

**Rapport
19R-017B1**

07 septembre 2020

A l'attention de
Romain CHALLAMEL
Céline SCHUMPP

Stockage de Wittelsheim

**Etude de synthèse du comportement à long
terme du stockage avec évaluation des flux
potentiels de saumure contaminée et de
l'efficacité des barrages de confinement**

Auteur : **CAMUSSO Marco**
Vérificateur : **BILLAUX Daniel**
Approbateur : **BILLAUX Daniel**

ITASCA CONSULTANTS, S.A.S.

64, Chemin des Mouilles,
F-69134 ECULLY Cedex
Tel : 33 (0)4 72 18 04 20
Fax : 33 (0)4 72 18 04 21
Email : itasca@itasca.fr
Web site : www.itasca.fr



SUIVI DES MODIFICATIONS

Version	Modifications	Date
A1	Emission initiale	18 décembre 2019
B1	Correction de la montée en pression de la saumure à l'intérieur du stockage après l'envoyage et des hypothèses pour l'estimation de la date de sortie des flux des saumure polluée (Taches 3 et 4) Réévaluation des flux potentiels à long terme en sortie du stockage à partir des nouvelles estimations sur la date et les débits d'arrivée de la saumure au niveau des barrages obtenues dans la récente étude hydrogéologique réalisée par CESAME (Tache 7)	07 septembre 2020

Sommaire

1.	Introduction, contexte.....	13
2.	Modèles de comportement	15
2.1.	Massif rocheux	15
2.2.	Déchets et matériaux de remblayage du stockage	16
2.2.1.	Déchets	16
2.2.2.	Havrits de sel	21
2.2.3.	Coulis de remplissage	23
2.3.	Barrages en béton	24
3.	Tâche 1 : Estimation de l'évolution de la contrainte verticale moyenne dans le massif au-dessus du stockage	26
3.1.	Objectif.....	26
3.2.	Le modèle global du site de Wittelsheim	26
3.2.1.	Géométrie et méthode d'exploitation des travaux miniers.....	27
3.2.2.	Géométrie de la zone de stockage	32
3.2.3.	Phasage du modèle	33
3.3.	Résultats	35
4.	Tâche 2 : Estimation du débit d'entrée de la saumure saine dans le stockage à travers les barrages	38
4.1.	Géométrie	38
4.2.	Les propriétés	41
4.3.	Résultats obtenus	42
5.	Tâche 3 : Etude de la solution de confinement – 1.....	44
5.1.	Simulation de la fermeture du stockage avant l'ennoyage.....	44
5.1.1.	Fermeture des différentes configurations de galeries	44
5.1.2.	Fermeture globale du stockage	63
5.2.	Estimation de la date d'ennoyage du stockage.....	68
5.3.	Evolution du stockage après l'ennoyage	69
5.3.1.	Effet de la saumure sur la fermeture, modèles locaux.....	69
5.3.2.	Evaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages	78
5.3.3.	Fermeture du stockage après ennoyage	79
5.3.4.	Flux massique des polluants sortant des barrages	80
6.	Tâche 4 : Etude de la solution de confinement – 2.....	81
6.1.	Simulation de la fermeture du stockage avant l'ennoyage.....	82
6.2.	Fermeture globale et ennoyage du stockage.....	85
6.3.	Evaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages	87
7.	Tâche 5 : Evolution de la perméabilité du massif autour des barrages de confinement ...	91
7.1.	Loi de variation de la perméabilité du sel avec la contrainte	91
7.2.	Description des modèles.....	92
7.2.1.	Géométrie des barrages.....	92
7.2.2.	Géométrie des modèles.....	96
7.2.3.	Conditions aux limites et initialisation des contraintes	101
7.3.	Etapas de la modélisation	102
7.4.	Résultats des simulations.....	105
7.4.1.	Barrage simple, n°8	107
7.4.2.	Barrage double, n°9	114
8.	Tâche 6 : Etude de la stabilité mécanique des galeries lors de la construction des barrages	122
8.1.	Couches géologiques à proximité des barrages.....	122
8.2.	Géométrie des modèles.....	126

8.3.	Etapas de la modélisation	129
8.4.	Résultats des modèles.....	131
9.	Tâche 7 : Estimation des flux potentiels en sortie du stockage à long terme après réévaluation de la date et du débit d'arrivée de la saumure devant les barrages	143
9.1.	Estimation de la date d'envoyage du stockage.....	144
9.2.	Evolution du stockage après l'envoyage et évaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages	145
10.	Conclusion.....	148

Liste des figures

Figure 2-1 : Résultats des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des éprouvettes de déchets REFIOM.	17
Figure 2-2 : Définition des paramètres du modèle de Cam-Clay sur le diagramme p-v [10].	19
Figure 2-3 : Essai œdométrique des déchets REFIOM : comparaison entre les résultats de laboratoire et les résultats de FLAC3D.	19
Figure 2-4 : Essais triaxiaux sur les déchets REFIOM : comparaison entre les résultats de laboratoire et les résultats obtenus avec FLAC3D (hauteur initiale des éprouvettes = 65 mm, valeur estimée à partir des photos données dans le rapport ASGA, [9]).	20
Figure 2-5 : Essais œdométriques expérimentaux - Evolution de la porosité totale en fonction de la saturation des havrits.	21
Figure 2-6: Courbe contrainte-déformation pour les trois états de saturations des havrits.	23
Figure 3-1 : Géométrie du modèle global.	27
Figure 3-2 : Plan d'implantation du stockage avec trace des vieux travaux (rouge=niveau inférieur, bleu=niveau supérieur).	28
Figure 3-3 : Scan des annuités des exploitations inférieure (ligne rouge - Ti = tranche inférieure, Ts = tranche supérieure, 2T = Ti+Ts) et supérieure (en bleu). L'extension du modèle est indiquée par le carré pointillé et noir.	29
Figure 3-4 : Géométrie utilisée pour la modélisation du niveau d'excavation inférieur.	30
Figure 3-5 : Géométrie utilisée pour la modélisation du niveau d'excavation supérieur.	30
Figure 3-6 : Maillage du modèle après raffinement.	32
Figure 3-7 : Maillage du modèle et des tunnels du stockage après raffinement. Zoom sur un quart du stockage.	33
Figure 3-8 : Géométrie du stockage.	33
Figure 3-9: Modèle global du site du stockage de déchets, avec les blocs de stockage et les galeries principales à remblayer dans la zone à confiner.	35
Figure 3-10: Evolution de la contrainte verticale moyenne 20m au-dessus du stockage.	36
Figure 3-11: Evolution de la contrainte verticale 20m au-dessus des différents emplacements des barrages de confinement.	37
Figure 4-1 : Récapitulatif de la situation des roches exposées, de la lithologie et des risques présents au niveau des sites d'implantation de barrage (réf. [18]).	39
Figure 4-2 : Géométrie du modèle du barrage simple n°4, niveau -23 et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.	40
Figure 4-3 : Géométrie du modèle du barrage simple n°8, niveau -25 et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.	40
Figure 4-4 : Géométrie du barrage double n°1, niveau -23 et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.	41
Figure 4-5 : Géométrie du barrage double n°12, niveau -25 et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.	41
Figure 4-6 : Volume de saumure entré dans le stockage en fonction du temps.	43
Figure 5-1 : Modèle 2D des galeries d'accès et vue zoomée sur le maillage autour d'une galerie.	46
Figure 5-2 : Modèle 3D de croisement entre deux galeries du stockage (en haut) et vue zoomée au droit des galeries (en bas).	47
Figure 5-3 : Modèle 3D de la galerie d'accès au droit d'un site de barrage. Géométrie initiale (en haut) et après surcreusement au moment de la construction du barrage (en bas).	48
Figure 5-4 : Modèle 3D d'une intersection allée/recoûpe d'un bloc de stockage, successivement comblé par le coulis. Schéma de modélisation, de la géométrie initiale à la mise en place du coulis.	51
Figure 5-5 : Modèle 3D d'une intersection allée/recoûpe d'un bloc stocké. Schéma de modélisation, de la géométrie initiale à la mise en place des déchets.	52

Figure 5-6 : Comparaison entre l'évolution des vides obtenue dans FLAC3D et l'évolution corrigée (modèle de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les déchets).	55
Figure 5-7 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les déchets . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	56
Figure 5-8 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par le coulis F2 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	57
Figure 5-9 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les havrits . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	58
Figure 5-10 : Modèle 3D de croisement des galeries du Bloc 15 remplis par le coulis F5 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	59
Figure 5-11 : Modèle 2D des galeries d'accès remplis par le coulis F4 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	60
Figure 5-12 : Modèle 2D des galeries d'accès remplis par les havrits . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	61
Figure 5-13 : Modèle 3D des galeries d'accès au niveau des barrages . Evolution du volume des vides dans le serrement en havrits et dans la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).	62
Figure 5-14 : Régions du stockage (en haut) et matériaux de remplissage (en bas).	65
Figure 5-15 : Evolution du volume disponible dans le stockage.	66
Figure 5-16 : Taux de fermeture des vides disponibles (m^3/an).	67
Figure 5-17 : Evolution du volume d'eau expulsé par certaines parties du stockage (m^3).	67
Figure 5-18 : Evolution du volume disponible et de la saumure à l'intérieur du stockage.	68
Figure 5-19 : Evolution de la pression d'eau dans le stockage.	70
Figure 5-20 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les déchets . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	71
Figure 5-21 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par le coulis F2 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	72
Figure 5-22 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les havrits . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	73
Figure 5-23 : Modèle 3D de croisement des galeries du Bloc 15 remplis par le coulis F5 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	74
Figure 5-24 : Modèle 2D des galeries d'accès remplis par le coulis F4 . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	75
Figure 5-25 : Modèle 2D des galeries d'accès remplis par les havrits . Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	76
Figure 5-26 : Modèle 3D des galeries d'accès au niveau des barrages . Evolution du volume des vides dans le serrement et la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	77
Figure 5-27 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage.	79
Figure 5-28 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage.	80

Figure 6-1 : Modèle 3D de la galerie d'accès au droit de barrage utilisé pour la solution n°1 (en haut) et pour la solution n°2 (en bas).	81
Figure 6-2 : Vue en perspective du modèle 3D de la galerie d'accès au droit du barrage utilisé pour la solution n°2 (plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie).	82
Figure 6-3 : Evolution du volume des vides dans le serrement en havrits et dans la butée à l'intérieur du stockage (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas). Comparaison des évolutions pour le modèle avec un serrement interne de 20m (lignes solides) et de 50m (lignes en pointillé).	83
Figure 6-4 : Etat du modèle au moment de la mise en place du barrage (en haut) et après 200 ans (en bas) avec la fermeture du vide au-dessus du serrement. Vue sur un plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie.	84
Figure 6-5 : Porosité des havrits à 1 000 ans pour le modèle de barrage avec un serrement interne de 20m (en haut) et 50m (en bas). Vue sur un plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie. ..	84
Figure 6-6 : Evolution du volume disponible à l'arrivée de la saumure dans le stockage.	86
Figure 6-7 : Taux de fermeture du volume des vides disponibles (m^3/an).	86
Figure 6-8 : Barrage avec serrement de 50m. Evolution du volume des vides dans le serrement et la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas), sans et avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.	88
Figure 6-9 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'envoyage pour la solution de confinement n°2.	89
Figure 6-10 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'envoyage pour la solution de confinement n°2.	89
Figure 6-11 : Evolution du flux massique de mercure sur les 3 000 premières années après la première sortie des flux pollués.	90
Figure 7-1 : Position des barrages du site de Wittelsheim.	93
Figure 7-2 : Géométrie de surexcavation au niveau du barrage simple n°8.	94
Figure 7-3 : Représentation schématique, en coupe longitudinale, d'un ouvrage de scellement de galerie simple [12].	94
Figure 7-4 : Géométrie de surexcavation au niveau du barrage double n°9.	95
Figure 7-5 : Représentation schématique, en coupe horizontale, d'un ouvrage de scellement de galerie double [12].	95
Figure 7-6 : Vue en coupe schématique de la construction en plusieurs phases d'ouvrages de scellement de galerie double [12].	96
Figure 7-7 : Maillage global et dimensions du modèle du barrage simple.	98
Figure 7-8 : Maillage global et dimensions du modèle du barrage double.	98
Figure 7-9 : Vue zoomée du maillage au niveau du remplissage de la galerie avec le coulis (éléments volumiques en bleu, « CoulisGal »).	99
Figure 7-10 : Vue zoomée du maillage au niveau du contact entre les havrits du serrement interne (en vert) et le coulis de remplissage (en bleu).	99
Figure 7-11 : Vue zoomée du maillage au niveau du serrement externe en havrits du sel.	100
Figure 7-12 : Maillage au niveau de l'axe de la galerie.	100
Figure 7-13 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 10 000 ans, 20 m au-dessus des barrages 1 à 4. La ligne noire représente la contrainte verticale initiale.	101
Figure 7-14 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 100 000 ans, 20 m au-dessus des barrages 5 à 12. La ligne noire représente la contrainte verticale initiale.	102
Figure 7-15 : Surcreusement de la galerie au droit du futur barrage (pas au niveau du pilier).	103
Figure 7-16 : Mise en place des éléments en béton du barrage dans la galerie.	104
Figure 7-17 : Havage du pilier central.	104
Figure 7-18 : Mise en place des éléments en béton du barrage au niveau du pilier.	105
Figure 7-19 : Mise en place des serrements en havrits et du coulis de remplissage de la galerie. ..	105
Figure 7-20 : Barrage simple. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.	107

Figure 7-21 : Barrage simple. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 500-5 000 ans.	108
Figure 7-22 : Barrage simple. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.	109
Figure 7-23 : Barrage simple. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 500-2 000 ans.	110
Figure 7-24 : Barrage simple. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 23-240 ans.	111
Figure 7-25 : Barrage simple. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 500-2 000 ans.	112
Figure 7-26 : Barrage simple. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans. ...	113
Figure 7-27 : Barrage double. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.	114
Figure 7-28 : Barrage double. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 500-5 000 ans.	115
Figure 7-29 : Barrage double. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.	116
Figure 7-30 : Barrage double. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 500-2 000 ans.	117
Figure 7-31 : Barrage double. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 23-240 ans.	118
Figure 7-32 : Barrage double. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 500-2 000 ans.	119
Figure 7-33 : Barrage double. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans. ...	120
Figure 7-34 : Barrage n°3. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans.	121
Figure 8-1 : Site d'implantation de barrage n° 3, coupe transversale au niveau du milieu du site d'implantation (niveau -23).	123
Figure 8-2 : Site d'implantation de barrage n° 12, coupe transversale au niveau du milieu du site d'implantation (niveau -25).	123
Figure 8-3 : Coupe stratigraphique du banc S1, de haut en bas (réf. [21]).	124
Figure 8-4 : Modèle 2D du site de barrage n°3. Couches géologiques (en haut) et interfaces pour la modélisation des marnes.	127
Figure 8-5 : Modèle 2D du site de barrage n°12. Couches géologiques (en haut) et interfaces pour la modélisation des marnes.	128
Figure 8-6 : Modèle 2D du site de barrage n°12. Phasage de la simulation.	130
Figure 8-7 : Barrage n°3. Champ de déplacement (en m) autour des galeries avant la construction du barrage en fonction de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05MPa, du haut vers le bas).	132
Figure 8-8 : Barrage n°12. Champ de déplacement (en m) autour des galeries avant la construction du barrage en fonction de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05MPa, du haut vers le bas).	133
Figure 8-9 : Barrage 3. Evolution de la convergence verticale et horizontale des galeries A (en haut) et B (en bas) pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes.	134
Figure 8-10 : Barrage 12. Evolution de la convergence verticale et horizontale de la galerie A (en haut) et B (en bas) pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes.	135
Figure 8-11 : Barrage 3. Etat de plasticité autour des galeries avant la construction du barrage pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05 MPa, du haut vers le bas). La colonne stratigraphique est indiquée sur la gauche des figures.	136
Figure 8-12 : Barrage 12. Etat de plasticité autour des galeries avant la construction du barrage pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05 MPa, du haut vers le bas). La colonne stratigraphique est indiquée sur la gauche des figures.	137
Figure 8-13 : Barrage 3. Champ de déplacement à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05 \text{ MPa}$).	139

Figure 8-14 : Barrage 3. Etat de plasticité à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05$ MPa).	140
Figure 8-15 : Barrage 12. Champ de déplacement à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05$ MPa).....	141
Figure 8-16 : Barrage 12. Etat de plasticité à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05$ MPa).	142
Figure 9-1 : Détermination de la date d'envoyage du site, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.....	145
Figure 9-2 : Evolution de la pression d'eau dans le stockage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.....	146
Figure 9-3 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'envoyage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.....	147
Figure 9-4 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'envoyage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.....	147

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Propriétés des couches géologiques.....	15
Tableau 2-2 : Résultats des essais œdométriques sur des éprouvettes de déchets REFIOM. Paramètres physiques initiaux et après compaction (ρ_d : masse volumique ; ρ_s : masse volumique des grains ; e : indice des vides ; n : porosité).....	17
Tableau 2-3 : Propriétés du modèle de Cam-Clay pour la simulation des déchets REFIOM.....	18
Tableau 2-4 : Déchets stockés dans le site de StocaMine (y compris dans le Bloc 15).	20
Tableau 2-5 : Masse volumique et porosité des havrits avant et après les essais de compaction volumiques pour les échantillons de laboratoire et numériques.	22
Tableau 2-6 : Caractéristiques des remblais liquides de remplissage fournies par le CERIB (réf. [13]).	23
Tableau 2-7 : Propriétés du coulis de remplissage.....	24
Tableau 2-8 : Propriétés du béton des barrages.	25
Tableau 3-1 : Caractéristiques géométriques des exploitations du niveau inférieur (à gauche) et supérieur (à droite).	32
Tableau 4-1 : Hypothèses de remontée de l'eau.	38
Tableau 4-2 : Résultats des calculs hydrauliques.....	42
Tableau 5-1 : Porosité et sa composition pour les différents matériaux du stockage.	53
Tableau 5-2 : Moment d'expulsion de l'eau initialement contenue dans les matériaux du stockage.	54
Tableau 5-3 : Déchets stockés dans le Bloc 15.....	63
Tableau 5-4 : Volume initial après excavation (et actuel estimé) des différentes parties du stockage selon les régions indiquées en Figure 5-14).	64
Tableau 6-1 : Volume initial après excavation (et actuel estimé) des différentes parties du stockage selon les régions indiquées en Figure 5-14).	85
Tableau 7-1 : Paramètres de la loi de Stormont calés pour le sel de Wittelsheim.	92
Tableau 7-2 : Dimensions des galeries au droit des barrages 8 et 9 (* taille moyenne des deux galeries).	97
Tableau 8-1 : Coupe géologique utilisée dans les modèles du barrage 3 et 8.....	125
Tableau 8-2 : Propriétés des couches géologiques.....	126
Tableau 8-3 : Dimensions des galeries au droit du barrage n°3.....	127
Tableau 8-4 : Dimensions des galeries au droit du barrage 12.	128
Tableau 8-5 : Comparaison entre les taux de convergences des modèles FLAC3D et les mesures faites sur site entre 2012 et 2017.	131
Tableau 9-1 : Valeurs clés obtenues avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure : celle de l'INERIS (hypothèse de référence) et celle du CEREMA (hypothèse la plus probable, en gras)..	144

Références

- [1] INERIS, 2010. Etude géomécanique du stockage de StocaMine. Rapport d'étude N° DRS-10-108130-14273A.
- [2] ITASCA, 2013. Evaluation des flux potentiels de saumure contaminée à partir du stockage de Wittelsheim. Rapport 13R-001A.
- [3] ITASCA, 2013. Stockage de Wittelsheim. Etude de l'évolution de la perméabilité du sel. Rapport 13R-016A3.
- [4] ITASCA, 2014. Stockage de Wittelsheim. Etude de comparaison entre les barrages en bentonite et les barrages en béton Sorel. Rapport 14R-028A3.
- [5] ITASCA, 2016. Stockage de Wittelsheim. Evaluation des flux potentiels de saumure contaminée en considérant le remplissage des blocs vides du stockage avec des havrits de sel et des barrages en béton spécial. Rapport 16R-006A1.
- [6] ITASCA, 2016. Stockage de Wittelsheim. Estimation de l'état de contraintes actuel au-dessus du stockage. Rapport 16R-008A1.
- [7] ITASCA, 2017. Stockage de Wittelsheim. Estimation de l'état d'endommagement actuel des galeries du stockage. Rapport 17R-001A1.
- [8] ITASCA, 2018. Stockage de Wittelsheim. Etude de l'évolution de la subsidence en surface au-dessus du stockage. Rapport 18R-004A2.
- [9] ASGA – GeoRessources, 2013. Caractérisation physico-mécanique de REFIOM. Réf. GR.EF.XXX.PSI.RPRE.13.0086.A.
- [10] ITASCA CONSULTING GROUP, INC., 2016. FLAC3D, Ver. 6.0. Minneapolis: Itasca.
- [11] ASGA – GeoRessources, 2016. Caractérisation physico-mécanique des havrits & sel gemme. Réf. GR.EF.MDP.PSI.RPRE.16.0010.A.
- [12] ERCOSPLAN, 2019. Concept technique de scellement des galeries d'accès du site de stockage souterrain de déchets StocaMine et de mise en place de matériau de remblayage dans certaines zones du site de stockage. Réf. 17-009EA01.
- [13] CERIB, 2018. Développement d'un matériau de remblayage du site de Stocamine – Rapport final. Réf 012537.
- [14] MDPA, 2016. Projet de conception d'ouvrages de scellement de galerie. – Courrier électronique de MDPA du 27/05/2016, Wittelsheim, 2016.
- [15] ARTELIA, K-UTEC, IfG, 2016. Dossier de prolongation pour une durée illimitée de l'autorisation du 03 février 1997 relative au stockage souterrain de produits dangereux non radioactifs - RAPPORT PRINCIPAL. – ARTELIA Eau et environnement (ARTELIA), K-UTEC AG Salt Technologies (K-UTEC), IfG Institut für Gebirgsmechanik GmbH (IfG), Echirolles, avril 2016, 106 pages.
- [16] STORMONT, J. C., 2001. Evaluation of salt permeability tests. Solution Mining Research Institute.

- [17] INERIS, 2011. Stockage souterrain de STOCAMINE (68). Étude hydrogéologique de l'ennoyage du site. N° DRS-10-108130-12810B, 09/03/2011.
- [18] ERCOSPLAN, 2018. Caractérisation géologique et géotechnique des sites d'implantation des ouvrages de barrage prévus dans le site de stockage souterrain de déchets StocaMine. Réf. 18-033.
- [19] IBeWa, 2012. Determination of in situ permeability in the StocaMine – final report. Order JR/CT156-12 from the 9th of October in 2012.
- [20] ERCOSPLAN, 2013. Conceptual design for dam constructions and partial backfill for the isolation of the StocaMine underground waste disposal site. Follow-up report N° EGB 07-042N01.
- [21] MDPa, 1981. Répertoire des bancs de halite et d'insoluble au-dessus et au-dessous des couches potassique.
- [22] CESAME, 2020. Mines de Potasses d'Alsace – Secteur Ouest. Rapport d'analyse des données du suivi des niveaux de surface et des niveaux d'ennoyage. Année 2020. (en réponse à l'article 10-2-2 de l'AP du 23 Mars 2017). Rapport ABLA_DoL/MIN_2143 (V3).
- [23] MODESTE, 2020. Estimation et évolution des vides miniers aux Mines Domaniales de Potasse d'Alsace (MDPa) par mesures géodésiques et modélisation géomécanique. EOST (Strasbourg).

1. INTRODUCTION, CONTEXTE

Dans le cadre des études pour la fermeture définitive du stockage de Wittelsheim, la société MDPa a chargé ITASCA Consultants SAS (ITASCA) de la réalisation d'une étude de synthèse visant à vérifier l'absence d'un impact significatif sur la nappe d'Alsace du stockage après son confinement. Plus précisément, la demande d'autorisation de fermeture spécifie que la sortie du fluide ne peut pas avoir lieu avant une période de sûreté fixée à 1000 ans.

En s'appuyant sur les études antérieures déjà réalisées par ITASCA pour le stockage de Wittelsheim, de nouveaux calculs de modélisation numérique ont été réalisés en prenant en compte de nouvelles données et hypothèses de confinement, notamment le type et les propriétés mécaniques des matériaux de remblayage ainsi que la géométrie et les propriétés hydrauliques des barrages. La simulation de la compaction progressive des composantes intra-galerie induite par le fluage des parois des excavations a permis d'obtenir dans un premier temps l'évolution du volume des vides résiduels dans le stockage, et donc la date d'ennoyage du stockage, puis la date de sortie de la saumure polluée, une fois connue la vitesse d'arrivée de la saumure à travers les bouchons de confinement. Pour cette dernière, nous nous sommes appuyés sur des calculs hydrauliques considérant une montée en pression de la saumure au niveau du stockage reprise des hypothèses fournies par l'INERIS, soit une arrivée de la saumure devant les barrages 240 ans après l'excavation du stockage puis une montée dans les puits d'accès jusqu'à atteindre la nappe d'Alsace une soixantaine d'années plus tard.

Les calculs de la date d'ennoyage du stockage ont été réalisés pour deux configurations de barrage, avec un serrement interne en havrits de sel d'une longueur de 20 et 50m respectivement, cette deuxième longueur étant l'une des solutions proposées par MDPa pour retarder la date de sortie des contaminants dans la nappe alsacienne. Comme on le verra plus loin, les résultats ont toutefois mis en évidence des dates similaires pour ces deux scénarios : en effet si d'un côté des serrements plus longs permettent de disposer d'un volume de vides initial plus important, d'un autre côté la compressibilité plus importante des havrits par rapport à celle du coulis de remplissage qu'ils remplacent se traduit par une suppression de l'effet bénéfique souhaité.

En parallèle aux calculs d'ennoyage, deux autres types d'étude ont été réalisés :

- Evaluation de l'efficacité du rôle de confinement de barrage, en étudiant l'évolution de la perméabilité du massif entourant les bouchons étanches afin de valider l'hypothèse d'un flux de saumure en entrée dans le stockage limité uniquement aux barrages et aux minces couches de marnes ;
- Vérification de la stabilité des galeries aux emplacements des barrages 3 et 12 lors de la phase de construction des barrages.

Ce document synthétise tout d'abord les données bibliographiques utilisées pour la réalisation des calculs ainsi que les hypothèses de modélisation retenues, puis présente les résultats obtenus pour les différentes tâches de l'étude. Nous rappelons ici qu'une modélisation strictement rigoureuse du comportement du stockage demanderait la simulation de l'ensemble des galeries, et ainsi de leurs interactions entre elles et avec les vides miniers sus-jacents. Cette modélisation n'est toutefois pas envisageable au vu de l'extension du stockage et donc des temps de calculs qui en découleraient. Comme dans les études précédentes, le processus de fermeture des galeries est donc modélisé *via* des modèles locaux des galeries dans lesquels la condition à la limite appliquée à la frontière supérieure, fournie en termes de contraintes, permet de tenir compte de l'effet de la compaction des anciens travaux miniers sus-jacents sur l'état des contraintes dans le sel au voisinage du stockage.

Les tâches de l'étude sont ainsi les suivantes :

Tâche 1 : Estimation de l'évolution dans le temps de la contrainte verticale moyenne dans le massif au-dessus du stockage, utilisée ensuite comme condition à la limite pour l'ensemble des modèles

« locaux » visant à étudier de manière détaillée le comportement des galeries du stockage avec le temps, que ce soit en termes de compaction des vides résiduels des remblais/déchets, d'évolution de la perméabilité autour des barrages, ou encore de stabilité des galeries lors de la construction des barrages ;

Tâche 2 : Estimation du débit d'entrée de la saumure saine dans le stockage à travers les barrages ;

Tâche 3 : Estimation des dates d'envoyage du stockage et de sortie de la saumure polluée pour la solution de confinement n°1, soit avec des serremments internes d'une longueur de 20m ;

Tâche 4 : Reprise de la Tâche 3 pour la solution de confinement n°2, soit avec des serremments internes d'une longueur de 50m ;

Tâche 5 : Vérification de l'étanchéité du sel autour des barrages au moment de l'arrivée de la saumure devant les barrages, soit après 240 ans ;

Tâche 6 : Vérification de la stabilité des galeries aux emplacements des barrages 3 et 12 lors de leur construction.

Le paragraphe 2 rappelle les modèles de comportement et les propriétés utilisées pour la modélisation du massif rocheux ainsi que pour les matériaux présents à l'intérieur des galeries (déchets et remblais). Les modèles mis en œuvre et les résultats des différentes tâches sont détaillés du paragraphe 3 au paragraphe 8. Le paragraphe 9 conclue cette étude.

2. MODELES DE COMPORTEMENT

2.1. Massif rocheux

D'après les documents fournis par MDPA lors des études précédentes, la séquence stratigraphique dans le secteur du stockage de Wittelsheim se compose d'une première couche d'alluvions sur les premiers 35m, puis d'une couche de marnes (entre 35 et 320m de profondeur) surmontant des alternances de marnes et sel dans lesquelles se situe le stockage, à une profondeur moyenne d'environ 550m.

Les modèles de comportement ainsi que les jeux de propriétés utilisés pour ces couches géologiques sont répertoriés en Tableau 2-1 et sont issus des résultats des études précédentes menées par l'INERIS (réf. [1]) et ITASCA (réf. [2] à [8]).

Description	Paramètre	Terrains alluviaux	Marnes	Alternances Marnes/Sel
Modèle	–	Elastique	Elastique	Viscoélastique
Poids volumique	ρ (kg/m ³)	1700	2160	2160
Module d'Young	E (GPa)	0,1	5	9
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,25	0,25
Vitesse de référence	A_s (1/jour)	-	-	0,0075
Exposant de contrainte	n_s	-	-	4

Tableau 2-1 : Propriétés des couches géologiques.

Les modèles et jeux de paramètres listés ci-dessus sont utilisés pour les tâches de l'étude concernant l'ennoyage du stockage et donc le comportement à moyen/long terme. Dans ce cas, c'est plutôt la déformabilité des matériaux qui joue un rôle clé sur le comportement, plus que leur résistance, d'où le choix d'adopter un modèle élastique simple, ou viscoélastique pour les alternances au vu de l'importance des déformations différées développées dans ce matériau avec le temps. Le cas de la tâche 6 est différent : pour étudier la stabilité des galeries du stockage au niveau des futurs barrages, la résistance de la roche, tout comme la présence de fins niveaux de marne autour des ouvrages, doivent être prise en compte. C'est pourquoi, comme on le verra au paragraphe 8, cette tâche de l'étude utilise un modèle de comportement viscoélastoplastique, et introduit des interfaces pouvant s'ouvrir et glisser pour simuler l'effet des couches minces de marnes sur les déplacements de la roche à proximité des parois des galeries.

Les couches supérieures, terrains alluviaux et marnes, ne sont présentes que dans le modèle global utilisé dans la Tâche 1, lequel représente l'ensemble des couches géologiques jusqu'à la surface. Toutes les autres tâches considèrent des modèles locaux d'extension verticale 40m centrés par rapport au niveau du stockage, ce qui implique que l'intégralité du modèle est constituée des alternances sel/marnes.

Les propriétés de ces alternances sont estimées de manière à reproduire un comportement équivalent, en considérant une stratification horizontale avec une présence des deux matériaux en proportions égales (50% / 50%). Le module d'Young est calculé avec la formule suivante, donnant le module pour un chargement dans la direction perpendiculaire à la direction de la stratification :

$$\frac{1}{E} = \frac{\%sel}{E_{sel}} + \frac{\%marne}{E_{marne}} - 2 \cdot \%sel \cdot \%marne \left(\frac{\nu_{sel}}{E_{sel}} - \frac{\nu_{marne}}{E_{marne}} \right)^2 \left(\frac{1 - \nu_{sel}}{E_{sel}} \cdot \%marne + \frac{1 - \nu_{marne}}{E_{marne}} \cdot \%sel \right)^{-1} \quad (1)$$

Avec $E_{sel}=25\text{GPa}$, $\nu_{sel}=0,25$ et $E_{marne}=5\text{GPa}$, $\nu_{marne}=0,25$.

Le comportement différé est pris en compte par l'utilisation d'une loi de fluage de Norton, implémentée dans le logiciel *FLAC3D*, avec un modèle de comportement nommé « two-component power law ». Dans cette loi, le tenseur de vitesse de déformation de fluage est calculé par la formule suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \left(\frac{3}{2}\right) \dot{\epsilon}_{cr} \left(\frac{\sigma_{ij}^d}{\sigma_{eff}^d}\right) \quad (2)$$

Avec :

- σ_{eff} : contrainte de Von Mises ;
- σ_{ij}^d : tenseur de cisaillement ;
- $\dot{\epsilon}_{cr}$: vitesse de fluage :

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A \sigma_{eff}^{n_s} = A_s \exp\left(-\frac{K_s}{T}\right) \sigma_{eff}^{n_s} \quad (3)$$

- A_s et n_s : paramètres de la loi de Norton ;
- K_s : constante de la loi d'Arrhenius (4700 K) ;
- T : température.

Lors des premières études sur le stockage réalisées par ITASCA (réf [2] à [6]), les valeurs des paramètres A_s et n_s avaient été calées en comparant les résultats des modèles locaux des galeries du stockage avec les mesures réelles de convergences disponibles, ce qui avait permis d'aboutir à des valeurs de $A_s = 0.015j^{-1}$ et $n_s = 4$. Cependant, une nouvelle étude d'ITASCA, portant sur l'endommagement des parois du stockage (réf. [7]), réalisée sur des modèles globaux tenant compte de l'intégralité du stockage et des exploitations supérieures, a montré qu'une réduction de la valeur de A_s d'environ la moitié permettait de mieux reproduire l'état actuel des galeries et de retrouver qualitativement les convergences des allées. La valeur de A_s retenue a été alors réduite à $0,0075j^{-1}$. C'est cette valeur corrigée qui est utilisée ici.

Par ailleurs, la formule (3) indique que la valeur de A de la loi de Norton dépend non seulement du paramètre A_s mais aussi de la température, T , dont la variation avec la profondeur est donnée dans le rapport de l'INERIS [1] :

$$Tz(^{\circ}C) = 17 + \frac{z}{27} T(z) = 17 + \frac{z}{27} \dot{\epsilon}_{cr} = A \sigma_{eff}^{n_s} = A_s \exp\left(-\frac{K_s}{T}\right) \sigma_{eff}^{n_s} \quad (4)$$

Où z est la profondeur depuis la surface.

2.2. Déchets et matériaux de remblayage du stockage

La solution de fermeture du stockage de Wittelsheim prévoit le remblaiement des galeries d'accès et des blocs de stockage vides par des remblais liquides (coulis pompé depuis la surface) et par des havrits de sel. Seuls les blocs contenant des déchets ne seront pas affectés par le remblayage. On peut ainsi définir trois types de remplissage des galeries qui devront être pris en compte dans les modèles : les déchets, le coulis de remplissage et les havrits de sel. Les modèles de comportement ainsi que les jeux de propriétés correspondants ont été calés de manière à reproduire le comportement mécanique affiché lors des essais de laboratoire. Ils sont détaillés dans les paragraphes qui suivent.

2.2.1. Déchets

Une campagne de mesure des propriétés physico-mécaniques des déchets REFIOM a été réalisée par ASGA – GeoRessources en 2013 [9]. La forte compressibilité volumique affichée par ce matériau

lors des essais de laboratoire, plaçant son comportement plus près de celui d'une argile que d'un matériau granulaire, nous a conduit à retenir un modèle de type Cam-Clay. En effet, les résultats de laboratoire montrent une porosité initiale très élevée (84%) et une compressibilité volumique importante, avec une valeur de l'indice de compression C_c de l'ordre de 1,2 :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad (5)$$

où e l'indice des vides et σ_v la contrainte verticale appliquée à l'échantillon.

Avec de telles propriétés physico-mécaniques, les essais de compression triaxiale n'ont pas permis d'obtenir une rupture des échantillons : la compaction du matériau s'est poursuivie jusqu'à la limite des équipements expérimentaux de ASGA – GeoRessources, l'augmentation de la contrainte déviatorique ayant engendré une forte compaction des échantillons.

σ_v (MPa)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	$n\%$
0 (initial)	0,41	2,52	5,25	84
3	0,87	-	1,90	65
6	1,07	-	1,36	58
9	1,10	-	1,28	56
12	1,15	-	1,18	54

Tableau 2-2 : Résultats des essais œdométriques sur des éprouvettes de déchets REFION.
Paramètres physiques initiaux et après compaction (ρ_d : masse volumique ; ρ_s : masse volumique des grains ; e : indice des vides ; n : porosité).

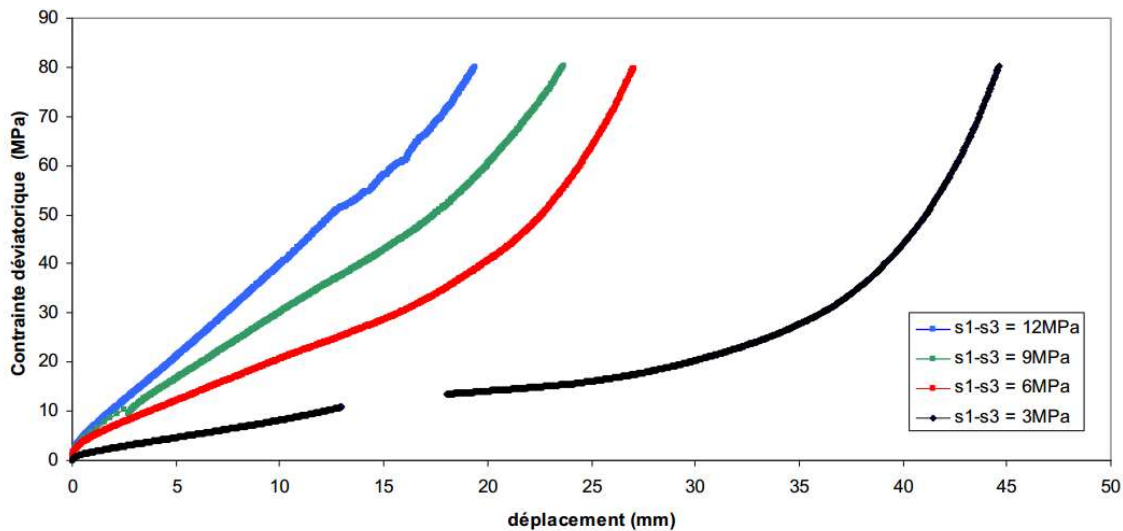


Figure 2-1 : Résultats des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur des éprouvettes de déchets REFION.

Les propriétés du modèle de Cam-Clay qui permettent de reproduire au mieux les résultats expérimentaux ont été calées lors de l'étude [4] et sont reproduites en Tableau 2-3.

Description	Paramètre	Valeur
Masse volumique	ρ (kg/m ³)	410
Pente de la courbe de consolidation normale	λ (-)	0,531
Pente de la courbe de recompression	κ (-)	0,106
Coefficient de Poisson	ν (-)	0,05
Pression de référence	p_1 (MPa)	0,003
Volume spécifique à la pression de référence sur la courbe de consolidation normale	v_λ	6,25
Coefficient du modèle	M	3,3

Tableau 2-3 : Propriétés du modèle de Cam-Clay pour la simulation des déchets REFIOM.

La Figure 2-2 illustre la signification de ces différentes propriétés sur un diagramme représentant le volume spécifique v en fonction du logarithme de la pression moyenne p . Pour rappel, pour un volume de déchets donné V , le volume spécifique v est défini comme le rapport entre ce volume et le volume de la partie solide V_s :

$$v = \frac{V}{V_s} = 1 + e \quad (6)$$

Les propriétés utilisées prennent en compte les définitions et hypothèses suivantes :

- Pente de la courbe de consolidation normale, λ :

$$\lambda = \frac{Cc}{\ln(10)} = 0.531 \quad (7)$$

- Pente de la courbe de recompression, κ : considérée égale à $1/5 \lambda$, sa valeur étant généralement comprise entre $1/3$ et $1/5 \lambda$ (réf. [10]) ;
- Coefficient de Poisson, ν : valeur faible (0,05) afin de simuler la compaction volumique avec l'augmentation de la contrainte ;
- Point de référence sur la courbe de consolidation normale, p_1 - v_λ : ce point correspond à la condition initiale en termes de volume de vides mesuré en laboratoire avant l'application de la contrainte œdométrique. Numériquement, une valeur de p_1 nulle n'étant pas possible, la valeur prise est égale à 0,003MPa (faible par rapport à l'état de contraintes auquel les déchets du stockage seront soumis avec le temps et le fluage du sel).

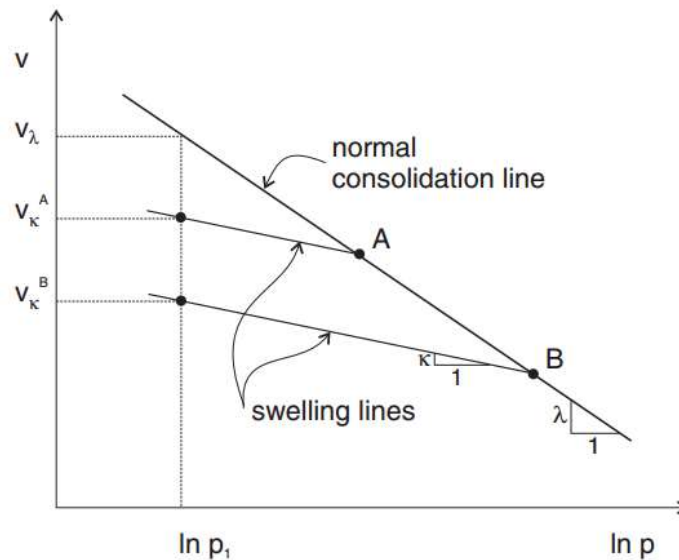


Figure 2-2 : Définition des paramètres du modèle de Cam-Clay sur le diagramme p - v [10].

Les propriétés données en Tableau 2-3 ont été déterminées *via* une étude de calage utilisant *FLAC3D*, en reproduisant des conditions de chargement œdométrique et triaxiale sur un modèle cylindrique représentant l'échantillon de laboratoire. La comparaison entre les résultats numériques et ceux du laboratoire pour les deux types d'essais est donnée en Figure 2-3 et en Figure 2-4. Le jeu de propriétés choisi permet globalement de bien reproduire le comportement mécanique des déchets REFIO. En ce qui concerne les essais triaxiaux, la courbe *FLAC3D* surestime la raideur des déchets pour la plus faible contrainte de confinement, de 3 MPa. La contrainte de confinement des déchets à long terme sera bien supérieure à cette valeur de 3 MPa, donc cette différence de comportement ne peut avoir qu'un effet secondaire sur la variation des vides du stockage et donc sur le débit de saumure polluée une fois le stockage envahi.

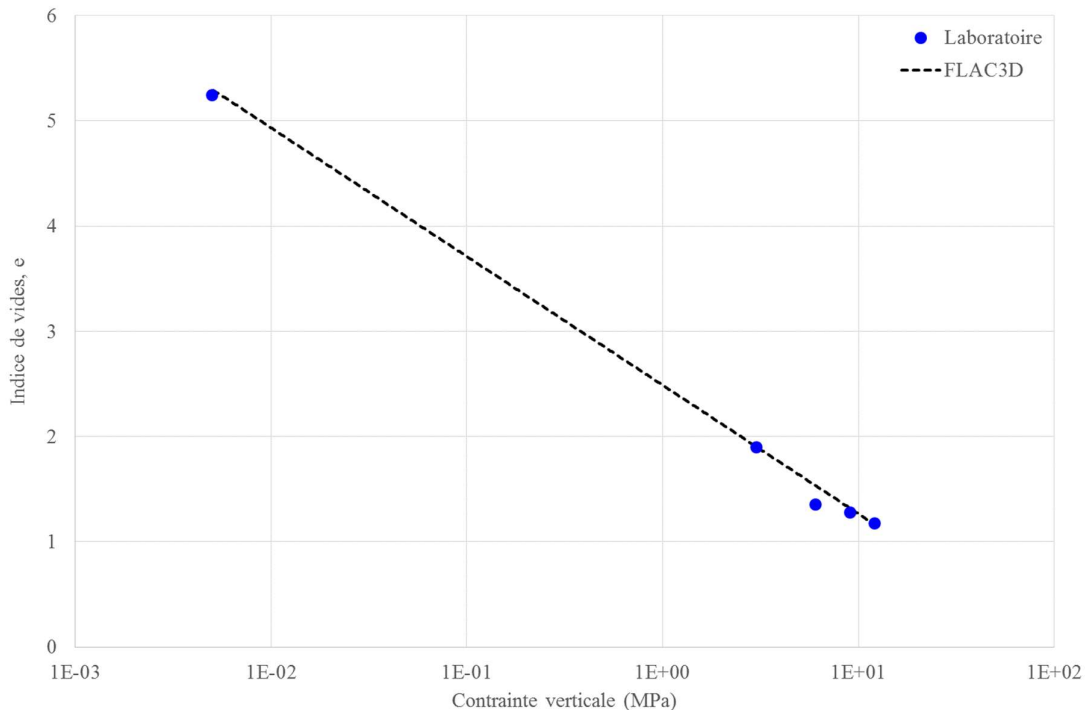


Figure 2-3 : Essai œdométrique des déchets REFIO : comparaison entre les résultats de laboratoire et les résultats de *FLAC3D*.

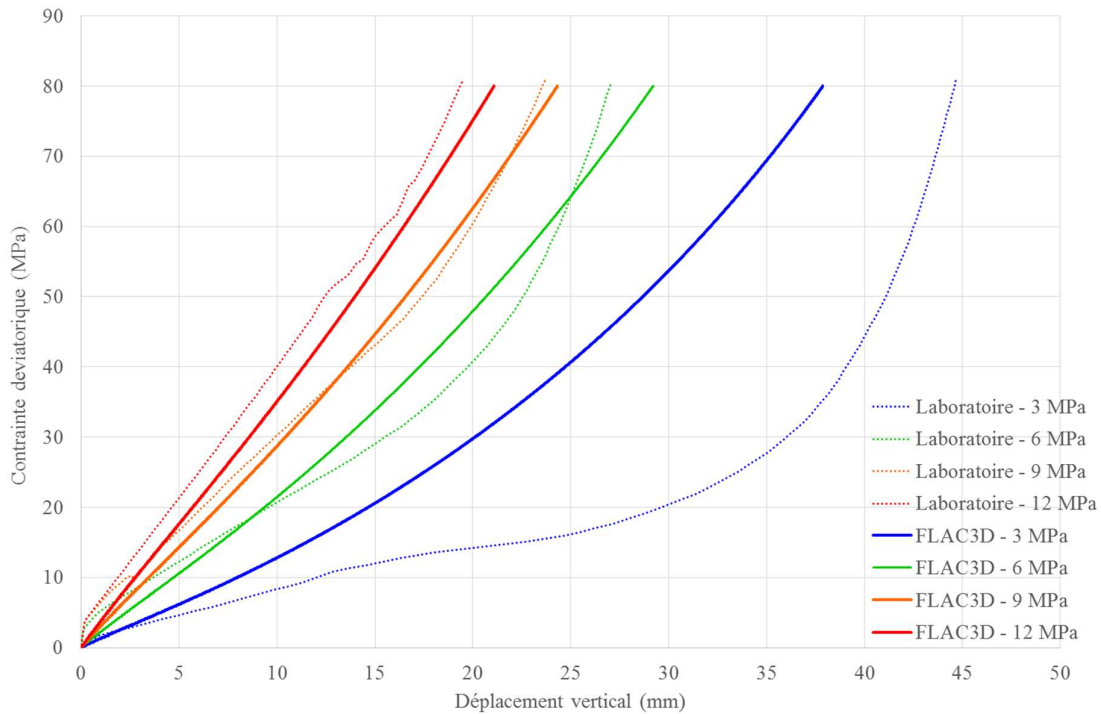


Figure 2-4 : Essais triaxiaux sur les déchets REFIOM : comparaison entre les résultats de laboratoire et les résultats obtenus avec FLAC3D (hauteur initiale des éprouvettes = 65 mm, valeur estimée à partir des photos données dans le rapport ASGA, [9]).

Notons que dans la réalité le stockage contient aussi d'autres types de déchets, différents des REFIOM. Le Tableau 2-4 indique les quantités et les volumes des déchets stockés dans le site et communiqués par MDPa en 2014 pour le scénario de déstockage des déchets mercuriels de 93% (scénario actuel).

Déchets	Tonnage (t)	ρ (t/m ³)	V (m ³)
REFIOM	20 714	0,41	50 522
Amiantés	3 774	0,4	9 435
Autres (Hg / As)	10 855	1,0	10 855

Tableau 2-4 : Déchets stockés dans le site de StocaMine (y compris dans le Bloc 15).

Une prédiction rigoureuse de la fermeture des vides de stockage nécessiterait aussi la prise en compte du comportement mécanique des déchets amiantés et des déchets lourds (Hg /As), celui-ci pouvant être sensiblement différent de celui des REFIOM. En particulier, StocaMine indique que les déchets amiantés sont caractérisés par un potentiel de compaction nettement supérieur aux REFIOM.

Cette prédiction n'est toutefois pas possible à ce jour, car seulement les déchets REFIOM ont été caractérisés du point de vue mécanique en laboratoire. En l'absence de ces informations, les propriétés mécaniques des REFIOM décrites en Tableau 2-3 sont utilisées pour l'ensemble des déchets du stockage. Ce choix, bien qu'approximatif, est toutefois justifié :

- les REFIOM constituent la plus grande partie du stockage (~71% en volume) ;
- si d'une part la compressibilité plus forte des déchets amiantés provoque une réduction plus rapide du volume de vides du stockage (et donc une date d'envahissement du stockage par la saumure plus précoce), d'autre part elle induit un ralentissement de la vitesse globale de fermeture des vides du stockage après l'envoyage, la porosité moyenne des déchets à long

terme étant donc plus faible. Comme on le verra, ceci se traduit par une réduction du débit de sortie de la saumure polluée.

2.2.2. Havrits de sel

Le comportement mécanique des havrits de sel (granulats obtenus par broyage du sel gemme) a été investigué lors d'une campagne de mesure conduite par l'ASGA Georessources en 2016 (réf. [11]) incluant la détermination des paramètres physiques (masse volumique, granulométrie, porosité) et mécaniques, ces derniers obtenus par des essais de compaction œdométrique et triaxiale pour 3 états de saturations différents (sec, humidifié – 4% de teneur en eau volumétrique - et saturé).

Le comportement sous compression est modélisé par une loi empirique développée par Hadj Hassen (réf. [1]) pour le cas de la compaction d'une roche fragmentée dans des conditions œdométriques. Cette loi empirique s'exprime par l'équation suivante :

$$\varepsilon = n_0 \cdot (1 - \exp(-\sigma/\sigma_0)^n) \quad (8)$$

Avec :

- ε et σ la déformation et la contrainte verticales lors de l'essai œdométrique ;
- n_0 la porosité initiale ;
- σ_0 et n des propriétés de la roche fragmentée. D'après les indications de Hadj Hassen, σ_0 varie entre 1 et 10 MPa et n entre 0,5 et 1. Pour les mines de Lorraine exploitées par foudroyage (fer et charbon), σ_0 a été évaluée à 5,4 MPa et n à 0,74.

Le calage des paramètres pour les havrits a été fait en reproduisant les essais de compaction œdométriques conduits au laboratoire sur des éprouvettes cylindriques sous une contrainte axiale de 12MPa, dont les résultats sont donnés en Figure 2-5. Ces essais, réalisés sur une durée de 21 jours, montrent une réduction progressive de la porosité, particulièrement pour les échantillons présentant un contenu d'eau. Or, la prise en compte du seul phénomène du fluage ne permettrait pas d'expliquer cette variation très rapide de volume dans le temps, d'autant plus que les échantillons secs ne montrent qu'une variation faible. Plutôt, les réalisateurs des essais semblent imputer la réduction des échantillons humidifiés et saturés au phénomène de consolidation, avec l'expulsion progressive de l'eau et l'augmentation de la contrainte effective. Le calage des paramètres de la loi de compaction a donc été fait en négligeant la partie temps.

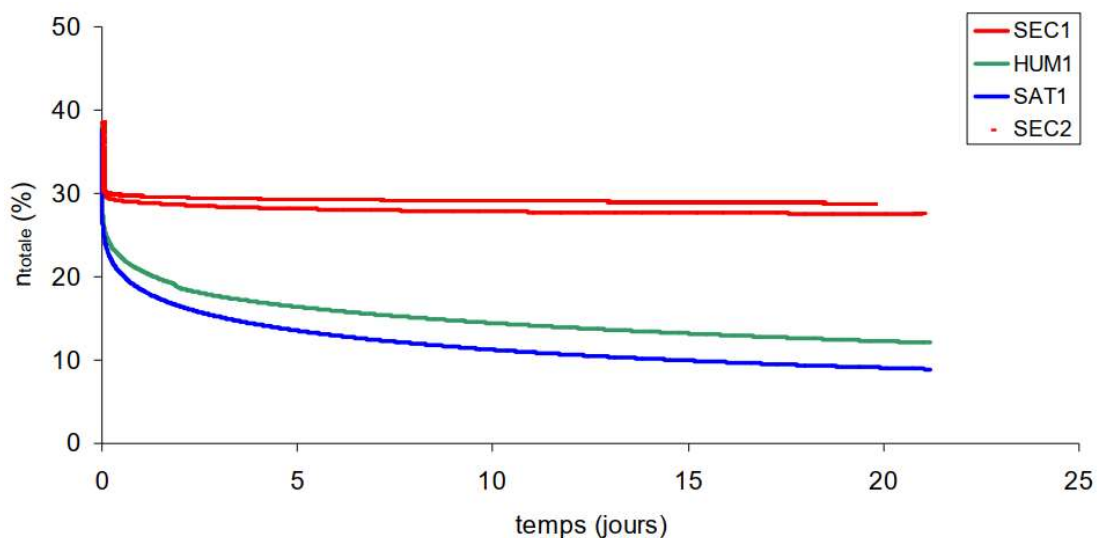


Figure 2-5 : Essais œdométriques expérimentaux - Evolution de la porosité totale en fonction de la saturation des havrits.

Avant de décrire les essais de calage numérique réalisés, on notera que l'équation (8) donne la déformation axiale, ε , à partir de la valeur de la contrainte, σ . Ce type de relation n'est pas directement exploitable par *FLAC3D*, le tenseur de déformation des éléments volumiques du modèle étant relié au tenseur des contraintes par l'intermédiaire de la loi de comportement. Pour les trois états de saturation des échantillons, nous avons donc procédé comme suit :

- Tout d'abord nous avons déterminé les valeurs de σ_0 permettant d'obtenir la valeur de la porosité à la fin du test sous une contrainte axiale de 12MPa (27,6% – 12,6% – 9,1%, respectivement). Le paramètre n a été considéré constant et égal à 0,5 par analogie avec des études antérieures de compaction des matériaux effondrés dans les anciennes exploitations minières ;
- Ensuite, en utilisant l'équation (8), nous avons retracé sous Excel les trois lois de compaction ainsi obtenues en fonction de la contrainte axiale, ce qui a permis d'obtenir l'évolution du module de déformation avec la réduction de la porosité des havrits ;
- L'interpolation de ces évolutions a permis d'aboutir à une relation simple directement utilisable sous *FLAC3D*, de forme :

$$E(MPa) = \left(\frac{n}{x}\right)^y \quad (9)$$

Avec n la porosité et x, y deux paramètres. La validation de l'équation (9) a été faite en modélisant des essais de chargement œdométrique jusqu'à une contrainte verticale de 12MPa par l'application d'une vitesse verticale constante et faible sur la face supérieure de l'éprouvette, de manière à garder à tout moment des conditions d'essai quasi-statiques. Le Tableau 2-5 présente une comparaison entre les caractéristiques physiques des échantillons avant/après les essais expérimentaux et numériques, ainsi que les valeurs calées de la loi de compaction adoptée. La Figure 2-6 montre la relation contrainte-déformation affichée lors des tests numériques pour les trois états de saturation.

Etat des havrits	Essai	Masse vol. ρ_d (g/cm ³)		Porosité n (%)		Paramètres calés
		Avant	Après	Avant	Après	
Sec	LAB1	1,36	1,59	38,5	27,6	$x = 20$ $y = -1$
	LAB2	1,37	1,58	38,2	27,6	
	FLAC3D	1,33	1,59	38,5	27,5	
Humidifié	LAB	1,37	1,94	38,2	12,1	$x = 6,5$ $y = -1$
	FLAC3D	1,33	1,93	38,5	11,8	
Saturé	LAB	1,38	2,01	37,5	9,0	$x = 5,5$ $y = -1$
	FLAC3D	1,33	1,99	38,5	9,2	

Tableau 2-5 : Masse volumique et porosité des havrits avant et après les essais de compaction volumiques pour les échantillons de laboratoire et numériques.

Pour rappel, les havrits seront mis en œuvre dans le stockage et au niveau des barrages pour la réalisation des serremments avec un teneur en eau pondérale, ω , de 2 à 3% (réf. [12]), soit avec une teneur en eau volumétrique, θ , d'environ 4%, ce qui permet de garantir une bonne recristallisation du havrit. Le comportement initial, avant l'ennoyage du stockage, sera donc celui des havrits humidifiés et passera progressivement à celui des havrits saturés avec l'envahissement du stockage par la

saumure. Afin de simplifier la réalisation des simulations, et vu la faible différence entre les deux courbes, nous considérons que le comportement des havrits passe instantanément de « matériau humidifié » à « matériau saturé » au moment de l'ennoyage complet du stockage.

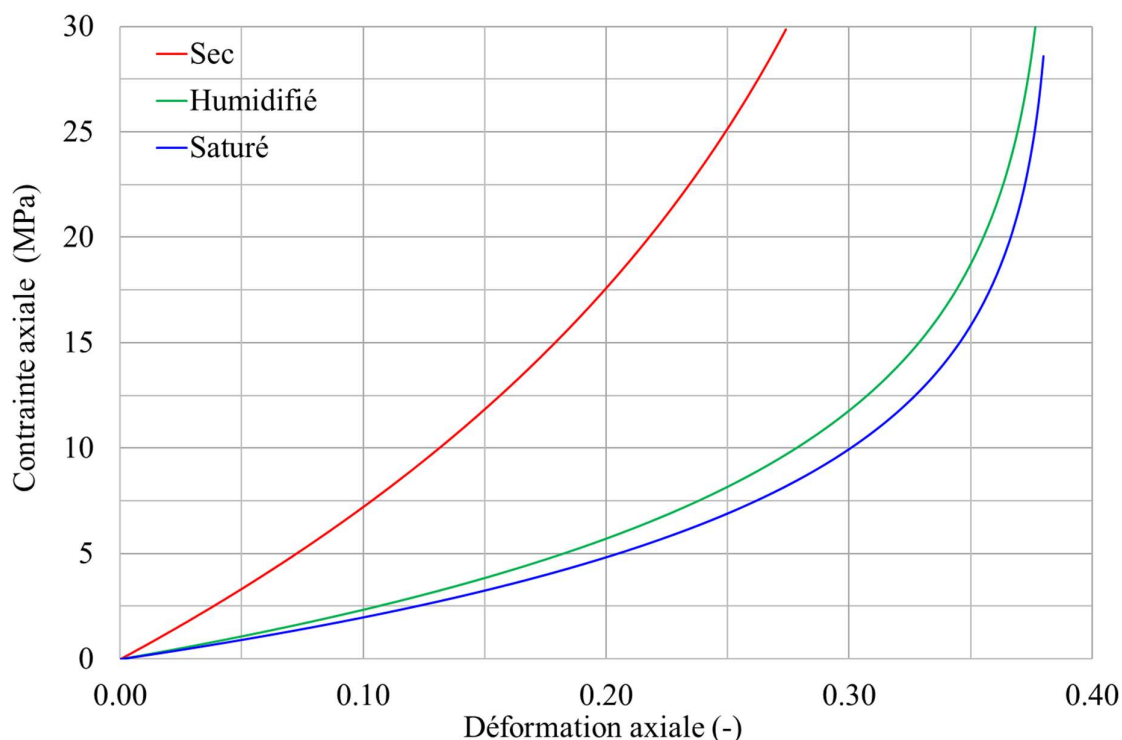


Figure 2-6: Courbe contrainte-déformation pour les trois états de saturations des havrits.

2.2.3. Coulis de remplissage

Différentes formulations de coulis ont été étudiées par le CERIB (réf. [13]) en termes de caractéristiques rhéologiques et mécaniques. Actuellement, MDPA s'oriente vers l'utilisation de trois formulations différentes, l'une plus performante pour le Bloc 15, une deuxième pour les blocs vides 16 et 26 et une troisième moins fluide et à teneur en eau moins élevée pour les galeries d'accès. Dans tous les cas, il s'agit d'un coulis mouillé qui sera quasiment complètement saturé après sa prise, vu l'ajout important d'eau nécessaire pour assurer sa pompabilité depuis la surface. Les propriétés de ces trois coulis sont reportées en Tableau 2-6.

Formulation	F2		F4		F5
	Blocs vides		Galeries accès		Bloc 15
Masse volumique apparente condition endogène (kg/m ³)	1940	1890	2000	2030	1930
Pouvoir d'emménagement (%)	2,9	8,4	3,7	3,8	5,2
Masse volumique apparente sèche (kg/m ³)	1540	1570	1660	1700	1600
Porosité accessible à l'eau (%)	42,3	40,7	37,1	35,9	39,0
Porosité résiduelle à 12 MPa (%)	37,2	38	35	34,1	37,1
Compressibilité 12 MPa (%)	8,1	9,6	3,7	2,6	3,1
Résistance en compression à 28 jours (MPa)	2	1	8,5		5

Tableau 2-6 : Caractéristiques des remblais liquides de remplissage fournies par le CERIB (réf. [13]).

Le pouvoir d'emménagement indique le volume des vides constitué d'air et donc disponible à l'arrivée d'eau. Cette valeur est du même ordre que la différence entre le volume total de vides initiaux de l'échantillon (indiqué dans la ligne « Porosité accessible à l'eau ») et le volume rempli par l'eau de la formulation (volume correspondant à la différence entre la « Masse volumique apparente » et « Masse volumique apparente sèche » en considérant une masse volumique de l'eau de 1000 kg/m³). Pour les formulations F2 et F4 pour lesquelles deux jeux de caractéristiques sont disponibles, nous utilisons le jeu le moins favorable, dont le pouvoir d'emménagement est plus faible (soit, 2,9% pour la F2 et 3,7 pour la F4).

Les coulis sont représentés par un modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb, dont l'ensemble des propriétés est listé en Tableau 2-7. Le calage est basé sur la réalisation d'essais de compression œdométrique, dans lesquels une vitesse de déplacement constante et faible a été appliquée à la frontière supérieure de l'échantillon jusqu'à atteindre une contrainte verticale de 12MPa. La comparaison entre la déformation finale de l'éprouvette et la valeur de la compressibilité à 12MPa indiquée par le CERIB permet de définir les caractéristiques élastiques des coulis. Pour la résistance, nous avons fait l'hypothèse d'un angle de frottement de 30° et calculé la valeur de la cohésion et de la résistance en traction à partir des relations suivantes :

$$c = R_c \frac{1-\sin \varphi}{2 \cos \varphi} \quad (10)$$

$$\sigma_t = \frac{R_c}{12} \quad (11)$$

Où R_c est la résistance en compression à 28 jours.

Formulation	F2 Blocs vides	F4 Galleries accès	F5 Bloc 15
Masse volumique : ρ (kg/m ³)	1940	2000	1930
Module d'Young : E (MPa)	120	270	320
Coefficient de Poisson : ν	0,25	0,25	0,30
Angle de frottement : φ (°)	30	30	30
Cohésion : c (MPa)	0,58	2,45	1,44
Dilatance : ψ (°)	0	0	0
Résistance en compression : R_c (MPa)	2	8,5	5
Résistance en traction : R_t (MPa)	0,17	0,71	0,42

Tableau 2-7 : Propriétés du coulis de remplissage.

2.3. Barrages en béton

Le concept de construction des ouvrages de scellement tient compte des préconisations d'étude de MDPa (réf. [14]) et a été validé par la tierce expertise réalisée par ARTELIA et al. (réf. [15]). Les futurs ouvrages de scellement de galerie devront comporter les éléments fonctionnels ci-après :

- Un élément d'étanchéité en béton spécial (béton coulé), d'une très faible perméabilité intégrale de $K \leq 10^{-18}$ m², susceptible de créer un scellement étanche de la section de galerie sur une longueur de 6 m ;

- Des éléments de culée de longueur 3 m de part et d'autre de l'élément d'étanchéité, réalisés dans un matériau de construction cohésif, garantissant une reprise homogène des charges.

La mise en œuvre du béton des barrages pourra s'effectuer soit sous forme de béton coulé, soit sous forme de béton projeté par voie humide. Chacune de ces technologies a été testée dans le cadre de l'essai du barrage pilote. Au vu des résultats de ces tests, MDPA a retenu le béton coulé comme variante privilégiée, au moins pour la réalisation des éléments d'étanchéité (réf. [12]). Il reste que du point de vue du comportement mécanique, les deux types de béton présentent des prestations équivalentes et seront donc modélisés en utilisant le même jeu de propriétés mécaniques donné en Tableau 2-8. Ce jeu considère une résistance en compression simple f_{ck} de 35MPa selon les dispositions constructives fournies par ERCOSPLAN (réf. [12]). Le module d'Young est pris égal à 10GPa. En effet bien que l'Eurocode 2 indique pour un béton de cette classe un module d'une trentaine de GPa en condition statique, il est vraisemblable qu'une réduction de sa valeur survient au cours du temps en raison du phénomène du fluage. Une valeur de 10 GPa a ainsi été retenue comme plus réaliste.

Béton des barrages	
Masse volumique : ρ (kg/m ³)	2300
Module d'Young : E (MPa)	10 000
Coefficient de Poisson : ν	0,25
Angle de frottement : φ (°)	30
Cohésion : c (MPa)	10,1
Dilatance : ψ (°)	0
Résistance en compression : R_c (MPa)	35
Résistance en traction : R_t (MPa)	2,92

Tableau 2-8 : Propriétés du béton des barrages.

3. TACHE 1 : ESTIMATION DE L'EVOLUTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE MOYENNE DANS LE MASSIF AU-DESSUS DU STOCKAGE

3.1. Objectif

De manière générale, le comportement des exploitations présentes au-dessus du stockage, et en particulier leur processus de compaction, a un impact direct sur l'état de contraintes dans le massif rocheux, et donc sur le processus de fermeture des galeries du stockage qui entraîne l'expulsion des flux pollués une fois le site entièrement envahi par la saumure. Il affecte également le comportement des barrages : une faible compaction d'une exploitation située au-dessus d'un barrage, et donc une contrainte locale plus faible autour d'un barrage, pourrait se traduire par un moindre confinement du barrage par le massif, et donc par une recatrisation plus lente du sel endommagé présent à proximité des parois. Ceci pourrait remettre en cause le rôle de bouchon étanche du barrage au moment de l'arrivée de la saumure.

L'estimation de l'évolution de la contrainte au-dessus du stockage se révèle donc indispensable pour la suite de l'étude, dans laquelle nous utiliserons des modèles locaux des galeries pour évaluer de manière fine l'évolution du volume de vides disponible à la saumure avec le temps. En effet, ces modèles ayant une taille limitée à environ +/- 20m par rapport à l'axe des galeries ne peuvent prendre en compte l'existence des exploitations supérieures et leur compaction progressive que de manière indirecte, par l'application d'une contrainte verticale variable à leur limite supérieure.

La courbe de variation de la contrainte évoquée ci-dessus est tirée du modèle global du site de StocaMine mis au point pour l'étude de la subsidence au-dessus du stockage (réf. [8]) et brièvement décrit ci-dessous. Dans ce modèle les galeries sont modélisées de manière simplifiée, avec un nombre réduit d'éléments volumiques le long de leur largeur et hauteur. Cependant, l'intégralité du stockage y est représentée, tout comme les exploitations minières sus-jacentes et le massif jusqu'à la surface. La simulation du comportement de l'ensemble est poursuivie jusqu'à un temps de fluage de plusieurs milliers d'années, permettant ainsi d'obtenir l'historique de contrainte souhaitée. Deux types d'évolutions ont été obtenus :

- Celle de la contrainte moyenne au-dessus de l'emprise du stockage utilisée pour les modèles locaux dédiés à l'évolution de vides ;
- Celle de la contrainte verticale au-dessus de chaque implantation de barrage, permettant de définir les barrages le plus comprimés et les moins comprimés, dont les courbes seront utilisées respectivement dans les modèles d'évolution des vides au niveau des matériaux des barrages (havrits et butée du côté interne du stockage) et dans les études d'évolution de la perméabilité du sel du autour des barrages.

3.2. Le modèle global du site de Wittelsheim

La géométrie du modèle global est indiquée en Figure 3-1. Il couvre 1210m par 1210m en plan, et a une profondeur de 820m à partir de la surface topographique.

Les deux niveaux d'exploitation minière surmontant le stockage sont pris en compte. Ils sont montrés en Figure 3-1 en rouge (niveau d'exploitation inférieur) et en bleu (niveau d'exploitation supérieur). La distance séparant le toit du niveau inférieur du plancher du niveau supérieur est 20 m. L'ensemble de ces travaux a été réalisé au cours du siècle précédent, depuis les années 20 jusqu'aux années 70. Les méthodes d'excavation utilisées varient selon l'année d'exploitation (remblayage partiel, foudroyage intégral, foudroyage sur épis, chambre et piliers). De plus, le niveau inférieur a été

exploité sur deux tranches, respectivement la tranche inférieure (Ti) et la tranche supérieure (Ts). Selon la date d'exploitation, seulement une des deux où les deux tranches ont été excavées.

La zone de stockage est constituée d'un réseau de galeries se croisant à angle droit, situé 23 à 25m au-dessous du plancher du niveau d'exploitation inférieur. Afin de simplifier la géométrie du modèle, une distance moyenne de 24m est prise en compte.

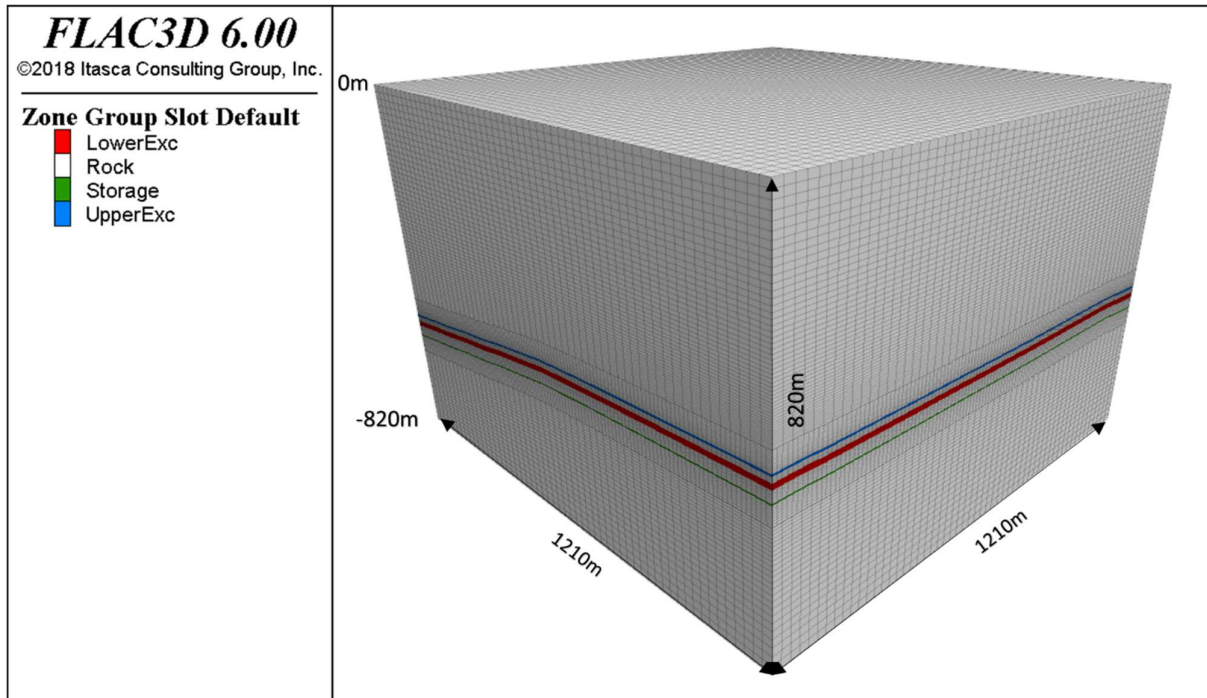


Figure 3-1 : Géométrie du modèle global.

3.2.1. Géométrie et méthode d'exploitation des travaux miniers

Ce paragraphe reprend par l'essentiel la description des géométries et des méthodes d'exploitation pour l'ensemble des travaux miniers. Une description plus approfondie est donnée en [7] et [8].

La carte des exploitations minières, avec leur année de réalisation, est donnée en Figure 3-2. La Figure 3-3 montre de manière plus détaillée l'exploitation inférieure, avec différentes hachures permettant de séparer les travaux selon la tranche où les tranches exploitées (Ti, Ts et 2T). La taille et l'orientation du modèle par rapport aux exploitations sont également indiquées en Figure 3-3.

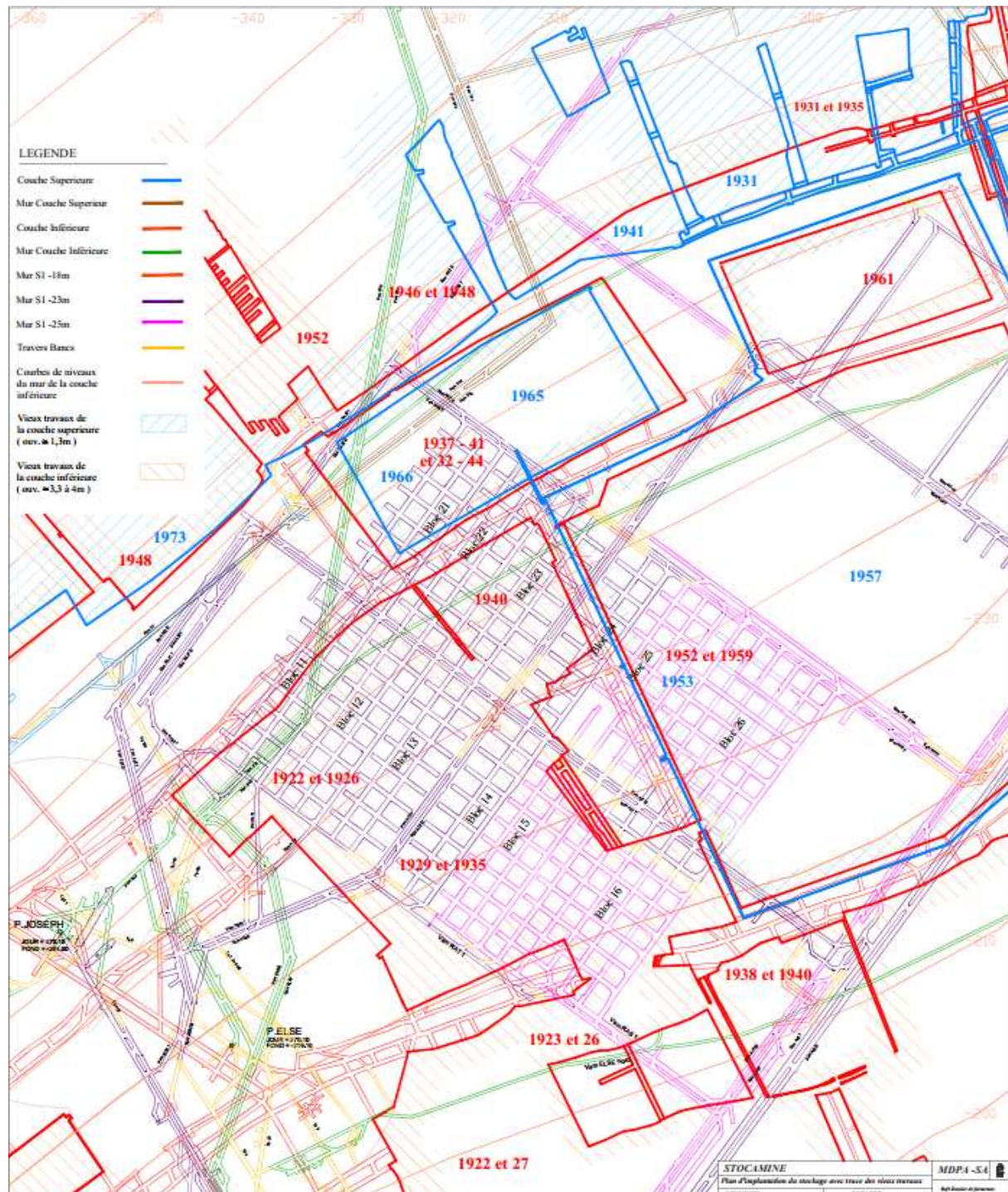


Figure 3-2 : Plan d'implantation du stockage avec trace des vieux travaux (rouge=niveau inférieur, bleu=niveau supérieur).

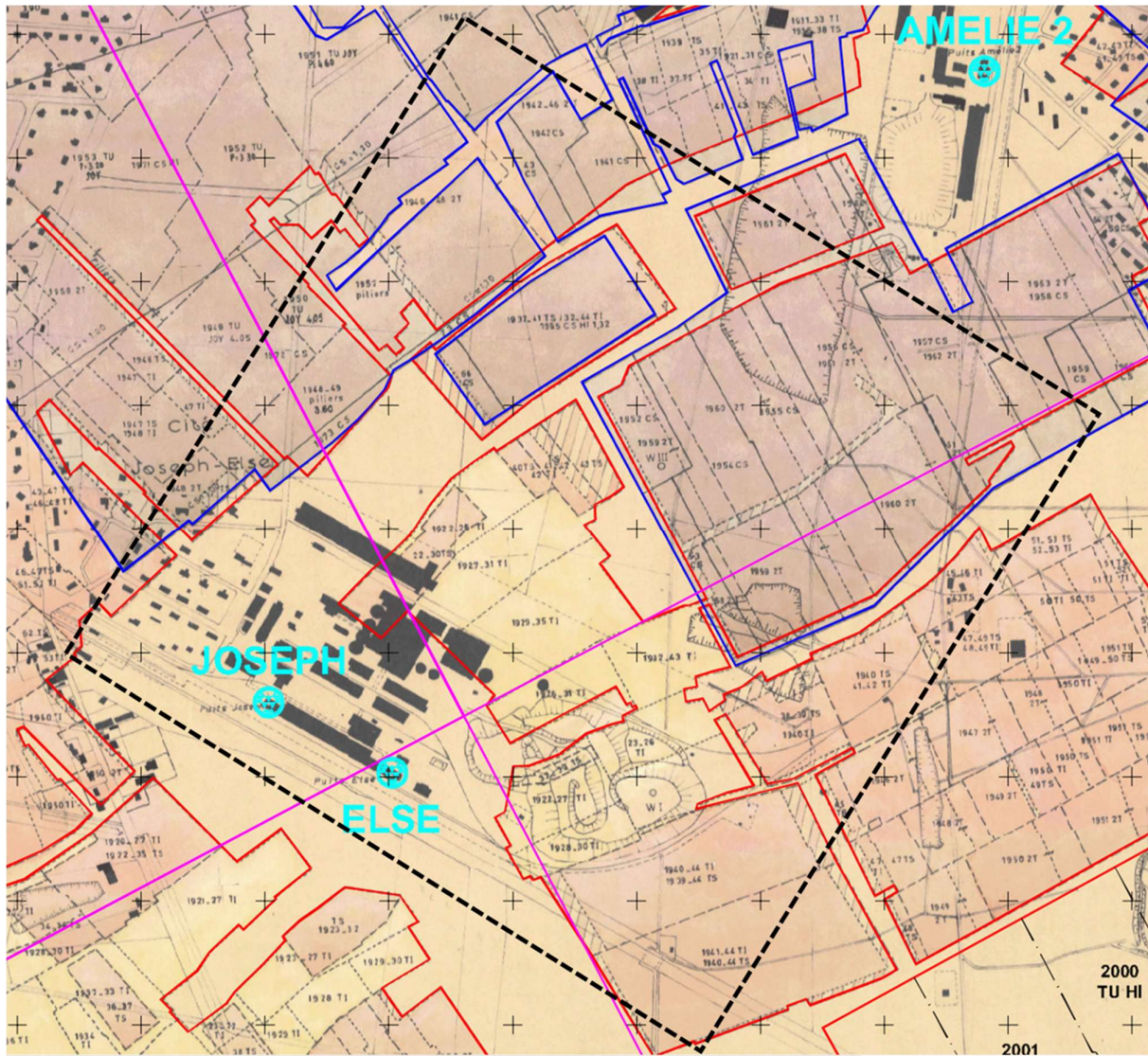


Figure 3-3 : Scan des annuités des exploitations inférieure (ligne rouge - T_i = tranche inférieure, T_s = tranche supérieure, $2T = T_i + T_s$) et supérieure (en bleu). L'extension du modèle est indiquée par le carré pointillé et noir.

Chaque exploitation est simulée par les étapes suivantes :

1. Suppression des éléments volumiques à l'intérieur de la zone excavée ;
2. Recherche de l'équilibre mécanique du modèle ;
3. Remblayage et/ou remplissage du vide par les produits de foudroyage ;
4. Recherche de l'équilibre mécanique du modèle ;
5. Simulation du fluage jusqu'à la date d'exploitation suivante.

Afin de simplifier les simulations, les différentes exploitations sont regroupées par période de réalisation. Les éléments volumiques de chaque groupe ainsi individualisé sont supprimés simultanément, puis les étapes 2 à 5 indiquées dans la liste ci-dessus sont réalisées.

La Figure 3-4 et la Figure 3-5 montrent les groupes d'exploitation pour les deux niveaux des travaux miniers. La légende de l'échelle de couleurs indique dans l'ordre :

- L'année de réalisation ;

- Pour l'exploitation inférieure, la tranche : inférieure (« T_i »), supérieure (« T_s ») ou l'ensemble des deux tranches (« $2T$ »). L'indication « *Piliers* » pour l'excavation des années 50 (en magenta en Figure 3-4) indique l'exploitation réalisée par la méthode des « chambres et piliers » sur l'ensemble des deux tranches.

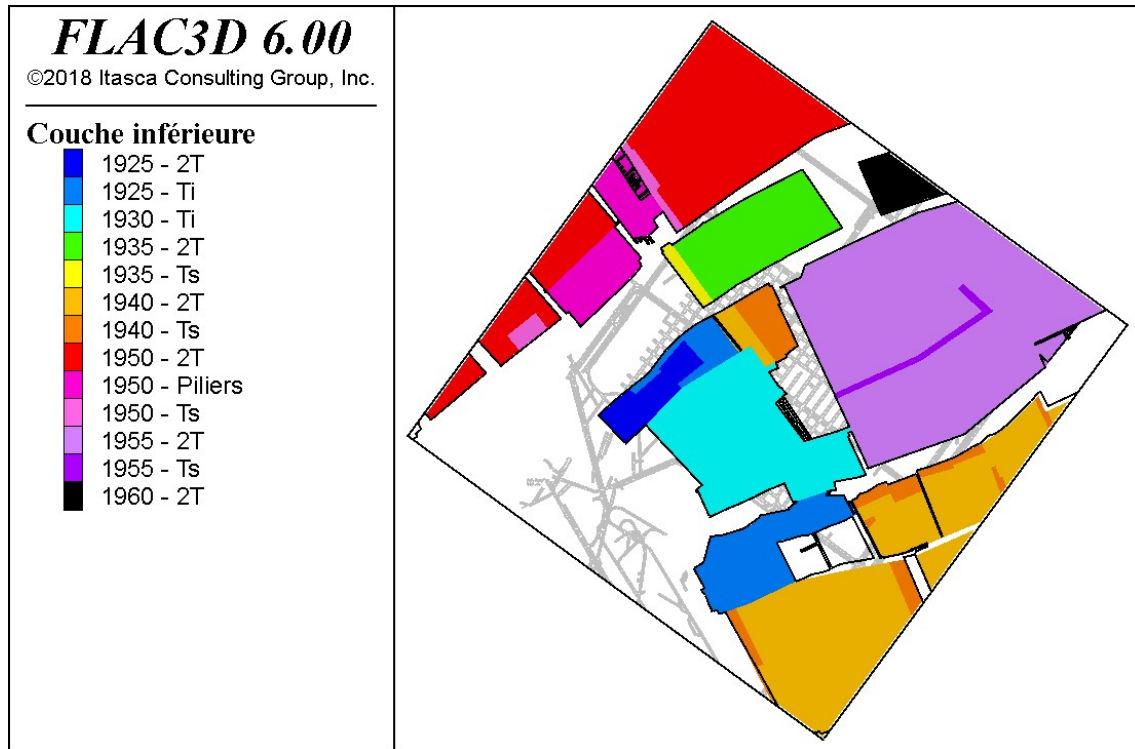


Figure 3-4 : Géométrie utilisée pour la modélisation du niveau d'excavation inférieur.

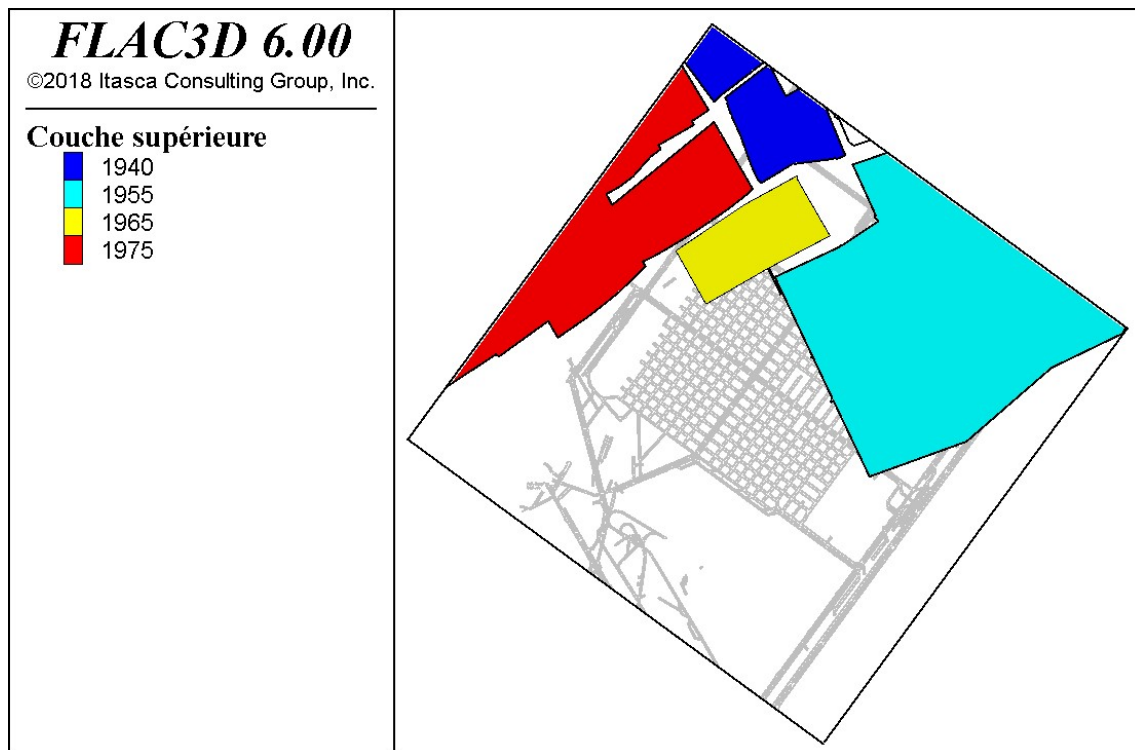


Figure 3-5 : Géométrie utilisée pour la modélisation du niveau d'excavation supérieur.

Les hauteurs exploitées varient selon le niveau des travaux :

- Exploitation inférieure :
 - Tranche inférieure, Ti : 2,0m
 - Tranche supérieure, Ts : 1,7m
 - Tranche inférieure et supérieure, 2T : 3,4m
- Exploitation supérieure : 1,3m

Quatre schémas de modélisation sont adoptés selon la technique d'exploitation utilisée :

1. **Exploitations avec foudroyage intégral.** La modélisation du processus de foudroyage est « forcée » dans le modèle par la réalisation d'une excavation sur une hauteur plus importante (3,5 fois la hauteur d'excavation réelle), ce qui tient compte d'un coefficient de foisonnement du sel de 1,4. Le volume ainsi créé est supposé rempli instantanément par les matériaux effondrés, dont la recompaction démarre immédiatement.
2. **Exploitations d'avant 1935 avec remblayage partiel sur 50% de la hauteur.** Le processus de foudroyage n'est alors pas réaliste : le volume de vides laissé au-dessus du remblai étant réduit, le toit se déforme et vient en contact avec le remblai, tout en gardant une certaine continuité structurelle. Le schéma de modélisation considère alors l'excavation sur une hauteur égale à la hauteur de l'excavation réelle avec un remplissage instantané par un remblai équivalent. Un module très faible est affecté initialement à ce remblai, et sa recompaction ne démarre qu'une fois son volume réduit de moitié.
3. **Exploitations des années 40 (niveau inférieur) avec la technique de « longue taille sur épis de remblai ».** Ces travaux, caractérisés par un remblayage intégral sur un tiers de la largeur du front d'excavation, sont modélisés en considérant un remblayage équivalent sur une hauteur de 33% de la hauteur initiale de l'exploitation avec un foudroyage « partiel » sur la partie restante de vides (soit 67% de la taille de l'exploitation).
4. **Exploitations des années 50 utilisant la méthode des « chambres et piliers » avec un taux de défruitement de 60%.** Ces exploitations sont simulées avec un remblayage équivalent sur 40% de la hauteur initiale de l'exploitation (soit le volume de piliers restants) et un foudroyage « partiel » sur la partie restante de vides. Seule différence, ce « remblai » est considéré comme ayant une porosité initiale nulle, les piliers étant constitués par du sel, de porosité proche de zéro.

Le Tableau 3-1 récapitule les schémas utilisés pour les différentes exploitations.

Année	Tranche	% Remblai	Schéma	Année	Tranche	% Remblai	Schéma
1925	Ti	50%	2	1940	-	-	1
	2T	50%	2	1955	-	-	1
1930	Ti	50%	2	1965	-	-	1
1935	Ts	50%	2	1975	-	-	1
	2T	50%	2				
1940	Ts	33%	3				
	2T	33%	3				
1950	2T-Piliers	40%	4				
	Ts	-	1				
	2T	-	1				
1955	Ts	-	1				
	2T	-	1				
1960	2T	-	1				

Tableau 3-1 : Caractéristiques géométriques des exploitations du niveau inférieur (à gauche) et supérieur (à droite).

3.2.2. Géométrie de la zone de stockage

Les éléments volumiques du modèle au niveau du stockage ont des dimensions horizontales de 11x11m, alors que les allées du stockage et les voies d'accès ont une largeur réelle plus petite (respectivement de 5,5m et 3,8m). Afin de permettre la simulation de l'excavation des galeries, le maillage est raffiné au niveau de la zone du stockage, avec une densification des mailles d'un facteur 8 dans les deux directions horizontales et d'un facteur 4 dans la direction verticale. Le nombre d'éléments du modèle est ainsi multiplié par 3, passant d'environ 865 000 à 2 810 000 d'éléments. Pour cette raison et pour ne pas grever les temps de calcul, ce raffinement est réalisé après la simulation des exploitations minières et juste avant l'excavation du stockage.

La géométrie après le raffinement est montrée de la Figure 3-6 à la Figure 3-8. Les voies d'accès au stockage ne sont modélisées qu'à l'intérieur de la région densifiée.

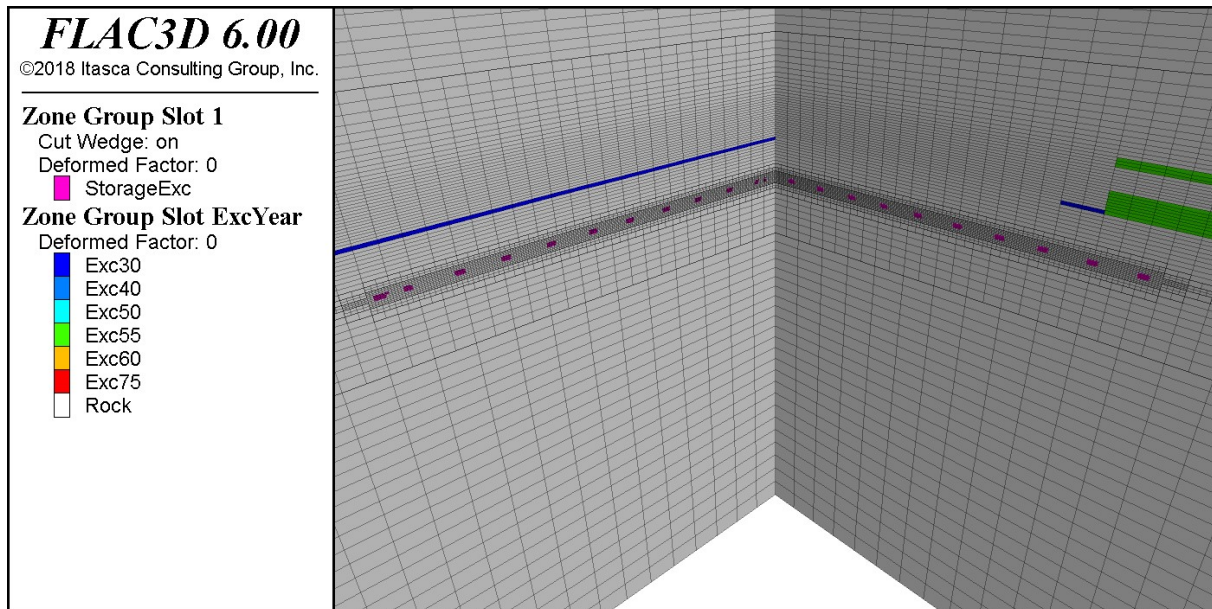


Figure 3-6 : Maillage du modèle après raffinement.

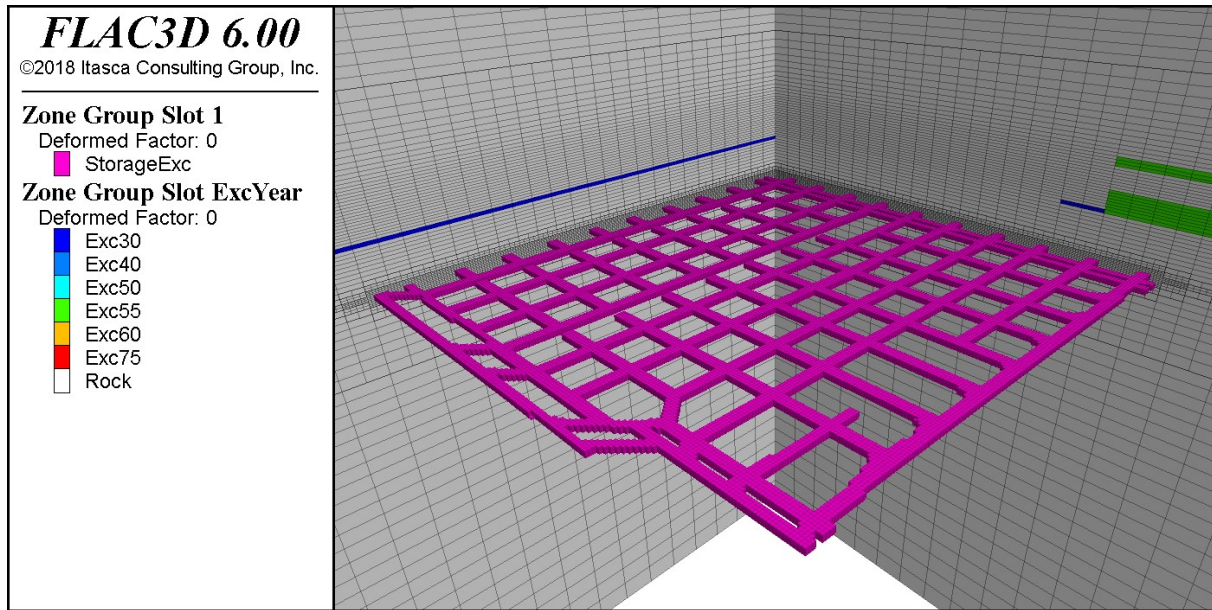


Figure 3-7 : Maillage du modèle et des tunnels du stockage après raffinement. Zoom sur un quart du stockage.

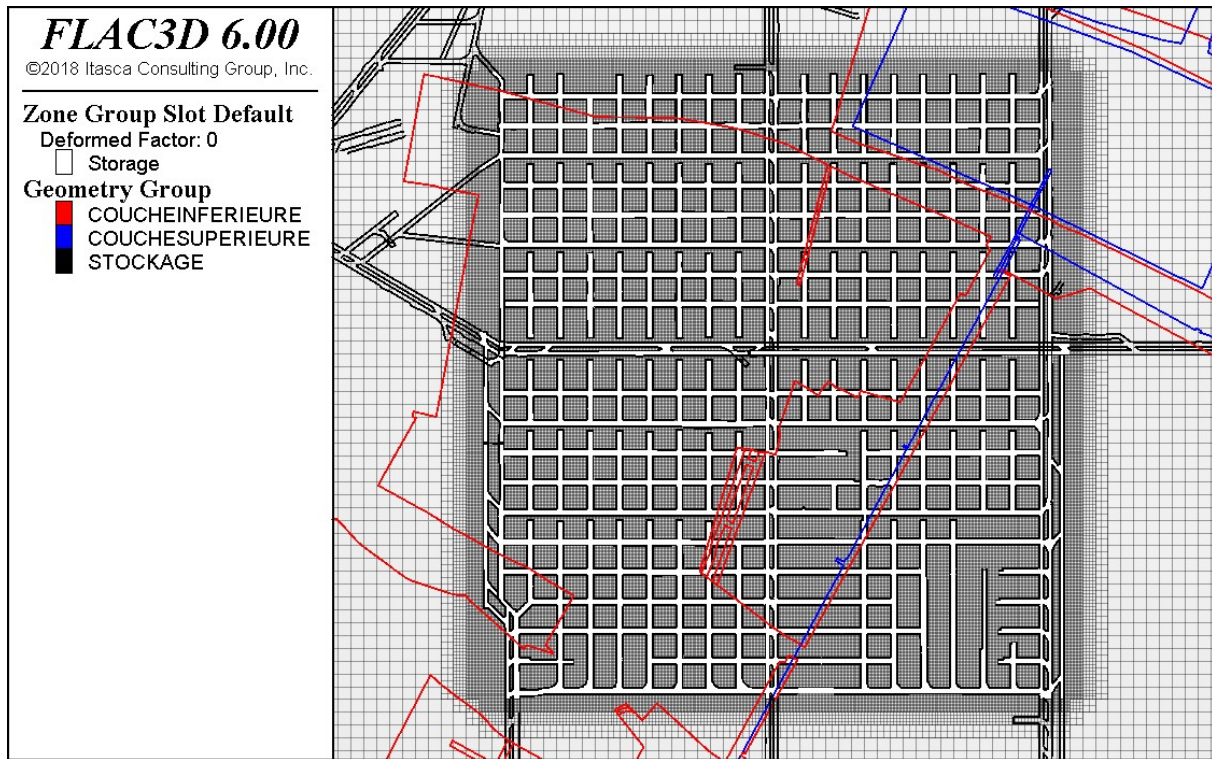


Figure 3-8 : Géométrie du stockage.

3.2.3. Phasage du modèle

La simulation est réalisée en grandes déformations, avec mise à jour de la géométrie du maillage au cours du calcul en fonction des déplacements, ce qui permet de modéliser correctement la fermeture des galeries du stockage avec le temps. En effet, dans le cas d'une simulation en petites déformations, les parois des galeries ne peuvent jamais venir en contact entre elles à la suite du fluage du massif, ce qui se traduirait par une surestimation des vitesses de déplacements, particulièrement sur le long terme.

Les étapes principales du phasage sont :

- **Construction du modèle et conditions initiales.** Après la génération du maillage, les propriétés mécaniques du massif rocheux sont introduites, en tenant compte de la géologie du site et des valeurs listées en Tableau 2-1. Le champ de contrainte initial considère un coefficient K_0 égal à 1. Les déplacements dans les directions normales aux frontières du modèle sont fixés, à l'exception de la frontière supérieure, qui représente la surface topographique.
- **Excavation des exploitations minières.** La première excavation réalisée, au niveau d'exploitation inférieur, date de l'année 1925. A la suite de cette excavation, un temps de fluage de 5 ans est simulé, avant l'excavation suivante datée de 1930. Ce même principe est utilisé pour les autres phases d'exploitation. Après l'excavation de l'année 1975 (dernière exploitation prise en compte dans le modèle), un temps de fluage de 25 ans est simulé pour arriver à 1998, année d'excavation du stockage.

Le processus de compaction des matériaux (remblai et/ou produits de foudroyage) présents dans les vides miniers est simulé par une augmentation progressive du module d'Young des éléments volumiques à l'intérieur des excavations en fonction de leur variation de volume. Similairement aux havrits (voir Paragraphe 2.2.2), ce processus est modélisé par l'utilisation de la loi empirique de Hadj Hassen (équation 8). Dans les études précédentes, nous avons vérifié que l'utilisation des paramètres de la loi $\sigma_0 = 6,5 \text{ MPa}$ et $n = 0,5$ permettait de bien reproduire le comportement des matériaux compactés dans un intervalle de valeurs de la contrainte verticale compris entre 0 et 20MPa environ. Traduit en une loi facilement exploitable par *FLAC3D*, cela donne :

$$E(\text{MPa}) = \frac{10,83}{n} \quad (12)$$

- **Excavation du stockage et simulation du comportement à long terme.** Après le raffinement du maillage, les galeries du stockage sont excavées par la suppression des éléments volumiques correspondants. Avant de démarrer la simulation de fluage, le modèle est remis en équilibre mécanique, ce qui permet de simuler le comportement instantané du massif lors de l'excavation. La simulation de fluage est ensuite réalisée jusqu'à l'année 2021 (soit un intervalle de temps de 23 ans). A ce moment, les différents matériaux présents à l'intérieur des galeries sont activés et

le fluage poursuivi sur le très long terme, jusqu'à 100 000 ans. Le schéma de remplissage des galeries est donné en Figure 3-9.

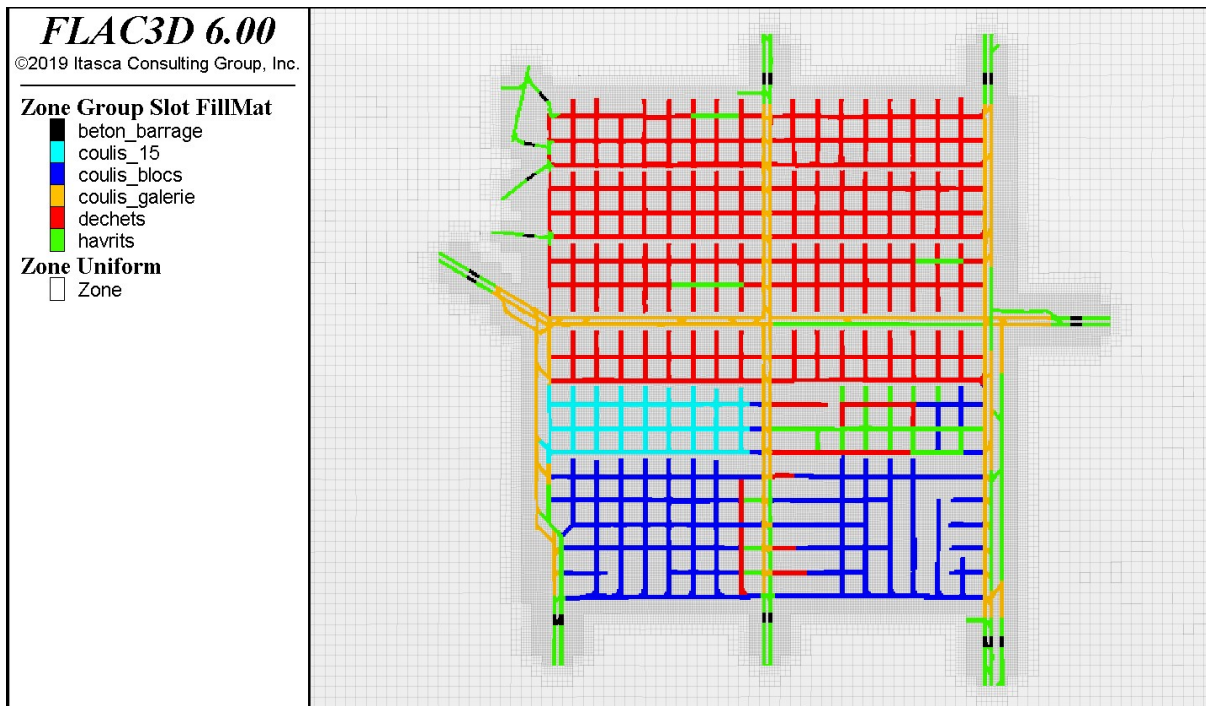


Figure 3-9: Modèle global du site du stockage de déchets, avec les blocs de stockage et les galeries principales à remblayer dans la zone à confiner.

Dans la réalité, les déchets ont été introduit dans le stockage bien avant l'année 2021. Ces matériaux devraient alors être considéré dès la fin de la phase d'excavation. Toutefois, la présence d'un jeu initial entre les déchets (stockés en futs et big-bags) et les parois des allées a empêché de fait leur compression sous l'action du fluage du massif. Lors des premières années de fluage on peut ainsi retenir le comportement sous compression d'une galerie contenant des déchets comme similaire à celui d'une galerie vide, ce qui justifie le choix de modélisation fait.

3.3. Résultats

La Figure 3-10 représente l'évolutions sur 10 000 ans de la contrainte verticale moyenne au-dessus de l'emprise du stockage, à une profondeur correspondant à la côte de la frontière supérieure des modèles locaux, soit 20 m au-dessus du toit des galeries. Le temps « zéro » correspond au moment de l'excavation du stockage. Comme on peut le voir, cette excavation entraine subitement une forte réduction de la contrainte, qui passe d'environ 11,8MPa à 10MPa. Le remplissage des galeries avec les matériaux de remblayage, puis leur compaction progressive, provoquent une nouvelle augmentation, avec une valeur à long terme qui approche asymptotiquement les 10,8MPa, soit le niveau de contrainte dans le massif préexistant les exploitations minières et le stockage.

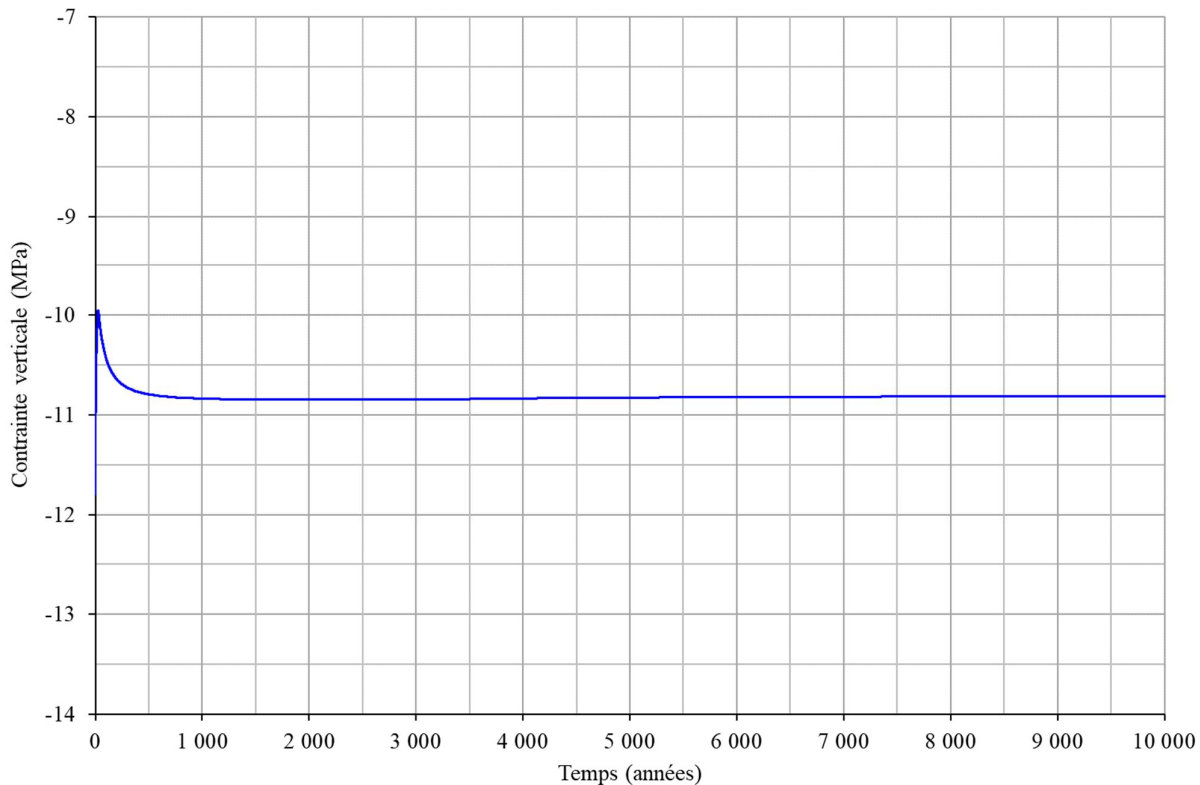


Figure 3-10: Evolution de la contrainte verticale moyenne 20m au-dessus du stockage.

De manière similaire, la Figure 3-11 montre les évolutions au-dessus des différents emplacements des barrages. Le site le plus comprimé est celui du barrage 3, dont la position correspond à celle d'un stot laissé en place entre exploitations. Au contraire, les barrages les moins chargés sont les numéros 8 et 9, situés sous une double exploitation importante des couches inférieure et supérieure, datant de l'année 1955. Comme déjà indiqué plus haut nous utiliserons donc :

- La courbe du barrage 3 pour le calcul de l'évolution des vides au sein des matériaux du barrage. S'agissant de la courbe présentant les valeurs de contraintes les plus fortes, elle permettra d'obtenir une estimation sécuritaire du volume de vides restants ;
- Les courbes des barrages 8 (barrage simple) et 9 (barrage double) pour l'étude de l'évolution de la perméabilité du sel entourant les ouvrages de confinement. En effet, les études menées par Stormont (réf. [16]) ont mis en évidence une relation directe entre la perméabilité et le niveau de contraintes. Ainsi, à la suite de l'excavation la perméabilité du sel à proximité des parois augmente de plusieurs ordres de grandeur, ce qui traduit l'effet de l'endommagement. La construction des barrages en béton permet ensuite un processus de recompression et donc de recatrisation du sel endommagé, avec une nouvelle diminution de la perméabilité vers les valeurs du sel intact (10^{-21} m^2). Dans le contexte qui nous occupe, les sites de barrages soumis à une contrainte verticale moins élevée verront donc la perméabilité du sel diminuer de manière moins rapide. Le choix d'utiliser les évolutions des barrages 8 et 9 permet donc de se placer dans des conditions de calcul sécuritaires pour l'étude de l'efficacité des barrages.

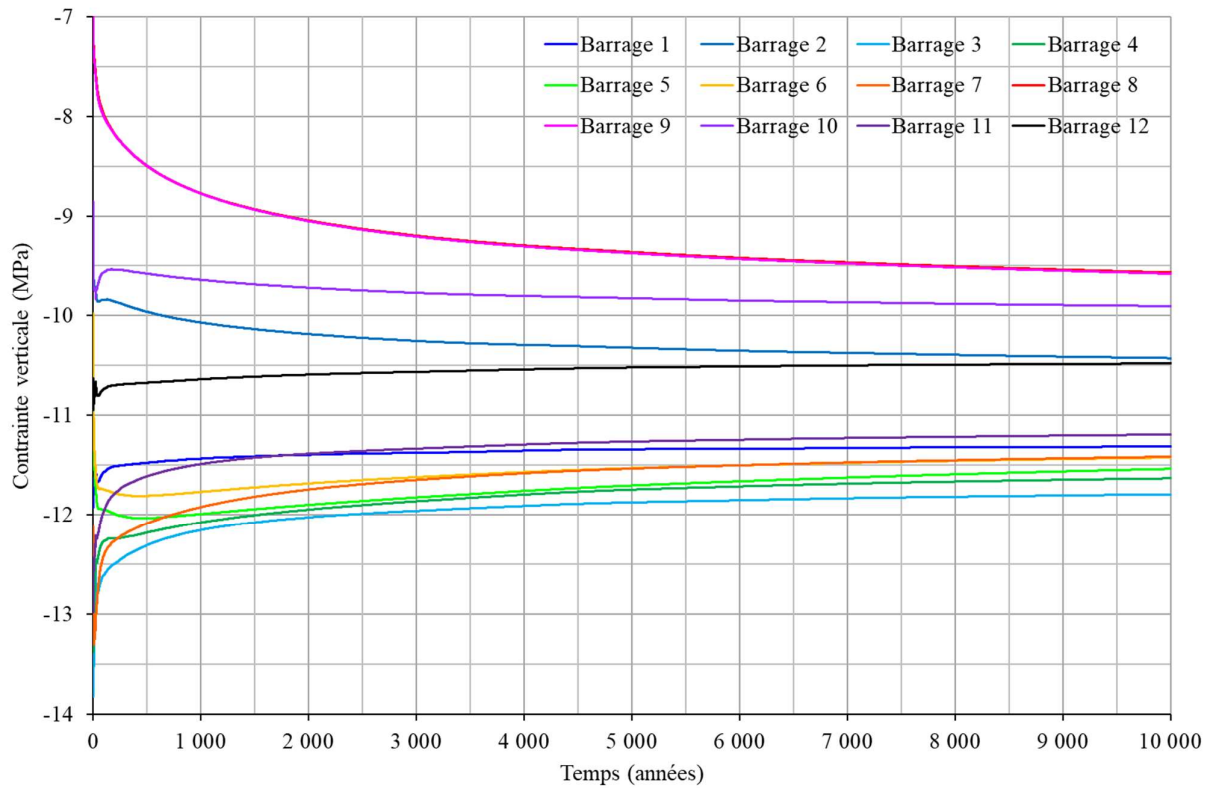


Figure 3-11: Evolution de la contrainte verticale 20m au-dessus des différents emplacements des barrages de confinement.

4. TACHE 2 : ESTIMATION DU DEBIT D'ENTREE DE LA SAUMURE SAINE DANS LE STOCKAGE A TRAVERS LES BARRAGES

Lors des études effectuées en 2013-2014 (réf. [2] et [4]), différentes hypothèses avaient été étudiées sur les dates de remontée de la saumure au droit du stockage. Ces hypothèses étaient déduites de l'estimation : 1) des vides résiduels dans les travaux anciens et 2) des débits d'invasion par la saumure. Dans l'attente d'une nouvelle étude hydrogéologique visant à réestimer le terme source en fonction des observations faites dans les dernières années, nous reprenons ici l'hypothèse de remontée la plus sécuritaire, tirée d'une première étude réalisée par l'INERIS en 2011 (réf. [17]). Après l'arrivée de la saumure au niveau du stockage au bout de 240 ans, sa remontée jusqu'au contact avec la nappe d'Alsace intervient en deux temps : tout d'abord jusqu'au niveau -400m après une cinquantaine d'années, puis, une dizaine d'années plus tard, jusqu'à la nappe. Le Tableau 4-1 récapitule les temps et les pressions correspondantes au niveau du stockage, en utilisant pour la saumure saturée une densité de 1,28.

Hypothèses sur l'arrivée et la montée de la saumure	
Estimation des débits d'arrivée de saumure (m ³ /an)	105 000
Arrivée de la saumure au stockage (années) Pression 0m	240
Arrivée de la saumure à la cote -400m (années) Pression $150 \times 1,28 = 192\text{m}$	294
Arrivée de la saumure au niveau de la nappe (années) Pression 600m	304

Tableau 4-1 : Hypothèses de remontée de l'eau.

Les nouveaux calculs réalisés et décrits ci-dessous tiennent compte d'un part de la nouvelle géométrie des barrages, et d'autre part de la présence et de la disposition des fines couches de marnes présentes au niveau du stockage. Douze modèles ont été réalisés, un pour chaque barrage, de manière à tenir compte de leur emplacement exact par rapport à la position des marnes.

4.1. Géométrie

La Figure 4-1 représente les terrains entourant le stockage. Pour la réalisation des barrages, il est prévu de surcreuser les piédroits, le mur et le toit afin d'éliminer la partie du massif endommagée par l'excavation des galeries, puis par le fluage ayant eu lieu sur environs deux dizaines d'années. La position des galeries et les extensions verticales des surcreusements sont indiquées sur la figure avec des barres grises pour l'ensemble des barrages.

Pour le cas des barrages doubles, la simulation prend en compte seulement la moitié du barrage. En effet, le « pilier » entre les deux parties de la galerie double sera havé lors de la phase de construction et donc sera intégralement remplacé par le matériau du barrage. Par symétrie, on peut donc arrêter le modèle au milieu de ce pilier. Dans le cas des barrages « simples » (barrages 4, 5, 6, 7 et 8), la taille du modèle est également réduite de moitié en considérant le plan vertical de symétrie passant par l'axe de la galerie. La géométrie des modèles est représentée de la Figure 4-2 à la Figure 4-5, pour les deux types et niveaux des barrages (simples et doubles, niveau -23 et -25). Les modèles ne considèrent que l'élément d'étanchéité des barrages, d'une longueur de 6m, et les fines couches de marnes, dont la perméabilité est faible mais pas nulle. L'ensemble des autres matériaux des barrages, y compris les butées de 3m de long présentes de chaque côté de l'élément étanche, n'est pas

modélisés, leur perméabilité étant supposé infinie. La pression de la saumure est alors appliquée, côté externe du stockage, aux faces des éléments volumiques de l'élément étanche et des marnes en contact avec la saumure.

Concernant les couches de marnes, elles sont représentées sur une aire suffisante pour que les effets de bord puissent être négligés. Elles sont simulées sur une longueur de 20 m de part et d'autre du barrage. Le modèle a donc une longueur totale de 62 m et une largeur totale d'environ 22 à 26 m, selon le type de barrage (simple ou double).

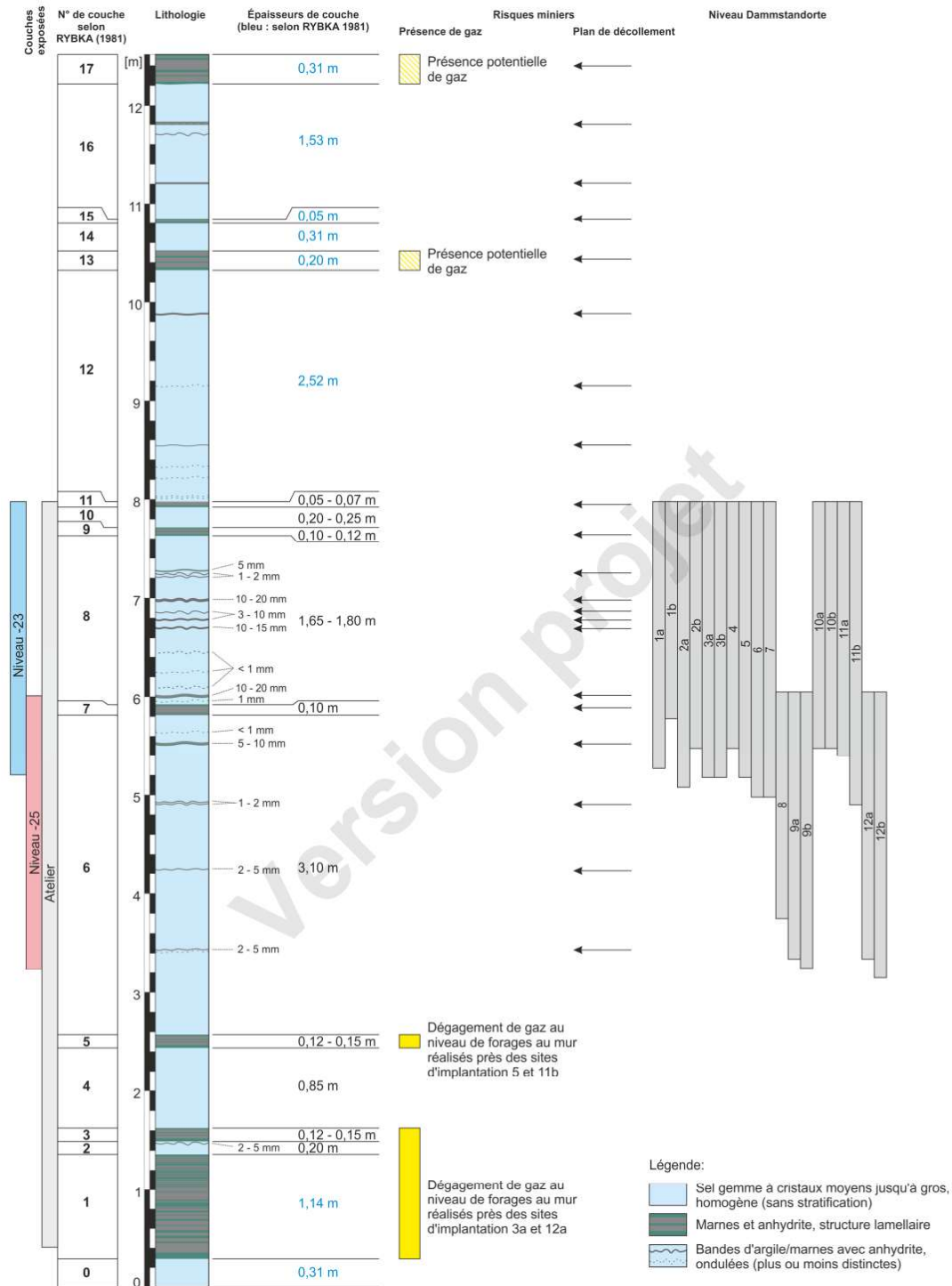


Figure 4-1 : Récapitulatif de la situation des roches exposées, de la lithologie et des risques présents au niveau des sites d'implantation de barrage (réf. [18]).

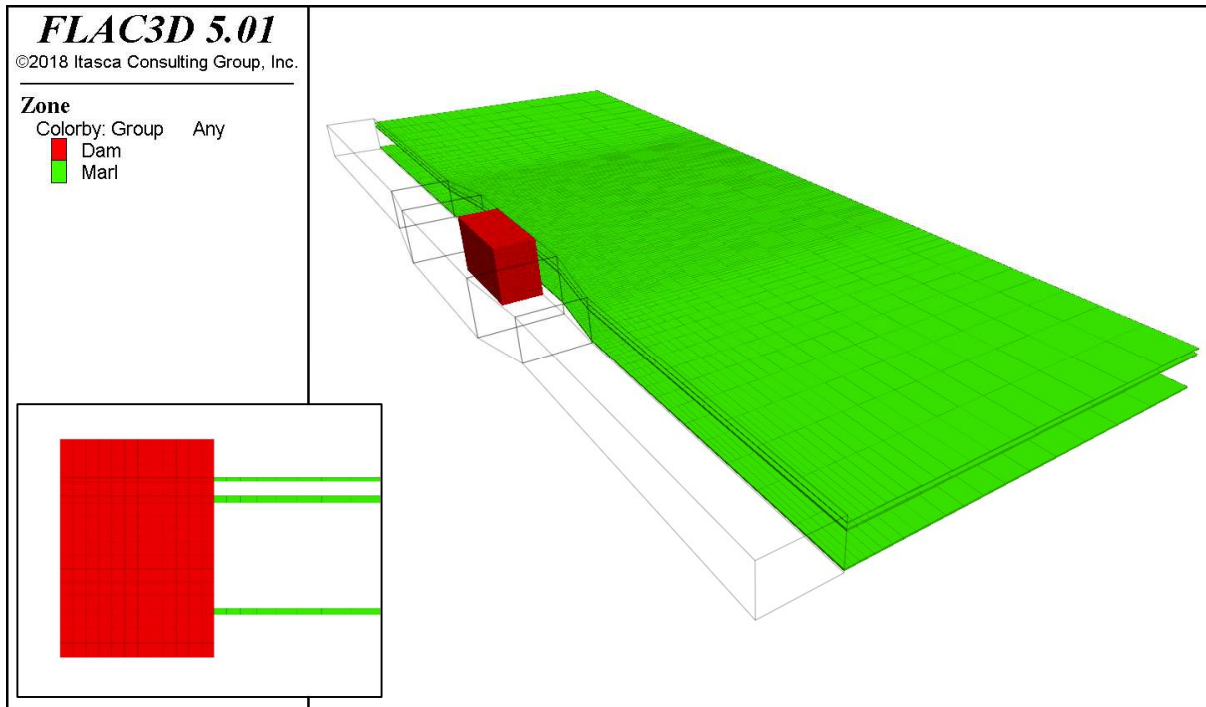


Figure 4-2 : Géométrie du modèle du **barrage simple n°4, niveau -23** et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.

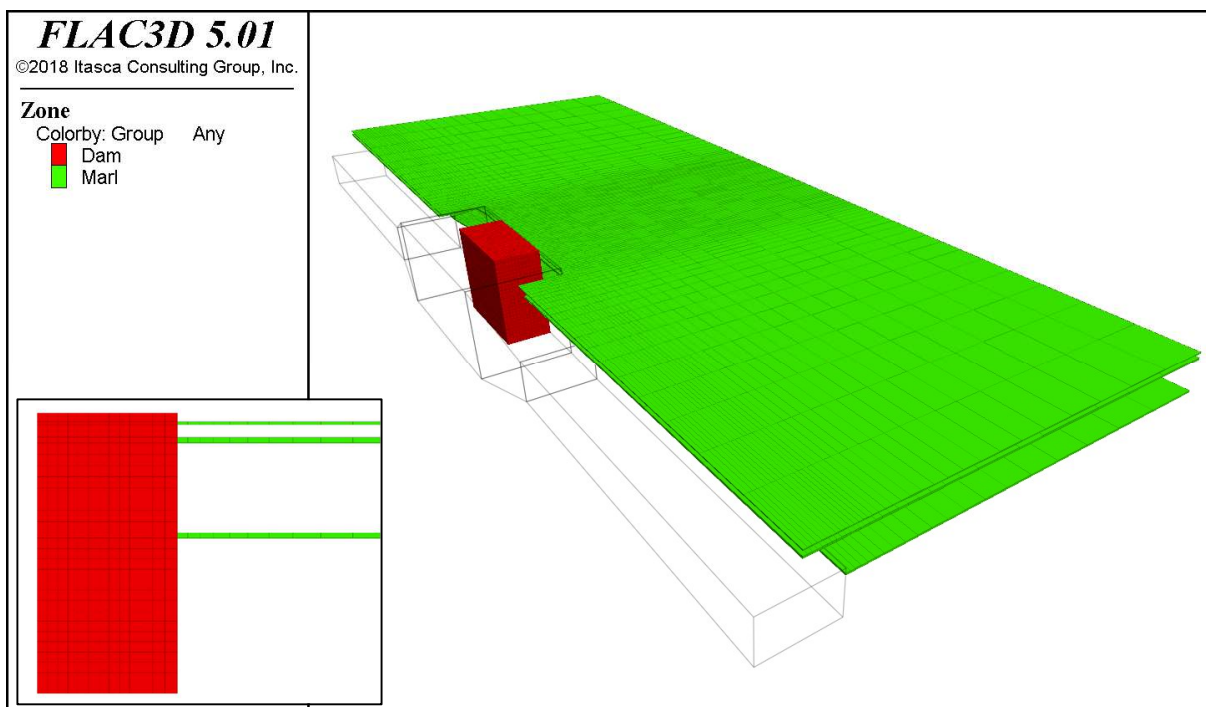


Figure 4-3 : Géométrie du modèle du **barrage simple n°8, niveau -25** et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.

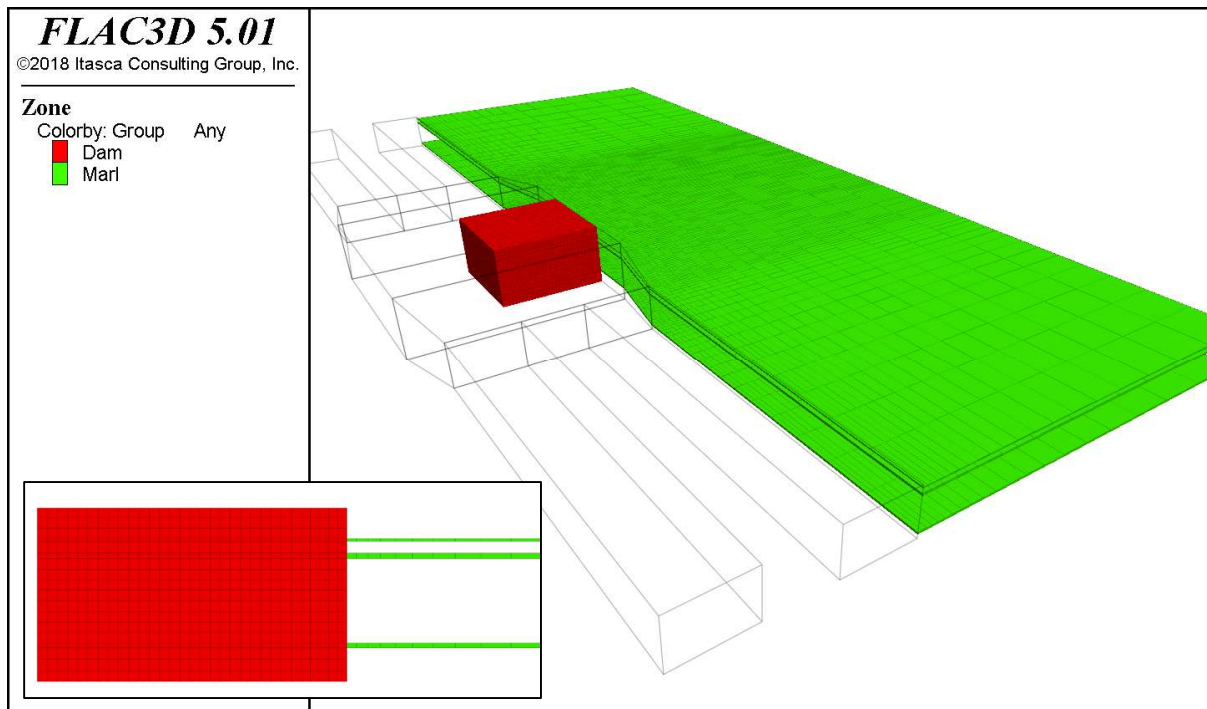


Figure 4-4 : Géométrie du **barrage double n°1, niveau -23** et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.

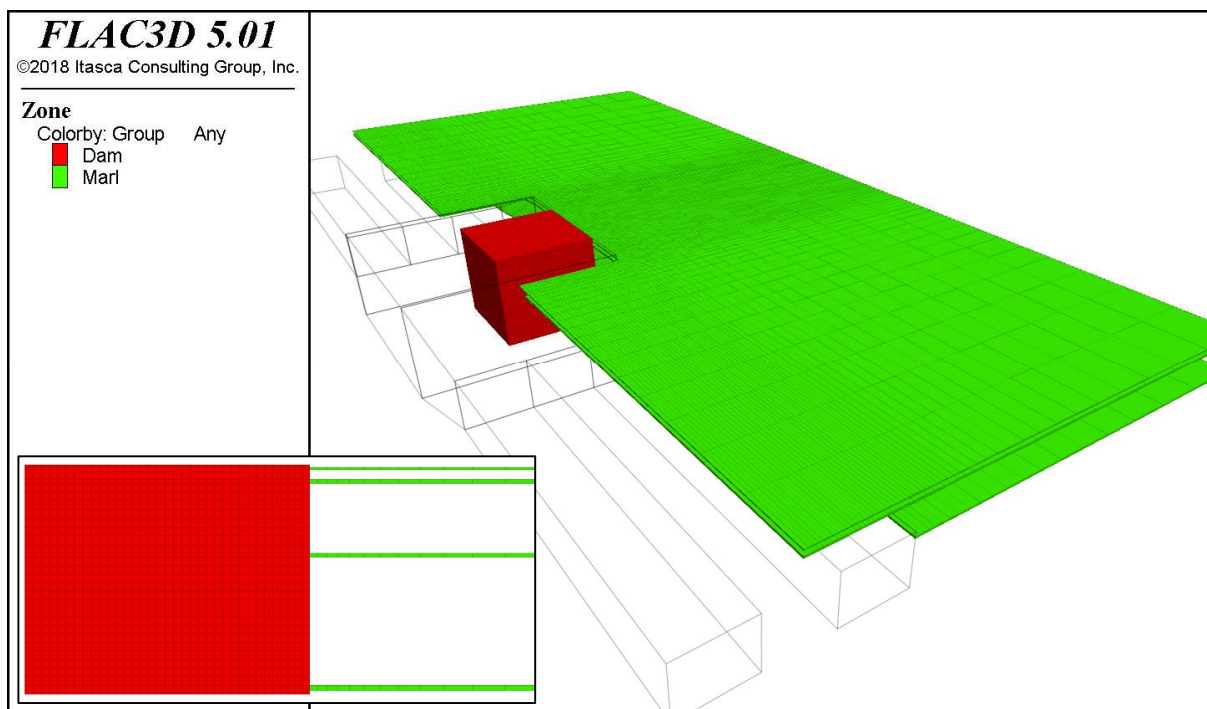


Figure 4-5 : Géométrie du **barrage double n°12, niveau -25** et détail du maillage sur une coupe à mi-longueur du barrage.

4.2. Les propriétés

La perméabilité de l'élément d'étanchéité en béton spécial sera de moins de 10^{-18} m^2 . Par ailleurs, la masse volumique de la saumure est de 1280 kg/m^3 , et sa viscosité varie de 3 à 2 centiPoises environ entre 0 et 20°C. En se basant sur ces chiffres, il vient une perméabilité de Darcy de $6 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$.

L'effet de la non-saturation initiale du béton pendant l'envahissement du barrage par la saumure en train de remonter dans les travaux n'est pas considéré, ce qui raccourcit la durée nécessaire au remplissage du stockage, et fournit donc une estimation pessimiste.

Dans le cas des marnes, la perméabilité est considérée comme égale à 10^{-19} m^2 (perméabilité de Darcy de $6 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$). Cette valeur est la valeur maximale mesurée par la société IBeWa dans les marnes, à une distance de 9 m de la paroi des galeries du stockage (réf. [19]), et donc suffisamment loin de la zone perturbée par l'excavation, pour obtenir la valeur de perméabilité des marnes confinées. Comme les couches de marnes situées autour des barrages seront elles aussi recomprimées, dans plus de deux siècles, du fait du fluage du sel, il est réaliste de considérer cette valeur pour la réalisation des calculs.

Les conditions aux limites sont simples : sur la face externe du barrage, ainsi que sur les tranches des couches de marne en contact avec la saumure, la pression d'eau varie suivant l'hypothèse de remontée de la pression indiquée en Tableau 4-1 ; du côté interne (côté du stockage), la pression est fixée à zéro. On notera que cette condition devient pessimiste (débit entrant surestimé) quand la pression de saumure commence à monter à l'intérieur du stockage.

Les frontières latérales et les faces horizontales du barrage et des couches de marnes sont des frontières imperméables.

Pour ces conditions, l'écoulement tend *in fine* vers un état permanent correspondant au débit maximum pouvant traverser le barrage.

4.3. Résultats obtenus

Le Tableau 4-2 récapitule pour chaque barrage la surface transversale ainsi que le flux de saumure en état permanent. Le flux est fonction principalement de la section du barrage. Ainsi les barrages doubles et parmi ceux-ci les barrages situés aux niveaux -25 présentent des flux plus forts, du fait d'un surcreusement plus important de la roche endommagée en toit des galeries.

Barrage	Type	Niveau	Section (m ²)	Débit entrant en état permanent (m ³ /an)
1	Double	-23	42,7 (40,9)	0,851
2	Double	-23	43,0 (42,8)	0,857
3	Double	-23	52,7 (53,0)	1,050
4	Simple	-23	17,0 (16,0)	0,343
5	Simple	-23	19,0 (18,8)	0,382
6	Simple	-23	21,0 (20,3)	0,421
7	Simple	-23	19,8 (18,2)	0,399
8	Simple	-25	27,5 (26,5)	0,550
9	Double	-25	62,1 (63,0)	1,237
10	Double	-23	47,6 (47,0)	0,950
11	Double	-23	45,5 (45,4)	0,907
12	Double	-25	77,1 (79,2)	1,536
Somme			474,9 (471,1)	9,483

Tableau 4-2 : Résultats des calculs hydrauliques.

Les valeurs de section indiquées entre parenthèses en Tableau 4-2 font référence aux valeurs calculées par ERCOSPAN (réf. [18]) avec le logiciel AUTOCAD et tiennent compte de la vraie géométrie des galeries et de la zone de surcreusement. Dans nos calculs, la géométrie de la section du barrage a été simplifiée : ainsi les coins ne sont pas arrondis et la section est considéré rectangulaire. Il reste que les valeurs de surface ainsi obtenues sont très proches des valeurs d'ERCOSPLAN, particulièrement si on considère la surface totale des barrages.

Le flux traversant les barrages en état permanent n'est que de $9,5 \text{ m}^3/\text{an}$. Les études précédentes avaient obtenu $13,5 \text{ m}^3/\text{an}$. Cette différence est logique : en effet les études d'ITASCA des années 2013-2014 considéraient une surface totale de barrages de 660m^2 , soit environ 40% plus grande.

Enfin, la Figure 4-6 montre l'évolution du volume total de saumure entré dans le stockage en fonction du temps. La vitesse d'envoyage augmente progressivement entre 240 et 300 ans environ, du fait de l'augmentation progressive de la pression appliquée en côté externe du stockage. Elle atteint ensuite une valeur constante une fois le débit permanent étant installé.

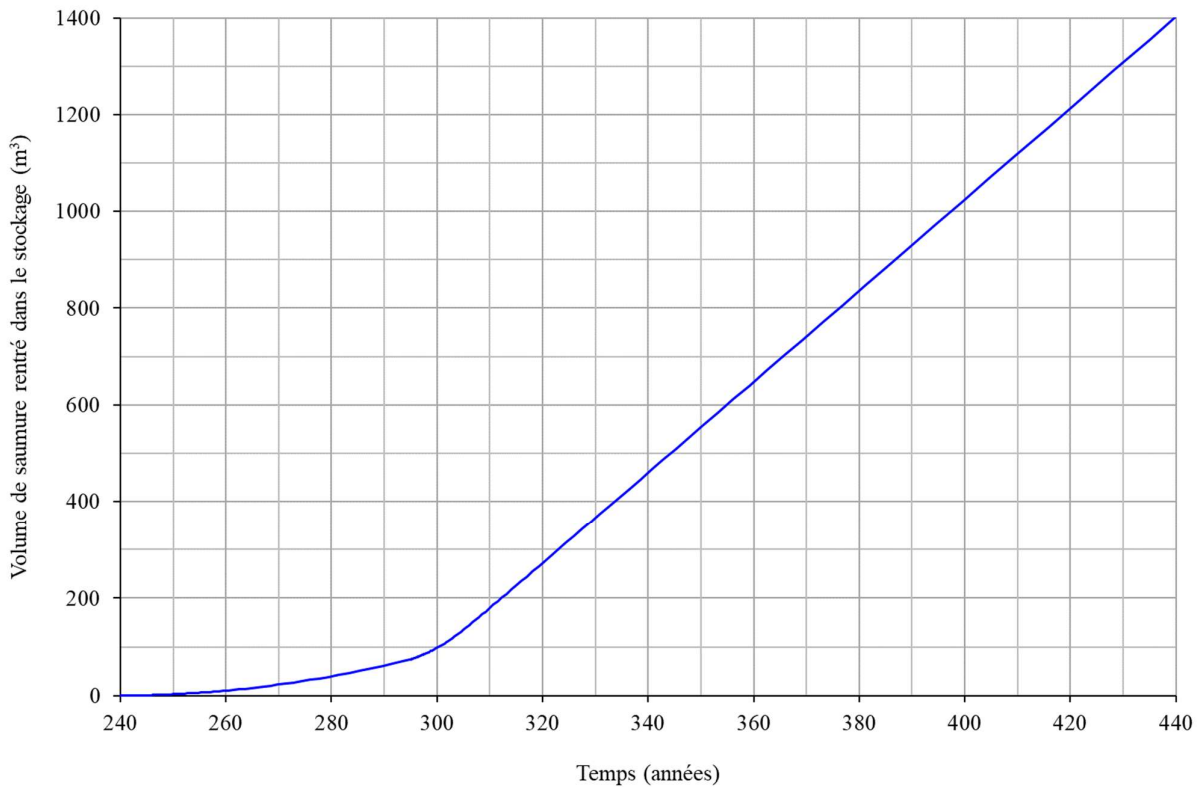


Figure 4-6 : Volume de saumure entré dans le stockage en fonction du temps.

5. TACHE 3 : ETUDE DE LA SOLUTION DE CONFINEMENT – 1

La solution de confinement de référence prévoit la réalisation de barrages avec un serrement interne en havrits de sel, d'une longueur de 20m. Les havrits possèdent initialement une forte porosité (~38%). Si cette porosité n'est pas trop fortement réduite par la convergence avant l'arrivée de la saumure, ils augmentent donc la capacité d'emménagement en saumure du stockage, ce qui retarde les flux sortants. Si cette première solution ne satisfait pas le critère de sûreté requis dans la demande d'autorisation de fermeture du stockage, une deuxième solution est envisagée par MDPa, avec mise en place d'un serrement en havrits sur une longueur plus importante (50m). Par ailleurs, quelle que soit la solution retenue, un serrement externe d'une longueur de 20m sera également présent, permettant de limiter les gradients de contraintes au niveau de la face extérieure de l'élément de butée externe.

Ce paragraphe est dédié à l'étude de la solution de confinement n°1, avec des serrement internes de 20m. L'analyse est structurée en deux temps, qui correspondent aux deux états successifs du stockage vis-à-vis de l'envahissement par la saumure.

- Dans un premier temps, le stockage est vide de saumure puis partiellement saturé, et donc la pression de saumure y est soit nulle, soit négligeable. La saumure entre dans le stockage. L'évolution des vides résiduels au sein du stockage en fonction du temps est comparée à l'évolution du volume de saumure ayant traversé les barrages (courbe montrée en Figure 4-6). Ceci permet de calculer le moment d'envoyage du stockage et le volume de vides à cet instant. A ce moment, la quantité de saumure dans le stockage est maximale.
- Une fois le stockage envoyé, toute réduction ultérieure de son volume entraîne une inversion des flux avec l'expulsion d'un fluide pollué vers l'extérieur du site. La vitesse de fermeture détermine alors le débit de saumure sortante, et donc le flux massique de mercure, en faisant l'hypothèse que l'intégralité du contenu en mercure du stockage (1 400 kg selon les données transmises par MDPa) passe en solution au moment de l'envoyage du site.

5.1. Simulation de la fermeture du stockage avant l'envoyage

La fermeture du stockage est évaluée en simulant l'évolution de la fermeture des différentes configurations des tunnels du stockage à l'aide de modèles locaux (galeries de service et galeries des blocs du stockage remplies par des déchets, des havrits ou du coulis). Les résultats de ces modèles sont combinés en termes d'évolution avec le temps des vides accessibles à la saumure, et donc de la fermeture globale du stockage. Dans ce paragraphe, la présence de la saumure après l'envahissement n'est pas prise en compte. Ces simulations ne sont donc valides que jusqu'au moment où la saumure a complètement envahi le stockage et commence donc à monter en pression.

5.1.1. Fermeture des différentes configurations de galeries

Trois configurations de galeries du stockage sont considérées pour simuler la fermeture mécanique au cours du temps :

- Les galeries d'accès remplies avec les havrits ou le coulis de remplissage (formulation F4). Dans les deux cas, le remplissage est supposé avoir lieu en 2021, sur une hauteur correspondant à 80% de la hauteur résiduelle des galeries. Compte tenu de l'extension linéaire importante de ces ouvrages, le modèle choisi est un modèle 2D représentant une section transversale des galeries. La géométrie initiale considère deux galeries de 3,8 m de largeur et 2,8 m de hauteur, séparées par un pilier de 3,2 m ;
- Les galeries des blocs de stockage remplies avec les déchets, le coulis (formulation F2 pour les blocs 16 et 26 et formulation F5 pour le bloc 15), ou les havrits. Ici à nouveau nous considérons un remplissage des galeries en 2021. Dans le cas des déchets, le schéma de mise en place est

légèrement différent car ces matériaux sont présents dans le stockage dès la fin de son excavation. Au vu de la géométrie régulière des blocs, le modèle retenu est un modèle 3D de croisement entre une allée et une recoupe, de sections initiales identiques : largeur de 5,5 m et hauteur de 2,8 m ;

- Les galeries d'accès au niveau des emplacements des barrages de confinement. Nous considérons ici le cas d'un barrage double. Le modèle 3D permet de reproduire la phase d'excavation des galeries, puis de surcreusement de la partie endommagée au droit du futur barrage et pour finir la mise en place des éléments du barrage selon le phasage communiqué. MDPa a précisé par ailleurs que les serrements en havrits des deux côtés du barrage seront réalisés sur toute la hauteur de la galerie. Dans le cas d'un serrement interne d'une longueur de 50m, toutefois, les premiers 20m seulement seront sur toute la hauteur, et les 30m restants sur 80% de la hauteur.

5.1.1.1. Géométrie des modèles

La géométrie initiale de ces trois configurations est montrée de la Figure 5-1 à la Figure 5-3. Le maillage est réalisé de manière à obtenir des résultats précis au niveau des tunnels pour suivre avec une précision suffisante l'évolution de leur volume dans le temps. La discrétisation est donc relativement fine autour de ces structures, alors que les éléments de volume éloignés de l'excavation ont des dimensions plus importantes.

Dans le cas du modèle 3D de croisement entre deux galeries (Figure 5-2), seulement un quart de l'intersection est modélisé, ce qui permet de limiter le nombre d'éléments volumiques, et donc les temps de calcul. Compte tenu de la taille des piliers du stockage (20x20 m dans le plan horizontal), le modèle considère un quart de pilier d'extension horizontale 10 m. Des conditions de symétrie sont appliquées sur toutes les frontières latérales du modèle.

Pour le modèle des galeries au niveau des emplacements des barrages (Figure 5-3), nous faisons également l'hypothèse d'un plan vertical de symétrie situé au milieu du pilier entre les deux galeries et ne considérons donc qu'une seule des deux galeries d'accès. Cette hypothèse ne permet pas de reproduire le phasage exact de construction du barrage. Celui-ci prévoit le surcreusement puis la pose des éléments en béton d'abord pour une galerie, puis pour l'autre et enfin le havage du pilier central. Il reste que le but de ce modèle est d'estimer l'évolution des vides au sein du serrement en havrit et de la butée situés du côté interne du stockage. Dans ce sens, la simplification du phasage effectuée a une influence marginale sur ces résultats.

Pour éviter de fortes distorsions des zones au voisinage des parois des galeries pendant les premières années de fluage, quand aucun remplissage n'est encore présent, la géométrie des galeries est légèrement modifiée au droit des coins de manière à leur donner une géométrie régulière au moment où le remplissage sera mis en place. Cette modification réduisant légèrement le volume initial de l'excavation, la taillé initiale des galeries est légèrement modifiée de manière à conserver la valeur du volume initial.

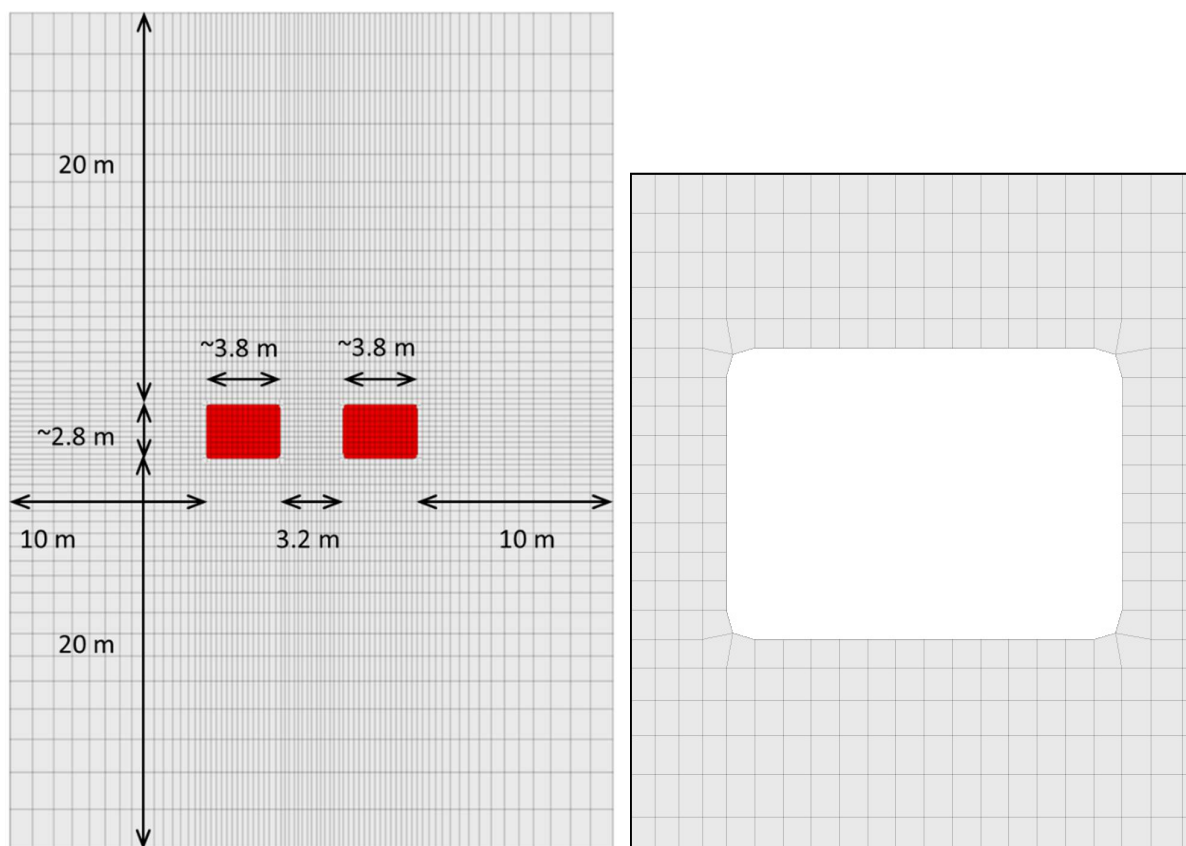


Figure 5-1 : Modèle 2D des galeries d'accès et vue zoomée sur le maillage autour d'une galerie.

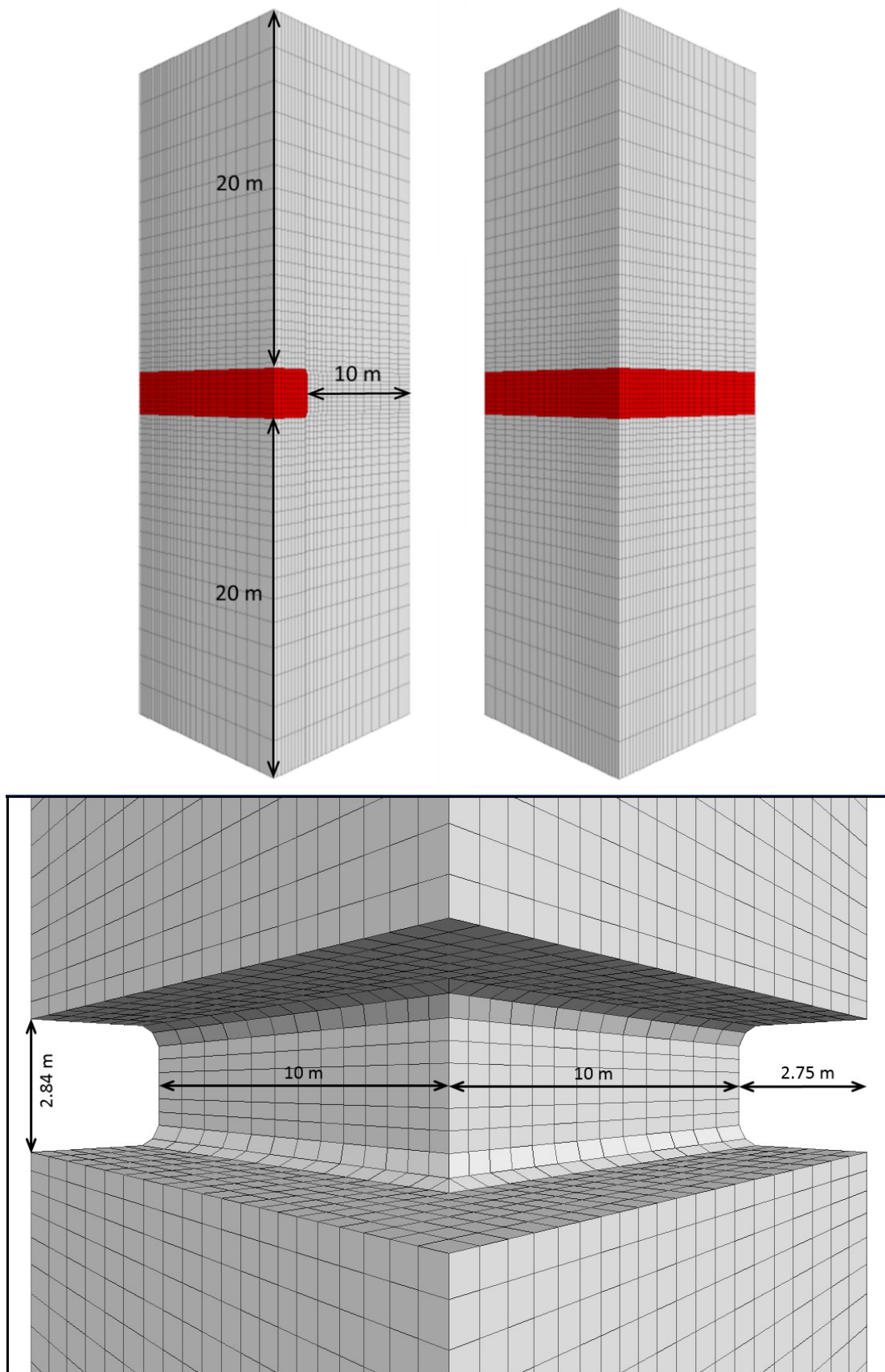


Figure 5-2 : Modèle 3D de croisement entre deux galeries du stockage (en haut) et vue zoomée au droit des galeries (en bas).

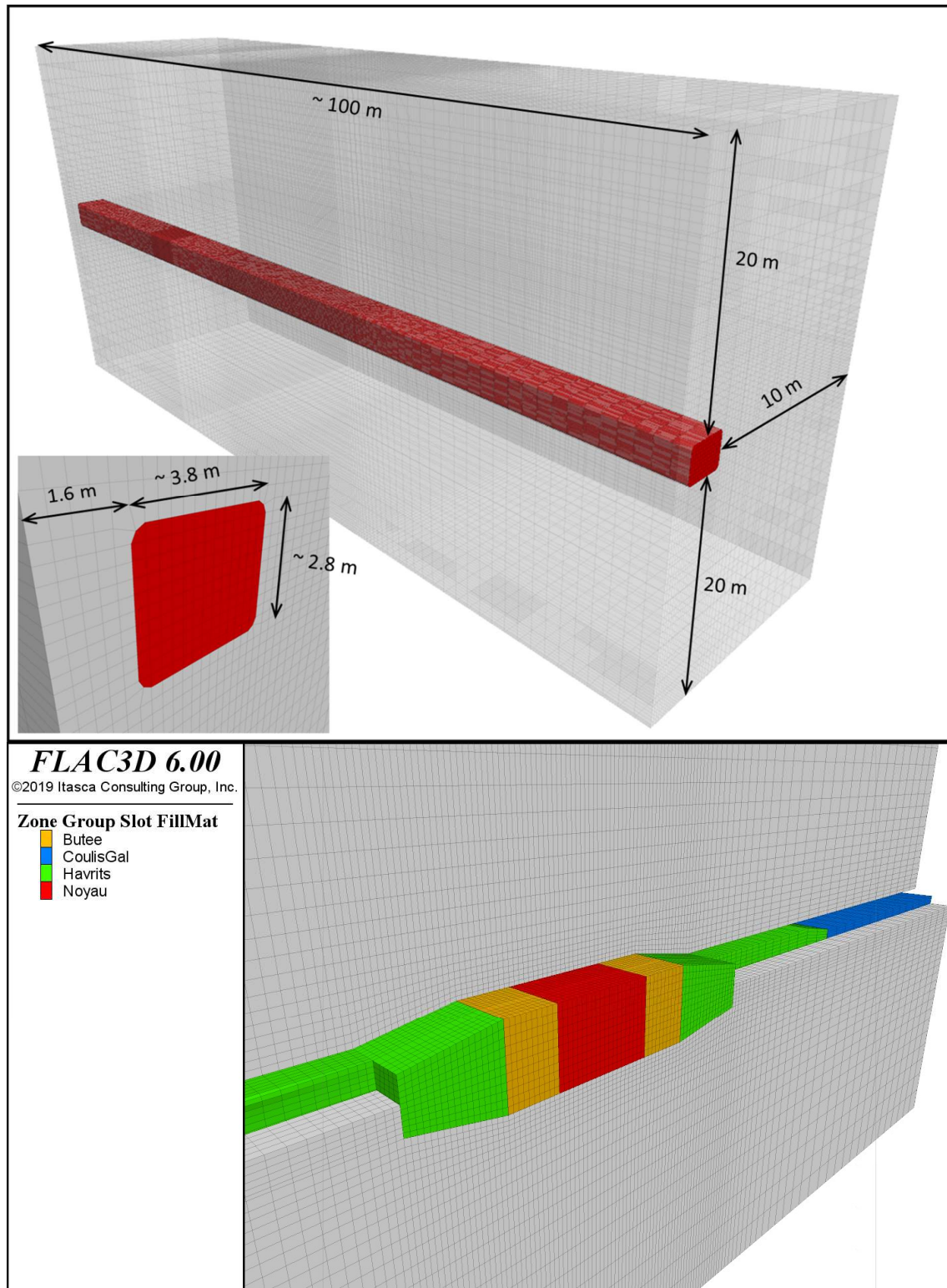


Figure 5-3 : Modèle 3D de la galerie d'accès au droit d'un site de barrage. Géométrie initiale (en haut) et après surcreusement au moment de la construction du barrage (en bas).

5.1.1.2. Modèles de comportement et propriétés du massif rocheux et des matériaux de remplissage

Les modèles de comportement et les propriétés des différentes parties des modèles ont été décrites en paragraphe 2. Pour ce qui concerne le massif rocheux, nous considérons une roche constituée des alternances sel/marne (voir Tableau 2-1).

5.1.1.3. Conditions aux limites et initialisation des contraintes

Les conditions aux limites sont prises suffisamment éloignées de la zone d'étude pour ne pas influencer les résultats, à plus de 5 diamètres équivalents du centre de la galerie. Les déplacements sont imposés sur toutes les frontières, sauf la limite supérieure sur laquelle on applique une contrainte verticale déduite du modèle global 3D décrit en paragraphe 3. Lors de la phase d'initialisation du modèle, la valeur de cette contrainte correspond à la valeur initiale calculée avant l'excavation du stockage, à 20 m au-dessus du toit des futures galeries.

L'état des contraintes est ensuite initialisé dans les modèles en considérant :

- La contrainte verticale agissant initialement sur la frontière supérieure du modèle ;
- L'effet de la pesanteur ;
- Un rapport K_0 entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale égal à 1.

5.1.1.4. Phasage général

Le comportement instantané de la roche étant considéré élastique, la simulation de l'excavation ne nécessite pas un déconfinement progressif de la région des galeries. Elle est réalisée simplement en supprimant les éléments de volume correspondants et en recherchant le nouvel état d'équilibre du modèle. Le fluage est ensuite simulé sur une période de 23 ans. A ce moment, les matériaux de remplissage sont introduits dans les galeries et le fluage est poursuivi sur le long terme, jusqu'à 100 000 ans.

Au cours du fluage, la contrainte appliquée sur la frontière supérieure du modèle pilotée de façon à tenir compte de l'évolution de la contrainte verticale engendrée par la compaction progressive des vides miniers sus-jacents. Pour tous les modèles nous considérons la courbe de la contrainte verticale moyenne existante au-dessus du stockage présentée en Figure 3-10. Seuls les modèles utilisés pour étudier l'évolution des vides des matériaux de barrages considèrent, de manière sécuritaire, la courbe donnant la contrainte verticale la plus forte au niveau des sites des barrages (soit celle du barrage 3 en Figure 3-11).

5.1.1.5. Introduction des matériaux de remplissage et des déchets dans les galeries

L'introduction des déchets et des matériaux de remplissage nécessiterait la prise en compte d'un vide résiduel dans la partie haute des galeries. Ceci pose un problème, purement numérique, de très forte distorsion des éléments volumiques du massif situés au voisinage des coins des galeries avant qu'un contact entre le massif et ces matériaux puisse se développer par suite du fluage du sel. Ce problème concerne principalement les modèles 3D de croisement entre deux galeries du stockage, et notamment les éléments situés au droit de l'intersection.

Pour pallier ce problème et pour permettre ainsi la poursuite des simulations, le phasage de mise en place des composantes intra-galerie a été modifié de deux manières différentes selon le type de matériau :

- Coulis de remplissage et havrits. Nous avons procédé à un remaillage du pourtour de l'excavation juste avant leur mise en place (soit une vingtaine d'années après l'excavation). Ce remaillage est conserve le volume résiduel de la galerie, mais permet d'obtenir une section parfaitement rectangulaire dans laquelle les matériaux de remplissage peuvent être mis en place sur une hauteur de 80%. Les matériaux sont séparés du massif par des interfaces frottantes qui assurent le contact et permettent le développement du contact toit/remblai au cours de la simulation. Ce schéma est montré en Figure 5-4 pour le cas du modèle 3D d'intersection allée/recoupe, comblé par le coulis.
- Déchets. Les déchets ont été introduits dans les galeries juste après leur excavation, sur une hauteur plus faible de celle des galeries. A partir de la masse des déchets et du volume des blocs

stockés, la hauteur moyenne estimée est de 1,6m, soit 58% de la hauteur initiale des galeries (dans la réalité cette valeur est surement plus importante, les déchets étant stockés sous forme de « bigbag » et de futs, avec des vides d'entreposage). La simulation explicite de ce vide apical important conduirait vite à un arrêt des calculs à cause de la forte distorsion des déchets situés en partie haute, distorsion induite par la convergence des parois latérales. En effet le modèle de Cam Clay utilisé pour les déchets surestime fortement les déformations à confinement nul, avec des modules initiaux « hors confinement » très faibles. La solution que nous avons retenue consiste à ne mettre en place les déchets qu'au moment où le volume des tunnels est réduit à la valeur du volume initial des déchets (soit après plusieurs années de fluage). Dans ce cas, les déchets sont complètement confinés par le massif, permettant ainsi la poursuite du calcul sans difficulté numérique. Le schéma de modélisation correspondant est illustré en Figure 5-5.

Notons encore que pour le modèle de Cam-Clay, le module volumique initial est fonction de la pression moyenne, p , selon l'équation suivante :

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (13)$$

Avec v le volume spécifique et κ l'un des paramètres du modèle (voir Tableau 2-3). Afin de prévenir le développement d'une très grande déformation initiale, les déchets sont mis en place en considérant une pression initiale de 10 kPa. Cette pression représente une (faible) pression de préconsolidation initiale. Compte tenu de cette pression initiale, le volume initial des déchets du modèle doit alors être ajusté pour prendre en compte la compaction initiale de 10 kPa, à l'aide des formulations suivantes :

$$V_{déchets,réel}^T = V_{Tunnel,0}^T \cdot \frac{h_{déchets}}{h_{tunnel}} \quad (14)$$

$$V_{déchets}^S = \frac{V_{déchets,réel}^T}{1+e_0} = \frac{V_{déchets,réel}^T}{6,25} \quad (15)$$

$$e_{10kPa} = e_0 - \lambda \ln\left(\frac{p_{c,50kPa}}{p_1}\right) = 5,25 - \lambda \ln\left(\frac{0,01}{0,003}\right) \cong 4,61 \quad (16)$$

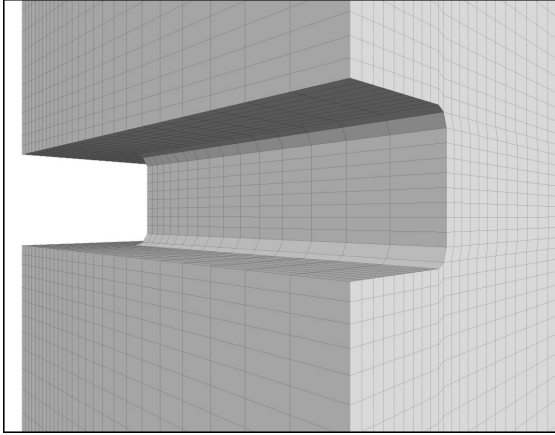
$$V_{déchets,modelle}^T = V_{déchets}^S \cdot (1 + e_{10kPa}) \quad (17)$$

Avec :

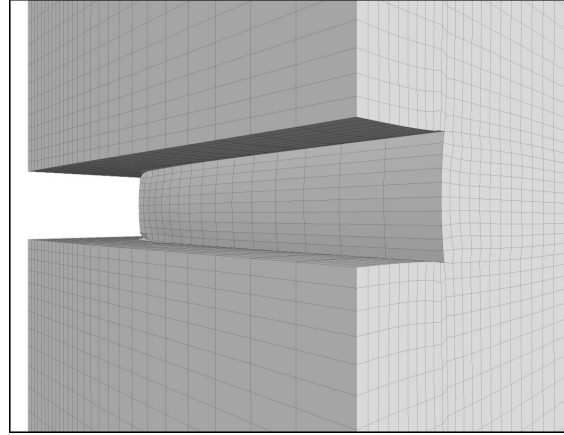
- $V_{déchets,réel}^T$: volume réel des déchets mis en place dans les blocs stockés (sauf Bloc 15) ;
- $V_{déchets,modelle}^T$: volume des déchets mis en place dans le modèle et correspondant à une pression initiale de 10 kPa ;
- $V_{déchets}^S$: volume de la partie solide des déchets mise en place dans le modèle et correspondant à une pression initiale de 10 kPa ;
- $V_{Tunnel,0}^T$: volume initial des blocs stockés (sauf Bloc 15) après leur excavation ;
- $h_{déchets}$: hauteur initiale réelle des déchets (1,6 m environ) ;
- h_{Tunnel} : hauteur initiale du tunnel (2,8 m) ;
- e_0 : indice des vides initial des déchets pour une pression de préconsolidation initiale presque nulle ($p_1 = 0,003$ MPa) ;
- e_{50kPa} : indice des vides des déchets pour une pression de préconsolidation de 10 kPa ($p_{c,10kPa} = 0,010$ MPa).

Le phasage du modèle local prenant en compte les déchets devient alors le suivant :

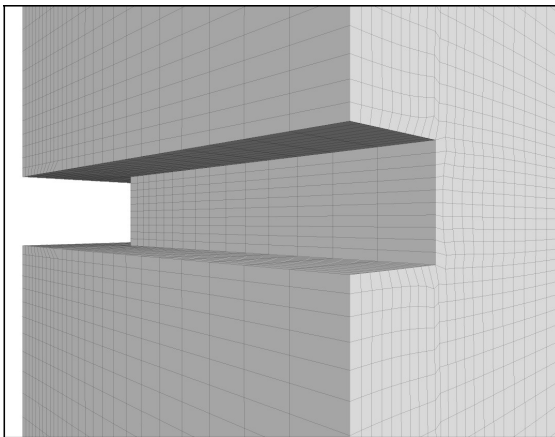
- Excavation des galeries ;
- Fluage jusqu'à ce que le volume résiduel des vides des excavations soit devenu égal à $V^T_{\text{déchets, modèle}}$, soit jusqu'à **43 ans** ;
- Mise en place des déchets sur l'ensemble des vides résiduels des excavations ;
- Fluage jusqu'à 100 000 ans.



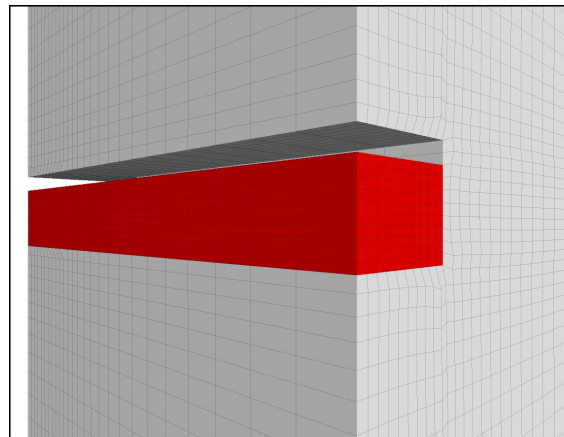
Géométrie initiale



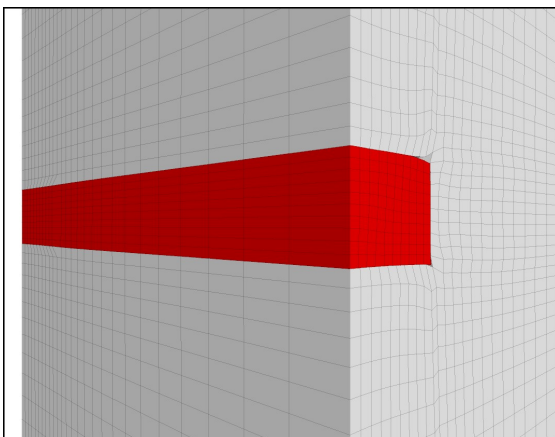
A **23 ans**, avant l'introduction du coulis



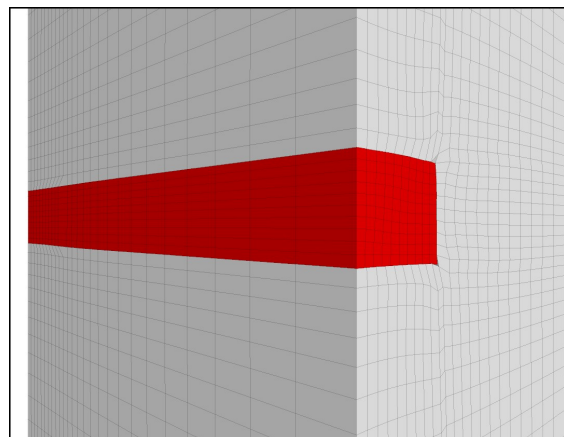
Remaillage du pourtour de l'excavation



Introduction du coulis sur **80%** de la hauteur

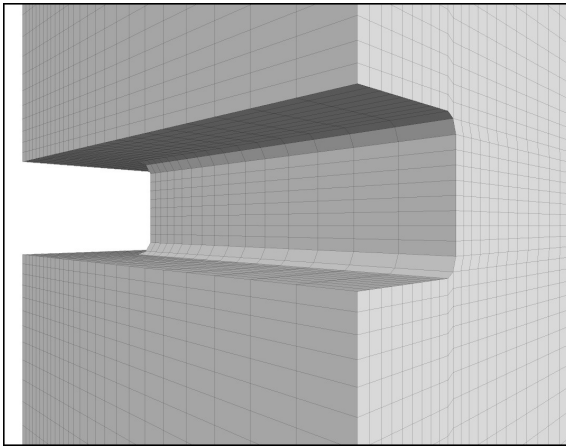


A 100 ans

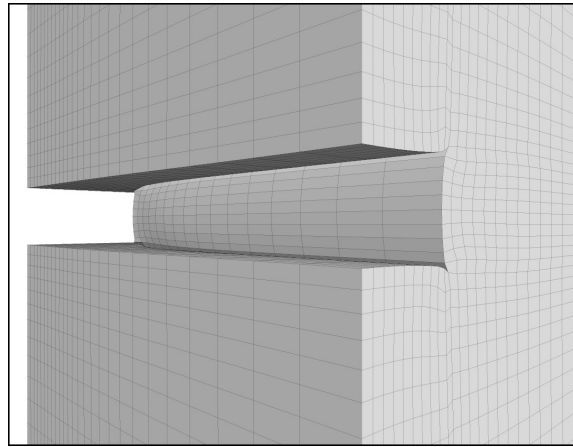


A 1000 ans

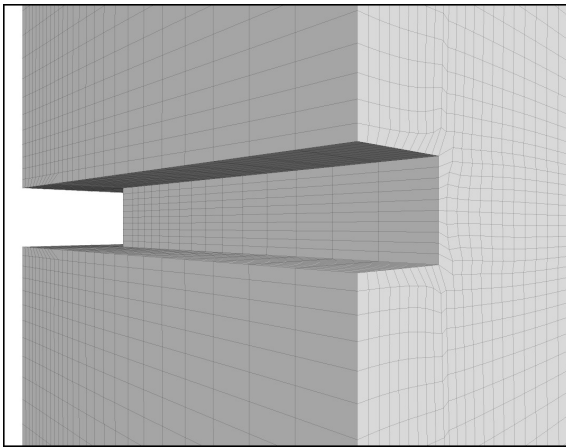
Figure 5-4 : Modèle 3D d'une intersection allée/recoupe d'un bloc de stockage, successivement comblé par le coulis. Schéma de modélisation, de la géométrie initiale à la mise en place du coulis.



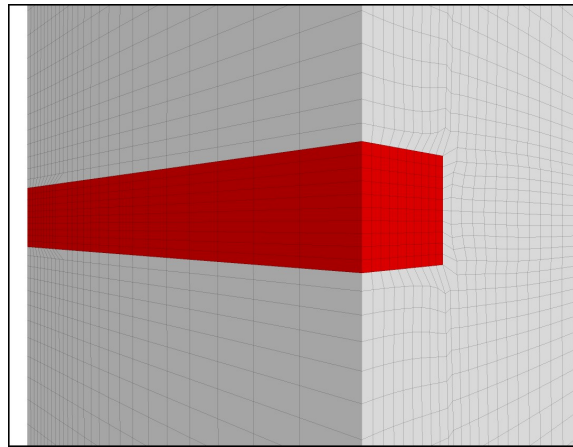
Géométrie initiale



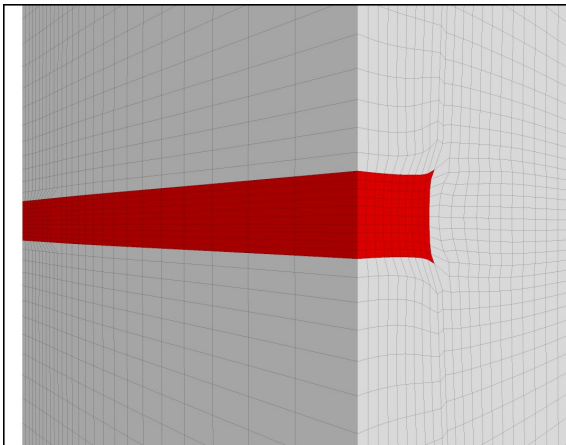
A **43 ans**, avant l'introduction des déchets



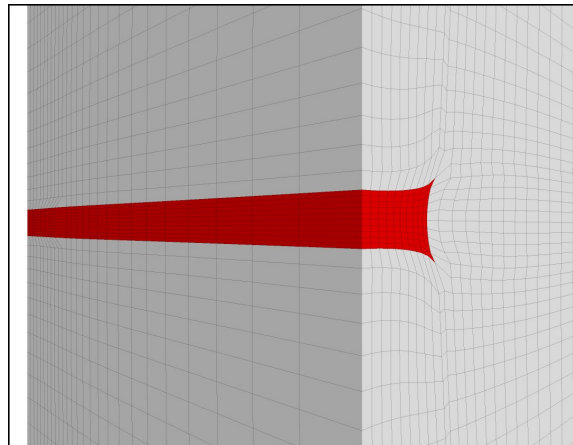
Remaillage du pourtour de l'excavation



Introduction des déchets sur **toute** la hauteur



A 100 ans



A 1000 ans

Figure 5-5 : Modèle 3D d'une intersection allée/recoupe d'un bloc stocké. Schéma de modélisation, de la géométrie initiale à la mise en place des déchets.

5.1.1.6. Résultats des modèles locaux

Au cours du calcul de fluage, la variation de volume des galeries est constamment enregistrée. Ceci permet de tracer l'évolution du volume des vides internes, qu'ils soient « libres » ou qu'ils correspondent à la porosité des matériaux à l'intérieur des tunnels. Pour ce calcul la porosité initiale

des différents matériaux est indiquée en Tableau 5-1. Dans le cas du coulis de remplissage et des havrits, une partie de cette porosité est déjà occupée par l'eau au moment de leur mise en place, ce qui réduit le volume disponible pour l'arrivée de la saumure dans le stockage (volume initialement occupé par l'air). En effet, c'est ce dernier qui va contrôler le processus d'ennoyage. Le tableau indique alors non seulement la porosité totale initiale mais également sa composition air/eau.

Matériau		Porosité		
		Totale	Air	Eau
Déchets		82,2%	82,2%	-
Coulis	Blocs vides (F2)	42,3%	2,9%	39,4%
	Galleries d'accès (F4)	37,1%	3,7%	33,4%
	Bloc 15 (F5)	39,0%	5,2%	33,8%
Havrits de sel		38,5%	34,5%	4,0%

Tableau 5-1 : Porosité et sa composition pour les différents matériaux du stockage.

Pour les déchets, la porosité initiale des REFIOM déterminée par l'ASGA est de 84%. La valeur indiquée dans le Tableau 5-1 (82,2%) correspond à l'indice de vides pour une contrainte de préconsolidation initiale de 10kPa, e_{10kPa} , calculé dans l'équation (16).

Les évolutions du volume de vides au cours de la simulation sont données de la Figure 5-7 à la Figure 5-13 pour les différents modèles. Pour la plupart d'entre eux, la mise en place du remplissage (coulis, havrits, barrages) se traduit par une diminution « instantanée » du volume de vides après 23 ans, accompagnée par une augmentation, également instantanée, du volume d'eau présent (eau contenue dans le remplissage).

Ces figures présentent également le rapport entre le volume disponible pour l'arrivée de la saumure et le volume initial des galleries. Comme on peut le voir, dans certains cas ce rapport devient négatif avec le temps. Cela indique que tout le volume occupé par l'air a été refermé et la réduction ultérieure du volume de la galerie donne lieu à une expulsion de l'eau initialement contenue dans ces matériaux vers d'autres parties du stockage. Dans ce cas, non seulement ces matériaux ne sont plus en mesure d'accueillir de la saumure entrant dans le stockage, mais l'expulsion d'eau à laquelle ils sont soumis va réduire le volume disponible résiduel du stockage. Leur contribution au volume disponible du stockage devient donc négative. Le Tableau 5-2 indique le moment où cette expulsion a lieu dans les différents modèles analysés.

Modèle	Matériau	Date d'expulsion de l'eau (années)
Blocs stockés (3D)	Déchets	-
	Coulis (F2)	~ 60
	Havrits	~ 6 460
Bloc 15 (3D)	Déchets	-
	Coulis (F5)	-
Galeries d'accès (2D)	Coulis (F4)	~ 280
	Havrits	~ 17 160
Galeries d'accès (3D) - Site des barrages	Havrits / Butée	-

Tableau 5-2 : Moment d'expulsion de l'eau initialement contenue dans les matériaux du stockage.

Dans le cas du modèle 3D des galeries d'accès au niveau des sites de barrage, nous montrons la variation de volume des vides pour la seule partie interne au stockage constituée du serrement en havrits et de l'élément de butée interne.

Par ailleurs, dans le cas des déchets, nous présentons des courbes corrigées, pour tenir compte de leur présence à partir de $T=0$ ans (temps réel), même si, comme décrit au paragraphe précédent, ce matériau n'est mis en place dans le modèle que plus tard de manière à éviter la présence d'un vide apical initial. De fait, nous considérons que pendant la période entre la mise en place réelle et la mise en place effective dans le modèle, tout le changement des vides internes dans le tunnel survient dans la partie vide des galeries située au toit des déchets. Une fois ce vide refermé (et donc une fois les déchets mis en place dans le modèle), le changement des vides internes n'est plus dû qu'au changement de porosité des déchets. La Figure 5-6 montre la différence entre les résultats « bruts » obtenus à partir de la simulation *FLAC3D* et l'évolution corrigée.

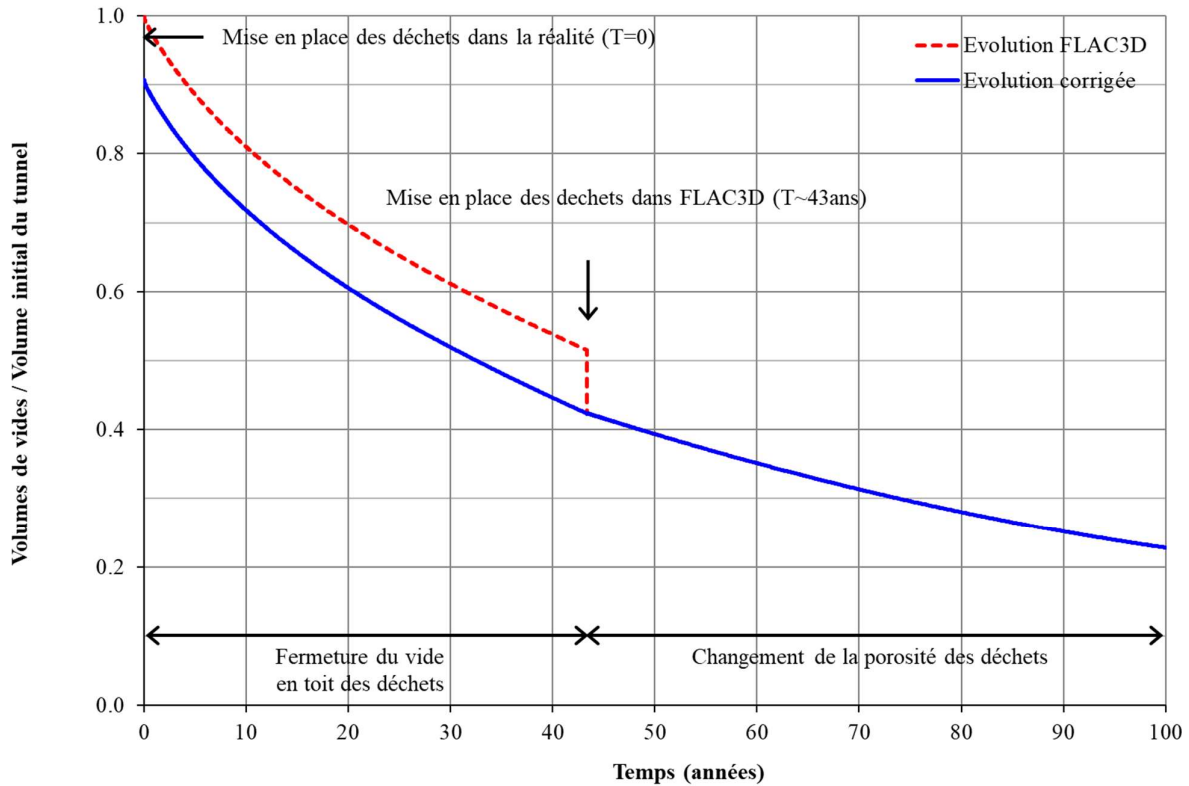


Figure 5-6 : Comparaison entre l'évolution des vides obtenue dans FLAC3D et l'évolution corrigée (modèle de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les déchets).

Pour tous les modèles nous observons une diminution initiale rapide des vides à cause (1) de la fermeture de la partie haute des galeries restée vide et (2) de la mise en compression des matériaux mis en place dans le tunnel (notamment les déchets et les havrits). La compression progressive engendrée par le fluage du sel réduit petit à petit le déviateur de contrainte dans le sel et donc la vitesse de fluage. En conséquence, la vitesse de variation du volume de vides dans les tunnels diminue, pour devenir très faible à partir de 1 000 ans de fluage.

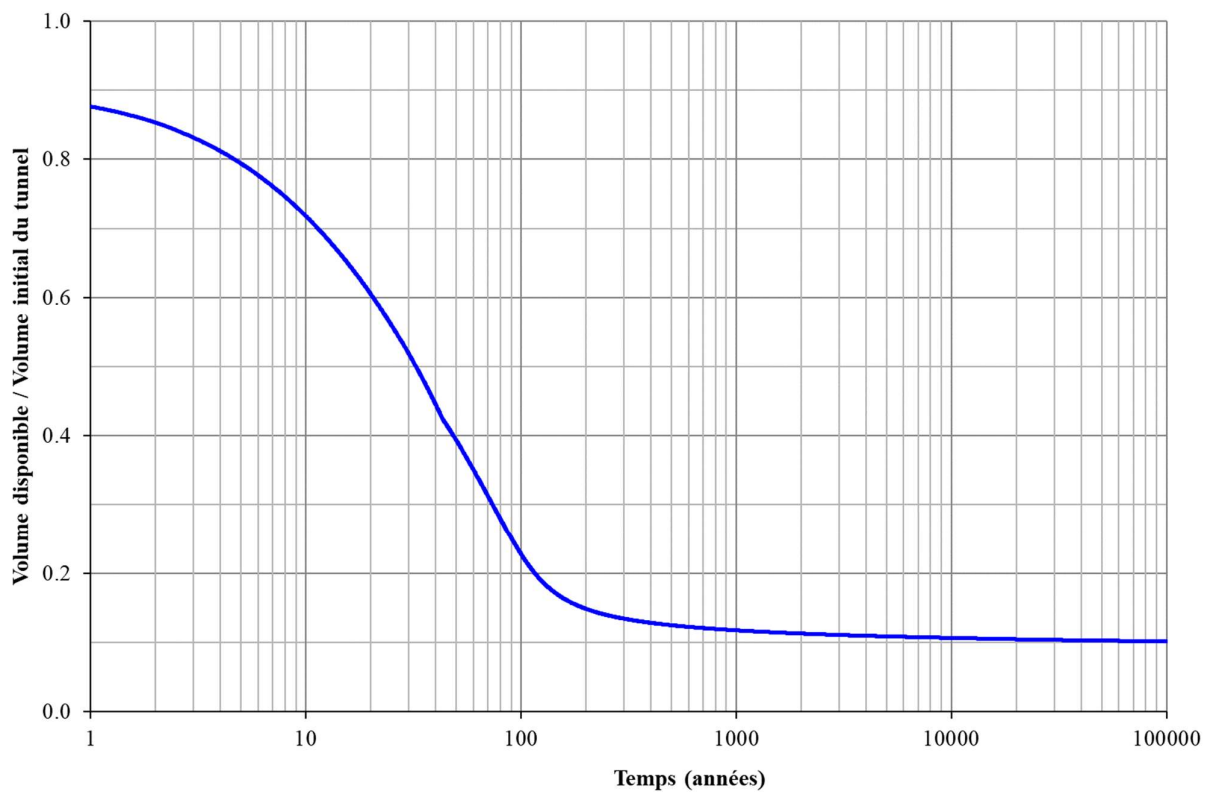
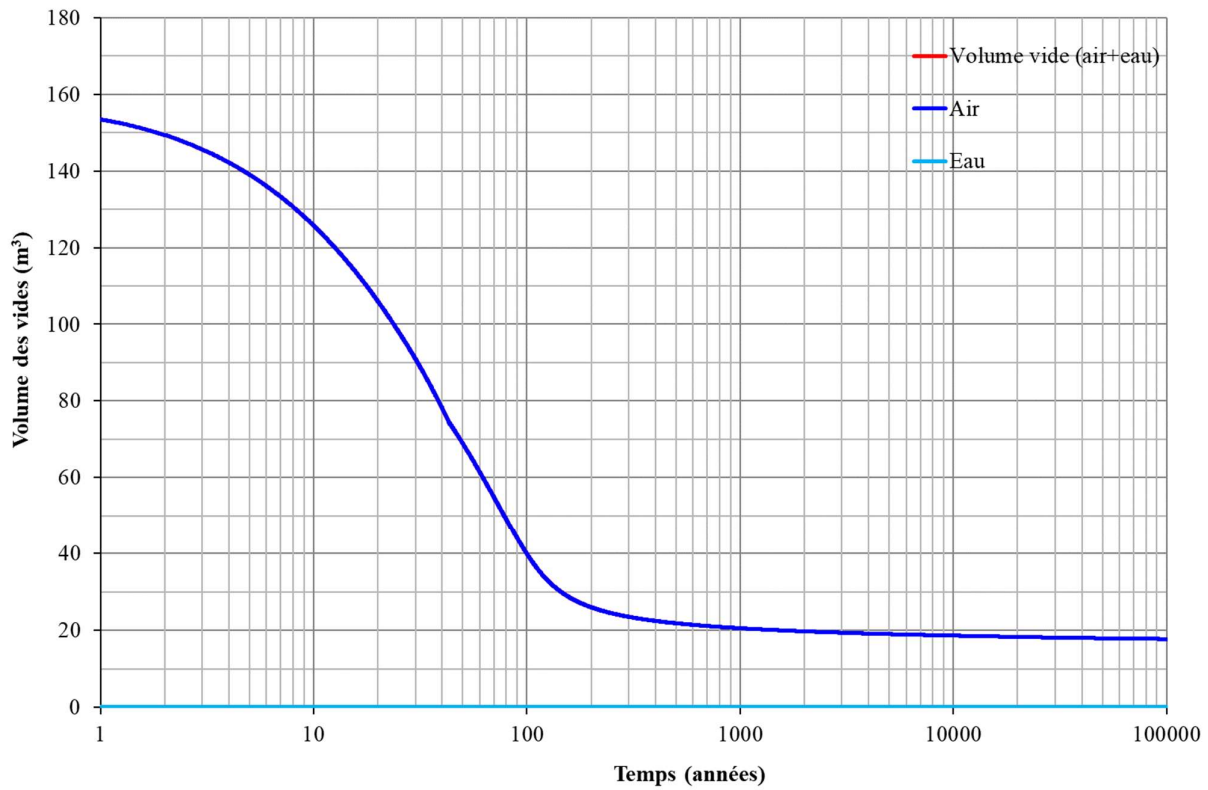


Figure 5-7 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les **déchets**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

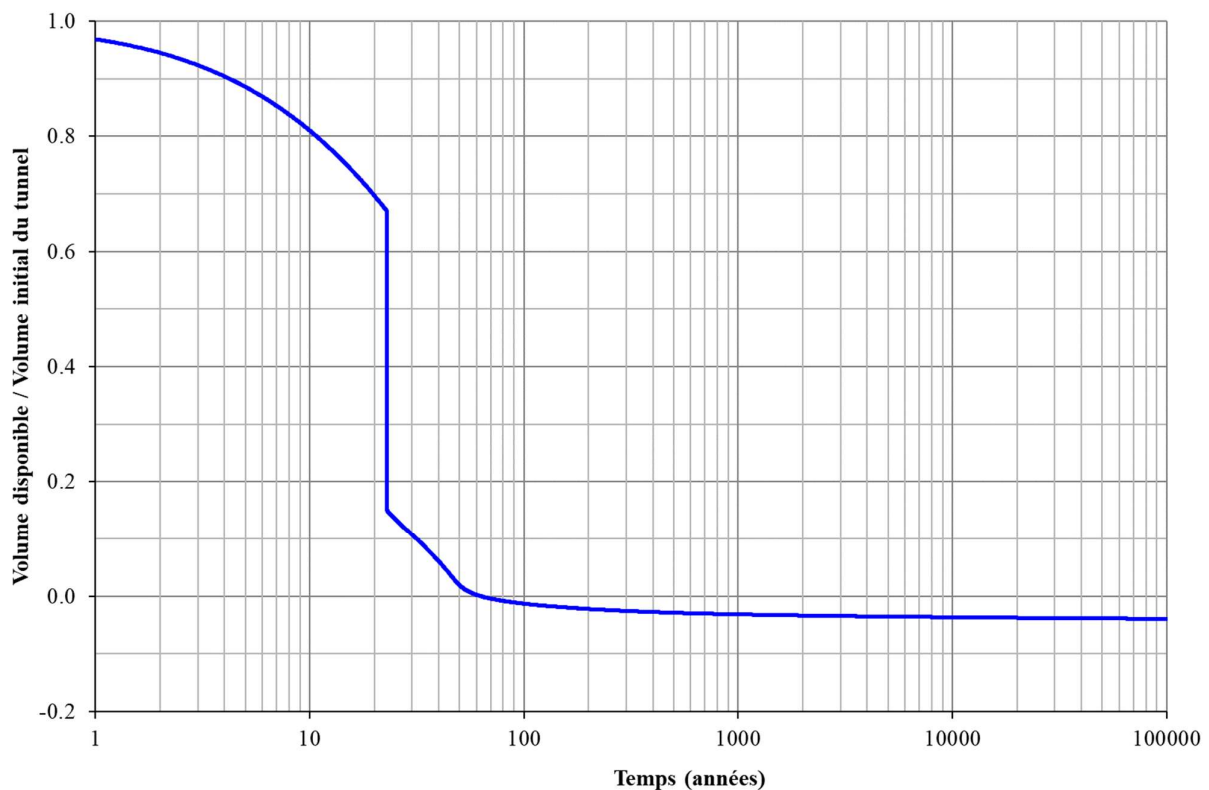
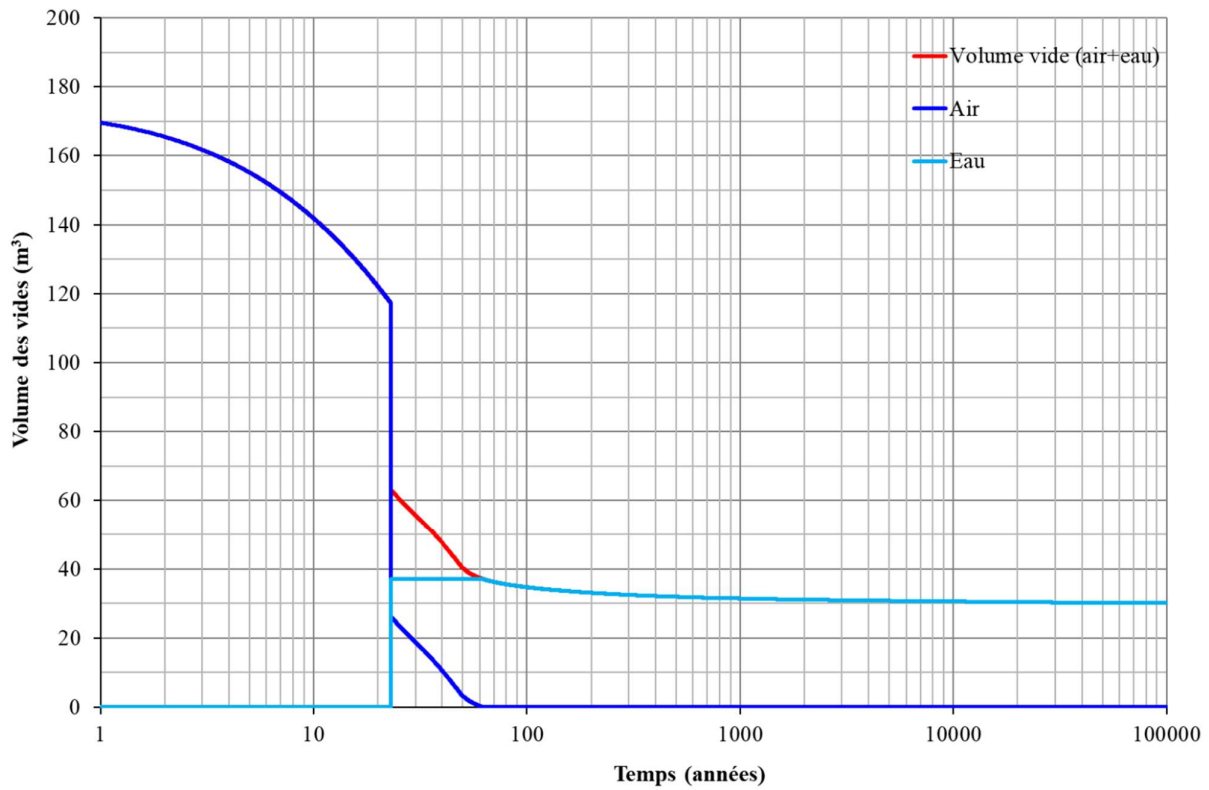


Figure 5-8 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par le **coulis F2**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

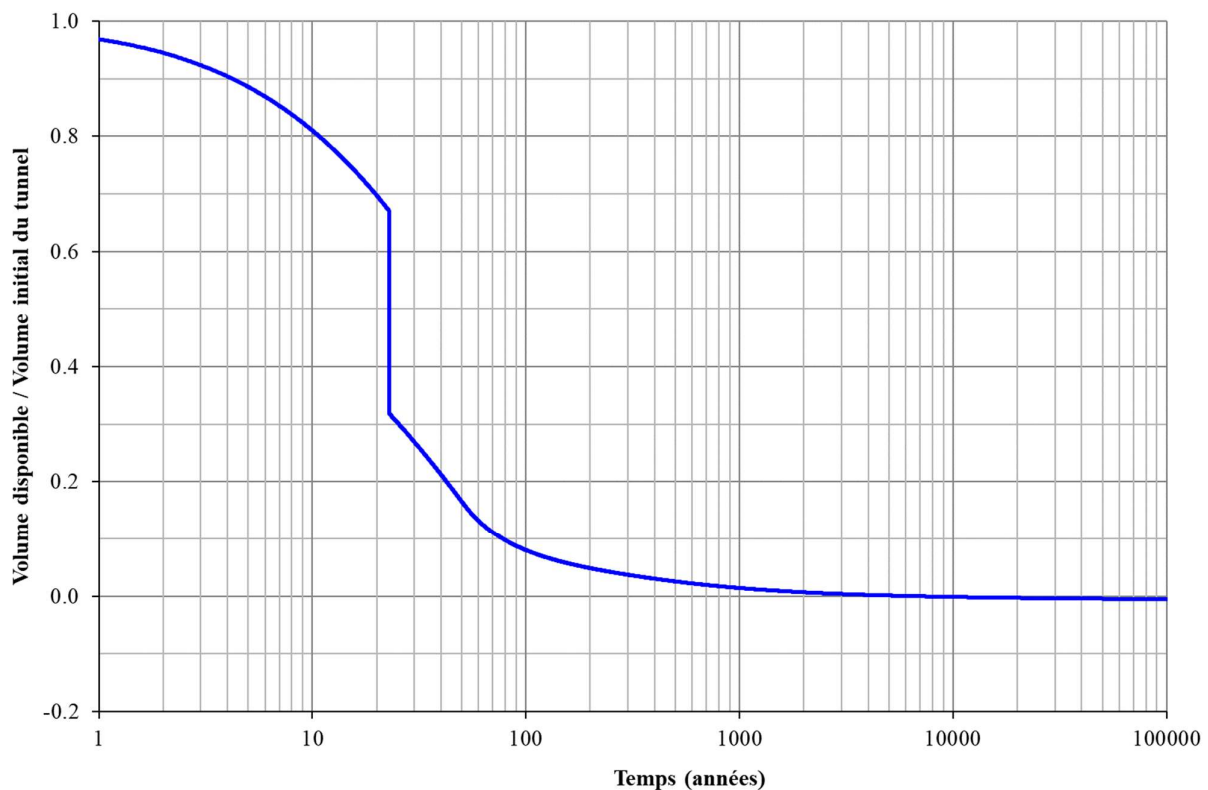
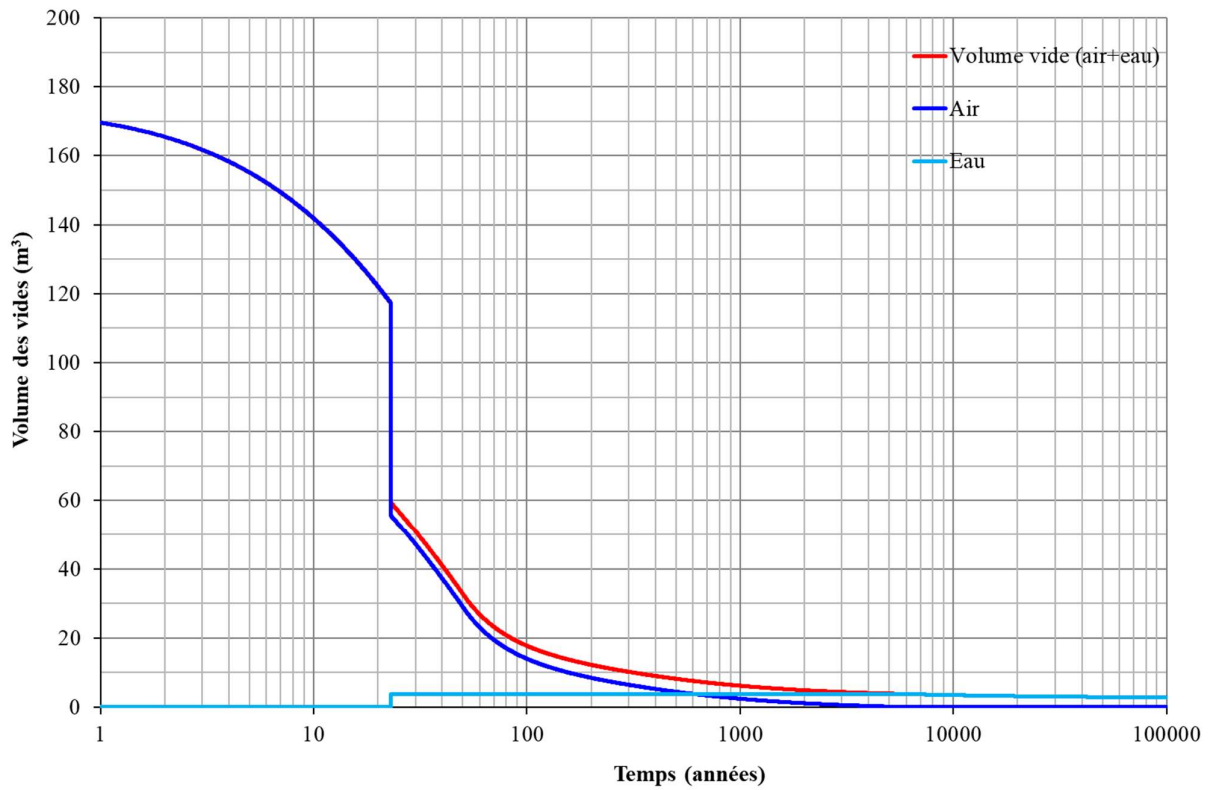


Figure 5-9 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplies par les **havrits**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

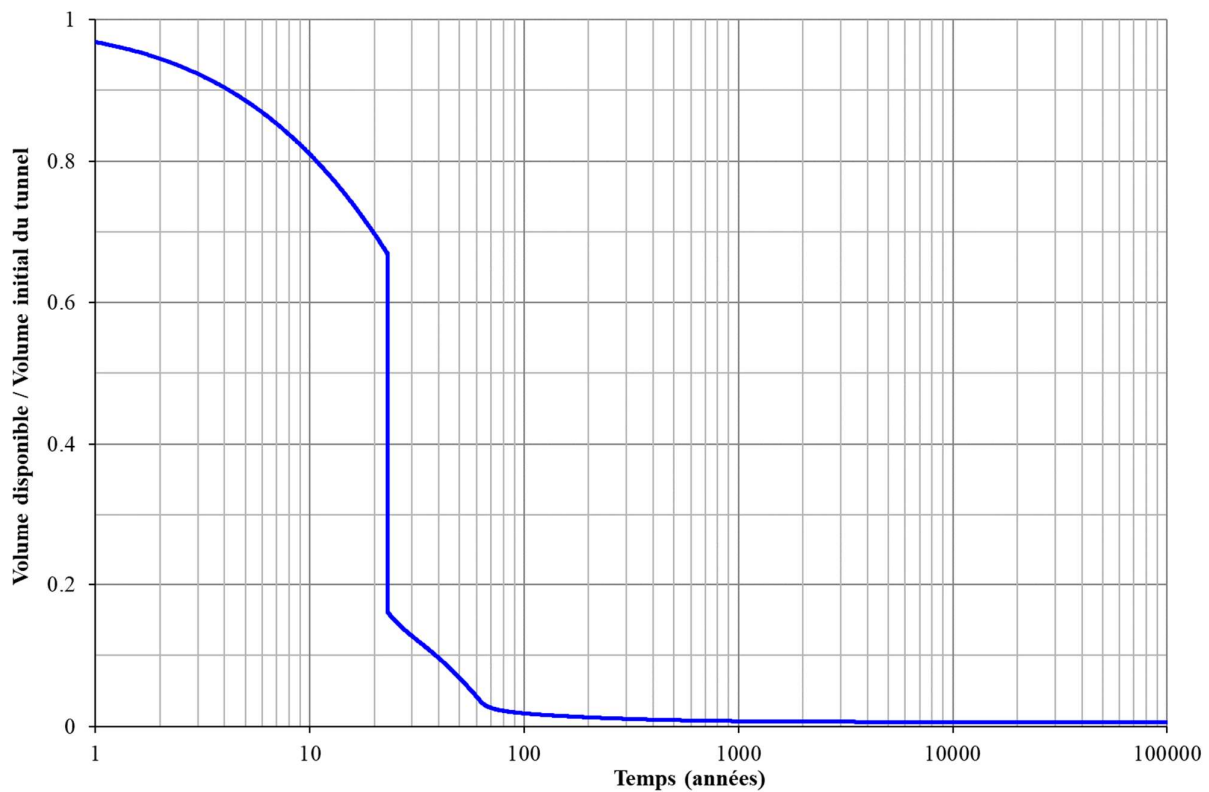
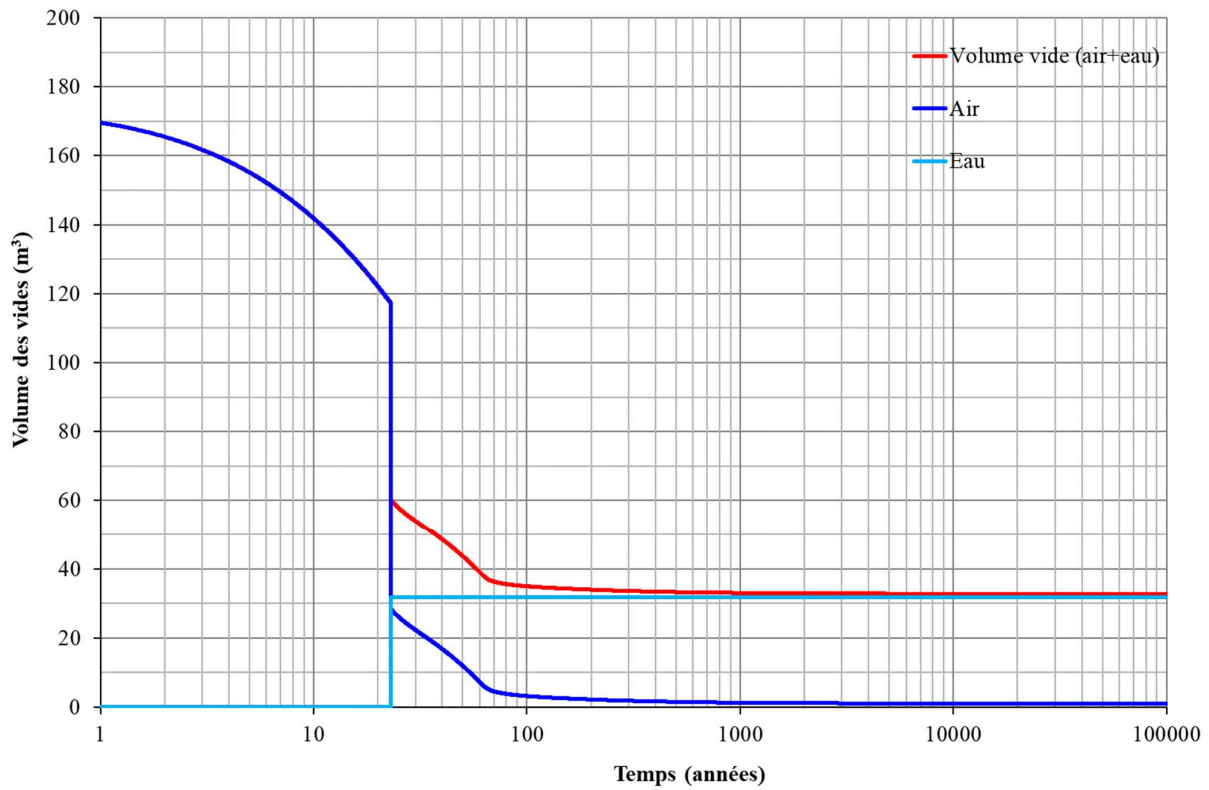


Figure 5-10 : Modèle 3D de croisement des galeries du Bloc 15 remplies par le **coulis F5**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

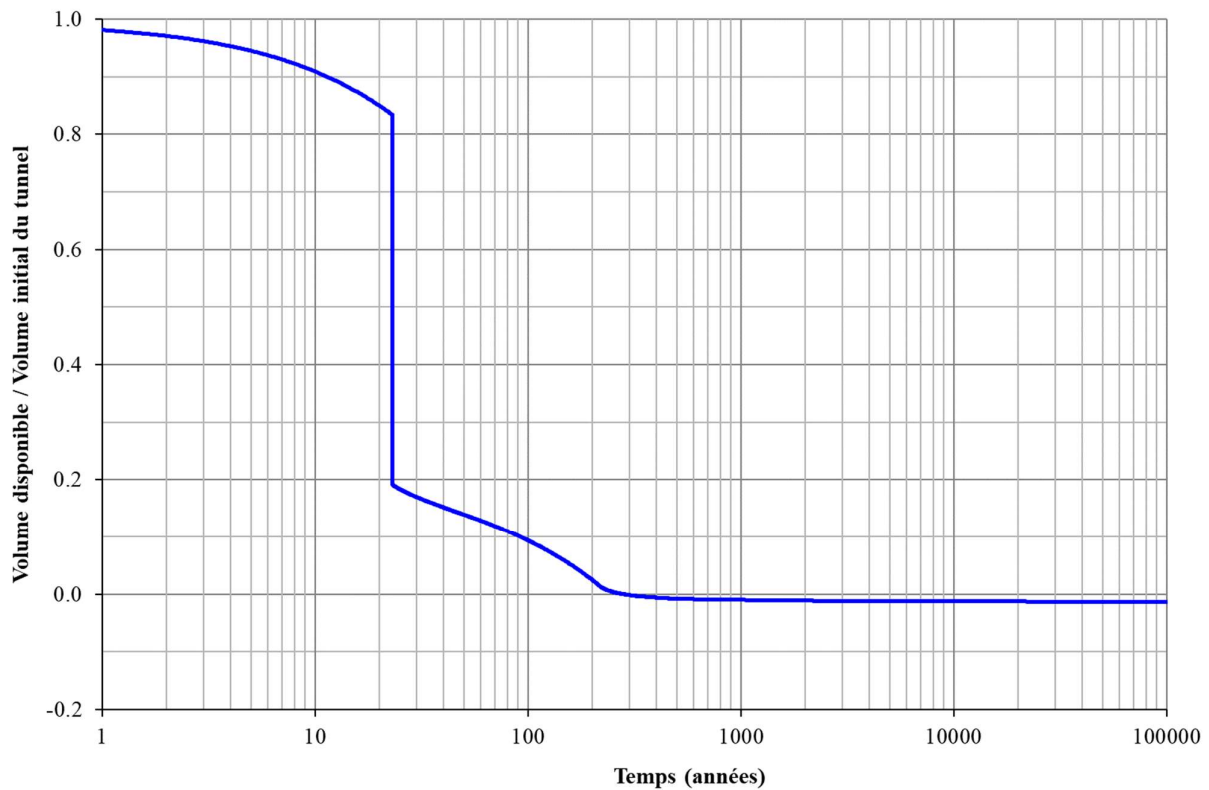
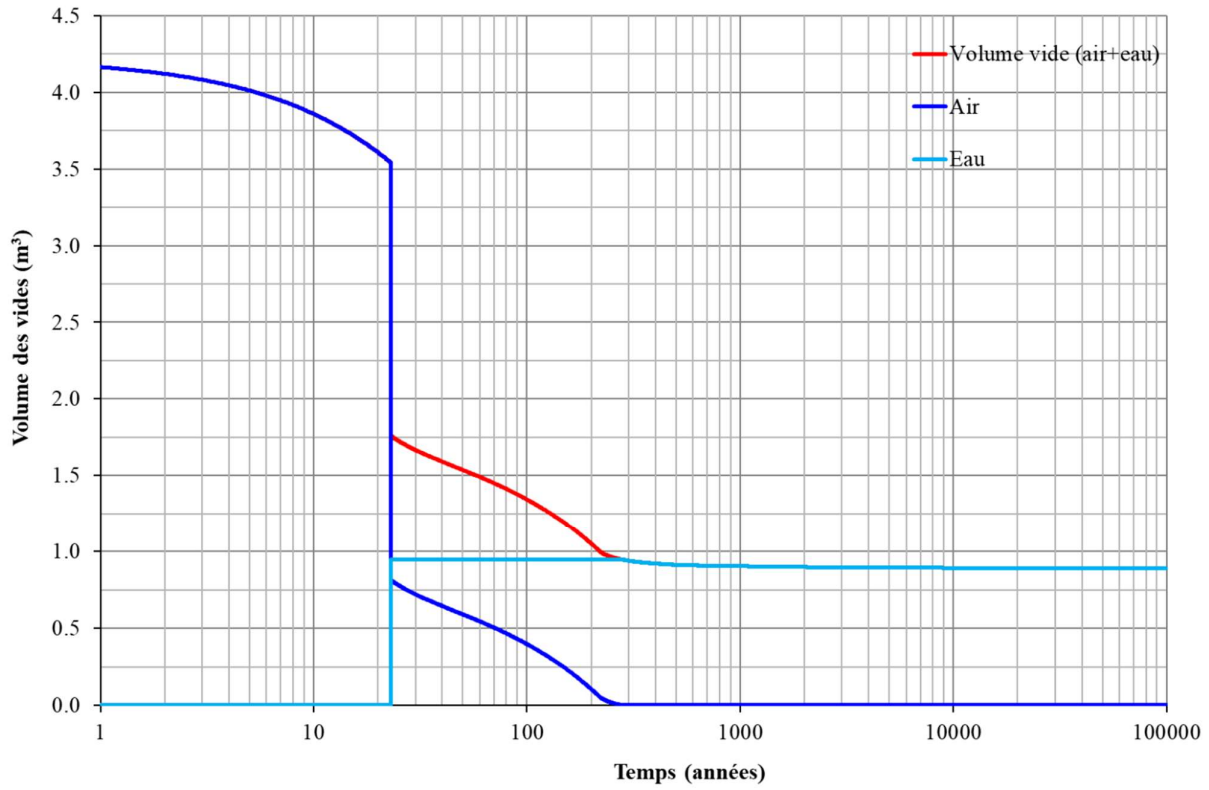


Figure 5-11 : Modèle 2D des galeries d'accès remplies par le coulis F4. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

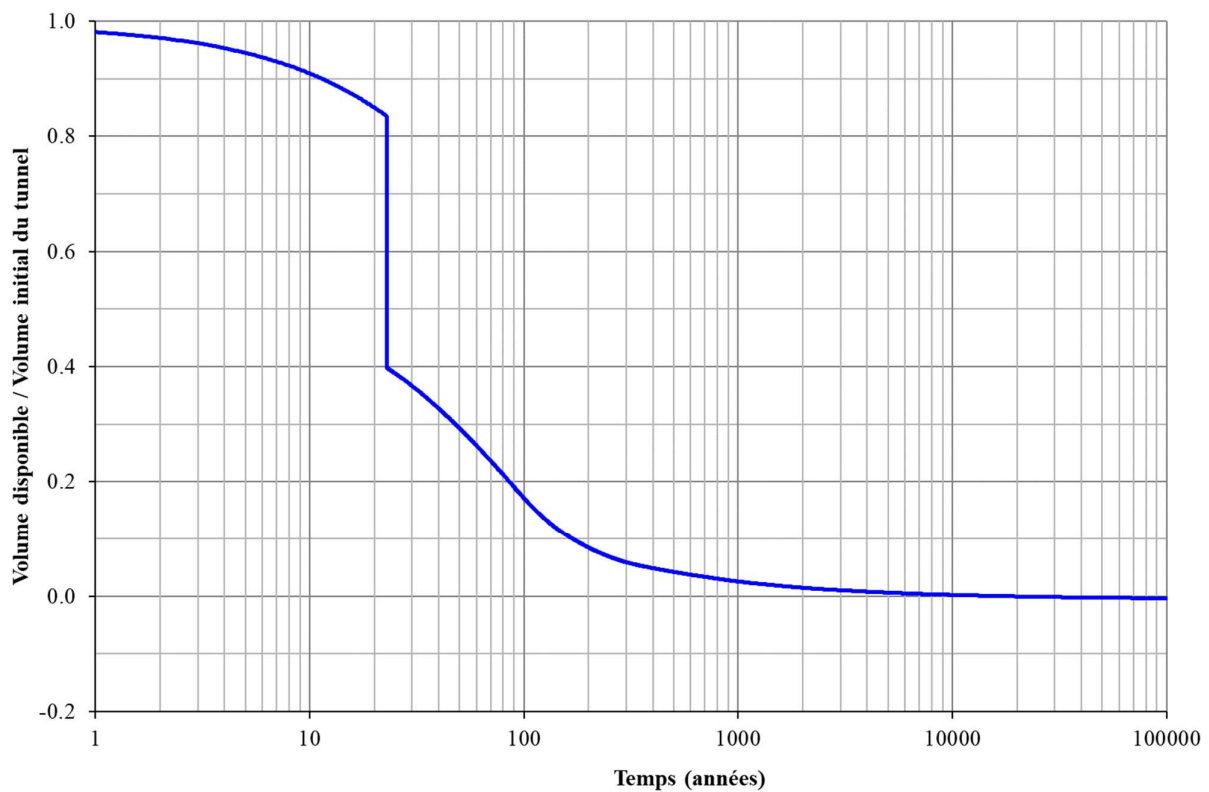
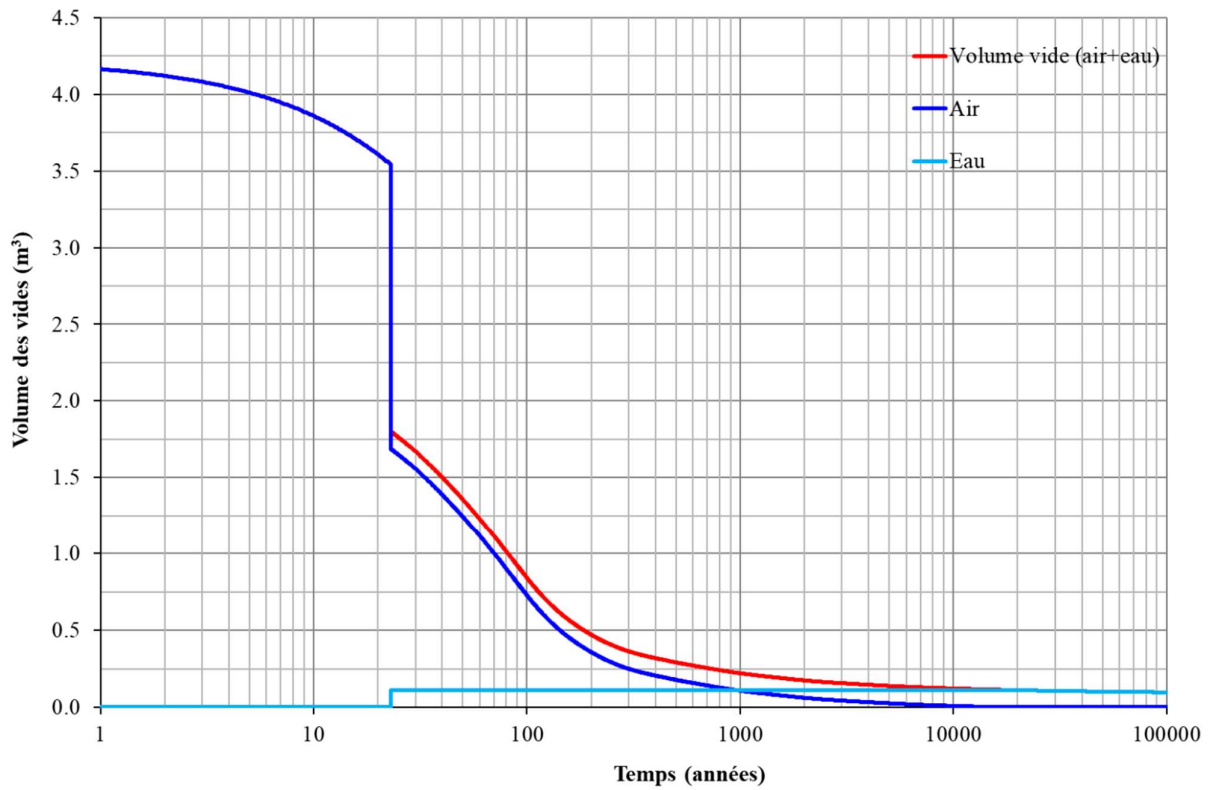


Figure 5-12 : Modèle 2D des galeries d'accès remplies par les **havrits**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

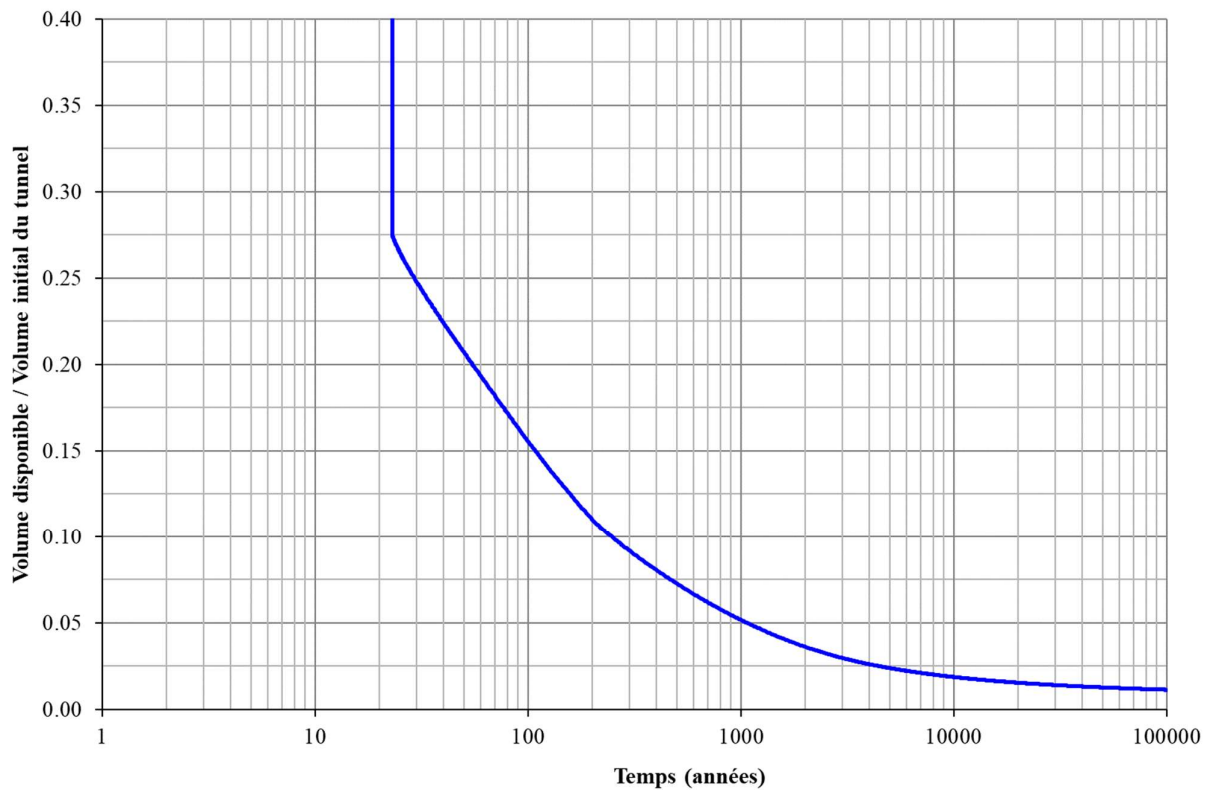
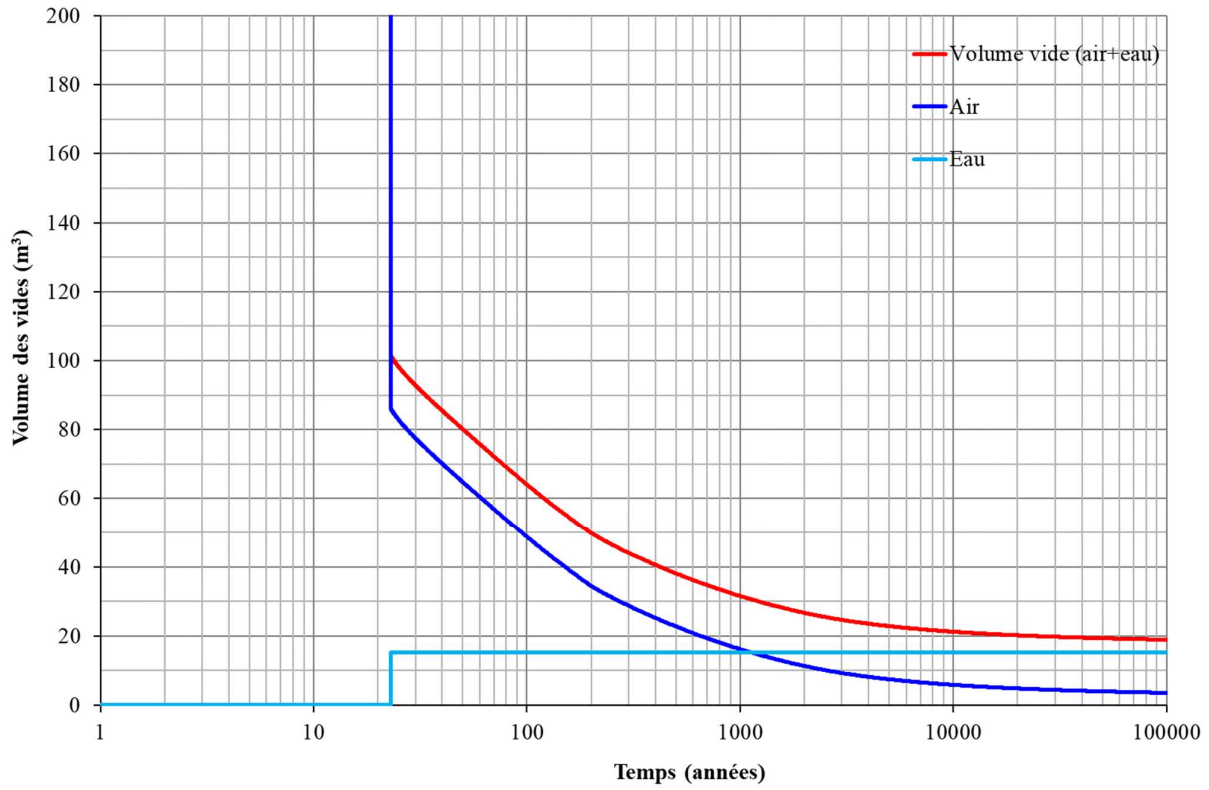


Figure 5-13 : Modèle 3D des galeries d'accès au niveau des **barrages**. Evolution du volume des vides dans le serrement en havrits et dans la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas).

5.1.2. Fermeture globale du stockage

Le stockage est isolé par différents barrages mis en place au niveau des galeries d'accès. Au cours du temps, la saumure remontant peu à peu dans les anciens travaux arrive au niveau du stockage et traverse progressivement les barrages. Le stockage commence alors à être envahi par un flux d'eau qui devient constant une fois que les barrages sont entièrement saturés et que la remontée des eaux atteint la nappe phréatique d'Alsace (voir paragraphe 4). L'eau entrant en contact avec les déchets se charge alors en éléments polluants.

Une fois que le stockage est complètement ennoyé, toute réduction du volume des vides internes du stockage va entraîner l'expulsion hors du stockage de la saumure contaminée. Plus précisément, la convergence entraîne tout d'abord une augmentation de la pression de saumure. Quand la pression interne devient supérieure à la pression exercée sur les faces externes des barrages, l'expulsion d'eau est amorcée, avec un débit dépendant du différentiel de pression. Ainsi, il apparaît que le flux sortant potentiel de saumure contaminée est fonction :

- De la date à laquelle le stockage est entièrement noyé par la saumure ;
- De l'évolution du volume de vides résiduels dans le stockage après cette date.

Un autre phénomène est à considérer : à partir du moment où les débits s'inversent vers l'extérieur du stockage, la saumure contaminée doit d'abord remplacer le fluide contenu dans les barrages avant de venir en contact avec les flux circulant dans les anciens travaux. Ceci introduit un décalage supplémentaire de la date de sortie de la saumure, qui dépend principalement de la porosité de l'élément étanche des barrages (et donc du volume de saumure « saine » à remplacer par la saumure « polluée »).

Le but de ce paragraphe est d'estimer le taux de fermeture du stockage. Ce taux dépend des géométries aussi bien que des conditions de remplissage des galeries qui le composent (galeries contenant des déchets, du coulis ou des havrits). Les résultats des simulations des modèles locaux présentés dans le paragraphe précédent sont donc utilisés ici pour calculer le taux de fermeture du réseau de stockage, en combinant les fermetures des différentes galeries le composant.

Les données d'entrée pour ce calcul sont les volumes initiaux des différentes parties du stockage. Ces volumes, multipliés par les évolutions du rapport entre le volume d'air et le volume des tunnels obtenues avec les modèles locaux, permettent d'estimer le volume d'air restant dans le stockage. A ce jour, StocaMine dispose seulement d'une estimation des volumes actuels de galeries et des volumes qui devront être remblayés. Mais aucune estimation des volumes initiaux en fonction du type de remblayage prévu n'est fournie. Nous avons donc procédé à cette estimation en reconstruisant la géométrie initiale 3D du stockage à partir du plan de mine fourni et en considérant une hauteur d'excavation de 2,8m pour l'ensemble des galeries (Figure 5-14). Les valeurs obtenues sont listées en Tableau 5-4. Nous indiquons également les volumes en 2018 des différentes parties du stockage, estimés à partir des évolutions de volume des tunnels obtenues dans les modèles locaux (valeurs entre parenthèses).

Dans le Bloc 15 du stockage endommagé par un incendie, 1 780 tonnes de déchets sont encore présentes à ce jour, réparties selon les quantités et les volumes listés en Tableau 5-3.

Déchets du Bloc 15	Tonnage (t)	ρ (t/m ³)	V (m ³)
REFIOM	1 000	0,41	2 439
Amiantés	480	0,4	1 200
Autres (Hg / As)	300	1,0	300
Volume total			3 939

Tableau 5-3 : Déchets stockés dans le Bloc 15.

Afin de simplifier le calcul de la variation de vides du stockage, nous considérons que le Bloc 15 est composé d'une partie remplie par les déchets sur une hauteur initiale d'environ 2,0 m et d'une partie vide, comblée ensuite par le coulis. Les volumes initiaux de ces deux parties du bloc sont calculés de la façon suivante :

$$V_{B15,stockés} = \frac{V_{B15,déchets}}{h_{déchets}/h_{tunnel}} \frac{3\,939\text{m}^3}{2,0/2,8} \cong 5\,515\text{m}^3 \quad (18)$$

$$V_{B15,vide} = V_{B15} - V_{B15,stockés} = 17\,730 - 5\,515 = 12\,215\text{m}^3 \quad (19)$$

Pour la partie concernant les zones de barrages, la valeur indiquée en Tableau 5-4 considère le volume initial après surexcavation au niveau de l'emplacement du serrement en havrits et de la butée du côté interne du stockage (4074m³ d'havrits et 1425m³ de butée interne)

Volumes (m ³)	Total	Déchets	Havrits	Coulis
Galerie d'accès	60 940 (51 797)	-	12 180 (10 353)	48 760 (41 444)
Blocs stockés	125 982 (87 839)	123 316 (85 980)	2 666 (1 859)	-
Blocs vides (16, 25 et 26)	75 473 (52 622)	8 038 (5 604)	9141 (6 373)	58 294 (40 645)
Bloc 15	17 730 (12 362)	5 515 (3 845)	-	12 215 (8 517)
Zones de barrage	5 499	-	-	-

Tableau 5-4 : Volume initial après excavation (et actuel estimé) des différentes parties du stockage selon les régions indiquées en Figure 5-14).

Finalement, l'évolution du volume total de vides disponible dans le stockage est obtenue par sommation des différentes évolutions du rapport « volume disponible / volume du tunnel » des modèles locaux, chacun pondéré par le volume initial des différentes parties du stockage correspondantes. Ainsi, pour donner un exemple, le volume disponible dans le coulis des blocs vides est calculé en multipliant l'évolution de la Figure 5-8 par le volume initial de cette partie du stockage, soit 58 294 m³.

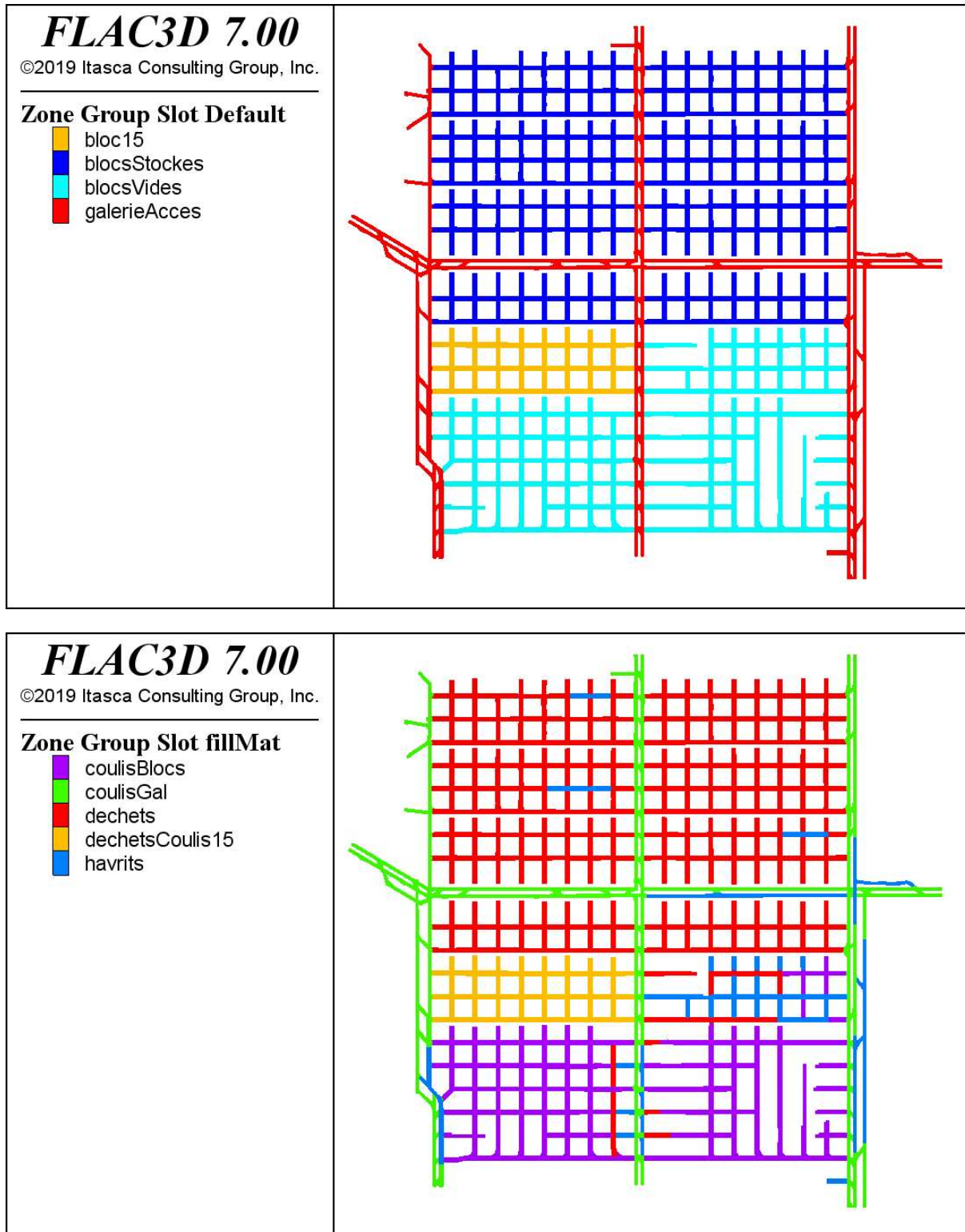


Figure 5-14 : Régions du stockage (en haut) et matériaux de remplissage (en bas).

Les évolutions du volume disponible global dans le stockage et de son taux de fermeture annuel ($\Delta V/\text{an}$) sont présentées en Figure 5-15 et en Figure 5-16. Le volume diminue progressivement avec le temps mais de manière de moins en moins rapide, du fait de la réduction de la vitesse de fluage avec le temps. Ainsi, le volume disponible à 1 000 ans est de l'ordre de 14 700 m³ avec un taux de fermeture de 2 m³/an. A très long terme (100 000 ans), le taux de fermeture du stockage est largement réduit, avec des valeurs inférieures à 4 10⁻³ m³/an et un volume disponible d'environ 11 000 m³.

La Figure 5-17 montre, pour certaines parties du stockage, le volume d'eau qu'elles expulsent en fonction du temps. Celui-ci est transféré vers d'autres parties du stockage présentant encore des vides disponibles. Ce résultat, valide uniquement jusqu'au moment où la saumure a complètement envahi le stockage indique que l'expulsion d'eau a lieu prioritairement dans la partie du stockage comblée par le coulis F2, avec une expulsion qui démarre une quarantaine d'année après sa mise en place. A partir de 300 ans environs, le coulis F4 des galeries d'accès commence également à expulser l'eau, mais en moindre mesure du fait de sa raideur plus importante de ce coulis, qui ralentit le fluage à proximité. Quant aux havrits, l'expulsion d'eau ne démarrerait (hors ennoyage) qu'à partir de 6 000-7 000 ans, leur contenu en eau étant nettement moins fort par rapport aux coulis.

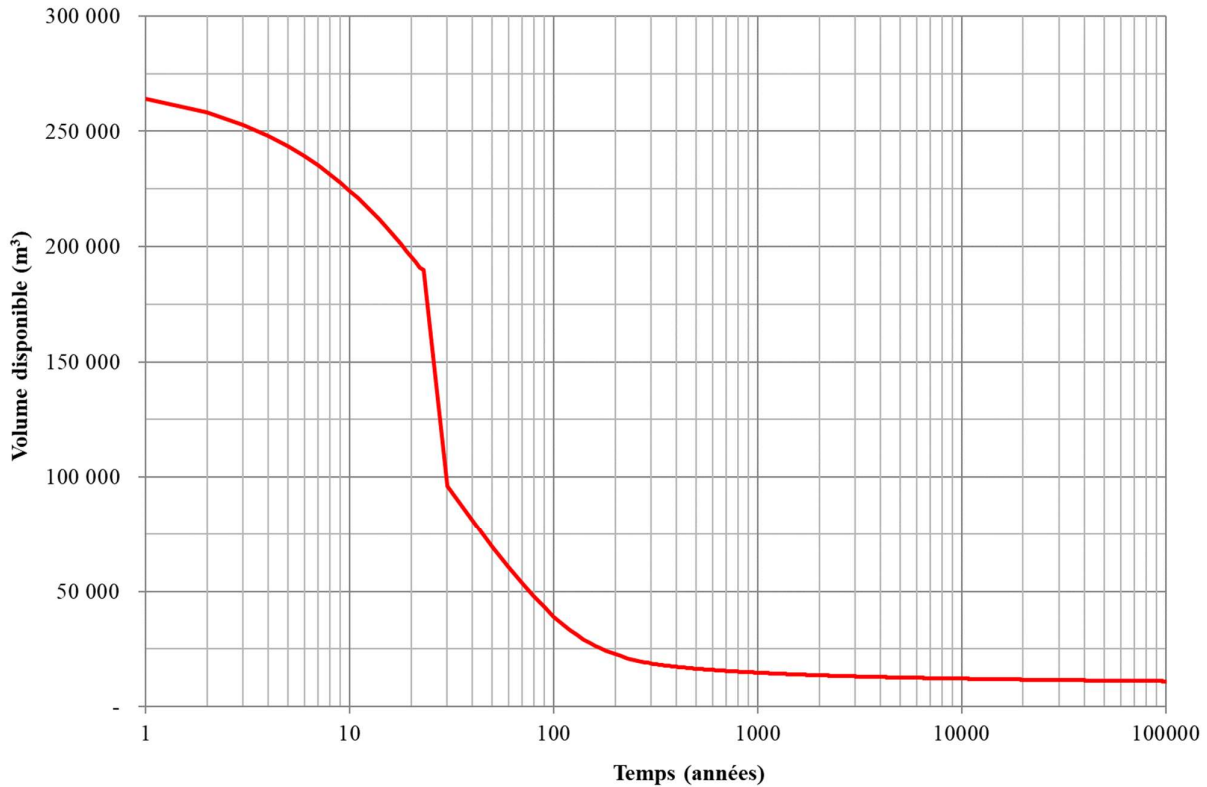


Figure 5-15 : Evolution du volume disponible dans le stockage.

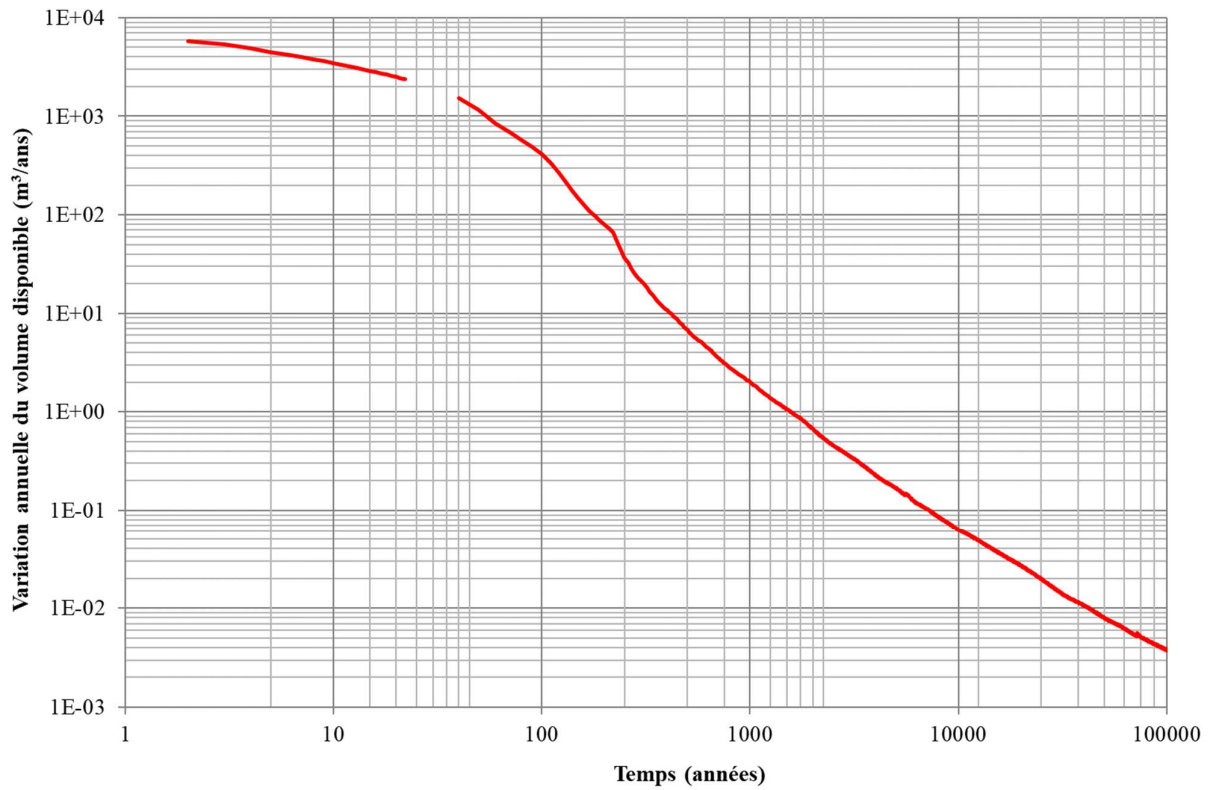


Figure 5-16 : Taux de fermeture des vides disponibles (m³/an).

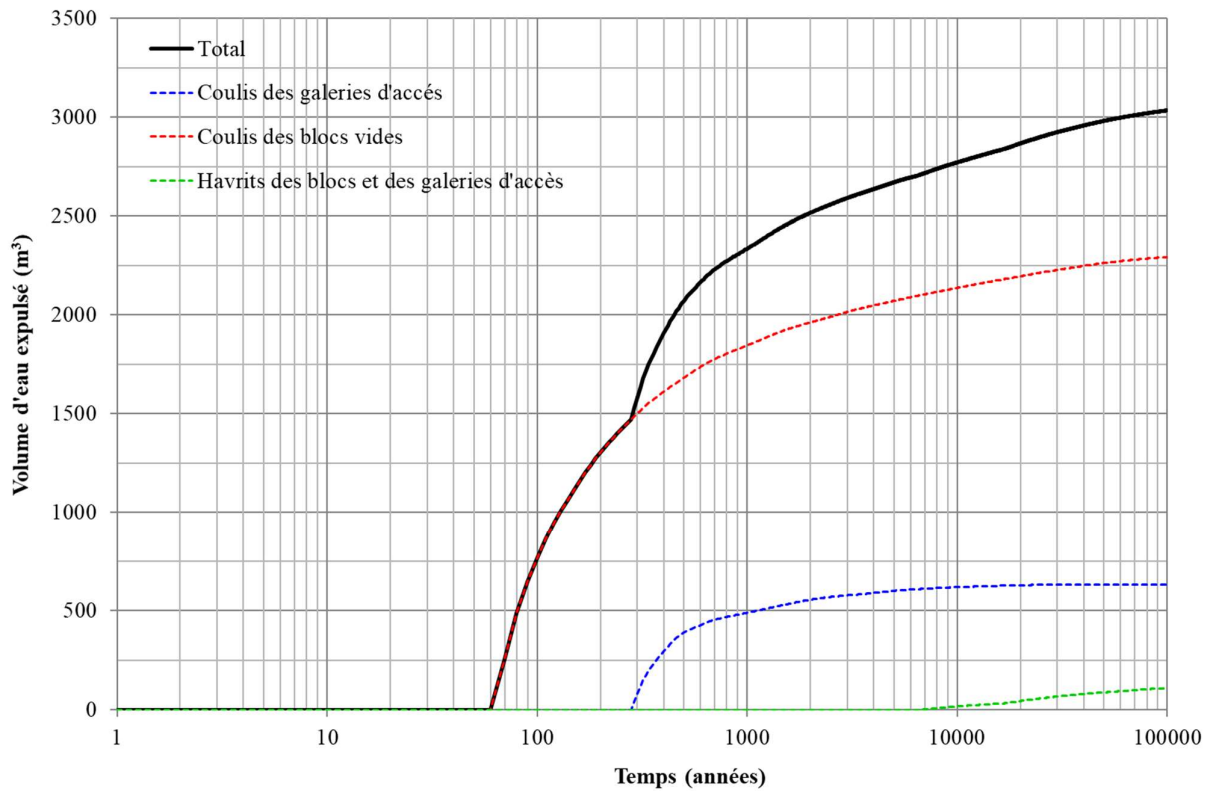


Figure 5-17 : Evolution du volume d'eau expulsé par certaines parties du stockage (m³).

5.2. Estimation de la date d'ennoyage du stockage

Les résultats obtenus permettent de déterminer la date à laquelle le stockage sera complètement envahi par la saumure, lorsque le volume de vides disponible est rejoint par le volume de saumure ayant traversé les barrages (courbe de la Figure 4-6). La Figure 5-18 compare l'évolution de ces deux volumes dans le temps et permet d'estimer une date d'ennoyage de **1 745 ans** après l'excavation du stockage. On remarque d'ores et déjà que cette date permet de satisfaire largement le critère de sureté requis dans la demande d'autorisation de fermeture du stockage, selon lequel aucune sortie du fluide ne peut pas avoir lieu avant une période de 1000 ans.

Une estimation des flux potentiels sortant du stockage peut être faite à partir du taux de fermeture du stockage à 1 745 ans, soit $0,85 \text{ m}^3/\text{an}$. En effet, le stockage étant complètement noyé, chaque réduction ultérieure de son volume de vide entraîne l'expulsion d'un volume équivalent de saumure polluée, en faisant les hypothèses suivantes :

- Incompressibilité du fluide, et
- Perte de charge négligeable à travers les barrages.

Notons qu'il ne s'agit que d'une estimation approximative car :

- L'expulsion de la saumure polluée nécessite le remplacement du fluide contenu dans les pores des barrages par la saumure polluée, ce qui introduit un décalage de temps supplémentaire. *A priori*, au vu de la faible porosité de l'élément étanche (5%), ce décalage devrait être marginal.
- La présence de l'eau à l'intérieur des galeries (et donc dans les déchets et les coulis) modifie leur état de contraintes effectives, ce qui induit une variation de la vitesse de fermeture du stockage.

Une estimation plus précise du débit de sortie de la saumure nécessite de prendre en compte ces deux points. Elle est traitée au paragraphe suivant.

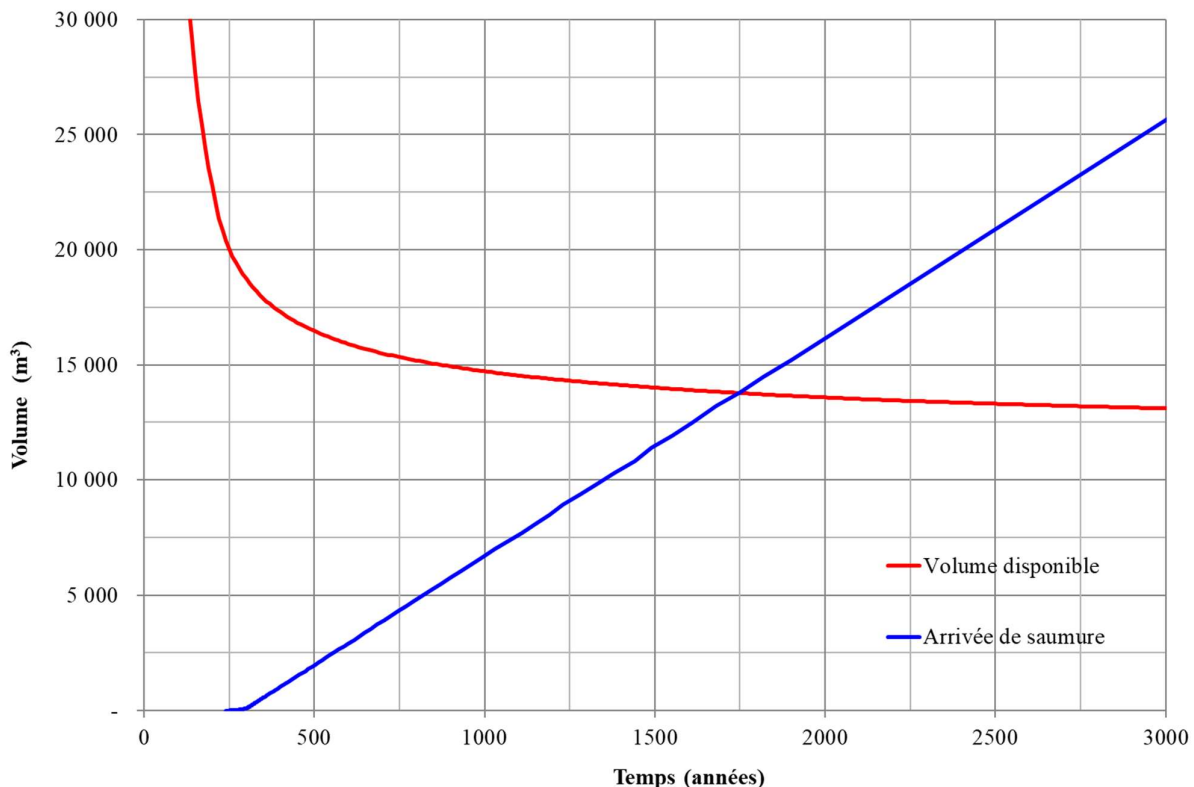


Figure 5-18 : Evolution du volume disponible et de la saumure à l'intérieur du stockage.

5.3. Evolution du stockage après l'ennoyage

Une fois le stockage entièrement envahi par la saumure, celle-ci va monter en pression sous deux effets combinés : d'une part, un flux entrant qui va peu à peu s'annuler (lorsqu'il y aura équilibre des pressions entre le stockage et le reste des travaux miniers), et d'autre part la poursuite de la réduction de volume du stockage.

De nouvelles simulations sont donc réalisées sur les modèles locaux, en tenant compte d'une pression de saumure à l'intérieur des excavations, à partir d'un temps de fluage correspondant à la date d'ennoyage.

5.3.1. Effet de la saumure sur la fermeture, modèles locaux

La pression de la saumure est simulée à partir de la date d'ennoyage du stockage par l'introduction d'une courbe d'évolution des pressions interstitielles dans les matériaux du stockage. En négligeant la perte de charge à travers les barrages, la pression dans le stockage atteint la pression hydrostatique appliquée aux faces externes des barrages, soit :

$$p_{saumure,max} = (h_{eau} \cdot \rho_{eau} + h_{saumure} \cdot \rho_{saumure}) \quad (20)$$

Où h_{eau} et $h_{saumure}$ sont respectivement les hauteurs d'eau (300 m) et de saumure (250 m) et ρ_{eau} et $\rho_{saumure}$ les masses volumiques de l'eau (1 000 kg/m³) et de la saumure (1 200 kg/m³).

L'évolution de la pression dans le stockage montrée en Figure 5-19 est calculée en considérant une valeur de pression nulle au moment de l'ennoyage (T=1 745 ans), puis une variation dépendant du module volumique de la saumure (2 GPa) et de la variation des vides totaux du stockage, ces derniers étant complètement remplis soit par l'eau de composition des matériaux, soit par la saumure arrivée à travers les barrages :

$$\Delta p_{saumure} = K_{saumure} \frac{\Delta V_{vides}}{V_{vide}} \quad (21)$$

La variation des vides prise en compte ici est déduite des calculs précédents pour la détermination de la date d'ennoyage (calculs « secs », sans la prise en compte de l'arrivée de la saumure). En réalité, la variation à prendre en compte dans la formule devrait plutôt être celle des calculs « saturés », avec une saturation complète des tunnels de stockage. Ceci n'est toutefois pas possible avec le schéma de calcul utilisé, nécessitant la définition de la courbe de variation de la pression de la saumure comme donnée d'entrée.

En effet, la simulation rigoureuse de la fermeture du stockage en présence de la saumure nécessiterait la réalisation d'un calcul hydromécanique couplé de l'ensemble du stockage, prenant en compte l'effet de la saumure sur le comportement mécanique du coulis et des déchets et, en même temps, l'effet de la fermeture mécanique du stockage sur la pression de saumure.

Il reste que les résultats présentés ci-après montrent un comportement similaire des galeries avant et après ennoyage. La variation de pression dans le stockage ainsi calculée peut donc être considérée comme une bonne approximation.

La Figure 5-19 montre que la pression de saumure dans le stockage atteint la valeur hydrostatique au bout de 150 ans après la date d'ennoyage complet du site, soit à environ 1 895 ans.

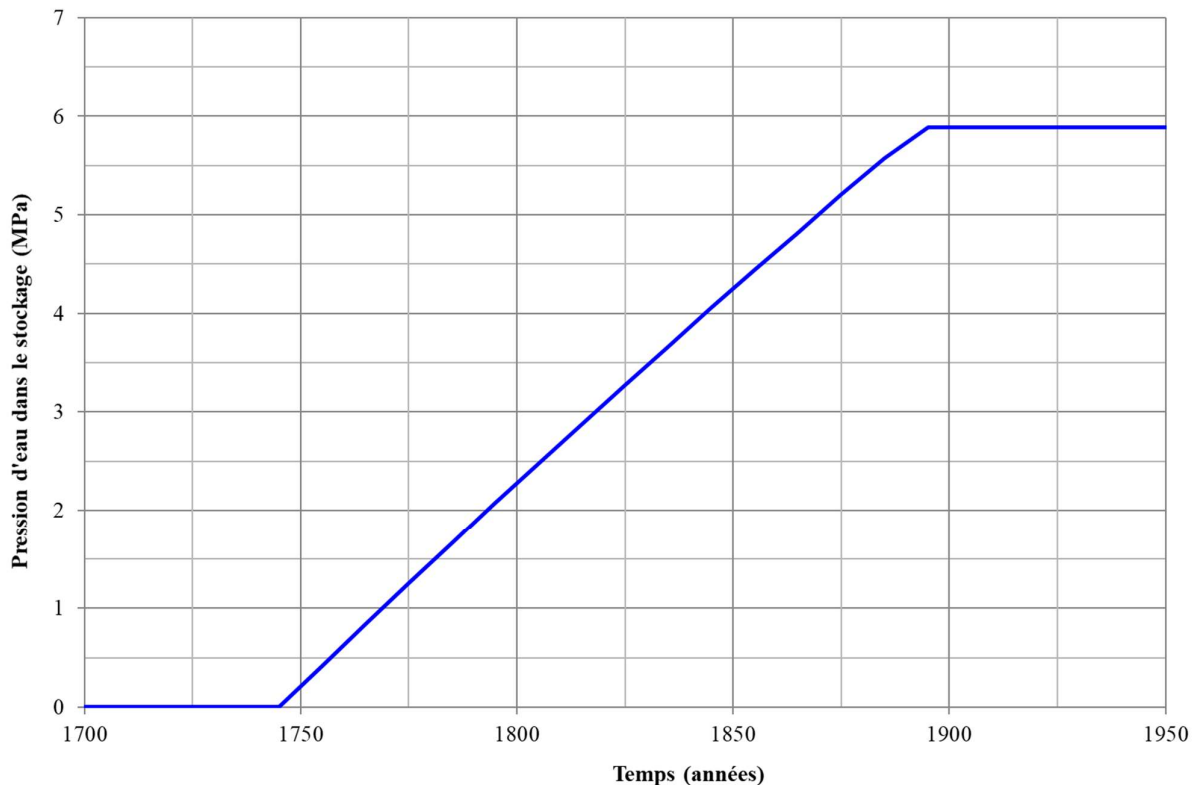


Figure 5-19 : Evolution de la pression d'eau dans le stockage.

Les résultats des nouvelles simulations sur les modèles locaux sont montrés de la Figure 5-20 à la Figure 5-25. Les évolutions obtenues précédemment sans prendre en compte l'effet de la saumure sont aussi montrées sur les graphes. Pour le modèle du site de barrage, le calcul n'a pu être réalisé que sur les 5 000 premières années. Notons qu'ici nous regardons au rapport entre le volume de vides total (soit le volume envahi par la saumure ajouté au volume déjà occupé par l'eau de formulation des matériaux) et le volume initial des tunnels. En effet, c'est ce rapport qui permettra d'évaluer le flux en sortie du stockage.

La prise en compte de la pression de la saumure modifie les contraintes effectives à l'intérieur du tunnel. Le résultat est :

- Une accélération de la vitesse de fermeture du stockage dans les parties remplies par le coulis de remplissage. Ce résultat est logique. En effet, si on considère le matériau à l'intérieur du tunnel avant l'ennoyage, il n'est pas soumis à une compression isotrope. Il est chargé par le toit du tunnel ainsi que par les parois verticales de façon presque isotrope alors qu'il subit une contrainte nettement plus faible le long des axes des tunnels. Au moment où l'eau entre en jeu, les contraintes effectives sont réduites, alors que le déviateur des contraintes ne se modifie pas. Le résultat est un état de contraintes qui dépasse le critère de plasticité. Des déformations plastiques du coulis surviennent et provoquent une accélération de la fermeture de ces galeries. Cette accélération reste marginale : elle est légèrement plus importante pour le coulis F2 des blocs vides qui est moins raide. Pour les formulations F4 et F5 elle est quasiment absente.
- Une diminution de la vitesse de fermeture du tunnel dans les parties remplies par les déchets. Cela s'explique en considérant le modèle de comportement de Cam-Clay utilisé pour la modélisation des déchets. Comme le montre la Figure 2-2, ce modèle considère une compaction volumique fonction de la valeur de la pression moyenne effective, p' . Or, quand une pression d'eau différente de zéro se développe dans les déchets, la pression moyenne p' diminue, ce qui contrecarre son augmentation à cause du fluage du sel. En conséquence, la réduction de volume des déchets (et

donc des vides liés à leur porosité) est nettement ralentie par rapport aux simulations où la pression de la saumure n'est pas prise en considération.

- Une accélération de la vitesse de fermeture dans les parties remplies par les havrits, la compressibilité de ce matériau étant plus forte à l'état saturé qu'en état humidifié (Figure 2-5).

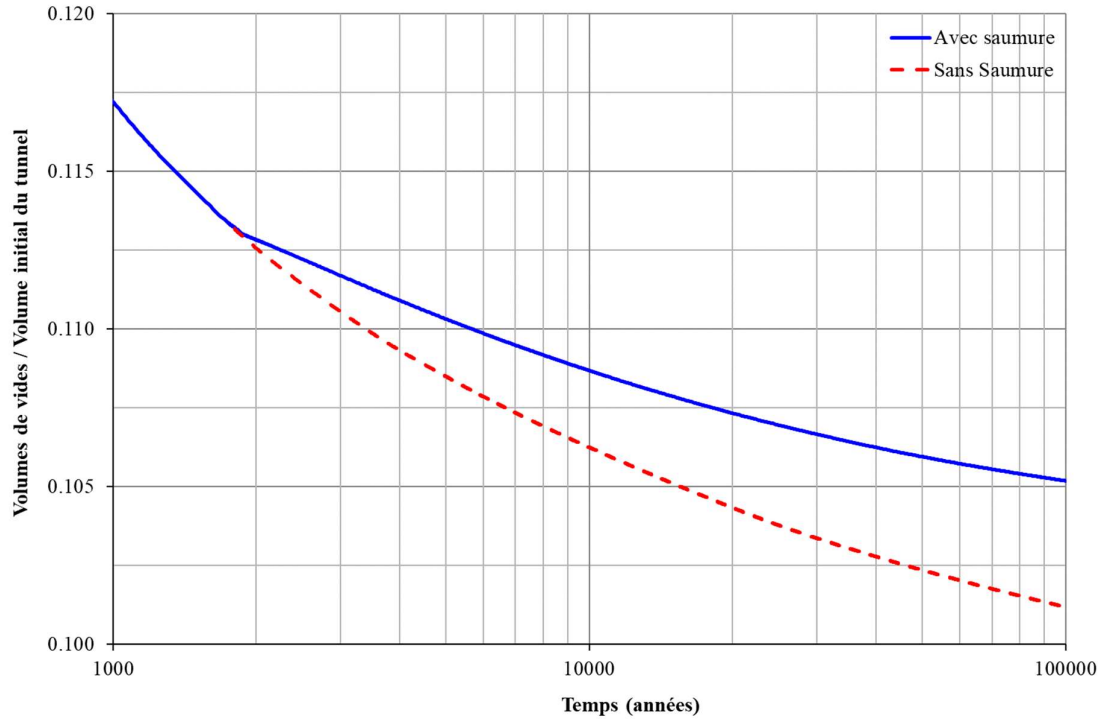
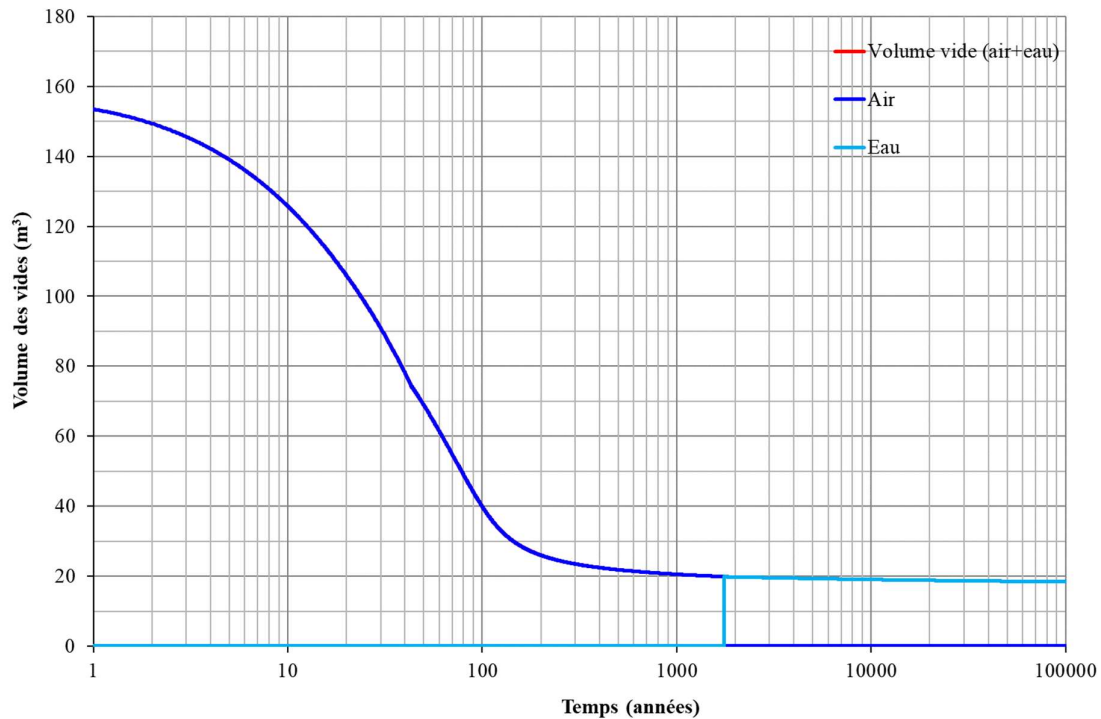


Figure 5-20 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par les **déchets**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

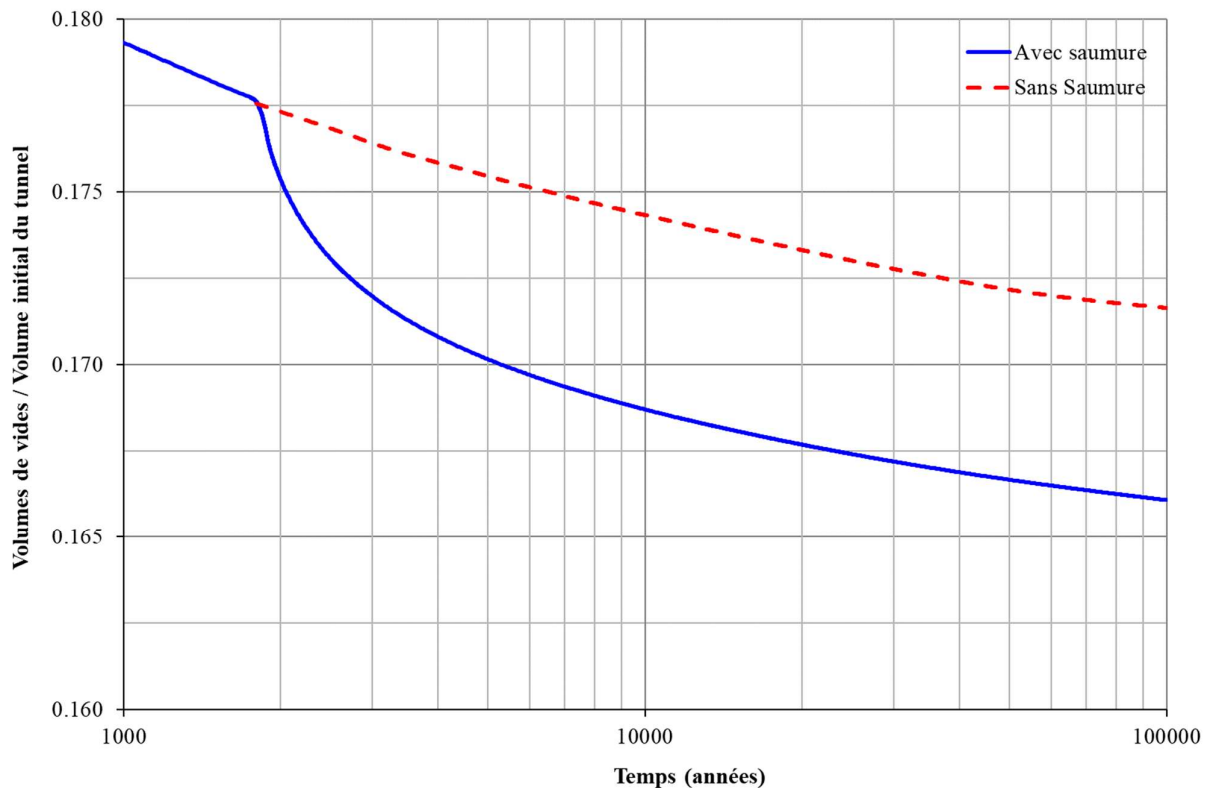
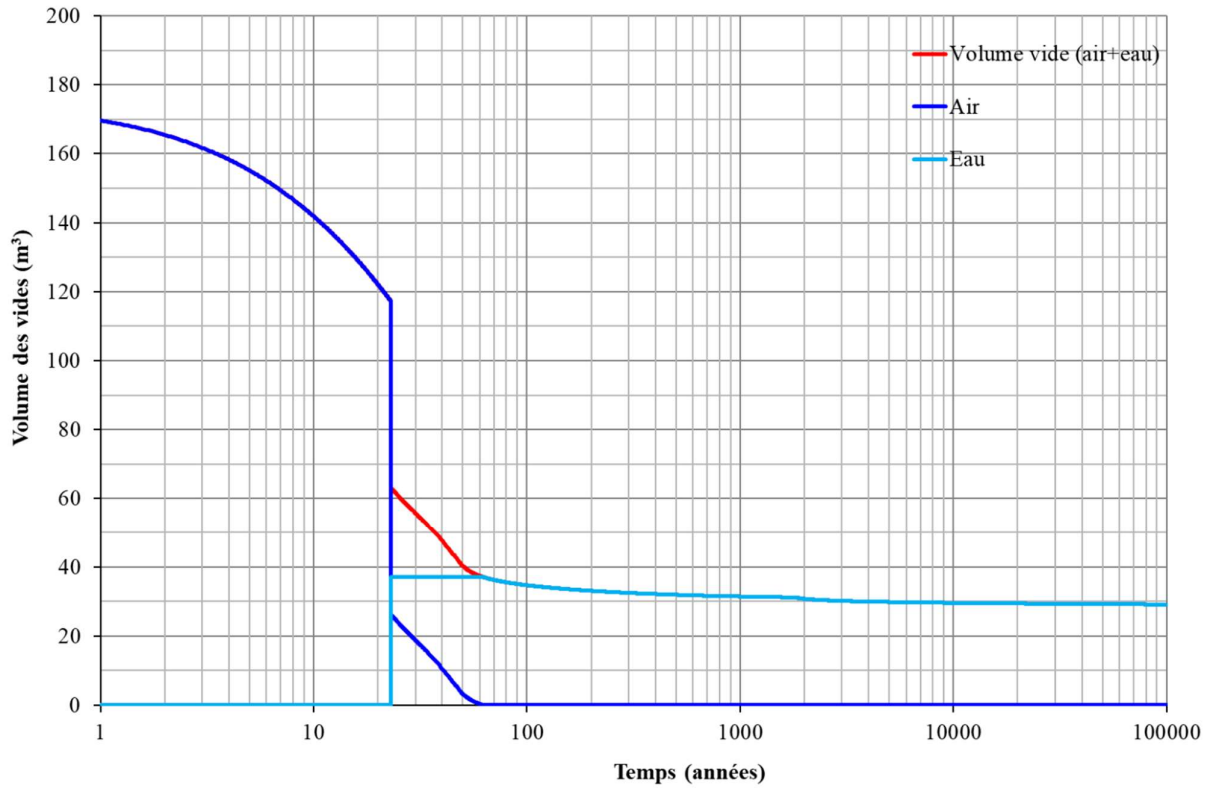


Figure 5-21 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplis par le **coulis F2**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

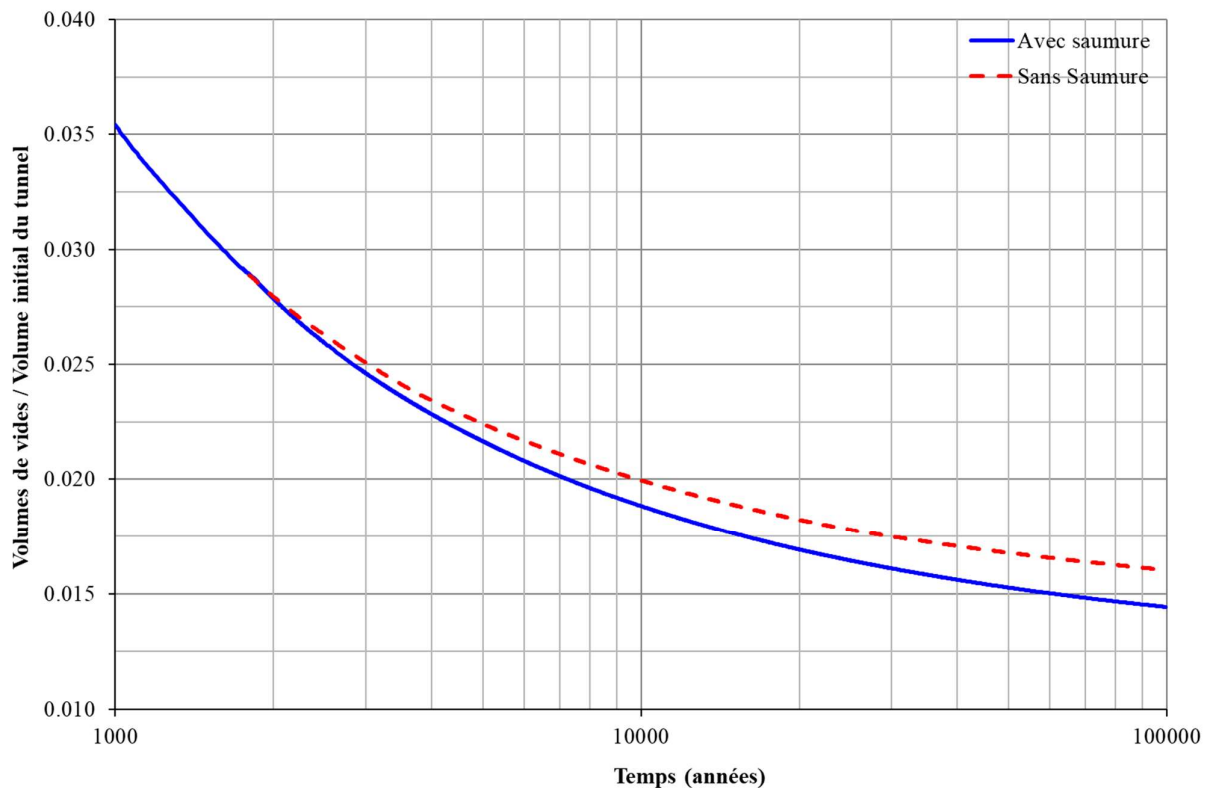
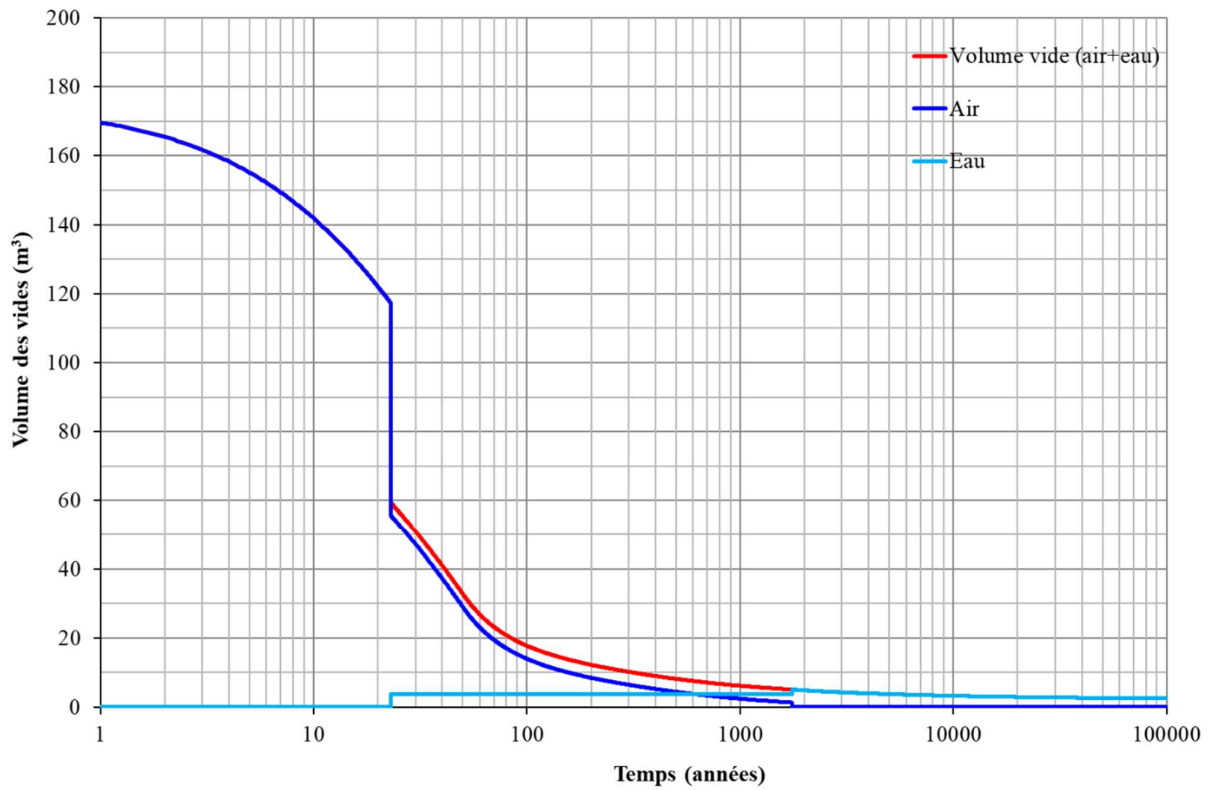


Figure 5-22 : Modèle 3D de croisement des galeries des blocs de stockage remplies par les **havrits**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

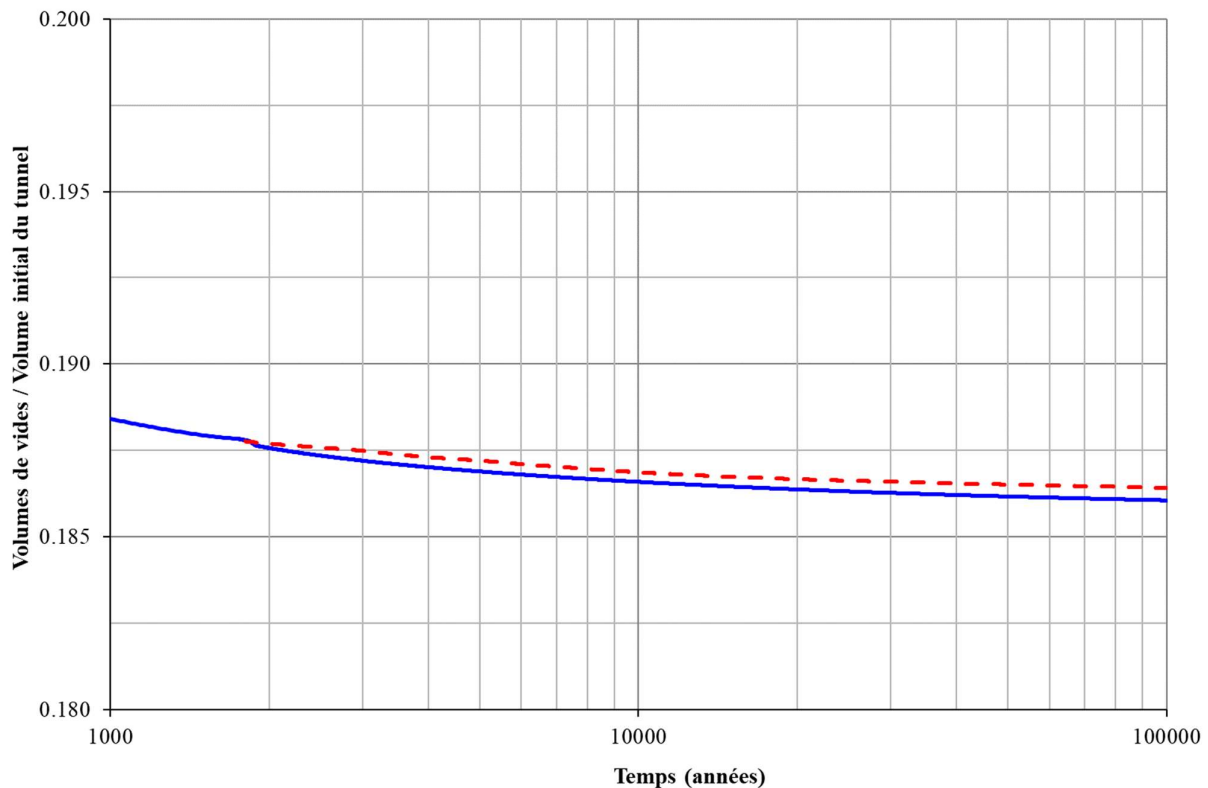
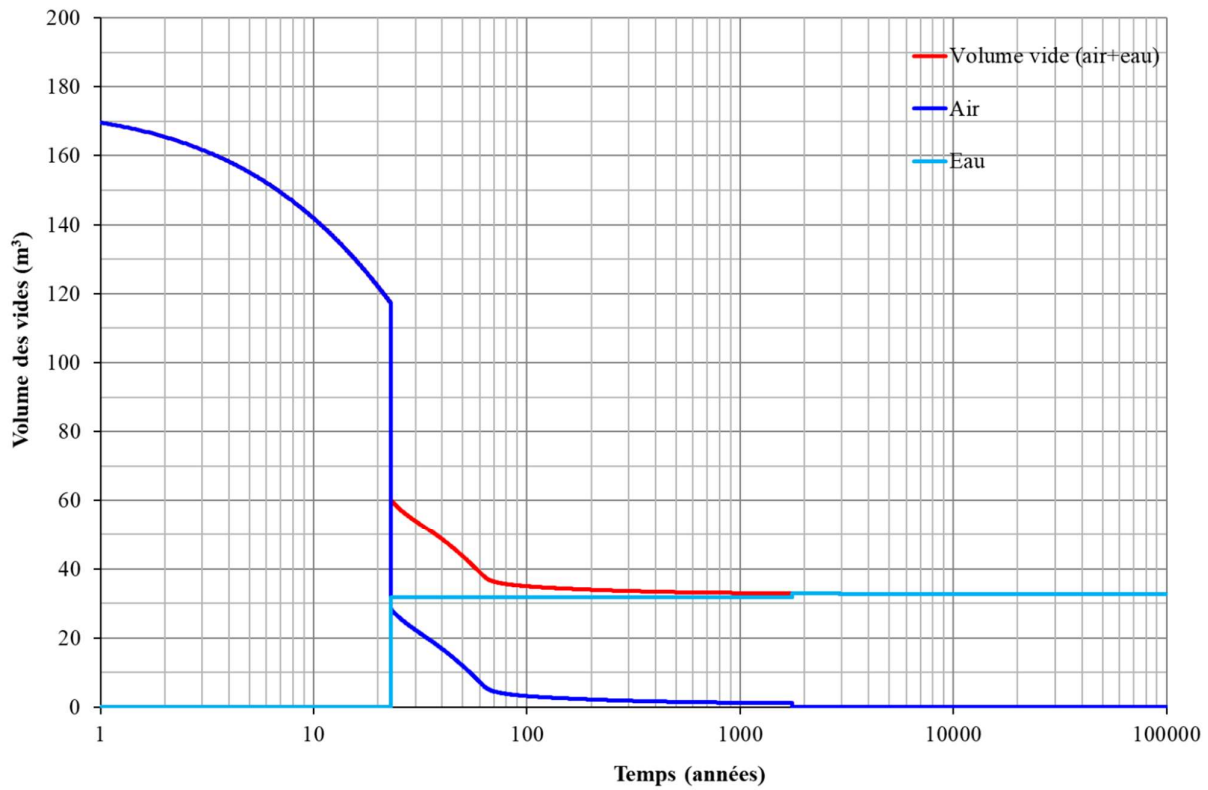


Figure 5-23 : Modèle 3D de croisement des galeries du Bloc 15 remplies par le **coulis F5**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

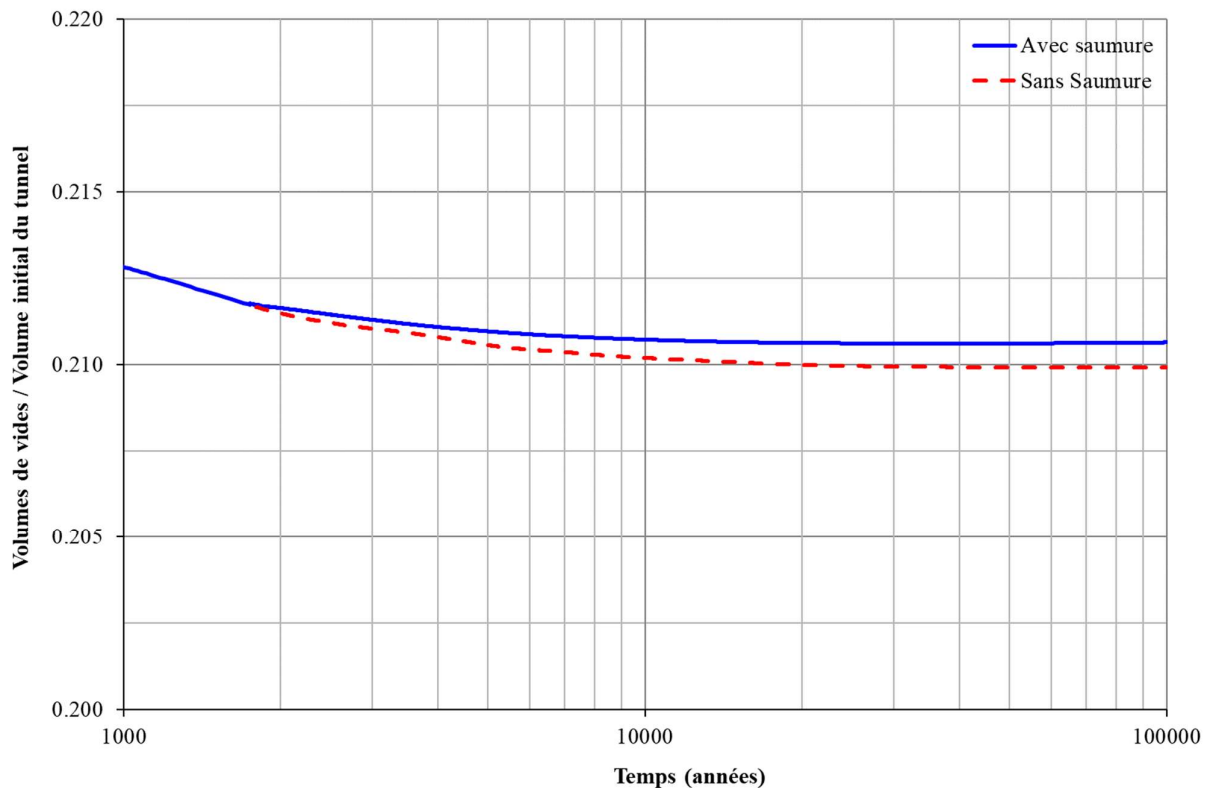
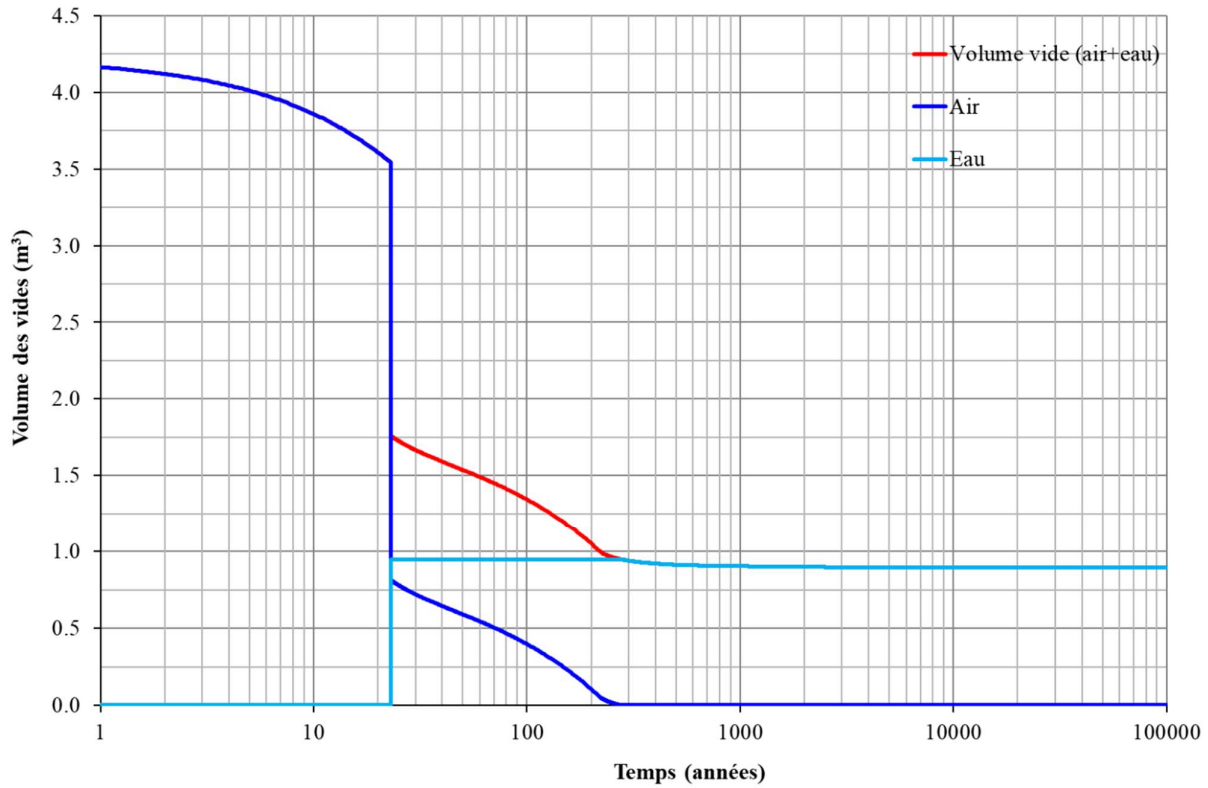


Figure 5-24 : Modèle 2D des galeries d'accès remplies par le coulis F4. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

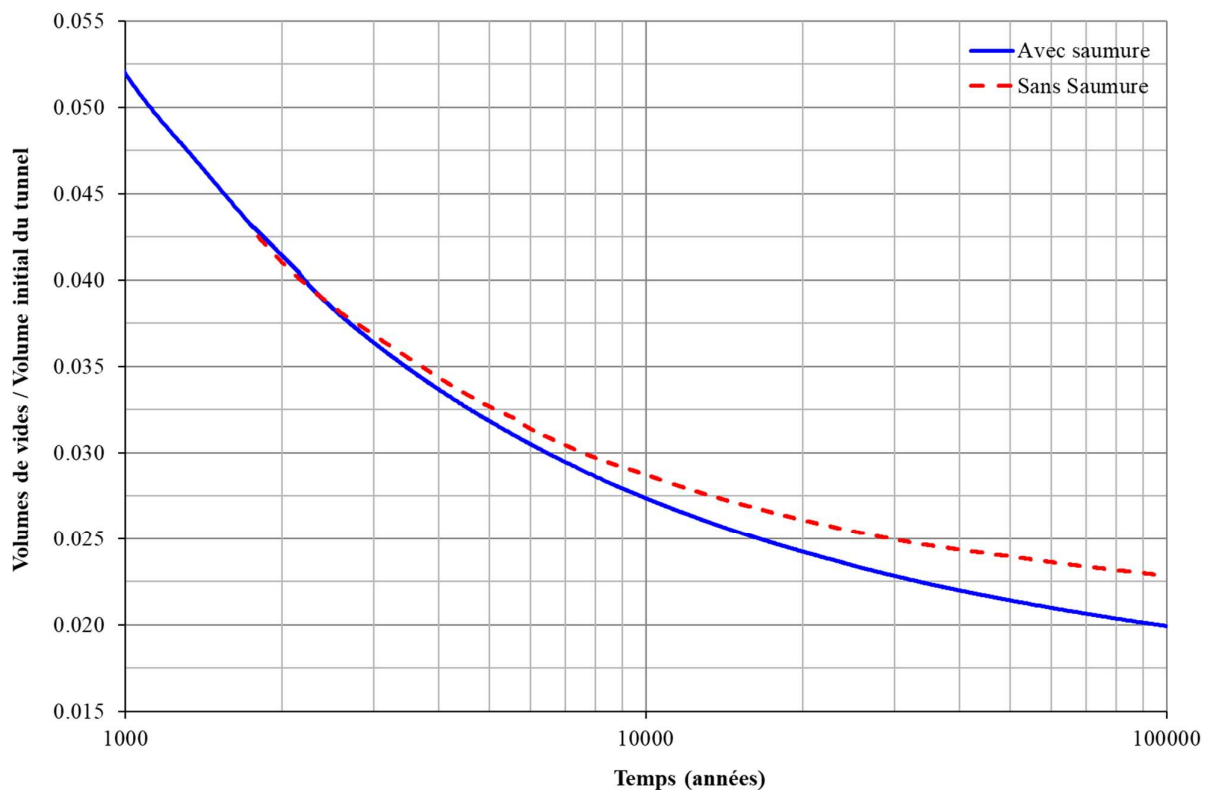
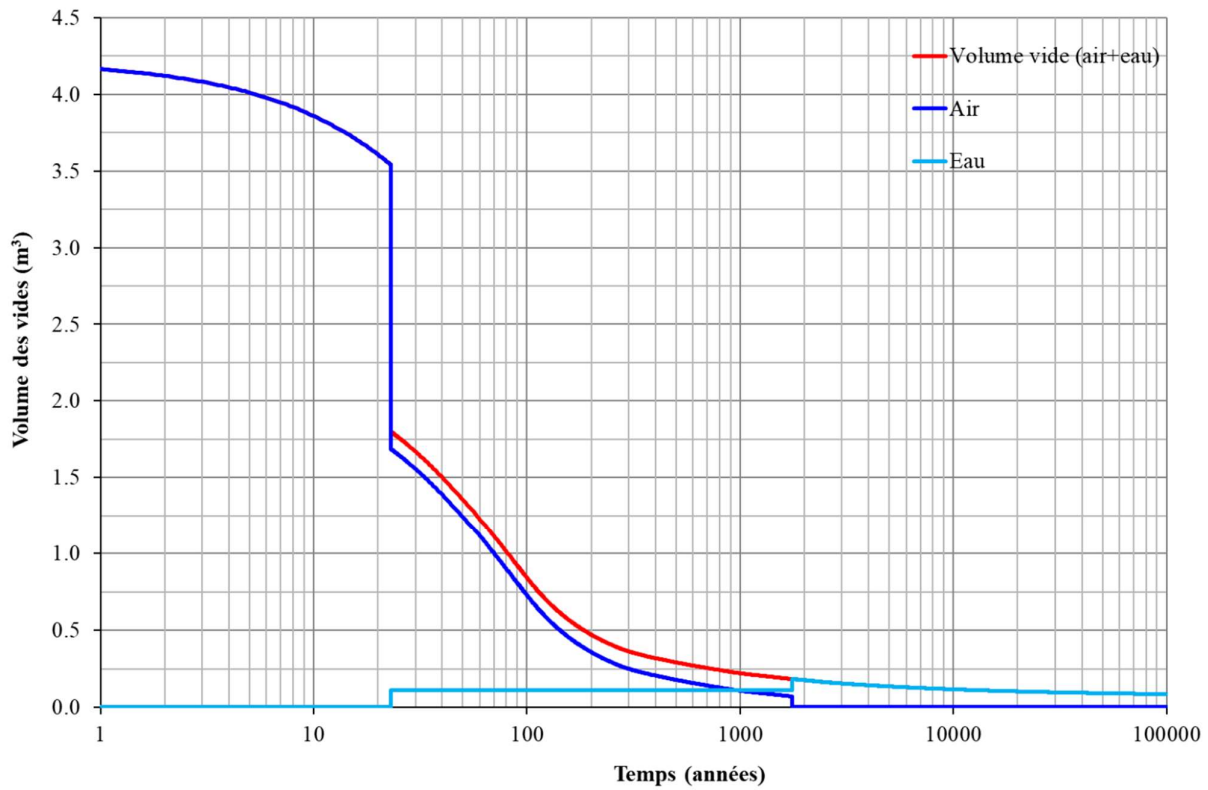


Figure 5-25 : Modèle 2D des galeries d'accès remplies par les **havrits**. Evolution du volume des vides (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

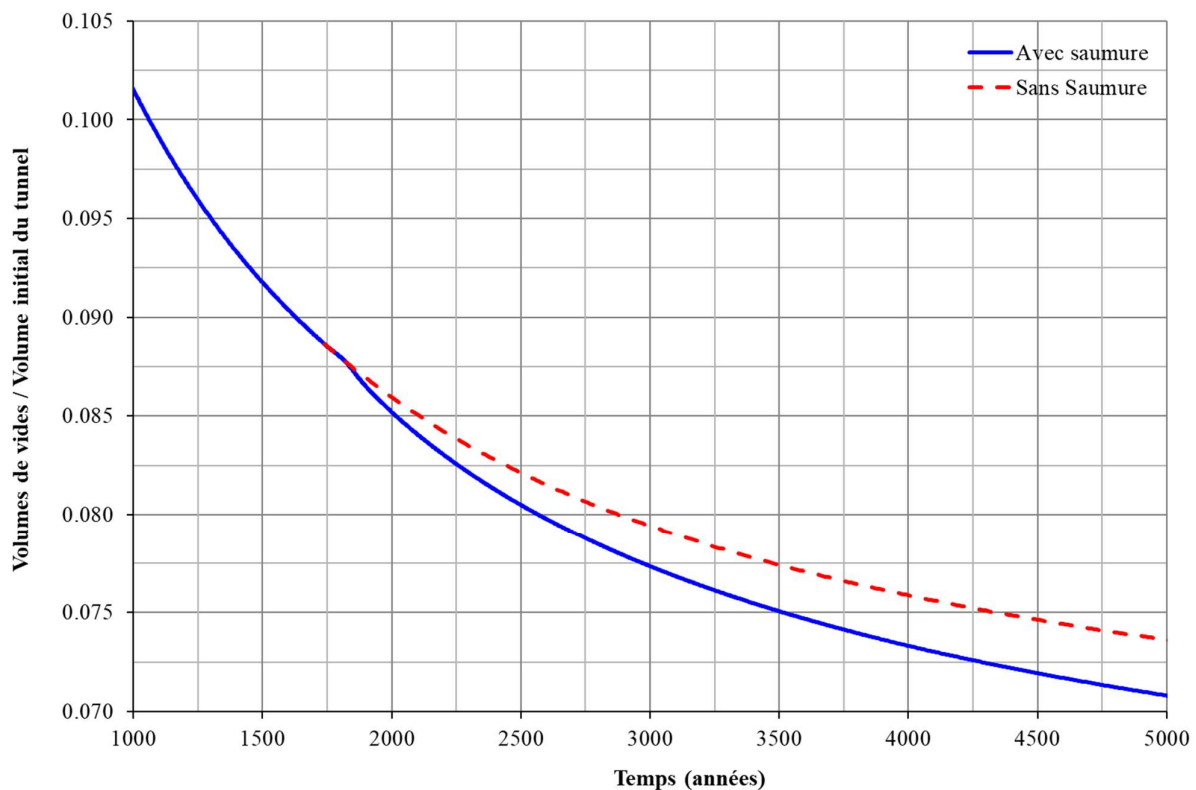
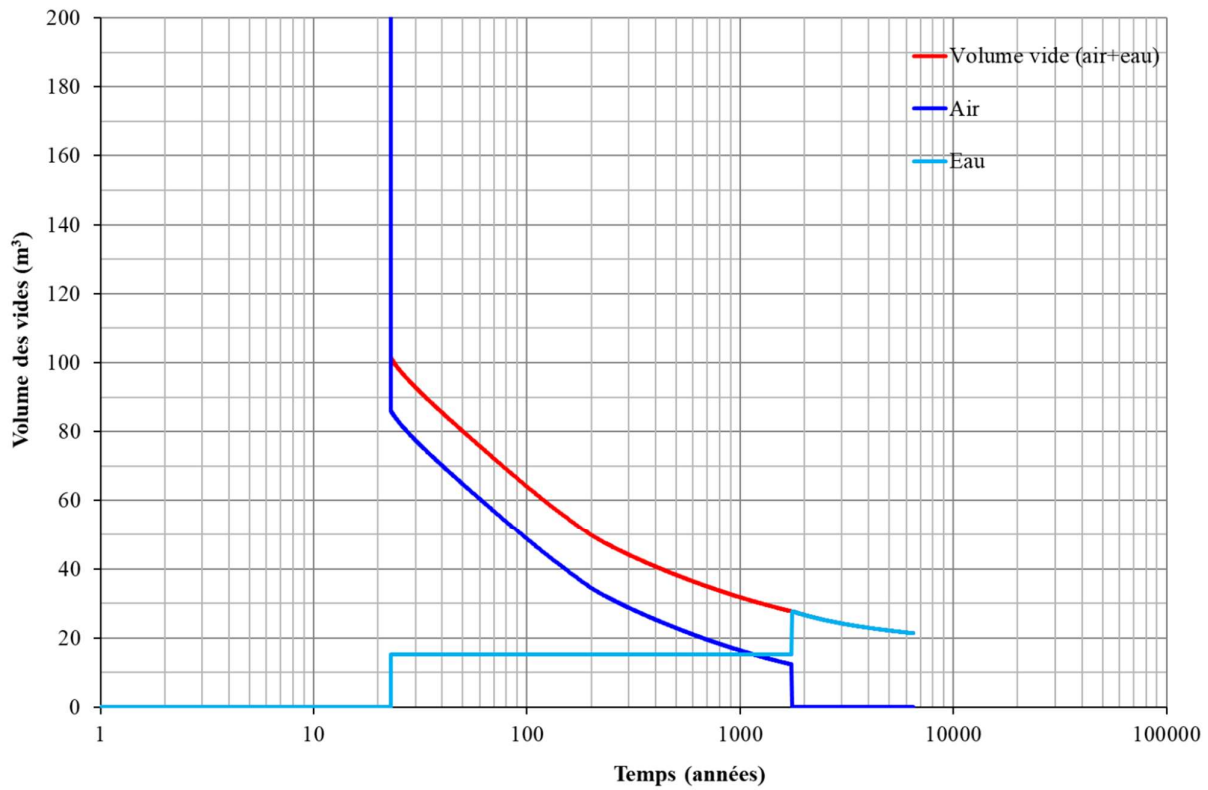


Figure 5-26 : Modèle 3D des galeries d'accès au niveau des **barrages**. Evolution du volume des vides dans le serrement et la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas) avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

5.3.2. Evaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages

Les résultats obtenus sur les modèles locaux avec l'effet de la pression de la saumure sont utilisés pour déterminer le taux annuel de fermeture du stockage. L'évolution du volume total de vides dans le stockage est obtenue comme étant la combinaison des fermetures des différentes galeries le composant.

Au moment de l'ennoyage complet du stockage, les barrages sont remplis de saumure « saine », non contaminée. L'expulsion de la saumure contaminée à l'extérieur des barrages nécessite :

- D'abord la montée en pression de la saumure dans le stockage sous l'effet du fluage, jusqu'à atteindre la valeur hydrostatique de la pression appliquée sur les faces externes des barrages. L'inversion des flux de saumure traversant les barrages peut alors s'amorcer ;
- Puis, le remplacement du fluide « sain » contenu dans les barrages par de la saumure contaminée.

Ces deux termes introduisent un décalage de la date de sortie de la saumure par rapport à la date d'ennoyage, qui dépend de la vitesse de fermeture du stockage ainsi que du volume de fluide que les barrages peuvent contenir.

Le premier terme ci-dessus nous indique que la sortie ne peut pas se réaliser avant 1 895 ans (voir Figure 5-19), date à laquelle la pression dans le stockage atteint 5,9MPa. Quant au deuxième terme, nous pouvons estimer un volume de vides dans l'intégralité des barrages de 142 m³ en considérant un volume de barrages d'environ 2 850 m³ avec une porosité de 5%. En supposant que le front d'avancement de la saumure contaminée est uniforme dans l'ensemble des barrages (advection pure), il faudrait donc une réduction supplémentaire des vides du stockage de 142 m³ pour que la saumure contaminée arrive aux faces externes des barrages. Bien entendu, le front d'avancement de la saumure contaminée dans les barrages n'est pas uniforme, et une partie des contaminants sortira avant l'envahissement total du barrage, en particulier à cause des phénomènes de diffusion. De manière sécuritaire nous avons donc considéré qu'une réduction de vide du stockage de la moitié du volume calculé (71 m³) serait suffisante pour entraîner la sortie des polluants vers l'extérieur. Par ailleurs, il n'est pas tenu compte ici du temps nécessaire pour que la saumure polluée migre de son lieu de dissolution vers le barrage le plus proche – ce temps peut être important si les galeries d'accès sont remplies de coulis.

Le taux de fermeture du stockage calculé à la date correspondant à cette réduction des vides représentent le flux potentiel de saumure en sortie, avec les hypothèses suivantes :

- La saumure est considérée comme incompressible. De fait, son module volumique (de l'ordre de 2 GPa) est tel que « l'emmagasinement » dû à la compression du fluide reste faible. Une réduction du volume du stockage donne donc lieu à l'expulsion d'un volume égal de saumure (hypothèse légèrement pessimiste) ;
- La perte de charge de la saumure au travers des barrages est négligeable. Cette hypothèse retenue dans les études précédentes n'est ici pas complètement correcte. Comme indiqué au paragraphe suivant, le flux atteint un pic d'environ 1 m³/an. En considérant les calculs hydrauliques du paragraphe 4 donnant un débit permanent de 9,5m³/an pour un différentiel de pression (interne/externe du stockage) d'environ 5,9MPa, il en viendrait donc une perte de charge d'environ 0,6 MPa. Autrement dit, la pression dans le stockage ennoyé devrait monter à 6,5MPa pour permettre effectivement l'expulsion de la saumure polluée. Comme nous le montrons plus bas, le flux en sortie n'est pas constant mais diminue tout de suite après le pic. Nous avons décidé de garder l'hypothèse simple utilisée jusqu'ici. Les pertes de charge ne sont donc pas prises en compte. Pour une pression donnée dans le stockage, le flux au travers des barrages est donc surestimé, ce qui est à nouveau sécuritaire.

5.3.3. Fermeture du stockage après ennoyage

L'évolution du volume total de vides et le taux annuel de variation du volume de vides sont illustrés en Figure 5-27 et en Figure 5-28. Pour mieux mettre en évidence l'effet de la pression de la saumure, ces figures montrent une vue zoomée des évolutions. La Figure 5-28 montre une accélération momentanée du taux de fermeture du stockage due à la plastification du coulis induite par la pression de saumure. Puis, le long terme, la vitesse est réduite *via* le ralentissement de la compaction des déchets.

A partir de ces courbes, la date de sortie de la saumure contaminée est calculée comme le moment auquel la réduction cumulée des vides est de 71 m^3 par rapport au volume des vides au moment où la pression de saumure dans le stockage atteint la valeur hydrostatique de $5,9 \text{ MPa}$. Les résultats de ce calcul indiquent une sortie à 1 960 ans, soit 220 ans environ après l'ennoyage, avec un taux de sortie maximal, juste après cette date, de $0,98 \text{ m}^3/\text{an}$.

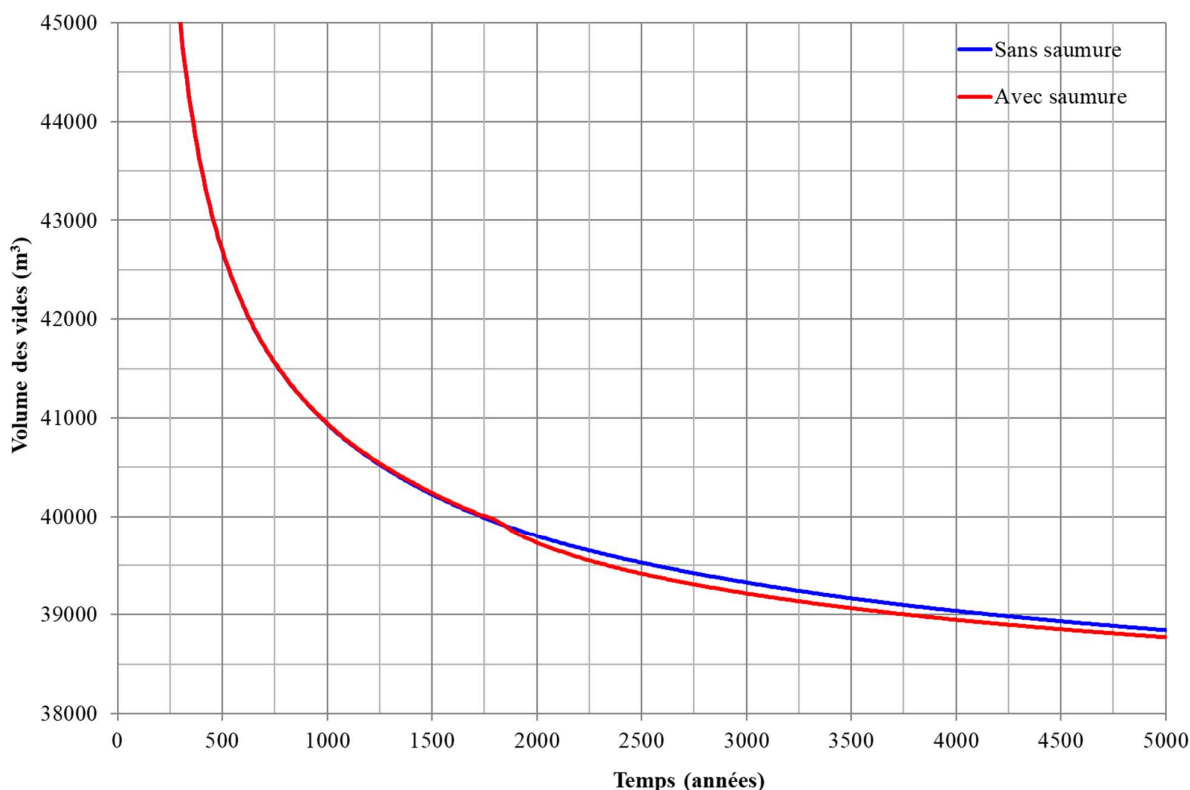


Figure 5-27 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage.

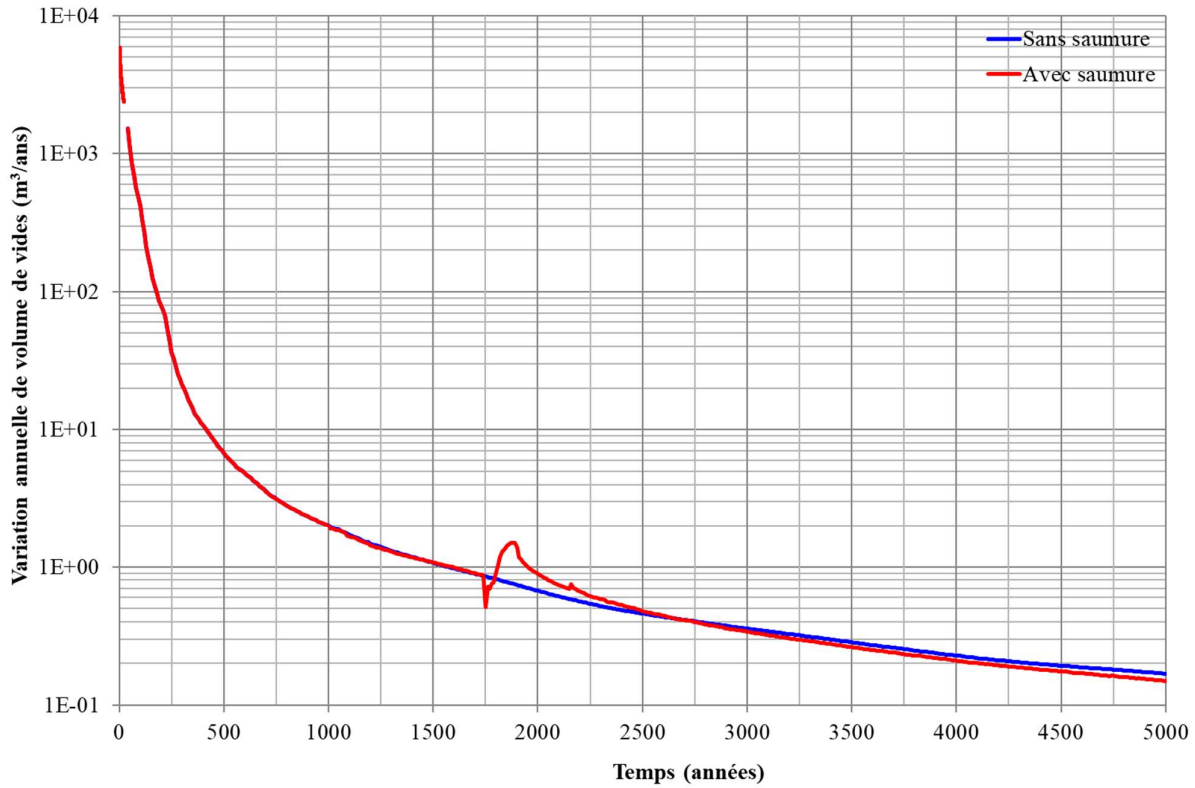


Figure 5-28 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage.

5.3.4. Flux massique des polluants sortant des barrages

Une approche simplifiée est ici prise en compte pour évaluer à partir des données disponibles le flux massique de mercure sortant des barrages. La concentration de mercure à la source (C_{Hg} en kg/m^3) au sein du stockage isolé par les barrages est estimée en considérant que tout le mercure contenu dans le stockage passe en solution. La masse de mercure initialement stockée, M_{Hg} , était de l'ordre de 54 000 kg. Après déstockage, cette masse est réduite à 1 400 kg, ce qui donne une concentration maximale du polluant dans la saumure du stockage de :

$$C_{Hg} = \frac{M_{Hg}}{V_{vides}} = \frac{1\,400\,kg}{40\,000\,m^3} = 0,035 \frac{kg}{m^3} \quad (22)$$

Où V_{vides} est le volume des vides du stockage au moment où le stockage est complètement noyé. Ce volume inclut le volume envahi par la saumure ainsi que le volume d'eau de composition des différents matériaux stockés. Notons que l'équation (22) ne pose aucune contrainte sur la concentration maximale de mercure dans la saumure, alors que cette valeur ne peut pas dépasser la valeur de la concentration à saturation.

Le flux massique du mercure (q_{Hg} en kg/an) sortant des barrières peut être alors estimé sur la base du débit sortant de la saumure q_s calculé précédemment en utilisant la relation suivante :

$$q_{Hg} = C_{Hg} \cdot q_s = 0,035 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,98 \frac{m^3}{an} = 0,034 \frac{kg}{an} \quad (23)$$

6. TACHE 4 : ETUDE DE LA SOLUTION DE CONFINEMENT – 2

La solution de confinement n°2 comprend l'utilisation d'un serrement interne en havrits d'une longueur de 50m. Le schéma d'étude reste le même que celui utilisé pour la solution n°1 : détermination de la date d'envoyage, puis de la date de sortie de la saumure polluée, sur la base de l'évolution des vides obtenue à l'aide des modèles locaux des galeries du stockage. Ces modèles sont les mêmes que ceux décrit précédemment, exception faite du modèle 3D utilisé pour l'étude du volume des vides au sein des matériaux du barrage (havrits + butée interne). Nous ne présentons donc que les résultats de ce modèle, dont la géométrie est donnée en Figure 6-1 et comparée avec celle du modèle de la solution n°1. Une vue en perspective du nouveau modèle est donnée en Figure 6-2. Pour la solution n°2, la hauteur des havrits n'est que de 80% de la hauteur de la galerie à partir d'une distance de 20m de la butée interne (vers la droite dans les figures). Le coulis de remplissage, quant à lui, est mis en place sur une hauteur de 80% dans les deux cas. On remarquera par ailleurs que le serrement externe, d'une longueur de 20m dans la réalité, a été étendu jusqu'à la limite du modèle, soit sur une longueur de 40m. Ce choix s'est imposé pour prévenir le développement de fortes distorsions dans les éléments volumiques du massif lors de la fermeture des tunnels sous l'action du fluage. Mais au vu de la forte compressibilité des havrits, ce choix a un effet marginal sur l'évolution des vides dans la butée et le serrement interne.

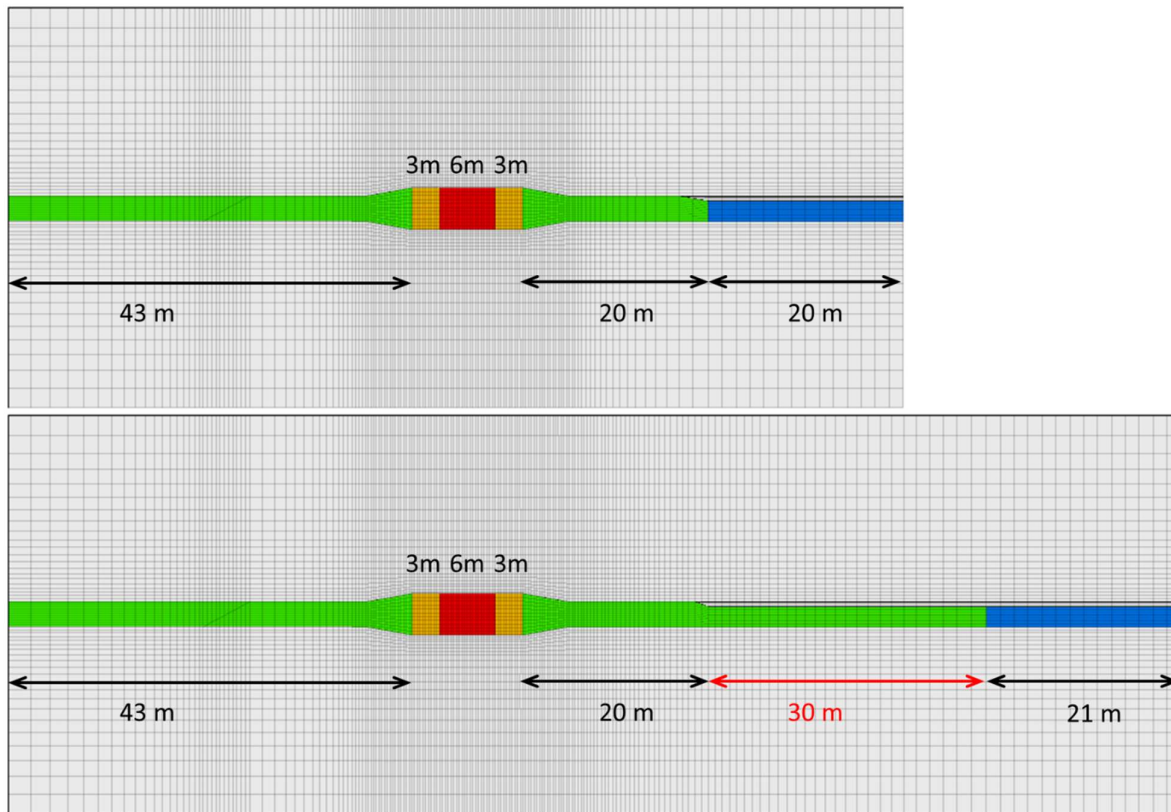


Figure 6-1 : Modèle 3D de la galerie d'accès au droit de barrage utilisé pour la solution n°1 (en haut) et pour la solution n°2 (en bas).

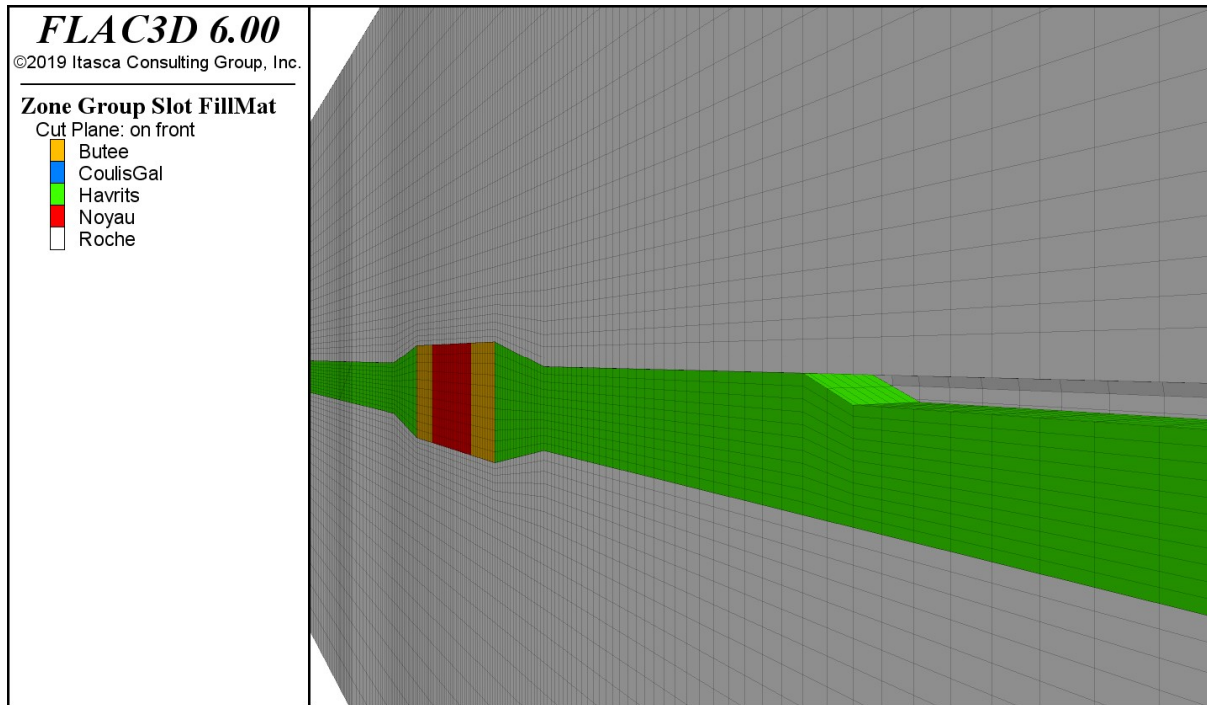


Figure 6-2 : Vue en perspective du modèle 3D de la galerie d'accès au droit du barrage utilisé pour la solution n°2 (plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie).

6.1. Simulation de la fermeture du stockage avant l'ennoyage

L'évolution du volume de vides au cours de la simulation est donnée en Figure 6-3 pour ce modèle du barrage. Cette figure montre également une comparaison avec les résultats du modèle de la solution n°1 (serrement de 20m seulement). La solution n°2 permet d'avoir un volume de vides disponible initial nettement plus important (presque 3 fois plus grand), mais ce volume diminue beaucoup plus rapidement avec le temps. Ceci est dû à deux facteurs :

- D'une part la fermeture du vide apical au-dessus des derniers 30m du serrement, soit la partie où les havrits ne sont installés que sur 80% de la hauteur de la galerie ;
- D'autre, la compaction plus poussée du serrement du fait de sa longueur plus importante. En effet, le serrement est situé entre les éléments en béton du barrage et le coulis de remblayage des galeries. Ces deux matériaux sont plus raides que les havrits et donc limitent leur compaction moyenne. Si le serrement s'allonge, cette action de « protection » devient moindre et les havrits présentent en moyenne sur le long terme une compaction plus importante.

L'analyse de la Figure 6-3 indique que le premier facteur joue principalement lors des premiers 200 ans, avec une réduction quasiment linéaire dans le temps du volume d'air, tandis que le deuxième facteur devient prioritaire sur le long terme. Cette analyse est confirmée par la Figure 6-4 et la Figure 6-5 qui montrent respectivement la géométrie du modèle à 200 ans (on voit que le toit de la galerie est en contact avec les havrits) et une comparaison en termes de porosité des havrits à 1 000 ans pour les modèles des solutions n°1 et n°2.

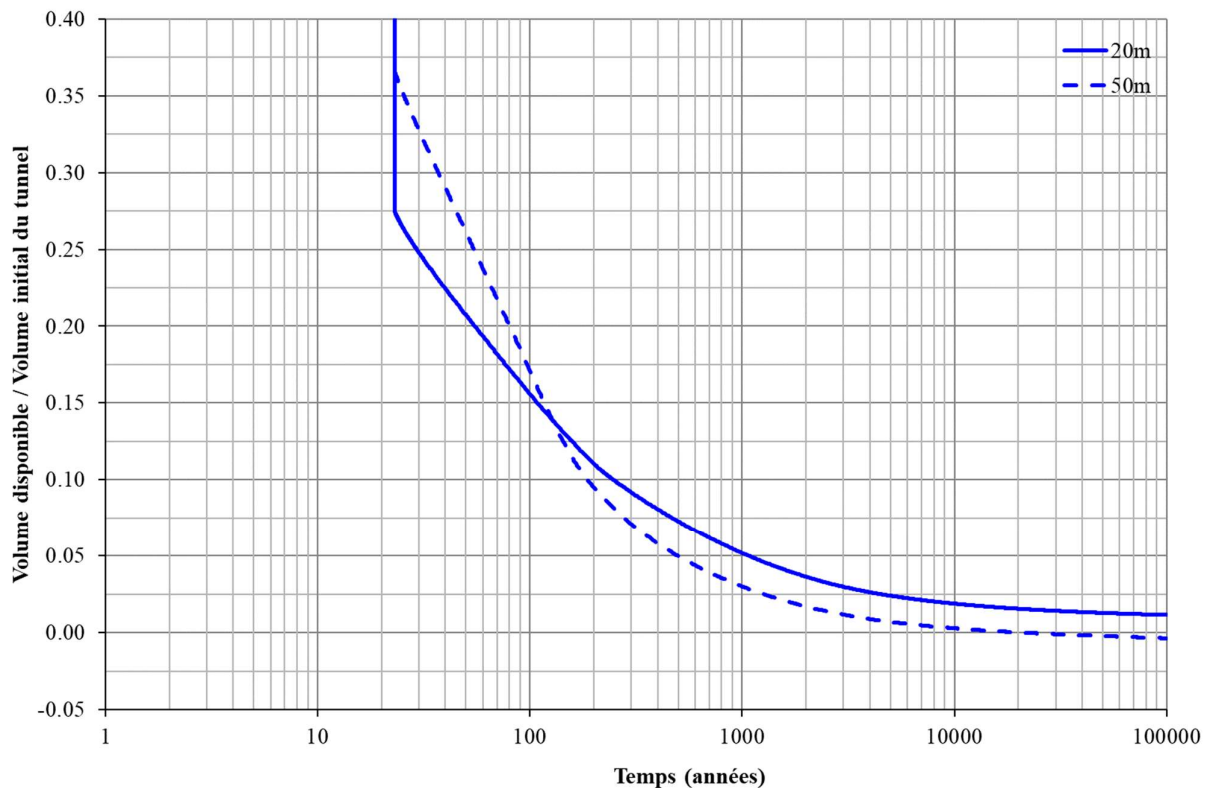
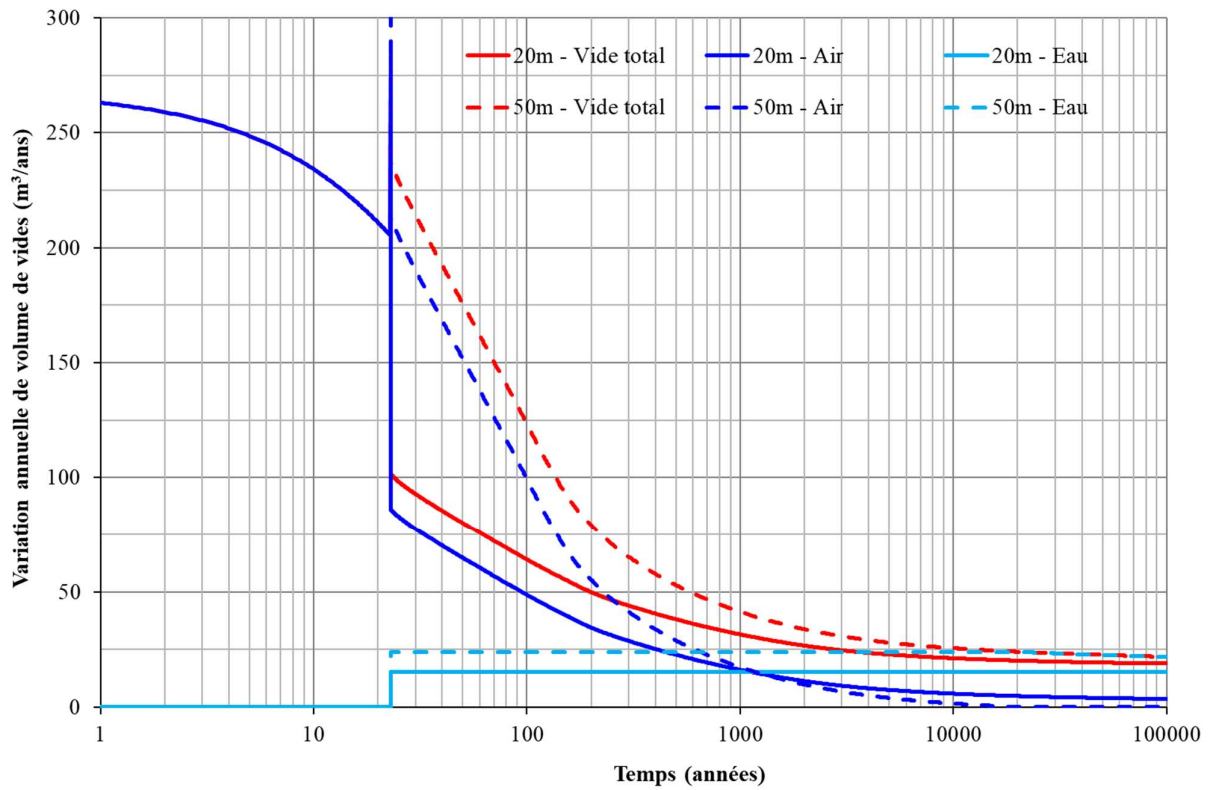


Figure 6-3 : Evolution du volume des vides dans le serrement en havrits et dans la butée à l'intérieur du stockage (en haut) et du rapport entre le volume d'air et le volume initial du tunnel (en bas). Comparaison des évolutions pour le modèle avec un serrement interne de 20m (lignes solides) et de 50m (lignes en pointillé).

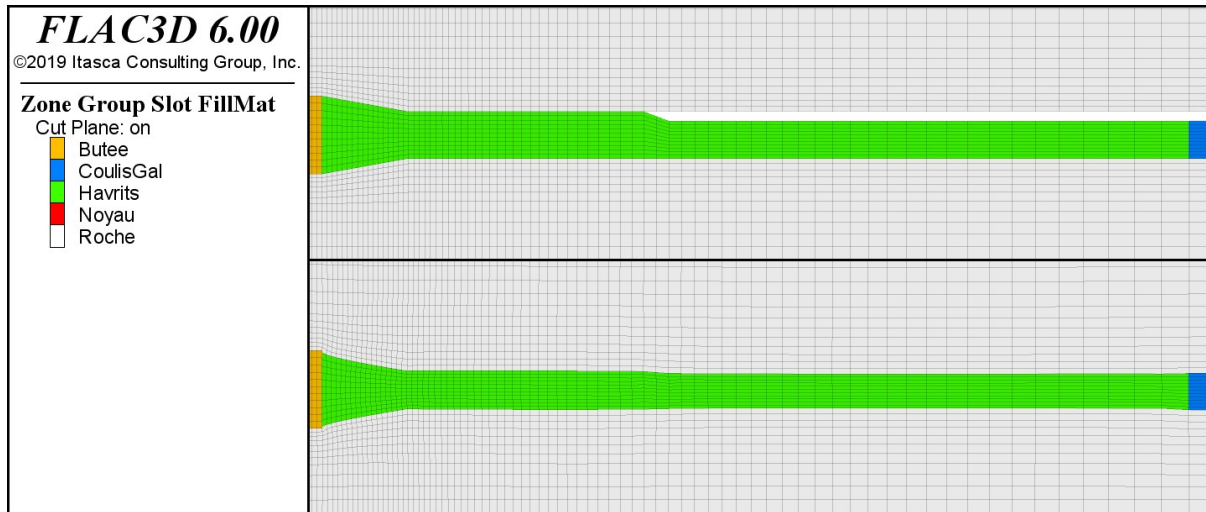


Figure 6-4 : Etat du modèle au moment de la mise en place du barrage (en haut) et après 200 ans (en bas) avec la fermeture du vide au-dessus du serrement. Vue sur un plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie.

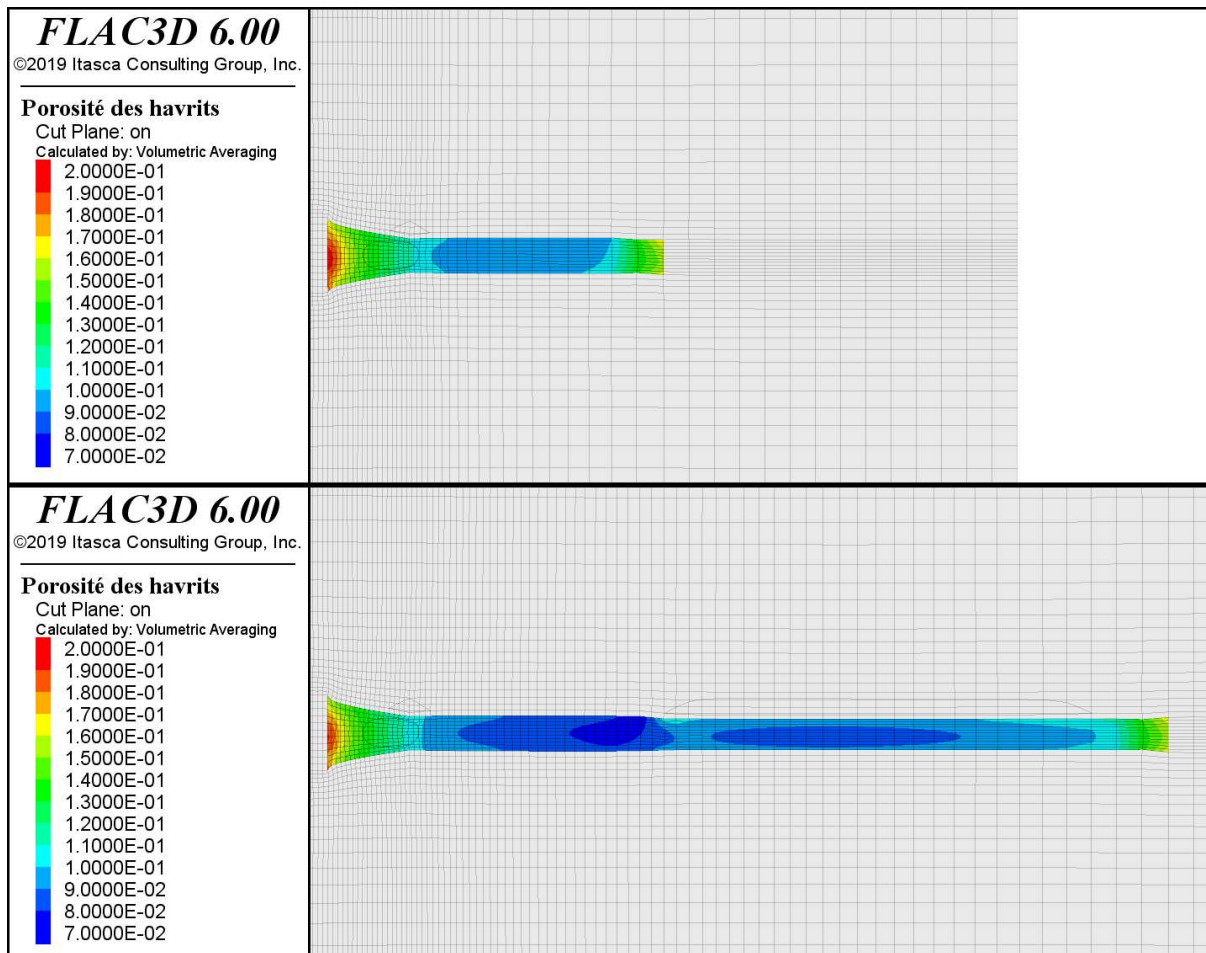


Figure 6-5 : Porosité des havrits à 1 000 ans pour le modèle de barrage avec un serrement interne de 20m (en haut) et 50m (en bas). Vue sur un plan de coupe vertical passant par l'axe de la galerie.

6.2. Fermeture globale et ennoyage du stockage

La fermeture globale du stockage est réévaluée à partir des résultats obtenus pour le modèle de barrage avec un serrement de 50m de long. Pour ce calcul, les volumes (initiaux, après excavation) des différentes parties du stockage sont légèrement ajustés pour tenir compte de la présence d'un serrement plus long. La Tableau 6-1 liste les valeurs obtenues et indique en rouge les valeurs qui changent par rapport à celles de la solution de confinement n°1. De fait, le volume supplémentaire du serrement de la solution n°2 est déduit de la partie « coulis » des galeries d'accès.

Volumes (m ³)	Total	Déchets	Havrits	Coulis
Galerie d'accès	56 250 (60 940)	-	12 180	44 070 (48 760)
Blocs stockés	125 982	123 316	2 666	-
Blocs vides (16, 25 et 26)	75 473	8 038	9141	58 294
Bloc 15	17 730	5 515	-	12 215
Zones de barrage	10 216 (5 499)	-	-	-

Tableau 6-1 : Volume initial après excavation (et actuel estimé) des différentes parties du stockage selon les régions indiquées en Figure 5-14).

Les évolutions du volume de vides disponible global du stockage et de son taux de fermeture annuel ($\Delta V/\text{an}$) sont présentées en Figure 6-6 et en Figure 6-7 et comparées avec les évolutions obtenues pour le serrement de 20 m. Comme on peut le voir, les différences sont très faibles, voir marginales ce qui se traduit par une différence négligeable (quelques années) sur la date d'ennoyage du site. Compte tenu des précisions en jeu, on peut conclure que les deux solutions de confinement sont équivalentes en termes de date d'ennoyage (1 745 ans pour la solution 20m et 1 750 ans pour la solution 50m). Ceci n'est pas surprenant, le coulis des galeries ayant été remplacé par les havrits sur une longueur de 30 m seulement. Ceci ne peut qu'avoir une influence négligeable pour le comportement global du stockage.

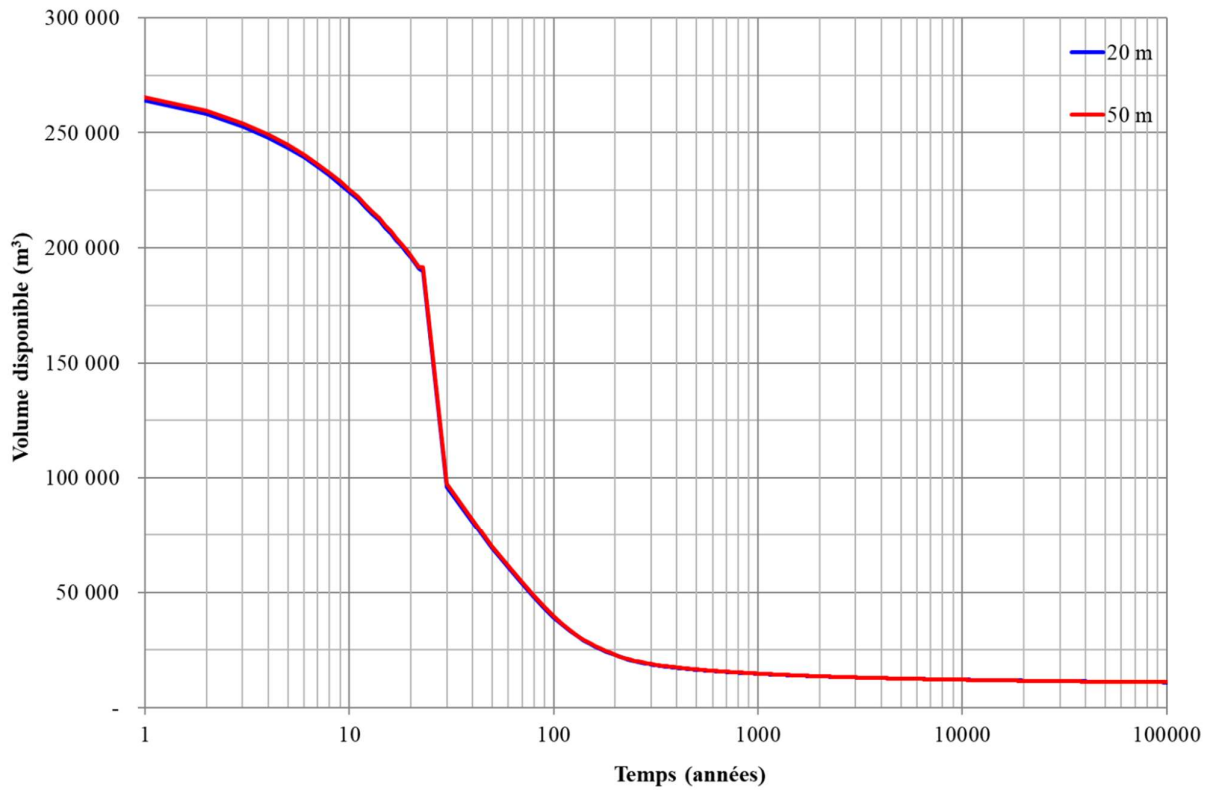


Figure 6-6 : Evolution du volume disponible à l'arrivée de la saumure dans le stockage.

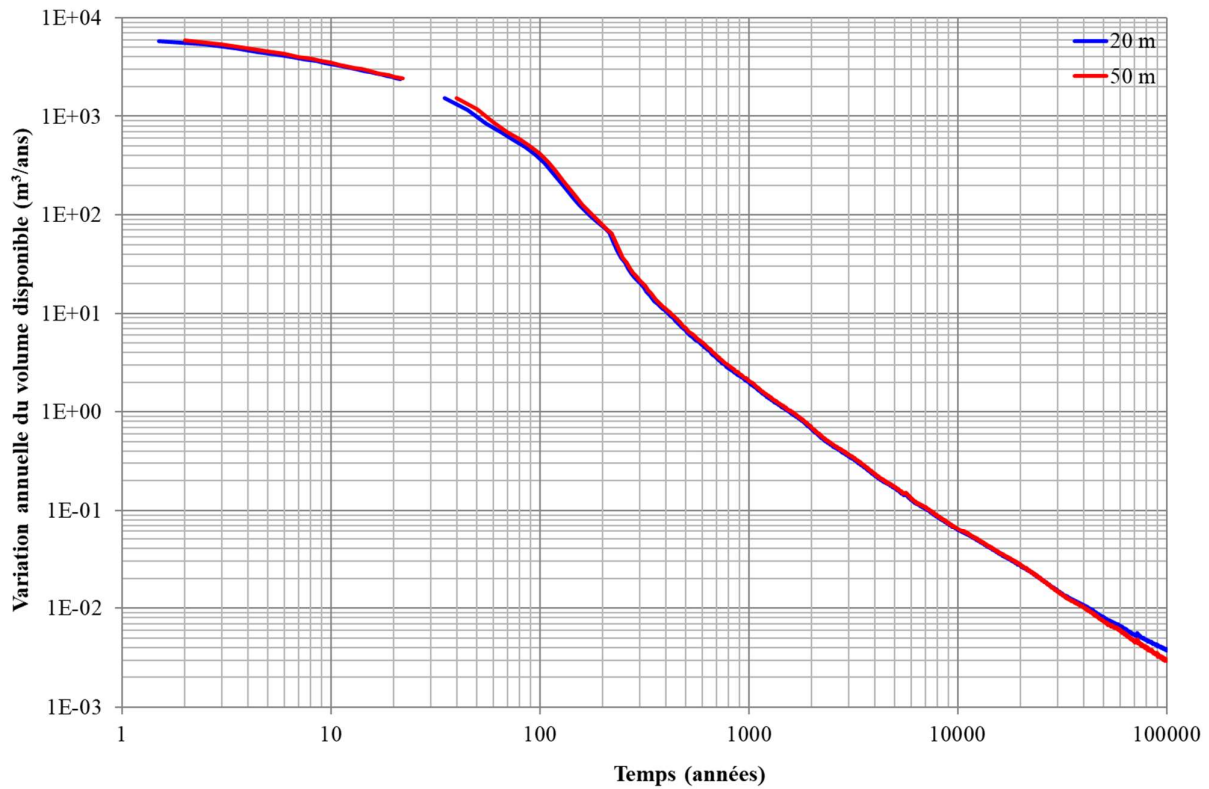


Figure 6-7 : Taux de fermeture du volume des vides disponibles (m^3/an).

6.3. Evaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages

Comme pour la solution n°1, la fermeture du stockage après ennoyage est calculée en utilisant les résultats des modèles locaux intégrant une pression de saumure à partir de la date d'ennoyage (résultats présentés en paragraphe 5.3.1). Seule différence, nous intégrons ici les résultats du modèle de barrage avec un serrement de 50m, donnés en Figure 6-8.

L'évolution du volume total de vides et le taux annuel de variation du volume de vides sont illustrés en Figure 6-9 et en Figure 6-10. A partir de ces courbes, la date de sortie de la saumure contaminée est calculée comme le moment auquel la réduction cumulée des vides est de 71 m^3 par rapport au volume des vides au moment où la pression dans le stockage a atteint la valeur hydrostatique. Les résultats de ce calcul indiquent une sortie à **1 960 ans**, soit 210 ans après l'ennoyage, avec un taux de sortie maximal après cette date de **$1,02 \text{ m}^3/\text{an}$** .

Le flux massique du mercure (q_{Hg} en kg/an) sortant des barrières sera alors du même ordre de celui calculé pour la solution avec serrement de 20 m. Plus précisément, le volume de vide au moment de l'ennoyage (somme des volumes de vides occupé par l'eau de composition des matériaux et des vides envahis par la saumure) étant légèrement plus faible par rapport à la solution de confinement n°1 ($39\,150 \text{ m}^3$ contre $40\,000 \text{ m}^3$), il en vient une concentration de mercure légèrement plus forte, soit **$0,036 \text{ kg}/\text{m}^3$** . Compte tenu du flux maximal de sortie de la saumure, ceci amène un flux massique maximal de **$0,036 \text{ kg}/\text{an}$** . Pour rappel la solution 1 fournit une valeur de $0,034 \text{ kg}/\text{an}$. Comme le montre la Figure 6-11, dans les deux cas les flux sortants diminuent ensuite dans le temps proportionnellement au ralentissement du fluage de la roche autour du stockage.

Cette analyse porte à écarter l'hypothèse d'un confinement avec des sernements de 50m : non seulement cette solution est plus onéreuse mais elle ne permet pas de réduire les flux pollués.

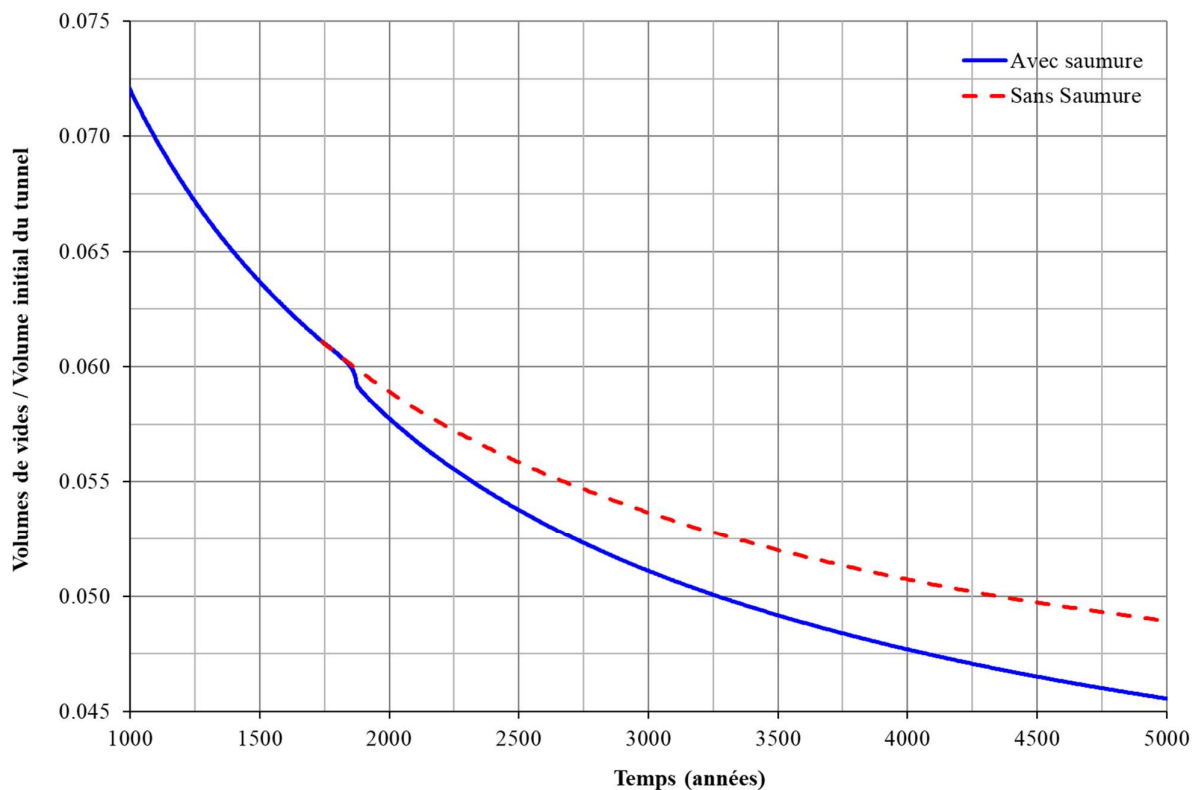
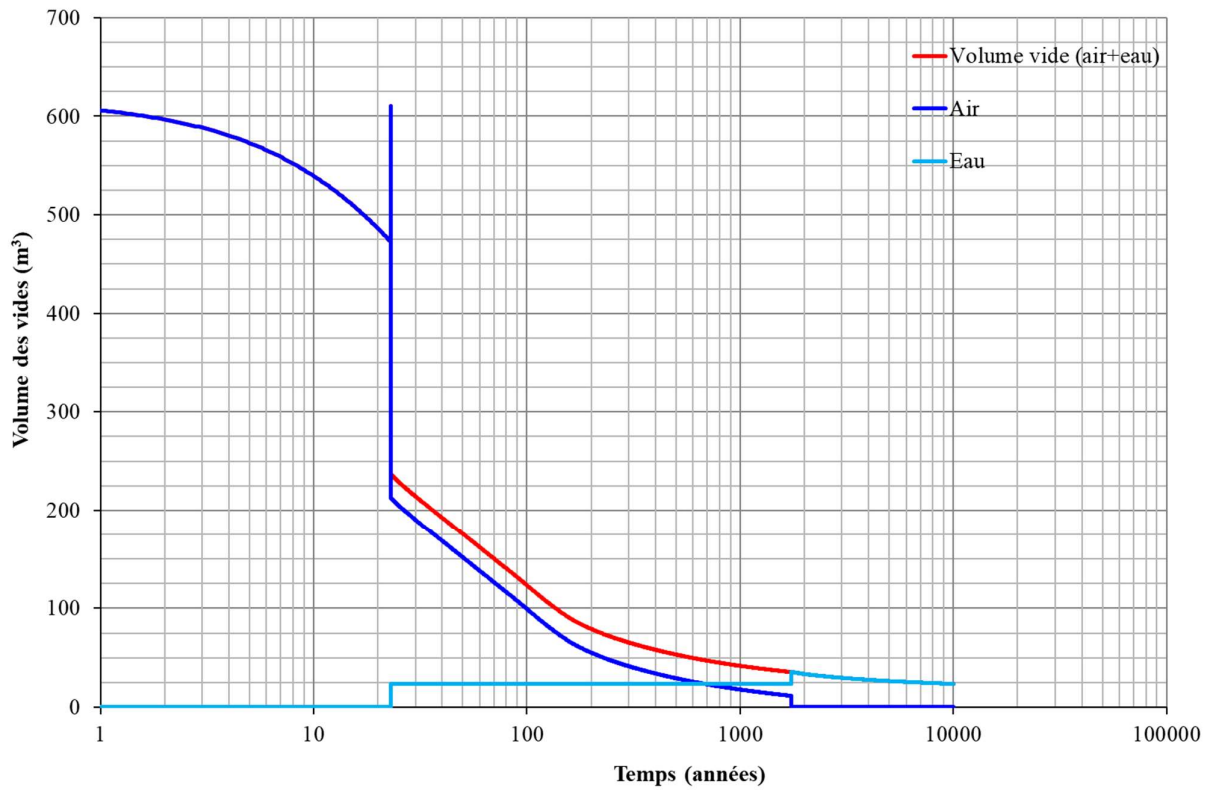


Figure 6-8 : Barrage avec serrement de 50m. Evolution du volume des vides dans le serrement et la butée situés du côté interne du stockage (en haut) et du rapport entre le volume de vides et le volume initial du tunnel (en bas), sans et avec la prise en compte de la pression de la saumure à partir de 1 745 ans.

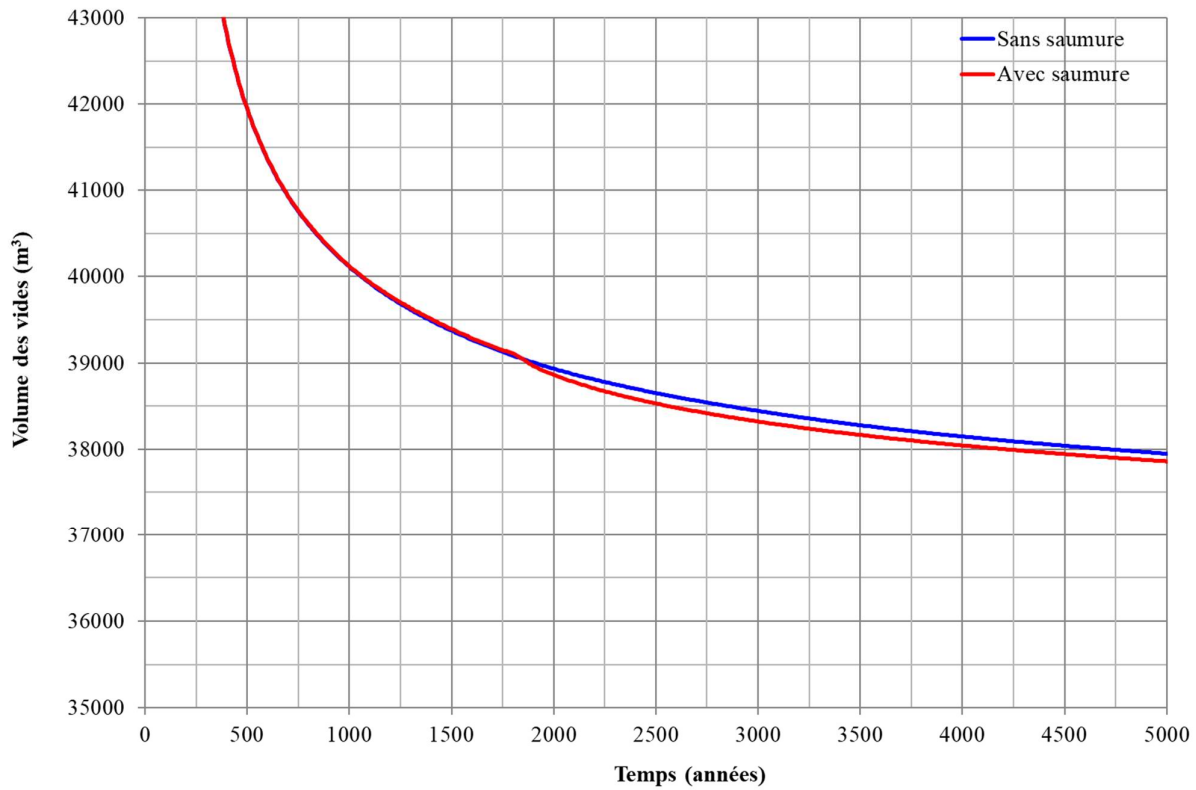


Figure 6-9 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'envoyage pour la solution de confinement n°2.

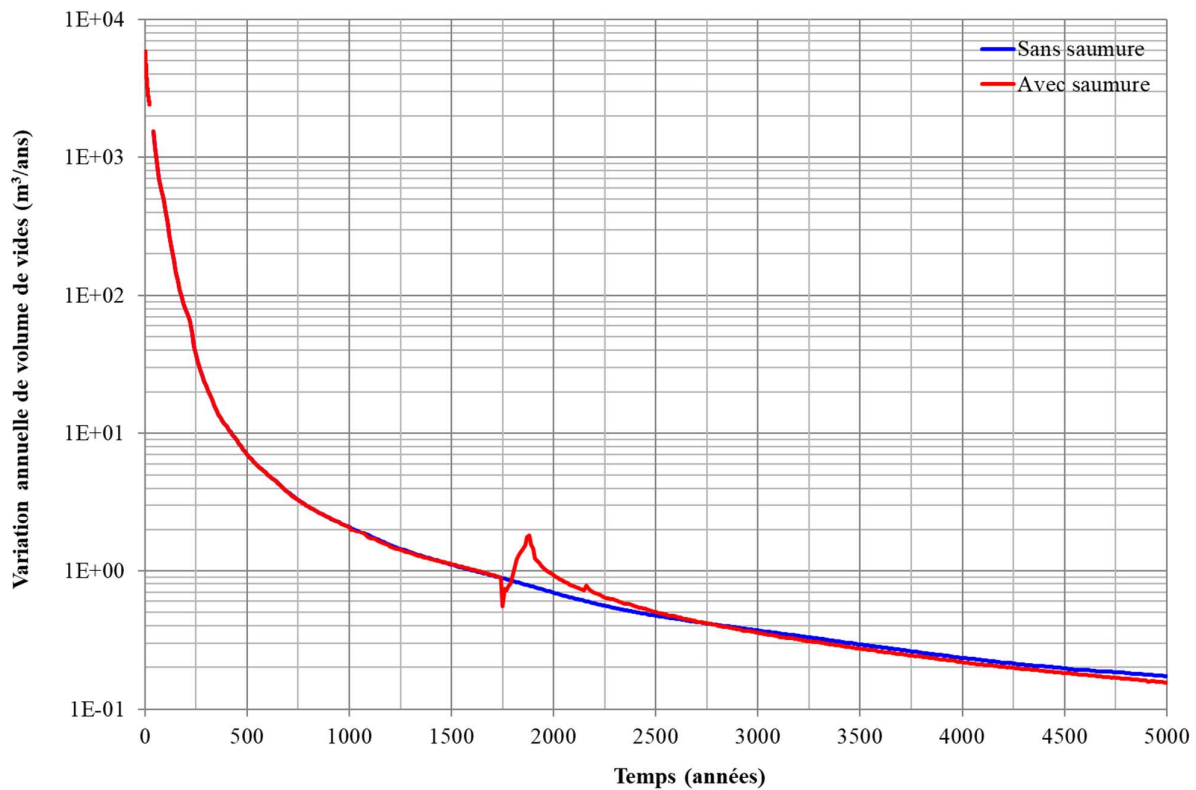


Figure 6-10 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'envoyage pour la solution de confinement n°2.

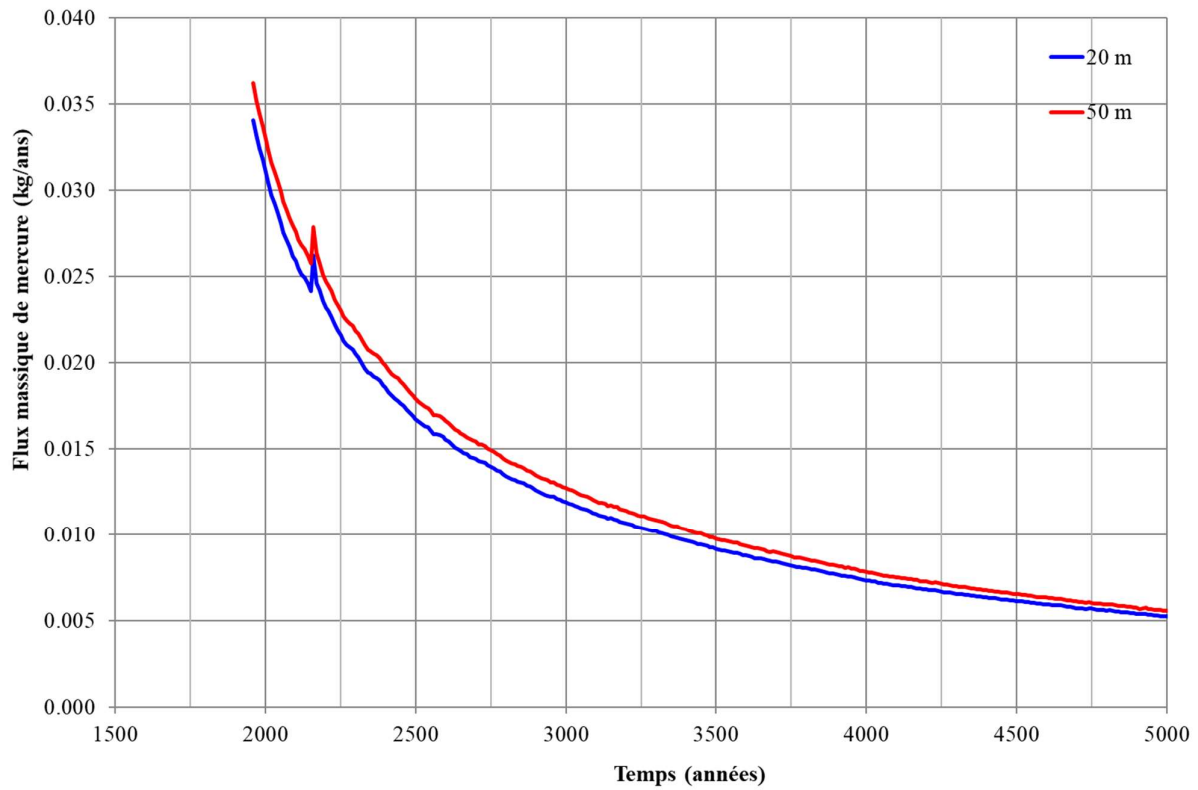


Figure 6-11 : Evolution du flux massique de mercure sur les 3 000 premières années après la première sortie des flux pollués.

7. TACHE 5 : EVOLUTION DE LA PERMEABILITE DU MASSIF AUTOUR DES BARRAGES DE CONFINEMENT

Les résultats de l'étude présentés aux paragraphes 5 et 6 pour les deux solutions de confinement ont été obtenus en considérant le sel entourant les excavations comme imperméable. Dans ce cas, l'entrée de la saumure saine et la sortie de la saumure polluée du stockage n'ont lieu qu'à travers les barrages (et les minces couches de marnes) qui seront mis en place le long des tunnels d'accès pour isoler le stockage.

Afin de valider cette hypothèse de calcul, nous estimons l'évolution de la perméabilité du sel autour des barrages, à la fois dans l'espace et dans le temps. En effet, deux effets se contrecarrent : lors de l'excavation, ou si des ruptures ultérieures ont lieu, le sel proche est endommagé et peut voir sa perméabilité augmenter de manière importante. Cette augmentation pourrait invalider l'action de confinement du stockage apportée par les barrages, la saumure pouvant alors s'écouler à travers le sel endommagé. Mais une fois les barrages mis en place, le fluage du sel permet aux contraintes dans le sel endommagé d'augmenter à nouveau, et ce confinement produit une « cicatrisation » de la roche.

L'approche utilisée dans cette partie reprend le schéma de travail utilisé pour nos études précédentes sur l'évolution de la perméabilité au droit des barrages (réf. [3] et [4]). Une relation contrainte-perméabilité précédemment calée est décrite en Paragraphe 7.1. Ensuite, un modèle 3D de barrage simple et double dans les voies d'accès au stockage est mis en œuvre. Les barrages sont introduits dans les tunnels à partir d'un temps de fluage de 23 ans après la fin de l'excavation. L'évolution des contraintes dans le sel entourant le barrage est alors prise en compte pour obtenir une estimation des perméabilités près des parois des galeries au cours du temps.

7.1. Loi de variation de la perméabilité du sel avec la contrainte

Une description approfondie de la relation entre la contrainte et la perméabilité du sel est donnée en [3]. Dans ce paragraphe nous ne rappelons que les aspects principaux ainsi que la loi de variation utilisée pour estimer la valeur de la perméabilité à partir de la variation de l'état de contrainte du sel.

Les roches salifères sont considérées comme capables de constituer une barrière étanche au passage d'un fluide, sous des pressions de confinement raisonnablement élevées. Cette propriété vient de leur structure cristalline, et d'une porosité très faible et « non-connectée », l'espace poreux étant constitué en grande partie de cavités non connectées entre elles.

Cependant, cette imperméabilité n'est assurée que dans les conditions idéales d'une roche intacte. Lorsqu'une excavation est effectuée, il est impératif de considérer la présence d'une zone endommagée (EDZ, « Excavated Disturbed Zone ») où les propriétés ne sont plus celles de la roche intacte. La valeur de la conductivité hydraulique peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur dans cette zone par rapport aux zones non endommagées. Ce phénomène peut mettre en jeu la stabilité géologique et l'efficacité hydrogéologique des milieux de stockage.

Des études ont toutefois montré que le phénomène d'endommagement peut être compensé par la fermeture des fissures et/ou leur cicatrisation après reconfinement du sel vers des valeurs proches de la contrainte lithostatique initiale. En particulier, d'après les études réalisées par Stormont [16], la perméabilité peut être reliée à l'état de contraintes par la relation suivante :

$$k = k_0 \frac{e^{-x C_p \Delta \sigma}}{1 - \phi_0 e^{-C_p \Delta \sigma}} \quad (24)$$

Où :

- k_0 et ϕ_0 sont respectivement la perméabilité et la porosité initiales de la roche intacte ;

- x (terme de Kozeny-Carman) est un facteur compris entre 1 et 5 qui tient compte de la tortuosité, et représente le caractère non rectiligne des trajectoires du fluide au sein du milieu poreux, ainsi que du fait que les changements de porosité peuvent être associés soit à la création de nouveaux pores, soit à une augmentation de l'ouverture des pores existants ;
- C_p représente la compressibilité des pores, qui relie la variation de la structure des pores aux variations de la contrainte hydrostatique. En faisant l'hypothèse d'incompressibilité des cristaux de sel, C_p peut s'exprimer de la façon suivante :

$$C_p = -\frac{1}{\phi(1-\phi)} \frac{d\phi}{d\sigma_m} = \frac{C}{\phi} \quad (25)$$

où ϕ est la porosité, $d\sigma_m$ est la variation de la contrainte moyenne, et C est le module de compressibilité du milieu poreux ;

- $\Delta\sigma$ représente la variation de la contrainte moyenne, par rapport à la contrainte moyenne initiale à laquelle correspondent les valeurs de porosité et perméabilité initiales, ϕ_0 et k_0 , respectivement.

Le calage des paramètres de cette loi pour le sel de Wittelsheim a été fait dans le cadre de l'étude [3], en se basant sur les mesures de perméabilité réalisées par la société IBeWa dans des forages creusés sur une distance d'environ 3 m à partir des parois des tunnels du stockage. Globalement ces mesures ont montré des perméabilités très fortes (10^{-14} / 10^{-15} m²) en toit, en mur et en piédroits pour une distance à la paroi inférieure à 1m-1,5 m, à cause de la présence de la zone endommagée par l'excavation des galeries. Au-delà de cette première zone, la valeur de la perméabilité diminue progressivement pour atteindre la valeur du sel intact. Le calage, réalisé par comparaison des résultats de modélisation 3D avec les valeurs de perméabilité mesurées sur site a amené au jeu de paramètres listé en Tableau 7-1.

Paramètre	Symbole (unité)	Valeur
Compressibilité des pores	C_p (MPa⁻¹)	0,45
Terme de Kozeny-Carman	x (-)	4,5
<i>Porosité initiale</i>	ϕ_0	0,1%
<i>Perméabilité initiale</i>	k_0	10^{-21}

Tableau 7-1 : Paramètres de la loi de Stormont calés pour le sel de Wittelsheim.

7.2. Description des modèles

L'évolution de la perméabilité autour des barrages est simulée ici à l'aide de modèles 3D des tunnels d'accès au stockage. La géométrie de barrage considérée comprend un élément étanche en béton de 6m de long, confiné des deux côtés par des butées en béton également. Des serremments en havrits de sel, interne et externe au stockage sont ensuite présents pour limiter le gradient de contraintes à proximité des faces externes des butées. Deux calculs ont été réalisés, pour les cas du barrage simple et double.

7.2.1. Géométrie des barrages

L'étude d'isolation du site de Wittelsheim par des barrages en béton situés le long des tunnels d'accès a été réalisée, depuis 2013, par la société Ercosplan (réf. [20], [18], [12]). Au fil du temps, les types de matériaux utilisés pour la construction, la géométrie, le phasage ont évolué. La configuration actuelle consiste en la réalisation de 12 barrages, dont le plan de masse est donné en Figure 7-1.

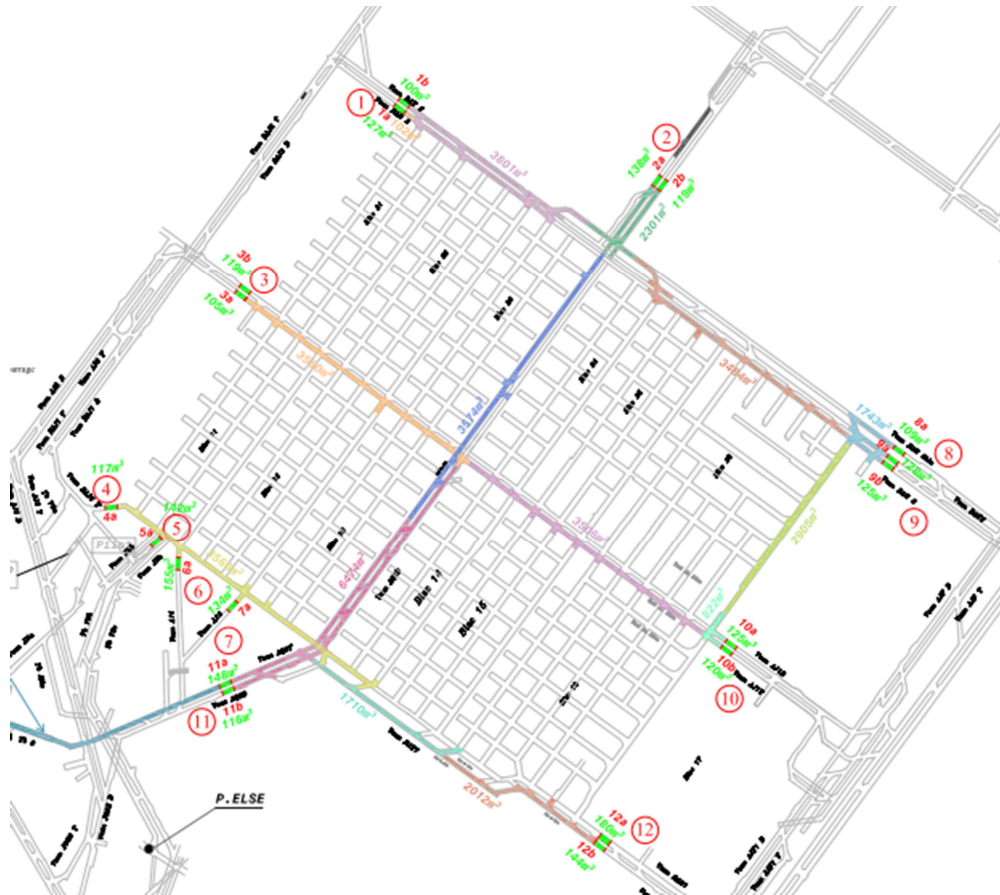


Figure 7-1 : Position des barrages du site de Wittelsheim.

La construction des barrages prévoit une première phase de surcreusement de la roche endommagée en parois des galeries. D'après le rapport ERCOSPLAN [12], pour le cas des barrages simples, une fois les travaux de surexcavation achevés, la première culée sera réalisée en béton projeté. Ensuite, un coffrage transversal sera mis en place, afin de réaliser l'élément d'étanchéité et la deuxième culée en une seule opération, selon la méthode du béton coulé. Des couches d'enduit bitumineux seront appliquées sur la face frontale interne de la première culée et sur la face frontale externe de la deuxième culée, de manière à assurer une meilleure imperméabilisation. La Figure 7-2 détaille la géométrie de surexcavation pour l'un des barrages simples (barrage 8). La géométrie de l'ouvrage fini est donnée en Figure 7-3.

Dans le cas des barrages doubles, la surexcavation du contour endommagé ne touchera pas le pilier intermédiaire. Ensuite, la construction du barrage s'effectuera d'abord dans une galerie, puis dans l'autre selon le phasage décrit pour le cas du barrage simple. Une fois ces travaux terminés, le pilier sera havé puis bétonné en suivant le même schéma (d'abord la première culée en béton projeté, puis l'élément d'étanchéité et la deuxième culée en béton coulé). La Figure 7-4 détaille la géométrie de surexcavation pour l'un des barrages doubles (barrage 9). La Figure 7-5 montre la géométrie de l'ouvrage fini et la Figure 7-6 le schéma de construction l'ouvrage. On peut voir que pour ce cas, une couche d'enduit bitumineux est également appliquée au niveau des joints crénelés longitudinaux entre les trois parties de l'ouvrage (galerie 1, 2 et pilier).

Quelle que soit la géométrie du barrage (simple ou double), il est prévu la mise en place des serrements en havrits de sel sur une longueur de 20 m de tunnel de part et d'autre des appuis en béton afin de prévenir l'endommagement du sel entourant la partie terminale des coulées.

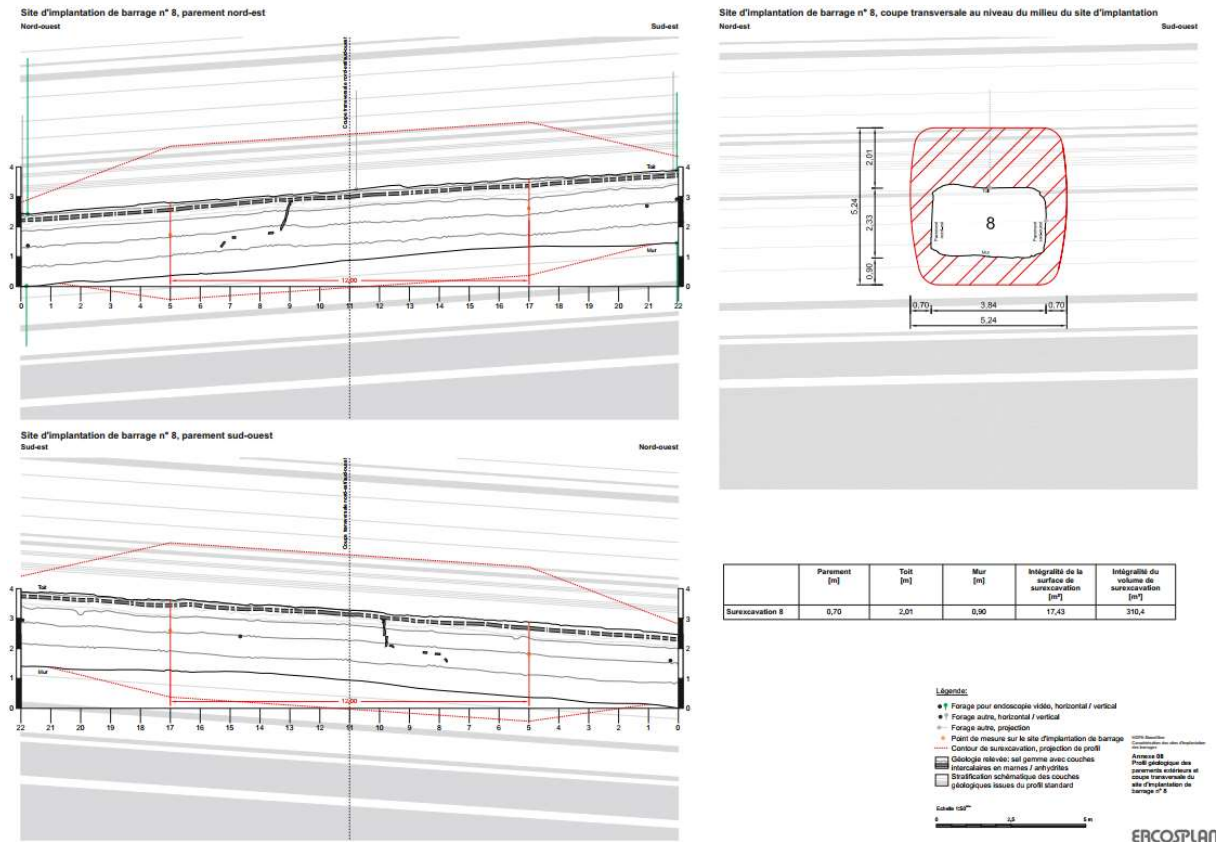


Figure 7-2 : Géométrie de surexcavation au niveau du barrage simple n°8.

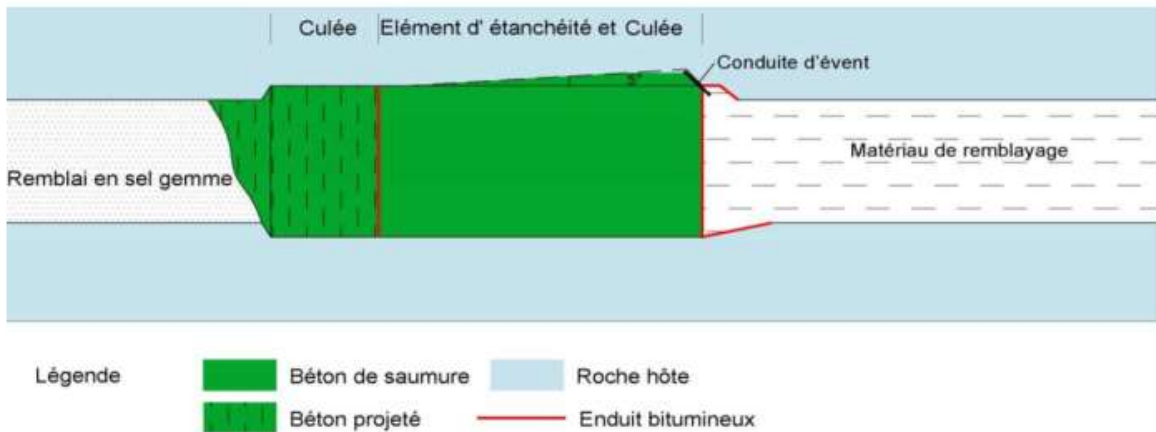


Figure 7-3 : Représentation schématique, en coupe longitudinale, d'un ouvrage de scellement de galerie simple [12].

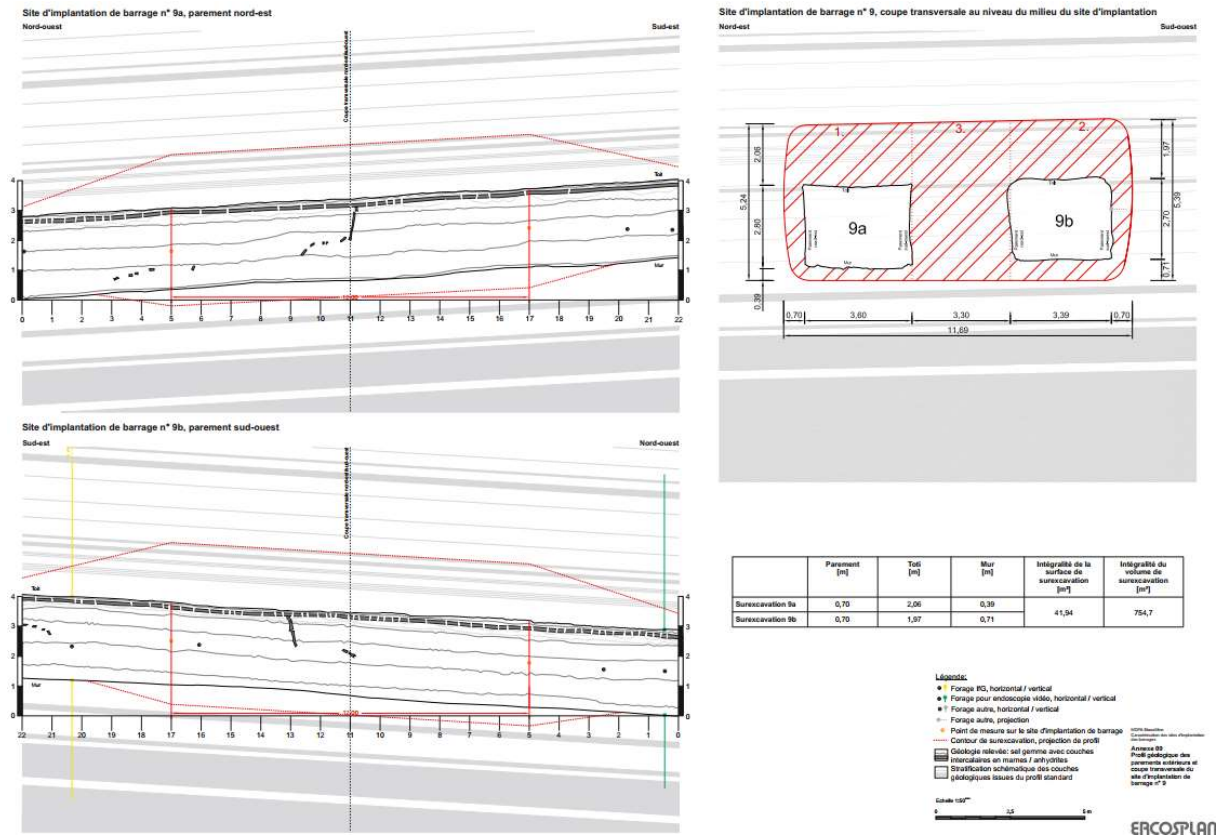


Figure 7-4 : Géométrie de surexcavation au niveau du barrage double n°9.

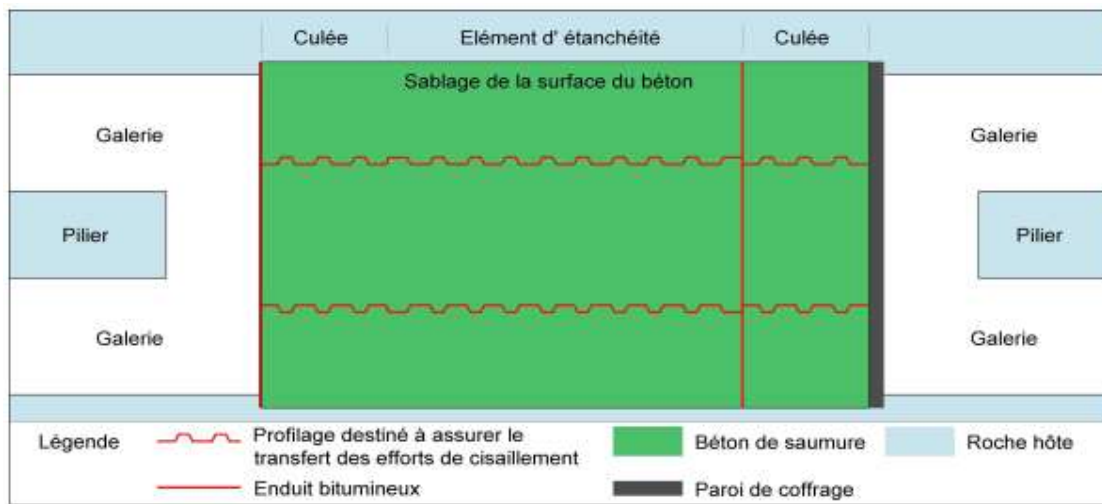


Figure 7-5 : Représentation schématique, en coupe horizontale, d'un ouvrage de scellement de galerie double [12].

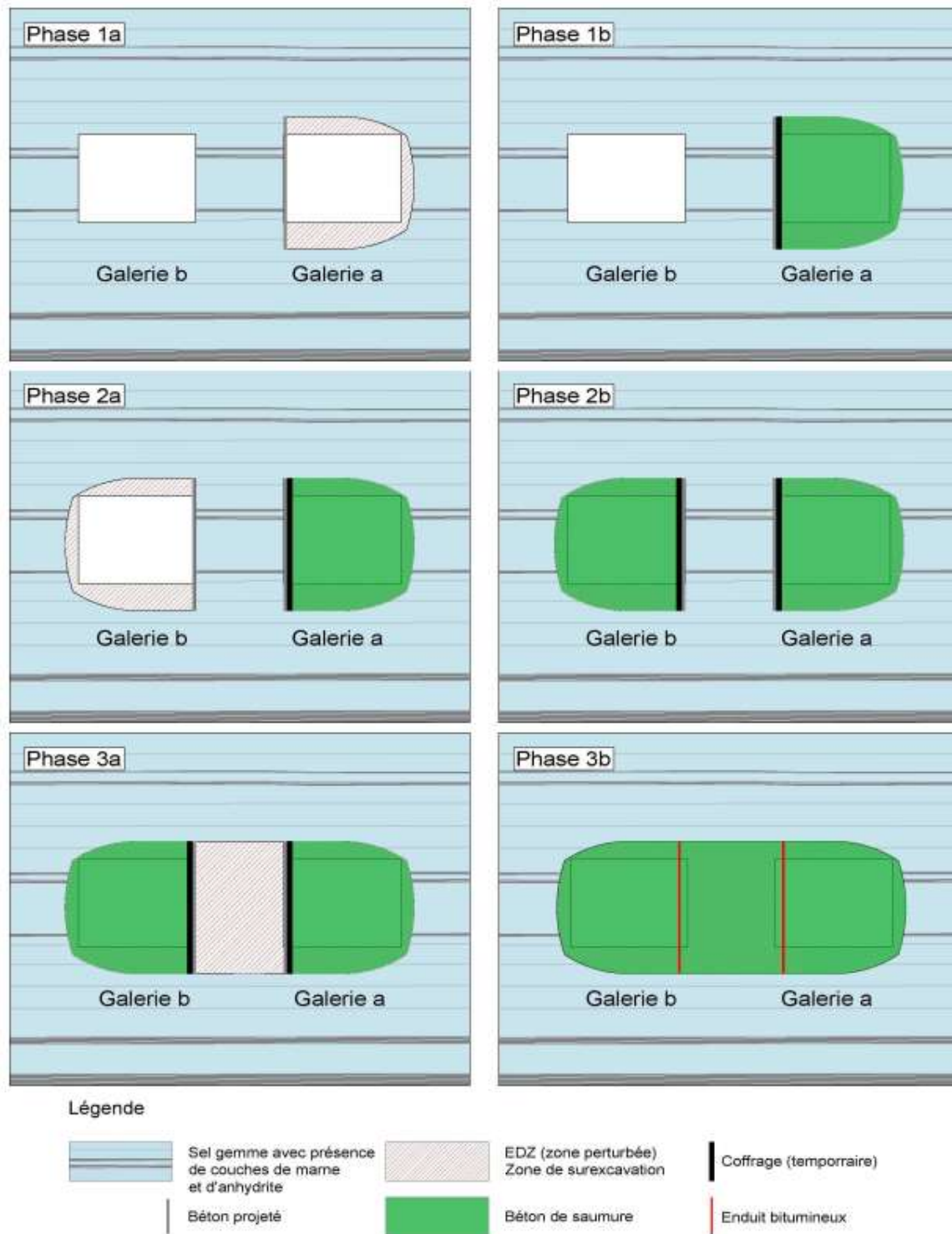


Figure 7-6 : Vue en coupe schématique de la construction en plusieurs phases d'ouvrages de scellement de galerie double [12].

7.2.2. Géométrie des modèles

Les deux modèles utilisés dans cette tâche sont présentés en Figure 7-7 et Figure 7-8. Il s'agit des modèles du barrage simple 8 et du barrage double 9, dont le choix, précisé au paragraphe suivant, a été fait sur la base du faible état de contrainte dans le massif proche par rapport à l'état de contrainte initial, lors de la phase d'envoyage du stockage. La taille initiale des galeries est choisie de manière

à obtenir une hauteur et une largeur résiduelles au moment de la mise en place du barrage (soit après 23 ans de fluage) similaire à celles données dans les plans produits par ERCOSPLAN et montrées en Figure 7-2 et Figure 7-4. Le Tableau 7-2 détaille les dimensions des galeries ainsi calculées.

Barrages		8 - simple		9 - double		
		L (m)	H (m)	L (m)	H (m)	Pilier (m)
Modèle Flac3D	Géométrie initiale	3,86	2,38	3,57	2,81	3,30
	Après 23 ans de fluage	3,83	2,34	3,50	2,75	3,35
ERCOSPLAN	A la mise en place des barrages	3,84	2,33	3,50*	2,75*	3,30

Tableau 7-2 : Dimensions des galeries au droit des barrages 8 et 9 (taille moyenne des deux galeries).*

Compte tenu de l'objectif de cette tâche, visant à analyser le comportement du massif sur le moyen/long terme lors de la phase d'ennoyage, le modèle du barrage double tient compte d'un phasage de construction simplifié, avec mise en place simultanée des éléments de béton dans les deux galeries. Ce choix permet de considérer un plan de symétrie vertical passant par la demi-largeur du pilier et donc de réduire de moitié la taille du modèle. Une seule des deux galeries est ainsi représentée. De même, le modèle du barrage simple considère un plan de symétrie vertical passant par l'axe de la galerie.

Le maillage est réalisé de manière à obtenir des résultats précis au niveau des tunnels avec une discrétisation relativement fine autour de ces structures. Les frontières inférieure, supérieure et latérale (gauche) sont placées à 20 m de l'excavation.

Les différentes composantes du barrage (butées, élément étanche et havrits de sel) ainsi que le coulis de remplissage des galeries du côté interne au stockage sont mises en place 23 ans après l'excavation. Le coulis de remplissage n'est mis en place que sur une hauteur d'environ 80% de la hauteur résiduelle de la galerie (Figure 7-9). Compte tenu du vide restant en toit de la galerie et dans l'objectif de limiter les distorsions très fortes qui pourraient se développer dans le sel lors du fluage au droit du contact entre le coulis de remplissage et les havrits, le maillage de la partie terminale des havrits est légèrement modifié, comme l'indique la Figure 7-10. Ceci permet d'obtenir une refermeture graduelle du sel sur le coulis de remplissage. Pour la même raison la partie terminale du serrement externe en havrits de sel présente une pente d'environ 30° (Figure 7-11).

La géométrie des modèles le long de l'axe de la galerie est montrée en Figure 7-12.

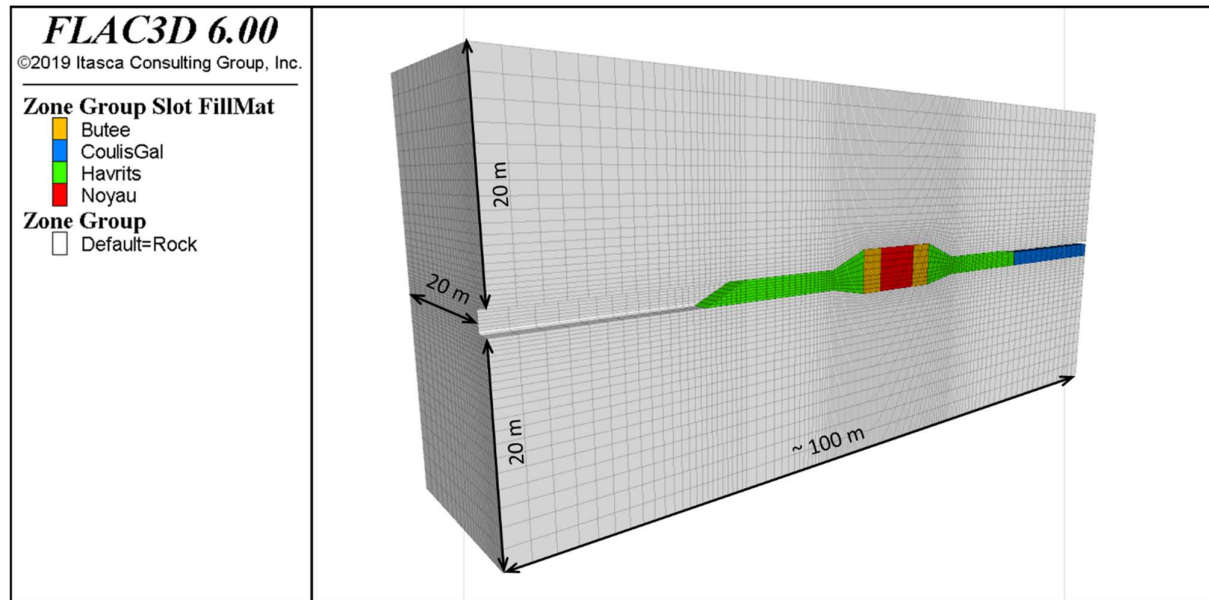


Figure 7-7 : Maillage global et dimensions du modèle du barrage simple.

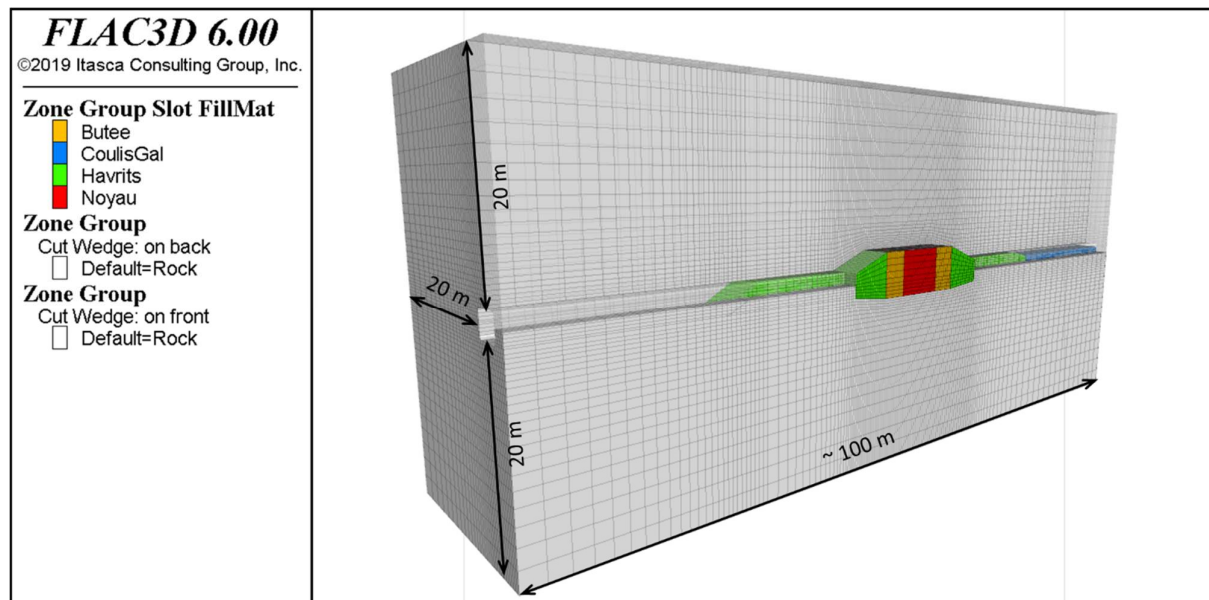


Figure 7-8 : Maillage global et dimensions du modèle du barrage double.

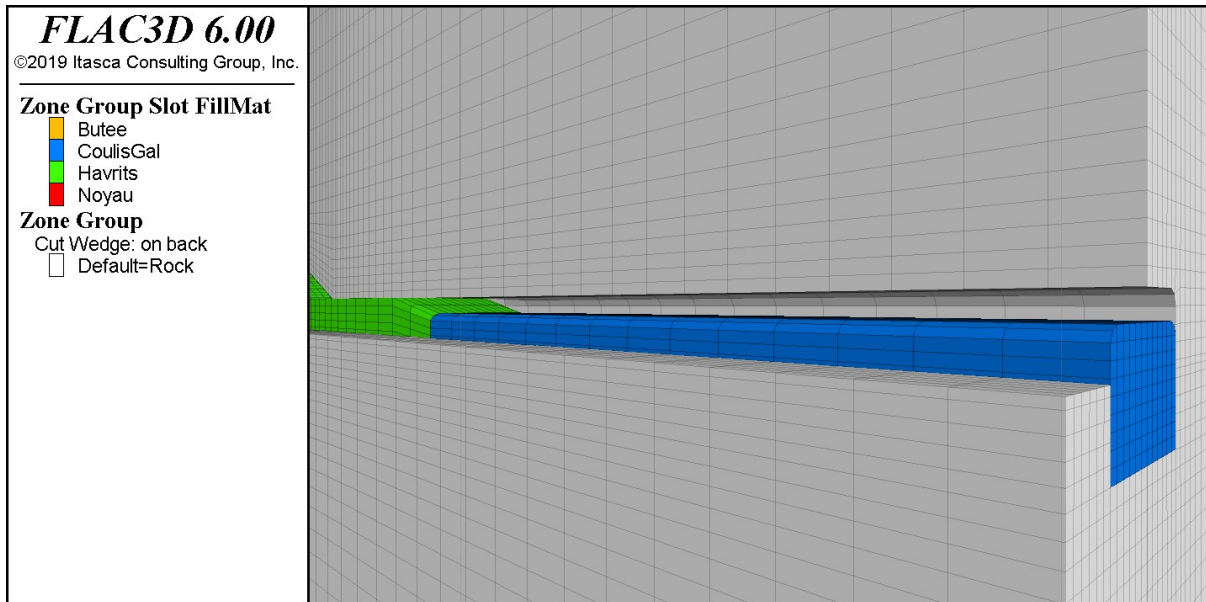


Figure 7-9 : Vue zoomée du maillage au niveau du remplissage de la galerie avec le coulis (éléments volumiques en bleu, « CoulisGal »).

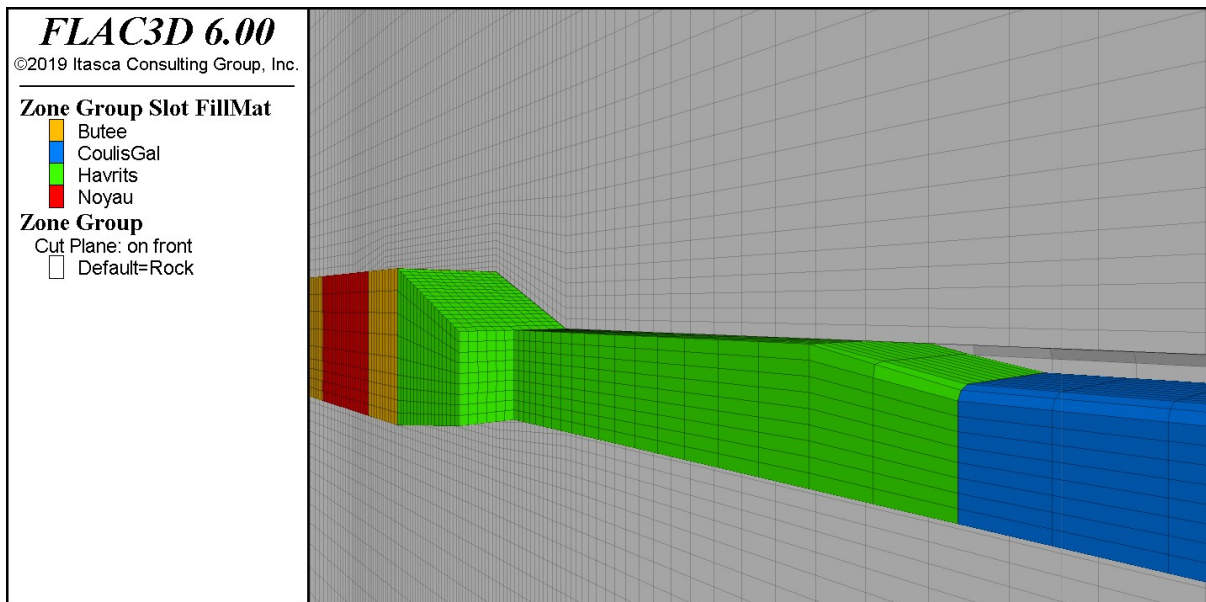


Figure 7-10 : Vue zoomée du maillage au niveau du contact entre les havrits du serrement interne (en vert) et le coulis de remplissage (en bleu).

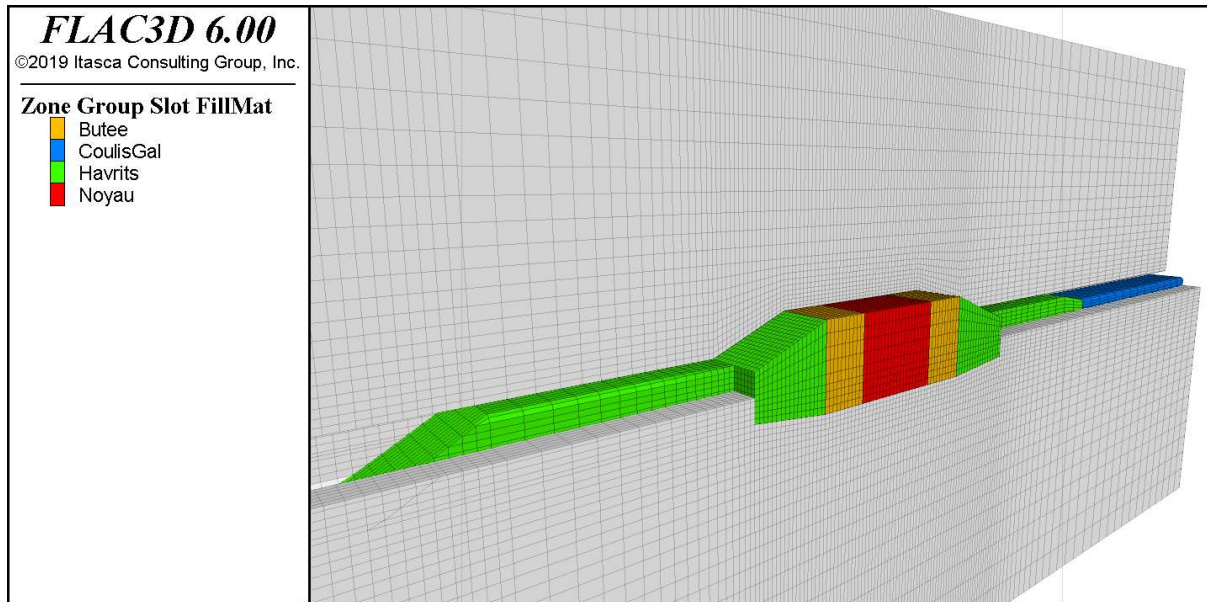


Figure 7-11 : Vue zoomée du maillage au niveau du serrement externe en havrits du sel.

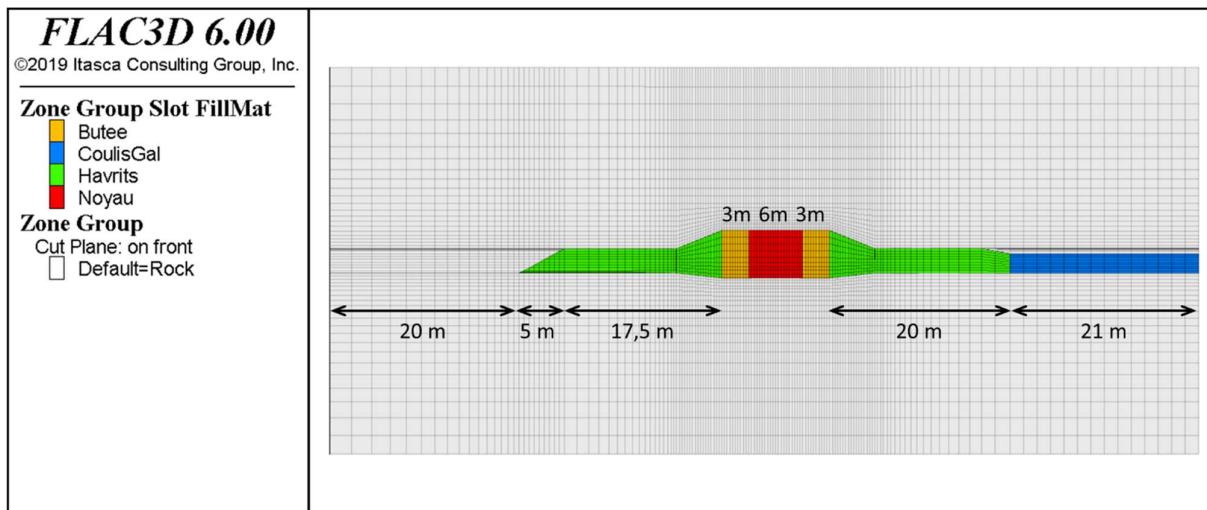


Figure 7-12 : Maillage au niveau de l'axe de la galerie.

7.2.3. Conditions aux limites et initialisation des contraintes

Les déplacements dans les directions normales aux frontières du modèle sont fixés, à l'exception de la frontière supérieure, sur laquelle une contrainte verticale est appliquée. Au cours du fluage, cette contrainte est mise à jour, comme pour les modèles locaux de l'étude d'ennoyage du stockage.

Les évolutions de la contrainte verticale dans les zones de sel situées 20 m au-dessus des 12 barrages sont obtenues à partir du modèle global du site. Elles sont données en Figure 3-10. Ces évolutions sont reprises en Figure 7-13 et Figure 7-14 et comparées avec la valeur de la contrainte verticale initiale au droit des 12 sites. De manière générale le fluage du sel modifie l'état de contrainte dans le sel, ce qui permet à la contrainte verticale de revenir avec le temps vers des valeurs proches de la valeur initiale lithostatique. Il reste que sur le moyen terme (phase d'ennoyage du stockage), les barrages 8 et 9 présentent les conditions les plus défavorables vis-à-vis du processus de recatrisation du sel proche, la contrainte verticale restant toujours largement inférieure à la valeur lithostatique, même à très long terme.

En ce qui concerne l'initialisation des contraintes dans le modèle, un coefficient K_0 égal à 1 est pris en compte, bien que ce coefficient ne soit représentatif que pour un état des contraintes à long terme du sel.

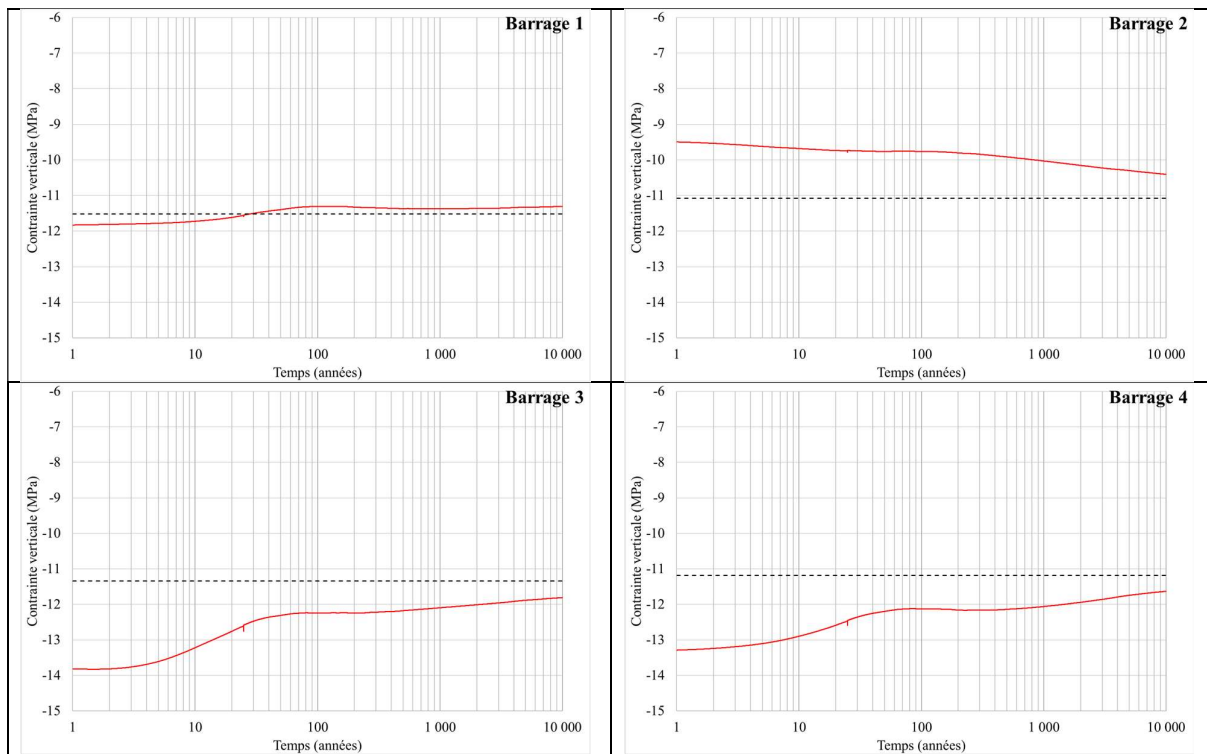


Figure 7-13 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 10 000 ans, 20 m au-dessus des barrages 1 à 4. La ligne noire représente la contrainte verticale initiale.

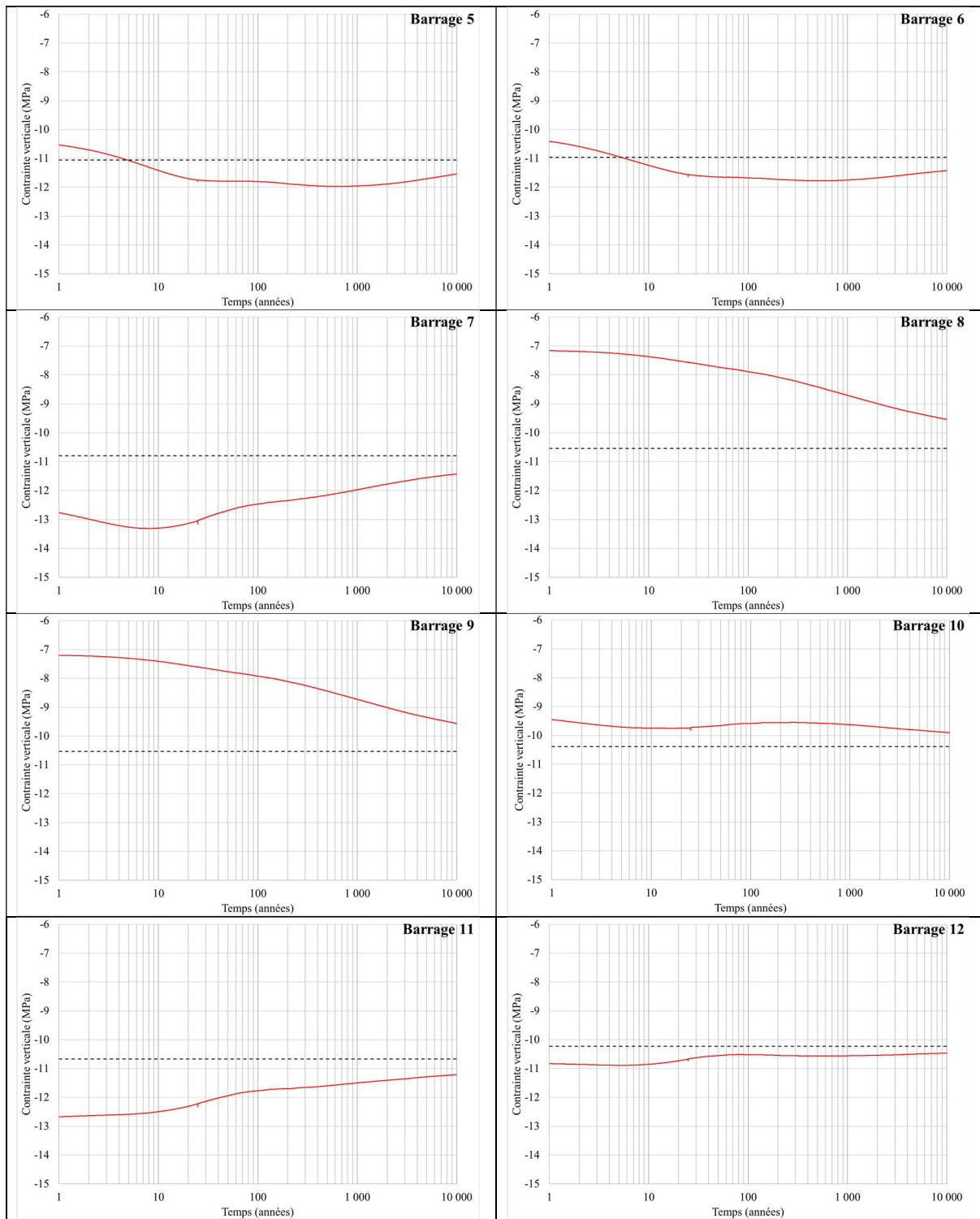


Figure 7-14 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 100 000 ans, 20 m au-dessus des barrages 5 à 12. La ligne noire représente la contrainte verticale initiale.

7.3. Etapes de la modélisation

Dans un premier temps, la géométrie du modèle est définie et les contraintes sont initialisées dans le massif de sel. L'état initial de contraintes diffère de l'état du massif vierge, celui-ci ayant été modifié par l'excavation des vides miniers sus-jacents. Il correspond à l'état des contraintes au droit du barrage avant l'excavation du stockage.

La simulation est ensuite réalisée selon le schéma suivant :

1. **Excavation de la galerie et fluage sur une période de 23 années ;**
2. **Surcreusement du tunnel au droit du barrage** (Figure 7-15). Le fluage est arrêté et un surcreusement est réalisé au droit du futur barrage selon les profondeurs indiquées dans les plans d'ERCOSPLAN pour éliminer les parties du sel les plus endommagées. Dans le cas du barrage double, ce surcreusement n'est pas fait au niveau du pilier, qui est laissé à ce stade en l'état ;
3. **Mise en place du barrage le long de la galerie.** Le fluage est arrêté et les différentes composantes en béton du barrage (butées et noyau étanche) sont mises en place simultanément (Figure 7-16). Des interfaces sont introduites entre les différents matériaux et le sel du massif.
4. Dans le cas du barrage double, les étapes suivantes se rajoutent :
 - a. Havage du pilier central (Figure 7-17) ;
 - b. Mise en place du barrage en béton au niveau du pilier (Figure 7-18)
5. **Mise en place des serrements en havrits de sel et du coulis de remplissage de la galerie** (Figure 7-19) ;
6. **Simulation du fluage sur le long terme.**

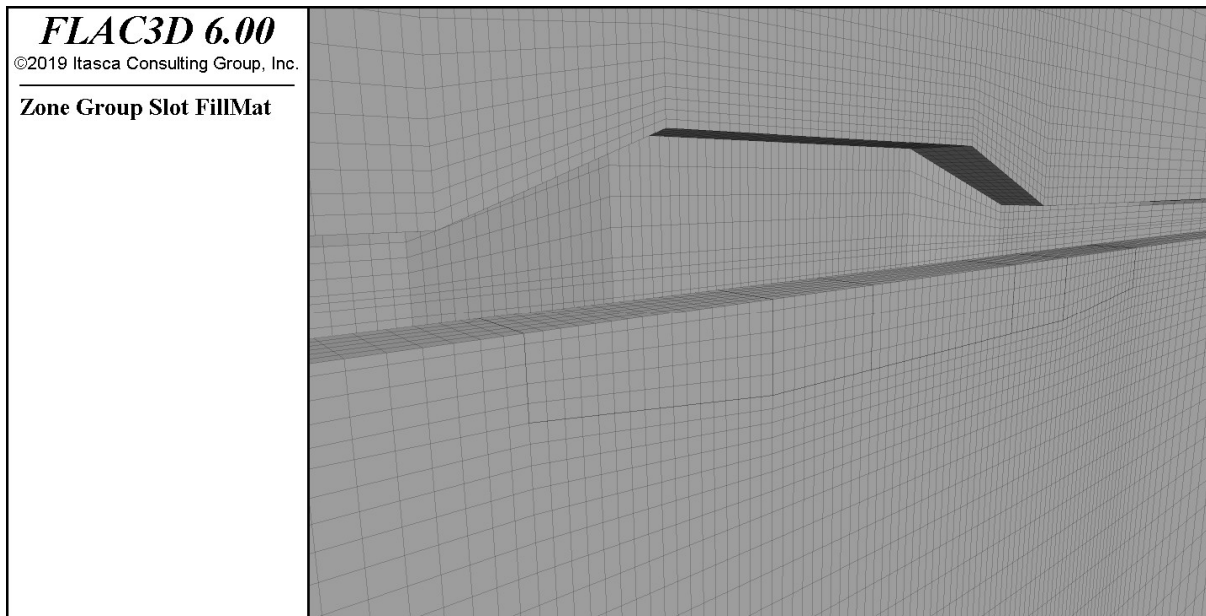


Figure 7-15 : Surcreusement de la galerie au droit du futur barrage (pas au niveau du pilier).

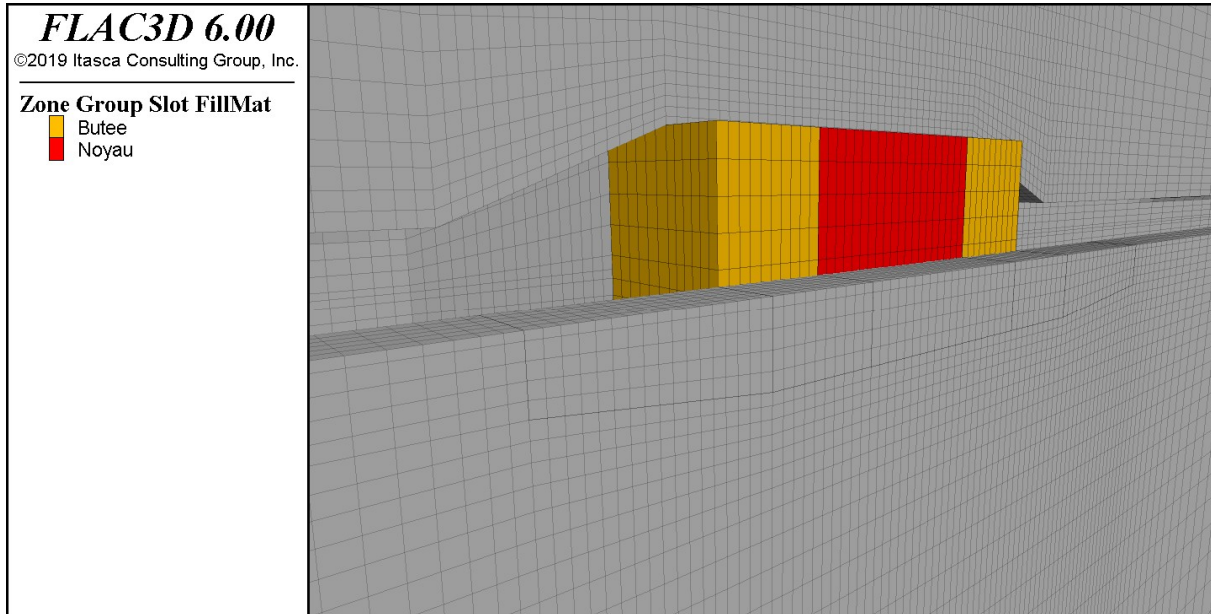


Figure 7-16 : Mise en place des éléments en béton du barrage dans la galerie.

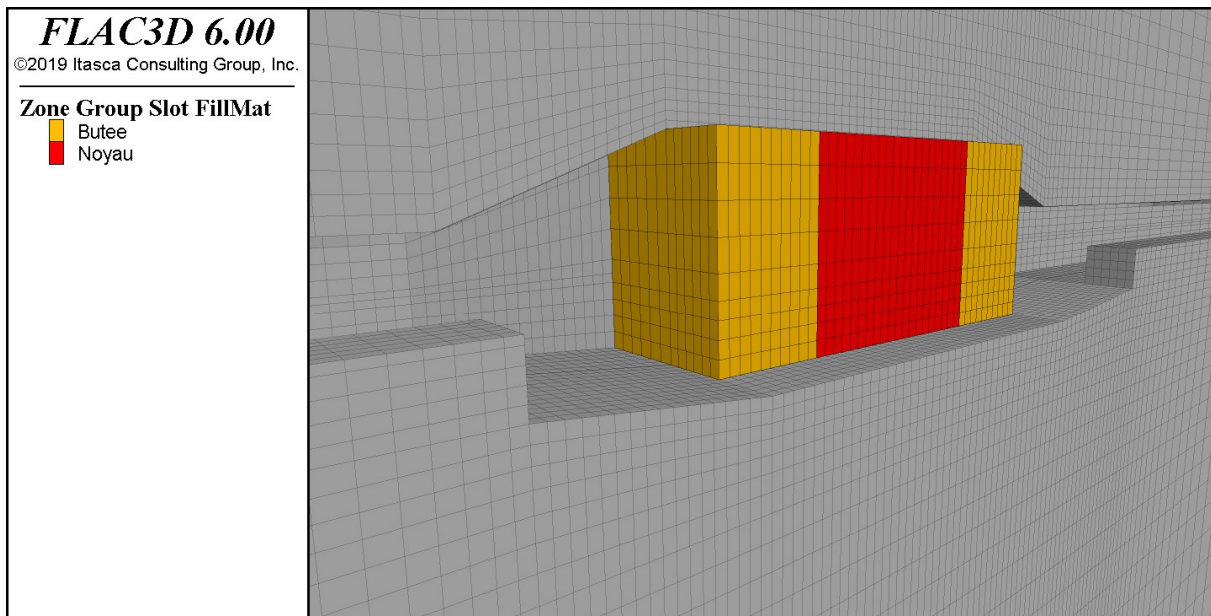


Figure 7-17 : Havage du pilier central.

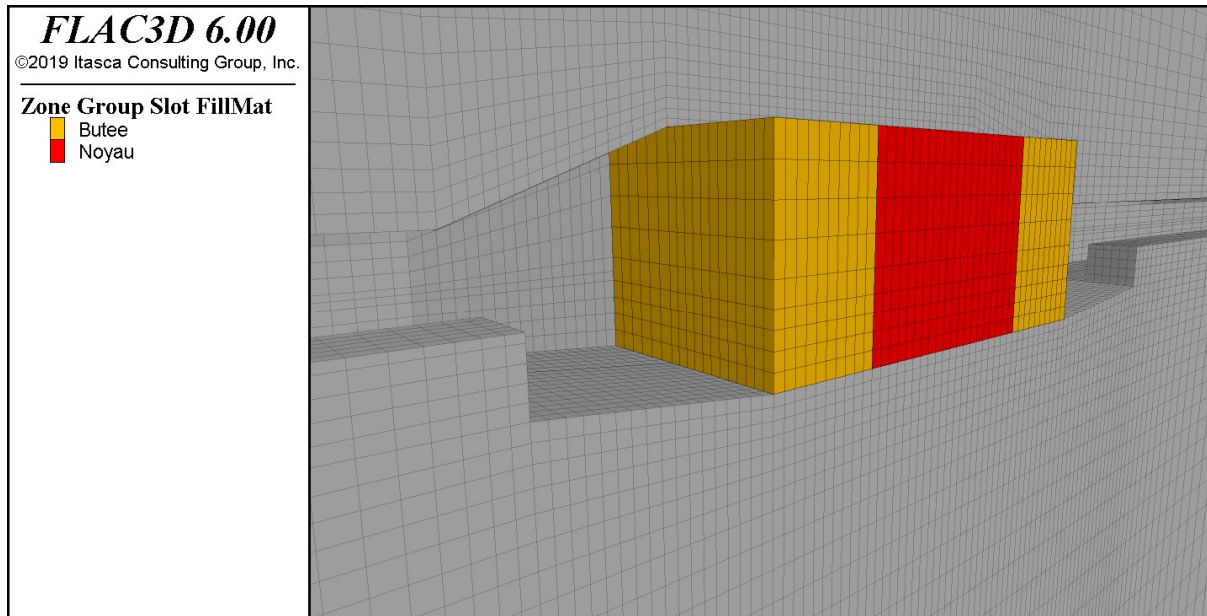


Figure 7-18 : Mise en place des éléments en béton du barrage au niveau du pilier.

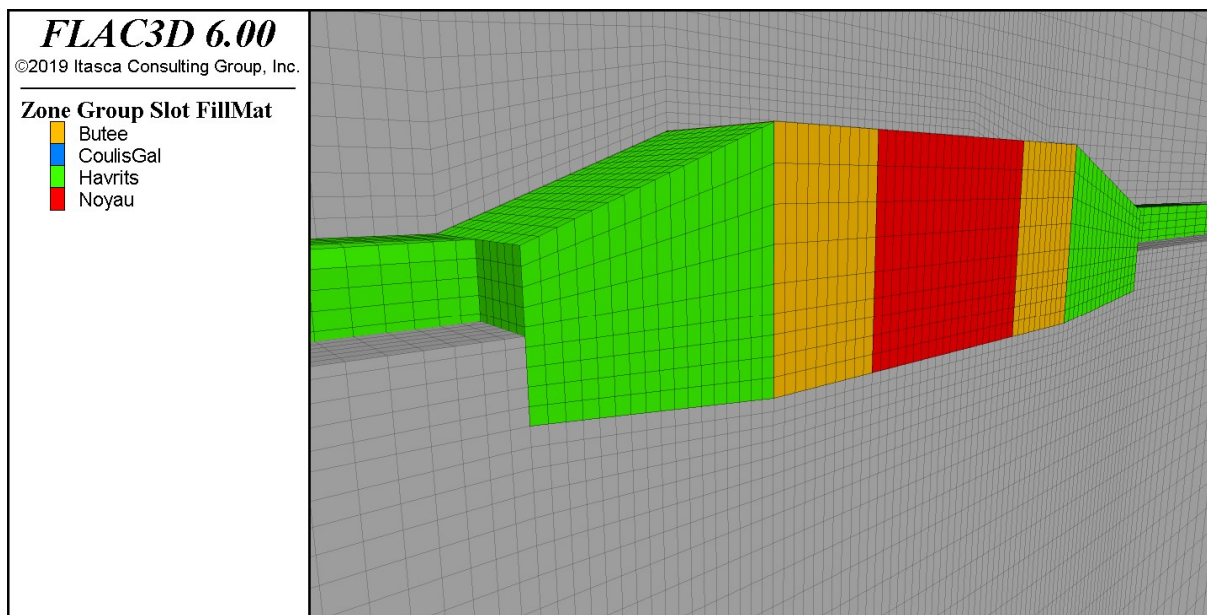


Figure 7-19 : Mise en place des serrements en havrils et du coulis de remplissage de la galerie.

7.4. Résultats des simulations

Les résultats suivants sont présentés en fonction du temps pour les deux modèles analysés :

- Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel ;
- Champ de perméabilité du sel autour de l'excavation dans une coupe verticale parallèle à l'axe du tunnel ;
- Champ de perméabilité du sel autour de l'excavation dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel et située au milieu du noyau de bentonite.

L'ensemble des résultats est présenté en Paragraphe 7.4.1 et Paragraphe 7.4.2, respectivement pour les cas du barrage simple et du barrage double.

Concernant les résultats en termes de perméabilité, les contours montrés utilisent une échelle logarithmique. Ainsi la valeur -21 (couleur bleu foncé) correspond à une perméabilité de 10^{-21} m^2 .

Le champ de perméabilité avant la mise en place du barrage (23 ans de fluage) est uniforme le long de l'axe du tunnel et présente des valeurs de l'ordre de 10^{-13} m^2 près des parois de l'excavation. On observe aussi une perméabilité « numérique » plus forte en toit et en mur de la galerie qu'en parement. Ceci est dû la géométrie d'excavation qui amène le sel du toit et du radier à subir un déconfinement plus important.

Le fluage du sel sur le long terme permet la fermeture progressive des vides restants (au-dessus du coulis de remplissage et au-delà du serrement externe en havrits de sel). Cette refermeture permet un reconfinement du sel et donc une augmentation de la contrainte moyenne. D'après la formulation de Stormont (cf. Equation (24)), ceci se traduit par une diminution des perméabilités.

L'état des modèles après 100 ans de fluage (77 ans après la mise en place des barrages) montre déjà des valeurs de perméabilité nettement plus faibles, généralement inférieures à 10^{-18} m^2 pour la coupe verticale située au milieu du noyau en bentonite (Figure 7-24 et Figure 7-31). Les résultats dans la section verticale passant par l'axe du tunnel montrent une perméabilité faible autour des butées et du noyau étanche. Au contraire, le sel autour de la partie du barrage en havrit de sel et de la partie de la galerie remplie par le coulis de remplissage présente des valeurs plus élevées. Deux effets expliquent cette différence. 1) les vides résiduels dans la galerie ne sont pas encore complètement refermés et (2) la forte compressibilité des havrits et, de manière moindre, du coulis, retarde le reconfinement du sel avoisinant. Il reste que le fluage sur des temps plus importants permet aussi le reconfinement de ces parties du sel, après la fermeture des vides apicaux dans les galeries.

A 240 ans (moment d'arrivée de la saumure devant les barrages), la perméabilité du sel entourant le barrage est inférieure à 10^{-19} m^2 , soit 10 fois plus faible que celle de l'élément étanche, ce qui permet de considérer le sel entourant le noyau du barrage comme étanche. L'envahissement du stockage par la saumure ne peut donc avoir lieu que par l'écoulement de la saumure à travers le barrage.

L'étude permet également de se pencher sur la stabilité mécanique du noyau, par l'analyse de l'état de plasticité du béton et de son évolution dans le temps. En effet, si le matériau atteignait sa résistance en traction, des fractures pourraient apparaître, créant des voies préférentielles pour l'entrée de la saumure dans le stockage. Ce phénomène est surtout attendu à proximité des faces externes des butées au vu du contraste de raideur entre le béton et les havrits, qui conduit à de fortes contraintes dans la partie terminale de ces éléments. Les résultats, montrés en Figure 7-26 et Figure 7-33 pour les deux barrages analysés confirment l'absence de plasticité dans le noyau étanche. La fonction d'imperméabilisation est donc préservée. Il reste que ces modèles considèrent l'état de contrainte le plus faible détecté au-dessus des barrages, ce qui les place donc dans une situation potentiellement « favorable » en termes de stabilité mécanique.

Si le même résultat est analysé pour le barrage n°3 utilisé aux paragraphes 5 et 6 pour l'étude de la date d'envoyage et pour lequel l'état de contrainte dans le sel est maximal, on s'aperçoit que plusieurs plans transversaux de fracturation apparaissent dès la construction de l'ouvrage (Figure 7-34). On peut toutefois considérer que ces plans n'ont pas de raison de compromettre la fonction de confinement du barrage, leur orientation étant perpendiculaire au flux rentrant dans le stockage. Mais deux rangées longitudinales d'éléments plastifiés sont également présentes, situées à la limite entre la partie du barrage de la galerie et du pilier. Ces rangées se développent lors de la phase de havage du pilier, du fait de la concentration de contrainte induite par cette excavation. Même si leur taille est réduite, elles pourraient effectivement augmenter la transmissivité hydraulique de l'ouvrage. Cet aspect nécessiterait sans doute une analyse plus approfondie qui sort du périmètre de cette étude. Les résultats actuels permettent uniquement d'indiquer un problème potentiel dont une des solutions pourrait être une reprise du béton éventuellement endommagé ou bien l'utilisation d'un béton de classe supérieure ($f_{ck} > 35 \text{ MPa}$).

7.4.1. Barrage simple, n°8

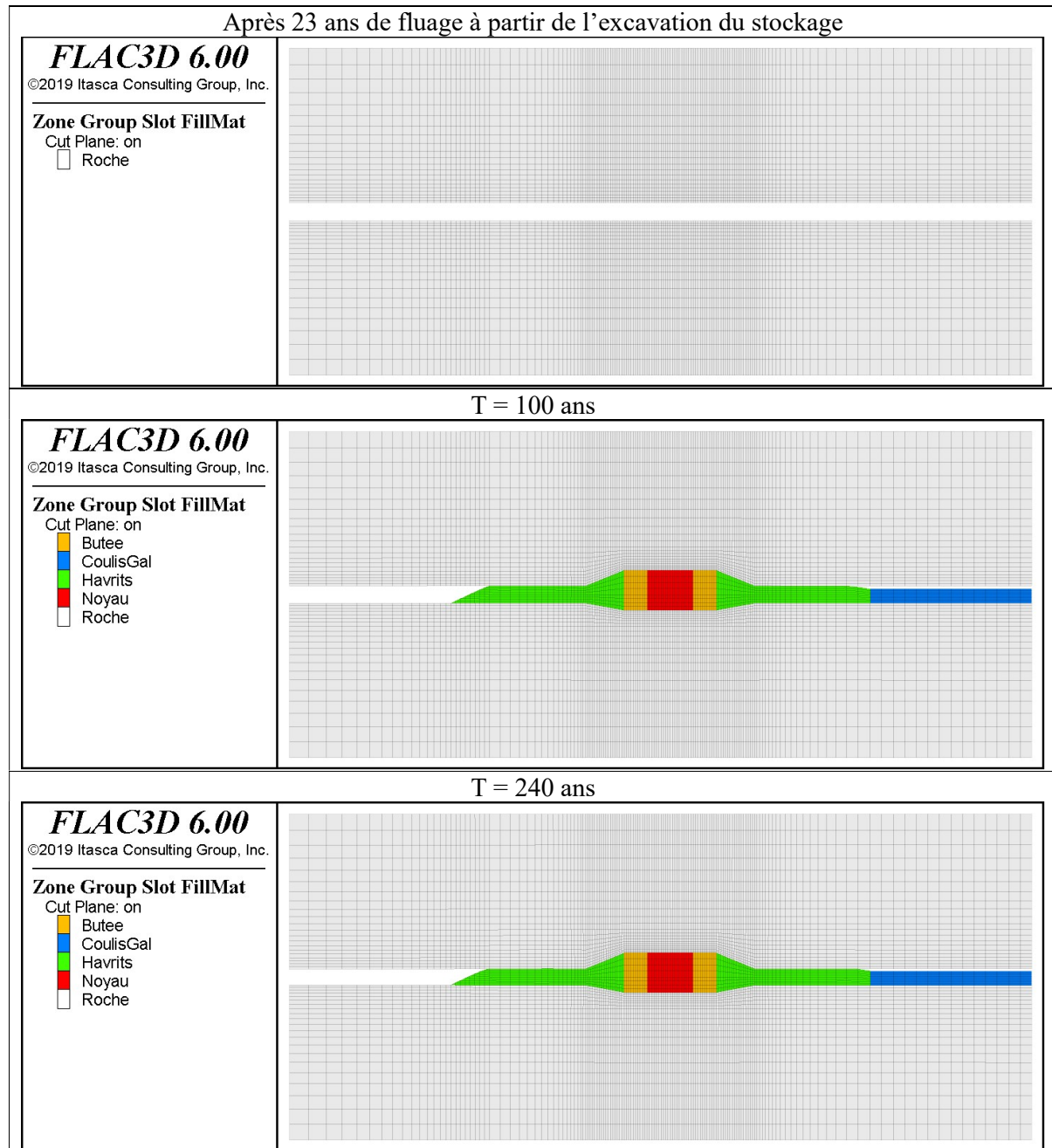


Figure 7-20 : Barrage simple. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.

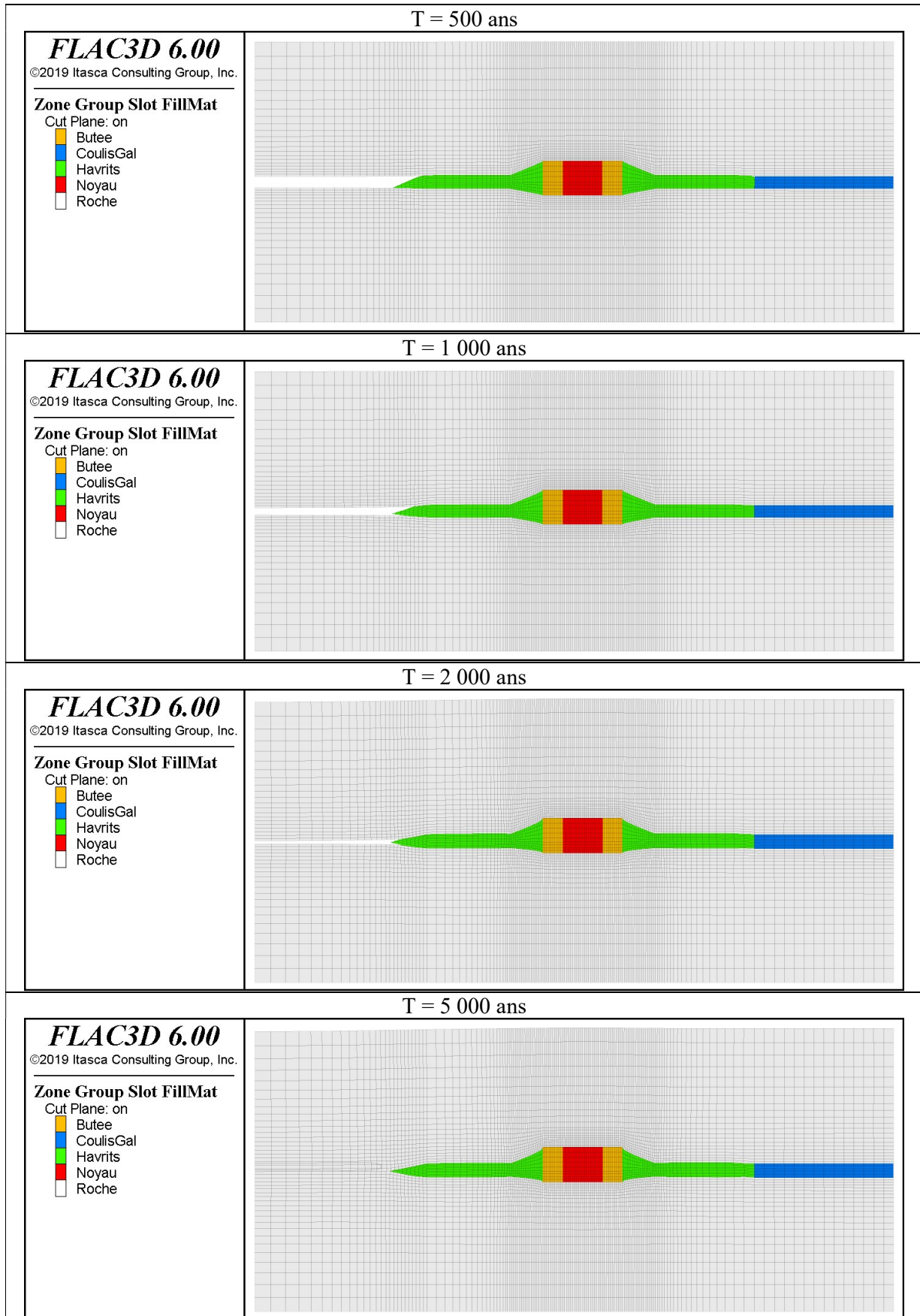


Figure 7-21 : Barrage simple. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 500-5 000 ans.

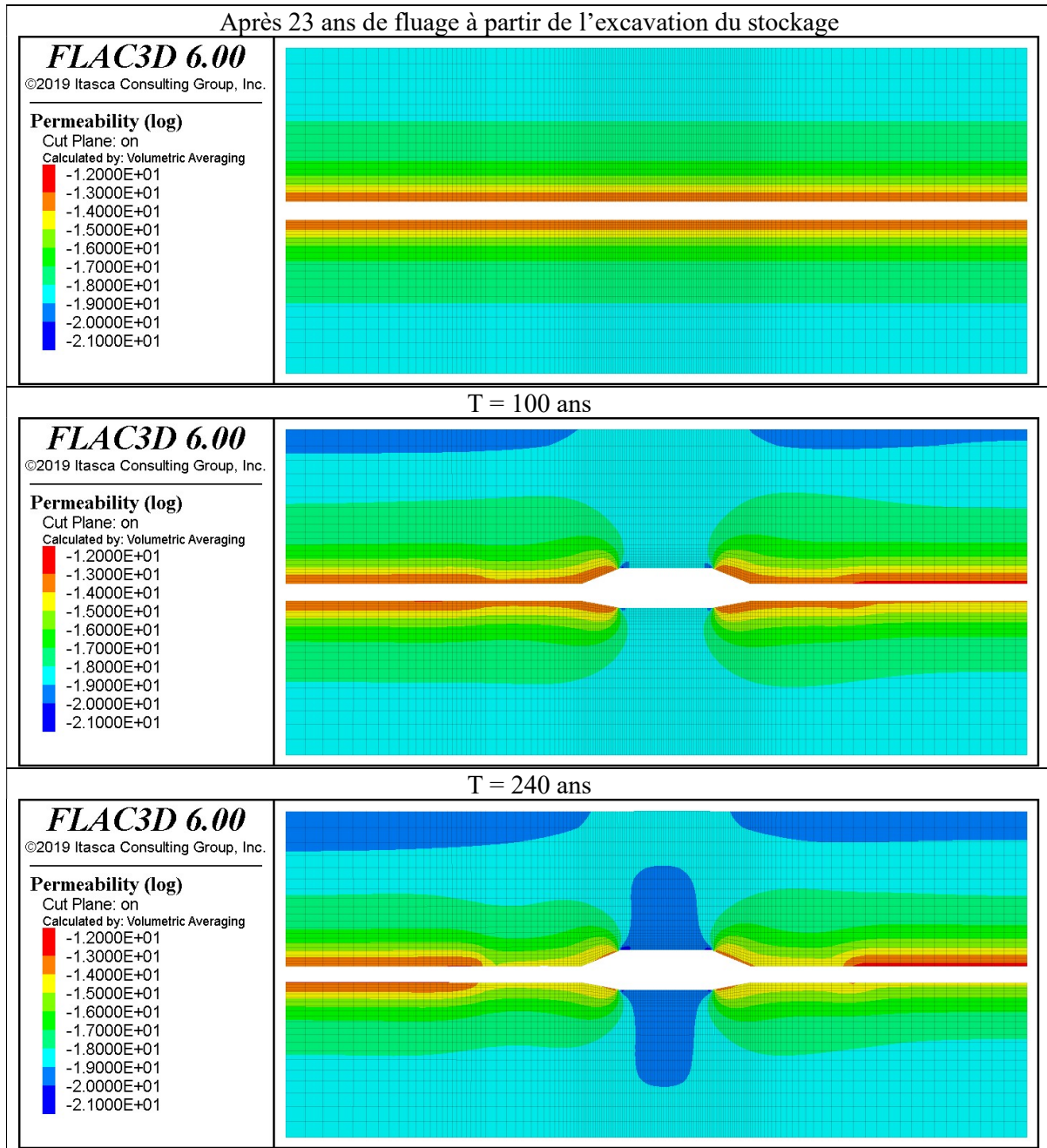


Figure 7-22 : Barrage simple. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.

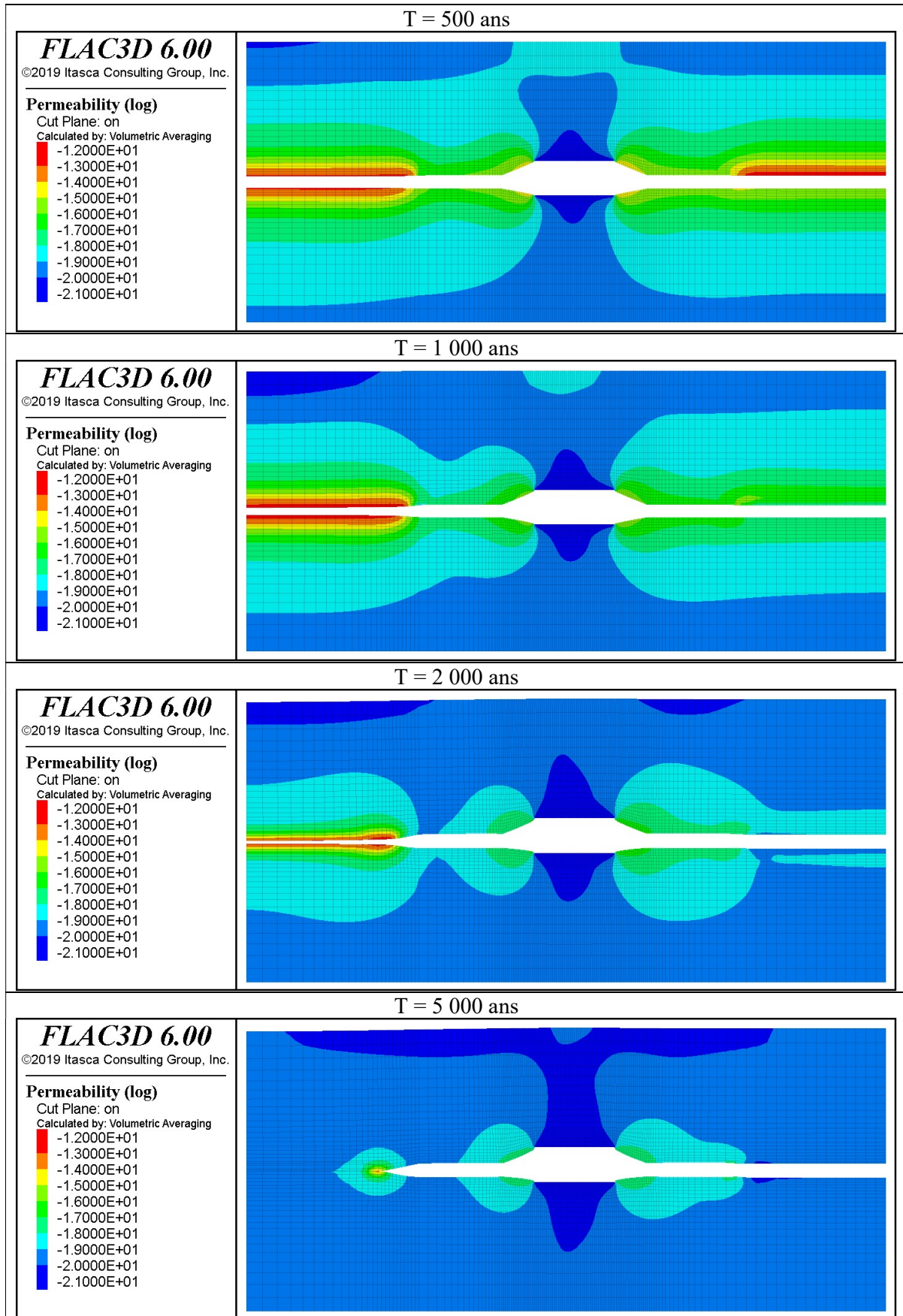


Figure 7-23 : Barrage simple. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – $T = 500-2\,000$ ans.

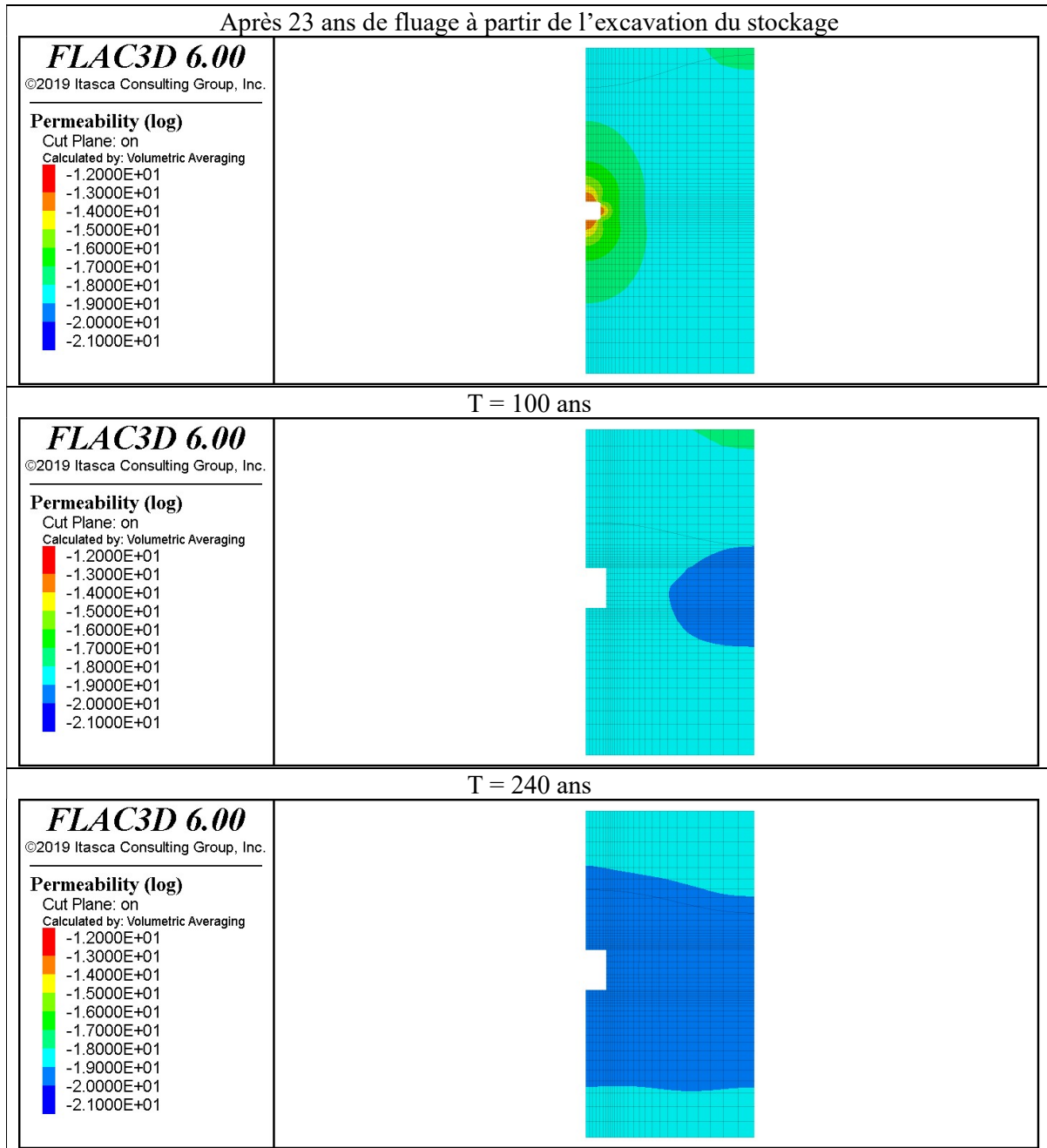


Figure 7-24 : Barrage simple. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 23-240 ans.

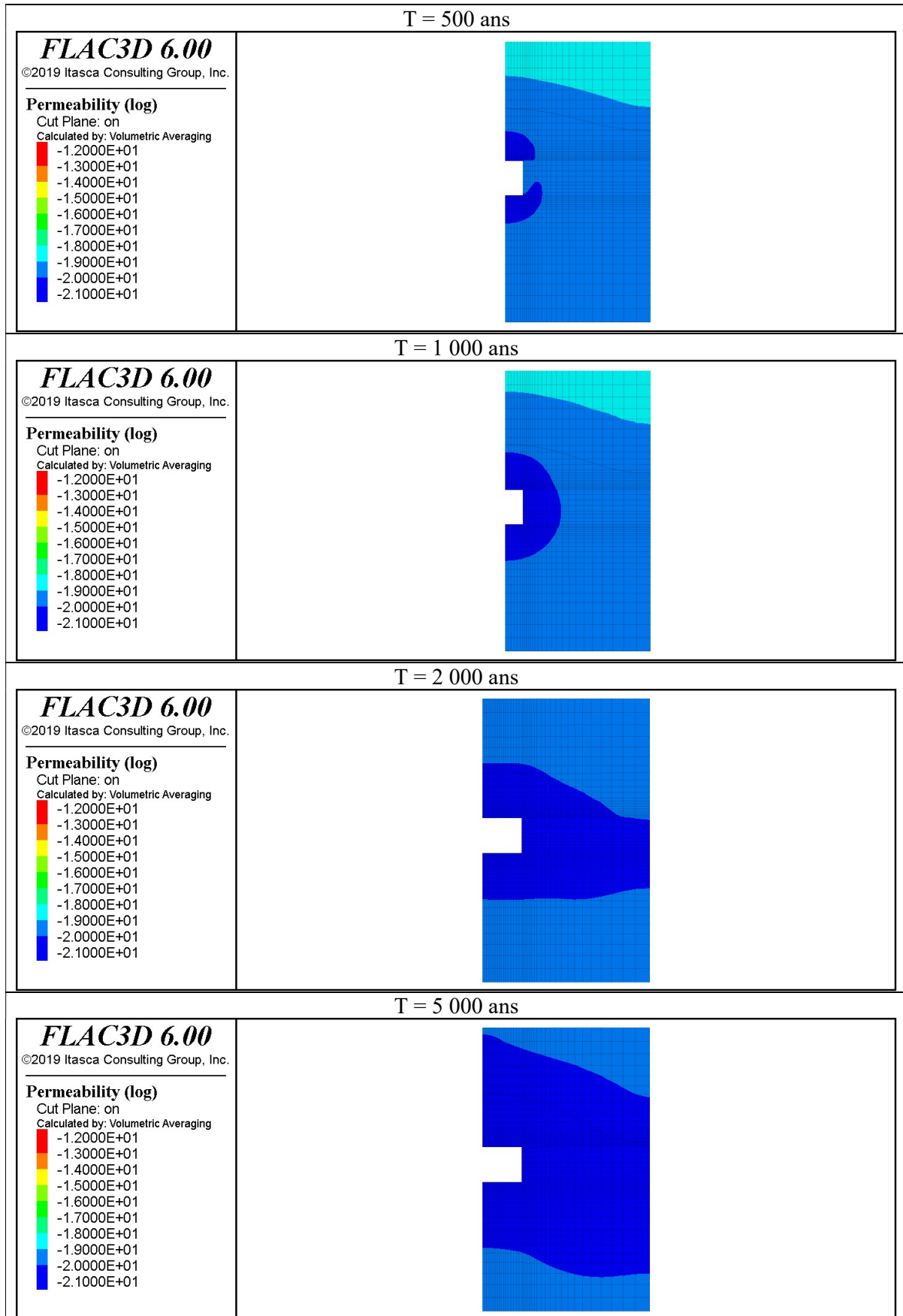


Figure 7-25 : Barrage simple. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 500-2 000 ans.

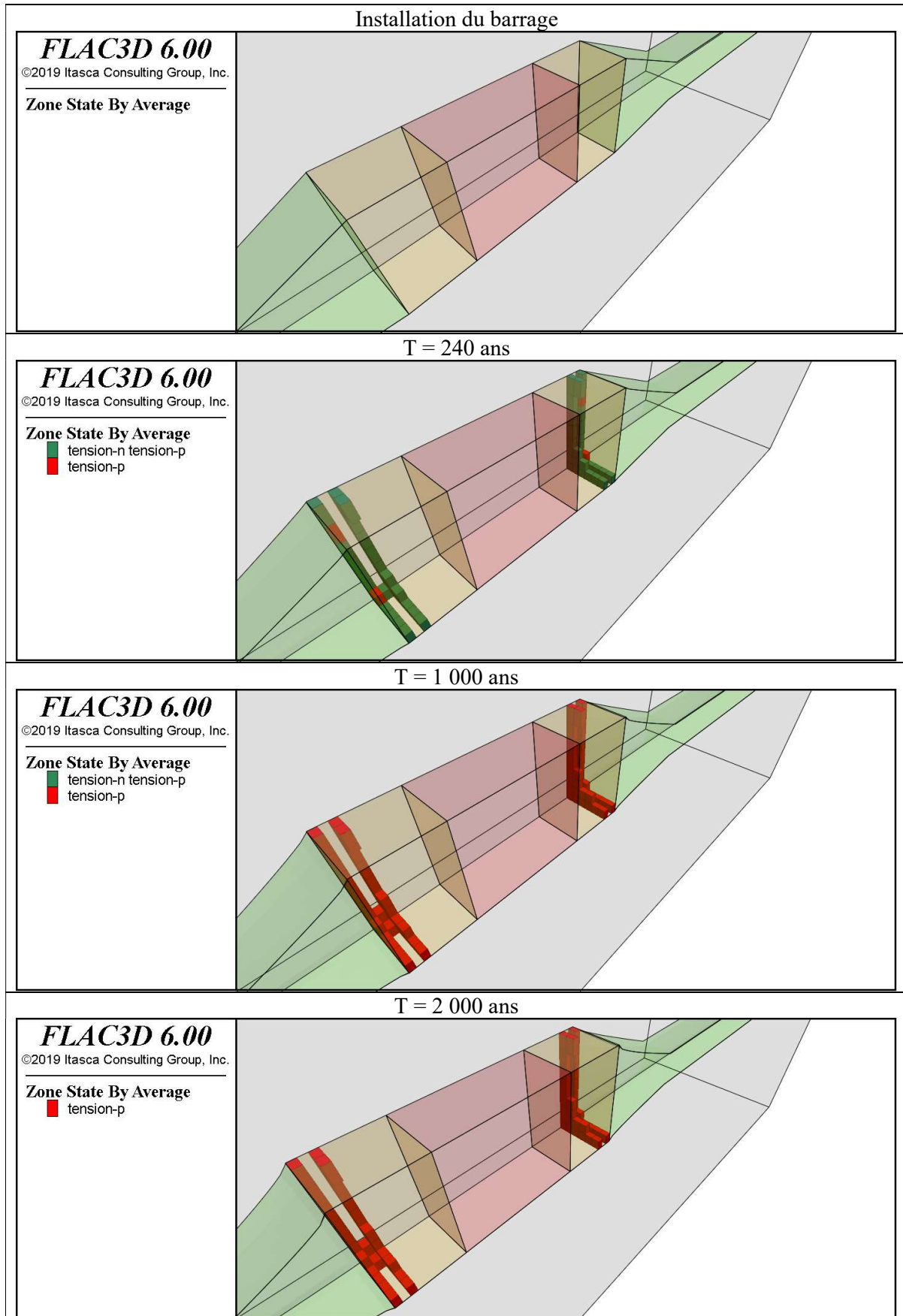


Figure 7-26 : Barrage simple. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans.

7.4.2. Barrage double, n°9

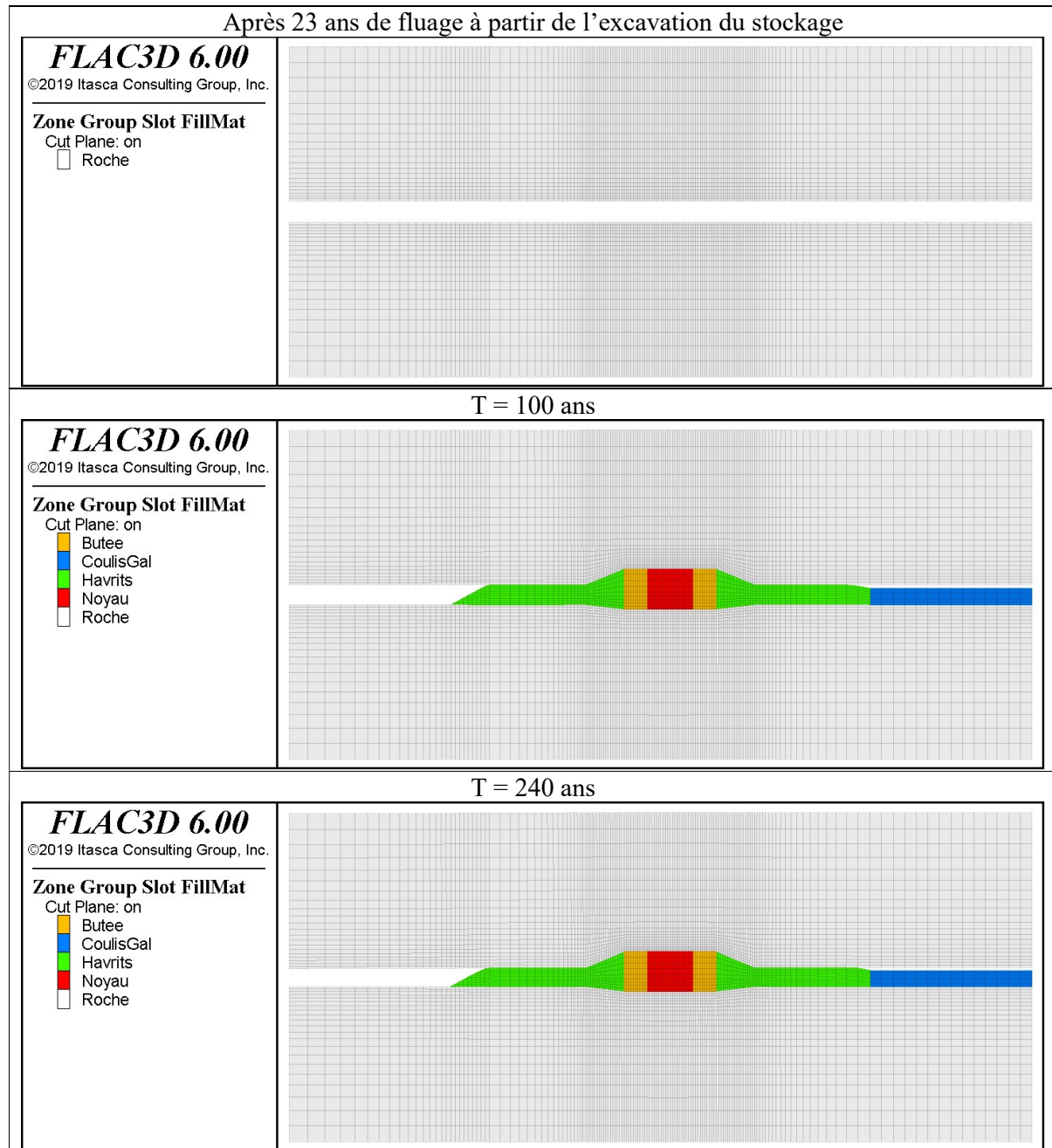


Figure 7-27 : Barrage double. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.

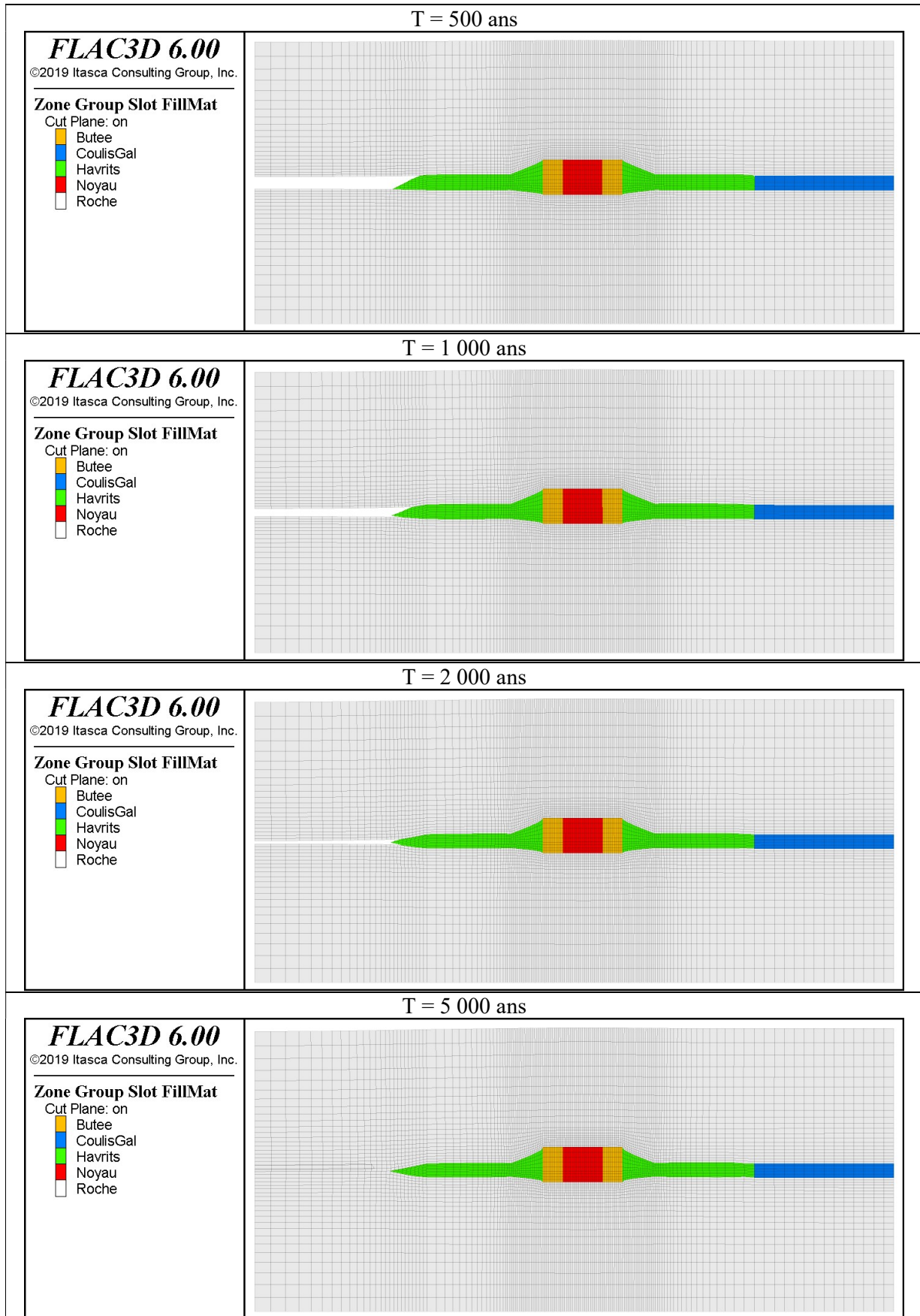


Figure 7-28 : Barrage double. Géométrie du modèle le long de l'axe du tunnel – T = 500-5 000 ans.

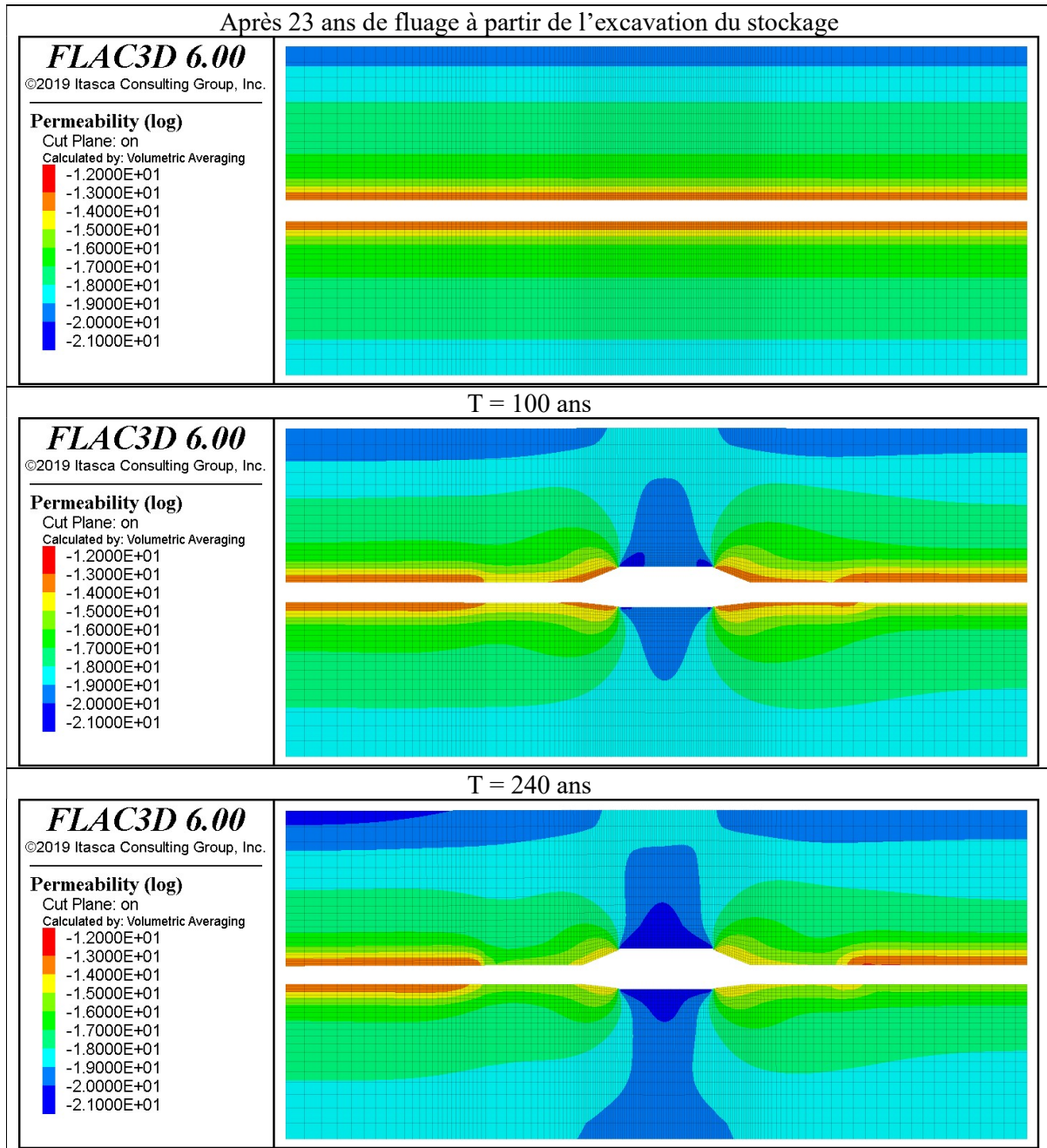


Figure 7-29 : Barrage double. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 23-240 ans.

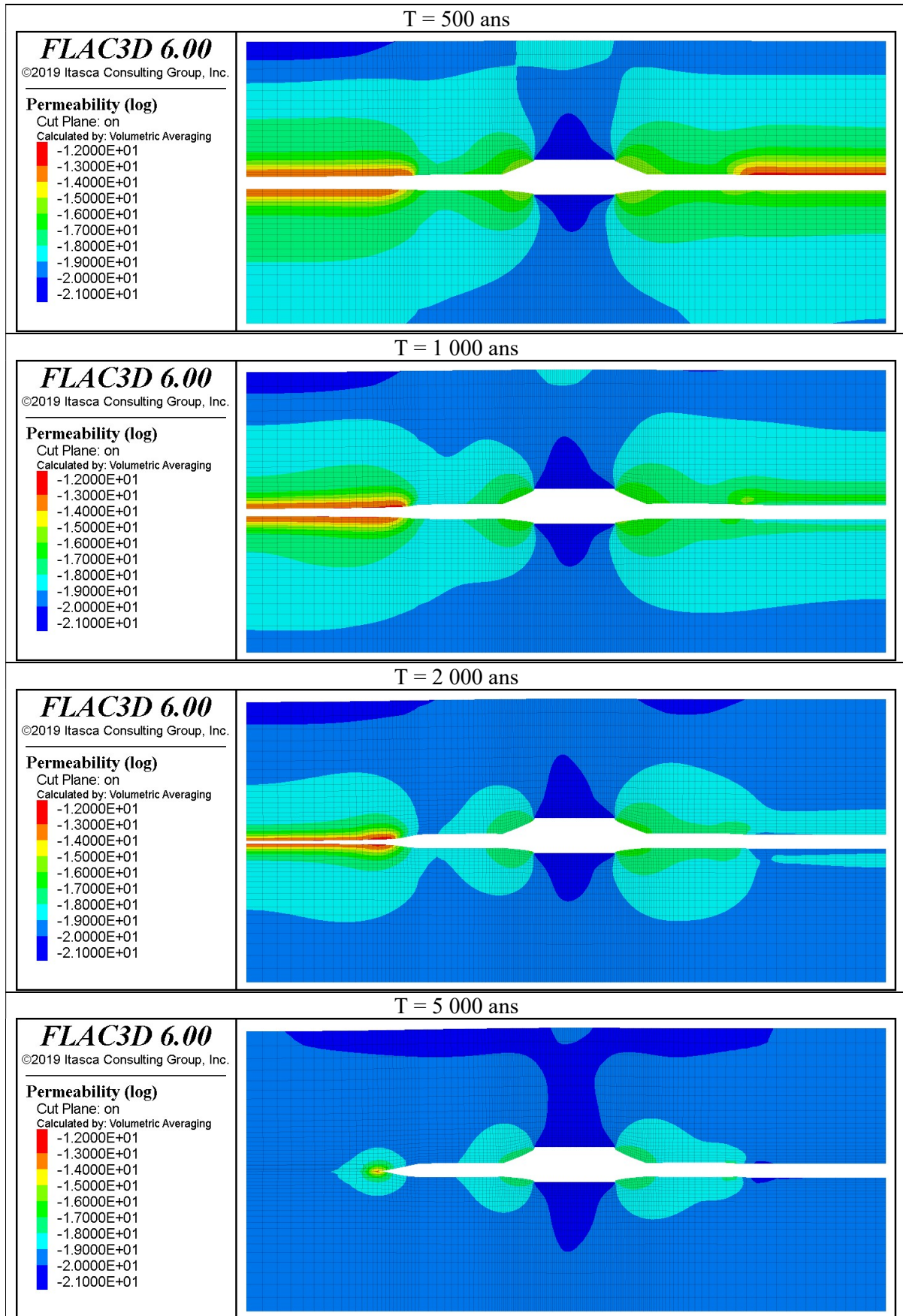


Figure 7-30 : Barrage double. Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel – T = 500-2 000 ans.

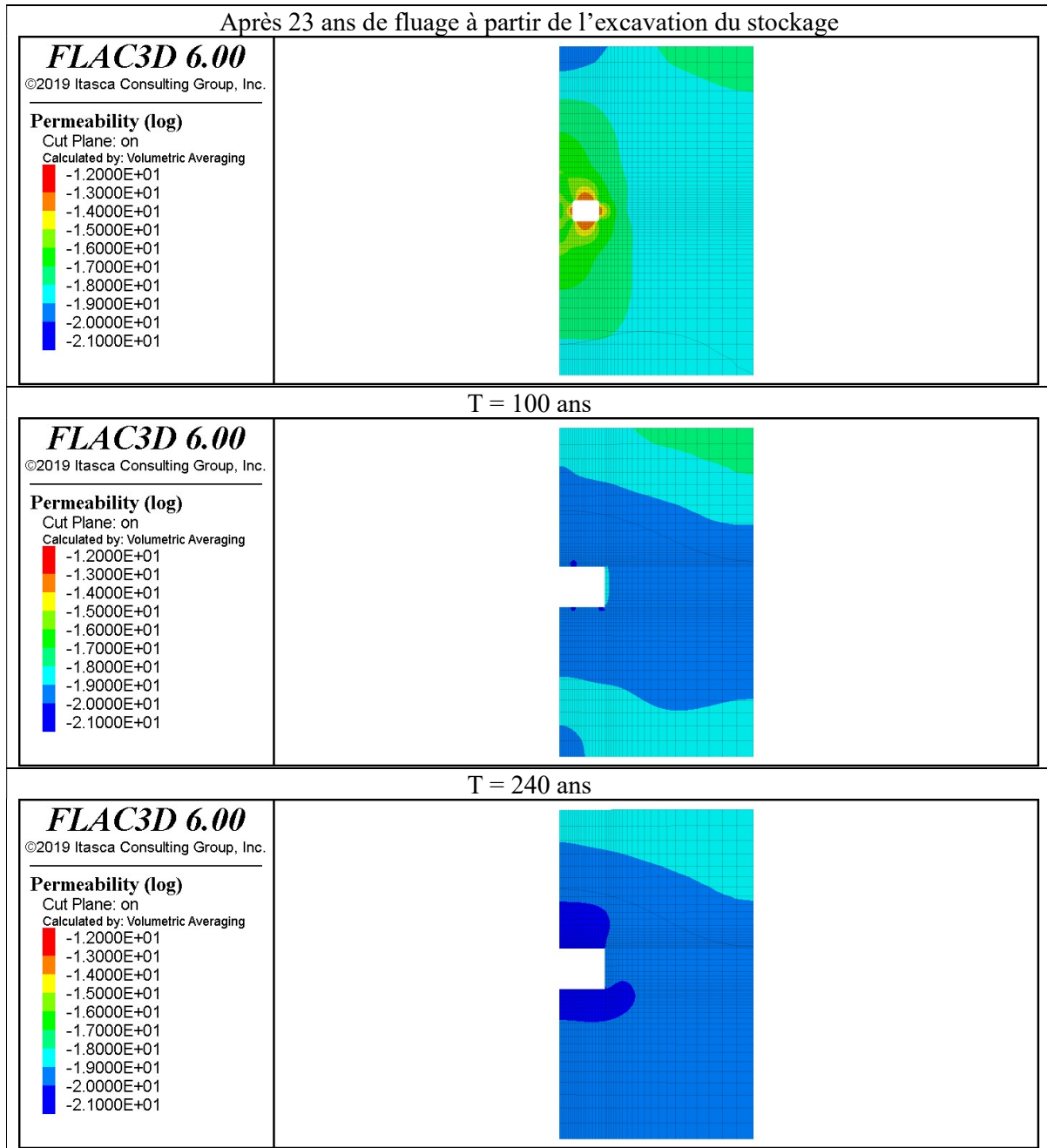


Figure 7-31 : Barrage double. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 23-240 ans.

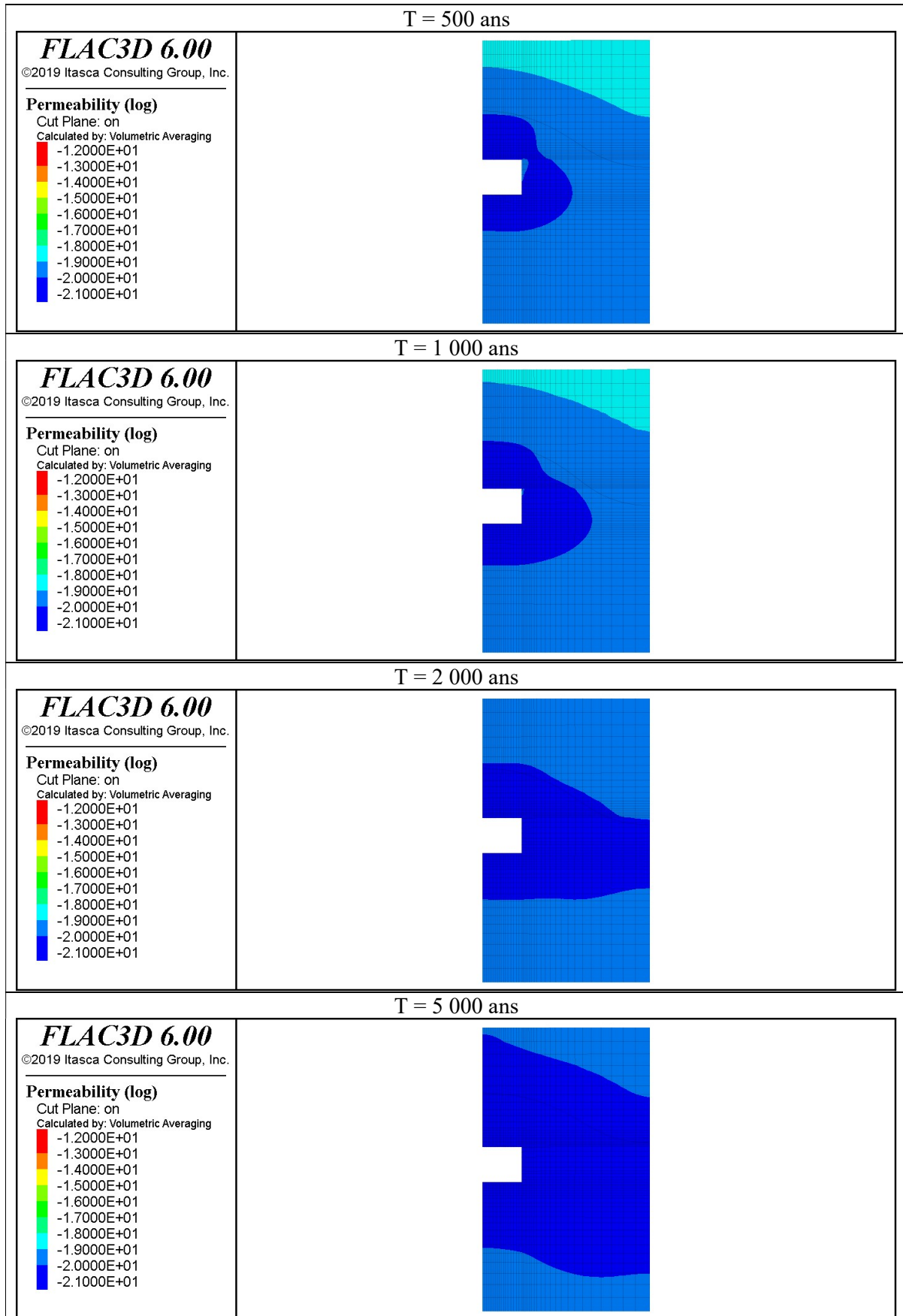


Figure 7-32 : Barrage double. Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau étanche – T = 500-2 000 ans.

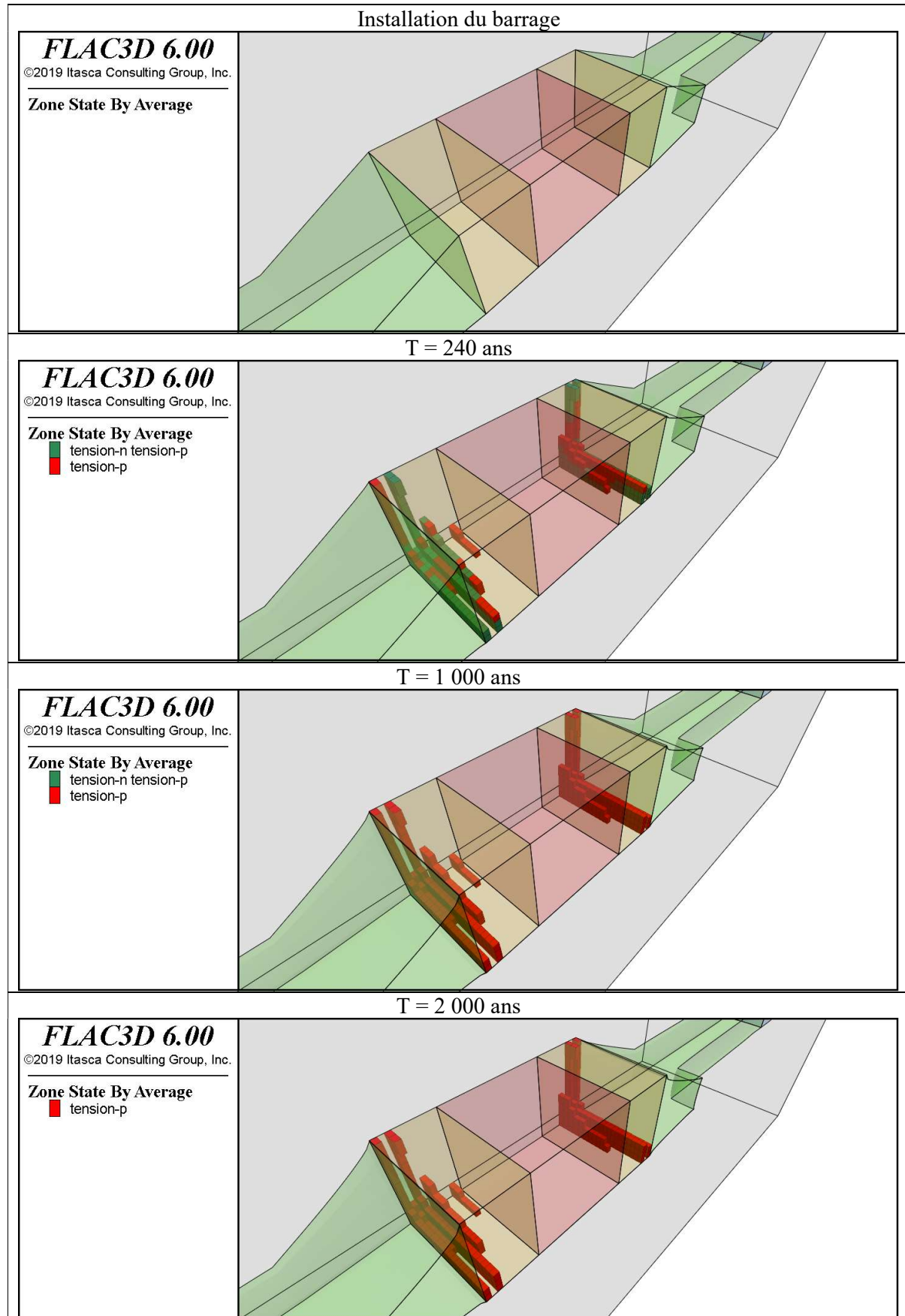


Figure 7-33 : Barrage double. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans.

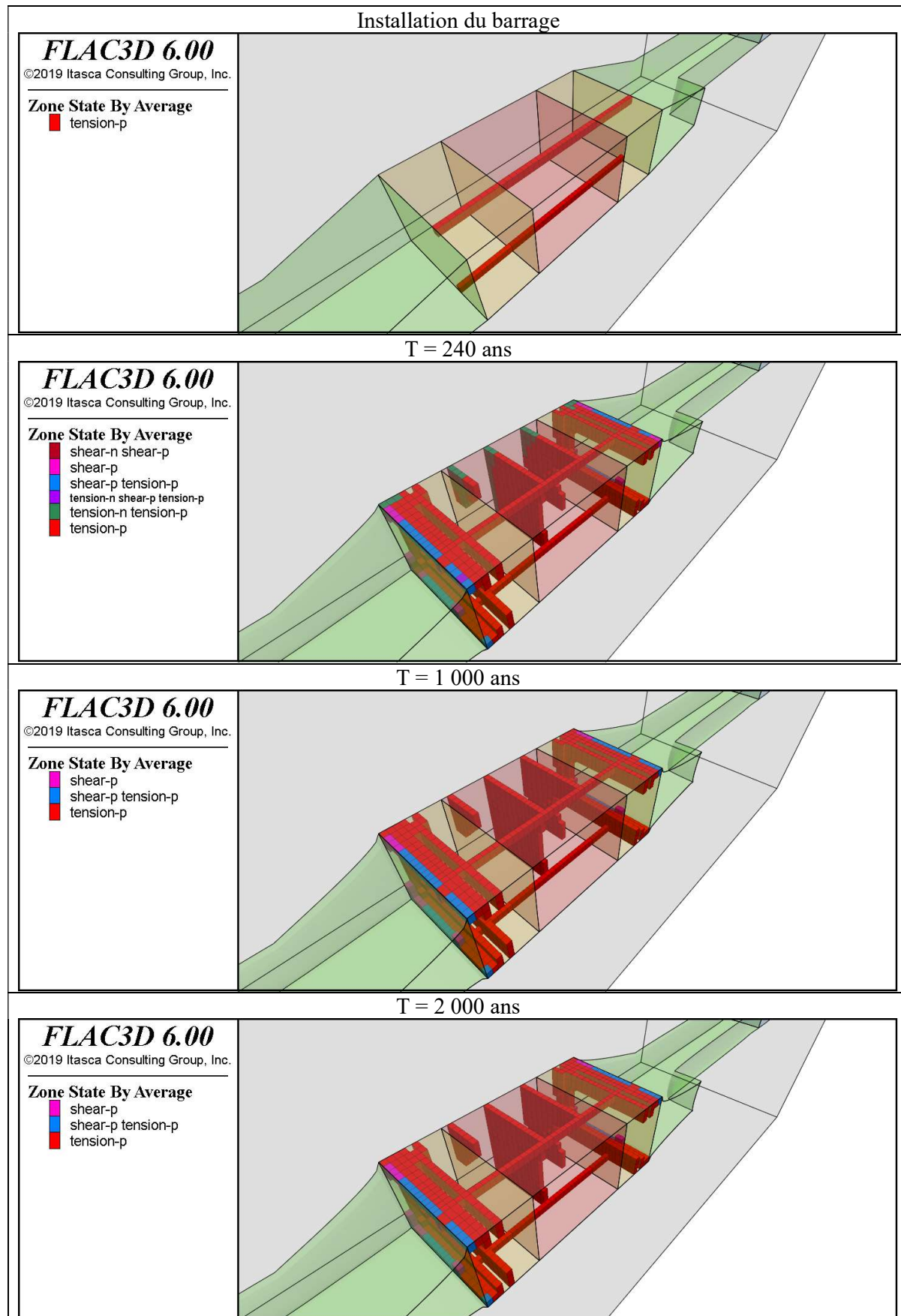


Figure 7-34 : Barrage n°3. Etat de plasticité dans les bétons du barrage – T = 23-2 000 ans.

8. TACHE 6 : ETUDE DE LA STABILITE MECANIQUE DES GALERIES LORS DE LA CONSTRUCTION DES BARRAGES 3 ET 12

Une étude annexe a été demandée par MDPa concernant la stabilité mécanique des galeries lors de la construction des barrages 3 et 12. Le premier est situé au niveau -23 et le deuxième au niveau -25. Cette étude doit tenir compte de la présence de fines couches de marnes présentes dans le sel autour des ouvrages et pouvant donner lieu à des phénomènes de décollement et flambage des bancs de sel, particulièrement en toit des galeries. Le problème est particulièrement évident pour le cas des barrages doubles au niveau des serremments en havrils : avant la mise en place de ce matériau, le havage du pilier central produit une largeur d'excavation provisoire qui dépasse les 12m, ce qui peut favoriser le déclenchement d'une instabilité des bancs de sel.

La modélisation des couches de marnes suit ici deux approches différentes, selon leur épaisseur. Pour les fines couches d'ordre centimétrique nous utilisons des interfaces dont la résistance est calée sur les paramètres mécaniques des marnes, tandis que les couches plus épaisses sont modélisées par des éléments volumiques. Au vu de la complexité de simulation d'un modèle 3D prenant en compte d'un côté le calcul en grandes déformations et de l'autre la présence des différentes interfaces reproduisant les marnes, pouvant se décoller et s'ouvrir, nous avons fait le choix d'utiliser un modèle 2D, en considérant une section transversale à l'axe du barrage. Ce choix est également justifié par l'absence des essais de laboratoire sur la résistance des marnes : l'utilisation de modèles 2D d'exécution plus rapide a ainsi permis de tester différents cas de propriétés de résistance.

La section 2D est située au niveau de l'élément étanche des barrages et tient compte du phasage de construction indiqué par MDPa avec :

- a. Surcreusement de la galerie 1 ;
- b. Installation du béton du barrage dans la galerie 1 ;
- c. Surcreusement de la galerie 1 ;
- d. Installation du béton du barrage dans la galerie 1 ;
- e. Havage du pilier central ;
- f. Installation du béton du barrage au niveau du pilier.

Une deuxième simulation est réalisée en parallèle, en supprimant les phases b, d et f d'installation du béton. Dans ce cas l'état du modèle à la fin de la simulation est une excavation d'une largeur correspondant à celle des deux galeries surcreusées plus celle du pilier. Il s'agit d'un cas de calcul très pénalisant du point de vue de la stabilité au vu des conditions 2D prises en compte. Les conditions réelles autour des galeries lors de la construction de l'ouvrage seront comprises entre celles dues à une excavation complètement vide et celles correspondant à une excavation complètement remblayée. L'analyse des résultats de ces deux simulations permet donc de fournir des indications quant à la stabilité.

8.1. Couches géologiques à proximité des barrages

Les coupes géologiques du massif autour des barrages 3 et 12 sont reprises des plans d'ERCOSPLAN et du « Répertoire des bancs d'halite et d'insoluble au-dessus et au-dessous des couches potassiques » (réf. [21]) fournit par MDPa. Elles sont montrées en Figure 8-1 et Figure 8-2. Dans le répertoire, nous avons fait référence au bans S1, dans lequel se situe le stockage (Figure 8-3).

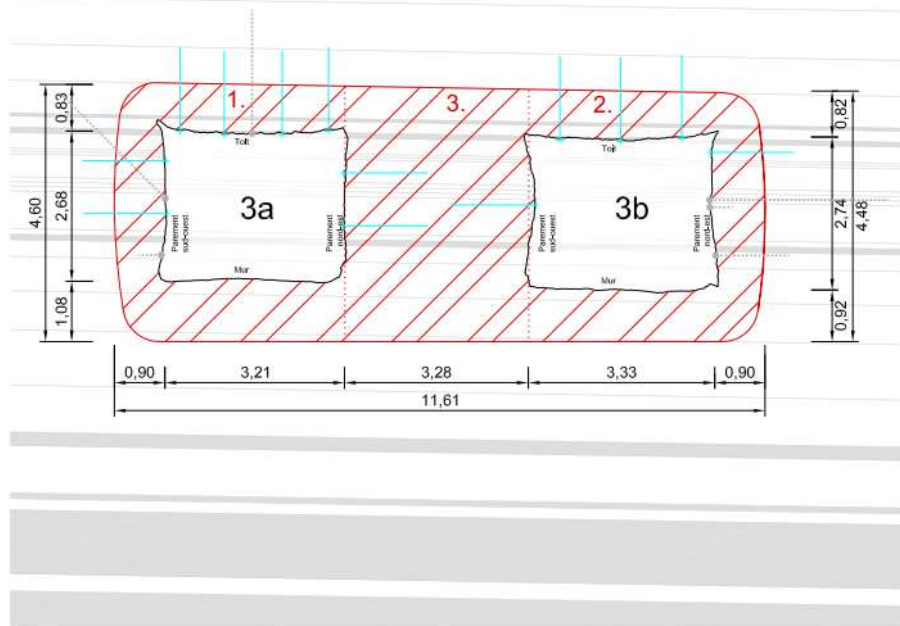


Figure 8-1 : Site d'implantation de barrage n° 3, coupe transversale au niveau du milieu du site d'implantation (niveau -23).

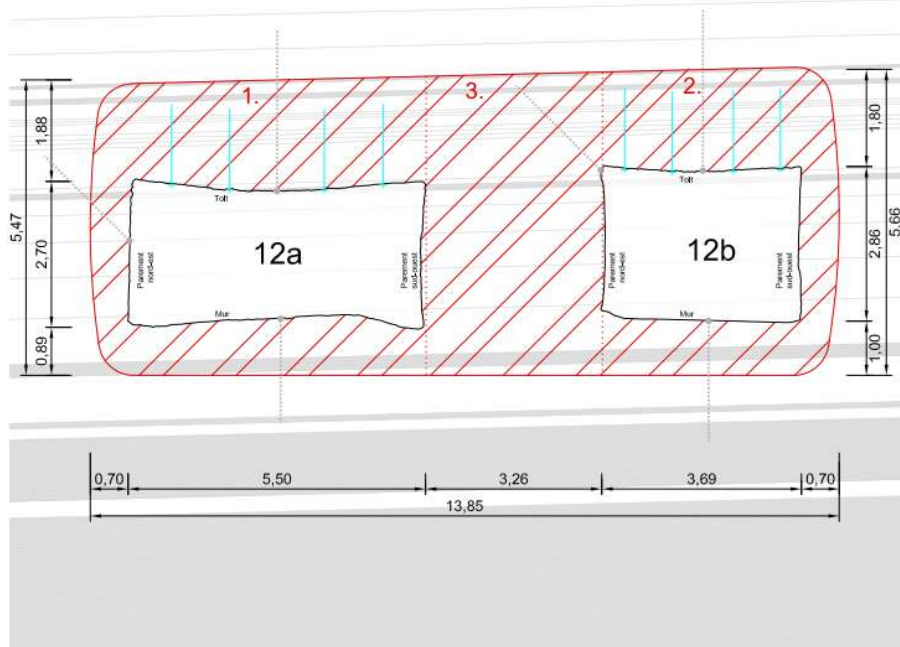


Figure 8-2 : Site d'implantation de barrage n° 12, coupe transversale au niveau du milieu du site d'implantation (niveau -25).

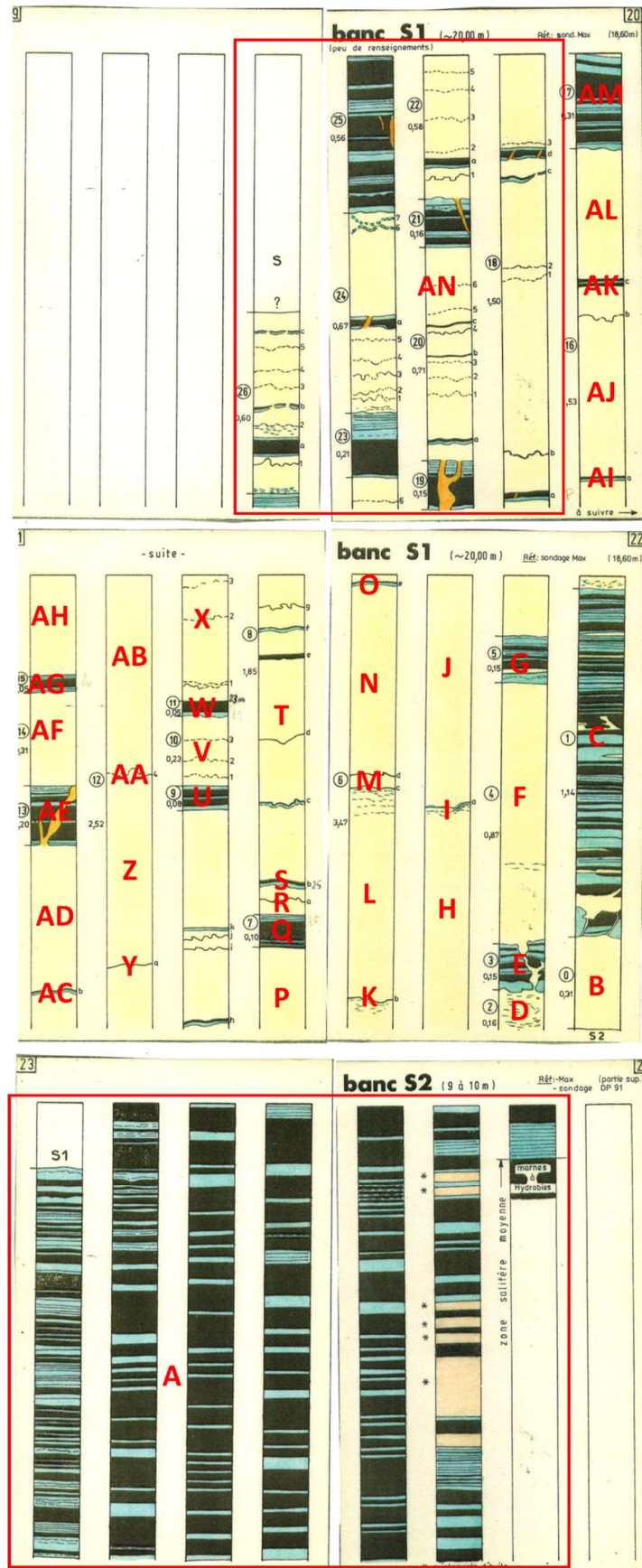


Figure 8-3 : Coupe stratigraphique du banc S1, de haut en bas (réf. [21]).

L'ensemble de ces informations a permis de définir les coupes stratigraphiques du Tableau 8-1, qui sont utilisées dans les modèles. La côte « zéro » fait référence approximativement à la position de l'axe de la galerie. La numérotation « A » à « AN » présente dans le tableau fait référence aux unités indiquées en Figure 8-3. Par ailleurs, la colonne « interface » indique les couches de marnes pour lesquelles la faible épaisseur a amené à préférer une interface.

Couche		Barrage 3		Barrage 12		Interface
		Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	Z _{min} (m)	Z _{max} (m)	
Alternances		-	-17,0	-100,0	-14,	
Marnes	A	-17,0	-7,0	-14,7	-4,	
Sel	B	-7,0	-6,7	-4,7	-4,	
Marnes	C	-6,7	-5,6	-4,4	-3,	
Sel	D	-5,6	-5,4	-3,3	-3,	
Marnes	E	-5,4		-3,1		X
Sel	F	-5,4	-4,4	-3,1	-2,	
Marnes	G	-4,4	-4,2	-2,1	-1,	
Sel	H	-4,2	-3,4	-1,9	-1,	
Marnes	I	-3,4		-1,1		X
Sel	J	-3,4	-2,4	-1,1	-0,	
Marnes	K	-2,4		-0,3		X
Sel	L	-2,4	-1,7	-0,3	0,3	
Marnes	M	-1,7		0,3		X
Sel	N	-1,7	-1,0	0,3	0,9	
Marnes	O	-1,0		0,9		X
Sel	P	-1,0	-0,7	0,9	1,2	
Marnes	Q	-0,7		1,2		X
Sel	R	-0,7	-0,6	1,2	1,3	
Marnes	S	-0,6		1,3		X
Alternances	T	-0,6	1,2	1,3	3,0	
Marnes	U	1,2		3,0		X
Sel	V	1,2	1,5	3,0	3,2	
Marnes	W	1,5		3,2		X
Sel	X	1,5	2,0	3,2	3,8	
Marnes	Y	2,0		3,8		X
Sel	Z	2,0	2,7	3,8	4,5	
Marnes	AA	2,7		4,5		X
Sel	AB	2,7	3,6	4,5	5,3	
Marnes	AC	3,6		5,3		X
Sel	AD	3,6	4,0	5,3	5,8	
Marnes	AE	4,0	4,3	5,8	6,0	
Sel	AF	4,3	4,6	6,0	6,3	
Marnes	AG	4,6		6,3		X
Sel	AH	4,6	5,0	6,3	6,8	
Marnes	AI	5,0		6,8		X
Sel	AJ	5,0	5,7	6,8	7,4	
Marnes	AK	5,7		7,4		X
Sel	AL	5,7	6,1	7,8	8,2	
Marnes	AM	6,1	6,4	7,8	8,2	
Alternances	AN	6,4	-	8,2	-	

Tableau 8-1 : Coupe géologique utilisée dans les modèles du barrage 3 et 8.

On remarque qu'au niveau de l'emplacement des tunnels (couche « T »), au vu de la forte présence des couches intercalaires de marnes, une représentation par des éléments d'interface ne serait pas envisageable. Nous avons alors considéré un matériau de caractéristiques mécaniques équivalentes, nommé « alternances ». Ce matériau est également utilisé en partie haute et basse du modèle, loin des galeries.

Le Tableau 8-2 résume les caractéristiques mécaniques et différées des différentes unités. Par rapport aux autres modèles utilisés dans cette étude, nous introduisons ici un modèle de comportement élastoplastique, de manière à tenir compte de l'endommagement produit par les excavations.

Dans le cas du sel, nous considérons une résistance en compression de 30 MPa et une résistance en traction de 2 MPa, valeurs retenues dans le modèle d'endommagement développé par L. Thorel pour le sel de Wittelsheim (réf. [1]). La cohésion est ensuite calculée *via* l'équation (10). Pour les marnes, nous considérons une résistance en compression de 5MPa et une résistance en traction variable entre 0,33MPa (soit 1/15 de la résistance en compression) et 0,05MPa. En effet, la stabilité de l'ouvrage étant affectée par le flambage des bancs avec leur décollement au niveau des couches intercalaires des marnes, nous avons jugé prudent réaliser plusieurs calculs pour évaluer l'effet de leur résistance en traction sur le comportement de l'ensemble. Les propriétés des alternances sont ensuite calculées à partir propriétés des marnes et du sel, en considérant une stratification horizontale avec une présence des deux matériaux en proportions égales (50% / 50%).

Dans le cas des couches de marnes modélisées par des interfaces, les propriétés de résistance sont les mêmes de celles indiquées en Tableau 8-2, le modèle de comportement régissant ce type d'éléments étant un modèle élastoplastique parfait de type Coulomb.

Description	Paramètre	Sel	Marnes	Alternances Marnes/Sel
Modèle	–	Viscoélastique	Elastique	Viscoélastique
Poids volumique	ρ (kg/m ³)	2160	2160	2160
Module d'Young	E (GPa)	25	5	9
Coefficient de Poisson	ν	0,25	0,25	0,25
Résistance en compression	R_c (MPa)	30	5	15,8
Résistance en traction	σ_t (MPa)	2	0,33 / 0,10 / 0,05	1,1
Cohésion	c (MPa)	6,2	1,4	3,83
Angle de frottement	φ (kg/m ³)	45	30	38,3
Vitesse de référence	A_s (1/jour)	0,015	-	0,0075
Exposant de contrainte	n_s	4	-	4

Tableau 8-2 : Propriétés des couches géologiques.

8.2. Géométrie des modèles

La géométrie des deux modèles utilisés est donnée en Figure 8-4 et Figure 8-5. Ces figures montrent également les positions des interfaces utilisées pour la modélisation des marnes. Dans les deux cas, il s'agit d'un modèle comprenant les deux galeries, avec une distance des frontières de 20m par rapport aux parois des galeries. La taille initiale des galeries et du pilier les séparant est choisie de manière à obtenir, après 23 ans de fluage, des dimensions résiduelles comparables avec les valeurs indiquées dans les plans d'ERCOSPLAN (voir Tableau 8-3 et Tableau 8-4).

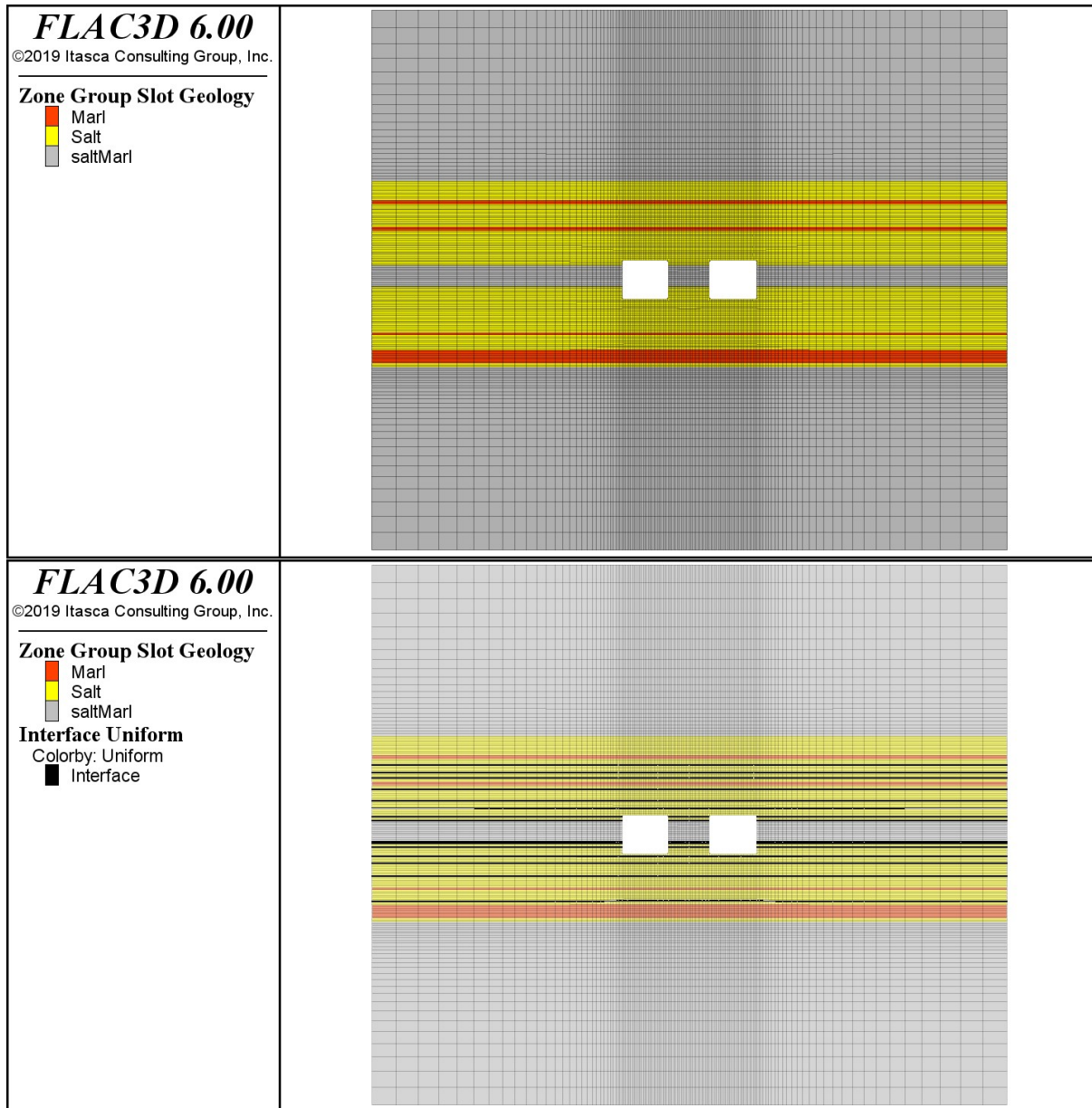


Figure 8-4 : Modèle 2D du site de barrage n°3. Couches géologiques (en haut) et interfaces pour la modélisation des marnes.

Barrages 3		Galerie A		Galerie B		Pilier
		L (m)	H (m)	L (m)	H (m)	L (m)
Modèle Flac3D	Géométrie initiale	3,71	3,21	3,83	3,21	3,28
	Après 23 ans de fluage	3,10	2,65	3,30	2,65	3,70
ERCOSPAN	A la mise en place des barrages	3,21	2,68	3,33	2,74	3,28

Tableau 8-3 : Dimensions des galeries au droit du barrage n°3.

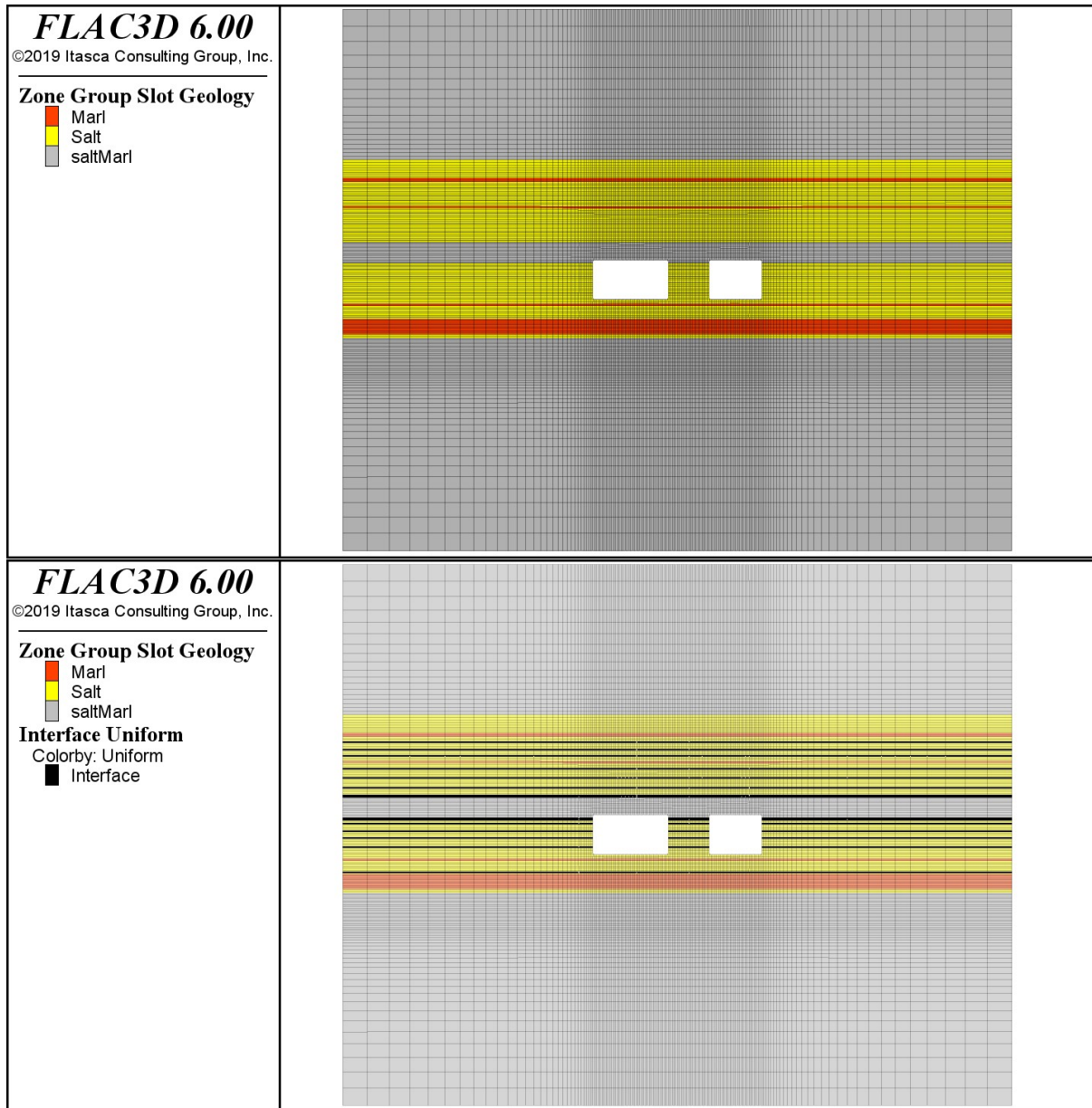


Figure 8-5 : Modèle 2D du site de barrage n°12. Couches géologiques (en haut) et interfaces pour la modélisation des marnes.

Barrages 12		Galerie A		Galerie B		Pilier
		L (m)	H (m)	L (m)	H (m)	L (m)
Modèle Flac3D	Géométrie initiale	6,05	3,28	4,24	3,28	3,26
	Après 23 ans de fluage	5,60	2,80	3,70	2,90	3,70
ERCOSPAN	A la mise en place des barrages	5,50	2,70	3,69	2,86	3,26

Tableau 8-4 : Dimensions des galeries au droit du barrage 12.

8.3. Etapes de la modélisation

Le phasage du modèle reprend les étapes décrites au paragraphe 7.3 pour l'étude de l'évolution de la perméabilité dans le massif autour des barrages. Cependant, dans ce cas l'ensemble des deux galeries d'accès étant modélisées, la surexcavation est réalisée d'abord pour la galerie A, puis pour la galerie B après avoir comblé la première par l'élément en béton. Après le remplissage de la deuxième galerie le pilier est havé et comblé par le béton.

Comme pour tous les modèles de l'étude, la contrainte appliquée sur la frontière supérieure du modèle tient compte de la variation de la contrainte verticale lue dans le modèle global du site, présentée en Figure 3-11.

La simulation est arrêtée à la fin de la phase de surcreusement et construction du barrage. Bien que dans la réalité des boulons soient présents en toit et parements des galeries, ces éléments n'ont pas été considérés dans les modèles, de manière à obtenir une prédiction sécuritaire du comportement de l'ensemble.

La Figure 8-6 résume les différentes étapes pour l'un des deux modèles. Comme rappelé plus haut, une deuxième simulation est réalisée en parallèle, sans mise en place des éléments en béton du barrage, ce qui amène à des conditions de calcul fortement pénalisantes.

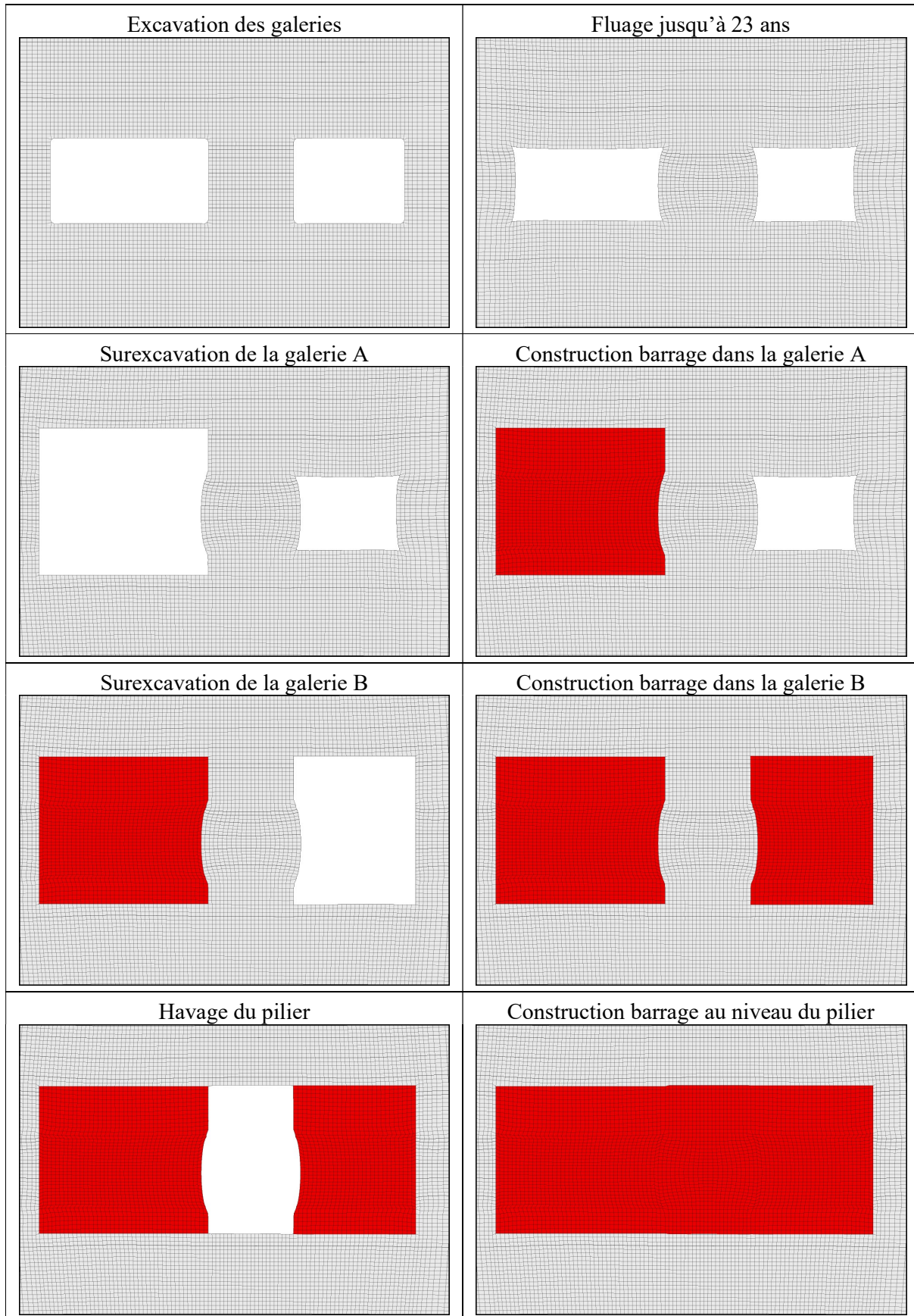


Figure 8-6 : Modèle 2D du site de barrage n°12. Phasage de la simulation.

8.4. Résultats des modèles

La Figure 8-7 et la Figure 8-8 montrent le champ de déplacements autour des galeries après 23 ans de fluage, avant la construction des barrages. Les historiques de convergences verticale et horizontale sont données en Figure 8-9 et Figure 8-10. L'ensemble de ces résultats est montré pour les trois calculs réalisés avec différentes valeurs de la résistance en traction des marnes. On remarque que celle-ci n'a qu'un faible effet sur les déplacements. Seulement dans le cas du barrage 3, la Figure 8-7 montre que la réduction de la résistance amène au décollement progressif d'une interface située à proximité du mur des galeries, avec des valeurs de convergences légèrement plus importantes (de 5 cm à 23 ans).

Le Tableau 8-5 indique les taux de convergence moyens obtenus et présente une comparaison avec les valeurs réelles mesurées sur site entre 2012 et 2017 et données dans le rapport d'ERCOSPLAN (réf. [18]). Pour le barrage n°3, au vu de la taille similaire des deux galeries, nous avons indiqué des valeurs moyennes tant pour les données réelles que pour les résultats des calculs.

		$\sigma_{t,marnes}$ (MPa)	Galerie A		Galerie B	
			Taux L (mm/an)	Taux H (mm/an)	Taux L (mm/an)	Taux H (mm/an)
Barrage 3	Modèle Flac3D	0,33	29	28	=	=
		0,10	29	30	=	=
		0,05	30	30	=	=
	ERCOSPLAN		25	34	=	=
Barrage 12	Modèle Flac3D	0,33	26	23	25	20
		0,10	26	23	25	20
		0,05	26	23	25	20
	ERCOSPLAN		14	46	7	12

Tableau 8-5 : Comparaison entre les taux de convergences des modèles FLAC3D et les mesures faites sur site entre 2012 et 2017.

Nous observons une bonne concordance des résultats pour le barrage n°3. Cependant, pour le barrage n°12, le modèle sous-estime la convergence verticale du tunnel le plus large (tunnel A) et surestime celle du deuxième tunnel. Au contraire, la convergence horizontale est toujours surestimée dans les modèles. Cette différence pourrait être due à un problème lié aux points de mesure (les mesures dans le rapport ERCOSPLAN sont par nature dispersées) aussi bien qu'à l'impossibilité du modèle numérique de reproduire des phénomènes locaux d'endommagement ou de décollement des bancs de sel.

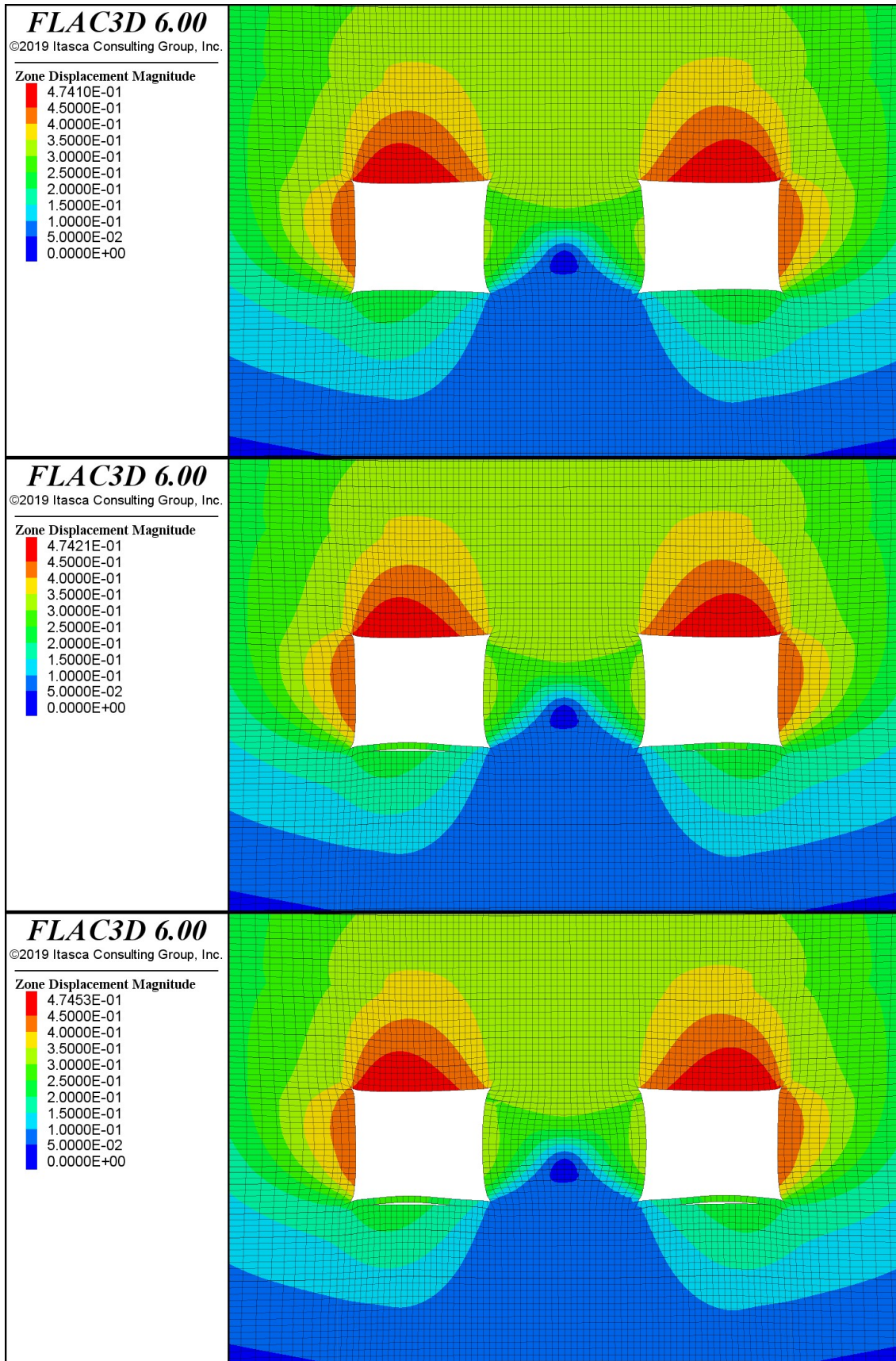


Figure 8-7 : Barrage n°3. Champ de déplacement (en m) autour des galeries avant la construction du barrage en fonction de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05MPa, du haut vers le bas).

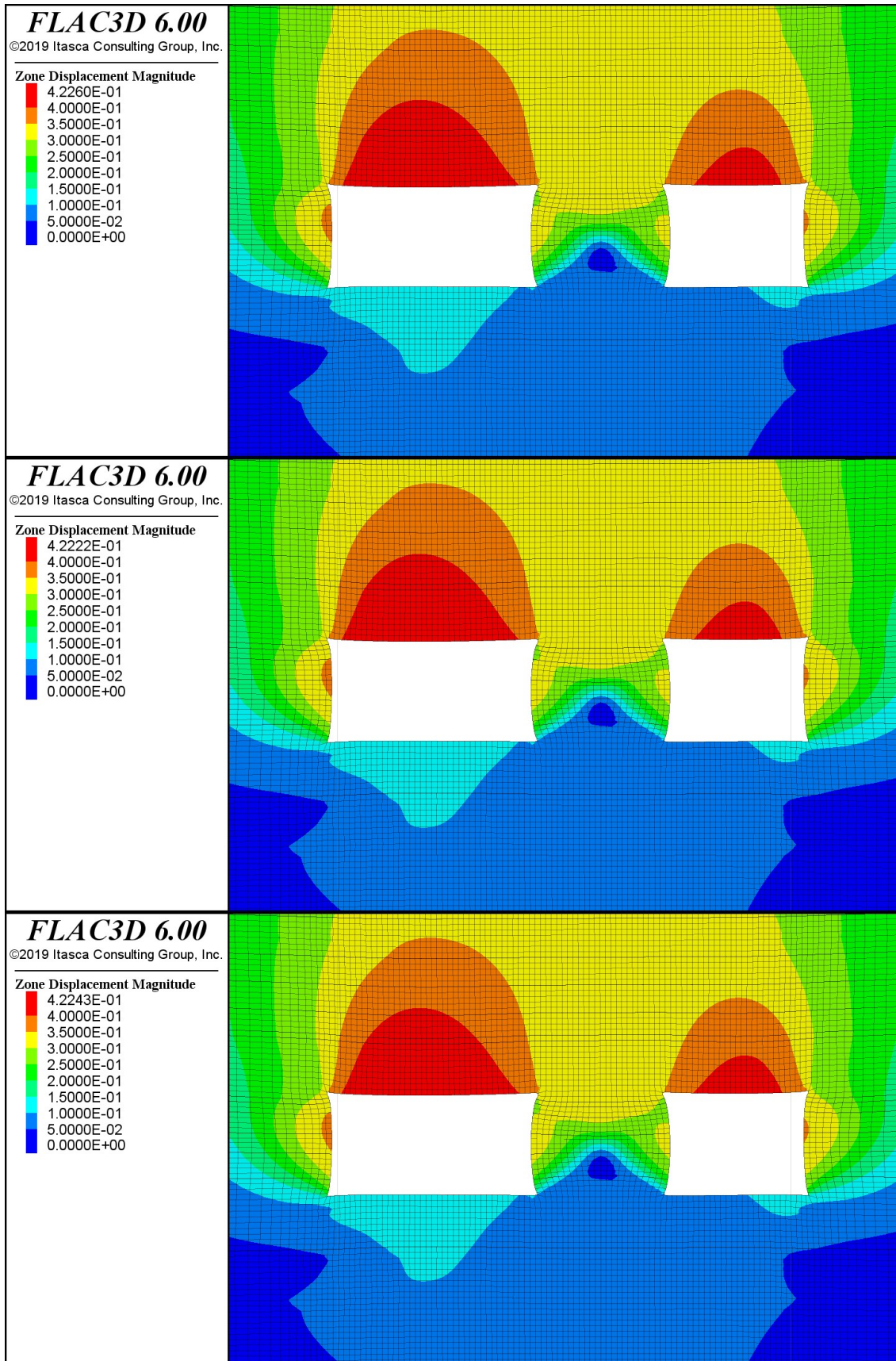


Figure 8-8 : Barrage n°12. Champ de déplacement (en m) autour des galeries avant la construction du barrage en fonction de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05MPa, du haut vers le bas).

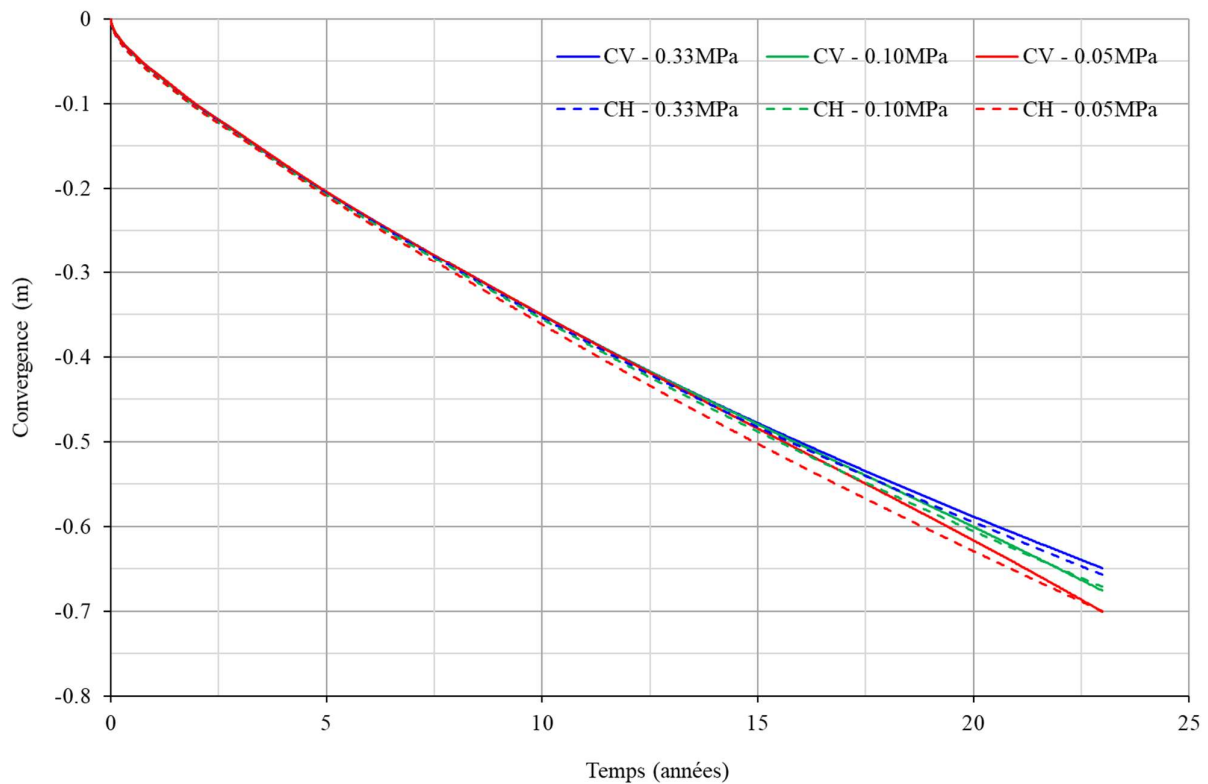
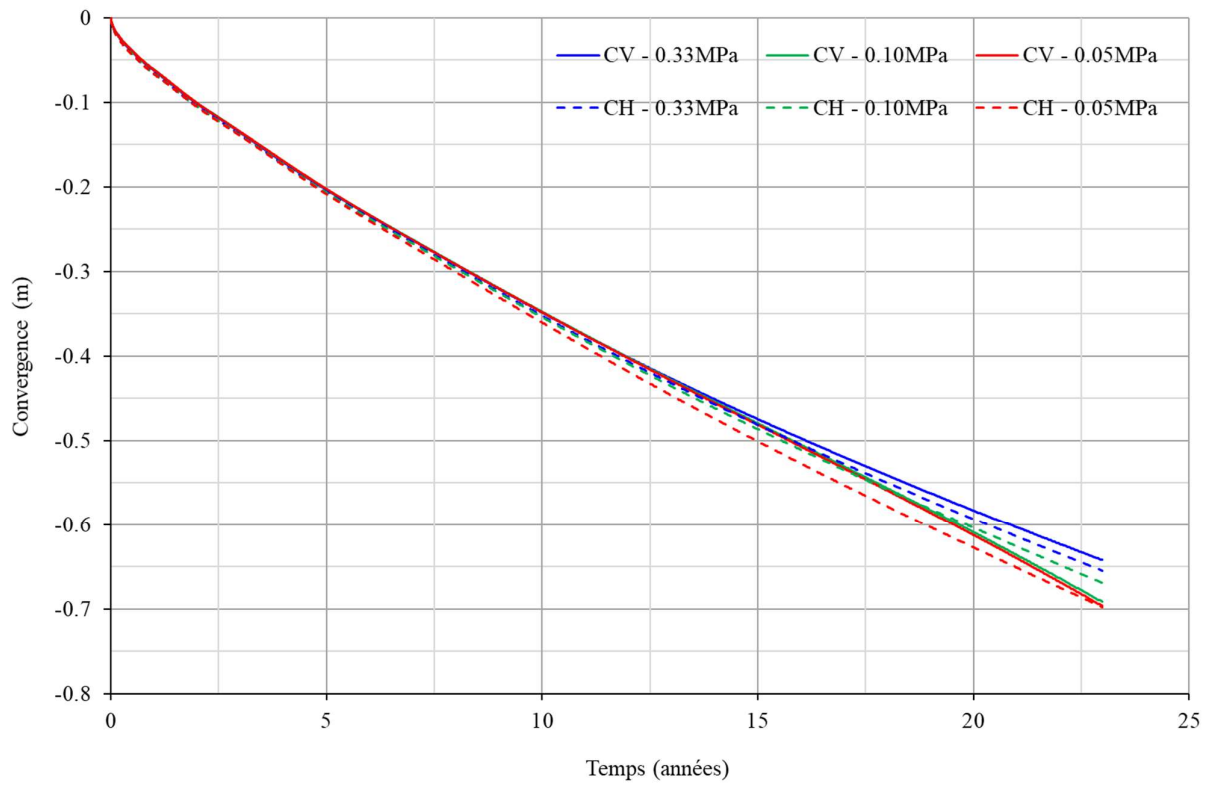


Figure 8-9 : Barrage 3. Evolution de la convergence verticale et horizontale des galeries A (en haut) et B (en bas) pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes.

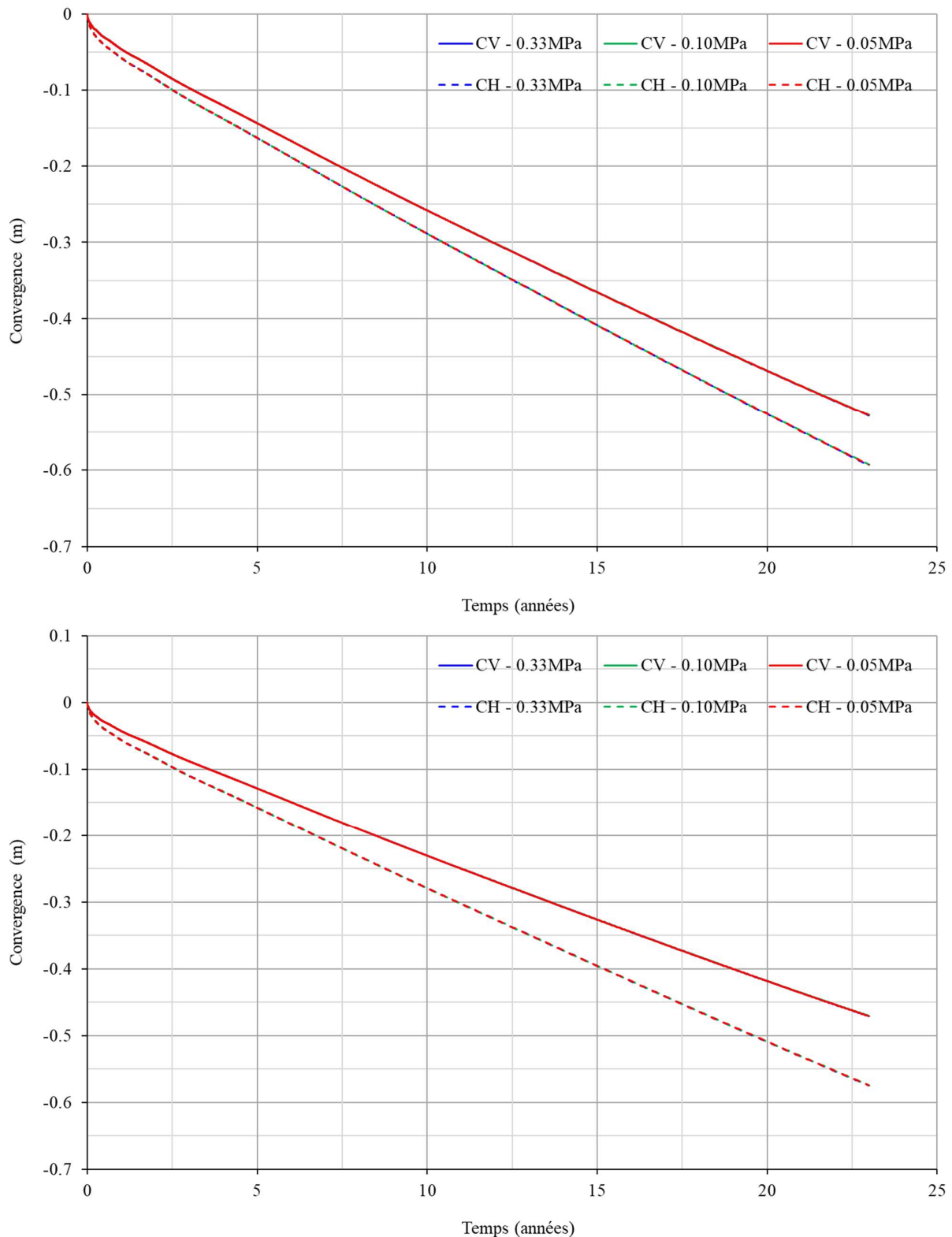


Figure 8-10 : Barrage 12. Evolution de la convergence verticale et horizontale de la galerie A (en haut) et B (en bas) pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes.

La Figure 8-11 et la Figure 8-12 montrent l'état de plasticité du massif autour des ouvrages. On remarque une extension de l'endommagement d'environ 1m en parement des galeries du barrage n°3 et un niveau d'endommagement beaucoup plus fort dans le pilier entre les deux galeries. Cet endommagement s'est produit en cisaillement lors de la simulation du fluage sur 23 ans. Au toit et au

mur, l'endommagement est quasiment absent, du fait de la présence des couches horizontales de marnes de résistance moindre – interfaces ou éléments volumiques – qui préviennent la concentration des contraintes. Dans le cas du barrage 12, l'endommagement est quasiment absent aussi en parement des galeries. Ce résultat est vraisemblablement dû à l'état de contrainte initialisé dans le modèle et à l'évolution de la contrainte verticale appliquée à la frontière supérieure : comme le montre la Figure 3-11, cette contrainte est d'environ 2MPa moins forte que pour le barrage 3. En conséquence la contrainte déviatorique développée dans le pilier est moins forte, ce qui limite son endommagement. Par ailleurs, l'ensemble des résultats montre que la résistance en traction des marnes ne joue qu'un effet marginal dans l'intervalle des valeurs testées : l'état de plasticité reste quasiment inchangé.

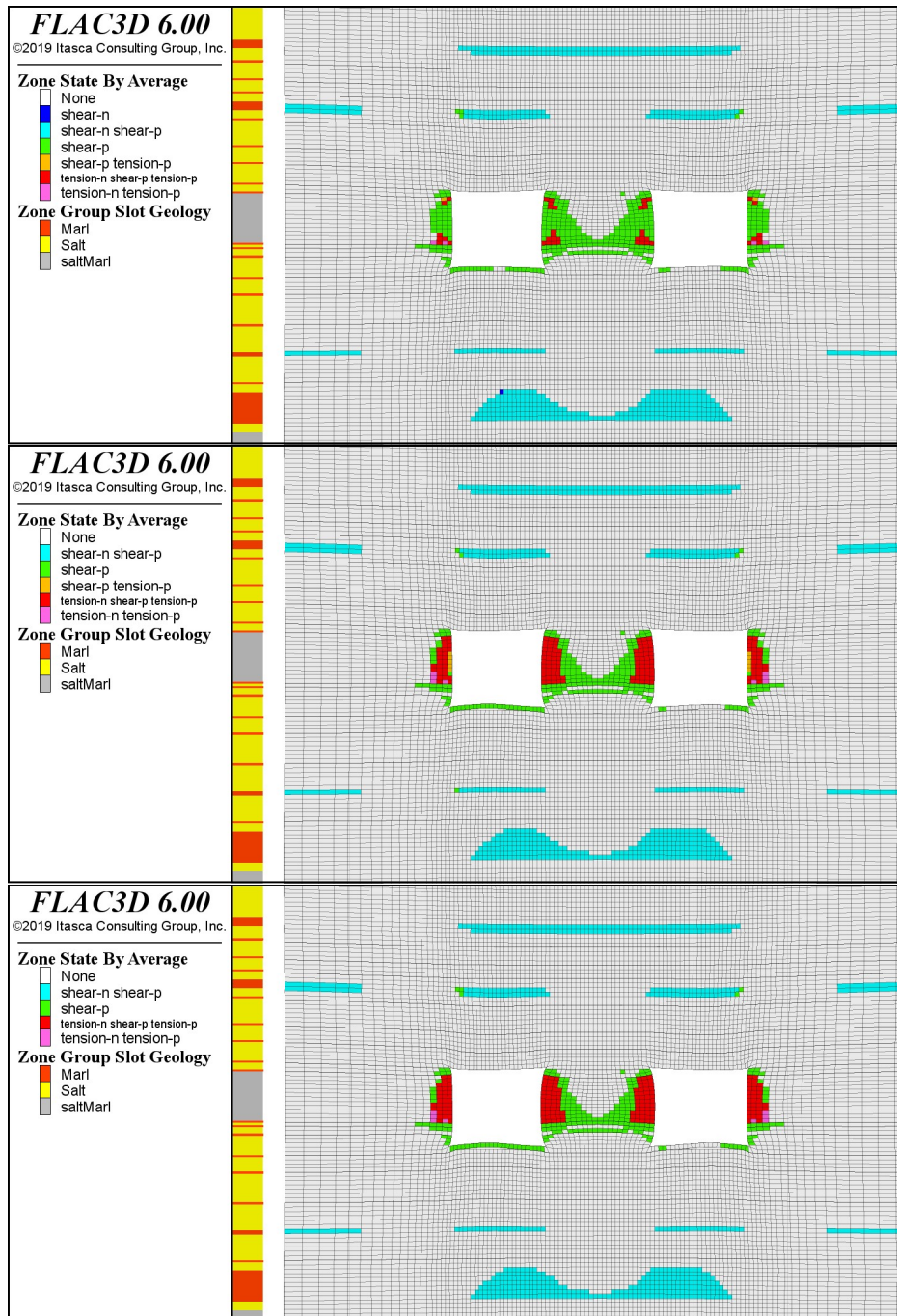


Figure 8-11 : Barrage 3. Etat de plasticité autour des galeries avant la construction du barrage pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05 MPa, du haut vers le bas). La colonne stratigraphique est indiquée sur la gauche des figures.

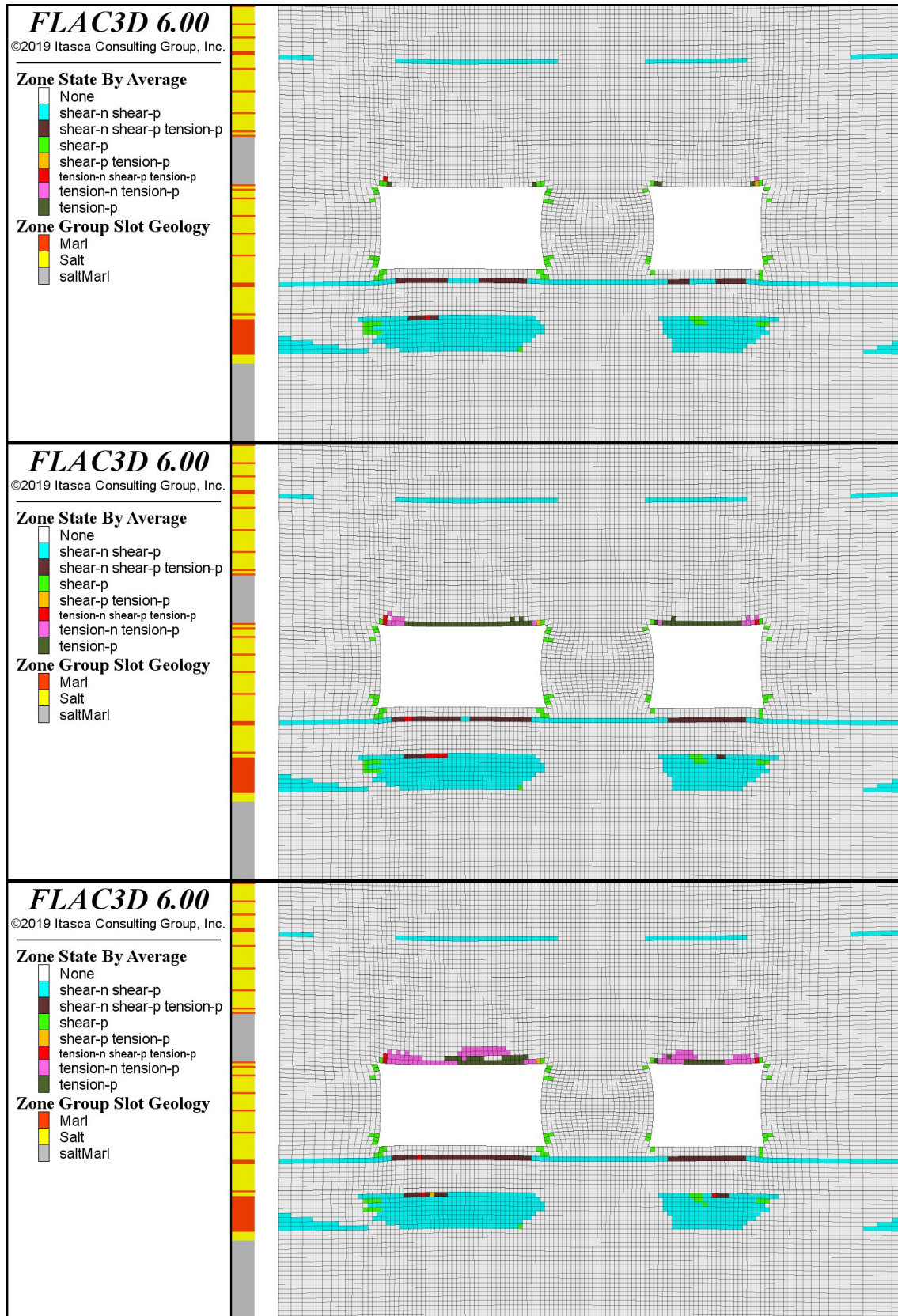


Figure 8-12 : Barrage 12. Etat de plasticité autour des galeries avant la construction du barrage pour différentes valeurs de la résistance en traction des marnes (0.33, 0.10 et 0.05 MPa, du haut vers le bas). La colonne stratigraphique est indiquée sur la gauche des figures.

Les résultats des modèles, après le surcreusement des galeries et du pilier et la réalisation des barrages, sont présentés ci-après en termes de déplacement et d'état de plasticité. Pour les déplacements, nous ne présentons que l'incrément de déplacement à partir de la phase de construction du barrage, de manière à mettre en évidence d'éventuelles instabilités. Ces résultats sont comparés au cas où le béton du barrage n'est pas mis en œuvre. Compte tenu de la simulation 2D, les modèles avec et sans le barrage représentent respectivement une condition favorable et défavorable par rapport aux conditions réelles qui sont attendues sur site.

Au vu des résultats à 23 ans montrant de faibles différences entre les calculs réalisés avec des résistances en traction différentes des marnes, nous ne présentons ici que les résultats pour le cas le plus défavorable, avec une résistance réduite à 50kPa. Pour le barrage n°3, l'incrément de déplacement n'est que d'environ 6,5 mm à la fin de la construction du barrage (Figure 8-13). Ce déplacement se développe en toit du pilier. Si le béton n'est pas mis en place, le déplacement est évidemment plus important et atteint 1,60 cm, toujours au droit du pilier mais cette fois si au niveau du mur. Dans les deux cas, le modèle ne met pas de problème d'instabilité en évidence. L'état de plasticité montre un léger développement au-delà des nouveaux contours d'excavation, mais l'extension reste faible (Figure 8-14). Aucun décollement de bancs de sel n'est observé, avec une ouverture importante au niveau d'une des interfaces reproduisant les marnes.

Les mêmes résultats sont observés pour le barrage n°12 (Figure 8-15 et Figure 8-16). Dans ce cas, les déplacements maximaux sont respectivement de 1,3 et 3,7 cm, selon que l'excavation est remplie ou non par le béton du barrage.

Les modèles développés ne permettent donc pas de mettre en évidence des instabilités potentielles liées au surcreusement de la région du barrage. A noter toutefois que les résultats obtenus sont fortement dépendants des hypothèses retenues, et notamment des propriétés des marnes pour lesquelles nous ne disposons pas de données. Nous jugeons donc pertinent la réalisation d'une campagne de reconnaissance de ces propriétés avant le démarrage des travaux, permettant de la validation des hypothèses de modélisation prises en compte.

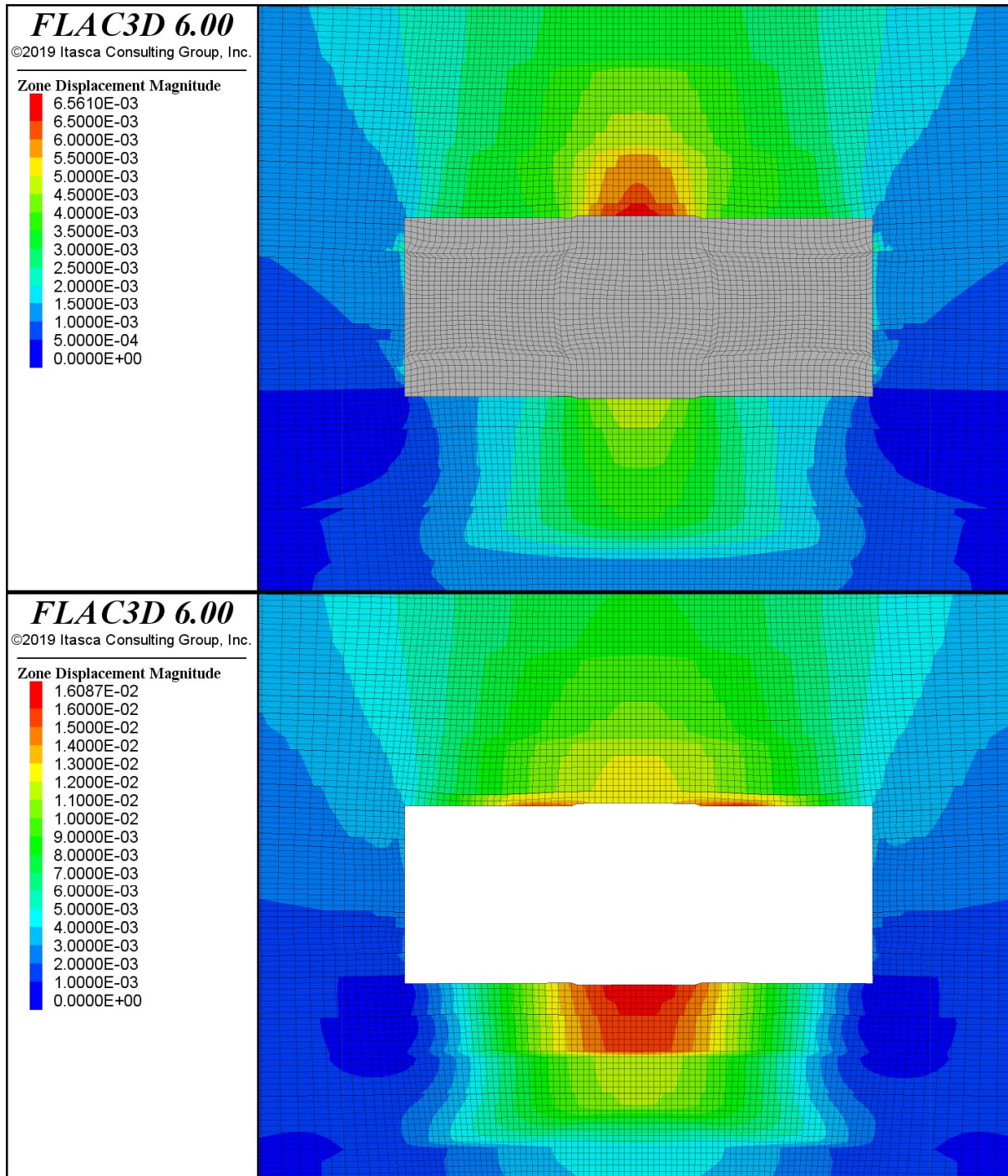


Figure 8-13 : Barrage 3. Champ de déplacement à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05$ MPa).

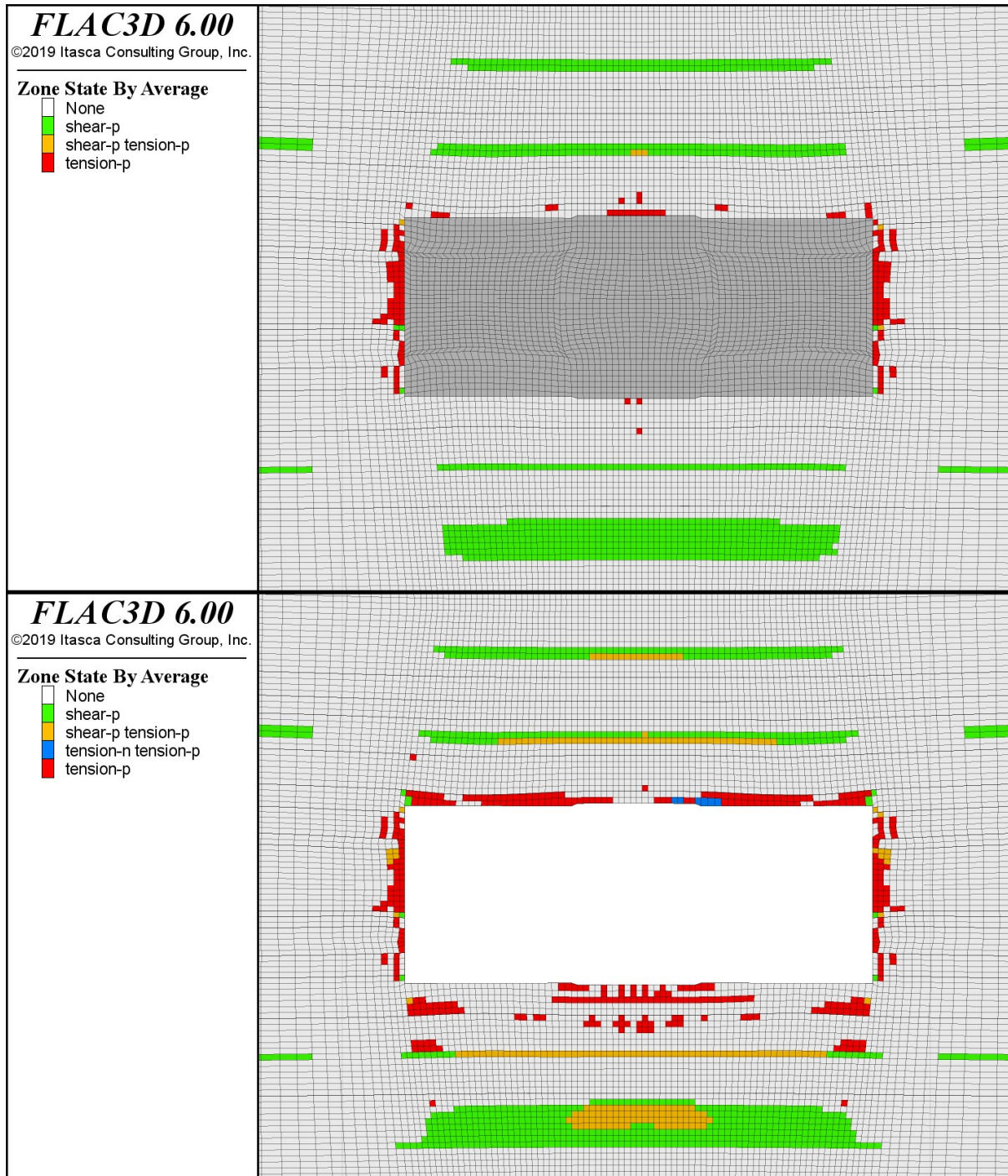


Figure 8-14 : Barrage 3. Etat de plasticité à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{i,marnes} = 0.05 \text{ MPa}$).

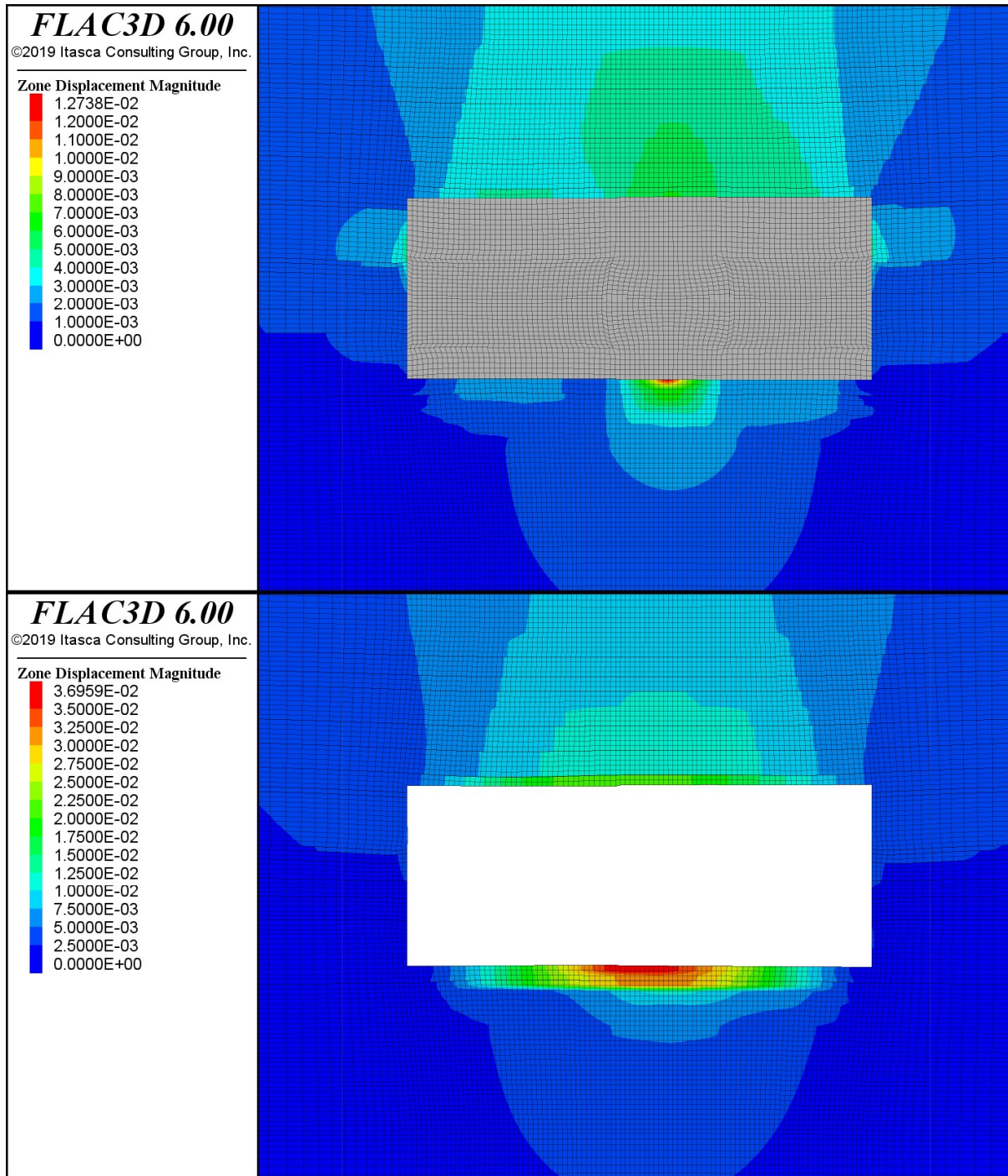


Figure 8-15 : Barrage 12. Champ de déplacement à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t,marnes} = 0.05$ MPa).

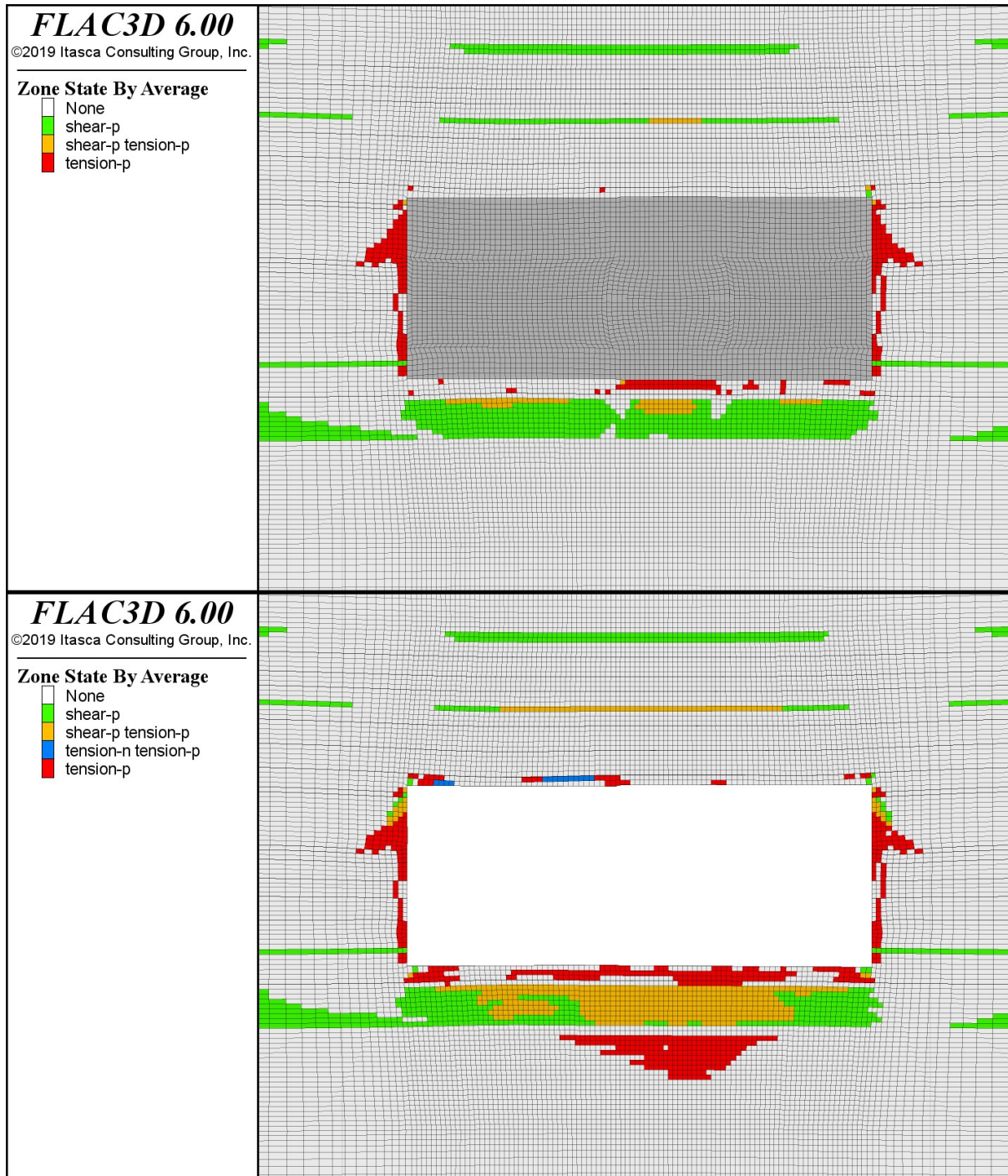


Figure 8-16 : Barrage 12. Etat de plasticité à la fin de la construction du barrage pour le modèle avec (en haut) et sans (en bas) remplissage de l'excavation par le béton ($\sigma_{t, \text{marnes}} = 0.05 \text{ MPa}$).

9. TACHE 7 : ESTIMATION DES FLUX POTENTIELS EN SORTIE DU STOCKAGE A LONG TERME APRES REEVALUATION DE LA DATE ET DU DEBIT D'ARRIVEE DE LA SAUMURE DEVANT LES BARRAGES

L'évaluation des flux potentiels en sortie du stockage sur le long terme décrite en paragraphe 3 et 4 repose sur la définition d'un scénario d'arrivée de la saumure devant le barrage, lequel affecte directement les temps d'ennoyage et donc de sortie de la saumure polluée. Ce scénario a été obtenu à partir des études précédemment menées par l'INERIS il y a une dizaine d'années (réf. [17]) en considérant l'hypothèse dite « maximale », soit à partir des débits observés dans les puits au moment de leur foration. On fait ainsi l'hypothèse que les équipements des puits vont se dégrader au fil du temps, permettant à l'eau de pénétrer dans les vides souterrains comme elle pénétrait dans la fouille au moment du creusement de ces ouvrages.

Compte tenu de la nature vraisemblablement pénalisante de ce scénario, MDPa a demandé à CESAME (Bureau d'étude en Hydrogéologie, basé à Sainte Etienne) de réaliser une nouvelle étude hydrogéologique, visant à fournir un scénario d'ennoyage « probable » en tenant compte des mesures récentes du niveau d'eau et de son évolution dans deux sondages profonds (réf. [22]). Outre ces données, CESAME s'est également appuyé sur les mesures topographiques (in situ et par interprétation de données satellites) ainsi que sur des modélisations conduites par l'EOST de Strasbourg dans le cadre d'une thèse financée par MDPa (réf. [23]) pour en tirer des conclusions quant à l'affaissement des vides miniers, dans le secteur du site de stockage.

Le croisement de ces différentes sources d'information a conduit CESAME à deux conclusions qui repoussent l'ennoyage beaucoup plus loin dans le temps :

- D'une part, les débits pénétrant dans la mine correspondent très probablement aux hypothèses les plus basses envisagées dans les études antérieures ;
- D'autre part, les vides miniers résiduels seraient non négligeables dans les zones les plus profondes de la mine, alors qu'ils étaient censés avoir disparu du fait de la convergence. Également, les affaissements miniers initiaux seraient moins importants que ceux estimés par l'INERIS, ce qui se traduit par un volume de vides résiduel plus important également dans le futur (5 à 15% du vide initial 100 ans après exploitation).

Sur la base de ces nouvelles conclusions, CESAME indique que le temps de remplissage pour le secteur ouest de la mine sera supérieur à 600 ans, soit au minimum 2 fois plus long que l'hypothèse privilégiée dans l'étude hydrogéologique réalisée par INERIS en 2011 et reprise dans le dossier de demande de transformation de StocaMine en stockage de durée illimitée en 2015. L'hypothèse la plus probable est donc celle d'un remplissage complet de l'exploitation en plus de 600 ans dont 550 ans pour arriver au niveau du stockage.

À la demande de MDPa, nous reprenons donc dans ce paragraphe le calcul des dates d'ennoyage et de sortie de la saumure polluée à partir des nouvelles données d'entrée. Ce travail est réalisé pour la solution de confinement 1 – serrement en havrils d'une longueur de 20m – la solution 2 n'ayant pas démontré un avantage concret pour le confinement du site.

De fait, nous avons procédé à un rebouclage des calculs sur les modèles locaux, à partir du moment où tous les vides internes du stockage sont envahis par la saumure. Comme on le verra, le décalage en termes de date d'arrivée de la saumure devant les barrages ($550-240 = 310$ ans) se traduit par un décalage similaire de la date d'ennoyage du site. La pression dans le stockage va ensuite atteindre la valeur de la pression hydrostatique à l'extérieur du stockage. Compte tenu de la réduction progressive du fluage avec le temps, le décalage de cette date est un peu plus important (+350 ans). Il en est de même pour la date de la première sortie de la saumure polluée (+370 ans).

Logiquement, le flux sortant maximal est aussi légèrement inférieur : **0,75 m³/an**, à comparer avec les 0,98 m³/an estimés avec les hypothèses d'ennoyage de l'INERIS. Ceci se traduit par un flux massique maximal de mercure de **26 g/an** au lieu de 34 g/an.

Il s'agit de différences relativement faibles, compte tenu des incertitudes en jeu. Elles font toutefois état d'une réduction possible des flux d'environ 25%, si des hypothèses d'ennoyage plus réalistes sont prises en compte.

Le Tableau 9-1 résume les valeurs clés obtenues avec les deux hypothèses en termes de temps, volumes et flux.

INERIS vs CESAME	Temps (années)	Volume de fluide dans le stockage (m ³)	Flux sortant (m ³ /ans)	Flux massique de mercure (g/ans)
Arrivée de la saumure au niveau des barrages	240 550	-	-	-
Ennoyage du stockage	1 745 2 045	40 010 39 775	-	-
Atteinte de la pression hydrostatique dans le stockage	1 895 2 245	-	-	-
Sortie de la saumure polluée	1 960 2 330	-	0,98 0,75	34 26

*Tableau 9-1 : Valeurs clés obtenues avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure : celle de l'INERIS (hypothèse de référence) et celle du CEREMA (hypothèse la plus probable, **en gras**).*

En tout état de cause, les deux hypothèses d'ennoyage (INERIS, puis CEREMA) amènent à des résultats qui satisfont le critère de sureté requis dans la demande d'autorisation de fermeture du stockage - soit une sortie de la saumure polluée bien au-delà de 1 000 ans. De plus, le flux de sortie du mercure est évalué dans les deux cas à quelques dizaines de grammes par an, quantité qui sera ensuite diluée dans le volume de la nappe, amenant à des concentrations très faibles.

9.1. Estimation de la date d'ennoyage du stockage

Cette estimation reprend les résultats obtenus dans la Tâche 2 de cette étude en termes de flux traversant les barrages en état permanent (voir le paragraphe 4). En effet, la perméabilité des barrages, tout comme leur section transversale, sont considérées comme des constantes de calcul et ne varient pas en fonction du temps d'arrivée de la saumure. En réalité, la section des barrages pourrait diminuer légèrement avec le temps, du fait de la compaction exercée par le fluage, mais cette réduction ne peut être que marginale vis-à-vis des flux calculés. Le flux traversant les barrages en état permanent reste donc de **9,5 m³/an**.

Le recalcul de la date d'ennoyage du site se fait alors en décalant dans le temps la courbe d'évolution du volume total de saumure entré dans le stockage, avec un nouveau point de départ à 550 ans, soit la date d'arrivée de la saumure devant les barrages. La Figure 9-1 illustre que l'ennoyage aura lieu 2 045 ans après l'excavation des galeries du stockage, soit 300 ans après notre première estimation sur la base de l'hypothèse de l'INERIS. Ce résultat est logique, l'arrivée de la saumure étant décalée

de 310 ans (550-240 ans) : le volume des vides disponibles à la saumure diminue dans le temps, ce qui conduit à une phase d'ennoyage légèrement plus rapide.

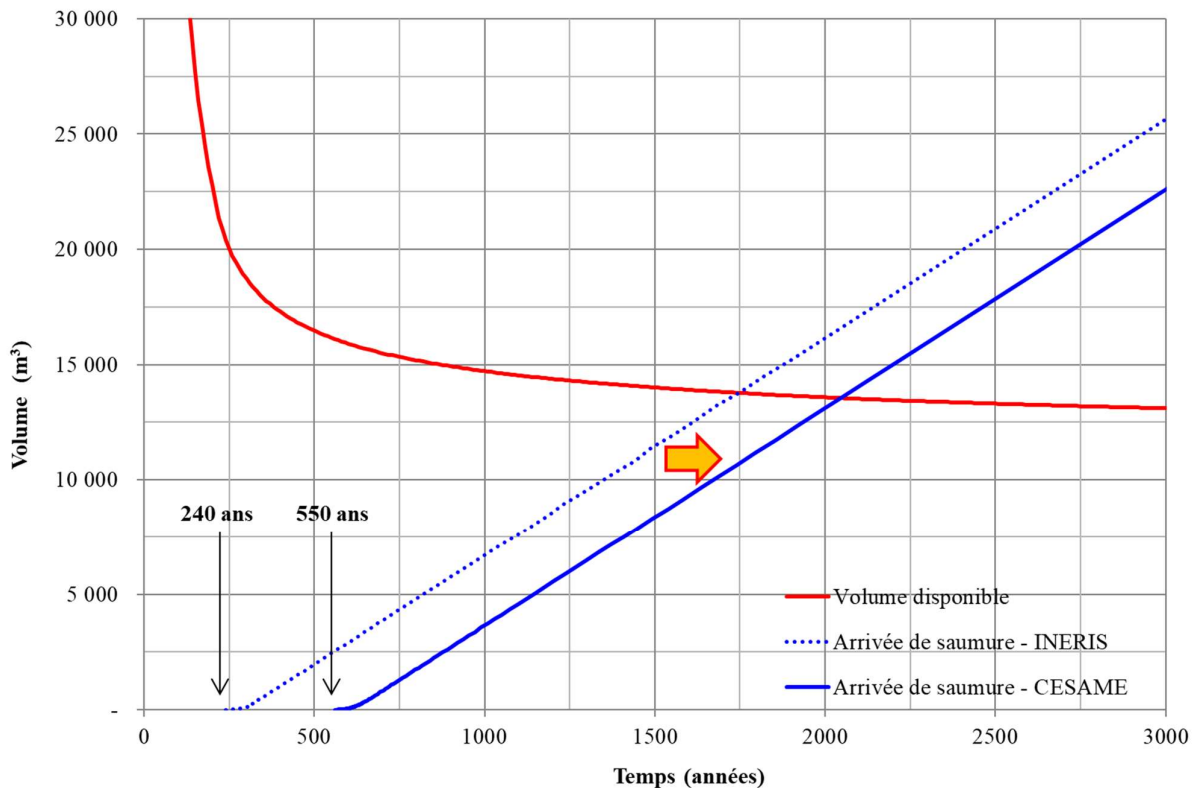


Figure 9-1 : Détermination de la date d'ennoyage du site, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.

9.2. Evolution du stockage après l'ennoyage et évaluation du flux potentiel de saumure contaminée à l'extérieur des barrages

Ce travail reprend le schéma de calcul déjà illustré en paragraphe 5 . Les hypothèses sont ici brièvement rappelées :

1. Le premier pas consiste à calculer l'évolution de la pression de saumure dans le stockage en fonction de la compaction volumique des vides désormais complètement saturés, sous l'effet du fluage de la roche et en considérant l'équation suivante, qui donne la courbe de Figure 9-2 :

$$\Delta p_{saumure} = K_{saumure} \frac{\Delta V_{vides}}{V_{vide}} \quad (26)$$

On observe que la pression atteint la valeur maximale, soit la valeur de la pression hydrostatique, à environ 2 250 ans, soit 200 ans après l'ennoyage. En utilisant l'hypothèse de l'INERIS, ce même processus, quand il démarrerait 300 ans plus tôt, ne demandait que 150 ans, la vitesse de fluage de la roche étant plus importante.

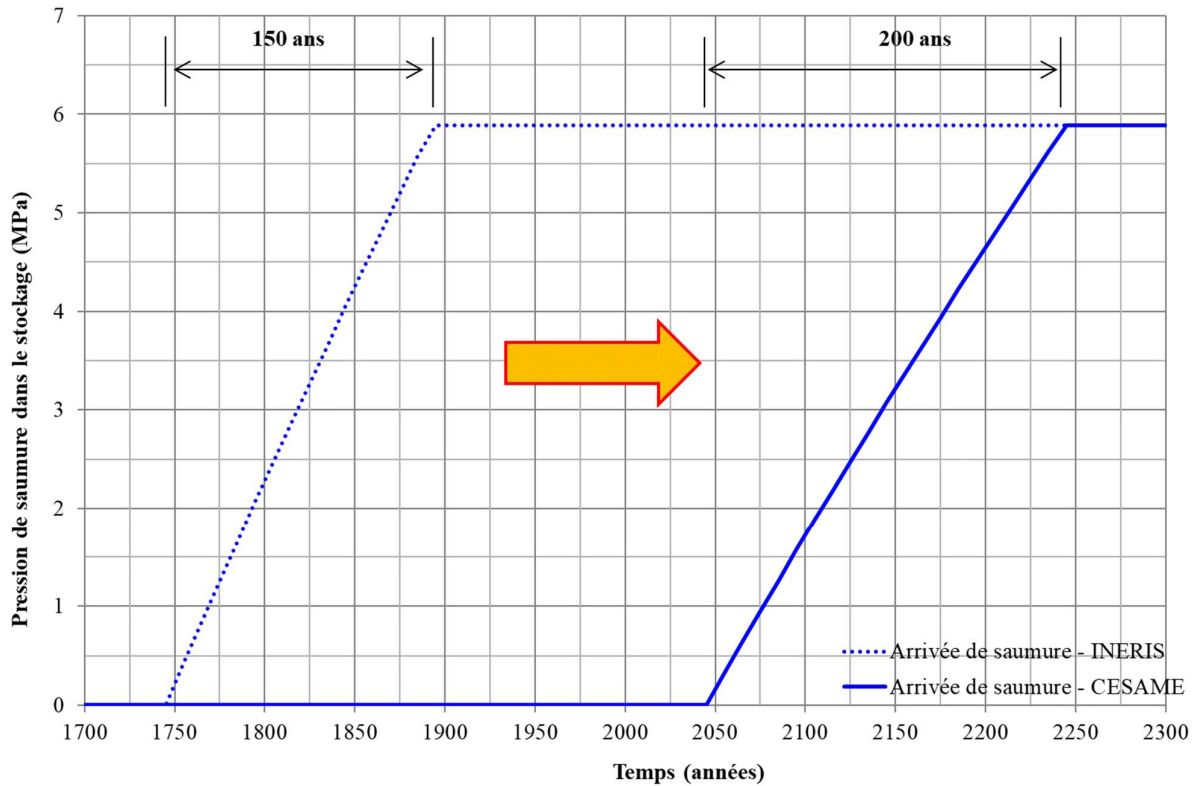


Figure 9-2 : Evolution de la pression d'eau dans le stockage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.

2. L'évolution de la pression ainsi calculée est utilisée pour reboucler les calculs sur les modèles locaux, en intégrant la pression de saumure à partir de la date d'ennoyage. On obtient les variations du volume de vides des différentes parties du stockage, ensuite utilisées pour déterminer l'évolution du volume total de vides et son taux annuel de variation à l'échelle du site (Figure 6-9 et Figure 6-10).
3. La date de sortie de la saumure contaminée et le flux correspondant sont calculés à partir de ces figures. Pour cela, les hypothèses suivantes sont prises en compte :
 - a. La sortie de la saumure ne peut pas se faire avant que la pression dans le stockage ait atteint la valeur hydrostatique exercée du côté extérieur des barrages, soit 2 245 ans ;
 - b. A partir de ce moment, une réduction supplémentaire du volume de vides du stockage est nécessaire pour « chasser » une partie de la saumure saine contenue dans la porosité des noyaux des barrages et mettre ainsi en communication la saumure polluée avec la nappe d'Alsace. Ceci représente une réduction cumulée des vides de 71 m³ dans l'hypothèse d'une incompressibilité du fluide et d'une perte négligeable de charge au travers des barrages. Il s'agit de deux hypothèses de calcul défavorables, car dans la réalité la saumure n'est pas incompressible et la pression dans le stockage devrait effectivement monter plus haut que la valeur hydrostatique pour amorcer une sortie de fluides.

Les résultats indiquent une sortie à **2 330 ans**, soit 285 ans après l'ennoyage, avec un taux de sortie maximal après cette date de **0,75 m³/an**. Cette valeur, inférieure de 25% à celle obtenue avec l'hypothèse de l'INERIS, conduit à un flux massique du mercure (q_{Hg} en kg/an) de **26g/an**, valeur également réduite d'environ 25%.

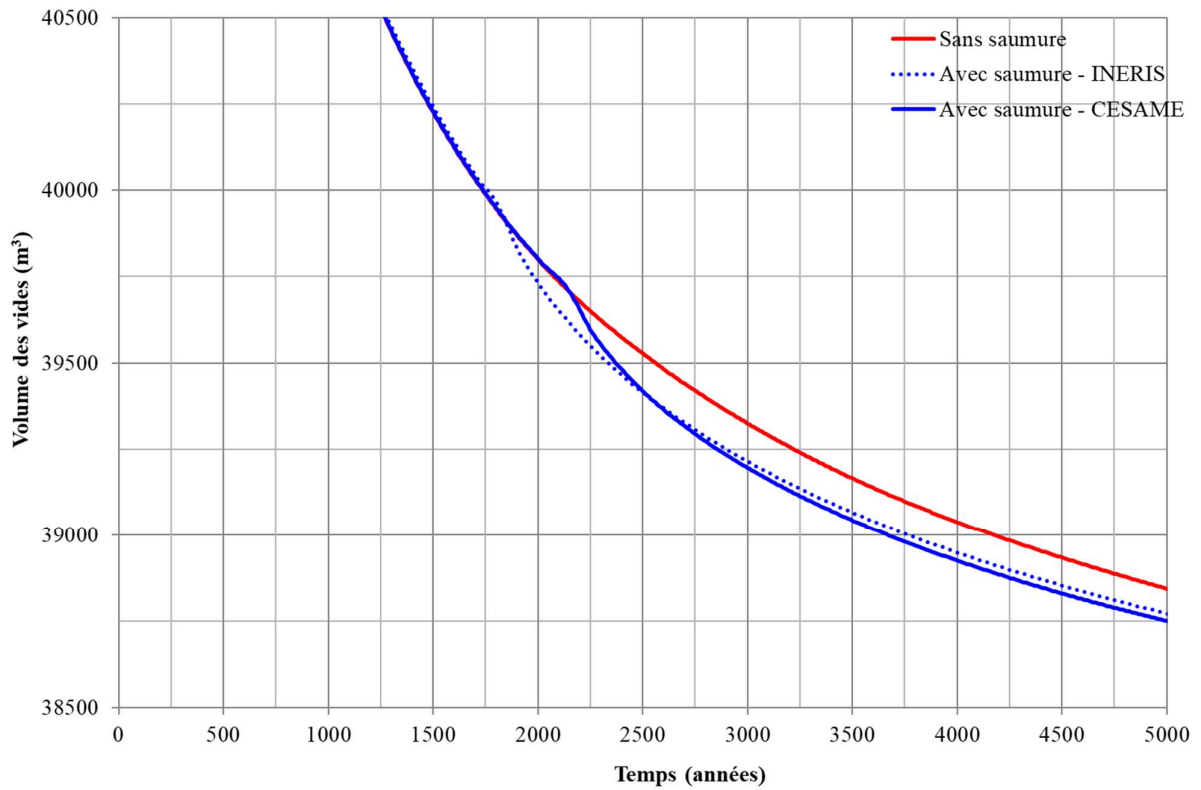


Figure 9-3 : Evolution du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.

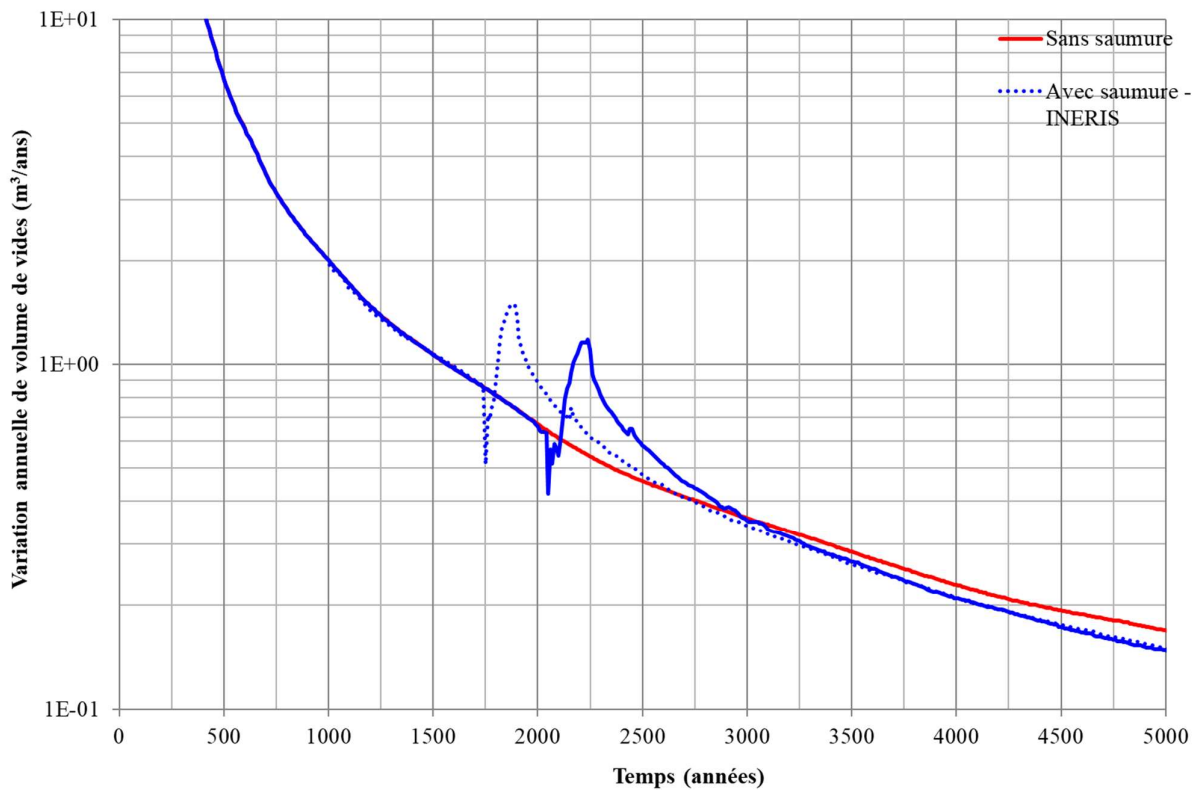


Figure 9-4 : Evolution de la variation annuelle du volume de vides du stockage après la date d'ennoyage, avec les deux hypothèses d'arrivée de la saumure au niveau du stockage.

10. CONCLUSION

L'étude de synthèse exposée dans ce document vise à vérifier l'absence d'impact significatif du stockage sur la nappe d'Alsace selon le critère indiqué dans la demande d'autorisation de fermeture. Celui-ci spécifie qu'aucune sortie du fluide ne doit avoir lieu pendant une période de sûreté fixée à 1000 ans.

Le « chargement » qui produit le fluage et donc *in fine* les flux sortants est la contrainte due au poids des terrains sus-jacents. Cette contrainte est perturbée par l'existence de deux niveaux d'exploitation datant du 20^{ème} siècle dans le toit immédiat du stockage. La modélisation rigoureuse de la compaction des galeries du stockage sous l'effet du fluage nécessite alors non seulement la prise en compte du stockage et son remplissage, mais également de ces travaux miniers. Ceci est réalisé en découpant le travail en deux étapes :

- D'abord, étude d'un modèle global du site comprenant les exploitations minières et les galeries du stockage, visant à obtenir la variation de la contrainte verticale dans le massif au-dessus du stockage ; puis,
- Etude de modèles locaux des galeries ou les excavations sont finement reproduites avec application à la limite supérieure d'une contrainte variant dans le temps tirée des résultats du modèle global.

Le transfert de la saumure au travers des barrages est étudié en considérant l'hypothèse centrale de l'INERIS, en termes de vitesse de remontée de la saumure dans les travaux. Il faut 240 ans pour que la saumure atteigne le niveau du stockage et une soixantaine d'années supplémentaires pour que l'écoulement de la saumure vers le stockage atteigne son débit permanent (et maximum) de l'ordre de **9,5m³/an**.

Une première étape de simulation à l'aide des modèles locaux permet d'obtenir l'évolution du volume de vide disponible dans le stockage avant la mise en pression de la saumure, pour une première solution de confinement considérant des serrements internes des barrages d'une longueur de 20m. Il faut un peu plus de **1 700 ans** pour que les vides du stockage se remplissent. L'étude d'une deuxième solution comportant des serrements en havrits de 50m de long amène aux mêmes résultats. En effet, la longueur plus importante des serrements résulte en à une compaction plus poussée des havrits, ce qui contrecarre l'effet bénéfique d'un volume initial de vides plus important.

La montée en pression de la saumure dans le stockage, après la fin de l'envahissement, est due au flux entrant, qui s'accompagne de la réduction du volume des vides dans le stockage. Le flux entrant va peu à peu s'annuler (lorsqu'il y aura équilibre des pressions entre le stockage et le reste des travaux miniers). Cette montée en pression, conditionnée par le module volumique de la saumure, est relativement rapide (une cinquantaine d'années), le taux de fermeture du stockage étant encore relativement rapide à la date d'ennoyage. Une fois la saumure montée en pression, l'écoulement « vers l'extérieur » à travers les barrages est amorcé. Les résultats des calculs indiquent pour la solution de confinement avec des serrements de 20m un flux sortant d'environ **1 m³/an**, environ 200 ans après la date d'ennoyage. Compte tenu de la quantité de mercure encore présente dans le stockage (1 400 kg) et en considérant une dissolution complète de ce polluant dans la saumure, il vient un flux massique d'environ **34 g/an**. Avec des serrements plus longs, le flux maximal sortant reste du même ordre, avec un flux massique maximal de **36 g/an**, valeur légèrement plus forte du fait d'une concentration en g/m³ de mercure légèrement plus importante.

Ces résultats permettent donc de valider la méthode de confinement choisie par MDPa et d'écarter l'hypothèse d'un confinement avec des serrements plus longs, plus onéreux à mettre en place et n'améliorant pas la sécurité du confinement vis-à-vis des débits de saumure sortant du stockage.

Les simulations réalisées pour les calculs des flux potentiels supposent que le flux de saumure entrant et sortant du stockage ne peut avoir lieu qu'à travers les barrages de confinement. Autrement dit, le sel autour des barrages est considéré comme imperméable. Cette hypothèse est validée par des études complémentaires sur l'évolution de la perméabilité à la fois dans le temps et dans l'espace autour des barrages. Les études, réalisées tant pour un barrage simple que pour un double, montrent un reconfinement rapide du sel contre les barrages avec le temps, permettant à la perméabilité de redescendre vers des valeurs faibles et inférieures à celles du béton de l'élément étanche bien avant la date d'arrivée de la saumure à la profondeur du stockage.

Nous avons également réalisé une étude de la stabilité mécanique des galeries lors de la construction des barrages 3 et 12. L'étude, menée sur des modèles 2D de sections perpendiculaires à l'axe des barrages, considère l'ensemble des fines couches de marnes présentes au niveau du stockage et pouvant amener à une instabilité des bancs de sel en toit des galeries, suite aux opérations de surcreusement préalables à la réalisation des ouvrages de confinement. Plusieurs analyses ont été réalisées en considérant différentes valeurs de la résistance en traction des marnes. Les résultats ont montré des augmentations limitées des déplacements lors des phases de surcreusement, tout comme un faible développement de la plasticité dans la roche autour des barrages, ce qui semble donc écarter le danger d'instabilités potentielles lors des travaux. Une campagne de reconnaissance des propriétés de résistance des marnes avant le démarrage des travaux reste cependant fortement conseillée afin de permettre la validation (ou éventuellement la reprise) des hypothèses de modélisation prises en compte et donc des résultats obtenus sur ce point.

Une dernière analyse prend en compte les résultats de la récente étude hydrogéologique conduite par le bureau d'étude CESAME quant au scénario d'ennoyage du secteur minier dans lequel se situe le stockage. Cette étude a permis une réévaluation de la date d'arrivée de la saumure devant les barrages, grâce à l'analyse des différentes données aujourd'hui disponibles : les mesures piézométriques dans deux sondages profonds et les mesures topographiques donnant une indication de l'évolution des vides miniers résiduels. La date d'arrivée de la saumure est ainsi repoussée d'environ 300 ans. Au vu des données analysées, ce scénario apparaît plus réaliste que celui établi par l'INERIS en 2010, d'où la demande de MDPA de réaliser une étude de sensibilité permettant d'évaluer les conséquences de ce changement sur la date d'ennoyage du stockage, puis sur la date de sortie de la saumure polluée à l'extérieur du site, avec les nouvelles données hydrogéologiques. Les résultats obtenus mettent en évidence un flux maximal en sortie d'environ **0,75 m³/an**, presque 300 ans après la date d'ennoyage (200 dans le cas de l'hypothèse de l'INERIS). Ce résultat apparaît logique : un décalage dans le temps de l'ennoyage du site permet de tirer avantage de la réduction de la vitesse de fluage et ainsi de repousser encore plus loin la sortie de la saumure polluée et son débit (-25%). Le flux massique maximal de mercure correspondant est ainsi réduit de 34 g/an (hypothèse INERIS) à **26 g/an**.