al.*, 2012].

Les FIGURES 64 et 65 comparent, en terme de pressions d'eau et déplacements verticaux, les résultats de la simulation 10 (anisotropies des contraintes *in situ*, des propriétés mécaniques et hydrauliques) avec les données expérimentales.

FIGURE 64 – Evolution des pressions d'eau aux forages HG-A2 et A3 : données *vs* simulation.

L'allure des pressions d'eau simulées est identique aux données expérimentales mais le pic de pression simulé est beaucoup moindre que ce qui est observé dans la réalité au forage A3. La zone de ce forage subit donc une compression beaucoup plus importante que ce qui est modélisé.

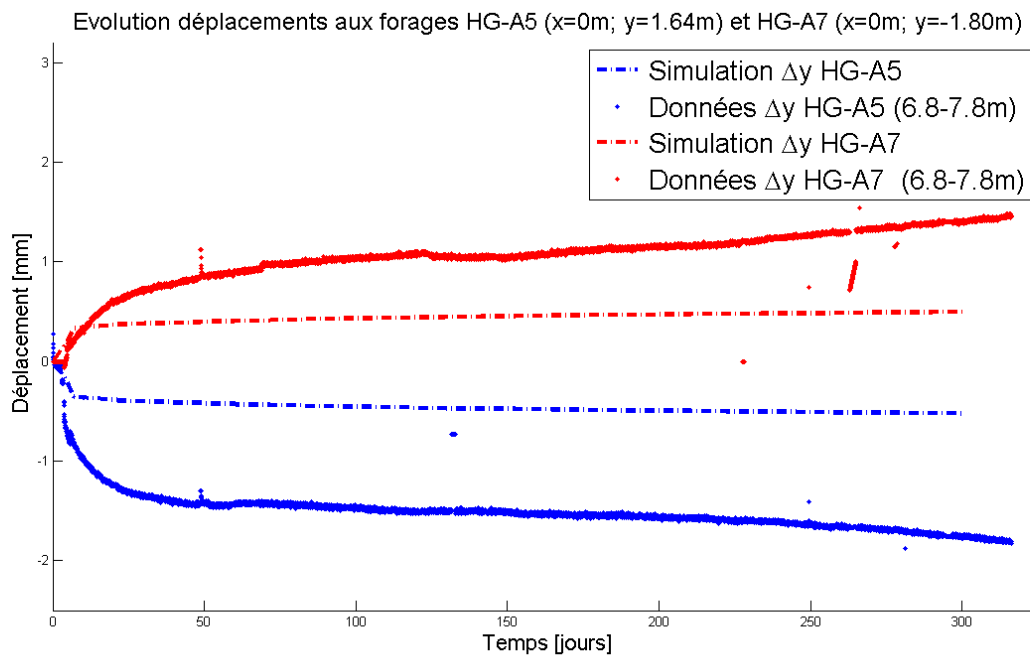


FIGURE 65 – Evolution des déplacements verticaux aux forages HG-A5 et A7 : données *vs* simulation.

Quant aux déplacements, la modélisation semble sous-estimer les déplacements réellement mesurés *in situ*. Pour y remédier, une zone endommagée (« excavation damaged zone », EDZ) est introduite dans la modélisation.

4.5 Introduction d'une zone endommagée

4.5.1 Principe et détermination

Au cours d'une excavation, la roche subit des dommages, elle se microfissure à proximité de la paroi. Cela a comme conséquences directes une diminution de la rigidité de la roche et une augmentation de la conductivité hydraulique. La modification de ces paramètres entraîne une nouvelle répartition des contraintes.

La question qui se pose maintenant est la délimitation de la zone endommagée. On ne dispose pas de mesures expérimentales des dimensions de l'EDZ; il faut donc se baser, en première approche, sur les résultats des modélisations sans EDZ. La zone endommagée est alors assimilée aux zones subissant des déformations plastiques. Dans cette optique, les courbes de niveau de l'indicateur plastique sont représentées FIGURE 66.

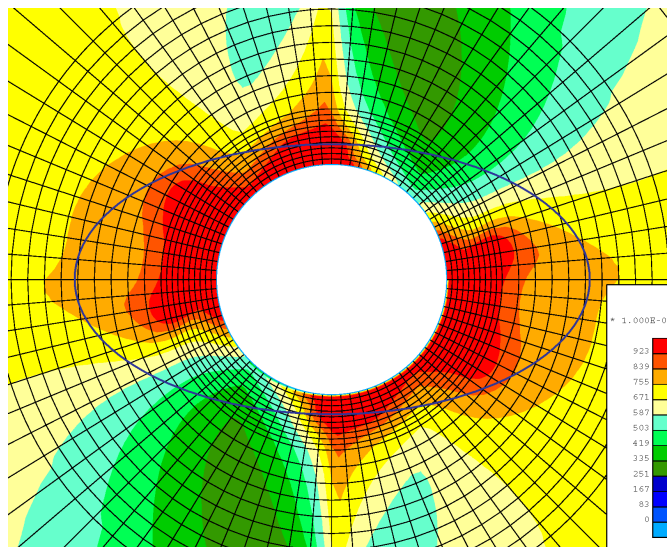


FIGURE 66 – Indicateur plastique.

Cet indice de plasticité varie entre 0 et 1 ; une valeur nulle indique un état élastique tandis qu'une valeur unitaire est synonyme de plasticité. La modélisation montre qu'il n'y a pas de zone en plasticité totale. En fait, l'équivalence entre plasticité et endommagement n'est pas exacte. Il est probable que l'endommagement se produit avant d'atteindre la plasticité. En fixant la limite à 0.75, la zone délimitée est approximativement une ellipse de demi-grand axe 1 et de demi-petit axe 0.6. Ces dimensions feront l'objet d'une calibration mais la géométrie simple d'une ellipse est conservée.

Les objectifs poursuivis par l'introduction d'une EDZ sont multiples. En diminuant la rigidité à proximité de la paroi, les déplacements devraient être plus importants. Elle doit aussi permettre d'éloigner la zone de surpression au-delà de la limite entre la roche endommagée et la roche saine (FIGURE 67) ; rapprochant ainsi la zone de surpression du capteur. La forme elliptique de l'EDZ a également pour effet de concentrer les contraintes où la courbure de l'ellipse est maximale. Cela permet d'élever le pic de pression interstitielle modélisé au capteur, et donc de s'approcher des données expérimentales.

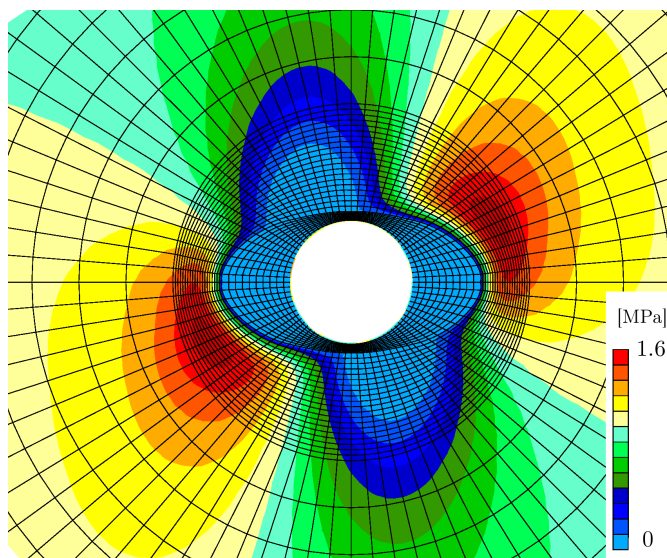


FIGURE 67 – Pressions d'eau en fin d'excavation.

L'EDZ étant plus perméable, les surpressions d'eau sont plus rapidement dissipées après

l'excavation. De plus, les effets de succion sont transférés de la paroi du micro-tunnel vers les frontières externes de cette EDZ (FIGURE 67).

Revenons maintenant sur la manière dont la modélisation a pu être effectuée et calibrée.

4.5.2 Modélisation

Dans un premier temps, on considère une zone endommagée de forme elliptique dont les demi-axes sont $a = 1m$ et $b = 0.6m$; cette ellipse est considérée comme horizontale. Vu les anisotropies multiples, ce n'est en réalité pas le cas. Néanmoins, il a été observé que l'anisotropie des contraintes initiales prennent le dessus sur l'anisotropie du comportement du massif dans la déformation du tunnel HG-A. Or, pour rappel, l'anisotropie des contraintes *in situ* conduit à une déformation elliptique horizontale du tunnel. Le maillage de cette ellipse est représenté FIGURE 68.

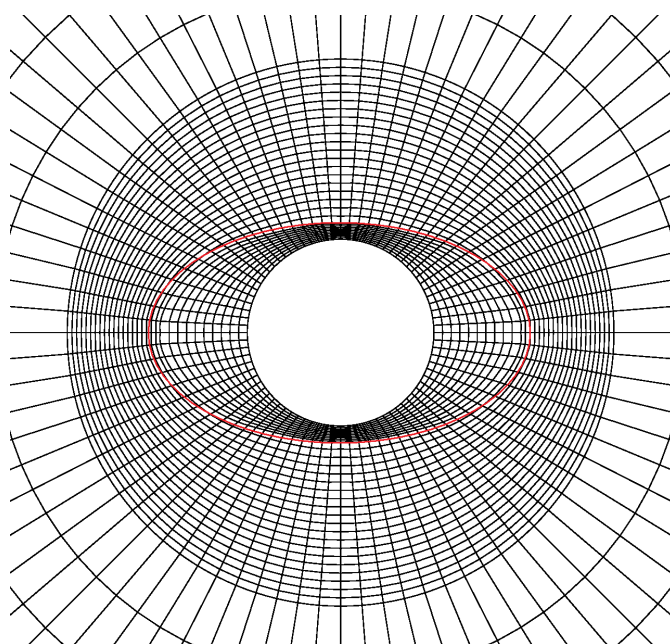


FIGURE 68 – Maillage de la zone endommagée.

De nouveaux paramètres de rigidité et de conductivité hydraulique doivent être appliqués. La TABLE 18 reprend les paramètres initiaux utilisés. Les modules élastiques sont divisés d'un facteur 10 à l'intérieur de l'EDZ. Quant à la perméabilité, elle est augmentée d'un facteur 1000 à l'intérieur de l'EDZ et diminuée d'un facteur 5 à l'extérieur²⁴.

		EDZ out	EDZ in	
Module de Young :	$E_{//} =$	8	0.8	[GPa]
	$E_{\perp} =$	4	0.4	
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat//} =$	$4 \cdot 10^{-21}$	$2 \cdot 10^{-17}$	$[m^2]$
	$k_{sat\perp} =$	$1.6 \cdot 10^{-21}$	$8 \cdot 10^{-18}$	

TABLE 18 – Paramètres initiaux de la simulation avec EDZ

Il faut signaler que ces paramètres sont appliqués dès le début de la modélisation, alors que la zone endommagée n'est pas encore formée. Les conséquences restent limitées au vu de l'échelle de temps de l'étude.

24. Pour éviter les instabilités, il a fallu augmenter le raffinement du maillage à proximité de l'EDZ.

4.5.3 Analyse paramétrique

Les paramètres initiaux de TABLE 18 servent de base à l'analyse paramétrique. Les paramètres sont modifiés un par un afin d'identifier leur influence. Ainsi, les dimensions de l'EDZ, les modules élastiques, les perméabilités internes à l'EDZ et les perméabilités externes sont successivement modifiés. Cette analyse permet ensuite de faciliter la calibration.

Dimensions de l'EDZ

La courbe rouge en traitillé correspond à l'évolution des pressions d'eau au forage A3 (section i3) avec les paramètres de référence (FIGURE 69).

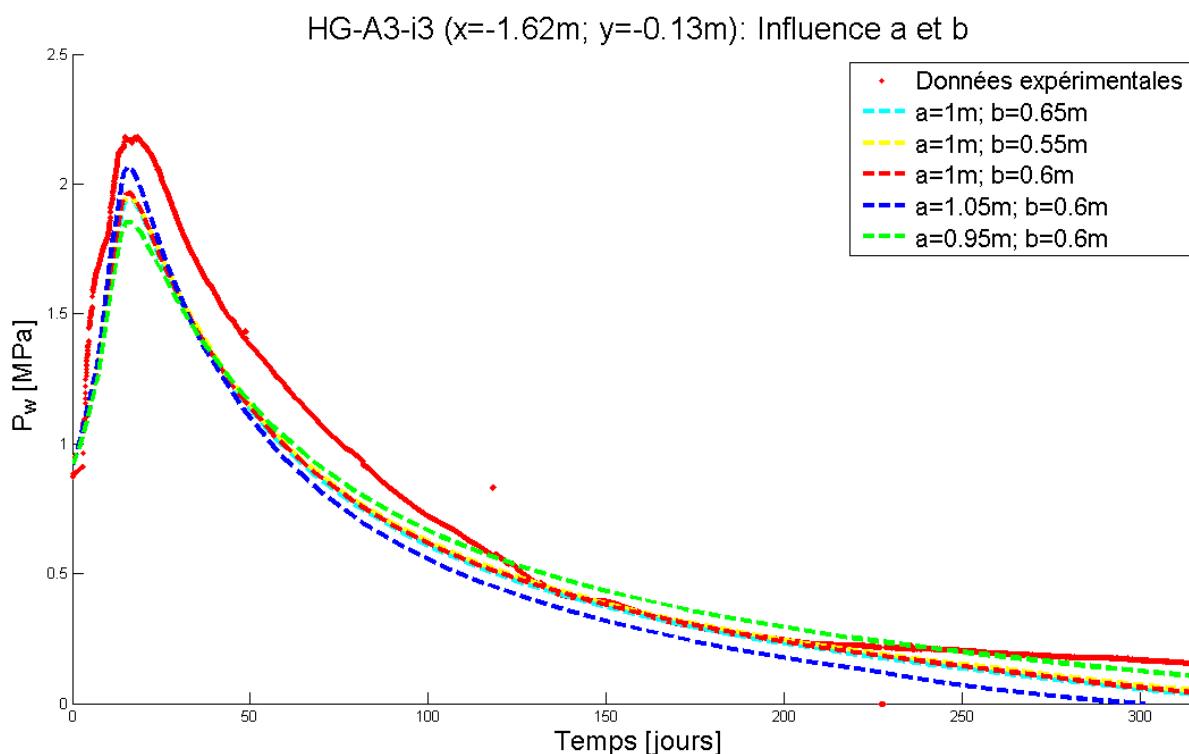


FIGURE 69 – Influence a et b sur les pressions d'eau

Le demi-petit axe (b) est vertical. Lorsque b augmente, la courbure de l'ellipse diminue latéralement, la concentration de contraintes y diminue et les surpressions sont alors légèrement moindre de part et d'autre de l'EDZ. Cet effet est cependant à peine visible pour la variation de b considérée. Par contre, la même variation sur le demi-grand axe (a) a des effets beaucoup plus visibles. Lorsque a augmente, le pic de surpression est plus élevé en raison de l'augmentation de la courbure de l'ellipse aux bouts du grand axe. A plus long terme, avec l'augmentation de a , la succion atteint plus rapidement la zone du capteur ; les pressions diminuent plus rapidement.

Outre le niveau du pic de pression, la position du pic est aussi influencée par les dimensions de l'EDZ. Lorsque a augmente, l'arrivée du pic de pression est retardée.

Au niveau des déplacements, la FIGURE 70 montre logiquement que plus la taille de l'ellipse est grande et plus les déplacements mesurés aux forages sont importants.

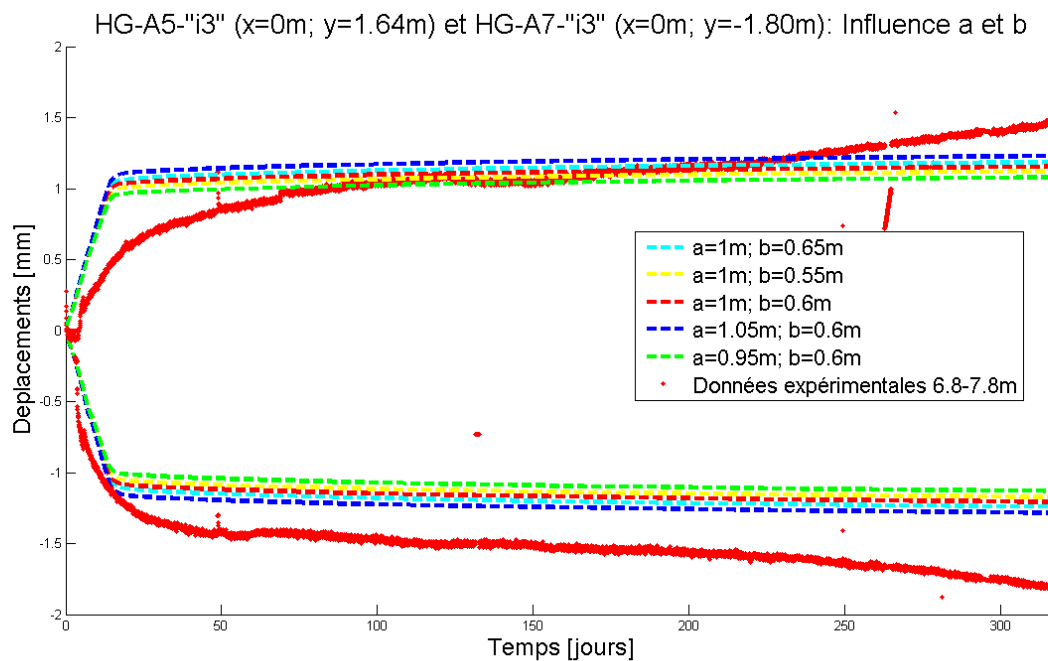


FIGURE 70 – Influence a et b sur les déplacements

Modification des propriétés mécaniques

En ce qui concerne l'influence du module élastique, plus celui-ci est réduit dans la zone endommagée et plus la concentration des contraintes est importante horizontalement en dehors de l'EDZ. Le pic de pression est alors accru (FIGURE 71). La valeur de E joue aussi sur le temps d'arrivée du pic, plus E est faible dans l'EDZ et plus le pic est retardé.

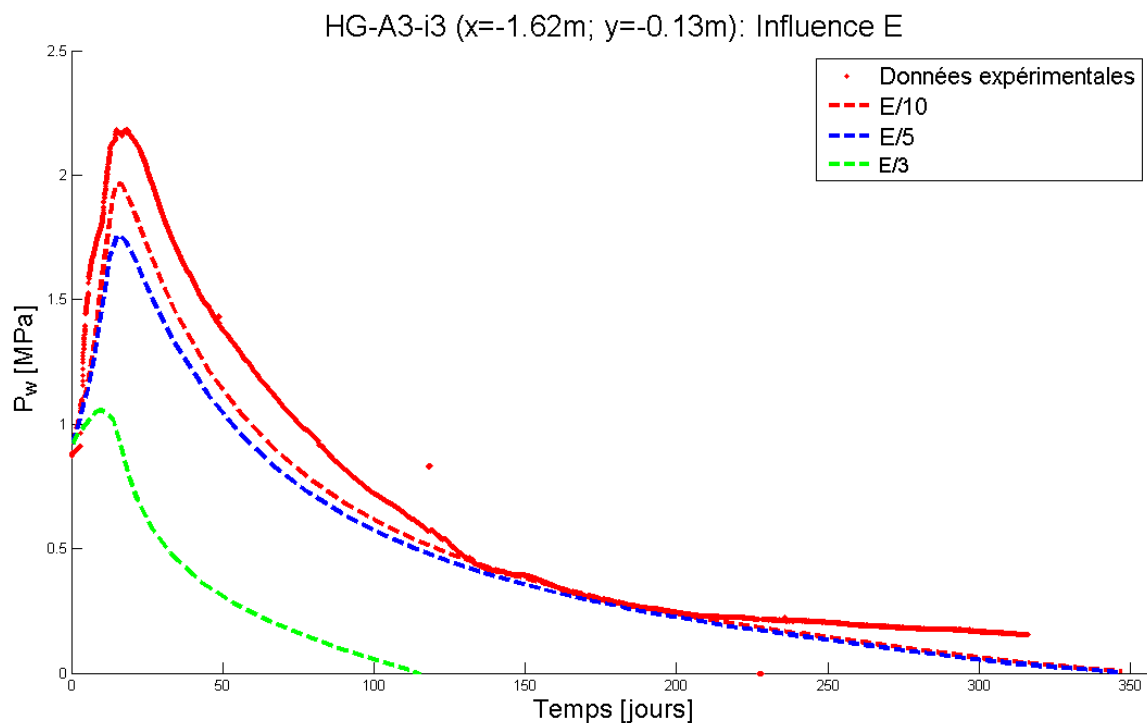


FIGURE 71 – Influence de E sur les pressions d'eau

Quant aux déplacements, on observe assez logiquement que plus le module élastique est faible dans l'EDZ et plus les déplacements sont conséquents (FIGURE 72).

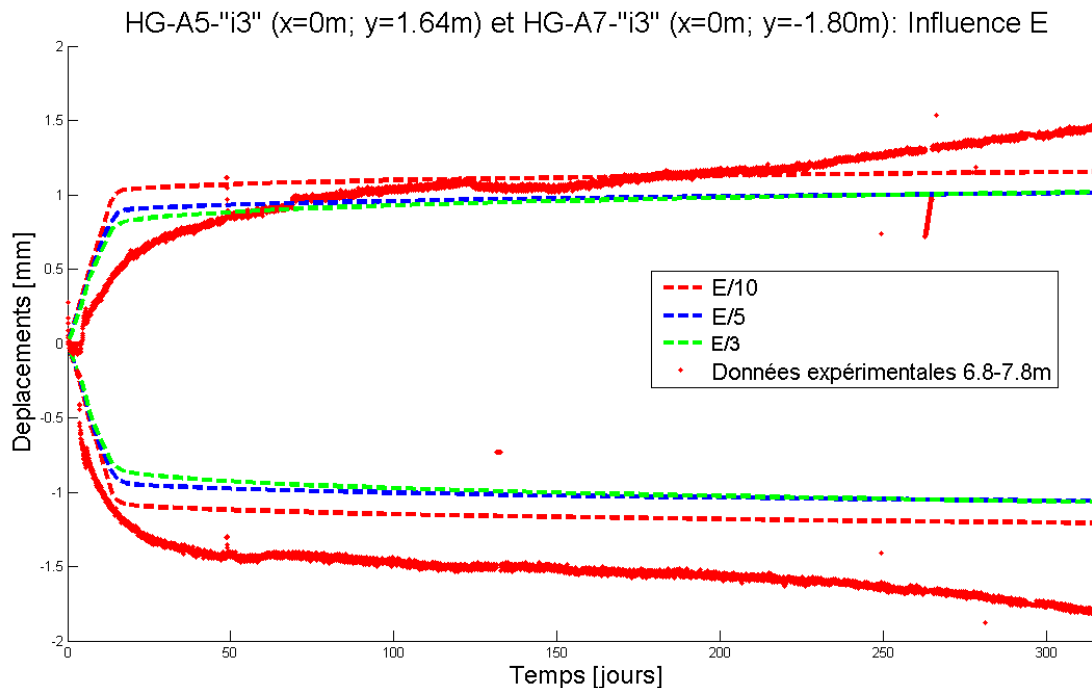


FIGURE 72 – Influence de E sur les déplacements

Modification des propriétés hydrauliques

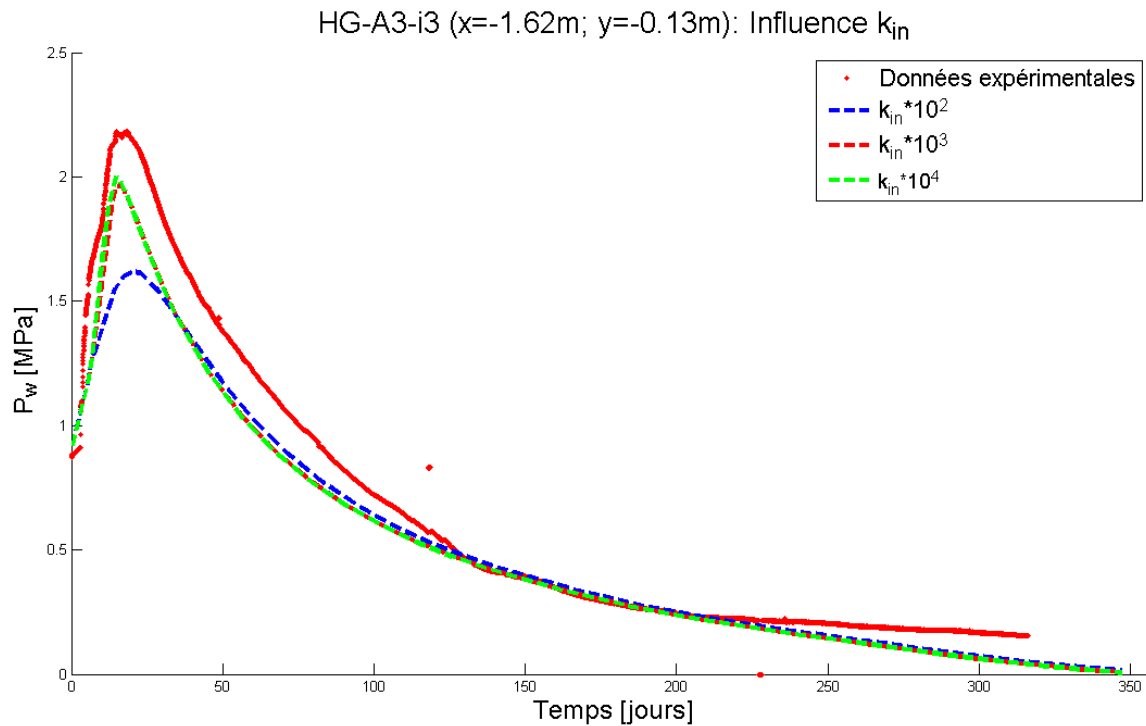


FIGURE 73 – Influence k_{in}

On observe que l'augmentation de la perméabilité dans la zone endommagée élève le pic de pression observé en dehors de l'EDZ ; le pic est aussi avancé. Néanmoins, une certaine « saturation » de l'effet de ce paramètre est observé après une modification de quelques ordres de grandeur.

A plus long terme, la perméabilité interne à l'EDZ affecte peu les pressions d'eau résiduelles. En effet, une fois que la pression de ventilation a atteint la limite de l'EDZ, les pressions d'eau à l'extérieur de l'EDZ ne sont plus influencées par la perméabilité à l'intérieur de cette EDZ. Par contre, elles sont encore fortement impactées par la valeur de la perméabilité à l'extérieur de l'EDZ (FIGURE 74).

En effet, une diminution de la perméabilité externe à l'EDZ laissent des pressions d'eau résiduelles plus élevées perdurer. Cette perméabilité joue aussi sur la hauteur et position du pic ; le chemin suivi pour la montée en pression reste cependant inchangé (FIGURE 74).

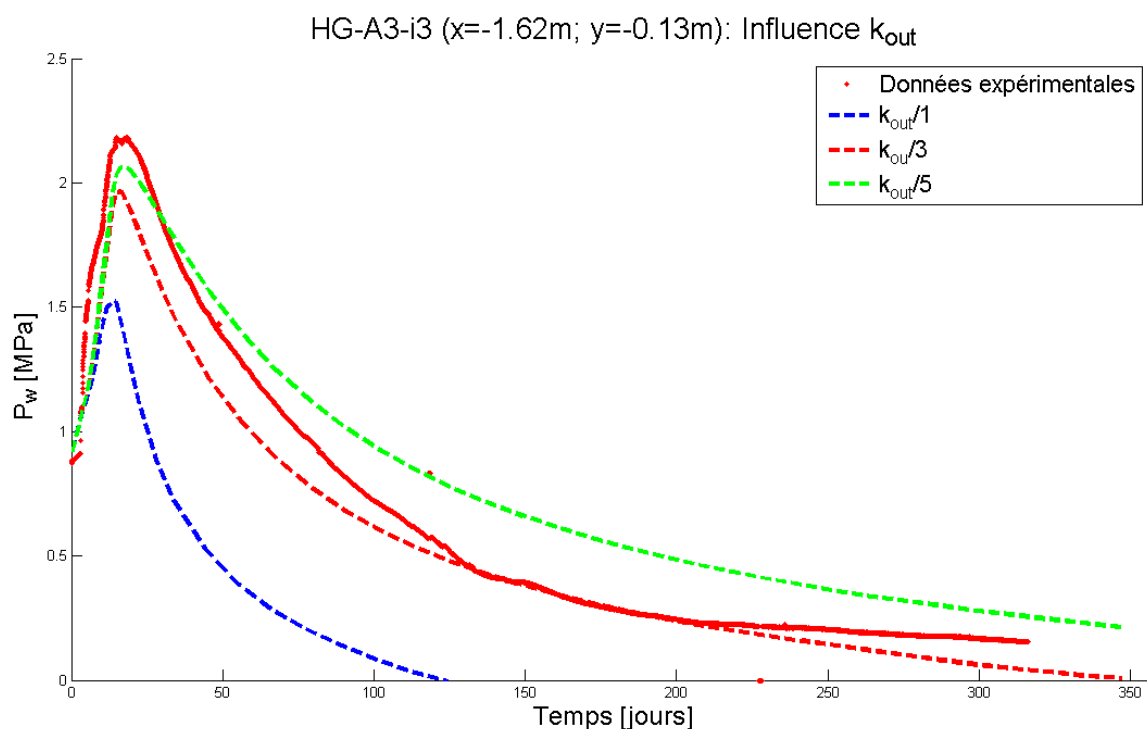


FIGURE 74 – Influence k_{out}

Enfin, les FIGURES relatives aux déplacements sont disponibles en annexe (FIGURES 131 et 132). La perméabilité à l'intérieur de l'EDZ ne modifie pas la valeur des déplacements à long terme ; par contre, elle modifie la vitesse d'évolution des déplacements. Les perméabilités plus élevées conduisent à des déplacements plus rapides. Les variations appliquées à la perméabilité externe modifient quant à elles le déplacement final ; une perméabilité externe plus faible diminue le déplacement à long terme de quelques pourcents.

4.5.4 Calibration

L'analyse paramétrique vient de mettre en évidence les effets de chaque paramètre sur les courbes d'évolution de pressions d'eau et de déplacement. Le raisonnement inverse permet de calibrer le modèle : quels paramètres faut-il faire varier pour modifier le niveau du pic ? Pour déplacer l'arrivée du pic ? Pour modifier la forme de la trainée de la courbe ?

En résumé, pour augmenter la hauteur du pic de pression, il faut soit augmenter le demi-grand axe de l'ellipse définissant l'EDZ, soit diminuer le module élastique à l'intérieur de l'EDZ, soit augmenter la perméabilité interne à l'EDZ, soit diminuer la perméabilité externe à l'EDZ, soit combiner ces modifications. Pour retarder l'arrivée du pic, on peut augmenter la taille du demi-grand axe, ou bien diminuer le module élastique, ou encore diminuer la perméabilité interne ou externe à l'EDZ ; une combinaison est aussi possible. Enfin, pour élever la trainée de la courbe de pression d'eau, il faut diminuer la taille du grand axe de l'ellipse ou diminuer la perméabilité externe.

		a	E	k_{in}	k_{out}
Hauteur du pic	↗	↗	↘	↗	↘
	↘	↘	↗	↘	↗
Arrivée du pic	→	↗	↘	↘	↘
	←	↘	↗	↗	↗
Trainée de la courbe	↗	↘	—	—	↘
	↘	↗	—	—	↗

TABLE 19 – Influence des paramètres sur la courbe des pressions d'eau.

L'objet de la calibration est donc de déterminer une combinaison de paramètres permettant d'expliquer les données expérimentales ; il s'agit donc en quelque sorte de la résolution manuelle d'un problème d'inversion. Au final, la TABLE 20 reprend les paramètres retenus lors de la calibration de la section "i3". Plusieurs paramètres ayant parfois la même influence, ces paramètres constituent au mieux une proposition permettant de s'approcher des courbes expérimentales. D'autres combinaisons sont sans doute possibles, la solution du modèle n'est pas unique.

		EDZ out	EDZ in	
Module de Young :	$E_{//} =$	8	1.14	[GPa]
	$E_{\perp} =$	4	0.57	
Module de cisaillement :	$G_{//} =$	3	0.4725	[GPa]
	$G_{//\perp} =$	3	0.4725	
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat//} =$	$4 \cdot 10^{-21}$	$2 \cdot 10^{-17}$	$[m^2]$
	$k_{sat\perp} =$	$1.6 \cdot 10^{-21}$	$8 \cdot 10^{-18}$	

TABLE 20 – Paramètres calibrés pour la section "i3"

Ces paramètres conduisent à l'évolution des pressions d'eau de la FIGURE 75 pour le forage A3. En rouge, ce sont les pressions d'eau relatives à la section "i3" (milieu situé 7.25m de l'entrée du tunnel). La calibration réalisée permet d'atteindre le bon moment d'arrivée et la bonne hauteur du pic ainsi que la bonne largeur de la courbe. Les pressions d'eau sont cependant un peu surestimées entre 100 et 200 jours puis sous-estimées après 300 jours. La calibration réalisée apparaît néanmoins relativement satisfaisante.

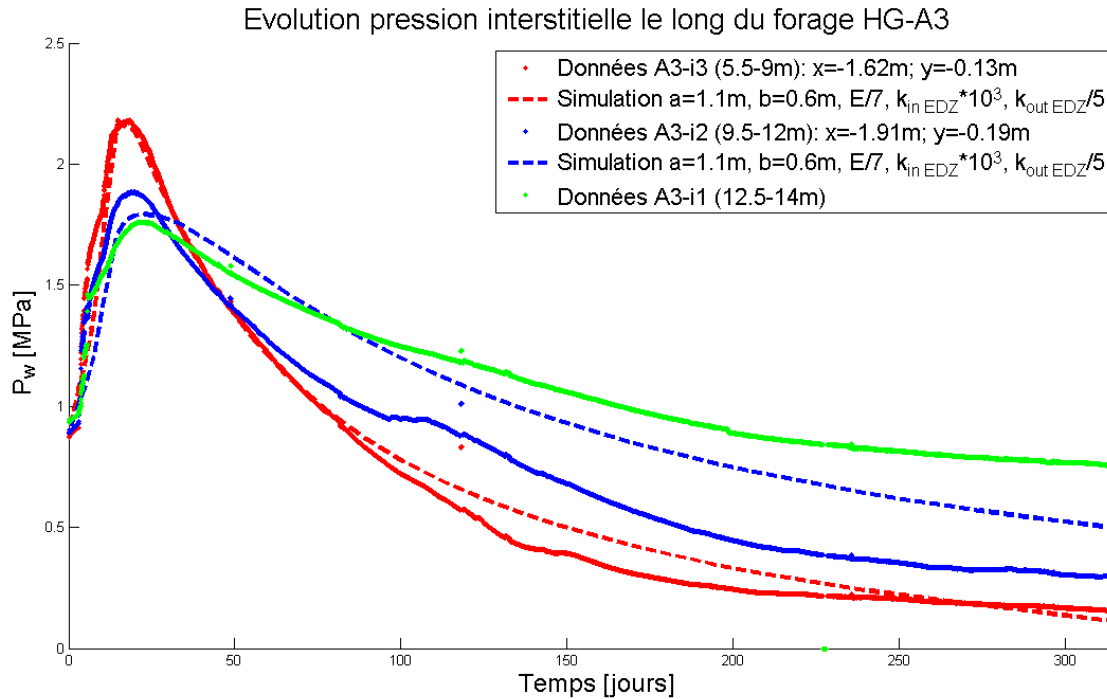
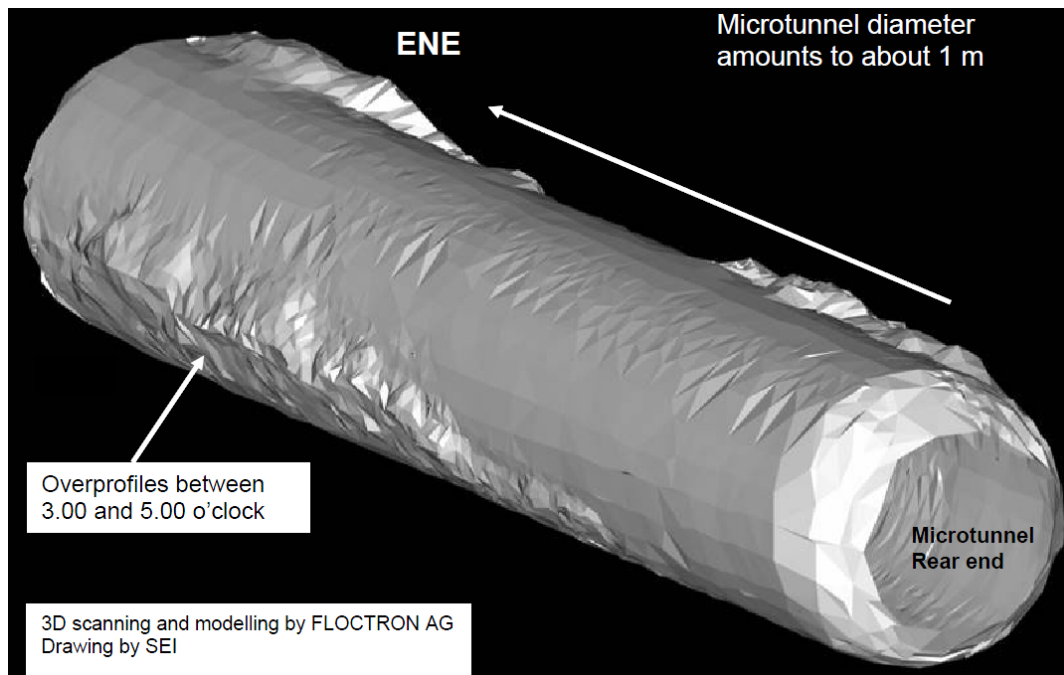


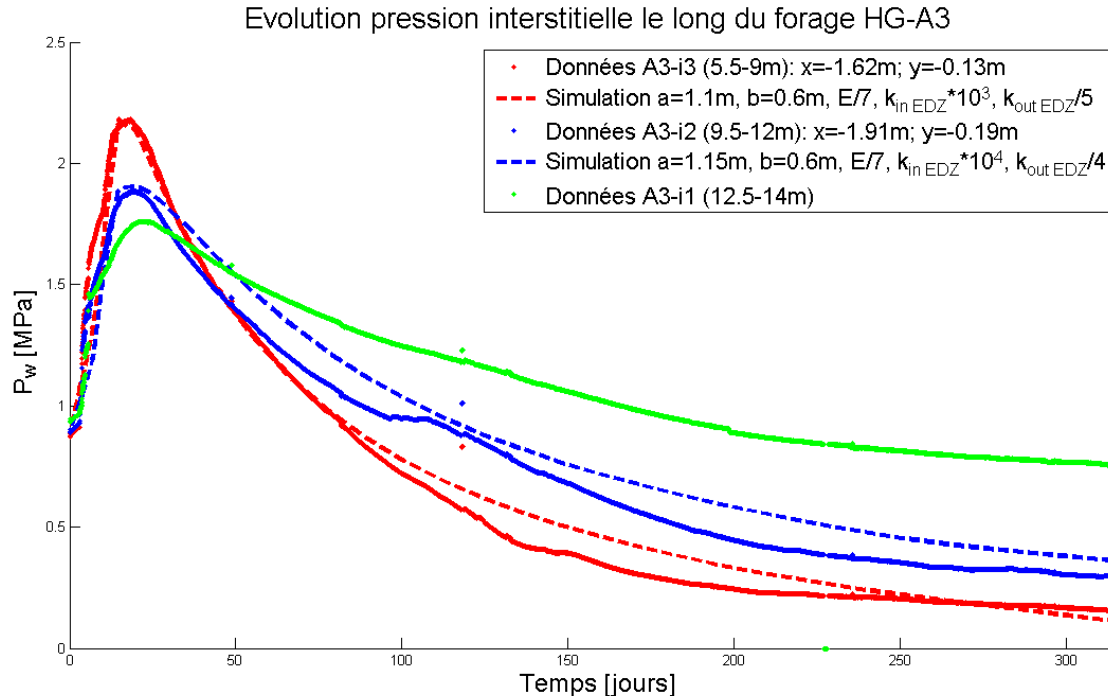
FIGURE 75 – Evolution P_w avec paramètres calibrés pour la section "i3".

Ensuite, en bleu sur la FIGURE 75, les mêmes paramètres sont utilisés pour la section "i2" (milieu situé $10.75m$ de l'entrée du tunnel). Le forage n'étant pas parallèle au tunnel, le capteur est plus éloigné de la paroi pour cette deuxième section. Le pic de pression s'y fait moins ressentir (abaissement du pic) et la ventilation met plus de temps à atteindre le capteur (élévation de la trainée). On constate que la déviation seule du forage ne peut expliquer la courbe d'évolution des pressions d'eau. La deuxième section doit elle aussi être calibrée.

La modification des paramètres de l'EDZ le long du micro-tunnel semble justifiée par la topographie de la paroi du tunnel (FIGURE 76). Le centre du micro-tunnel, correspondant à la section "i3", apparaît moins endommagé que la fin du tunnel, section "i2".

FIGURE 76 – Source : [Xu *et al.*, 2013].

Ainsi, il semble légitime d'appliquer une ellipse de grand axe plus important pour la deuxième section. Avec un a de $1.15m$ au lieu de $1.1m$, cela permet de trouver une meilleure position pour le pic de pression (FIGURE 77).

FIGURE 77 – Evolution P_w avec paramètres calibrés différemment selon les sections.

La section "i1" (12.5 – 14m) n'est pas modélisée, elle se trouve au fond du tunnel et les effets 3D sont trop importants.

Enfin, les déplacements correspondant à ces calibrations sont donnés à la FIGURE 78. Les

ordres de grandeur sont respectés.

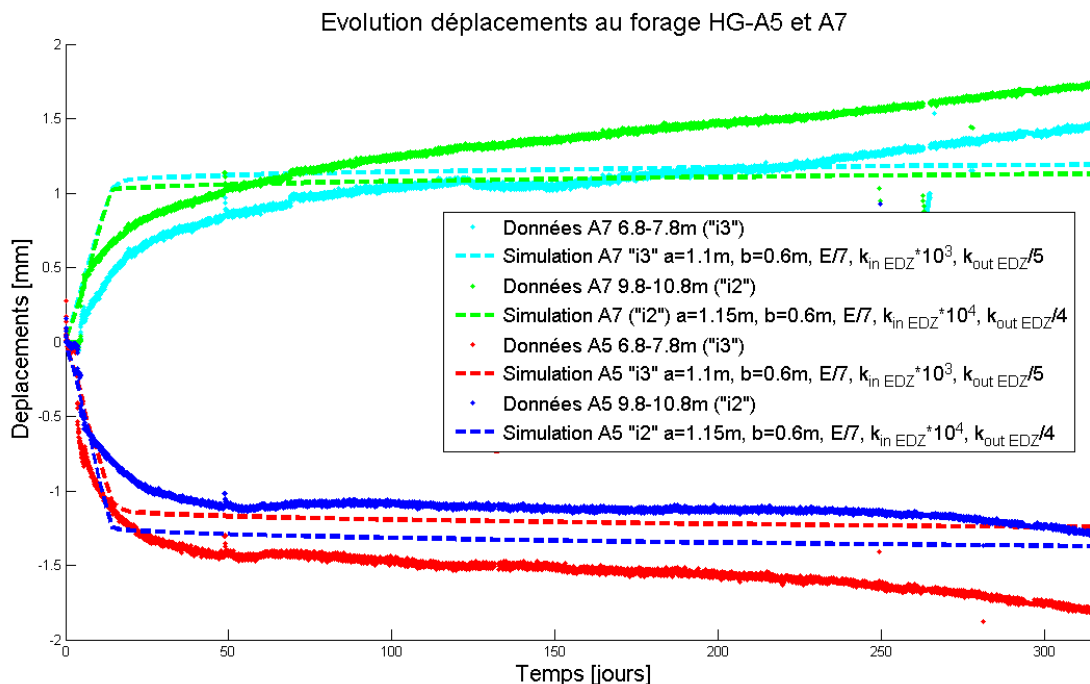


FIGURE 78 – Evolution des déplacements correspondant.

Pour le forage A7, situé verticalement en dessous du tunnel, les modélisations font apparaître que les déplacements sont légèrement moins importants pour la section "i2" que pour la "i3". En effet, la position du forage A7 est plus éloignée de la paroi pour la section "i2", les déformations s'y font moins ressentir. Expérimentalement, les déplacements sont plus importants dans la section "i2", c'est peut-être lié à une zone endommagée plus grande à la base du tunnel que ce qui est modélisé.

Pour le forage A5, situé verticalement au-dessus du tunnel, on observe que les déplacements modélisés sont un peu plus importants pour la section "i2" que pour la "i3". Ceci s'explique par le fait que forage A5 est plus rapproché de la paroi en section "i2", les déformations s'y font plus ressentir. Les données expérimentales ne font pas apparaître les mêmes observations. Une géométrie plus complexe qu'une ellipse permettrait sans doute de mieux expliquer les déplacements mesurés *in situ*. Un impact du fond du tunnel n'est pas non plus à exclure.

4.6 Gonflement du mega-packer

L'excavation du tunnel a eu lieu en février 2005. Le tunnel fut ensuite ventilé pendant plusieurs mois. Au 30 juin 2006, 498 jours après le début de l'excavation, un mega-packer est mis en place dans la partie centrale du tunnel, dans la section "i3" du tunnel (voir section 2.4). A partir de ce moment, le tunnel n'est donc plus ventilé. Le mega-packer est alors gonflé par paliers (FIGURE 79).

Le gonflement du mega-packer est un chargement inverse à celui du déconfinement résultant de l'excavation. Au lieu de réduire la force appliquée aux parois du tunnel, celle-ci est maintenant accrue par paliers successifs pour modéliser le gonflement. Il s'agit d'un chargement isotrope.

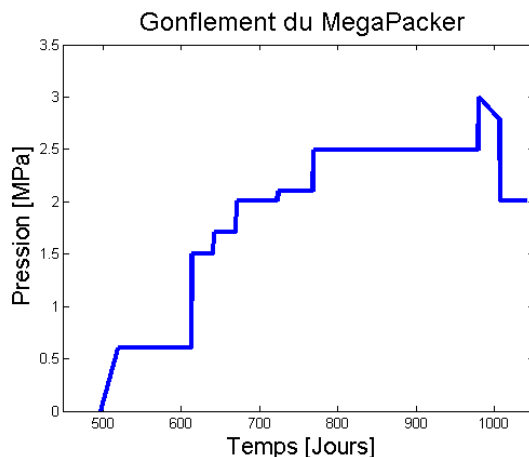


FIGURE 79 – Pressions du MegaPacker.

La simulation est donc poursuivie après les 10 premiers mois avec ce nouveau chargement. La ventilation est progressivement réduite au cours des mois précédents la mise en place du mega-packer. Une fois celui-ci installé, il n'y a alors plus de ventilation. Les pressions d'eau sont ainsi libres d'évoluer en paroi.

Les pressions d'eau enregistrées par le capteur A3-i3 sont représentées en pointillés sur la FIGURE 80. On constate qu'elles continuent de baisser légèrement après 500 jours ; alors que le gonflement du mega-packer a débuté. En effet, la zone endommagée encaisse les déformations provoquées par le gonflement ; elle joue un rôle de zone tampon et les déformations ne se propagent pas jusqu'au capteur. Les déplacements sont en effet assez stables aux différents forages. Il faut attendre près de 1000 jours, lorsque le mega-packer est gonflé au maximum (3MPa) pour voir les pressions d'eau augmenter.

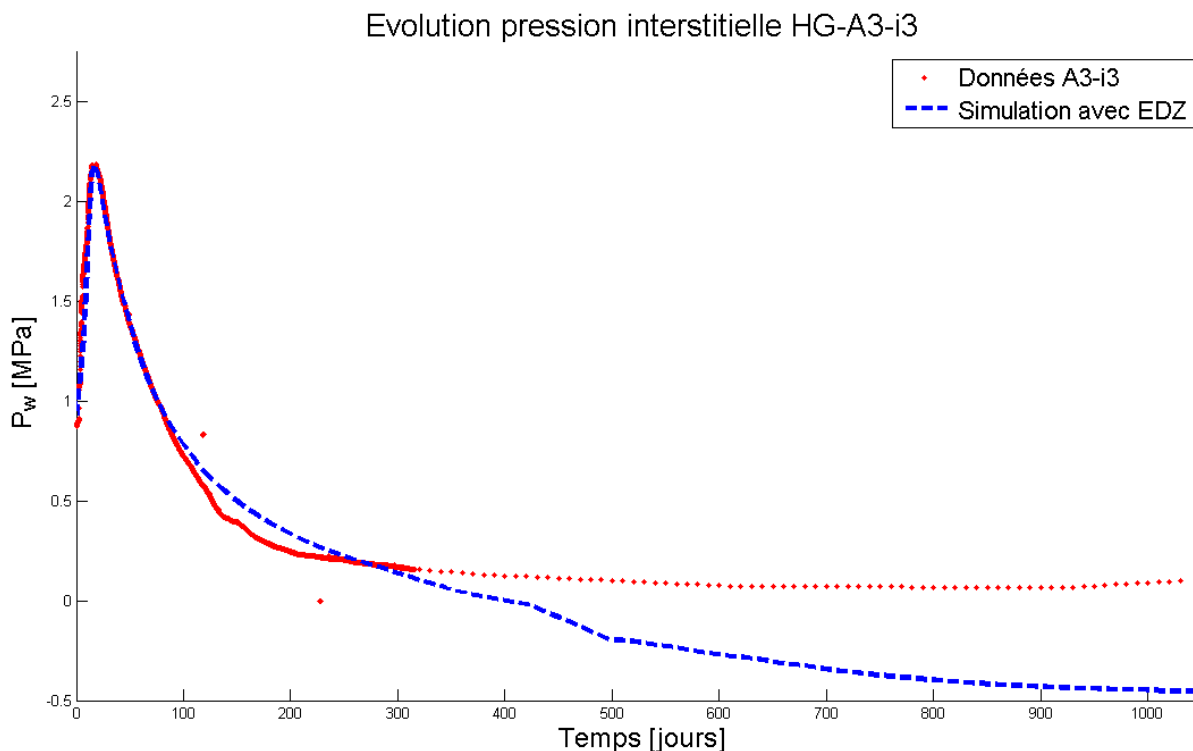


FIGURE 80 – Evolution des pressions d'eau A3-i3 suite au gonflement du mega-packer.

La courbe en bleu pointillés représente la modélisation réalisée avec les paramètres calibrés de la section 4.5.4. Si la calibration paraissait satisfaisante pour les dix premiers mois, ce n'est plus le cas après. Les pressions modélisées diminuent plus nettement que les données expérimentales. Une cassure de pente est également observée lorsque la ventilation est progressivement réduite.

Pour y remédier et tenter de conserver la calibration réalisée pour les premiers mois, le paramètre CKW peut être ajusté. Pour rappel, ce paramètre contrôle la courbe d'évolution de la perméabilité intrinsèque en fonction du degré de saturation. Une diminution de CKW permet de diminuer plus rapidement la perméabilité intrinsèque lorsque le degré de saturation du milieu diminue. Or, la saturation ne diminue qu'après plusieurs mois de ventilation. Et comme l'a montré l'analyse paramétrique, une perméabilité diminuée permet d'élever la trainée de la courbe des pressions d'eau. La courbe cyan de la FIGURE 81 a été réalisée avec un CKW de 0.4 au lieu du 0.5 utilisé précédemment.

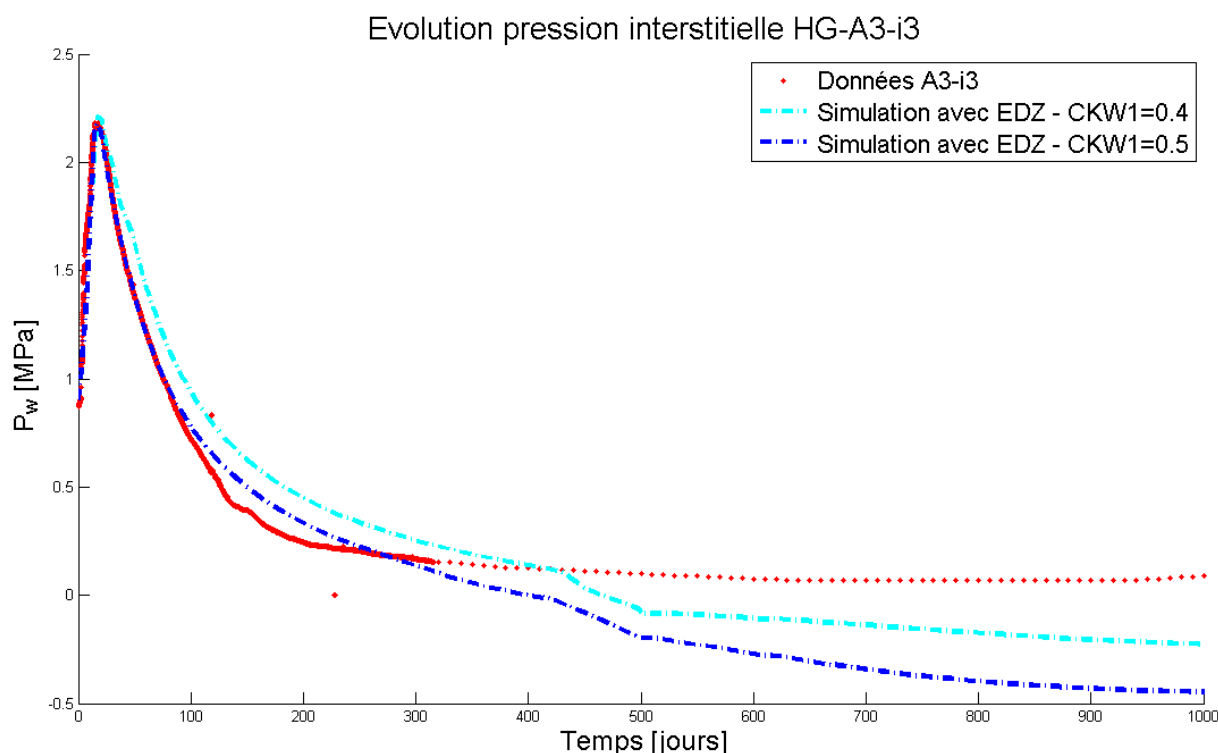


FIGURE 81 – Evolution des pressions d'eau A3-i3 suite au gonflement du mega-packer. Modification du paramètre CKW .

La courbe cyan est effectivement plus élevée que la bleue. Néanmoins, les pressions d'eau continuent à baisser alors que les données montrent une stabilisation. Les coupes spatiales des pressions d'eau à différents temps de la FIGURE 82 permettent de mieux comprendre pourquoi les pressions d'eau baissent toujours alors qu'il n'y a plus de ventilation.

Entre 400 et 500 jours, la ventilation est progressivement réduite jusque 0MPa. A 500 jours, les pressions d'eau remontent donc à 0MPa en paroi ($X=-0.518m$). Cette pression nulle est rapidement transmise jusqu'à la frontière de la zone endommagée ($X=-1.1m$). A proximité de cette frontière, les nouvelles conditions limites imposées font effectivement remonter les pressions d'eau ; mais le rééquilibrage provoqué induit une baisse des pressions d'eau à plus grande distance de l'EDZ, aux environs du capteur ($X=-1.62m$). Dans la réalité 3D et avec une géométrie d'EDZ plus sophistiquée, les phénomènes physiques sont plus complexes et ne conduisent pas à une telle baisse une fois la ventilation achevée. Il n'est a priori pas évident d'élaborer un modèle 3D vu la

variation de la taille de l'EDZ le long du tunnel.

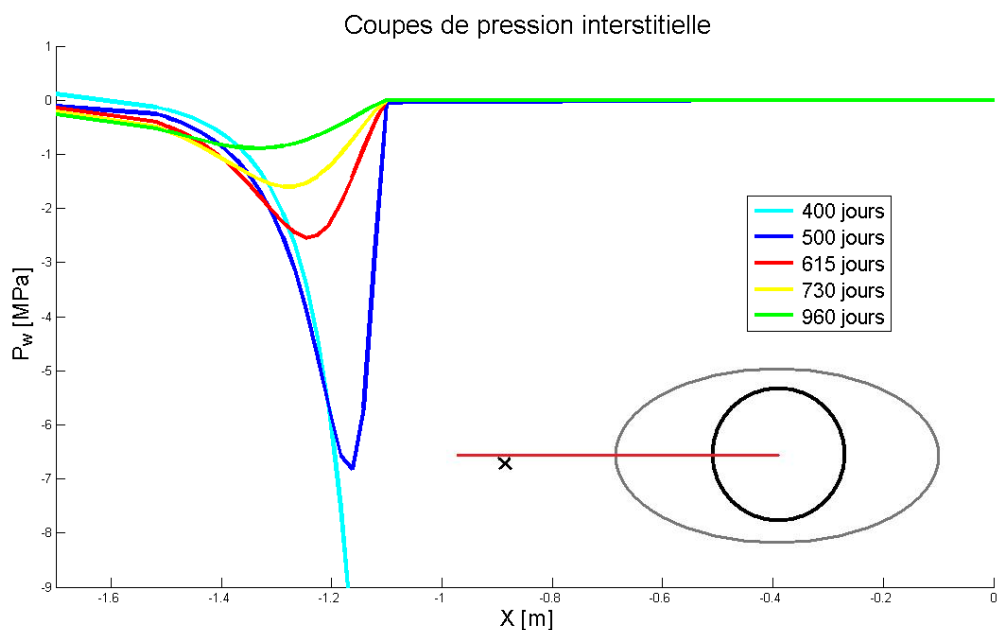


FIGURE 82 – Coupes des pressions interstitielles à différents temps

4.7 Conclusion

L'excavation du micro-tunnel HG-A a pu être modélisée grâce au code de calcul éléments finis Lagamine. Cette modélisation a été réalisée en deux dimensions en incorporant progressivement les différents types d'anisotropie (contraintes *in situ*, paramètres mécaniques et hydrauliques) dans le modèle. Cela a permis de mettre en évidence l'influence de chacune de ces anisotropies sur la déformée du tunnel, les champs des contraintes et déformations et l'évolution des pressions d'eau. Ainsi, une ovalisation de la déformée du tunnel est observée lorsque le modèle est anisotrope ; l'orientation de l'ellipse varie d'une anisotropie à l'autre.

Le modèle se basant sur les paramètres déterminés au chapitre précédent et rassemblant toutes les anisotropies permet d'observer une surpression d'eau à la position d'un forage situé latéralement par rapport au tunnel. La confrontation entre la simulation et les données expérimentales montre néanmoins que le pic de surpression d'eau est sous-estimé par ce modèle. Une zone endommagée est alors introduite pour y remédier. Dans cette zone, la résistance et la perméabilité du milieu sont modifiées suite à l'altération. La calibration permet de suivre au mieux les données. Les paramètres ne sont pas identiques pour toutes les sections du micro-tunnel, notamment en raison d'un endommagement variable tout au long du tunnel.

Après les phases d'excavation et de ventilation, la simulation est poursuivie avec le gonflement du mega-packer dans la section centrale du tunnel. Pour cette phase, le modèle s'écarte plus des données. En effet, la simulation fait apparaître un phénomène de rééquilibrage des pressions d'eau qui fait continuer à baisser celles-ci au capteur alors qu'il n'y a plus de ventilation. La réalité, plus complexe, montre plutôt une stabilisation des pressions d'eau.

Conclusion

La fission nucléaire permet de produire de l'électricité sans émettre de dioxyde de carbone. L'utilisation de cette technologie plutôt que des combustibles fossiles permet donc de réduire les rejets de gaz à effet de serre. Néanmoins, la fission atomique engendre des déchets radioactifs dont les rayonnements sont nuisibles à la biosphère. Cette technologie présente donc des effets bénéfiques mais aussi potentiellement néfastes pour l'environnement. Le choix d'utiliser ou non la technologie nucléaire ne se limite toutefois pas à peser le pour et le contre d'un point de vue environnemental ; en effet, développer la filière nucléaire permet aussi de diversifier le mix énergétique d'un pays et ainsi assurer son approvisionnement en énergie. Selon le contexte, l'opinion publique sur cette question varie d'une époque à l'autre et d'une région à l'autre du monde, le prix des énergies étant un facteur important. Dans les années 60 et 70, les autorités politiques de nos pays ont pris la décision de construire des centrales nucléaires. Depuis les débuts du nucléaire, les énergies renouvelables se sont fortement développées et laissent donc entrevoir une solution alternative. Les accidents nucléaires viennent aussi périodiquement remettre en cause le maintien en activité des centrales de certains pays.

Quel que soit le futur du nucléaire, des solutions de stockage doivent être trouvées pour les déchets déjà produits. C'est le rôle de l'ingénieur d'apporter ces solutions. La piste privilégiée est un enfouissement des déchets au sein de couches géologiques profondes. La roche constituerait alors une barrière ultime contre la migration des radionucléides. En Suisse, l'argile est étudiée comme roche hôte potentielle ; c'est une roche très peu perméable, les circulations d'eau sont donc fortement restreintes et le transport des radionucléides par advection est très lent. Diverses expériences sont menées au sein du laboratoire de recherche souterrain du Mont-Terri pour caractériser plus précisément le comportement de l'argile à Opalines. En plus d'une faible perméabilité, cette argile présente des propriétés d'auto-cicatrisation appréciables en vue du stockage des déchets.

L'argile à Opalines est un matériau stratifié. Par conséquent, son comportement est anisotrope. Des essais triaxiaux réalisés sous différentes directions de chargement permettent de déterminer des paramètres élastoplastiques variables selon la direction. Des modèles de comportement prenant en compte l'anisotropie du matériau peuvent alors être utilisés pour simuler l'excavation du micro-tunnel HG-A du Mont-Terri. La modélisation la plus complète réalisée prend en compte l'anisotropie du matériau, l'anisotropie des contraintes *in situ*, l'anisotropie des écoulements et la présence d'une zone endommagée elliptique autour de l'excavation. Il est essentiel de considérer les anisotropies pour modéliser la présence d'une surpression d'eau dans un des forages ; avec un modèle entièrement isotrope, la pression d'eau maximale est la pression d'eau initiale. Ensuite, le modèle doit être calibré pour suivre au mieux les données expérimentales mesurées lors des mois suivants l'excavation. En raison de la variation de l'endommagement de la paroi le long du tunnel, des calibrations différentes ont dû être réalisées pour expliquer les différences observées d'une section à l'autre du micro-tunnel. Ce travail a donc permis de proposer des sets de paramètres permettant d'expliquer les observations expérimentales au cours des dix premiers mois. Il faut toutefois garder à l'esprit que les paramètres intervenant dans le modèle sont nombreux et leurs influences sont multiples, d'autres combinaisons de paramètres sont susceptibles d'expliquer les observations. De plus, à plus long terme, la complexité du modèle n'est pas suffisante pour expliquer la stabilisation des pressions d'eau. [Garitte *et al.*, 2013]

Bibliographie

- [Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (France) - ANDRA, 2005] AGENCE NATIONALE POUR LA GESTION DES DÉCHETS RADIOACTIFS (FRANCE) - ANDRA (2005). Les recherches de l'andra sur le stockage géologique des déchets radioactifs à haute activité et à vie longue. pages 1–40.
- [Agren, 2011] AGREN, Q. (2011). Quand les maths donnent des ailes. <http://images.math.cnrs.fr/Quand-les-maths-donnent-des-ailles.html>.
- [Anagnostopoulos *et al.*, 2013] ANAGNOSTOPOULOS, A., PACHAKIS, M. et TSATSANIFOS, C. (2013). *Comptes Rendus Du 15ème Congrès Européen de Mécanique Des Sols & de Géotechnique : la Géotechnique Des Sols Indurés, Roches Tendres* : Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering : Geotechnics of Hard Soils, Weak Rocks. IOS Press, Incorporated.
- [Areva, 2014a] AREVA (2014a). Les activités d'areva. <http://www.areva.com/FR/activites-57/activites-ensemble-du-cycle-de-l-energie-nucleaire-et-energies-renouvelables.html>.
- [Areva, 2014b] AREVA (2014b). Après fukushima, quels pays renoncent au nucléaire ? <http://www.areva.com/group/liblocal/docs/Guide-AREVA/apres-fukushima-quels-pays-renoncent-au-nucleaire.html>.
- [Bock, 2001] BOCK, H. (2001). Mont terri project : Technical report 2000-02. pages 1–52.
- [Bossart, 2005] BOSSART (2005). Characteristics of the opalinus clay at mont terri.
- [BP, 2013] BP (2013). Statistical review of world energy 2013. pages 1–48.
- [Centre canadien d'hygiène et de sécurité au travail, 2007] CENTRE CANADIEN D'HYGIÈNE ET DE SÉCURITÉ AU TRAVAIL (2007). Radiation - quantities and units of ionizing radiation. http://www.ccohs.ca/oshanswers/phys_agents/ionizing.html.
- [Cescotto, 2010] CESCOTTO, S. (2010). *Cours de Mécanique du solide*. Centrale des cours l'AAES-ULg.
- [Charlier, 2000] CHARLIER, R. (2000). *Cours de Modélisation du comportement des géomatériaux*. ULg.
- [Collin *et al.*, 2012] COLLIN, F., LEVASSEUR, S. et CHARLIER, R. (2012). Forge - wp4 task 4.3 : Modelling of lab and field experiments, hga experiment.
- [Corkum et Martin, 2007] CORKUM, A. et MARTIN, C. (2007). Modelling a mine-by test at the mont terri rock laboratory, switzerland. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(6):846–859.
- [Croisé *et al.*, 2004] CROISÉ, J., SCHLICKENRIEDER, L., MARSCHALL, P., BOISSON, J., VOGEL, P. et YAMAMOTO, S. (2004). Hydrogeological investigations in a low permeability claystone formation : the mont terri rock laboratory. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 29(1):3 – 15. Water Geochemistry and Hydrogeology.
- [Dassargues, 2011] DASSARGUES (2011). *Cours d'Hydrogéologie*. ULg.
- [Drucker et Prager, 1952] DRUCKER, D. et PRAGER, W. (1952). Solid mechanics and plastic analysis for limit design. *Q Appl Math*, 10(2):157–165.
- [European Nuclear Society - ENS, 2014] EUROPEAN NUCLEAR SOCIETY - ENS (2014). <http://www.euronuclear.org/info/encyclopedia/n/nuclear-fission.htm>.
- [Forum nucléaire, 2014] FORUM NUCLÉAIRE (2014). <http://www.nucleairforum.be/>.
- [François *et al.*, 2012] FRANÇOIS, B., LABIOUSE, V., DIZIER, A., MARINELLI, F., CHARLIER, R. et COLLIN, F. (2012). Hollow cylinder tests on boom clay : Modelling of strain localization in the anisotropic excavation damaged zone. *Rock mechanics and rock engineering*, 47(1):71–86.
- [François *et al.*, 2010] FRANÇOIS, B., COLLIN, F., LEVASSEUR, S. et CHARLIER, R. (2010). Forge - wp4 task 4.3 : Modelling of lab and field experiments, hga experiment.

- [Garitte *et al.*, 2013] GARITTE, B., BOND, A., MILLARD, A., ZHANG, C., MCDERMOTT, C., NAKAMA, S. et GENS, A. (2013). Analysis of hydro-mechanical processes in a ventilated tunnel in an argillaceous rock on the basis of different modelling approaches. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(1):1–17.
- [Gautschi, 2001] GAUTSCHI, A. (2001). Hydrogeology of a fractured shale (opalinus clay) : Implications for deep geological disposal of radioactive wastes. *Hydrogeology Journal*, 9(1):97–107.
- [Gens *et al.*, 2007] GENS, A., VAUNAT, J., GARITTE, B. et WILEVEAU, Y. (2007). In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading : observations and interpretation. *Géotechnique*, 57(2):207–228.
- [Graham et Houlsby, 1983] GRAHAM, J. et HOULSBY, G. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33(2):165–180.
- [Griffith et Rossenfeld, 2013] GRIFFITH, C. et ROSSENFELD, C. (2013). Nuclear fission. <http://www.atomicarchive.com/Fission/Fission1.shtml>.
- [Insitut de radioprotection et de sûreté nucléaire (France) - IRSN, 2013] INSITUT DE RADIO-PROTECTION ET DE SÛRETÉ NUCLÉAIRE (FRANCE) - IRSN (2013). Les déchets radioactifs : Le stockage en couche géologique profonde à l'international. <http://www.irsn.fr/dechets/dechets-radioactifs/Pages/stockage-international.aspx>.
- [Inspection fédérale de la sécurité nucléaire (Suisse) - ENSI, 2012] INSPECTION FÉDÉRALE DE LA SÉCURITÉ NUCLÉAIRE (SUISSE) - ENSI (2012). Des méthodes alternatives de gestion des déchets radioactifs. <http://www.ensi.ch/fr/2012/06/22/des-methodes-alternatives-de-gestion-des-dechets-radioactifs/>.
- [International Atomic Energy Agency - IAEA, 2014] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY - IAEA (2014). Power reactor information system - pris. <http://www.iaea.org/pris/>.
- [International Energy Agency - IEA, 2013a] INTERNATIONAL ENERGY AGENCY - IEA (2013a). Faqs : Nuclear. <http://www.iea.org/aboutus/faqs/nuclear/>.
- [International Energy Agency - IEA, 2013b] INTERNATIONAL ENERGY AGENCY - IEA (2013b). Key world energy statistics 2013. pages 1–82.
- [Laloui et François, 2008] LALOUI, L. et FRANÇOIS, B. (2008). Benchmark on constitutive modelling of the mechanical behaviour of opalinus clay.
- [Lanyon, 2009] LANYON, G. (2009). Guidance on state of stress at hg-a site.
- [Lanyon *et al.*, 2010] LANYON, G., GAUS, I. et MARSCHALL, P. (2010). Compilation of existing data (mont terri).
- [Lanyon *et al.*, 2009] LANYON, G., MARSCHALL, P., TRICK, T., de LA VAISSIÈRE, R., SHAO, H., LEUNG, H. *et al.* (2009). Hydromechanical evolution and self-sealing of damage zones around a microtunnel in a claystone formation of the swiss jura mountains. *In 43rd US Rock Mechanics Symposium & 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.
- [Le Vif L'Express, 2013] LE VIF L'EXPRESS (2013). Le gouvernement "bétonne" la sortie du nucléaire. <http://www.levif.be/info/actualite/belgique/le-gouvernement-betonne-la-sortie-du-nucleaire/article-4000449254356.htm>.
- [L'Express, 2013] L'EXPRESS (2013). La suisse s'engage vers la sortie du nucléaire. http://www.lexpress.fr/actualite/societe/environnement/la-suisse-s-engage-vers-la-sortie-du-nucleaire_1035056.html.
- [Marschall *et al.*, 2006] MARSCHALL, P., DISTINGUIN, M., SHAO, H., BOSSART, P., ENACHESCU, C. et TRICK, T. (2006). Creation and evolution of damage zones around a microtunnel in a claystone formation of the swiss jura mountains.
- [Marschall *et al.*, 2005] MARSCHALL, P., HORSEMAN, S. et GIMMI, T. (2005). Characterisation of gas transport properties of the opalinus clay, a potential host rock formation for radioactive waste disposal. *Oil & gas science and technology*, 60(1):121–139.

- [Martin et Lanyon, 2003] MARTIN, C. et LANYON, G. (2003). Measurement of in-situ stress in weak rocks at mont terri rock laboratory, switzerland. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8):1077 – 1088. Special Issue of the IJRMMS : Rock Stress Estimation {ISRM} Suggested Methods and Associated Supporting Papers.
- [Massonet et Cescotto, 1994] MASSONET, C. et CESCOTTO, S. (1994). *Mécanique des matériaux*. Bibliothèque des Universités. De Boeck Supérieur.
- [Mont-Terri.ch, 2012a] MONT-TERRI.CH (2012a). Géologie. <http://www.mont-terri.ch/internet/mont-terri/fr/home/geology.html>.
- [Mont-Terri.ch, 2012b] MONT-TERRI.CH (2012b). Le laboratoire souterrain. http://www.mont-terri.ch/internet/mont-terri/fr/home/rock_lab.html.
- [NAGRA, 2008] NAGRA (2008). Effects of post-disposal gas generation in a repository for low- and intermediate-level waste sited in the opalinus clay of northern switzerland.
- [Naterop, 2005] NATEROP, D. (2005). Instrumentation of two boreholes with chain-deflectometers and of two boreholes with clino-chains. *In Mont Terri Project : HGA Experiment - Technical Report*.
- [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013a] NUCLEAR ENERGY AGENCY - NEA (2013a). Nuclear energy data - données sur l'énergie nucléaire. pages 1–95.
- [Nuclear Energy Agency - NEA, 2013b] NUCLEAR ENERGY AGENCY - NEA (2013b). Réversibilité des décisions et récupérabilité des déchets radioactifs. pages 1–33.
- [Nuclear Energy Institute - NEI, 2014] NUCLEAR ENERGY INSTITUTE - NEI (2014). Other nuclear energy applications. <http://www.nei.org/Knowledge-Center/Other-Nuclear-Energy-Applications>.
- [Nussbaum *et al.*, 2005] NUSSBAUM, C., BADERTSCHER, N., MÉTILLE, J., O., M. et BOSSART, P. (2005). Hg-a experiment : Detailed structural mapping of the microtunnel walls.
- [Nussbaum *et al.*, 2011] NUSSBAUM, C., BOSSART, P., AMANN, F. et AUBOURG, C. (2011). Analysis of tectonic structures and excavation induced fractures in the opalinus clay, mont terri underground rock laboratory (switzerland). *Swiss Journal of Geosciences*, 104(2):187–210.
- [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2011] OFFICE FÉDÉRAL DE L'ÉNERGIE (SUISSE) - OFEN (2011). Dépôts en couches géologiques profondes : les données principales. pages 1–2.
- [Office fédéral de l'énergie (Suisse) - OFEN, 2014] OFFICE FÉDÉRAL DE L'ÉNERGIE (SUISSE) - OFEN (2014). Déchets radioactifs. <http://www.bfe.admin.ch/radioaktiveabfaelle/index.html?lang=fr>.
- [Organisme National des Déchets Radioactifs et des matières Fissiles (Belgique) - ONDRAF, 2009] ORGANISME NATIONAL DES DÉCHETS RADIOACTIFS ET DES MATIÈRES FISSILES (BELGIQUE) - ONDRAF (2009). A la recherche de solutions durables pour la gestion à long terme des déchets radioactifs des catégories b et c. pages 1–6.
- [Organisme National des Déchets Radioactifs et des matières Fissiles (Belgique) - ONDRAF, 2013] ORGANISME NATIONAL DES DÉCHETS RADIOACTIFS ET DES MATIÈRES FISSILES (BELGIQUE) - ONDRAF (2013). Ce que vous devez savoir sur la radioactivité. <http://www.ondraf.be/content/ce-que-vous-devez-savoir-sur-la-radioactivit%C3%A9>.
- [Panet,] PANET, M. (-). Calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.
- [Salager *et al.*, 2013] SALAGER, S., FRANÇOIS, B., NUTH, M. et LALOU, L. (2013). Constitutive analysis of the mechanical anisotropy of opalinus clay. *Acta Geotechnica*, 8(2):137–154.
- [Société coopérative nationale pour le stockage des déchets radioactifs (Suisse) - NAGRA, 2014] SOCIÉTÉ COOPÉRATIVE NATIONALE POUR LE STOCKAGE DES DÉCHETS RADIOACTIFS (SUISSE) - NAGRA (2014). Comment évacuer les déchets? <http://www.nagra.ch/fr/commentstocker.htm>.

- [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013a] SOCIÉTÉ FRANÇAISE D'ÉNERGIE NUCLÉAIRE - SFEN (2013a). Aucune solution pour les déchets radioactifs? <http://energies.sfen.org/le-debat-sur-la-transition-energetique/stockage-dechets-radioactif-solution>.
- [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013b] SOCIÉTÉ FRANÇAISE D'ÉNERGIE NUCLÉAIRE - SFEN (2013b). Comment fonctionne une centrale nucléaire? <http://www.sfen.org/Comment-fonctionne-une-centrale>, 19.
- [Société française d'énergie nucléaire - SFEN, 2013c] SOCIÉTÉ FRANÇAISE D'ÉNERGIE NUCLÉAIRE - SFEN (2013c). Stockage des déchets radioactifs : panorama international. <http://energies.sfen.org/non-classe/stockage-dechets-radioactifs-panorama-international>.
- [Thury, 2002] THURY, M. (2002). The characteristics of the opalinus clay investigated in the mont terri underground rock laboratory in switzerland. *Comptes Rendus Physique*, 3(7-8):923 – 933.
- [Thury et Bossart, 1999] THURY, M. et BOSSART, P. (1999). The mont terri rock laboratory, a new international research project in a mesozoic shale formation, in switzerland. *Engineering Geology*, 52(3-4):347 – 359.
- [Trick *et al.*, 2007] TRICK, T., MARSCHALL, P., RÖSLI, U., LETTRY, Y., BOSSART, P. et ENACHESCU, C. (2007). Instrumentation for a gas path through host rock and along sealing experiment. In *7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*.
- [U.S. Energy Information Administration - EIA, 2013] U.S. ENERGY INFORMATION ADMINISTRATION - EIA (2013). International energy outlook 2013. pages 1-312.
- [U.S. Nuclear Regulatory Commission - NRC, 2012] U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION - NRC (2012). Pwr schematic. <http://www.nrc.gov/reading-rm/basic-ref/teachers/pwr-schematic.html>.
- [Wileveau, 2005] WILEVEAU, Y. (2005). Thm behaviour of host rock (he-d) experiment. *Mont-Terri Project*.
- [World Nuclear Association - WNA, 2014b] WORLD NUCLEAR ASSOCIATION - WNA (2009-2014b). Nuclear fuel cycle. <http://world-nuclear.org/info/Nuclear-Fuel-Cycle/>.
- [World Nuclear Association - WNA, 2014a] WORLD NUCLEAR ASSOCIATION - WNA (2014a). The many uses of nuclear technology. <http://www.world-nuclear.org/info/Non-Power-Nuclear-Applications/Overview/The-Many-Uses-of-Nuclear-Technology/>.
- [World Nuclear Association - WNA, 2014c] WORLD NUCLEAR ASSOCIATION - WNA (2014c). Nuclear power in switzerland. <http://www.world-nuclear.org/info/Country-Profiles/Countries-0-S/Switzerland/>.
- [World Nuclear Association - WNA, 2014d] WORLD NUCLEAR ASSOCIATION - WNA (2014d). Nuclear power in the world today. <http://www.world-nuclear.org/info/Current-and-Future-Generation/Nuclear-Power-in-the-World-Today/>.
- [Xu *et al.*, 2013] XU, W., SHAO, H., MARSCHALL, P., HESSER, J. et KOLDITZ, O. (2013). Analysis of flow path around the sealing section hg-a experiment in the mont terri rock laboratory. *Environmental Earth Sciences*, 70(7):3363–3380.

Appendices

A. Essais de caractérisation

Essais triaxiaux P

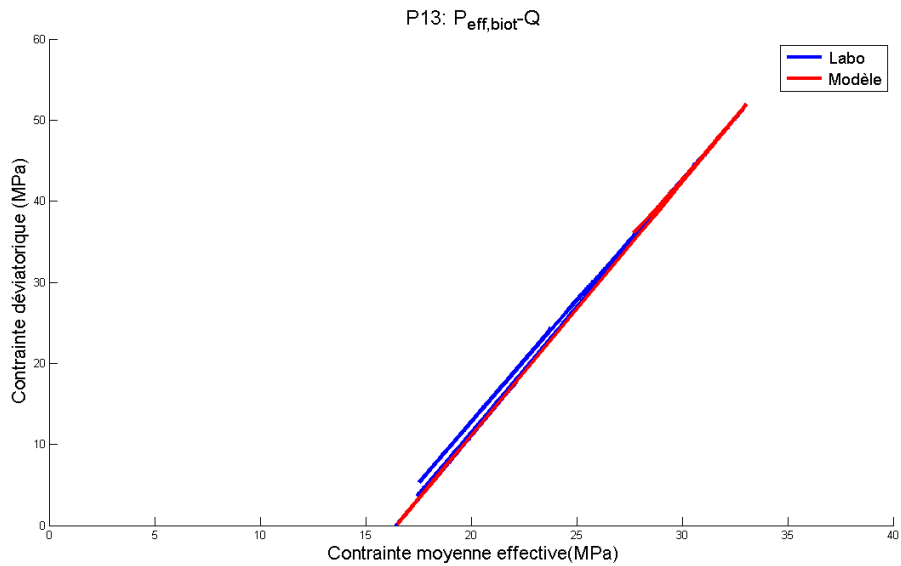


FIGURE 83 – Essai P13 : chemin des contraintes P'-Q

Essais triaxiaux S

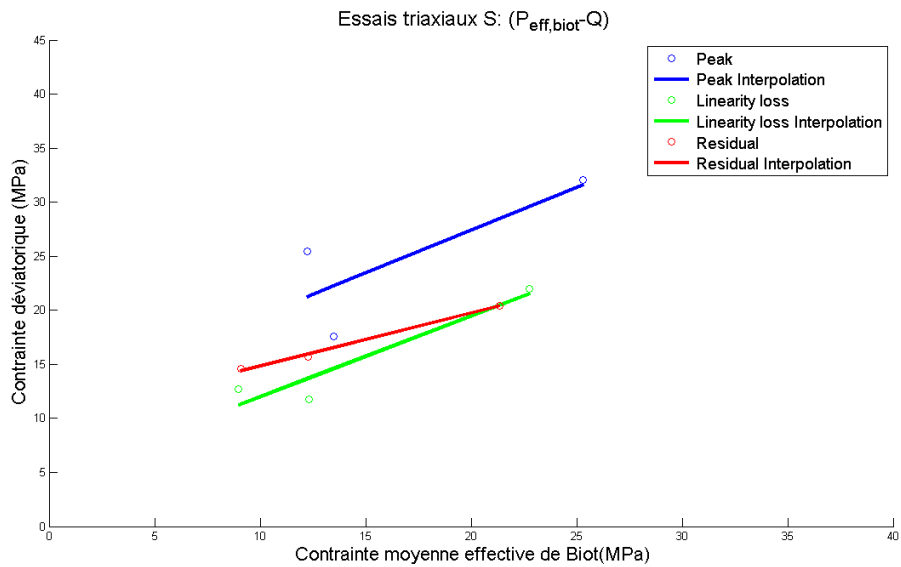


FIGURE 84 – Essais triaxiaux S : Plan P'-Q

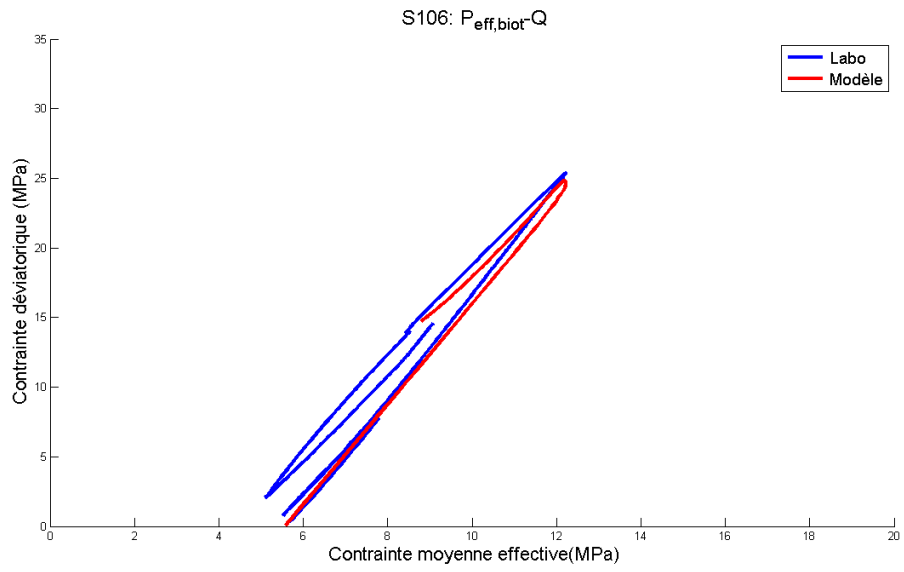


FIGURE 85 – Essai S106 : chemin des contraintes P'-Q

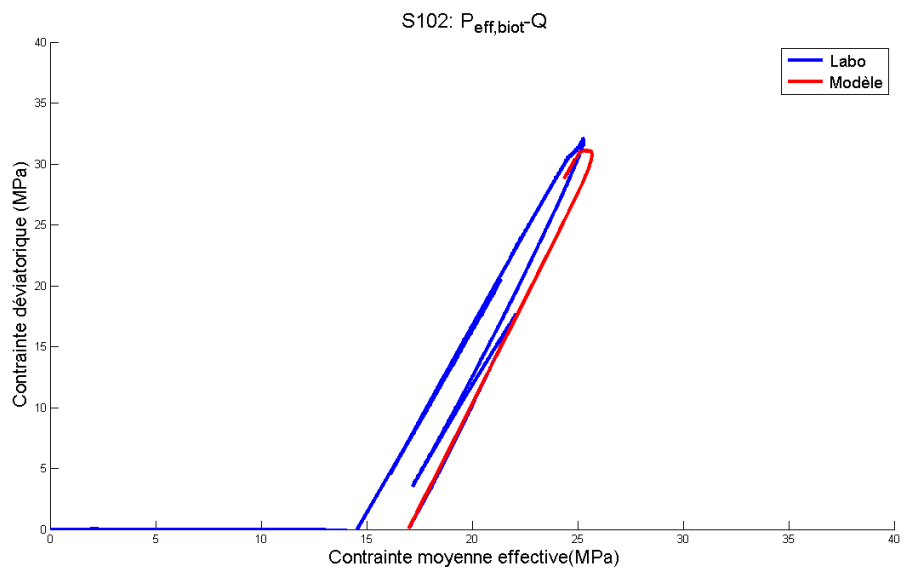


FIGURE 86 – Essai S102 : chemin des contraintes P'-Q

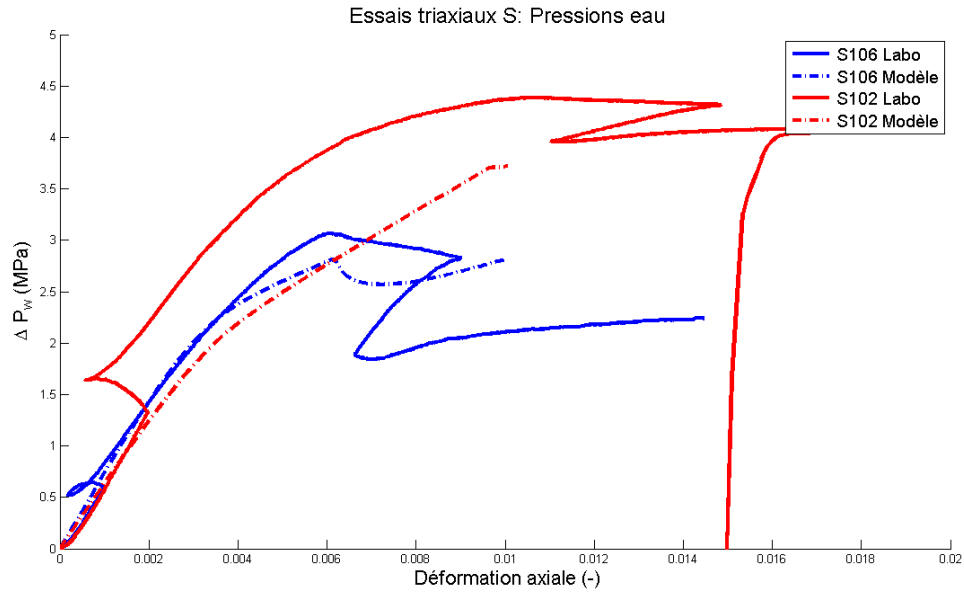


FIGURE 87 – Essais triaxiaux S : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau

Essais triaxiaux Z

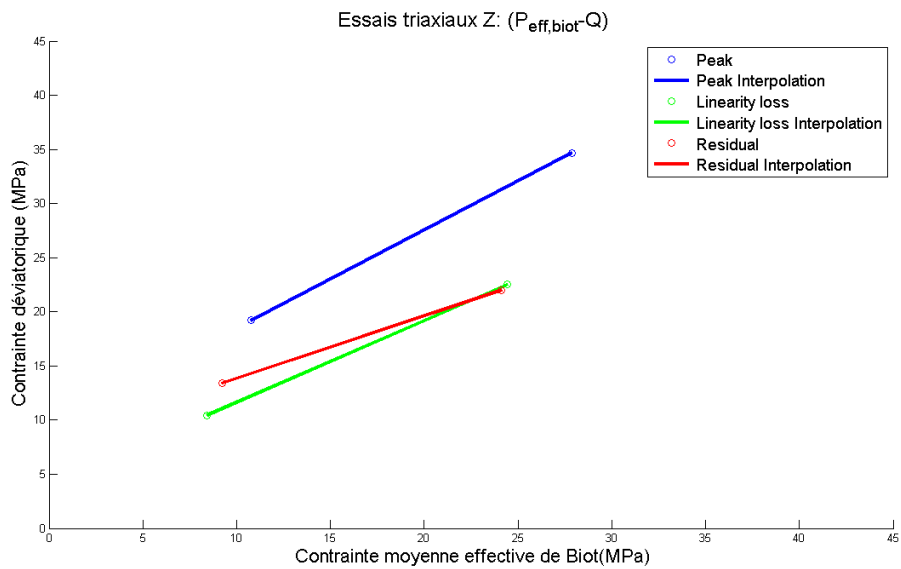


FIGURE 88 – Essais triaxiaux Z : Plan P'-Q

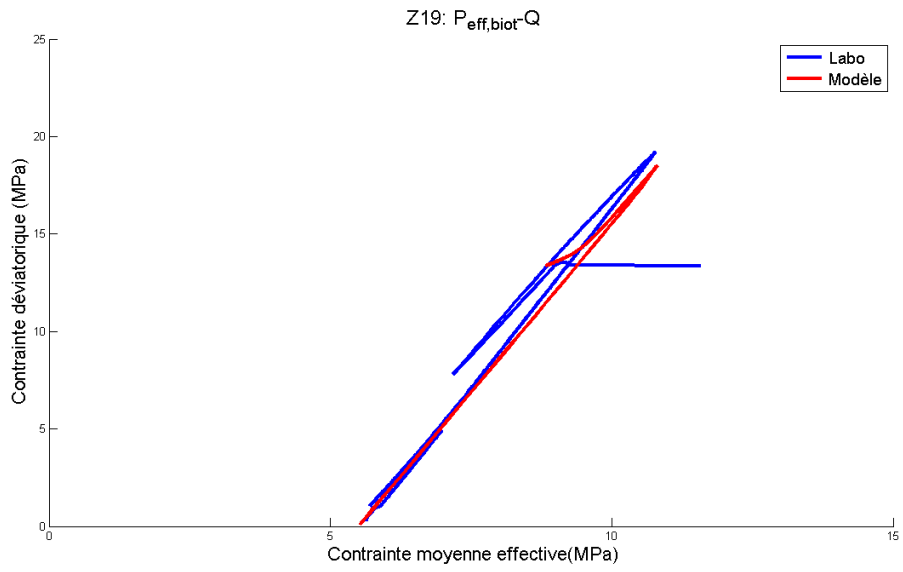


FIGURE 89 – Essai Z19 : chemin des contraintes P^1-Q

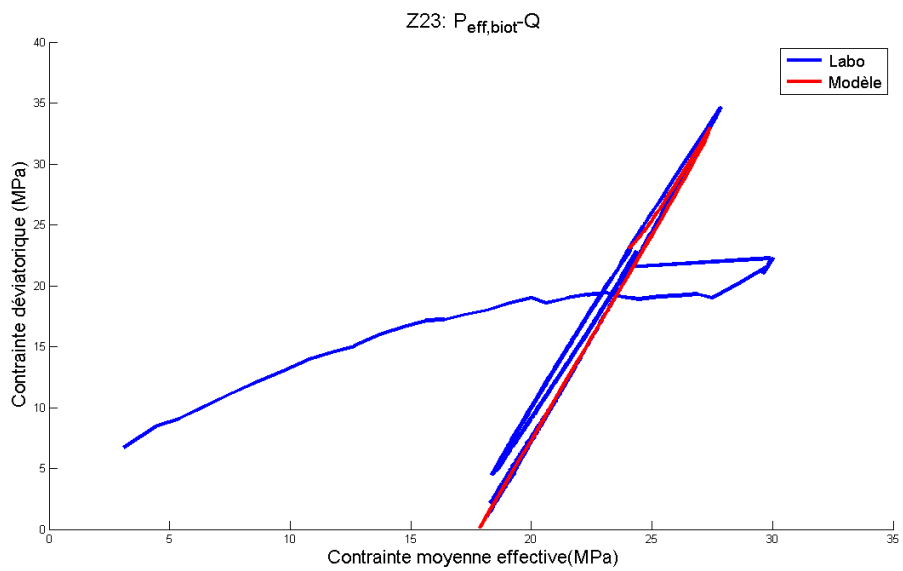


FIGURE 90 – Essai Z23 : chemin des contraintes P^1-Q

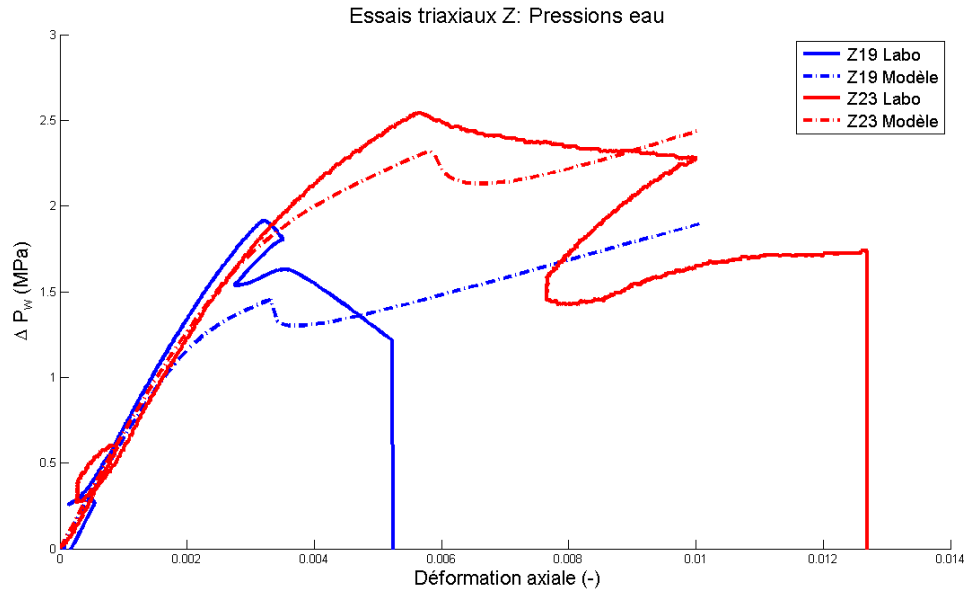


FIGURE 91 – Essais triaxiaux Z : mesures expérimentales et modèles de surpression d'eau

B. Modélisations

Modèles purement mécaniques

Simulation 1 : Modèle élastique (ELA) avec état de contraintes isotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	6.5	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E =$	6	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu =$	0.3	[-]
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]

TABLE 21 – Paramètres de la simulation 1

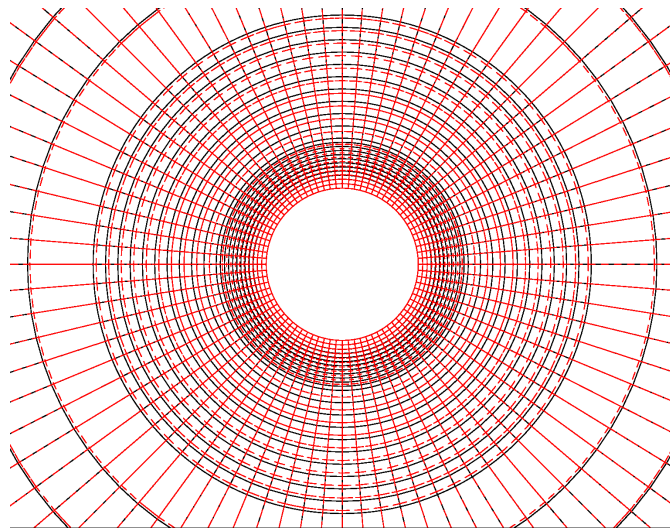
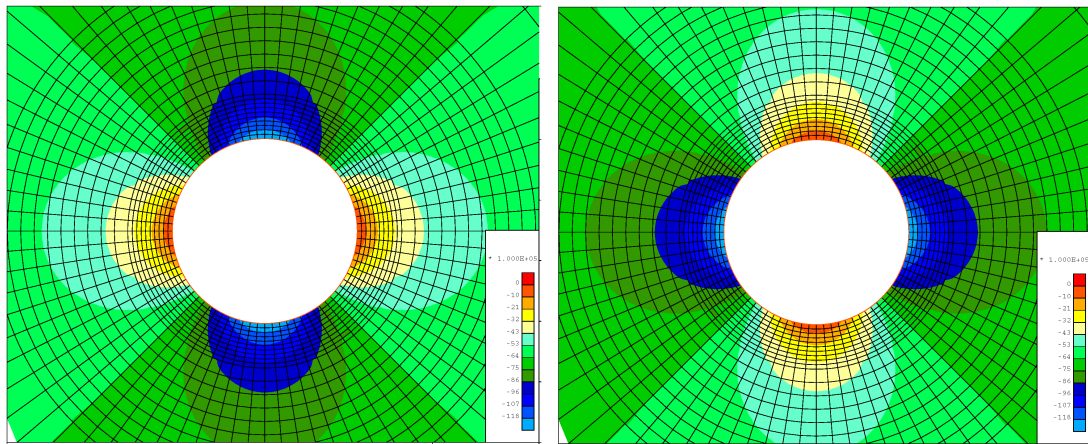
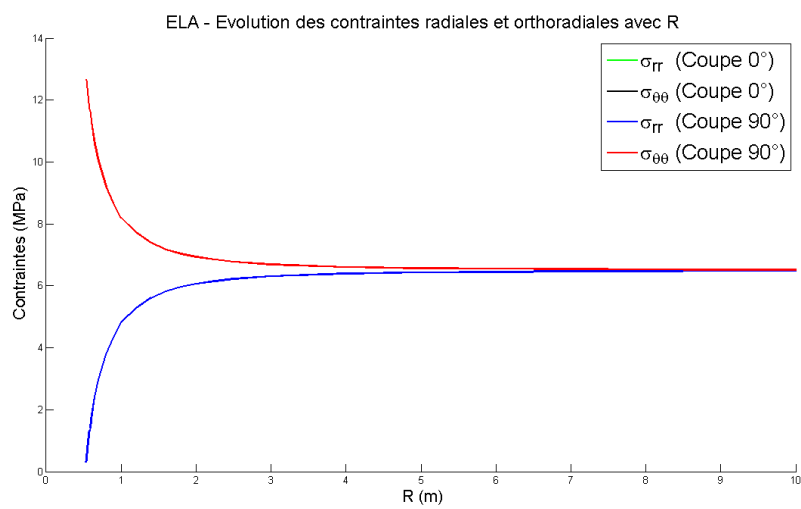


FIGURE 92 – Modèle mécanique élastique contraintes *in situ* isotropes : déformée (50x) ; déplacement maximum de 0.728mm.



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



(c) Coupes

FIGURE 93 – Modèle mécanique élastique contraintes *in situ* isotropes : contraintes.

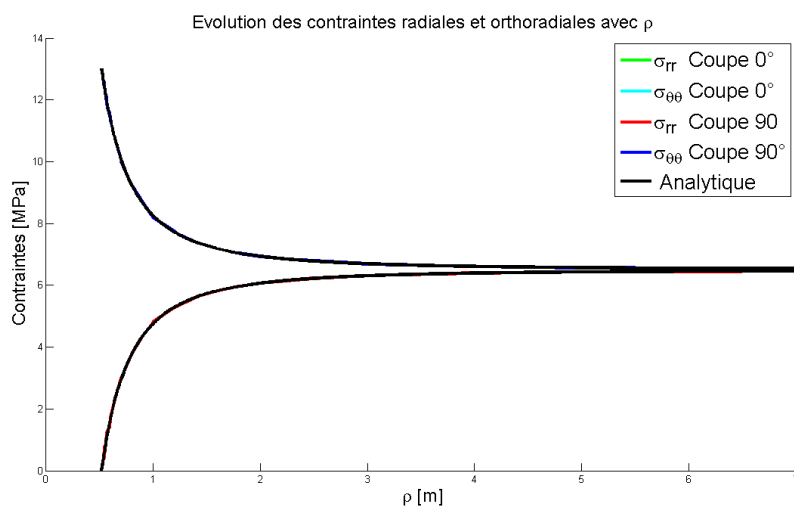
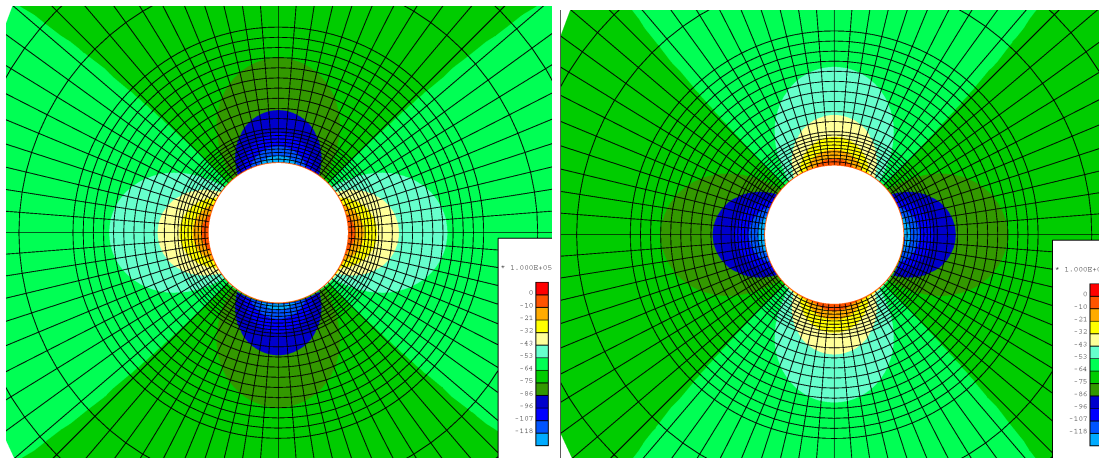


FIGURE 94 – Coupe des contraintes : solution analytique

Simulation 2 : Modèle élastoplastique (PLASOL) avec état de contraintes isotropes

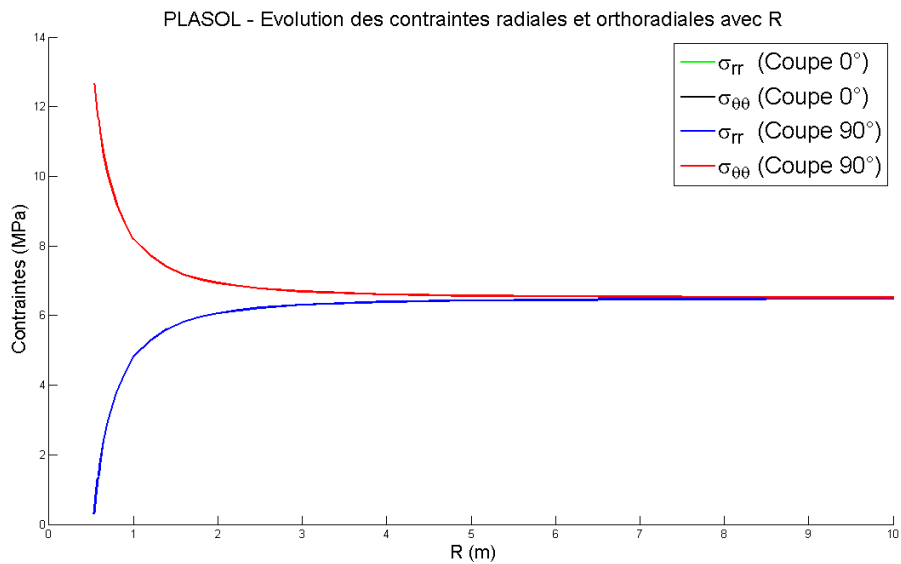
Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x = 6.5$	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y = 6.5$	[MPa]
Module de Young :	$E = 6$	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu = 0.3$	[-]
Masse volumique :	$\rho = 2450$	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi = 20$	[°]
Cohésion :	$c = 4$	[MPa]

TABLE 22 – Paramètres de la simulation 3



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



(c) Coupes

FIGURE 95 – Modèle mécanique élastoplastique contraintes *in situ* isotropes : contraintes.

Simulation 3 : Modèle élastique (ELA) avec état de contraintes anisotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	4.4	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E =$	6	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu =$	0.3	[-]
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]

TABLE 23 – Paramètres de la simulation 2

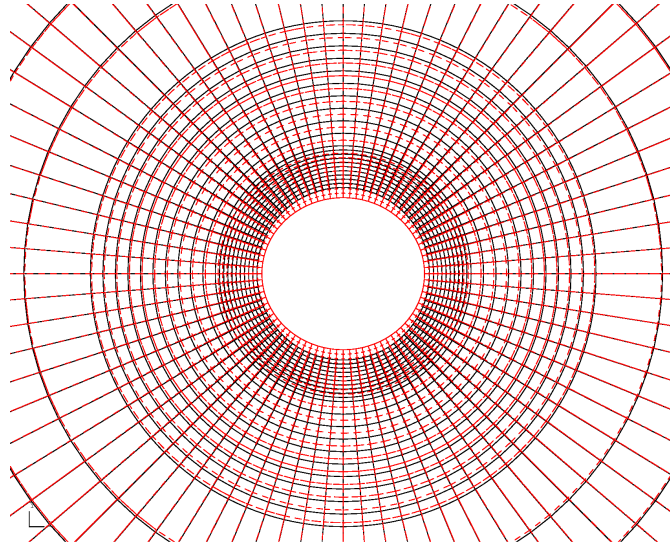
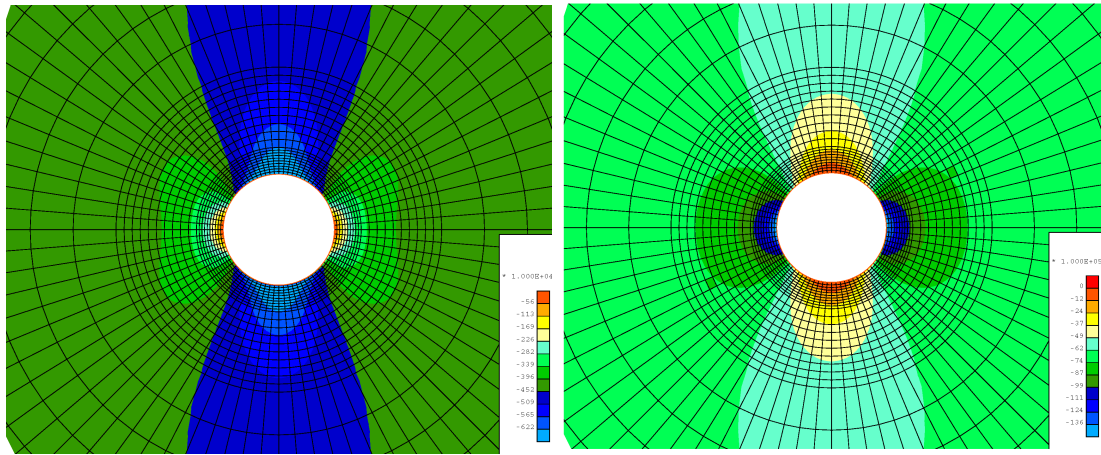
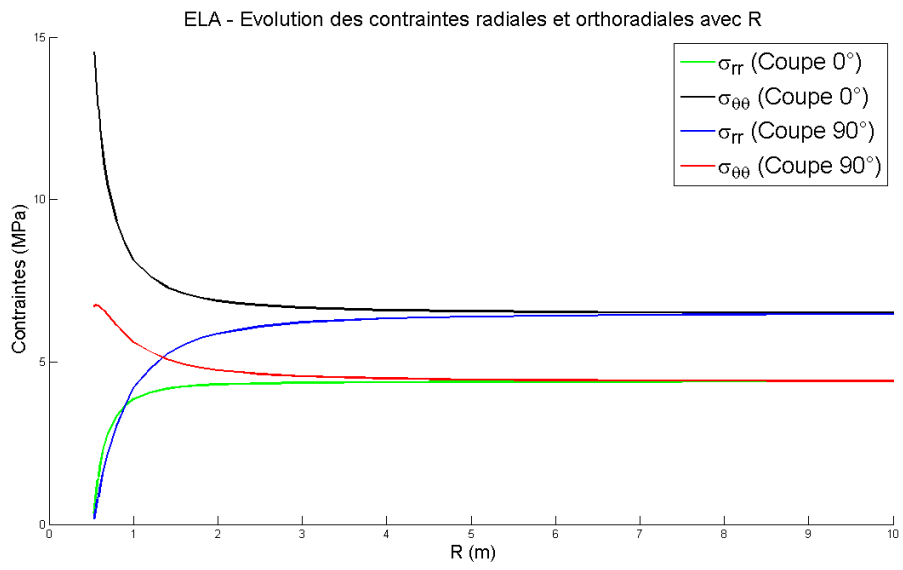


FIGURE 96 – Modèle mécanique élastique contraintes *in situ* anisotropes : déformée (50x) ; déplacement maximum de 0.823mm.



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



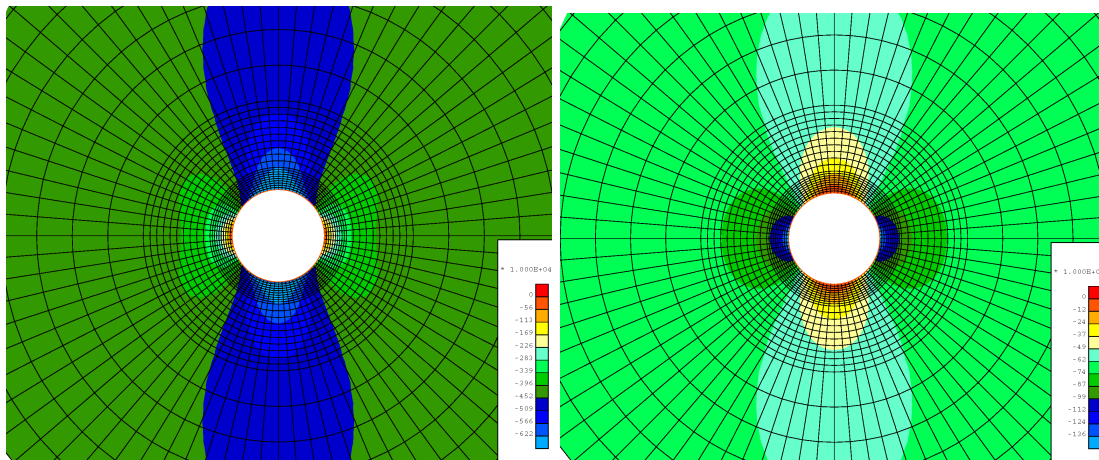
(c) Coupes

FIGURE 97 – Modèle mécanique élastique contraintes *in situ* anisotropes : contraintes.

Simulation 4 : Modèle élastoplastique (PLASOL) avec état de contraintes anisotropes

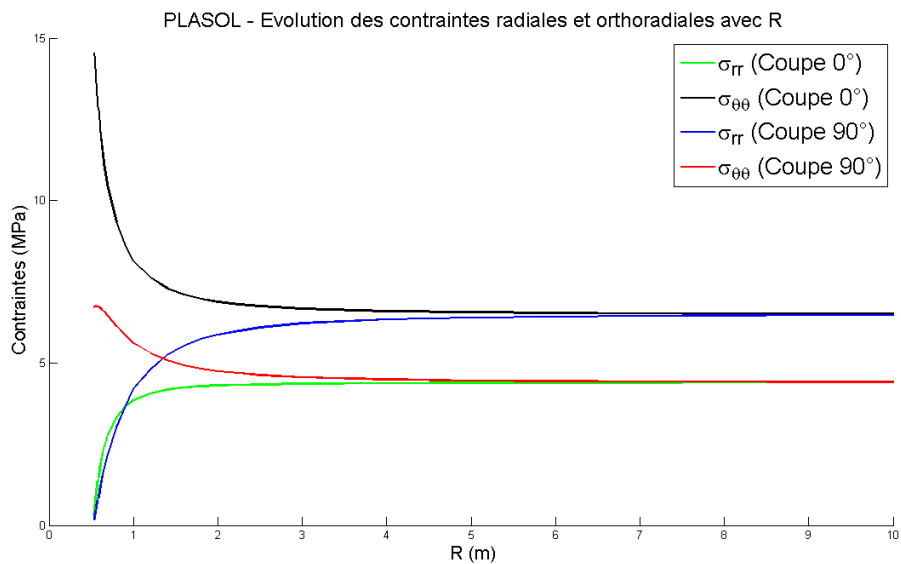
Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x = 4.4$	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y = 6.5$	[MPa]
Module de Young :	$E = 6$	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu = 0.3$	[-]
Masse volumique :	$\rho = 2450$	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi = 20$	[°]
Cohésion :	$c = 4$	[MPa]

TABLE 24 – Paramètres de la simulation 4



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



(c) Coupes

FIGURE 98 – Modèle mécanique élastoplastique contraintes *in situ* anisotropes : contraintes.

Simulation 5 : Modèle élastoplastique anisotrope (ORTHOPLA) avec état de contraintes isotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	6.5	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E_{//}$	8	[GPa]
	E_{\perp}	4	
Coefficient de Poisson	$\nu_{//}$	0.33	[-]
	ν_{\perp}	0.24	
Module de cisaillement	$G_{//}$	3	[GPa]
	G_{\perp}	3	
Angle de frottement	ϕ	20	[°]
Cohésion	c_0	6.4	
	c_{45}	1.8	[MPa]
	c_{90}	4.5	
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]

TABLE 25 – Paramètres de la simulation 5

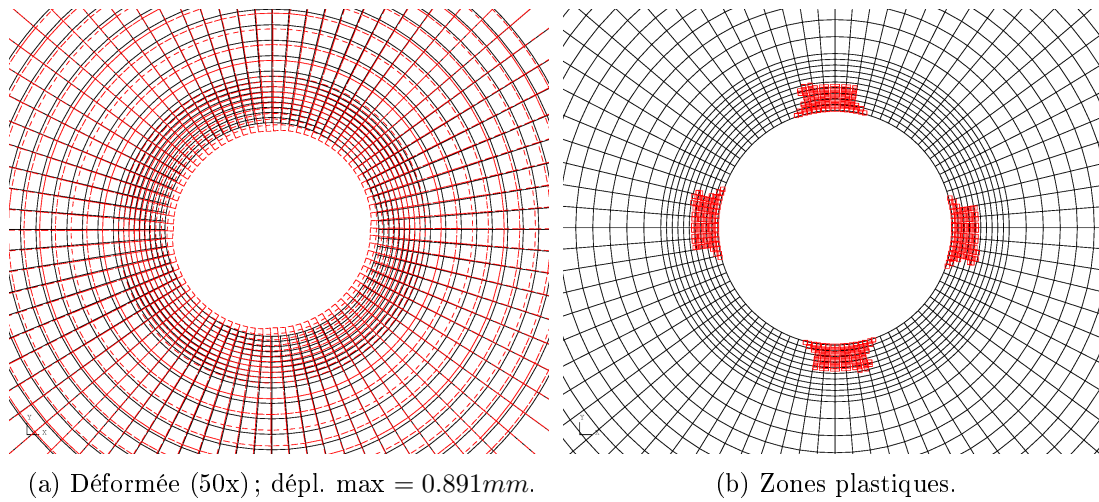
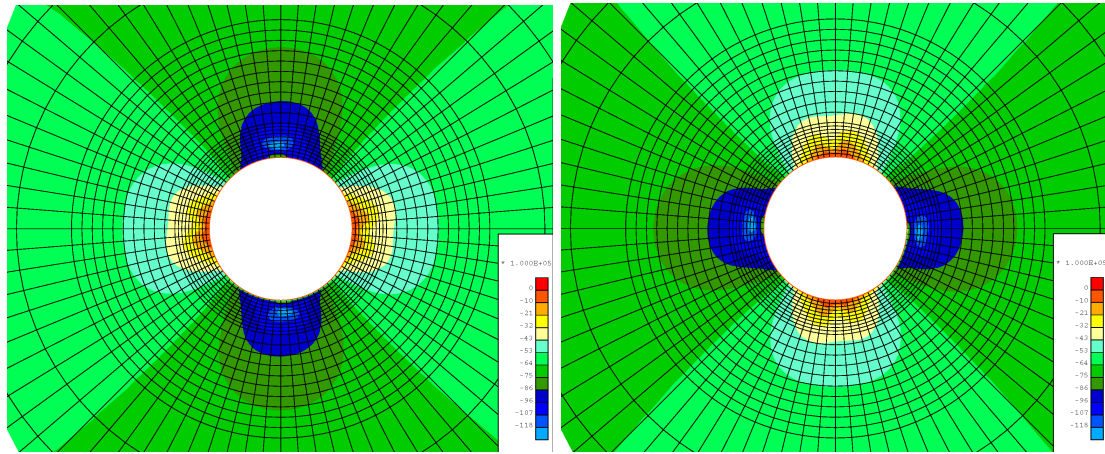
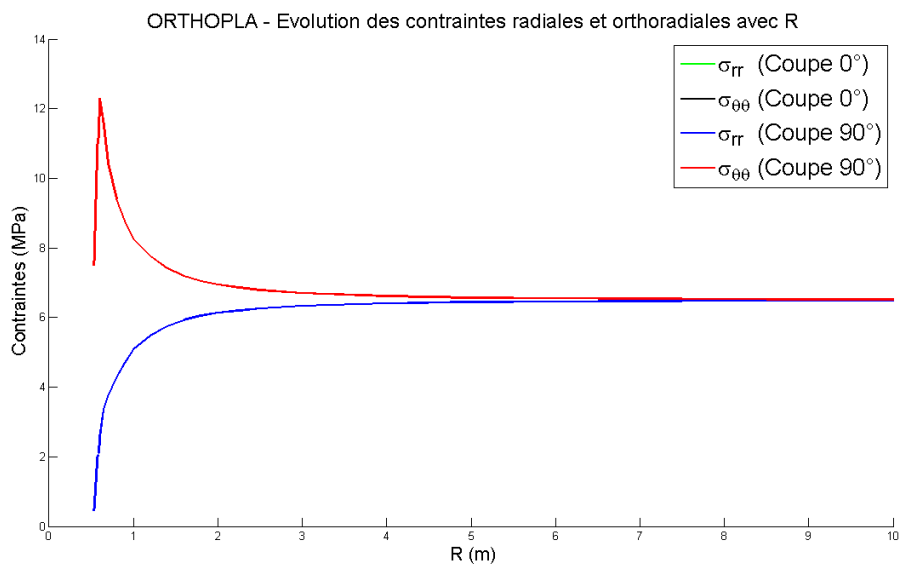


FIGURE 99 – Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes *in situ* isotropes



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



(c) Coupes

FIGURE 100 – Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes *in situ* isotropes : contraintes.

Simulation 6 : Modèle élastoplastique anisotrope (ORTHOPLA) avec état de contraintes anisotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	4.4	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E_{//}$	8	[GPa]
	E_{\perp}	4	
Coefficient de Poisson	$\nu_{//}$	0.33	[-]
	ν_{\perp}	0.24	
Module de cisaillement	$G_{//}$	3	[GPa]
	G_{\perp}	3	
Angle de frottement	ϕ	20	[°]
Cohésion	c_0	6.4	
	c_{45}	1.8	[MPa]
	c_{90}	4.5	
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]

TABLE 26 – Paramètres de la simulation 6

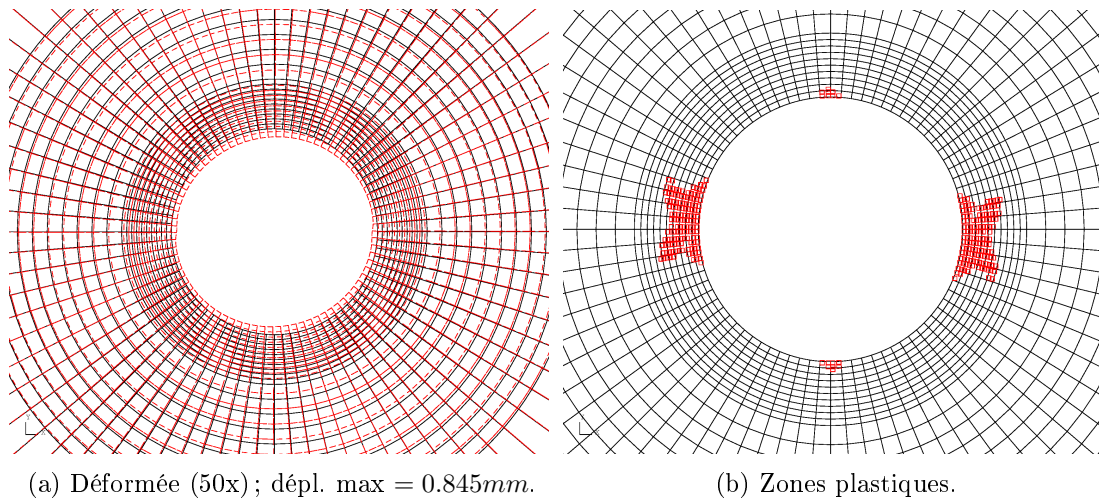
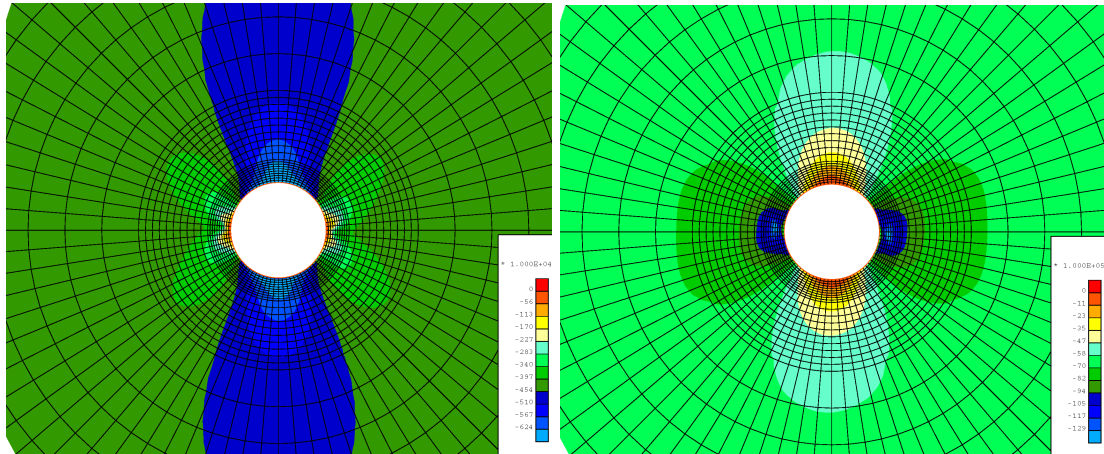
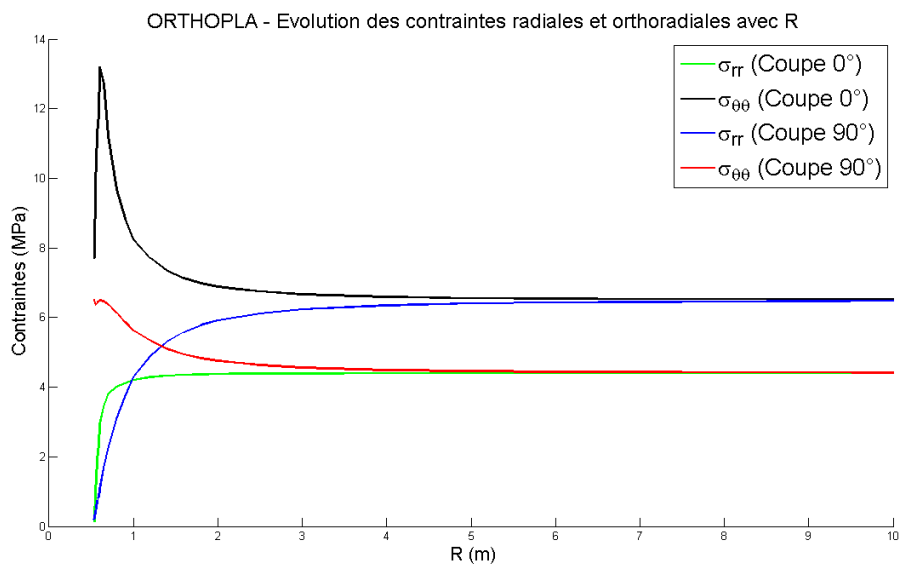


FIGURE 101 – Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes *in situ* anisotropes



(a) Contraintes horizontales

(b) Contraintes verticales



(c) Coupes

FIGURE 102 – Modèle mécanique élastoplastique anisotrope contraintes *in situ* anisotropes : contraintes.

Modèles hydromécaniques

Simulation 7 : Modèle élastoplastique (PLASOL) avec état de contraintes isotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	6.5	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E =$	6	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu =$	0.3	[-]
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi =$	25	[°]
Cohésion :	$c =$	3	[MPa]
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat} =$	10^{-20}	[m ²]
Coefficient de Biot :	$b =$	0.6	[-]
Porosité initiale :	$n_0 =$	0.1	[-]
Masse volumique de l'eau :	$\rho_w =$	1000	[kg/m ³]
Viscosité dynamique de l'eau :	$\mu_w =$	0.001	[Pa · s]
Coefficient de compressibilité :	$1/\chi_w =$	$5 \cdot 10^{-10}$	[Pa ⁻¹]
Coefficient courbe de perméabilité :	CKW1=	0.5	[-]
Coefficients courbe de rétention :	CSR1=	5	[MPa]
	CSR2=	1.2	[-]

TABLE 27 – Paramètres de la simulation 7

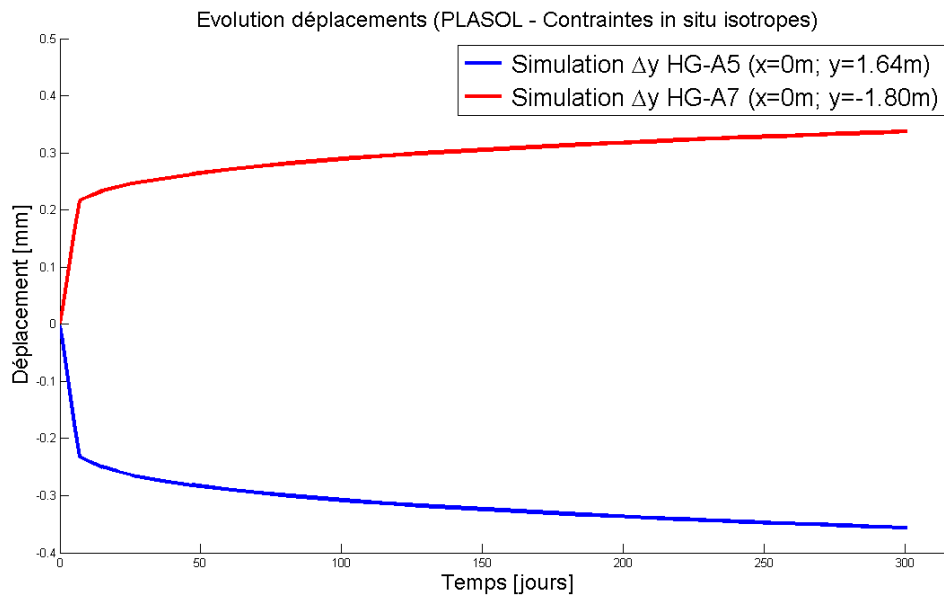


FIGURE 103 – Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.

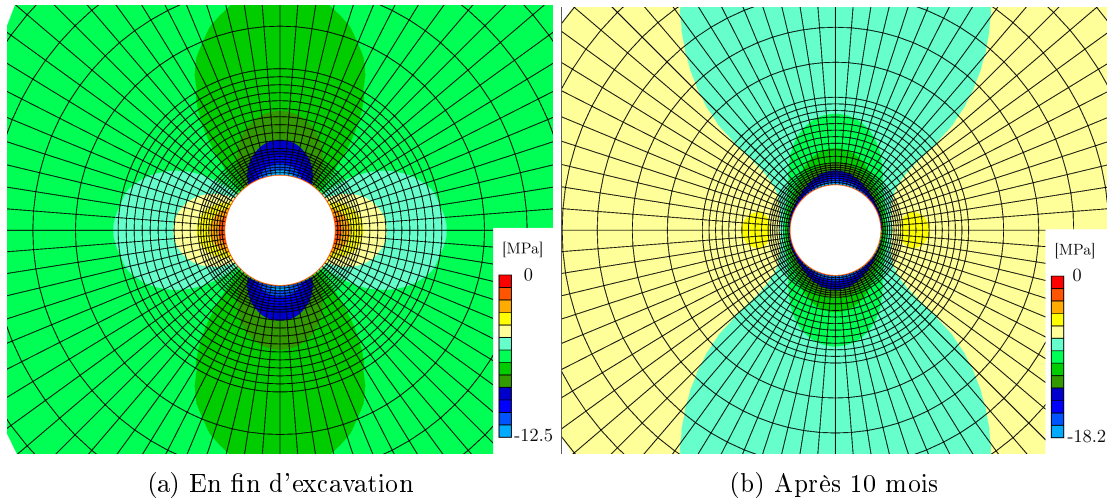


FIGURE 104 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : contraintes horizontales.

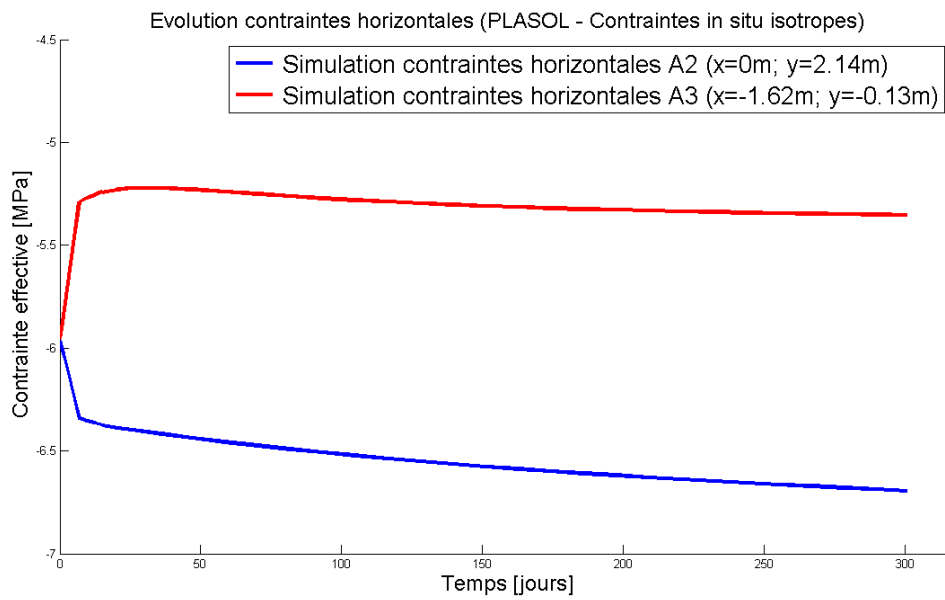


FIGURE 105 – Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.

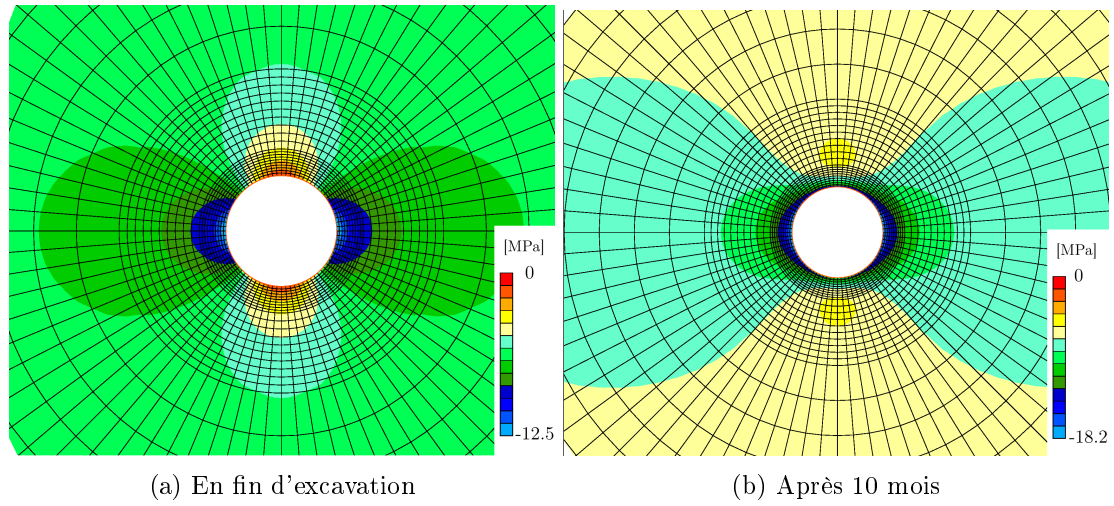


FIGURE 106 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : contraintes verticales.

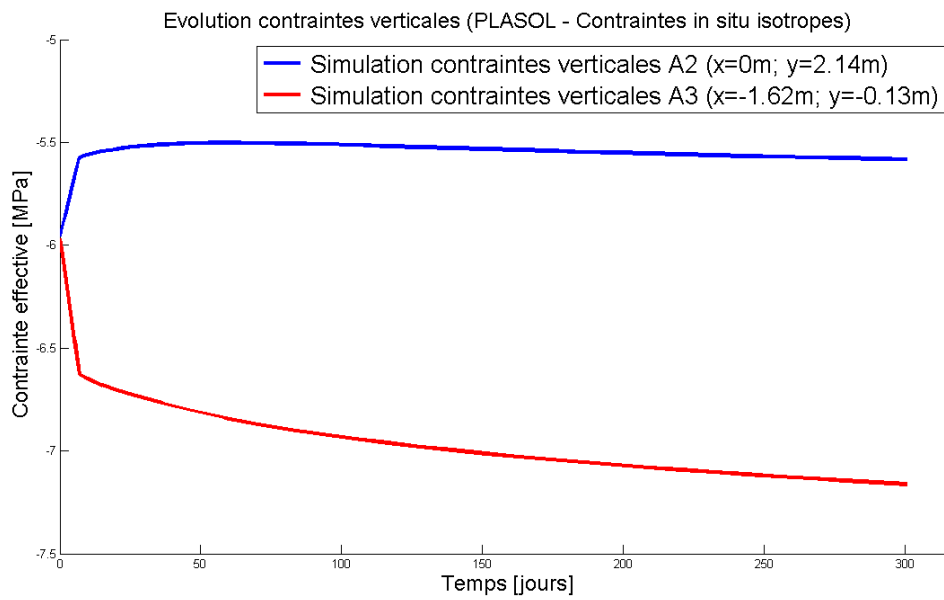


FIGURE 107 – Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.

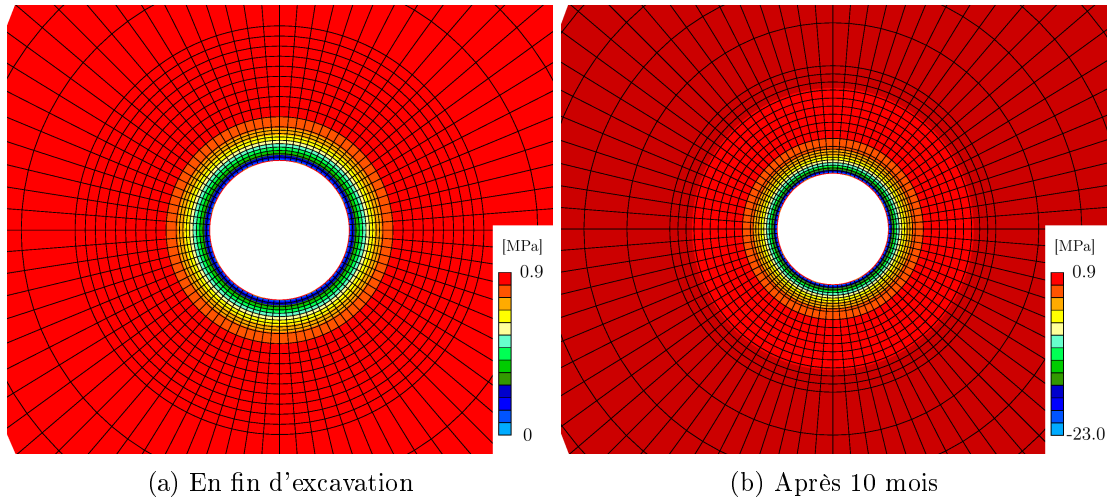


FIGURE 108 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes isotropes : pressions d'eau.

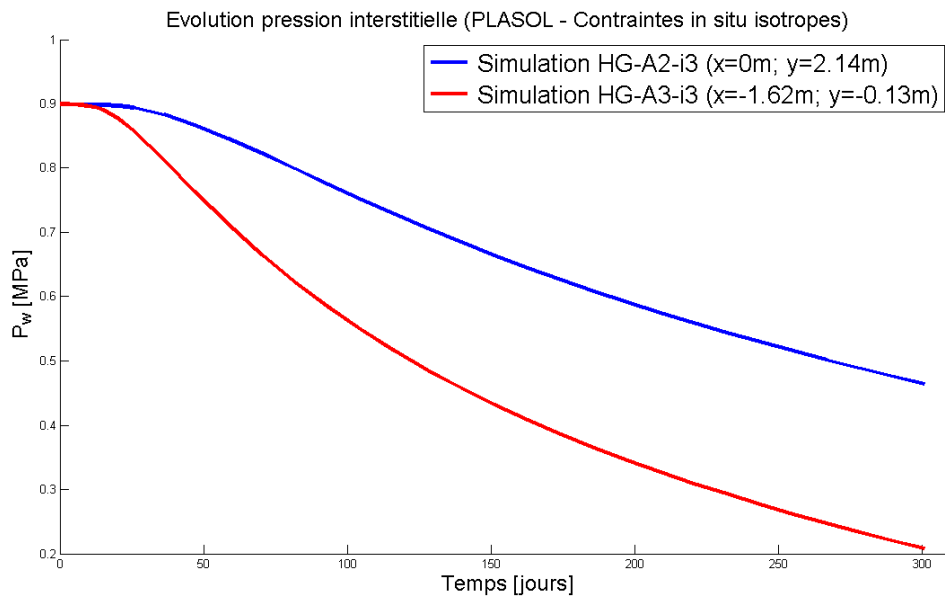


FIGURE 109 – Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Simulation 8 : Modèle élastoplastique (PLASOL) avec état de contraintes anisotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	4.4	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E =$	6	[GPa]
Coefficient de Poisson :	$\nu =$	0.3	[-]
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi =$	25	[°]
Cohésion :	$c =$	3	[MPa]
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat} =$	10^{-20}	[m ²]
Coefficient de Biot :	$b =$	0.6	[-]
Porosité initiale :	$n_0 =$	0.1	[-]
Masse volumique de l'eau :	$\rho_w =$	1000	[kg/m ³]
Viscosité dynamique de l'eau :	$\mu_w =$	0.001	[Pa · s]
Coefficient de compressibilité :	$1/\chi_w =$	$5 \cdot 10^{-10}$	[Pa ⁻¹]
Coefficient courbe de perméabilité :	CKW1=	0.5	[-]
Coefficients courbe de rétention :	CSR1=	5	[MPa]
	CSR2=	1.2	[-]

TABLE 28 – Paramètres de la simulation 8

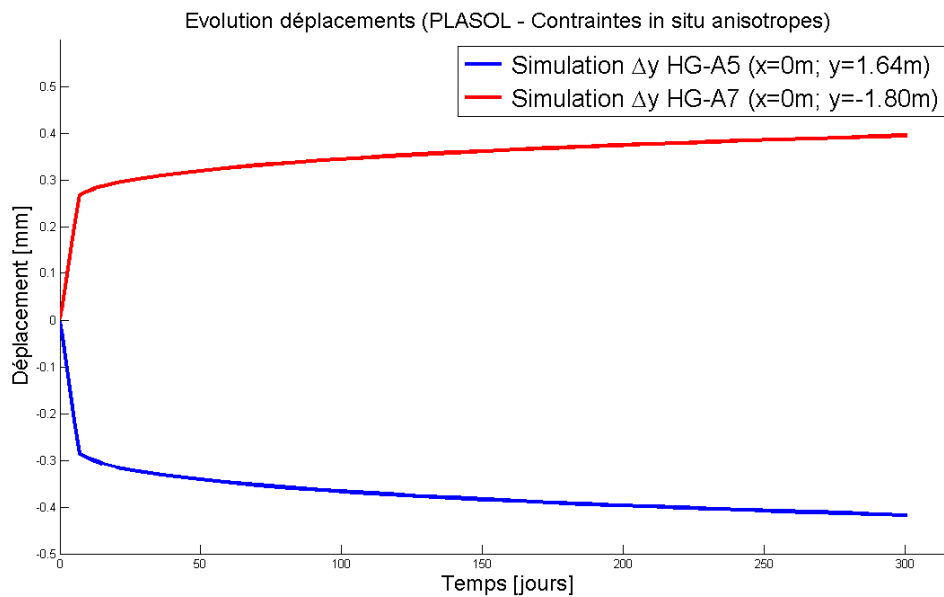


FIGURE 110 – Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.

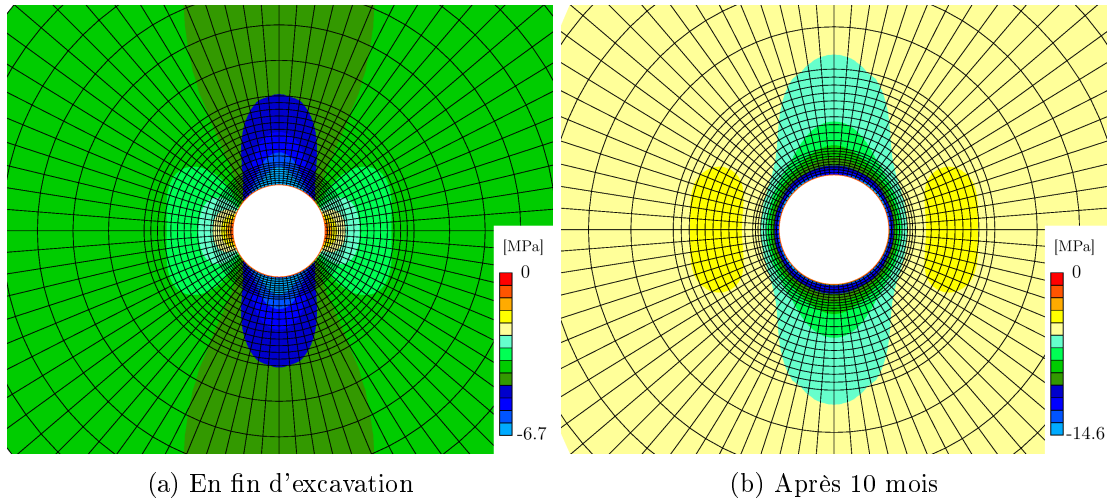


FIGURE 111 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales.

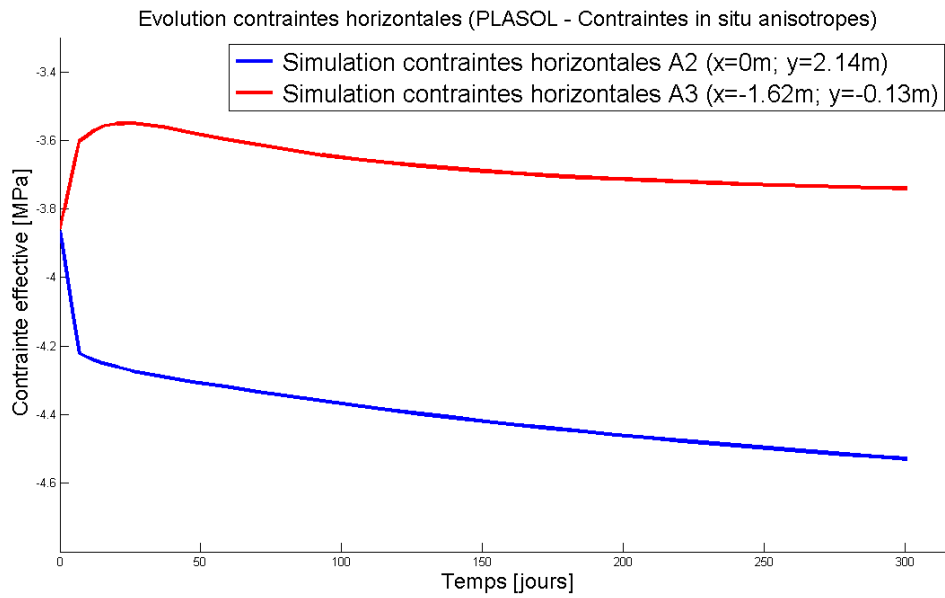


FIGURE 112 – Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.

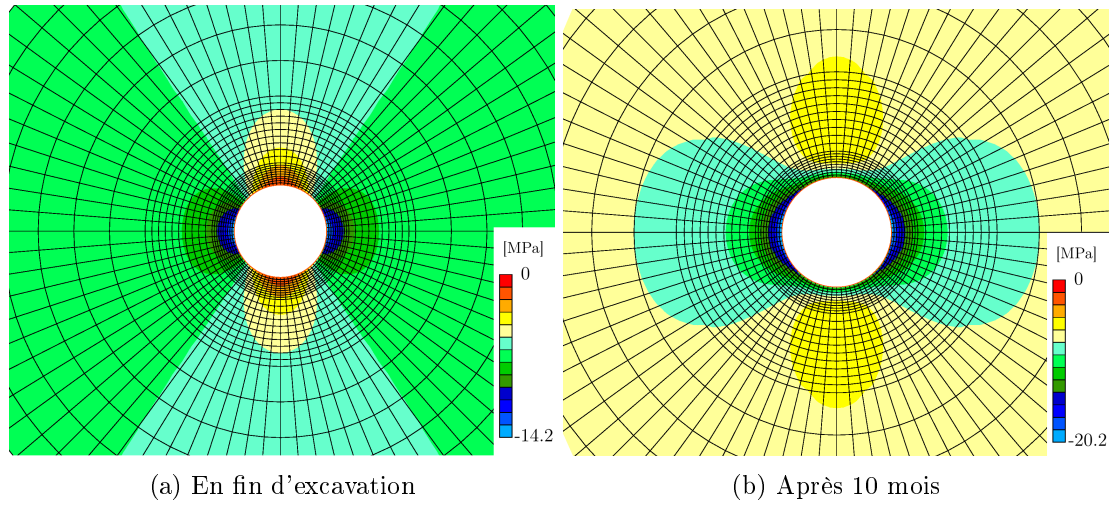


FIGURE 113 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : contraintes verticales.

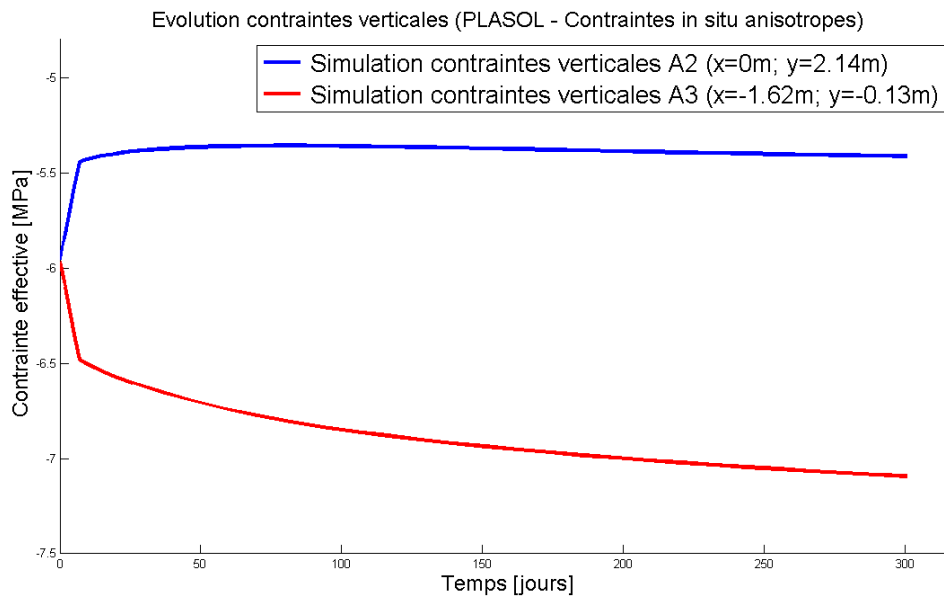


FIGURE 114 – Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.

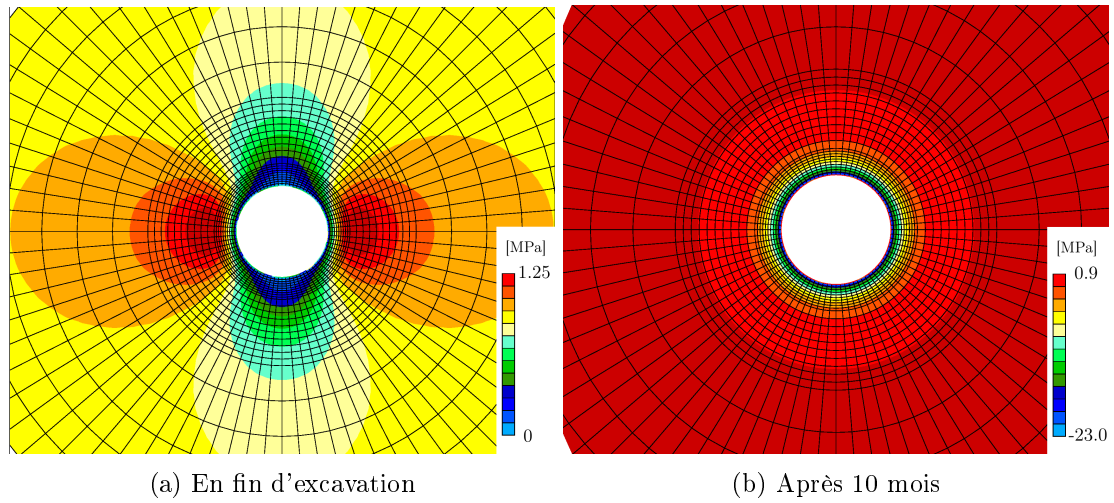


FIGURE 115 – Modèle élastoplastique avec état de contraintes anisotropes : pressions d'eau.

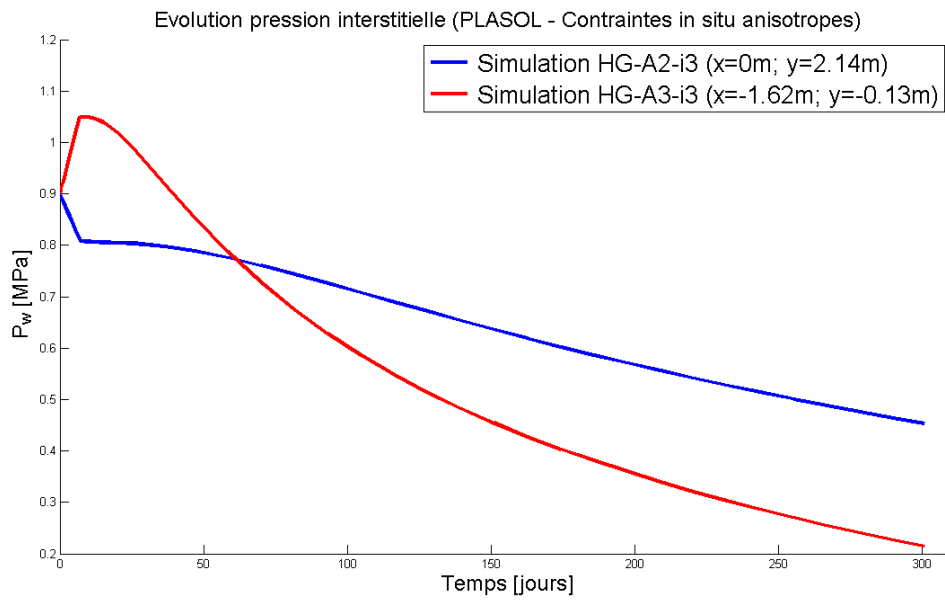


FIGURE 116 – Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Simulation 9 : Modèle élastoplastique anisotrope (ORTHOPLA) avec état de contraintes anisotropes

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	4.4	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E_{//} =$	8	[GPa]
	$E_{\perp} =$	4	
Coefficient de Poisson :	$\nu_{//} =$	0.33	[-]
	$\nu_{//\perp} =$	0.24	
Module de cisaillement :	$G_{//} =$	3	[GPa]
	$G_{//\perp} =$	3	
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi =$	25	[°]
Cohésion :	$c_0 =$	5.5	
	$c_{45} =$	1.0	[MPa]
	$c_{90} =$	2.2	
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat} =$	10^{-20}	[m ²]
Coefficient de Biot :	$b =$	0.6	[-]
Porosité initiale :	$n_0 =$	0.1	[-]
Masse volumique de l'eau :	$\rho_w =$	1000	[kg/m ³]
Viscosité dynamique de l'eau :	$\mu_w =$	0.001	[Pa · s]
Coefficient de compressibilité :	$1/\chi_w =$	$5 \cdot 10^{-10}$	[Pa ⁻¹]
Coefficient courbe de perméabilité :	CKW1=	0.5	[-]
Coefficients courbe de rétention :	CSR1=	5	[MPa]
	CSR2=	1.2	[-]

TABLE 29 – Paramètres de la simulation 9

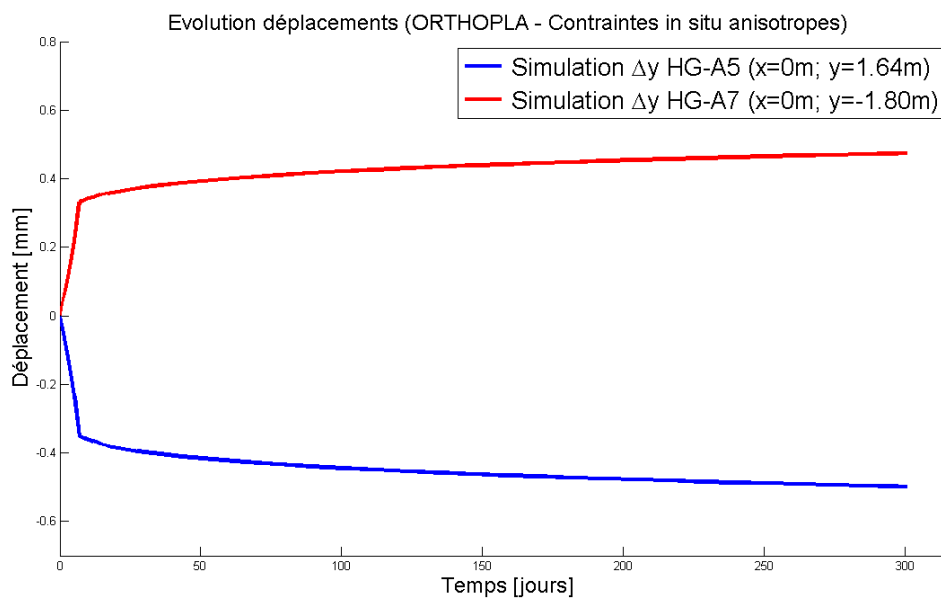
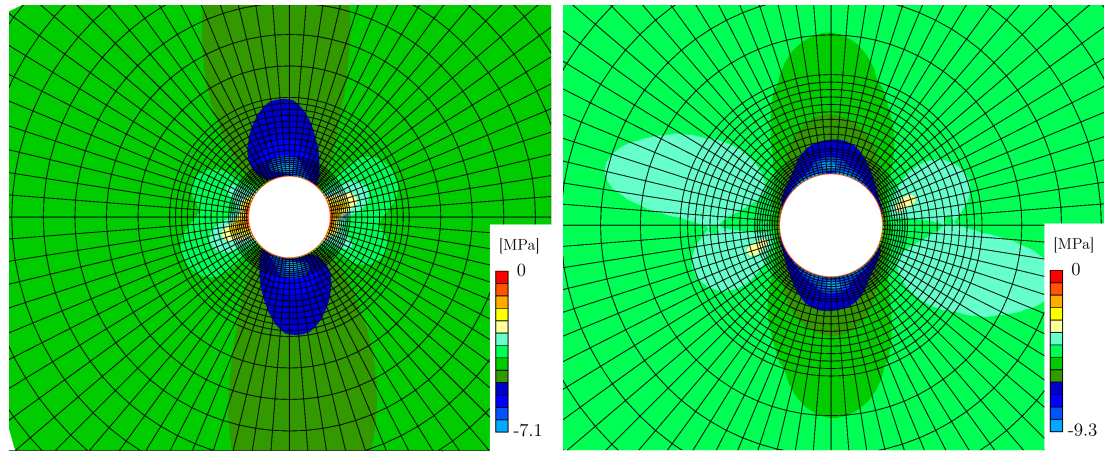


FIGURE 117 – Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.



(a) En fin d'excavation

(b) Après 10 mois

FIGURE 118 – Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales.

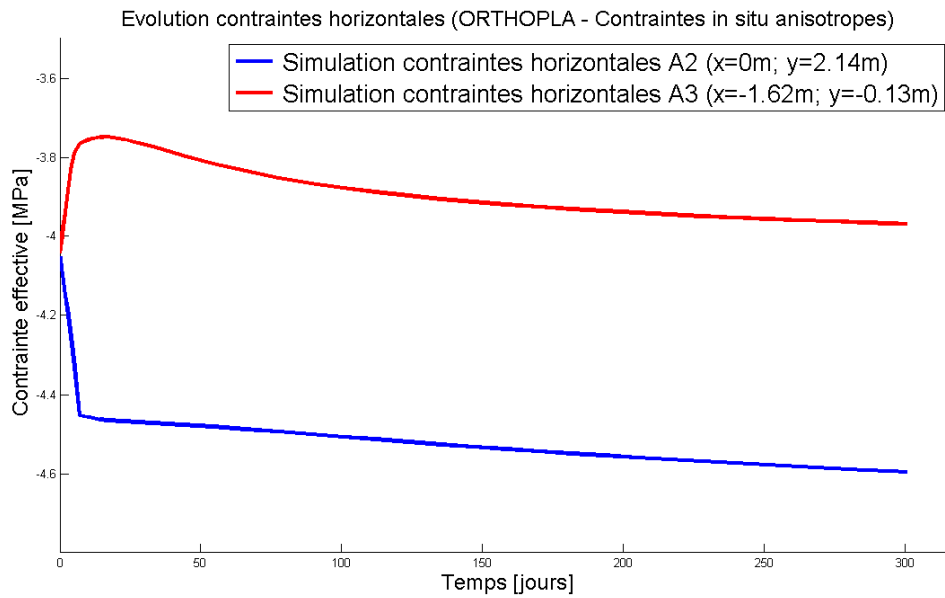
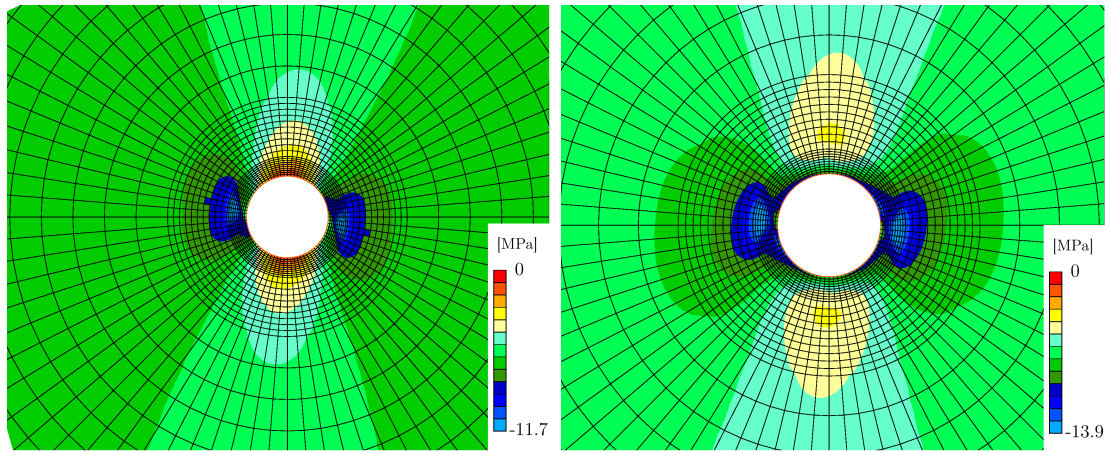


FIGURE 119 – Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.



(a) En fin d'excavation

(b) Après 10 mois

FIGURE 120 – Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : contraintes verticales.

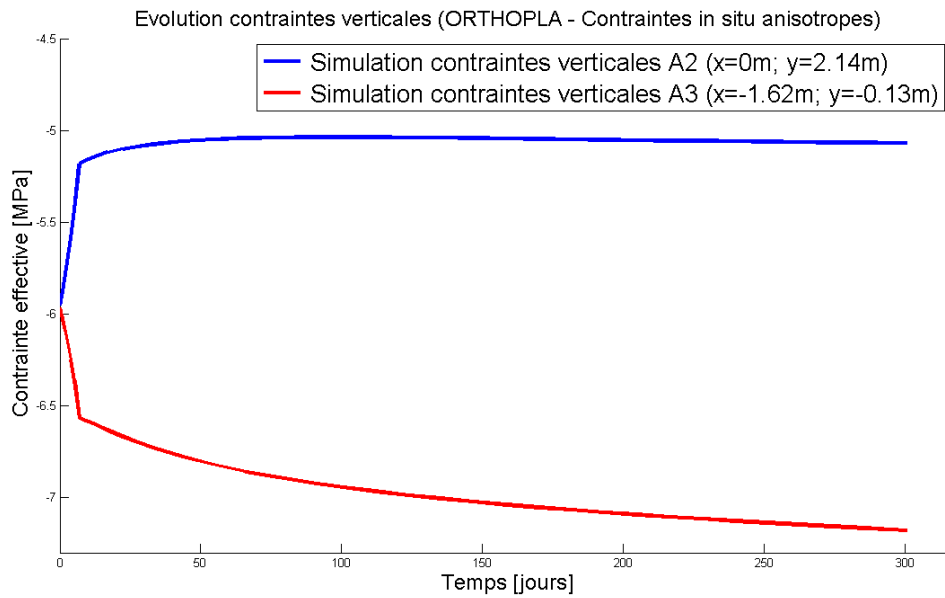


FIGURE 121 – Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.

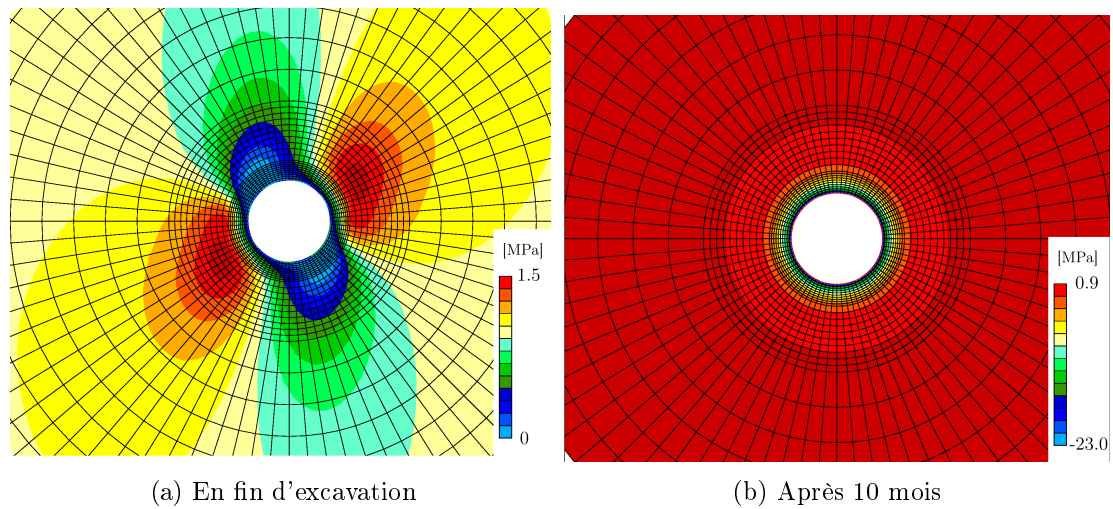


FIGURE 122 – Modèle élastoplastique anisotrope avec état de contraintes anisotropes : pressions d'eau.

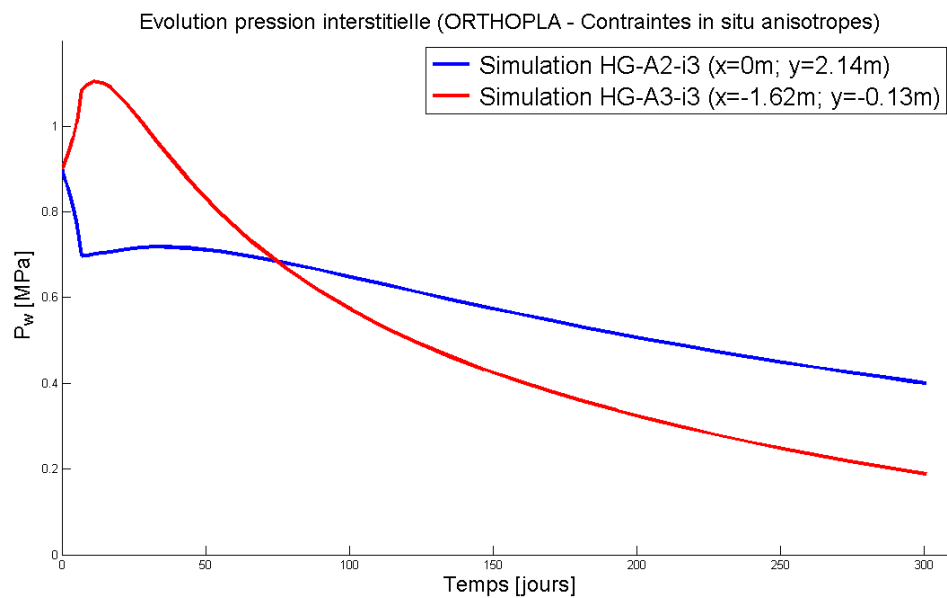


FIGURE 123 – Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Simulation 10 : Modèle élastoplastique anisotrope (ORTHOPLA) avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes

Ce modèle rassemble l'ensemble des anisotropies.

Contrainte principale horizontale :	$\sigma_x =$	4.4	[MPa]
Contrainte principale verticale :	$\sigma_y =$	6.5	[MPa]
Module de Young :	$E_{//} =$	8	[GPa]
	$E_{\perp} =$	4	
Coefficient de Poisson :	$\nu_{//} =$	0.33	[-]
	$\nu_{//\perp} =$	0.24	
Module de cisaillement :	$G_{//} =$	3	[GPa]
	$G_{//\perp} =$	3	
Masse volumique :	$\rho =$	2450	[kg/m ³]
Angle de frottement :	$\phi =$	25	[°]
Cohésion :	$c_0 =$	5.5	
	$c_{45} =$	1.0	[MPa]
	$c_{90} =$	2.2	
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat//} =$	$2 \cdot 10^{-20}$	[m ²]
	$k_{sat\perp} =$	$8 \cdot 10^{-21}$	
Coefficient de Biot :	$b =$	0.6	[-]
Porosité initiale :	$n_0 =$	0.1	[-]
Masse volumique de l'eau :	$\rho_w =$	1000	[kg/m ³]
Viscosité dynamique de l'eau :	$\mu_w =$	0.001	[Pa · s]
Coefficient de compressibilité :	$1/\chi_w =$	$5 \cdot 10^{-10}$	[Pa ⁻¹]
Coefficient courbe de perméabilité :	CKW1=	0.5	[-]
Coefficients courbe de rétention :	CSR1=	5	[MPa]
	CSR2=	1.2	[-]

TABLE 30 – Paramètres de la simulation 10

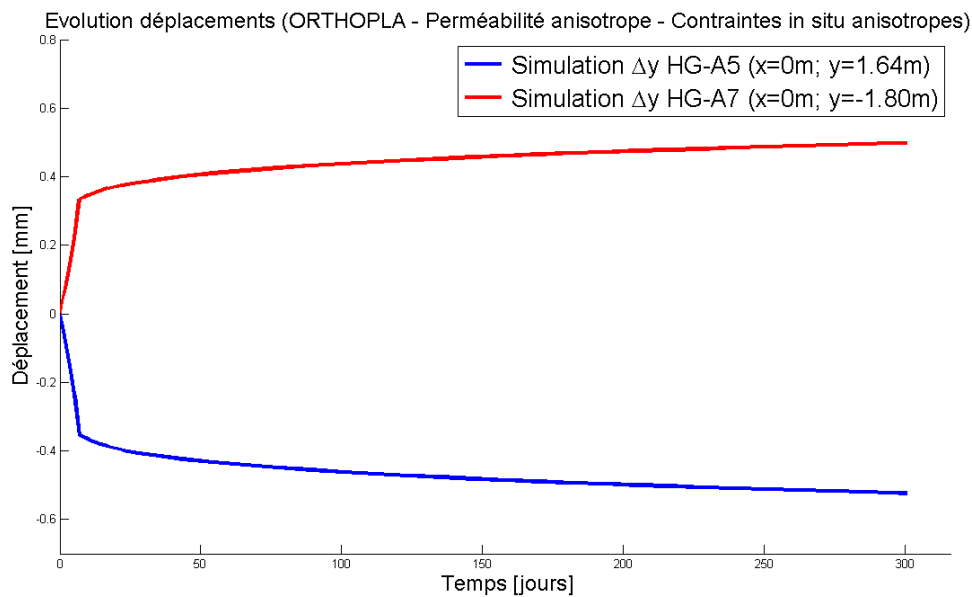
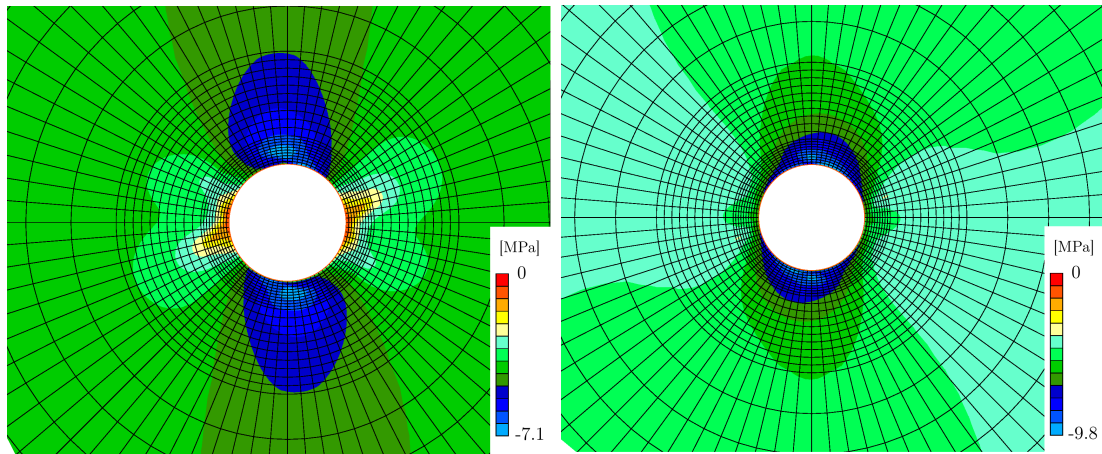


FIGURE 124 – Evolution des déplacements aux forages A5 et A7.



(a) En fin d'excavation

(b) Après 10 mois

FIGURE 125 – Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : contraintes horizontales.

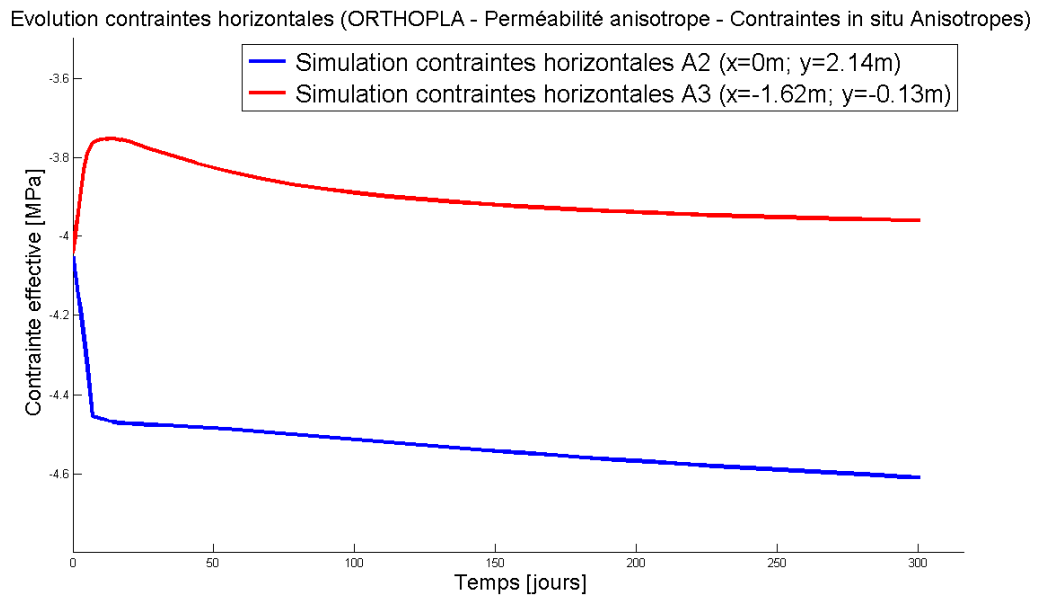
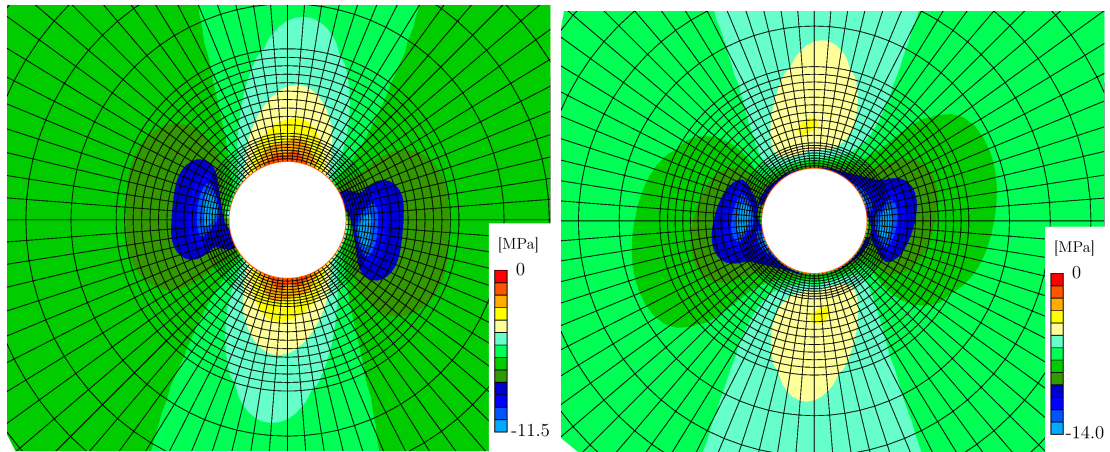


FIGURE 126 – Evolution des contraintes horizontales aux forages A2 et A3.



(a) En fin d'excavation

(b) Après 10 mois

FIGURE 127 – Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : contraintes verticales.

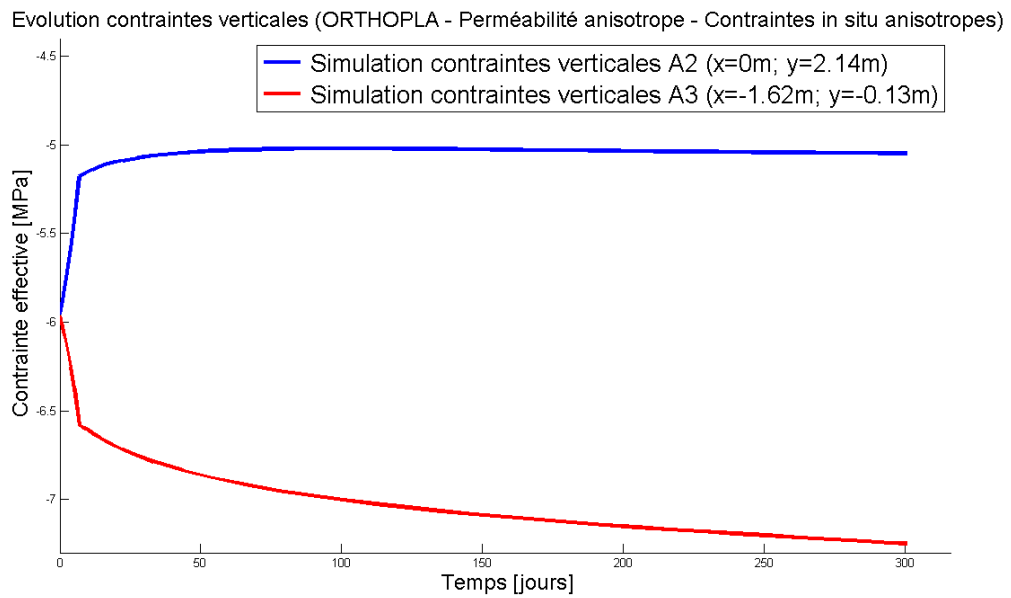


FIGURE 128 – Evolution des contraintes verticales aux forages A2 et A3.

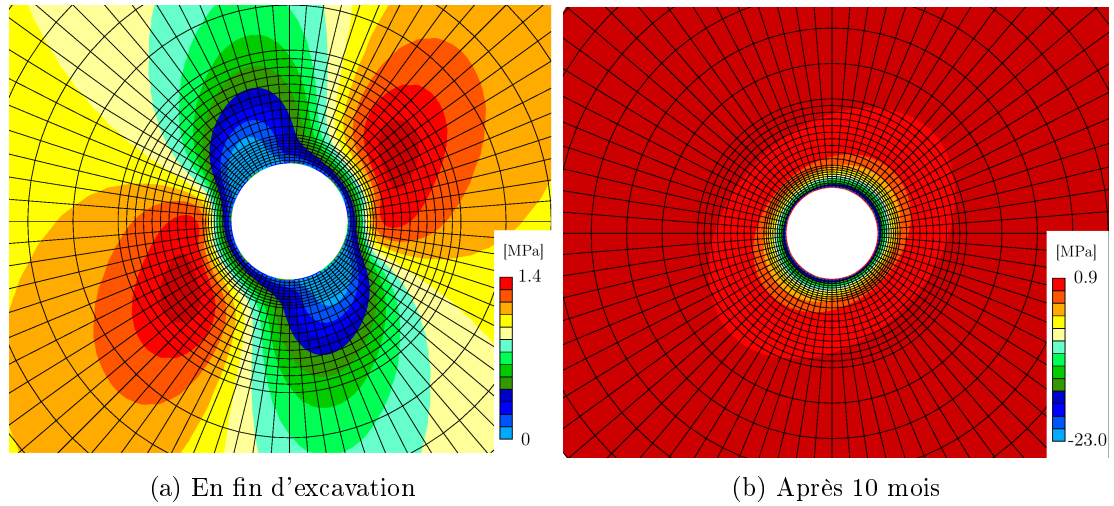


FIGURE 129 – Modèle élastoplastique anisotrope avec perméabilité anisotrope et état de contraintes anisotropes : pressions d'eau.

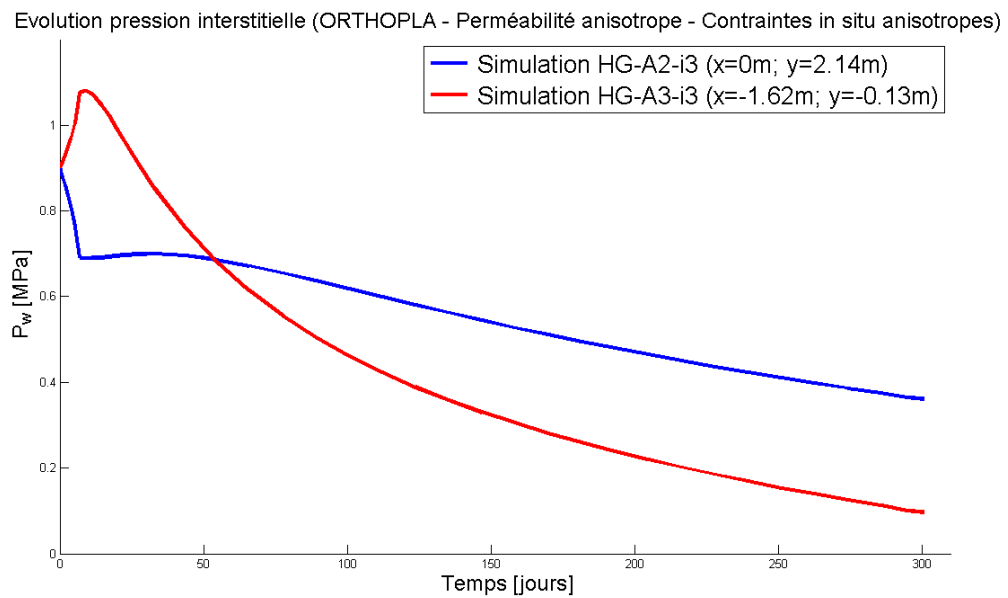


FIGURE 130 – Evolution des pressions d'eau aux forages A2 et A3.

Modèle hydromécanique avec EDZ

Analyse paramétrique

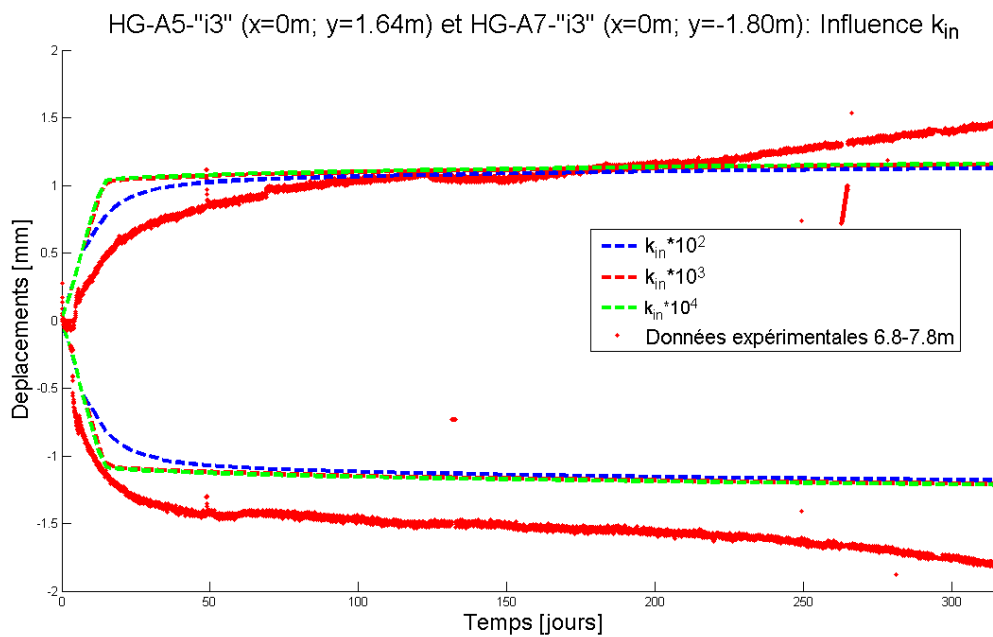


FIGURE 131 – Influence de k_{in} sur les déplacements

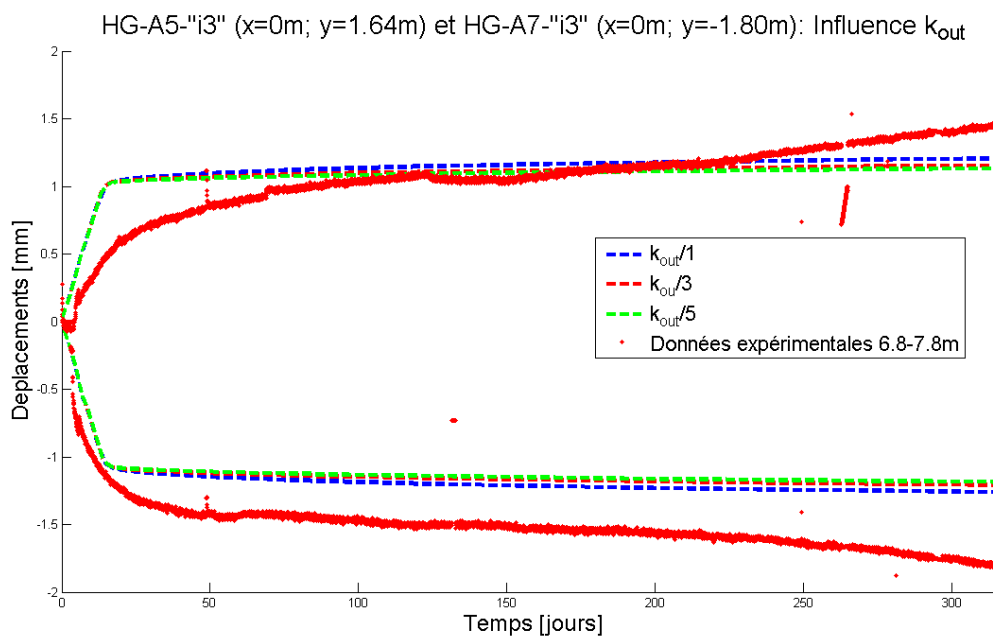


FIGURE 132 – Influence de k_{out} sur les déplacements

Modèle calibré Pour le tronçon *i3*, la zone endommagée calibrée est modélisée par une ellipse dont les demi-axes sont $a = 1.1m$ et $b = 0.6m$. Les paramètres hydromécaniques sont donnés ci-dessous.

		EDZ out	EDZ in	
Module de Young :	$E_{//} =$	8	1.14	[GPa]
	$E_{\perp} =$	4	0.57	
Module de cisaillement :	$G_{//} =$	3	0.4725	[GPa]
	$G_{//\perp} =$	3	0.4725	
Perméabilité intrinsèque :	$k_{sat//} =$	$4 \cdot 10^{-21}$	$2 \cdot 10^{-17}$	$[m^2]$
	$k_{sat\perp} =$	$1.6 \cdot 10^{-21}$	$8 \cdot 10^{-18}$	

TABLE 31 – Paramètres de la simulation avec prise en compte de l'EDZ

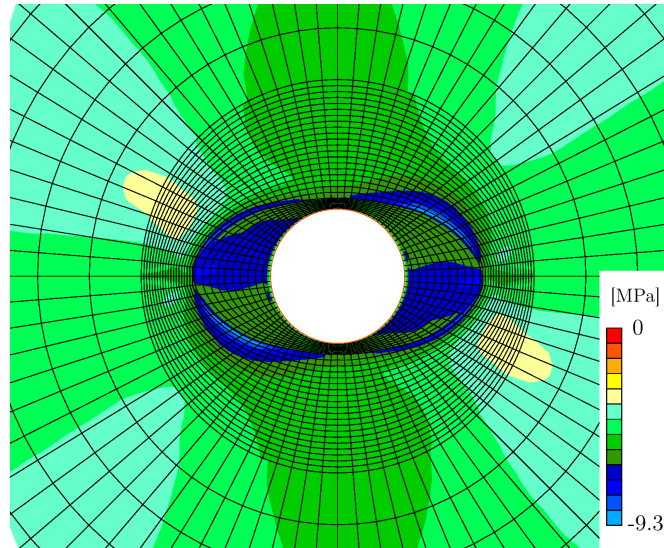


FIGURE 133 – Modèle avec EDZ : contraintes horizontales après 1 an.

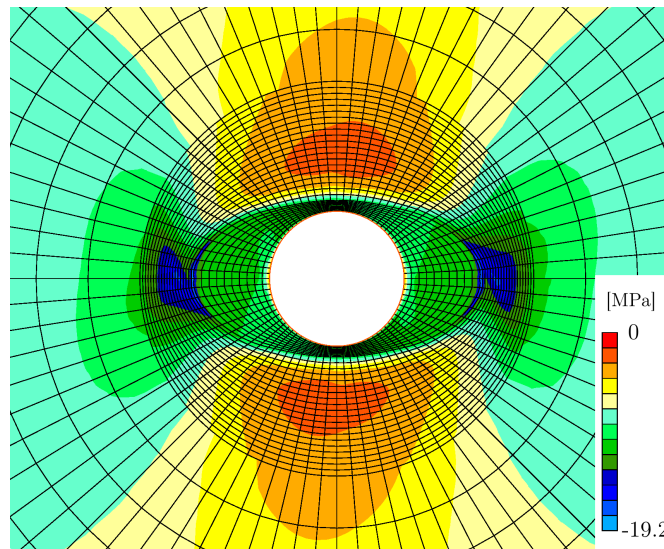


FIGURE 134 – Modèle avec EDZ : contraintes verticales après 1 an.

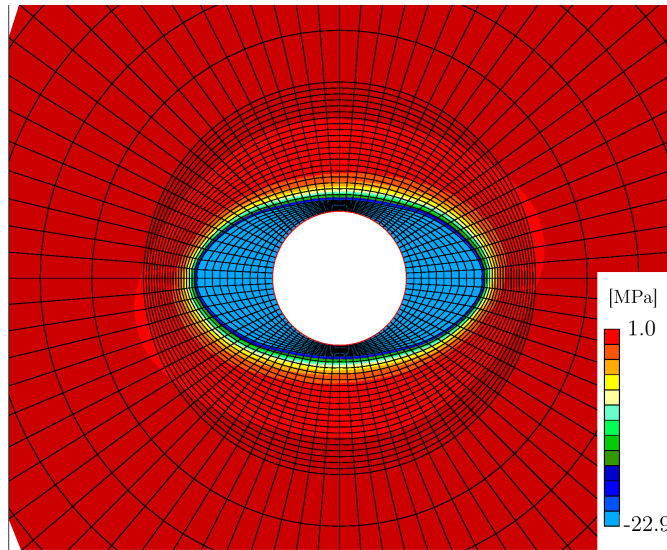


FIGURE 135 – Modèle avec EDZ : pressions d'eau après 1 an.

Modélisation hydromécanique de l'argile à Opalines : retour d'expérience sur le micro-tunnel HG-A

L'énergie nucléaire procure 15% de l'électricité mondiale, c'est 22% dans les pays de l'OCDE et 36% en Suisse. Comme certains déchets nucléaires sont hautement radioactifs, il est nécessaire de les isoler de la biosphère. Pour ce faire, la voie privilégiée est le stockage en couche géologique profonde. En Suisse, l'argile à Opalines est étudiée au laboratoire du Mont-Terri dans ce but. Les expériences menées au sein du laboratoire souterrain du Mont-Terri permettent d'étudier les caractéristiques de l'argile à Opalines. Il s'agit d'une roche très peu perméable dans laquelle les circulations d'eau sont très lentes, les déchets seraient alors confinés à long terme. Une question importante est la durée du confinement. Les expériences telles que celles menées au sein du micro-tunnel HG-A fournissent des données qui permettent de calibrer et valider les modèles numériques. Des simulations à très long terme sont alors envisageables grâce à ces modèles.

La modélisation du micro-tunnel repose sur des modèles physiques et mathématiques présentés dans ce travail. Par définition, ils impliquent toujours une certaine simplification de la réalité. Ces modèles dépendent d'un certain nombre de paramètres dont les gammes de valeurs doivent être évaluées expérimentalement. Dans ce but, des essais de laboratoire sont modélisés et interprétés pour caractériser le comportement de l'argile à Opalines. En raison de l'anisotropie du matériau, différentes directions de chargement doivent être considérées lors de ces essais. On a aussi recours à la littérature scientifique.

Une fois le comportement de l'argile à Opalines caractérisé, l'excavation du micro-tunnel HG-A est modélisée grâce au code de calcul éléments finis Lagamine. Cette modélisation est réalisée en deux dimensions en incorporant une à une les différents types d'anisotropie (contraintes *in situ*, paramètres mécaniques et hydrauliques) dans le modèle. L'influence de chacune de ces anisotropies peut ainsi être mise en évidence. Le modèle rassemblant toutes les anisotropies permet d'observer une surpression d'eau à la position d'un forage situé latéralement au tunnel. Ce pic de surpression est néanmoins sous-estimé par rapport aux données expérimentales. Une zone endommagée est alors introduite afin d'améliorer le modèle. Dans cette zone, la résistance est diminuée alors que la perméabilité est accrue suite à l'altération. Une calibration est ensuite effectuée pour proposer un set de paramètres permettant de suivre correctement les données expérimentales. Enfin, le modèle est testé avec les données provenant du gonflement d'un mega-packer mis en place dans le tunnel plusieurs mois après l'excavation. Le modèle s'écarte plus nettement des données que la période utilisée pour la calibration.



Nuclear energy provides 15% of global electricity, it rises to 22% in OECD countries and 36% in Switzerland. Nuclear waste is radioactive, it is necessary to isolate it from the biosphere. The way currently preferred is a storage in deep geological formations. In Switzerland, Opalinus clay is studied in the laboratory of Mont Terri for this purpose. Experiments at the underground laboratory of Mont Terri serve to study the characteristics of the Opalinus clay. This is a very low permeability rock, water circulation is very slow and the waste would be confined for long term. An important issue is the duration of the confinement. Experiments such as those conducted in the micro-tunnel HG-A provides data to calibrate and validate numerical models. Simulations of very long term are then possible with these models.

Modelling of micro-tunnel is based on physical and mathematical models presented in the work. By definition, it always involves some simplification compared to reality. These models depend on different parameters whose value ranges must be evaluated experimentally. For this purpose, laboratory tests are modelled and interpreted to characterize the behaviour of Opalinus clay. Due to the anisotropy of the material, different directions of loading have to be considered in these tests. The scientific literature is also consulted.

Once the behaviour of the Opalinus clay characterized, the excavation of the micro-tunnel HG-A is modelled using the finite element code LAGAMINE (developed by ULg). This modelling is performed in two dimensions. The different types of anisotropy (*in situ* stress, mechanical and hydraulic parameters) are incorporated one by one in the model. Thus, the influence of each anisotropy can be highlighted. With the model containing all the anisotropies, we can observe a water overpressure laterally to the tunnel. Nevertheless, this peak of pressure is underestimated compared to experimental data. An excavation damaged zone is then introduced to improve the model. In this area, the resistance is reduced and the permeability is increased due to the alteration. Calibration is then performed to provide a set of parameters that correctly follow the experimental data. Finally, the model is tested with data from the swelling of a mega-packer installed in the tunnel several months after excavation. The model differs more markedly than the data period used for calibration.