PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effets du drainage et de la consolidation
Auteur: Author:	Nawfal El Mkadmi
Date:	2012
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	El Mkadmi, N. (2012). Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effets du drainage et de la consolidation [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/781/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/781/
Directeurs de recherche: Advisors:	Michel Aubertin, & Li Li
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

SIMULATIONS DU COMPORTEMENT GÉOTECHNIQUE DES REMBLAIS DANS LES CHANTIERS MINIERS : EFFETS DU DRAINAGE ET DE LA CONSOLIDATION

NAWFAL EL MKADMI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

FÉVRIER 2012

© Nawfal EL MKADMI, 2012.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

SIMULATIONS DU COMPORTEMENT GÉOTECHNIQUE DES REMBLAIS DANS LES CHANTIERS MINIERS : EFFETS DU DRAINAGE ET DE LA CONSOLIDATION

présenté par : EL MKADMI Nawfal

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. JAMES Michael, Ph.D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LI Li, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. BELEM Tikou, Ph.D., membre

DÉDICACE

À l'Éternel Dieu le tout Puissant pour l'inspiration et pour m'avoir donné la force d'aller jusqu'au bout,

À mes parents pour le support, l'encouragement et pour l'élan sur la voie des études et de la curiosité menant à la recherche,

À mes frères Amine et Anass et ma petite sœur Meryem

À tous mes amis et proches.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Monsieur Michel Aubertin, mon directeur de recherche et professeur à l'École Polytechnique de Montréal. Sa disponibilité, son savoir, ses conseils judicieux, ses commentaires et ses corrections ont rendu possible la réalisation de ce projet de maîtrise et de ce mémoire. Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur Li Li, mon co-directeur et professeur à l'École de Technologie Supérieure pour ses conseils et ses recommandations.

Je tiens également à remercier Monsieur Michael James, professeur à l'École Polytechnique de Montréal. Sa disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements ont beaucoup contribué à inspirer les aspects exploités dans ce travail.

Je remercie également la Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique - UQAT, à travers ses partenaires, pour le soutien financier.

Je remercie aussi tous mes collègues de "Poly", plus particulièrement Mustapha, François et Monica pour leur disponibilité aux échanges. L'ambiance dans laquelle nous avons évolué tous ensemble a aussi été d'un grand apport moral.

Je remercie enfin mes parents, mes frères Amine et Anass, ma charmante petite sœur Meryem et mon ami Saad pour leurs encouragements et leur soutien.

RÉSUMÉ

L’industrie minière génère une grande quantité de rejets de différents types. La majorité des opérations minières entrepose la fraction fine de ces rejets issue du traitement minéralogique (rejets de concentrateur) dans des parcs à résidus ceinturés par des digues de retenues. Cette solution engendre des risques, notamment au niveau de la rupture de ces digues qui peut être due à un débordement en crête, une fuite d'eau excessive, une instabilité géotechnique, l'action d’un séisme ou même à un défaut de conception. Le potentiel de drainage minier acide (DMA) produit par les résidus réactifs doit aussi être pris en compte puisque la libération des eaux acides dans la nature peut s’avérer extrêmement nocive pour l’environnement.

En raison de ses différents avantages techniques, économiques et environnementaux, le remblayage souterrain représente un des principaux axes de recherche dans le domaine de la gestion des rejets miniers car cela représente une solution alternative, susceptible d’améliorer le rendement d’une opération minière.

À cet égard, le remblai en pâte cimenté (RPC) est un matériau particulièrement intéressant. Il est composé de résidus miniers filtrés, d’eau et d'un liant hydraulique. Pour maintenir le remblai lors de sa mise en place, les structures de retenue, appelées "barricades", doivent être dimensionnées adéquatement pour prévenir les ruptures induites par les fortes pressions générées par le remblai.

Il est important de connaître les différentes caractéristiques et le comportement des remblais pour assurer de bonnes conditions de travail et optimiser la séquence de remblayage. La plupart des travaux menés à ce jour se sont focalisés sur l’analyse du comportement des remblais (surtout en pâte) en condition stationnaire (drainée ou non), sans prendre en compte l’effet de l’évolution des pressions interstitielles et de la cimentation, qui influencent grandement l'ampleur des contraintes dans le chantier.

L’objectif principal de ce projet est d'analyser, à l'aide de simulations numériques, le comportement des remblais dans les chantiers en tenant compte de l’effet du drainage et de la dissipation des pressions interstitielles, de la cimentation et de la séquence de remblayage, en considérant différentes propriétés du matériau et diverses configurations géométriques.

On compare aussi les réponses obtenues avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (élastique parfaitement plastique; ÉP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM).

Les résultats des simulations sont comparés aux solutions analytiques existantes proposées par différents chercheurs.

Les résultats de ces analyses numériques montrent que les contraintes de cisaillement qui se développent près de la paroi rocheuse à l'interface remblai-roc produisent des effets d'arche. Il en résulte une réduction significative des contraintes effectives (verticales et horizontales) dans le chantier par rapport au poids des terres. Ces effets d'arche sont plus marqués dans les chantiers étroits, bien drainés.

Lorsque le remblai est mis en place dans un état initialement saturé, un excès de pression interstitielle peut se produire. Dans certains cas, les contraintes effectives et les contraintes de cisaillement sont nulles dans la zone des fortes surpressions. Grâce au drainage, l'excès de pression interstitielle se dissipe graduellement, ce qui permet au remblai de mobiliser une résistance au cisaillement due à une augmentation des contraintes effectives dans le temps.

Lorsque le remplissage se fait séquentiellement, la contrainte totale (horizontale ou verticale) augmente avec le remplissage du chantier. Cette augmentation peut se faire selon un taux décroissant pour un remblai relativement rigide si on laisse suffisamment de temps pour le drainage.

La cimentation du remblai engendre une augmentation de sa cohésion c', de son module de Young E_b et de sa valeur de pression à l'entrée d'air (AEV) et une réduction de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} dans le temps. Les simulations numériques qui représentent un remblayage séquentiel avec effets de cimentation progressifs montrent qu'une quantité d'eau non négligeable peut rester dans le chantier plus longtemps et que les pressions interstitielles peuvent augmenter considérablement avec l'ajout de nouvelles couches comparativement au cas sans cimentation (selon la vitesse de remplissage).

Les résultats des simulations montrent aussi comment divers paramètres géotechniques influencent les contraintes dans les chantiers remblayés, notamment l'angle de friction interne ϕ', le module de Young E_b, la cohésion c', le coefficient de Poisson ν et l'angle de dilatance ψ. La vitesse de remplissage influence aussi grandement l'évolution des contraintes dans le chantier avec un remblai saturé. Une vitesse rapide de remplissage produit de plus grandes contraintes

totales verticales et horizontales, comparativement à une vitesse de remplissage moyenne ou lente. On montre également que le comportement mécanique de la barricade dépend de plusieurs facteurs incluant l'état du remblai (drainé ou non drainé), la vitesse de remplissage, la dimension et la position de la barricade dans la galerie souterraine.

Mots clés :

Remblai minier, mines souterraines, chantiers, barricade, contraintes, déformations, cimentation, pression interstitielle.

ABSTRACT

The mining industry generates large quantities of different types of solid wastes, from the excavation of rock and milling of ore. The majority of mining operations dispose of the fine fraction produced at the mill, called tailings, as a slurry in surface impoundments enclosed by retention dikes. This practice is associated with many risks, including the failure of these dikes due to overtopping, excessive seepage, geotechnical instability, or seismic activity. The potential for acid mine drainage (AMD) produced by reactive (sulphidic) tailings must also be taken into account, as the release of acidic water can be harmful to the environment.

Due to its various technical, economical, and environmental advantages, underground backfilling is a major focus of research in mining waste management because it represents an alternative solution that may improve the performance of a mining operation.

In this regard, the use of cemented paste backfill (CPB) is a particularly interesting alternative. CPB, consisting of densified tailings, water and a binding agent, is now commonly used to backfill mine openings (stopes). To maintain the backfill in place, retaining structures, called barricades (or bulkheads), must be used; these need to be properly designed to prevent failure due to the high pressures induced by the backfill.

It is important to assess the different characteristics and the behavior of backfill to ensure good working conditions underground and optimize the filling sequence. To date, most research work has focused on analyzing the behavior of backfill (especially paste backfill) under equilibrium conditions (drained or undrained), without taking into account the effect of changing pore water pressure and cementation over time, which can greatly influence the magnitude of stresses in stopes and on barricades.

The main objective of this project was to analyze, using numerical simulations, the behavior of mining backfill in underground stopes, taking into account the effect of drainage and dissipation of pore water pressure, cementation, and the sequence of filling, while also considering different material properties and various geometric configurations.

Simulation results are compared with existing analytical solutions proposed by different researchers. The responses obtained with the Mohr-Coulomb elasto-plastic model (elastic, perfectly plastic) and with the modified Cam-Clay model are also compared. The results of these

numerical analyses show that shear stresses develop near the rock mass, along the backfill/rock interface, and produce an arching effect that can result in a significant reduction in effective stresses (both vertical and horizontal) within the backfilled stope (compared to the overburden stresses). These arching effects are more pronounced in narrow stopes.

When the backfill is placed in an initially saturated condition, excess pore water pressures may develop. In some cases, effective and shear stresses are temporarily nil in zones of high excess pressures. Through drainage, these excess pressures dissipate gradually, allowing the backfill to mobilize shear strength due to an increase in effective stresses with time.

During sequential filling, the total stresses (horizontal and vertical) increase with the filling of the stope. This increase can occur more slowly for a relatively stiff backfill, especially if sufficient time for drainage is allowed.

Cementation of the backfill generates a progressive increase in cohesion, c', Young's modulus, E_b and air entry value, AEV, and a reduction in the saturated hydraulic conductivity, k_{sat}. Numerical simulations representing sequential filling with such effect of cementation show that more water can be retained in the backfilled stope and that the pore water pressure can significantly increase with the placement of new saturated layers, when compared with the case without cementation (depending on the rate of filling).

The results also show how various geotechnical parameters can influence the stresses in backfilled stopes, including the internal friction angle, ϕ', Young's modulus, E_b, cohesion, c', Poisson's ratio, ν, and the dilatancy angle, ψ. The filling rate also greatly influences the evolution of stresses in stopes when an initially saturated backfill is used. A high filling rate tends to produce greater vertical and horizontal total stresses, compared to a lower filling rate.

It is also shown that the mechanical behavior of the barricade depends on several factors including the condition of the fill (drained or undrained), the filling rate, as well as the size and the position of the barricade in the underground drift.

Keywords :

Mining backfill, underground mines, stopes, barricade, stresses, strains, cementation, pore water pressure.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES X

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XV

LISTE DES SIGLES, SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS XXVII

LISTE DES ANNEXES XXXI

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Objectifs 3

1.2 Contenu du mémoire 4

CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET REVUE DE LITTÉRATURE 7

2.1 Généralités 7

2.2 Types de remblais miniers 8

2.2.1 Remblai rocheux (RR) 8

2.2.2 Remblai hydraulique 11

2.2.3 Remblai en pâte 14

2.3 Impacts environnementaux et économiques des remblais miniers 17

2.3.1 Réduction de la quantité des résidus miniers en surface 17

2.3.2 Réduction de la migration des contaminants 17

2.3.3 Impacts économiques 18

2.4 Caractéristiques spécifiques des remblais en pâte 19

2.4.1 Caractéristiques géotechniques 19
2.4.2 Caractéristiques géochimiques 26
2.5 État des contraintes dans les chantiers et théorie de l'effet d'arche 29
2.6 Méthodes d'évaluation des propriétés des remblais dans les chantiers souterrains 32
2.6.1 Mesures *in situ* 32
2.6.2 Mesures en laboratoire 36
2.6.3 Solutions analytiques pour l'état des contraintes 40
2.6.4 Analyses par méthodes numériques 45
2.7 Analyse des barricades 50
2.7.1 Type de barricades 50
2.7.2 Cas de rupture 52
2.7.3 Pressions sur les barricades 54
2.8 Modèles et lois de comportement géotechniques 59
2.8.1 Modèle linéaire élastique 59
2.8.2 Modèle élastique parfaitement plastique (élastoplastique) de Mohr-Coulomb (ÉP-MC) 60
2.8.3 Modèle Cam-Clay modifié (CCM) 63
2.9 Logiciel SIGMA/W 67
2.9.1 Introduction 67
2.9.2 Modélisation numérique par éléments finis 68
2.9.3 Options disponibles en analyse hydromécanique sur SIGMA/W 2007 70
2.9.4 Vérification de l'application du code 70
CHAPITRE 3 SIMULATIONS DE LA RÉPONSE DES CHANTIERS REMBLAYÉS - CAS DE RÉFÉRENCE 75
3.1 Modèles conceptuels 75

3.2 Analyses numériques de l'état des contraintes et des déformations dans les chantiers miniers remblayés 87

3.2.1 Cas A_0 : Remblai drainé (remplissage instantané) 87

3.2.2 Cas B_0 : Remblai saturé (remplissage instantané) 92

3.2.3 Cas C_0 : Remblai initialement saturé avec écoulement (remplissage instantané) 96

3.2.4 Cas D_0 : Remblayage séquentiel sans cimentation 103

3.2.5 Cas E_0 : Remblayage séquentiel avec cimentation 109

3.2.6 Cas F_0 : Remblayage séquentiel avec le modèle CCM 113

3.2.7 Cas G_0 : Comportement de la barricade 120

3.2.8 Cas H_0 : Chantiers inclinés 124

CHAPITRE 4 ÉVALUATION PARAMÉTRIQUE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS 129

4.1 Effet du maillage 132

4.2 Effets des propriétés du remblai 135

4.2.1 Angle de friction interne ϕ' (modèle ÉP-MC) 135

4.2.2 Influence du module de Young E_b 141

4.2.3 Influence du coefficient de Poisson ν et de l'angle de dilatance ψ 148

4.2.4 Influence de la cohésion c' 154

4.3 Influence de la géométrie du chantier 159

4.4 Effet progressif de la cimentation du remblai 163

4.5 Effet de la vitesse de remblayage 168

4.6 Influence de la loi de comportement (CCM vs MC) 170

4.7 Comportement de la barricade de roches stériles 177

4.7.1 Influence du drainage 177

4.7.2 Influence de la vitesse de remblayage 183

4.7.3 Influence de la dimension de la barricade 188

4.7.4 Influence de la position de la barricade 190
4.8 Discussion 192
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 200
5.1 Conclusions 200
5.2 Recommandations et recherches additionnelles 204
BIBLIOGRAPHIE 207
ANNEXES 217

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Définition de K_{im} et α_{im} pour différentes conditions de remblai (tiré de Li et Aubertin, 2009a).....41

Tableau 2-2: Données tirées des résultats de l'essai au laboratoire sur l'argile bleue (tiré de Bowles, 1978).....72

Tableau 2-3: Paramètres estimés à partir des données du laboratoire et utilisés pour la simulation numérique (résultats tirés de Bowles, 1978). 73

Tableau 3-1: Description des différentes séries de simulation.....79

Tableau 3-2: Paramètres et caractéristiques géotechniques du remblai pour les 8 cas de référence 83

Tableau 3-3: Propriétés géotechniques et dimensions de la barricade pour le cas de référence. ...86

Tableau 4-1: Paramètres modifiés par rapport aux cas de référence (tableau 3-2) lors des analyses paramétriques (séries de simulations A, B, C et D) 130

Tableau 4-2 : Paramètres modifiés par rapport aux cas de référence (tableau 3-2) lors des analyses paramétriques (séries de simulations E, F, G et H).....131

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Illustration d'un remblai en pâte mis en place dans un chantier minier souterrain et retenu par une barricade en roches stériles.....3

Figure 2.1 : Fuseau granulométrique typique des résidus miniers utilisés pour les remblais hydrauliques en Australie (d'après Rankine *et al*., 2006).....12

Figure 2.2 : Schéma expliquant la préparation du remblai en pâte cimenté (adaptée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers) 15

Figure 2.3 : Méthode de mise en place du RPC avec bouchon (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers).....16

Figure 2.4 : Granulométries typiques de résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai en pâte (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers) 20

Figure 2.5 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour deux types de remblais en pâte cimentés utilisés en Australie (tirée de Helinski *et al*., 2011) 21

Figure 2.6 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour des remblais en pâte cimentés ayant différents types de liants (tirée de Godbout *et al*., 2007) ...22

Figure 2.7 : Évolution de la résistance en compression uniaxiale en fonction du temps de cure pour des RPC ayant différents teneurs en liant (a) et différents types de liants et de résidus (b) (tirée de Belem *et al*., 2000). 23

Figure 2.8 : Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr. 24

Figure 2.9: Influence de la teneur (a) et du type de liant (b) sur la courbe de contrainte-déformation après une période de cure de 112 jours (tirée de Belem *et al*., 2000).....24

Figure 2.10: L'effet de la cimentation sur la courbe de contrainte-déformation (tirée de Fall *et al*., 2007).....25

Figure 2.11: Illustration de l'effet d'arche qui se développe dans les chantiers miniers souterrains (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers).....29

Figure 2.12: Comparaison entre les contraintes verticales et horizontales obtenues par la solution de Marston (avec le coefficient de pression des terres au repos K_0) et celle basée sur le poids des terres (tirée de Li *et al.*, 2003).....31

Figure 2.13 : Schéma du pressiomètre auto-foreur utilisé pour des investigations *in situ* (tirée de Le Roux *et al*., 2005).....33

Figure 2.14 : Mesures *in situ* effectués dans un chantier et sur une barricade à la mine Cayeli par Thompson *et al*. (2011) : (a) Plan de localisation des équipements d'instrumentation; (b) exemple d'évolution des pressions enregistrées par les cellules de pression (cage 3) installées dans un chantier en phase de remblayage; (c) comparaison des pressions verticales pour deux vitesses de remplissage; (d) comparaison des pressions mesurées à la cage 2 dans deux chantiers différents. 34

Figure 2.15 : Essais triaxiaux sur des échantillons de remblai en pâte fabriqués avec différents types de liants (a) et avec différentes proportions de liant (b) (d'après Belem *et al*., 2000)..37

Figure 2.16 : courbes de consolidation unidimensionnelle de certains échantillons de remblais en pâte cimentés ayant différents teneurs en ciment (tirée de Yilmaz *et al*., 2010) 38

Figure 2.17 : Variation de l'indice de compression C_c dans le temps de certains échantillons de RPC ayant différentes teneurs en ciment (tirée de Yilmaz *et al*., 2010). 38

Figure 2.18: Évolution du coefficient de compressibilité volumique m_v en fonction du temps de cure pour différentes teneur en liant (d'après Yilmaz *et al*., 2010). 39

Figure 2.19 : Géométrie d'un chantier minier remblayé (tirée de Li et Aubertin, 2009a).....40

Figure 2.20: (a) Contraintes verticales en fonction de l'élevation dans le chantier, basées sur le poids des terres et la solution analytique 3D. Influence des paramètres de résistance au cisaillement ϕ (b) et la cohésion c (c) ainsi que la longueur L du chantier (d) sur les contraintes effectives à différentes élévations h (tirée de Li et Aubertin, 2009a).....44

Figure 2.21: (a) Iso-contours des contraintes verticales dans un chantier minier remblayé. (b) Distribution des pressions verticales obtenus avec FLAC-2D (Itasca 2002) selon la largeur du chantier à différents endroits; les calculs ont été menés avec E = 100 MPa, c = 0, γ = 18 kN/m^3, ν = 0,2, ϕ = 30°, pour le remblai; E = 30GPa, ν = 0,3 et γ = 27 kN/m^3 pour la masse rocheuse; largeur B = 6 m et hauteur H = 45 m (tirée de Li *et al*., 2003).....46

Figure 2.22: Coefficient de réaction K obtenu par les solutions analytiques et numériques à travers la largeur du chantier à différentes élévations h pour le cas montré à la figure 2.21 (tirée de Li *et al*., 2003).....46

Figure 2.23 : Contraintes verticales et horizontales effectives (a) et totales (b) à côté de la paroi rocheuse obtenus des simulations numériques et des solutions analytiques; E = 300 MPa, c = 0, γ_{sat} = 20 kN/m^3, ν = 0,2 et ϕ_{sat} = 30° pour le remblai saturé; E = 30 GPa, ν = 0,3 et γ = 27 kN/m^3 pour la masse rocheuse; B = 6 m et H = 45 m (tirée de Li et Aubertin, 2010).....47

Figure 2.24 : Résultats de simulations numériques 2D (PS pour Plane Strain) qui montrent l'ampleur des contraintes verticales et horizontales effectives le long de la hauteur du chantier avec E = 10 MPa, c = 0 kPa, γ_{sat} = 20 kN/m^3, ν = 0,2, ψ = 0° et ϕ' = 45° pour le remblai sec; hauteur du chantier H=50m; remplissage instantané (tirée de Fahey *et al*., 2009) 48

Figure 2.25 : Simulation des pressions interstitielles après 20 heures du moment de remplissage (tirée de Witteman et Simms, 2010).....49

Figure 2.26: Plan (a) et coupe-section (b) de deux conceptions de barricades en bois dans une mine de Falconbridge (courtesy of Falconbridge Ltd). (c) Coupe-section d'une barricade typique en béton armé (d'après Neindorf, 1983). 51

Figure 2.27 : (a) Vue en plan d'une barricade en arche (d'après Neindorf 1983). (b) Barricade en blocs en cours de construction (tirée de Berndt *et al*., 2007).....52

Figure 2.28 : Matériel endommagé par la rupture d'une barricade à la mine Cayeli (d'après Yumlu et Guresci, 2007) 53

Figure 2.29 : Exemple de plan de localisation des équipements d'instrumentation sur une barricade (adaptée de Hughes *et al*., 2010) 54

Figure 2.30 : (a) Évolution dans le temps des pressions sur la barricade située au chantier 715 (tirée de Thompson *et al*., 2011). (b) Évolution dans le temps des déplacements de la barricade à différents emplacements (tirée de Grabinski, 2010). (c) Plan de localisation des équipements d'instrumentation sur la barricade du chantier 715 (tirée de Thompson *et al*., 2010).....56

Figure 2.31 : Chantier minier souterrain remblayé avec une galerie d'accès et une barricade en roche stérile (tirée de Li et Aubertin, 2009d, e) 57

Figure 2.32 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire 60

Figure 2.33 : Courbe contrainte-déformation du modèle élastique parfaitement plastique (adaptée du Manuel de SIGMA/W - Geoslope, 2008) 61

Figure 2.34: Relation entre le changement volumique en fonction de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GeoSlope, 2008) 64

Figure 2.35: Définition des propriétés du sol pour le modèle Cam-Clay modifié. (tirée de GeoSlope, 2008).....66

Figure 2.36: Fonction de la limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié. (tirée de GeoSlope, 2008).....66

Figure 2.37 : Les fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (adaptée de GeoSlope, 2008) 69

Figure 2.38: Schéma du modèle conceptuel d'un essai oedométrique simulé avec SIGMA/W 2007 71

Figure 2.39: Courbe de compression d'un essai oedométrique sur l'argile bleue simulé avec le logiciel SIGMA/W et celle obtenue des résultats expérimentaux (données tirées de Bowles, 1978).....74

Figure 2.40: Résultats numériques et expérimentaux montrant l'évolution du tassement en fonction de la contrainte effective (données tirées de Bowles, 1978).....74

Figure 3.1: Modèles conceptuels d'un chantier minier (a) vertical remblayé instantanément, (b) vertical remblayé séquentiellement, (c) vertical avec une barricade en roche stérile, (d) incliné d'un angle α et remblayé instantanément.....77

Figure 3.2 : Exemple de discrétisation du modèle avec la forme et le nombre des éléments du maillage pour un remplissage instantané (a) et pour un remplissage séquentiel (b); la figure montre aussi les conditions imposées à la périphérie du modèle. 78

Figure 3.3 : (a) Courbe de rétention d'eau pour les cas de référence. (b) Conductivité hydraulique en fonction de la succion pour les cas de référence. (c) Évolution de la courbe de rétention d'eau dans le temps pour le remplissage séquentiel avec effet de cimentation. 84

Figure 3.4 : Évolution dans le temps de la cohésion c' (a), du module de Young E_b (b) et de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} (c) du remblai cimenté pour le remplissage séquentiel avec effet progressif de la cimentation. 85

Figure 3.5 : (a) Courbe de rétention d'eau de la roche stérile dans la barricade. (b) Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion de la roche stérile dans la barricade. 86

Figure 3.6 : Cas A_0 - (a) Valeurs des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques (Num) et analytiques (Anal). (b) Contraintes de cisaillement le long de la ligne centrale verticale et près de la paroi rocheuse, obtenues par les simulations numériques. Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) (valeurs données en kPa). (e) Iso-contours des déplacements verticaux (m) obtenus de SIGMA/W (m). 88

Figure 3.7: Cas A_0 - (a) Déplacements verticaux le long de la hauteur du chantier à la ligne de centre et près de la paroi rocheuse. (b) Coefficient de pression des terres K (σ'_h / σ'_v) le long de la hauteur du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) et près de la paroi, avec les valeurs de K_0 et K_a.(c) Coefficient de pression des terres K en fonction de la largeur du chantier à différentes profondeurs à partir du haut (h = 10, 20, 30, 40 et 49 m).....90

Figure 3.8: Contraintes effectives verticales et horizontales (a) et déplacement vertical (b) sur la largeur du chantier à différentes profondeurs (h = 10, 25 et 40 m; h est la profondeur du point de mesure à partir du haut du chantier). 91

Figure 3.9 : Cas B_0 - (a) Contraintes totales le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques et analytiques (b) Contraintes effectives le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques et analytiques. (c) Valeurs des pressions interstitielles, des contraintes totales et effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV). (d) Coefficient de pression des terres K le long de LCV et près de la paroi rocheuse. 93

Figure 3.10 : Cas B_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a), des contraintes effectives horizontales (b), des pressions interstitielles (c) (en kPa) et des déplacements verticaux (d) (en m).....94

Figure 3.11 : Cas C_0 - Valeurs des contraintes totales verticales (a), des pressions interstitielles (b), des contraintes effectives verticales (c) et de la teneur en eau volumique le long de la LCV pour un remblai initiallement saturé avec drainage (d).....97

Figure 3.12 : Cas C_0 - (a) Valeurs des pressions interstitielles dans le partie supérieure du remblai. (b) Comparaison des contraintes effectives verticales le long de la LCV entre le cas C_0, le cas A_0, la solution analytique (cas sec) et le poids des terres (avec $\gamma = 18$ kN/m^3). 98

Figure 3.13 : Cas C_0 (après 3.7 années) - (a) Équipotentiels et vecteurs d'écoulement au bas du chantier × $4x10^6$. (b) Allure du déplacement du remblai au sein du chantier × 10. (c) Déformations de cisaillement à la fin de la simulation. (d) Iso-contours de la teneur en eau volumique.....100

Figure 3.14: Cas C_0 - (a) Déplacement vertical à la LCV et près de la paroi rocheuse le long de la hauteur du remblai initialement saturé (avec drainage) à la fin de la simulation. (b) Coefficient de pression des terres K le long de la hauteur du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de la simulation. (c) Coefficient de pression des terres K selon la largeur du chantier à différentes élévations (h = 10, 20, 30 et 40 m).....102

Figure 3.15 : Cas D_0 - Profil des pressions interstitielles (a) et des contraintes effectives verticales (b) sur la hauteur du chantier remblayé à différents temps correspondant à la mise en place des différentes couches 3e, 6e et 10e, avec une vitesse de remplissage de 5 m à chaque 5 jours. (c) Évolution des contraintes effectives verticales le long de la LCV à différents temps. (d) Distribution des contraintes de cisaillements le long de la ligne centrale verticale et près de la paroi rocheuse. 104

Figure 3.16 : Cas D_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a) et des déplacements verticaux (m) (b) dans le chantier remblayé. Évolution des contraintes totales verticales (c) et horizontales (d) à différents endroits (vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours).....106

Figure 3.17: Cas D_0 - (a) Déplacement vertical sur la hauteur du chantier remblayé à la LCV et près de la paroi rocheuse, à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) Coefficient de pression des terres K le long du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de la simulation. 108

Figure 3.18 : Cas E_0 - Évolution des pressions interstitielles après la mise en place de la 3e (a), 7e (b) et la 10e (c) couche, le long de la ligne centrale verticale. (d) Comparaison entre les pressions d'eau après la mise en place de la 3e, 7e et 10e couche avec les pressions à l'équilibre (hydrostatiques) et interstitielles (valeur maximale due au poids des terres). 111

Figure 3.19: Cas E_0 - Évolution des contraintes effectives verticales (a) et des contraintes totales verticales (b) à différents temps (à la fin de chaque étape de simulation) pour le cas d'un remblai cimenté, avec une vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours. (c) Évolution des contraintes effectives verticales correspondant à l'ajout de la 3e, 7e et 10e couche. (d) Évolution des contraintes totales verticales à différents endroits durant le remplissage. (e) Évolution des contraintes de cisaillement suite à l'ajout de la 5e et la 10e couche.....112

Figure 3.20 : Cas F_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a), des pressions interstitielles (kPa) (b) et des déplacements verticaux (m) (c) à la fin de la simulation (t = 50 jours). (d) Évolution des contraintes effectives verticales et horizontales au bas du chantier (à h = 47 m) suite au remblayage. (e) Vecteurs d'écoulement de l'eau après la mise en place de la 10e couche.....114

Figure 3.21 : Cas F_0 - Évolution des contraintes totales verticales (a), contraintes effectives verticales (b), contraintes effectives horizontales (c). (d) Évolution des pressions interstitielles dans le temps après la mise en place de la 10e couche ($45 < t < 50$ jours).....116

Figure 3.22 : Cas F_0 - (a) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV à la fin de chaque étape de remplissage. (b) Évolution des contraintes de cisaillement à 0,25 m de la paroi rocheuse à la fin de chaque étape de remplissage (t= 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 et 50 jours).....117

Figure 3.23 : Cas F_0 - Évolution des pressions interstitielles (a) et de l'indice des vides (b) au bas du chantier (h = 47 m). Évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne verticale au bas du chantier (h = 47 m) sur un graphique avec une échelle (c) arithmétique et (d) semi-logarithmique.....118

Figure 3.24 : Cas G_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a), des déplacements verticaux (m) (b) et des déplacements horizontaux (m) (c) dans un chantier remblayé avec une barricade. (d) Déformation de la barricade face à un remplissage "instantané" (les déplacements sont exagérés dans cette figure). 121

Figure 3.25 : Cas G_0 - (a) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV pour un chantier remblayé avec une barricade. (b) Déplacement horizontal de la face de la barricade le long de sa hauteur. (c) Évolution du tassement du remblai dans le chantier à différents temps. (d) Distribution des contraintes effectives, totales et les pressions interstitielles à la mi-hauteur de la galerie à gauche de la barricade. 123

Figure 3.26 : Cas H_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) (kPa), des contraintes effectives horizontales (b) (kPa) et des déplacements verticaux (c) (m) d'un chantier remblayé incliné. Distribution des contraintes effectives verticales (d) et horizontales (e), obtenues avec les solutions numériques et analytiques, le long de la LCV. 125

Figure 3.27 : Cas H_0 - (a) Valeurs des contraintes effectives verticales à différents endroits pour un chantier vertical et un chantier incliné obtenues avec SIGMA/W. (b) Distribution des contraintes de cisaillement à différents emplacements. 126

Figure 3.28: Cas H_0 - (a) Déplacement vertical le long du remblai à la ligne du centre (LC), aux épontes inférieures et aux épontes supérieures à la fin de la simulation. Coefficient de pression des terres K sur la hauteur du chantier à la ligne centrale (LC) (b) et aux épontes supérieure et inférieure (c) à la fin de la simulation.....127

Figure 4.1: Cas C_0, C_1 et C_2 - Comparaison de l'évolution des contraintes effectives verticales (a), des pressions interstitielles (b), de la teneur en eau volumique (c) et des contraintes de cisaillement (d) en fonction de la hauteur pour différents maillages. 134

Figure 4.2: Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - L'ajout d'une couche mince à l'interface roc-remblai ayant les mêmes propriétés géotechniques du remblai minier, une épaisseur e = 0,1 m et un module de Young E = 1 MPa.....135

Figure 4.3 : Cas A_0 et A_3 - Déplacement vertical sur la largeur à différentes profondeurs (a) et sur la hauteur à la LCV (b) du chantier remblayé pour les cas avec et sans interfaces. (c) Distribution des contraintes effectives le long de la LCV avec et sans interfaces (ϕ' = 35°).

(d) Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (sans interfaces à gauche et avec interfaces à droite).....137

Figure 4.4 : Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - Comparaison des contraintes effectives verticales et horizontales obtenues des solutions analytiques (Anal) et numériques (Num) pour les cas (a) $\phi' = 10°$ (cas A_1), (b) $\phi' = 20°$ (cas A_2), (c) $\phi' = 35°$ (cas A_3) et (d) $\phi' = 50°$ (cas A_4). 139

Figure 4.5 : Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - Influence de l'angle de friction interne sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) à la ligne centrale verticale (LCV) pour les cas A_1, A_2 A_3 et A_4. 140

Figure 4.6 : Cas D_0, D_3 et D_4 - Influence du module de Young E sur l'évolution dans le temps des contraintes totales verticales (a), des contraintes totales horizontales (b), des pressions interstitielles (c) à la base du chantier (h = 47 m). (d) Profils des pressions interstitielles le long de la LCV pour un remplissage séquentiel sans cimentation (cas D_0, D_3 et D_4). 142

Figure 4.7 : Cas D_0, D_3 et D_4 - Influence du module de Young sur l'évolution dans le temps des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b). Comparaison des contraintes de cisaillement près du mur (à 0,25 m de la paroi rocheuse) (c) et des déplacements verticaux (d) le long de la hauteur du chantier (à la LCV) pour différentes valeurs de E. 145

Figure 4.8 : Cas A_0, A_4 et A_5 - Influence du coefficient de Poisson ν sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV (cas A_0, A_4 et A_5). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c), (e) et horizontales (d), (f) pour les cas ν = 0,33 et ν = 0,49 (cas A_4 et A_5 respectivement). 149

Figure 4.9 : Cas A_0, A_{10}, A_{11} et A_{12} - Influence de l'angle de dilatance sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV. Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas ψ = 10° (simulation A_{12}). 151

Figure 4.10 : Cas A_{18} et A_{19} - Ajout d'une couche mince à l'interface roc-remblai avec une épaisseur b = 0,1 m, une cohésion c' nulle et un module de Young E_b = 1 MPa. 154

Figure 4.11 : Cas A_8, A_{18} et A_{19} - Profils des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne centrale verticale (LCV) obtenues par les solutions numériques et analytiques pour une valeur de cohésion du remblai de 10 kPa (cas A_{18}) (a) et 25 kPa (cas

A_{19}) (b). Influence de la cohésion sur la distribution des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) le long de la LCV. 156

Figure 4.12 : Cas A_0, A_7, A_8 et A_9 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) pour le cas A8 (c = 25 kPa). Influence de la cohésion sur la distribution des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) le long de la LCV pour les cas sans éléments d'interface (cas A_0, A_7, A_8 et A_9). 158

Figure 4.13 : Cas A_0, A_{15}, A_{16} et A_{17} - Influence de la largeur du chantier sur le profil des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) (cas A_0, A_{15}, A_{16} et A_{17}). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas avec une largeur B = 50 m (cas A_{17}).. 160

Figure 4.14 : Cas A_0 et A_{14} - Influence du type de représentation géométrique du chantier sur le profil des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) à la ligne centrale verticale (LCV) (cas A_0 et A_{14}). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas avec une représentation axisymétrique du chantier (cas A_{14}). 162

Figure 4.15 : Cas D_0 et E_0 - Iso-contours des contraintes totales verticales (a), des contraintes effectives verticales (b), des pressions interstitielles (c) et des déplacements verticaux (d) pour les cas avec et sans cimentation (à droite et à gauche respectivement) à la fin de la simulation. 164

Figure 4.16 : Cas D_0 et E_0 - (a) Comparaison des distributions des contraintes totales verticales entre les cas avec et sans effet de cimentation à la LCV (cas D_0 et E_0). Distributions des contraintes effectives verticales (b) et horizontales (c) le long de la LCV à la fin de la simulation (t=50 jrs) pour les cas avec et sans cimentation. (d) Évolution dans le temps des pressions interstitielles le long de la LCV pour les cas avec et sans cimentation après la mise en place de la 10e couche. 166

Figure 4.17 : Cas D_0, D_1, D_2 - Évolution des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) au bas du chantier (h = 47.5m) pour différentes vitesses de remplissage. Évolution des contraintes totales verticales à h = 37 m (c) et à h = 22m (d) pour différentes vitesses de remplissage. 169

Figure 4.18 : Cas D_0 et F_0 - Simulations avec les modèles CCM et MC - Iso-contours des contraintes totales verticales (a), des pressions interstitielles (b), des contraintes effectives verticales (c) et des déplacements verticaux (d) (CCM à droite et MC à gauche) à la fin de la simulation (t = 50 jours). 171

Figure 4.19 : Cas D_0, D_3 et F_0 - Simulations avec les modèles Mohr-Coulomb (MC) et Cam-Clay modifié (CCM). (a) Distributions des contraintes totales verticales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) et (c) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV. (d) Distributions des contraintes effectives verticales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours) 173

Figure 4.20 : Cas D_0, D_3 et F_0 - Simulations avec le modèle MC et le modèle CCM. (a) Comparaison des distributions des contraintes effectives horizontales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) Profil des contraintes de cisaillement à 0,25 m de la paroi à la fin de la simulation. (c) Comparaison de l'évolution de la pression interstitielle au bas du chantier (h = 47 m). 175

Figure 4.21 : Cas G_0 et G_2 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) pour le cas drainé et (b) pour le cas saturé ($u = \gamma \times z$). Iso-contours des déplacements verticaux (c) pour le cas d'un chantier remblayé saturé et (d) pour le cas d'un chantier remblayé initialement saturé avec drainage. (e) Allure du déplacement de la barricade pour le cas saturé non drainé. (f) Iso-contours des pressions interstitielles pour le cas d'un chantier remblayé non drainé. 178

Figure 4.22 : Cas G_0 et G_2 - Distribution des contraintes totales verticales (a), des contraintes effectives verticales (b) et de la pression interstitielle (c) le long de la LCV pour le cas drainé et le cas non drainé. (d) Comparaison de l'évolution de la contrainte totale horizontale près de la barricade entre le cas avec et sans drainage. 180

Figure 4.23 : G_0 et G_2 - Comparaison du tassement (a), du déplacement horizontal de la face libre de la barricade (b), de la distribution de la contrainte totale horizontale le long de la galerie (c) et de la distribution de la contrainte effective horizontale le long de la galerie (d); cas avec et sans drainage. 182

Figure 4.24 : Cas G_4, G_5 et G_6 - Évolution dans le temps des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) près de la barricade à sa mi-hauteur pour différentes vitesses de

remplissage. Évolution dans le temps des contraintes totales verticales (c) et horizontales (d) au bas du chantier à la mi-hauteur de la galerie souterraine pour différentes vitesses de remplissage. 184

Figure 4.25 : Cas G_4, G_5, G_6, D_0, D_1 et D_2 - Comparaison de l'évolution des contraintes totales verticales au bas du chantier pour les cas avec et sans barricade, et pour 3 vitesses de remplissage. 185

Figure 4.26 : Cas G_4, G_5 et G_6 - (a) Évolution de la distribution des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche pour les différentes vitesses de remplissage. (b) Déplacement horizontal de la face libre de la barricade le long de sa hauteur pour différentes vitesses de remplissage. (c) Distribution des contraintes horizontales le long de la galerie à sa mi-hauteur pour différentes vitesses de remplissage. 186

Figure 4.27 : Cas G6 et G8 - (a) Configurations des deux barricades en roches stériles. (b) Iso-contours des pressions interstitielles le long de la galerie à la fin de la simulation (t=50 heures). Distribution des contraintes totales et effectives verticales (c), et horizontales (d) le long de la galerie pour les deux configurations. (e) Distribution du déplacement horizontal de la face libre de la barricade le long de sa hauteur pour les deux configurations. 189

Figure 4.28 : Cas G6, G9 et G10 - Évolution dans le temps de la contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) près de la barricade pour différentes valeurs d'éloignement *l*(m). (c) Distribution des contraintes horizontales le long de la galerie pour différentes valeurs d'éloignement *l* (m). (d) Comparaison du déplacement horizontal de la face libre de la barricade en fonction de sa hauteur pour différentes valeurs d'éloignement *l* (m). 191

LISTE DES SIGLES, SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

AEV	Pression d'entrée d'air ("Air Entry Value") [$ML^{-1}T^{-2}$] ou [L]
b	Épaisseur des couches minces (éléments d'interface) [L]
B	Largeur du chantier [L]
c'	Cohésion [$ML^{-1}T^{-2}$]
C_c	Coefficient de courbure = $(D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
C_c	Indice de consolidation
CCM	Modèle Cam-Clay Modifié (MCC en anglais)
CD	Essai consolidé drainé ("Consolidated Drained")
C_r	Pente de reconsolidation (partie déchargement-rechargement sur matériaux surconsolidés)
CRE	Courbe de rétention d'eau
C_u	Coefficient d'uniformité = D_{60}/D_{10}
CU	Essai consolidé non drainé ("Consolidated Undrained")
c_v	Coefficient de consolidation [L^2T^{-1}]
D_{10}	Diamètre des grains correspondant à 10% de passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{30}	Diamètre des grains correspondant à 30% de passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{60}	Diamètre des grains correspondant à 60% de passant sur la courbe granulométrique [L]
D_r	Densité relative des grains solides [-]
DMA	Drainage minier acide
e	Indice des vides

E_b	Module de Young du remblai [$ML^{-1}T^{-2}$]
EEL	Longueur du côté de l'élément du maillage ("Element Edge Length")
EPC	Cellules de mesure de la pression totale des terres ("Earth Pressure Cells")
ÉP-MC	Modèle élastoplastique Mohr-Coulomb
FA	Cendres volantes ("Fly Ashes")
FP	Mélange de ciment Portland et de cendres volantes (FA)
G	Module de rigidité au cisaillement [$ML^{-1}T^{-2}$]
h(m)	Distance verticale entre le sommet du chantier et le point de mesure [L]
h_c	Charge hydraulique [L]
H_d	Hauteur de la barricade [L]
H_m	Distance verticale entre le sommet du chantier et le niveau de l'eau [L]
I_D	Indice de densité
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée [LT^{-1}]
K	Coefficient de pression des terres
K_a	Coefficient de pression des terres à l'état actif
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_p	Coefficient de pression des terres à l'état passif
KCM	Kidd Creek Mine
LC	Ligne centrale
LCV	Ligne centrale verticale
l(m)	Éloignement de la barricade au niveau de la galerie [L]
L	Longueur de la barricade [L]
M_b	Masse du ciment [M]
M_s	Masse des solides [M]

M_t	Masse totale [M]
MDF	Méthode des différences finies
MEF	Méthode des éléments finis
ML	Silt sableux (classification unifiée – USCS)
m_v	Coefficient de compressibilité volumique [$M^{-1}LT^2$]
n	Porosité
OCR	Rapport de surconsolidation ("Overconsolidation Ratio")
p'	Contrainte effective moyenne [$ML^{-1}T^{-2}$]
P	Densité de pulpe = M_s / M_t [%]
p'_c	Contrainte de pré-consolidation [$ML^{-1}T^{-2}$]
PS	Condition 2D, de déformation plane ("Plane Strain")
q	Contrainte déviatorique [$ML^{-1}T^{-2}$]
q_u	Résistance en compression uniaxiale (UCS)
RH	Remblai hydraulique
RPC	Remblai en pâte cimenté
RR	Remblai rocheux
S_r	Degré de saturation
SM	Sable silteux (classification unifiée – USCS)
SG	Jauge de déformation ("Strain gauge")
SP	Mélange à base de ciment Portland et de scories
u	Pression interstitielle [$ML^{-1}T^{-2}$]
UCS	Résistance en compression uniaxiale ("Uniaxial Compressive Strenght") [$ML^{-1}T^{-2}$]
USCS	Système de Classification unifiée des sols ("Unified Soil Classification System")
UU	Essai non consolidé non drainé ("Unconsolidated Undrained")

v	Volume spécifique (= 1 + e) [-]
V	Vitesse de remplissage du chantier [LT^{-1}]
w	Teneur en eau massique [%]
B_w	Teneur en ciment = M_b / M_s [%]
w_{opt}	Teneur en eau optimale
WEV	Pression d'entrée d'eau ("Water Entry Value") [$ML^{-1}T^{-2}$] ou [L]
α	Angle d'inclinaison du chantier
ϕ'	Angle de friction interne
δ	Angle de friction à l'interface mur-remblai
λ	Équivaut à C_c l'indice de compression dans le modèle CCM
κ	Équivaut à C_r l'indice de recompression dans le modèle CCM
θ	Teneur en eau volumique [L^3L^{-3}]
θ_r	Teneur en eau résiduelle [L^3L^{-3}]
ψ	Angle de dilatance [°]
ν	Coefficient de Poisson
γ_d	Poids volumique sec [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ_{sat}	Poids volumique saturé [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ	Poids volumique total [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ_w	Poids volumique de l'eau [$ML^{-2}T^{-2}$]
τ_{xy}	Contraintes de cisaillement dans le plan XY [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_1	Contrainte principale majeure [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_3	Contrainte principale mineure [$ML^{-1}T^{-2}$]

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Résultats supplémentaires des cas de référence.....217

ANNEXE B Résultats supplémentaires de l'évaluation paramétrique.....231

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière génère des revenus vitaux pour l'économie et la population de plusieurs pays dans le monde. Cette industrie génère aussi de grandes quantités de rejets, comme les roches stériles et les rejets de concentrateur, qui peuvent nuire à l'environnement s'ils ne sont pas gérés adéquatement.

L'engagement public et les récentes législations environnementales de plus en plus strictes contraignent les compagnies minières à rechercher et à développer des techniques de gestion des rejets miniers écologiquement acceptables et économiquement viables.

L'utilisation des rejets dans les remblais miniers est une approche de plus en plus utilisée dans les méthodes de minage. Il existe principalement 3 types de remblais miniers utilisés dans l'industrie minière, soit le remblai rocheux, le remblai hydraulique et le remblai en pâte cimenté. Le remblai rocheux est un matériau constitué de roches stériles, auquel on ajoute parfois une boue (coulis) contenant un agent liant pour augmenter sa résistance mécanique. Le remblai hydraulique est constitué principalement de rejets de concentrateur (tamisés ou non), d'eau et d'agents liants avec une densité de pulpe P (rapport de la masse solide des résidus sur la masse totale) variant généralement entre 65 % à 70 %. Le remblai en pâte cimenté (RPC) est un matériau constitué des rejets de concentrateur tout venant filtrés, avec un pourcentage de solide entre 70 % et 85 %, d'eau et d'un liant hydraulique (3 à 7% en masse).

Le remblayage d'un chantier souterrain nécessite la construction d'une structure de retenue, appelée « barricade », mise en place dans la galerie de soutirage (comme le montre la figure 1.1) afin de maintenir le remblai en place. Les barricades sont généralement construites en bois, en briques, ou en grillage et béton projeté. La construction de ces barricades peut engendrer des coûts élevés et peut ralentir la production minière. De plus, de nombreuses ruptures de barricades ont été rapportées, particulièrement au Canada, en Turquie et en Australie (Grice, 2001; Kuganathan, 2001; Yumlu et Guresci 2007). La rupture de ces barricades est souvent due à l'excès des contraintes qui se produit suite à un remblayage trop rapide. Les ruptures de barricades peuvent endommager des équipements et dans certains cas, causer des blessures graves, voire le décès du personnel de la mine par ensevelissement.

Il est nécessaire d'avoir des outils appropriés pour évaluer l'état des contraintes effectives et totales dans les chantiers remblayés afin d'évaluer leur réponse géomécanique et pour optimiser la mise en place du remblai. Les barricades qui retiennent le remblai en place doivent aussi être dimensionnées de façon à prévenir une rupture selon l'état des contraintes, qui dépendent des propriétés du remblai, de la géométrie des ouvertures et de la séquence de remplissage.

Une technique alternative est de construire les barricades avec de la roche stérile déjà disponible sur le site. Cependant, il y a eu très peu d'investigations sur le comportement de ces structures et il existe peu d'approches qui permettent de les dimensionner (Li *et al*., 2009; Li et Aubertin, 2009d, e).

Le remblai en pâte cimenté (RPC) est une technologie qui a été adoptée dans plusieurs mines au Canada et ailleurs dans le monde en raison de ses avantages, incluant (Landriault, 1995; Hassani et Archibald, 1998; Slade, 2010) :

- Une réduction significative de la quantité de résidus miniers déposée en surface
- Une meilleure stabilité des excavations souterraines et par conséquent, une plus grande extraction du minerai
- Une réduction des coûts d'opération (par rapport aux autres types de remblai)
- Une amélioration de la sécurité et des conditions de travail des mineurs

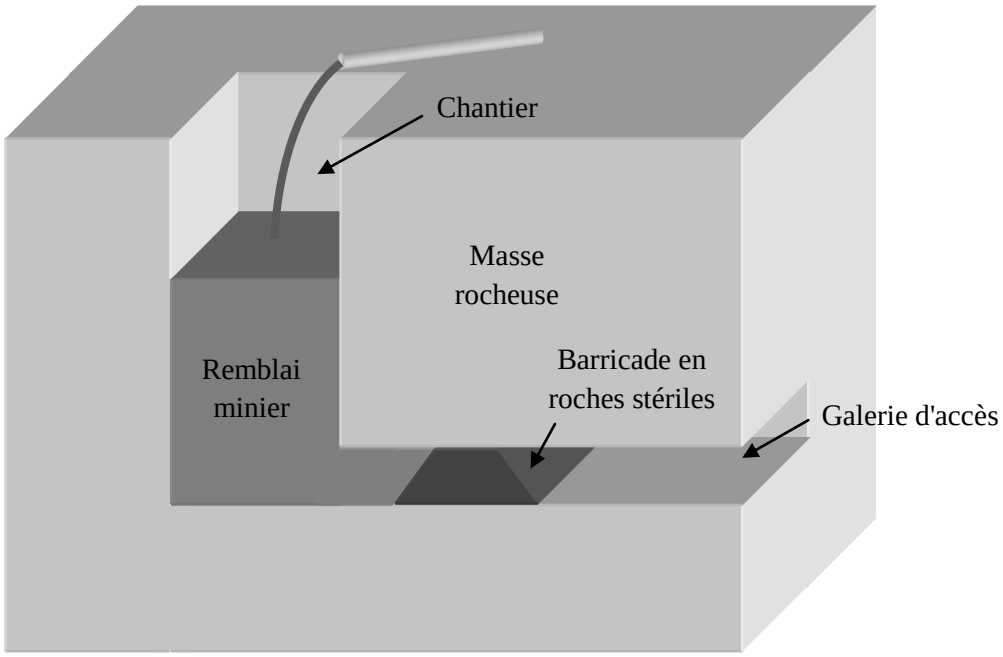

Figure 1.1: Illustration d'un remblai en pâte mis en place dans un chantier minier souterrain et retenu par une barricade en roches stériles

Les remblais miniers sont des matériaux au comportement complexe qui évolue avec le temps, depuis la préparation jusqu'à la mise en place et la consolidation dans le chantier (Belem *et al*., 2002b; Benzaazoua *et al*., 2004; Kesimal *et al*., 2005).

1.1 Objectifs

Cette étude vise à évaluer l'état des pressions induites par différents types de remblai durant leur mise en place et subséquemment à l'aide de simulations numériques. Les calculs réalisés ici évaluent également l'effet de la séquence de mise en place du remblai, des caractéristiques du remblai et des propriétés de la barricade.

Afin d'atteindre les objectifs spécifiques du projet, il a été nécessaire de compléter différentes étapes :

- Évaluer les caractéristiques hydro-géotechniques typiques des remblais d'après des résultats tirés de la littérature (essais de laboratoire et résultats *in situ*).
- Répertorier les méthodes d'évaluation des contraintes dans les chantiers miniers souterrains.
- Construire et vérifier un modèle numérique de référence en se basant sur les dimensions courantes des chantiers miniers souterrains, les propriétés des matériaux et les solutions analytiques et numériques développées par divers chercheurs.
- Comparer les résultats des simulations numériques additionnelles aux résultats des solutions analytiques disponibles.
- Simuler différents scénarios selon diverses propriétés, séquences de mise en place du remblai, et différentes géométries des chantiers.
- Analyser l'impact de différents paramètres sur les contraintes et le comportement global des remblais (via une étude paramétrique).
- Formuler les conclusions et les recommandations découlant de cette étude.

1.2 Contenu du mémoire

Le mémoire débute par une revue de littérature (chap. 2) qui consiste à présenter :

- Les différents types de remblais miniers utilisés dans les mines souterraines et rappeler leurs caractéristiques.
- Les différentes méthodes d'évaluation de l'état des contraintes dans les chantiers miniers remblayés.
- Un rappel sommaire des modèles et lois de comportement les plus utilisés pour simuler le comportement des matériaux d'intérêt.
- Le logiciel d'éléments finis SIGMA/W (GeoSlope, 2008) et ses principales fonctionnalités, qui est utilisé dans le cadre de ce projet.

Le chapitre 3 présente les cas de référence simulés dans cette étude. Le modèle conceptuel de chaque cas inclut un descriptif concernant la géométrie du modèle, les paramètres des différents matériaux, les caractéristiques de la simulation et les conditions initiales et aux frontières

appliquées. Les résultats des analyses des contraintes et des déformations sont ensuite montrés pour chaque cas et comparés aux solutions analytiques existantes (lorsqu'applicables).

Le chapitre 4 présente une étude paramétrique basée sur les éléments suivants :

- Les propriétés géotechniques du remblai (cohésion c', angle de friction interne ϕ', module de Young E_b, coefficient de Poisson ν et angle de dilatance ψ)

- La géométrie du chantier (largeur, inclinaison)

- La vitesse de remblayage du chantier (de rapide à lent)

- L'influence de la loi de comportement (élastoplastique - Mohr Coulomb et Cam-Clay modifié)

Ce chapitre présente aussi une analyse du comportement de la barricade selon différents scénarios (remplissage instantané ou séquentiel, cimentation du remblai, etc.). Cette analyse illustre l'importance du drainage, de la vitesse de remblayage et de la géométrie de la barricade sur son comportement mécanique.

Une discussion générale sur les résultats des divers cas de référence et sur l'étude paramétrique est aussi présentée à la fin du chapitre 4.

Enfin, les conclusions et les recommandations terminent le document au chapitre 5

Une liste de références et d'annexes complète ce document.

Les contributions scientifiques originales issues de ces travaux sont principalement liées à l'analyse de l'évolution des pressions interstitielles, des contraintes totales et des contraintes effectives avec drainage et écoulement. Jusqu'à présent, peu de travaux ont mis en évidence l'effet de l'excès des pressions interstitielles et leur dissipation (avec le drainage) sur la distribution des contraintes totales, effectives et de cisaillement dans les chantiers remblayés. De plus, ce travail a également permis de valider les différentes solutions analytiques proposées par certains chercheurs (incluant celles proposées par Li *et al.*, 2005a; Li et Aubertin, 2009a).

L'analyse numérique d'un remplissage instantané peut donner un aperçu de la distribution des contraintes à l'équilibre; ces cas sont représentatifs de conditions qui n’évoluent pas dans le temps (i.e. pas de changement des propriétés et des pressions d’eau). Une évaluation des contraintes et des déformations lors du remplissage séquentiel d'un chantier requiert plusieurs analyses transitoires pour simuler les phases de remplissage. Li et Aubertin (2009c) ont simulé la réponse

d'un chantier remblayé séquentiellement et ont montré les effets de la déposition des couches sur les contraintes (mais sans tenir compte des pressions interstitielles). Dans ce contexte, l'analyse de l'influence de la vitesse de remplissage du chantier, avec un remblai initialement saturé, sur les contraintes et les déformations, présentée au chapitre 4, représente une autre contribution originale de ce travail. Les résultats des simulations montrent qu'une vitesse rapide de remplissage donne des contraintes plus élevées au bas du chantier et produit un déplacement plus important de la barricade.

L'analyse indirecte de l'effet de la cimentation (évolution des paramètres géotechniques du remblai dans le temps) a aussi été prise en compte dans certaines simulations pour mieux représenter le comportement des remblais cimentés dans les chantiers souterrains. Les résultats de ces simulations originales montrent que la quantité non négligeable d'eau qui reste dans le chantier lorsque le ciment agit peut produire des pressions interstitielles élevées suite à la mise en place de nouvelles couches. Il s'agit là aussi d'une nouvelle contribution.

Ces travaux ont également confirmé que le comportement d'une barricade dépend principalement de ses propriétés géotechniques et de sa dimension. Une barricade de roches stériles de grande dimension avec une bonne résistance mécanique résiste bien aux pressions induites par le remblai.

Les travaux présentés dans ce mémoire apportent d'autres contributions, notamment sur l'influence des paramètres géotechniques et de la loi de comportement utilisée pour simuler le comportement des remblais dans les chantiers miniers.

CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Généralités

L’utilisation du remblai est en croissance constante dans les mines souterraines afin d’assurer la stabilité géotechnique des ouvertures où le minerai est extrait de la masse rocheuse. Le remblayage souterrain réduit la quantité de rejets déposés en surface, ce qui peut aider à diminuer l'impact de l'opération minière sur l'environnement (Aubertin *et al*., 2002).

Dans ce chapitre, les différents types de remblais utilisés dans l’industrie minière sont brièvement présentés. Les caractéristiques géotechniques de chaque type de remblai, ainsi que les différentes méthodes d’évaluation des contraintes dans les chantiers miniers remblayés, pertinentes pour ce projet, sont présentées par la suite. Les méthodes d'évaluation des réponses des barricades sont aussi abordées. Une description de quelques modèles constitutifs communs utilisés dans les codes numériques est présentée dans la section « Modèles et lois de comportement ». Finalement, certaines particularités et fonctionnalités du code d'éléments finis SIGMA/W 2007 (GeoSlope International Inc) sont décrites à la dernière partie de ce chapitre.

2.2 Types de remblais miniers

De plus en plus, les exploitations minières utilisent une partie de leurs rejets miniers pour le remblayage des ouvertures souterraines. Certains remblais se composent de roches stériles, alors que d'autres contiennent surtout des rejets de concentrateur, mélangés ou non avec un agent liant comme du ciment Portland, des scories et des cendres volantes. On reconnaît principalement 3 types de remblai, et leurs caractéristiques propres dépendent de la nature des matériaux utilisés et de la technique de transport et de mise en place.

2.2.1 Remblai rocheux (RR)

Le remblai rocheux est constitué principalement de roches stériles, auquel on ajoute parfois un coulis de liant, permettant ainsi de cimenter le remblai et lui procurer une meilleure résistance mécanique (Hassani et Archibald, 1998). Ce type de remblai est caractérisé par une granulométrie grossière assez étalée, un bon drainage et un faible degré de saturation initial. Il est usuellement transporté et mis en place dans un état relativement sec. Le remblayage rocheux est particulièrement efficace pour limiter la quantité de stériles à stocker en surface et pour accroître la stabilité des chantiers souterrains. Ce type de remblai est distribué sous terre par un réseau de cheminées et transporté aux chantiers par convoyeur ou par camion, selon la géométrie du chantier. La mise en place du remblai rocheux (RR) peut engendrer des coûts élevés et peut aussi produire une ségrégation des particules qui affecte significativement la résistance mécanique (Farsangi, 1996).

2.2.1.1 Classification des remblais rocheux

Les remblais rocheux peuvent être classés en 4 catégories (Hassani et Archibald, 1998) :

- *URF (Uncemented Rockfill)* : C'est un remblai constitué de roches stériles sans agent liant qui offre un support mécanique grâce à son propre poids et à sa résistance frictionnelle.
- CRF (*Cemented Rockfill*) : Il s'agit d'un remblai rocheux constitué de stériles auquel un agent liant est ajouté (généralement 5 à 6 % en masse), ce qui lui confère une meilleure résistance mécanique et améliore le support de terrain. Cependant, la ségrégation peut altérer cette résistance mécanique en produisant des plans de faiblesse.

- *CSRF (Cemented Sand Rockfill)* : C'est un remblai rocheux avec du sable cimenté (5 à 10 %). Le sable permet de remplir les vides et produire un remblai plus dense. Ce type de remblai est moins susceptible à la ségrégation et permet d'obtenir une plus grande résistance mécanique que celle obtenue avec le CRF.
- *CSWF (Cemented Sand Waste Fill)* : Ce remblai consiste à mettre en place les stériles et de rajouter au dessus un mélange constitué de sable et de ciment. Le mélange percole à travers les stériles et remplit les vides, ce qui permet d'augmenter la résistance mécanique. Le principal défaut de cette technique est l'incertitude quant à la percolation du liant à travers la masse des stériles.

L'utilisation d'un type particulier de remblai rocheux dépend principalement de la fonction qu'on souhaite lui attribuer et de son comportement anticipé durant et après sa mise en place dans le chantier.

2.2.1.2 Caractéristiques typiques des roches stériles et du remblai rocheux

Des essais de laboratoires effectués par Gamache (2004) sur des roches stériles (de la mine LaRonde en Abitibi) ont montré une valeur de densité relative des grains $D_r = \rho_s / \rho_w$, (où ρ_s est la densité des grains solides et ρ_w le poids volumique de l'eau) se situant autour de 2,8, ce qui est légèrement supérieur à celle usuellement mesurée pour les sols ($D_r \approx 2,6$ à 2,7). D'autres résultats d'investigations montrent une valeur de D_r plus élevée pouvant atteindre plus de 3,5 pour les roches stériles des mines Canadiennes contenant des minéraux ferrifère ou sulfureux (Bussière, 1993; Aubertin *et al*., 2002; Belem *et al*., 2002b).

La densité en place des roches stériles qui servent à la fabrication du remblai rocheux se situe typiquement entre 1600 et 2200 kg/m^3 (Williams, 2000). Les courbes granulométriques des roches stériles sont souvent très étalées avec des coefficients d'uniformité C_u supérieurs à 20 (Aubertin *et al.,* 2002; Gamache, 2004).

Les études des propriétés géotechniques de différents remblais rocheux (RR) utilisés dans les opérations minières montrent une porosité n typique entre 0,3 à 0,5, soit une valeur de l'indice des vides e entre 0,43 et 1 (Fersangi, 1996). L'angle de friction interne ϕ varie significativement

selon la courbe granulométrique, la forme des particules, la densité du remblai et l'état des contraintes. Les investigations *in situ* et de laboratoire montrent des valeurs de l'angle de friction entre 35° et 45° (Leps, 1970; Fersangi, 1996). La résistance en compression uniaxiale UCS du RR (avec ciment) varie souvent selon l'endroit de prélèvement des échantillons à cause de la ségrégation des particules. Des valeurs de l'UCS entre 1,4 MPa et 7 MPa sont souvent rencontrées pour des remblais rocheux cimentés, dépendamment de la teneur en ciment ajoutée (Fersangi, 1996; Isagon *et al.*, 2011).

Plusieurs paramètres influencent la perméabilité des roches stériles, notamment la courbe granulométrique, la porosité, la forme et la texture des particules, la présence ou non d'agents liants ainsi que la composition minéralogique. Les essais de perméabilité à charge constante et à charge variable effectués par Gamache (2004) donnent des valeurs de conductivité hydraulique saturée (sur des matériaux passant le tamis # 4 (4,75 mm)) se situant entre 1,1 x 10^{-2} cm/s et 3,7 x 10^{-1} cm/s, pour des échantillons de roches stériles (sans ciment) ayant une porosité qui se situe entre 0,3 et 0,37.

Les remblais rocheux qui contiennent des minéraux sulfureux peuvent générer des eaux de drainage minier acides (DMA) suite au contact de la roche stérile réactive avec de l'air et de l'eau. Ces eaux de drainage, caractérisées par un faible pH, des concentrations en métaux lourds et en sulfates solubles élevées, peuvent affecter sérieusement l'environnement et contaminer l'eau souterraine (Aubertin *et al*., 2002).

2.2.1.3 Mise en place dans le chantier

Après la préparation du remblai et son transport via les cheminées jusqu'au sous-niveau, le remblai est transporté par camions ou par convoyeur jusqu'au chantier à remblayer. La mise en place du remblai rocheux dans le chantier est une étape cruciale pour la réussite de l'opération de remblayage. Une mise en place inadéquate peut produire une hétérogénéité importante dans le chantier et occasionner une baisse considérable de la résistance mécanique.

Farsangi (1996) a conduit des investigations *in situ* sur les opérations de remblayage à la mine Kidd Creek (KCM) en Ontario. Les chantiers souterrains à KCM ont une hauteur variant entre 60 et 105 m, une largeur entre 15 et 18 m et une longueur entre 30 et 60 m. La hauteur de chute varie de 30 à 45 m. Ses investigations ont montré que la ségrégation des particules au sein des chantiers souterrains est due à la différence des vitesses de déposition des particules grossières et fines. Les particules grossières déboulent au bas du cône de déposition, tandis que les particules fines demeurent en haut du cône, créant ainsi des zones de matériau ségrégées (comme c'est le cas dans les haldes à stériles de surface; Aubertin *et al*., 2002).

2.2.2 Remblai hydraulique

2.2.2.1 Caractéristiques géotechniques du remblai hydraulique

Le remblai hydraulique est un remblai constitué principalement de rejets de concentrateur, d'eau et d'agents liants (comme du ciment, des scories, etc...); il peut aussi contenir des matériaux naturels comme du sable. Ce matériau relativement perméable est classifié comme un sable silteux (SM) ou du silt sableux (ML) selon le système de classification unifié USCS (Unified Soil Classification System). La fraction très fine (argileuse) est souvent enlevée pour augmenter la résistance mécanique et faciliter le drainage (Rankine et Sivakugan, 2005; Rankine *et al*., 2006). La figure 2.1 représente un fuseau granulométrique typique des résidus miniers qui peuvent être utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique. Cette figure permet de calculer une valeur moyenne du coefficient d'uniformité $C_u = D_{60} / D_{10}$ (où D_{10} est la taille (diamètre) des grains correspondant à 10% de passant (Holtz *et al*., 2010); le même raisonnement s'applique pour le D_{60}). Le coefficient d'uniformité C_u représente l'étendue des grosseurs des grains. Une valeur élevée représente un grand étalement granulométrique. La figure 2.1 indique que la valeur du coefficient d'uniformité C_u se situe aux alentours de 8, ce qui représente une granulométrie étalée. L'étude menée par Bussière (2007) sur les propriétés hydrogéotechniques des résidus de mines polymétalliques au Canada montre que ces résidus sont généralement composés de particules fines sableuses ou silteuses avec un D_{10} variant entre 0,001 et 0,004 mm, et un D_{60} variant entre

0,01 et 0,05 mm. Le coefficient d'uniformité correspondant C_u de ces résidus tout venant (sans séparation granulométrique pour ajustement) varie entre 8 et 18.

Le remblai hydraulique est généralement transporté via des pipelines par gravité avec une densité de pulpe P (rapport de la masse solide des résidus sur la masse totale, $P = \frac{M_{solides}}{M_{tot}} \times 100\%$) variant généralement entre 65 à 70 % (Belem *et al*., 2011). Cette densité de pulpe est plus élevée que celle des résidus miniers conventionnels ($P \leq 45\%$), et elle est obtenue suite à des opérations de filtrage et de classification granulométrique (Rankine *et al*., 2006).

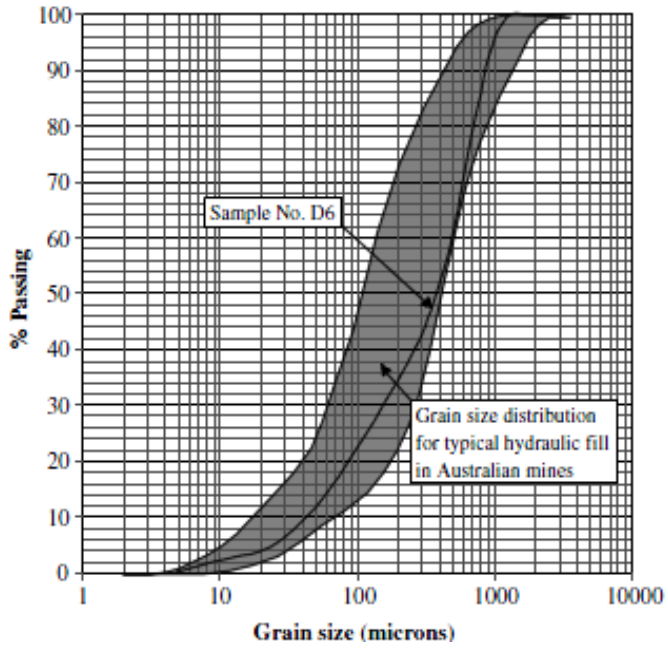

Figure 2.1 : Fuseau granulométrique typique des résidus miniers utilisés pour les remblais hydrauliques en Australie (d'après Rankine *et al*., 2006)

La méthode de préparation du remblai hydraulique dépend de plusieurs paramètres, notamment la résistance mécanique requise, la densité de pulpe qui permet le transport du remblai, la granulométrie et la capacité de stockage des résidus sous terre.

La densité relative des grains D_r a une grande influence sur la quantité d'eau sous terre et drainée par la suite. Des valeurs de D_r entre 2,8 et 4,4 ont été mesurées pour des résidus de mines polymétalliques dépendamment de la minéralogie du gisement (Rankine et Sivakugan, 2005; Bussière, 2007).

Des essais de conductivité hydraulique sur des échantillons de résidus de concentrateur ont été conduits par plusieurs chercheurs. Les résultats de ces essais montrent que la valeur de k_{sat} se situe entre 10^{-4} et 10^{-6} cm/s pour des résidus fins tout venant (non tamisés) et entre 10^{-2} et 10^{-4} cm/s pour des résidus grossiers ($\geq$ 80 μm) (Aubertin *et al*., 1996; Rankine et Sivakugan, 2005; Bussière, 2007).

L'angle de friction interne est aussi un paramètre important pour l'analyse du comportement statique et dynamique du remblai hydraulique. Des valeurs d'angle de friction interne variant entre 37° et 45° ont été mesurées pour des remblais hydrauliques ayant un indice de densité relative I_D entre 50 et 80 % (Rankine et Sivakugan, 2005). Cela représente une valeur jusqu'à 6° plus grande que l'angle de friction interne des sables ou silts naturels à cause d'une angularité des particules plus prononcée pour les résidus de concentrateur (Vick, 1990; Aubertin *et al*., 2002; Bussière, 2007).

Lorsqu'une des faces du remblai hydraulique sera exposée, l'addition de ciment ($\approx$ 6 %) est souvent requise. Ceci produit typiquement une résistance en compression uniaxiale (UCS) supérieure à 750 kPa après 28 jours. Des résistances plus grandes peuvent être atteintes en ajoutant plus de ciment.

L'avantage du remblai hydraulique réside dans sa facilité de fabrication et au niveau des coûts relativement faibles de sa mise en place dans les excavations souterraines (par gravité). Sa résistance mécanique est souvent plus faible que celle des autres remblais miniers (remblais rocheux et en pâte), ce qui requiert la construction de barricades perméables très solides, qui doivent être construites pour retenir le remblai et permettre le drainage de l'excès de l'eau de transport. Ce surplus d'eau doit être récupéré et retourné en surface.

2.2.3 Remblai en pâte

L'utilisation du remblai en pâte est une technologie assez récente, qui date des années 70. Elle a été utilisée pour la première fois en Allemagne à Bad Grund Mine en 1974 (Lerche et Renetzeder, 1984). Avec une densité de pulpe P entre 70 et 85 % et un affaissement au cône se situant typiquement entre 150 à 250 mm (Benzaazoua *et al*., 2002), le remblai en pâte ressemble à une pâte dentifrice. Il est caractérisé par des propriétés géotechniques et hydrogéologiques différentes de celles du remblai hydraulique ou du remblai rocheux. Il est constitué de rejets de concentrateur tout venant, d'eau et d'un agent liant. Le remblai en pâte peut parfois contenir du sable, des stériles broyés et des additifs (fluidifiants, accélérateurs de prise, etc.).

Les barricades construites pour retenir le remblai en pâte pendant sa mise en place peuvent être moins coûteuses comparativement à celles construites pour le remblai hydraulique puisqu'elles peuvent être construites en roches stériles (Le Roux *et al*., 2005; Rankine et Sivakugan, 2007).

Grâce à ses avantages économiques et environnementaux, le remblai en pâte est devenu une pratique de plus en plus utilisée dans les mines souterraines à travers le monde. Cependant, le manque de compréhension sur l'acquisition de la résistance mécanique, nécessite un contrôle de qualité serré avant la mise en place. Le coût relié à l'utilisation d'importants équipements pour la fabrication et le transport du remblai en pâte représente le principal inconvénient de cette technologie (Landriault, 1995).

2.2.3.1 Préparation et transport du remblai en pâte

Avant d'être transporté depuis l'usine en surface jusqu'aux chantiers souterrains, le remblai en pâte doit être préparé selon des règles spécifiques pour répondre à plusieurs exigences. Les résidus doivent être épaissis et filtrés pour atteindre une densité de pulpe P entre 70 et 85 %. Un agent liant est ensuite ajouté pour conférer au remblai une plus grande résistance mécanique (figure 2.2). La proportion typique de l'agent liant est de 3 à 7 % de la masse des résidus secs. L'eau est ajoutée pour permettre le transport du RPC ainsi que l'hydratation de l'agent liant. Le mélange est malaxé pour homogénéiser le matériau (Cayouette, 2003).

Le transport du mélange se fait habituellement à l'aide de pompes à piston, par gravité, ou une combinaison des deux. Le nettoyage du réseau de pipelines se fait avec de l'eau et de la

pressurisation à l'air comprimé pour éviter le bouchage des tuyaux par le remblai (Belem et Benzaazoua, 2008).

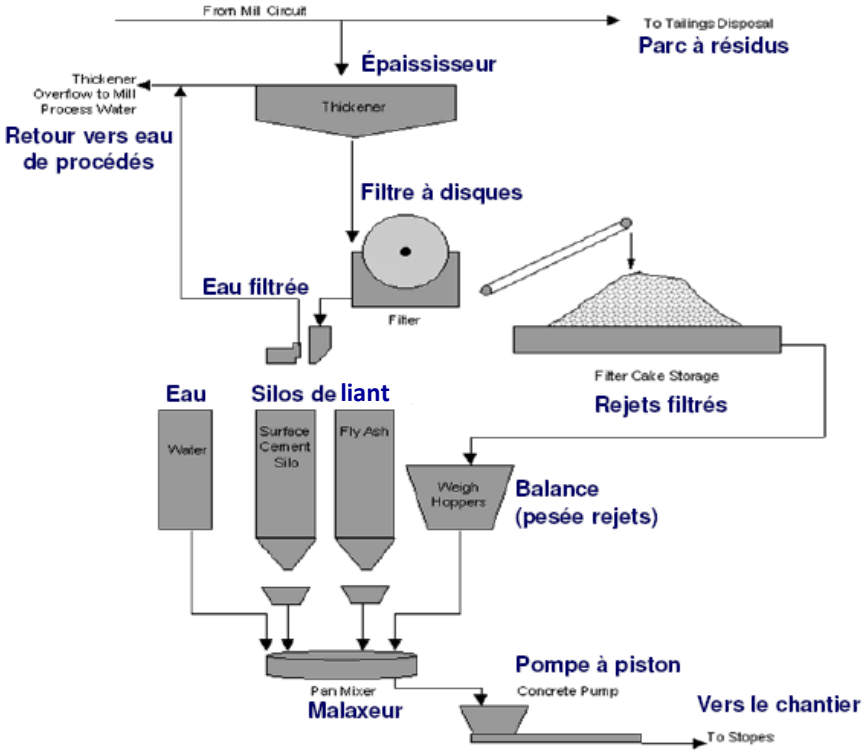

Figure 2.2 : Schéma expliquant la préparation du remblai en pâte cimenté (adaptée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers)

2.2.3.2 Mise en place du remblai en pâte

La mise en place du remblai en pâte se fait généralement en 3 étapes (figure 2.3). La première étape consiste à déverser un remblai en pâte cimenté (RPC) qui contient un pourcentage de ciment plus élevé pour former un bouchon. Il s'agit d'une zone de remblai de quelques mètres de hauteur, avec une plus grande résistance mécanique ($B_w = M_b / M_s$ = 5 à 7 %; où M_b représente la masse du liant et M_s la masse solide des rejets), qui sert de fondation aux séquences ultérieures de remblayage. Une période de cure de 3 à 7 jours est généralement requise pour la prise de la résistance mécanique. La deuxième étape consiste à verser un RPC (contenant moins de ciment par rapport au bouchon) de résistance mécanique moindre (B_w = 2 à 5%) au dessus du bouchon à une vitesse variant entre 2 m / jour et 10 m / jour (Cowling *et al*., 1987; Harvey, 2004; Belem *et*

al., 2004; Helinski, 2007; Thompson *et al*., 2011). La hauteur de la 2e zone dépend entre autres, de la résistance mécanique du bouchon, de la séquence de production et de la géométrie du chantier. Une hauteur entre 20 à 30 m est souvent rencontrée dans les mines souterraines (Belem *et al*., 2004; Belem *et al*., 2011). Une période de cure entre 2 à 4 jours est aussi requise pour permettre au remblai de se consolider et d'acquérir de la résistance (Belem *et al*., 2004; Thompson *et al*., 2011). La 3e étape consiste à compléter le remblayage du chantier jusqu'à la galerie supérieure avec des roches stériles pour permettre la circulation des machines au dessus du remblai.

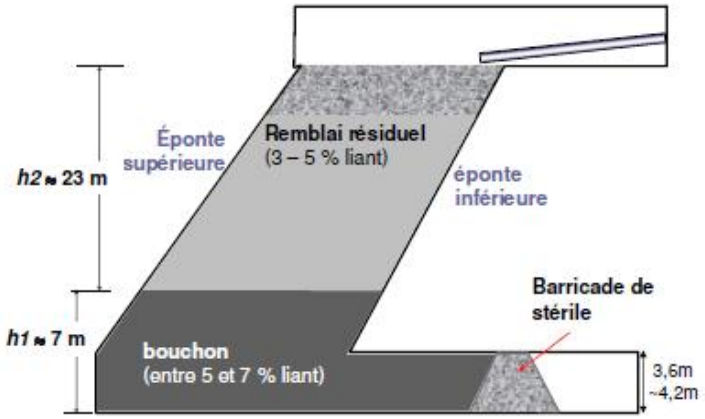

Figure 2.3 : Méthode de mise en place du RPC avec bouchon (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers)

D'autres méthodes de mise en place utilisées souvent dans l'industrie minière, incluent notamment une mise en place sans bouchon, un remblayage en continu ou un remblayage séquentiel du chantier en entier avec le même remblai (Belem *et al*., 2004; Belem *et al*., 2011; Thompson *et al*., 2011).

Les propriétés géotechniques et géochimiques des remblais en pâte cimentés (RPC) sont abordées plus en détails à la section 2.4. Cette section apporte des éléments d'information utiles qui aident à comprendre l'évolution de certains paramètres géotechniques des RPC avec le temps de cure et décrit sommairement le processus d'hydratation et son effet sur la microstructure.

2.3 Impacts environnementaux et économiques des remblais miniers

2.3.1 Réduction de la quantité des résidus miniers en surface

Le drainage minier acide (DMA) est le problème majeur engendré par les dépôts des rejets miniers en surface sous formes de haldes à stériles et de parcs à résidus (Aubertin *et al*., 2002; Price, 2005). Le DMA est le résultat de l'acidification des eaux de drainage dans l'environnement, résultant de l'oxydation des minéraux sulfureux à la suite d'un contact avec l'oxygène et l'eau. Ce phénomène s'accompagne d'une accélération d'une lixiviation de métaux et métalloïdes dont la toxicité pourrait avoir de graves répercussions sur l'environnement et présenter des risques majeurs pour la santé humaine.

Le mécanisme de production du DMA peut être résumé par l'expression simplifiée ci-dessous (Aubertin *et al*., 2002) :

$$FeS_{2(S)} + \frac{15}{4}O_2 + \frac{7}{2}H_2O \rightarrow 2\,H_2SO_4 + Fe(OH)_3 \qquad (2\text{-}1)$$

Le remblayage des excavations souterraines réduit significativement la quantité de rejets réactifs déposés en surface, qui sont souvent associés au risque de génération des eaux contaminées. Par conséquent, cette pratique alternative minimise considérablement l'impact des opérations minières sur l'environnement.

Dans certains cas, il est possible d'utiliser la désulfurisation pour produire des résidus non générateurs d'acide et un concentré de sulfure. Les résidus non générateurs d'acide peuvent être utilisés comme matériaux de construction en surface (digues, couvertures, etc.) alors que le concentré de sulfure peut être utilisé dans le remblai en pâte cimenté (Benzaazoua *et al*., 2008).

2.3.2 Réduction de la migration des contaminants

Plusieurs investigations ont été conduites pendant cette dernière décennie pour comprendre l'impact environnemental des remblais cimentés, particulièrement vis-à-vis du potentiel de génération des eaux acides. Ouellet *et al*. (2006) ont montré que la consommation d'oxygène dans les remblais en pâte cimentés diminue avec le temps dans les chantiers. Cette diminution est attribuée principalement au haut degré de saturation du matériau et sa forte capacité de rétention d'eau. En empêchant l'oxygène d'atteindre et réagir avec les résidus sulfureux, le haut degré de

saturation maintenu joue le rôle d'une barrière et produit un effet écologiquement bénéfique (Fall et Benzaazoua, 2005; Ouellet *et al*., 2006). De plus, l'ajout d'un agent liant améliore le comportement environnemental des résidus, puisqu'il permet de réduire la perméabilité et par conséquent, réduit la génération de lixiviats et le transport de contaminants (Godbout *et al*., 2007; Fall *et al*., 2009). Le ciment a également tendance à stabiliser les contaminants qui pourraient etre solubles dans l'eau interstitielle (Benzaazoua *et al*., 2002).

2.3.3 Impacts économiques

Un des principaux avantages économiques des opérations de remblayage souterrain résident dans la réduction des coûts reliés à la gestion des aires d'accumulation. Un pourcentage non négligeable des rejets réactifs peut être retourné sous forme de remblais miniers, diminuant le volume et les coûts de gestion des haldes à stériles, des parcs à résidus et des équipements de traitement en surface (Hassani et Archibald 1998; Aubertin *et al*., 2002).

Grâce à leur bonne résistance mécanique, les remblais en pâte cimenté et les remblais rocheux cimentés peuvent remplacer les piliers secondaires entre les chantiers minés. Ceci permet une plus grande stabilité mécanique de la mine et permet une plus grande extraction du minerai et une diminution de dilution (Mitchell, 1989; Belem et Benzaazoua, 2008).

Le remblai en pâte cimenté présente plusieurs avantages économiques :

- Un faible coût de transport comparativement à celui du remblai rocheux, puisqu'il se fait par gravité et par pompage.
- Une réduction du temps de remblayage par rapport au remblai hydraulique, par conséquent, une augmentation de la productivité (Slade, 2010).
- Une utilisation de barricades moins coûteuses, comparativement au remblai hydraulique (Le Roux *et al*., 2004).

Certains des avantages énumérés ci-dessus peuvent engendrer des réductions de coûts d'opération. Ainsi l'implantation du système de remblai en pâte peut générer des économies considérables pour des opérations importantes de remblayage (Slade, 2010).

2.4 Caractéristiques spécifiques des remblais en pâte

Le remblai en pâte cimenté est le remblai le plus utilisé dans l'industrie minière grâce notamment à ces nombreux avantages environnementaux et économiques cités ci-dessus. Ce remblai est un matériau particulièrement complexe qui évolue avec le temps, depuis la préparation jusqu'à la mise en place et la consolidation dans le chantier (Belem *et al*., 2002a; Benzaazoua *et al*., 2004; Kesimal *et al*., 2005). Pour pouvoir simuler numériquement le comportement du RPC dans les chantiers souterrains, il est important d'étudier les paramètres géotechniques de ce matériau et leur évolution dans le temps pour une analyse numérique plus réaliste.

2.4.1 Caractéristiques géotechniques

2.4.1.1 Propriétés des résidus

Les résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai en pâte sont habituellement des rejets de concentrateurs non ségrégés (non tamisés), qui doivent être épaissis et filtrés pour atteindre les exigences en terme de granulométrie et de teneur en particules solides.

Dans la pratique, on recommande qu'au moins 15 % des particules soient inférieures à 20 μm avec un coefficient d'uniformité C_u entre 4 à 6 et un coefficient de courbure C_c entre 1 à 3 (Belem *et al*., 2011). Le coefficient d'uniformité offre un aperçu de l'étendue des grosseurs des grains, le coefficient de courbure C_c exprime quant à lui l'allure de la courbe entre D_{60} et D_{10}.

La figure 2.4 représente des courbes granulométries (% de grains passant en fonction du diamètre des grains) typiques de quelques résidus utilisés pour la fabrication du remblai en pâte au Canada. Sur cette figure, il est montré que la granulométrie des résidus est relativement étalée avec une valeur de C_u d'environ 8 pour la majorité des courbes. Les distributions granulométriques de ces résidus miniers sont similaires à celles mentionnées par Bussière (2007) dont le C_u se situe entre 8 et 18.

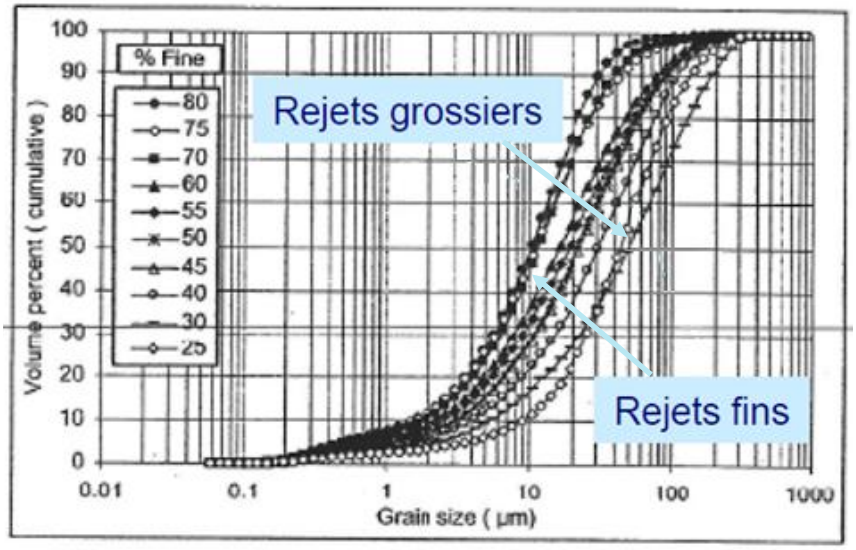

Figure 2.4 : Granulométries typiques de résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai en pâte (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers)

Il existe peu de résultats d'essais de compactage sur des résidus de concentrateur parce qu'ils sont rarement compactés (sauf lorsqu'ils sont utilisés comme matériaux de construction dans les couvertures). La teneur en eau optimal (w_{opt}) pour les deux types d'essais Proctor (standard et modifié) se situe entre 10 et 20%, avec un poids volumique sec maximal γ_d correspondant entre 14,6 et 20,1 kN/m^3. De plus grandes valeurs de γ_d et de plus petites valeurs de w_{opt} ont été observées pour des résidus grossiers comparativement à des résidus fins (Bussière, 2007).

2.4.1.2 Conductivité hydraulique du RPC

La conductivité hydraulique influence considérablement le comportement du remblai en pâte. Des investigations de laboratoire ont montré qu'elle décroît avec le temps de cure (Belem *et al*., 2002a; Godbout *et al*., 2007; Fall *et al*., 2009; Yilmaz, 2010).

Helinski *et al*. (2011) ont investigué le comportement hydraulique de deux types de remblais utilisés dans deux mines. Les résidus de concentrateur utilisés pour la fabrication du remblai en pâte de la mine d'or Kanowna Belle (KB) sont des résidus fins, alors que ceux utilisés à la mine Savannah Nickel (SNM) se composent de résidus de nickel relativement grossiers. La figure 2.5 montre l'évolution de la perméabilité des deux remblais en fonction du temps de cure. Cette

figure montre une décroissance bien prononcée pour le remblai en pâte de la mine SNM. La perméabilité du remblai en pâte cimenté de la mine KB diminue aussi avec le temps de cure, mais de manière moins marquée comparativement à celle de la mine SNM.

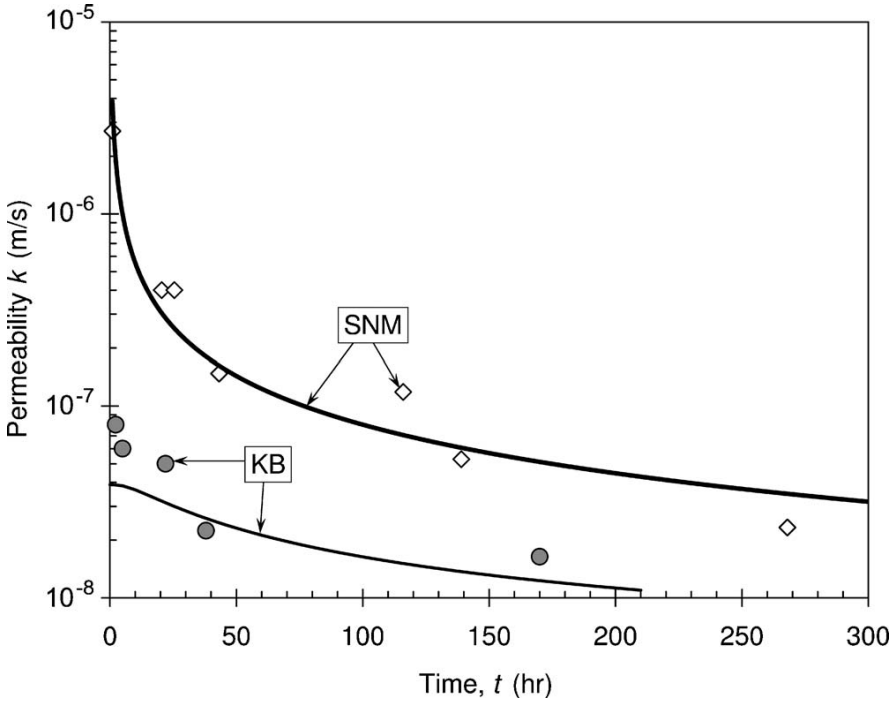

Figure 2.5 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour deux types de remblais en pâte cimentés utilisés en Australie (tirée de Helinski *et al*., 2011)

Une illustration de l'effet du type de liant sur l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure est montrée à la figure 2.6 (Godbout *et al*., 2007). Pour cette investigation, 3 échantillons différents de remblai en pâte ont été testés. Un remblai en pâte sans ciment (« control sample »), un remblai en pâte à base de ciment portland et de cendres volantes (CPFA) et un remblai en pâte à base de ciment portland et de scories (CPSG). La figure 2.6 montre que la conductivité hydraulique du remblai en pâte sans ciment demeure pratiquement constante jusqu'à 28 jours. Aussi, le ciment à base de ciment Portland et de scories (CPSG) conduit à une plus grande diminution de k_{sat}, par rapport au RPC à base de ciment Portland et de cendres volantes (CPFA). Des résultats similaires ont été observés pour d'autres investigations (Fall *et al*., 2009; Yilmaz, 2010). Ceci peut s'expliquer par l'effet des scories qui permettent

d'avoir une microstructure moins poreuse comparativement aux autres types de liants (Belem *et al*., 2002a; Ramlochan *et al*., 2004; Ouellet *et al*., 2008).

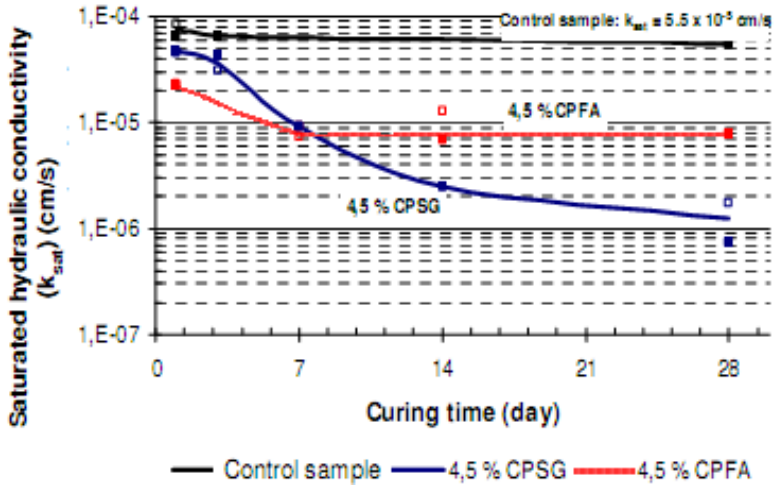

Figure 2.6 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour des remblais en pâte cimentés ayant différents types de liants (tirée de Godbout *et al*., 2007)

Pour l'analyse numérique d'un remplissage séquentiel avec effets de cimentation, présentée aux chapitres 3 et 4, l'évolution de la conductivité hydraulique saturée dans le temps est basée sur les résultats de Godbout *et al*. (2007) et Helinski *et al*. (2011) décrits ci-dessus.

2.4.1.3 Résistance mécanique

Le remblai en pâte cimenté (RPC) présente plusieurs avantages, notamment sa capacité à atteindre des résistances mécaniques plus élevées que le remblai hydraulique pour un même pourcentage de liant. Plusieurs investigations ont été effectuées sur des séries d'échantillons de RPC afin d'évaluer l'influence des différents paramètres sur la résistance mécanique.

Le paramètre généralement adopté pour évaluer le comportement mécanique du RPC est la résistance en compression uniaxiale (UCS pour Unconfined Compressive Strength). En plus de sa facilité et sa rapidité d'utilisation, l'essai de compression uniaxial est relativement peu coûteux et permet un contrôle de qualité sur le remblai en pâte produit.

La résistance UCS d'un RPC dépend notamment de la minéralogie, des éléments chimiques dans l'eau, de la granulométrie des résidus, de la teneur en eau du RPC, du type et du % de liant utilisé (Benzaazoua *et al*., 1999; Belem *et al*., 2000; Fall *et al*., 2007).

Les investigations ont montré qu'il existe une relation entre le % de liant et la résistance mécanique obtenue : plus la quantité de liant est importante, plus la résistance en compression uniaxiale et la cohésion augmentent (figure 2.7 (a)).

Quant à l'influence du type de liant, la résistance en compression uniaxiale maximale est souvent obtenue avec un ciment à base de scories (Belem *et al*., 2000; Ramlochan *et al*., 2004; Kesimal *et al*., 2005; Ouellet *et al*., 2008). Ce type de liant permet aussi d'obtenir des cohésions plus élevées qui peuvent atteindre le triple des valeurs obtenues avec du ciment portland de type 10.

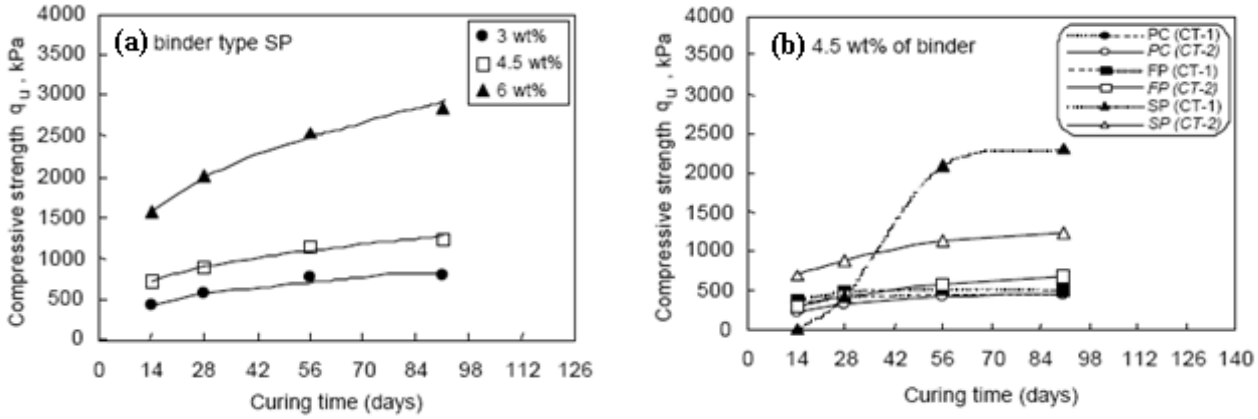

Figure 2.7 : Évolution de la résistance en compression uniaxiale en fonction du temps de cure pour des RPC ayant différents teneurs en liant (a) et différents types de liants et de résidus (b) (tirée de Belem *et al*., 2000).

L'évolution de la cohésion en fonction du temps de cure et des différentes teneurs et types de liants ont fait l'objet de quelques investigations en laboratoire. Les résultats de ces investigations montrent que l'augmentation de la cohésion effective est associée à l'augmentation de la teneur en liant, au pourcentage des particules solides et au temps de cure. Des valeurs typiques de cohésion varient entre 20 kPa (teneur faible en liant) et 500 kPa (teneur élevée en liant) ont été mesurées en laboratoire et *in situ* (Belem *et al*., 2000; Le Roux *et al*., 2005; Rankine et Sivakugan, 2007).

La relation qui lie la cohésion, l'angle de friction interne et la résistance en compression uni-axiale est donnée par l'équation (2-2).

$$c = \frac{q_u(1 - \sin\phi)}{2\cos\phi} \qquad (2\text{-}2)$$

où c est la cohésion du RPC, q_u (=UCS) est sa résistance en compression uniaxiale et ϕ son angle de friction interne. Cette équation est obtenue en supposant que le critère de Mohr-Coulomb s'applique (figure 2.8).

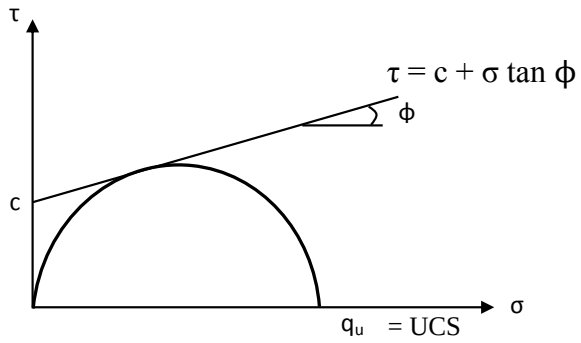

Figure 2.8 : Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

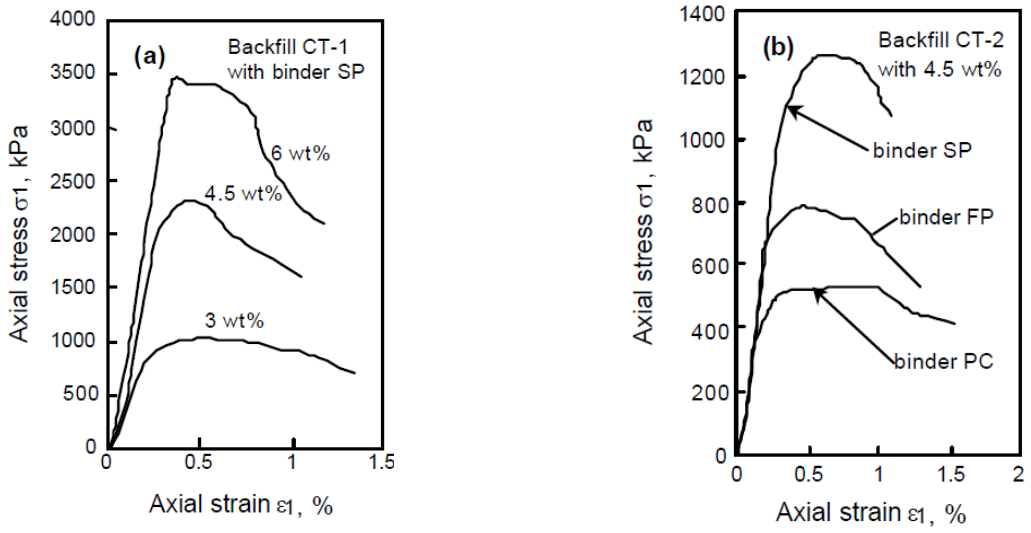

Figure 2.9: Influence de la teneur (a) et du type de liant (b) sur la courbe de contrainte-déformation après une période de cure de 112 jours (tirée de Belem *et al.*, 2000)

L’effet de la cimentation contrôle aussi l’évolution du module de Young E du RPC dans le temps. Les figures 2.9 et 2.10 montrent que l'évolution du module de Young (pente de la partie linéaire à partir des courbes contraintes-déformations) dépend aussi de la teneur en liant, du type du liant et du temps de cure. Le module E augmente avec le temps et cette augmentation est surtout marquée à court terme (entre 0 et 28 jours) par rapport à celle sur le long terme (28 à 120 jours). Aussi, le liant à base de scories et de ciment Portland (SP) permet d'obtenir le module de Young le plus élevé, par rapport à un remblai en pâte à base de cendres volantes (FP) ou de ciment Portland uniquement (PC) (Belem *et al*., 2000).

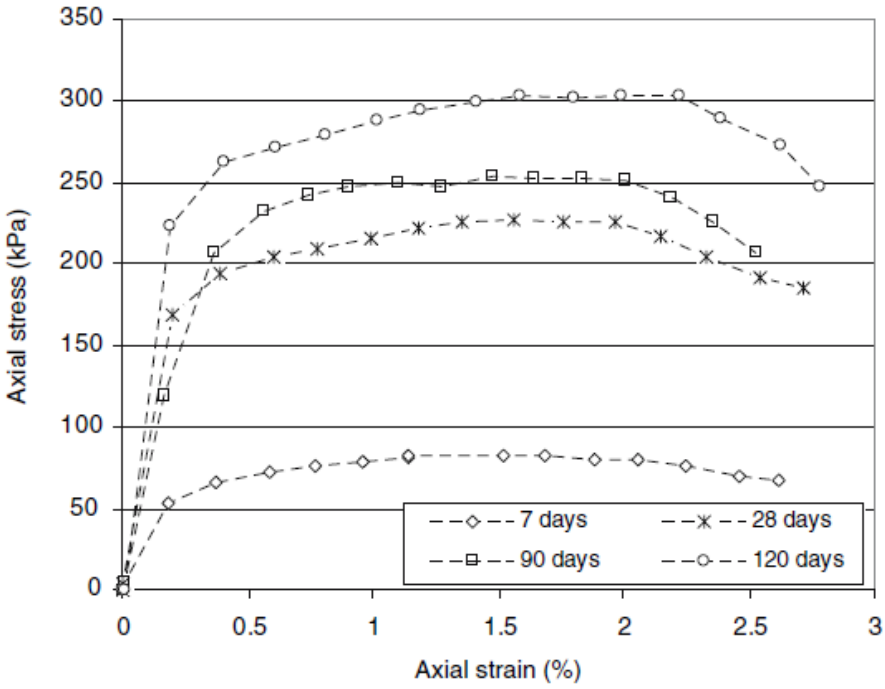

Figure 2.10: L'effet de la cimentation sur la courbe de contrainte-déformation (tirée de Fall *et al*., 2007)

Pour certaines des analyses numériques présentées par la suite, l'évolution du module de Young E en fonction du temps est basée sur les résultats de Belem *et al*. (2000) et Fall *et al*. (2007) présentés ci-dessus.

2.4.2 Caractéristiques géochimiques

2.4.2.1 Minéralogie du RPC

La composition minéralogique des résidus miniers peuvent influencer significativement la résistance, la rhéologie et la stabilité environnementale des remblais en pâte. La réactivité géochimique de certains minéraux peut affecter le développement de la résistance dû à la cimentation du RPC.

Les réactions géochimiques particulièrement critiques qui dépendent de la minéralogie des résidus miniers sont (Benzaazoua *et al*., 1999; Aubertin *et al*., 2002; Benzaazoua *et al*., 2004; Ouellet *et al*., 2006):

- Réaction d'hydratation
- Réaction d'oxydation (minéraux sulfureux)
- Réaction de sulfatation
- Lixiviation des métaux
- Réactions chimiques produisant des relâchements de gaz

La teneur en sulfures influence grandement la réaction d'hydratation et la réaction d'oxydation selon le type de sulfures contenu dans les rejets (pyrite, pyrrhotite, sphalérite, etc...).
Un choix adéquat du type de liant peut aider à prévenir la réaction d'oxydation et favoriser un remplissage maximale du volume des pores par les produits d'hydratation. Les liants à base de scories ou de cendres volantes contiennent moins d'aluminate tricalcique. Ils sont souvent utilisés dans l'industrie et peuvent produire des RPC de grande stabilité géochimique (Belem *et al*., 2002a; Benzaazoua *et al*., 2002; Fall *et al*., 2010).

2.4.2.2 Réaction d'hydratation

Le ciment Portland est le liant hydraulique le plus utilisé dans l'industrie minière. Il est obtenu par la cuisson des matières premières (calcaire essentiellement) qui apportent de la chaux CaO, de la silice SiO_2, de l'alumine Al_2O_3 et du fer Fe_2O_3. Après les étapes de cuisson, de broyage et de séparation, le ciment est composé des phases minérales suivantes :

- Silicate tricalcique (C_3S)
- Silicate bicalcique (C_2S)

- Aluminate tricalcique (C_3A)
- Aluminoferrite tétracalcique (C_4AF)

Le C_3S et le C_2S s'hydratent pour former les silicates de carbone hydratés (C-S-H) et de la Portlandite C-H (équation (2-3) et (2-4)).

$$C_3S + H_2O = CSH + CH \quad (2\text{-}3)$$

$$C_2S + H_2O = CSH + CH \quad (2\text{-}4)$$

Le gain de résistance est principalement dû à la formation des silicates de carbone hydratés C-S-H qui représentent plus de 50% en masse de la pâte de ciment hydratée (Taylor 1997; Benzaazoua *et al*., 2004).

Le ciment Portland est souvent mélangé avec un ou plusieurs ajouts minéraux comme de la cendre volante, de la fumée de silice ou des scories qui sont des sous-produits de l'industrie métallurgique. On parle alors de ciments ou liants composés. Une bonne composition minérale doit rendre le RPC plus économique, réduire sa perméabilité et augmenter sa résistance mécanique.

L'hydratation du ciment est une réaction exothermique. Le temps et la chaleur d'hydratation dépendent essentiellement des ajouts minéraux et des adjuvants utilisés.

2.4.2.3 Effet de l'hydratation sur la microstructure

Les investigations microstructurales et chimiques sur plusieurs types de remblais en pâte cimentés (principalement des remblais en pâte à base de ciment portland, de scories et de cendres volantes) ont montré que les produits d'hydratation ne permettent pas de remplir tous les vides entre les particules des résidus (Belem *et al*., 2002a; Ramlochan *et al*., 2004). La quantité élevée d'eau, qui excède la quantité d'eau requise pour la réaction d'hydratation, peut entraîner les produits d'hydratation avec le drainage.

Les observations au microscope électronique à balayage et les tests MIP (porosimétrie par intrusion de mercure) montrent que la porosité effective des RPC est diminuée considérablement (par rapport aux résidus) par l'irrégularité géométrique des pores causée par la formation des hydrates (Belem *et al*., 2001, 2002a). C'est pourquoi le RPC est caractérisé par une plus grande capacité de rétention d'eau après sa consolidation. Cette révélation est particulièrement

intéressante puisque la présence d'eau limite l'intrusion et la consommation de l'oxygène, et par conséquent, l'oxydation des sulfures présents dans les résidus (Ouellet *et al*., 2008). Cependant, un haut degré de saturation du RPC peut diminuer sa résistance mécanique (Belem *et al*., 2002a).

2.4.2.4 Effet des sulfures sur la microstructure du RPC

Une teneur en sulfures élevée peut modifier significativement la microstructure du RPC et affecter sérieusement sa résistance mécanique et sa stabilité géochimique. La présence de sulfates (dans l'eau du mélange) dans les résidus produit une dissolution des produits d'hydrates et forme des phases gonflantes, responsables de fissures dans le RPC (Benzaazoua *et al*., 1999, 2002; Fall et Benzaazoua, 2005). Ces fissures créent des plans de faiblesses et facilitent aussi l'intrusion de l'oxygène à travers le RPC, créant ainsi un potentiel plus élevé de génération d'eaux acides.

2.5 État des contraintes dans les chantiers et théorie de l'effet d'arche

Les chantiers miniers souterrains ont souvent des parois très rugueuses produites par les opérations de sautage pour extraire le minerai. Après la mise en place et le tassement du remblai minier, une résistance frictionnelle se développe à l'interface roc-remblai (figure 2.11). La contrainte de cisaillement créée en raison de la différence de rigidité entre le roc et le remblai engendre un transfert d'une partie de son poids au roc adjacent et une réduction de pression dans les remblais comme le montre des mesures *in situ* (Knutsson, 1981; Hassani et Archibald 1998; Harvey, 2004; Grabinski, 2010). Ce phénomène de transfert de charge est reconnu comme "effet d'arche" puisque les isocontours des contraintes verticales et horizontales sont sous forme d'arches comme montré dans plusieurs investigations (Aubertin *et al*., 2003; Li *et al*., 2003, 2005a, 2007; Li et Aubertin 2009c, 2010) et suggéré à la figure 2.11.

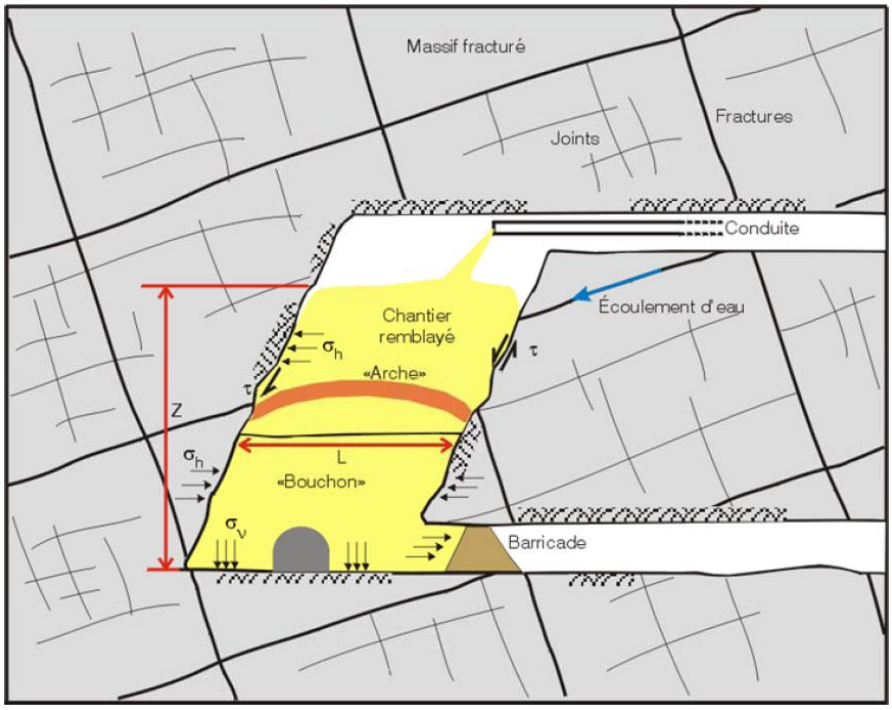

Figure 2.11: Illustration de l'effet d'arche qui se développe dans les chantiers miniers souterrains (tirée de Belem *et al*., 2011. Notes du cours GML6603 – Remblais miniers)

La théorie de l'effet d'arche a été développée par Janssen (1895) pour le calcul des contraintes dans les silos. Cette approche a été ensuite adaptée par Marston (1930) pour le calcul des pressions sur les conduites dans les tranchées enfouies.

À cause de l'effet d'arche, les contraintes verticales et horizontales au bas du chantier sont souvent plus faibles comparativement au poids des terres, qui est calculé par l'équation (2-5):

$$\sigma_v = \gamma \times z \tag{2-5}$$

où σ_v est la contrainte verticale (kPa), γ le poids volumique du remblai (kN/m^3) et z la profondeur du point de mesure à partir de la surface du remblai (en m).

La considération de l'effet d'arche dans la conception pourrait être avantageuse puisqu'elle permet de dimensionner les structures de support soumises à de moindres chargements.

La solution analytique proposée par Marston (1930) pour calculer la contrainte normale verticale dans une tranchée étroite remblayée à une profondeur z est définie par l'équation (2-6) (McCarthy 1988) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2\mu K}\left[1 - \exp\left(-\frac{2\mu K}{B} z\right)\right] \tag{2-6}$$

Avec μ = tan δ = coefficient de friction à l'interface mur-remblai

δ = angle de friction à l'interface mur-remblai

K = coefficient de pression des terres

B = largeur de la tranchée (en m)

γ = poids volumique du remblai (kN/m^3)

L'équation (2-7) représente la solution de Terzaghi (1943), qui a inclut la cohésion c (en kPa) dans la solution de Marston :

$$\sigma_v = \frac{(\gamma B - 2c)}{2\mu K}\left[1 - \exp\left(-\frac{2\mu K}{B} z\right)\right] \tag{2-7}$$

La valeur du coefficient de pression des terres K a fait l'objet de plusieurs investigations. Les travaux de Marston (1930) suggèrent que la valeur K devrait prendre la valeur du coefficient de pression active des terres K_a de Rankine définit par :

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \qquad (2\text{-}8)$$

Les analyses présentées par Li *et al*. (2003) tendent à montrer que la valeur du coefficient de pression des terres K varie entre les valeurs K_a (à l'état actif) et K_0 (au repos donné par l'équation (2-9)).

$$K_0 = 1 - \sin\phi \qquad (2\text{-}9)$$

La figure 2.12 présente la distribution des contraintes verticales et horizontales obtenues par la solution analytique de Marston et la solution basée sur le poids des terres. La figure montre qu'il existe une importante différence entre les deux solutions, due à l'effet d'arche développé (figure 2.11). Les travaux de Marston montrent que la magnitude des effets d'arche dépend de plusieurs facteurs incluant : la largeur de la tranchée, l'angle de friction à l'interface mur-remblai et le coefficient de pression des terres K. Aubertin *et al*. (2003) et Li *et al*. (2003), (2005a) et (2009a) se sont basés sur la solution de Marston (1930) pour proposer des solutions analytiques qui correspondent à différents scénarios. De plus, ils ont étudié les différents facteurs qui influencent ce phénomène incluant les pressions interstitielles, la cohésion du remblai et la dimension du chantier. Ces solutions ont été validées par des calculs numériques et des essais sur modèles physiques (Mitchell, 1992; Take et Valsangkar, 2001). Ces solutions sont montrées et discutées plus loin dans ce chapitre.

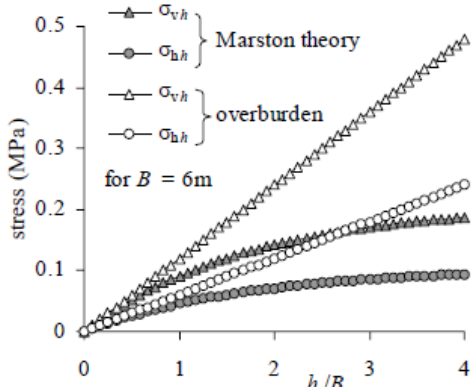

Figure 2.12: Comparaison entre les contraintes verticales et horizontales obtenues par la solution de Marston (avec le coefficient de pression des terres au repos K_0) et celle basée sur le poids des terres (tirée de Li *et al*., 2003).

2.6 Méthodes d'évaluation des propriétés des remblais dans les chantiers souterrains

2.6.1 Mesures *in situ*

Dans l'industrie minière, la conception des remblais, surtout pour les RPC, se base principalement sur des résultats obtenus sur des échantillons préparés et contrôlés dans des conditions de laboratoire. Des investigations ont toutefois montré que les propriétés *in situ* des RPC peuvent différer significativement de celles rencontrées au laboratoire (Belem *et al*., 2004; Le Roux *et al*, 2005).

Les mesures *in situ* peuvent permettre l'optimisation des mélanges des RPC, les séquences de remblayage et la conception des barricades. Plusieurs instruments permettent d'évaluer les propriétés géotechniques *in situ* des RPC dans les mines souterraines (Hassani et Archibald, 1998; Revell, 2003; Grabinski et Bawden, 2007). L'interprétation des résultats d'études *in situ* retrouvés dans la littérature est souvent limitée à la mine concernée, à cause de plusieurs raisons, notamment la différence des méthodes expérimentales utilisées, des conditions *in situ* des chantiers miniers et du type de RPC fabriqué.

Le Roux *et al*. (2005) ont utilisé un pressiomètre auto-foreur (Self-boring pressuremeter - SBP) montré à la figure 2.13, pour investiguer l'état de contraintes et les propriétés *in situ* (résistance au cisaillement, module de cisaillement) du RPC utilisé dans la mine Golden Giant. La portion centrale du pressiomètre SBP est équipée d'une membrane élastique qui gonfle durant le test. Des jauges de déformations en contact avec la membrane permettent les mesures de déplacement en réponse aux chargements appliqués. Les résultats des essais *in situ* entrepris par le pressiomètre auto-foreur ont donné un module de cisaillement G entre 240 et 510 MPa pour un RPC à 6% de liant après un temps de cure de 5 mois. Ces valeurs correspondent à une valeur du module de Young E comprise entre 576 et 1224 MPa en assumant une valeur du coefficient de Poisson de 0,2.

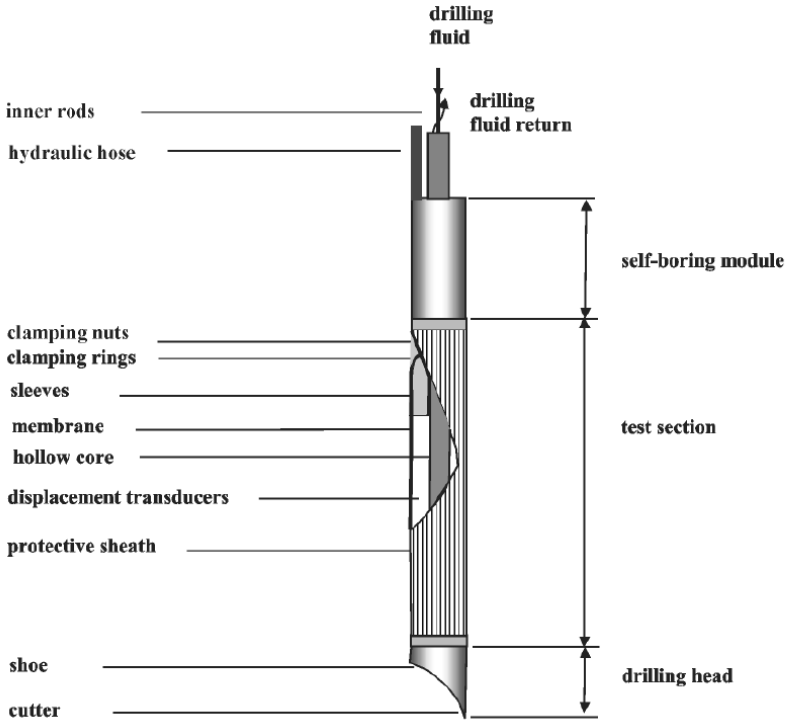

Figure 2.13 : Schéma du pressiomètre auto-foreur utilisé pour des investigations *in situ* (tirée de Le Roux *et al*., 2005)

Thompson *et al*. (2011) ont utilisé différents instruments de mesure dans deux chantiers à la mine Cayeli (en Turquie) selon un axe vertical et un axe horizontal comme l'indique la figure 2.14(a). Le chantier 685 a une largeur de 25 m et une hauteur de 16 m, comparativement à une largeur de 10 m et une hauteur de 15 m pour le chantier 715. La vitesse de remplissage a été d'environ 25 cm/h pour le chantier 685, qui a été rempli avec un remblai contenant 8,5% de liant au bas du chantier et 6,5% de liant à la partie supérieure du chantier (figure 2.14(a)). La vitesse de remplissage a été entre 35 et 42 cm/h pour le chantier 715, avec un remblai contenant 6,5% de liant sur toute la hauteur du chantier. Le système d'instrumentation utilise des cellules de pressions totales, des transducteurs de déplacement et des piézomètres. Tous les instruments de mesure ont été intégrés dans une cage connectée au système d'acquisition des données. Des cellules de pressions totales (TEPC) et des piézomètres ont aussi été installés sur chaque barricade pour mieux comprendre leur comportement pendant le remplissage du chantier.

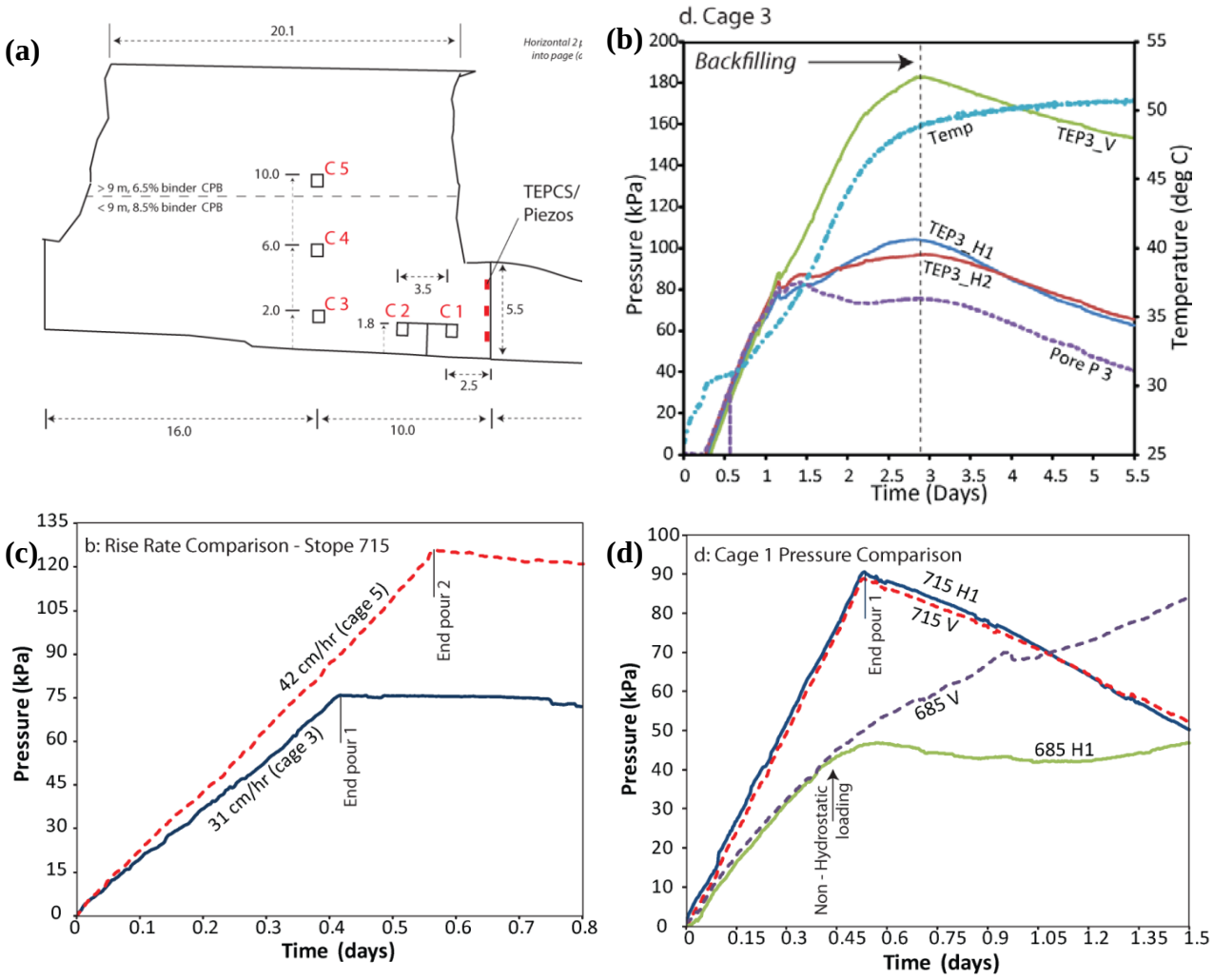

Figure 2.14 : Mesures *in situ* effectués dans un chantier et sur une barricade à la mine Cayeli par Thompson *et al*. (2011) : (a) Plan de localisation des équipements d'instrumentation; (b) exemple d'évolution des pressions enregistrées par les cellules de pression (cage 3) installées dans un chantier en phase de remblayage; (c) comparaison des pressions verticales pour deux vitesses de remplissage; (d) comparaison des pressions mesurées à la cage 2 dans deux chantiers différents.

La figure 2.14(b) montre l'évolution des contraintes totales verticale σ_y, horizontale σ_x et perpendiculaire au plan σ_z telles qu'enregistrées par les cellules de pression au bas du chantier 685 (cage 3) pendant le remplissage. Cette figure montre que les pressions au bas du chantier augmentent au fur et à mesure que le remplissage s'effectue. Aussitôt que le remplissage s'arrête, après 3 jours, la pression interne dans le remblai décroît pendant plusieurs jours.

Il est intéressant de noter que pendant les premières heures, la contrainte verticale est égale à la contrainte horizontale. Pendant cette période, il n'y a pas de contrainte effective (car la pression d'eau est égale aux contraintes totales) et la résistance frictionnelle est nulle, ce qui veut dire que le remblai se comporte comme un fluide visqueux (figure 2.14(b)). Par la suite, les contraintes effectives verticales augmentent avec le remplissage plus rapidement comparativement aux contraintes horizontales. Cela suggère que le remblai commence à acquérir une résistance frictionnelle due au drainage (et peut être aussi une cohésion) et à la réaction d'hydratation qui consomme de l'eau (à travers plusieurs mécanismes). Ceci diminue le volume d'eau disponible dans les pores du remblai, et par conséquent, produit une diminution des pressions interstitielles et une augmentation des contraintes effectives (Witteman et Simms, 2010; Thompson *et al*., 2011).

La figure 2.14(b) montre aussi l'évolution de la température et des pressions interstitielles mesurées à la cage 3. On peut voir que la température augmente significativement au début du remplissage et devient pratiquement constante à la fin du remplissage. La température serait en relation directe avec la réaction d'hydratation du liant.

La figure 2.14(c) illustre l'effet de la vitesse de remplissage sur les pressions verticales (= horizontales) du remblai au chantier 715. Il est montré que l'augmentation des pressions est plus rapide pour la vitesse 42 cm/h (cage 5) comparativement à celle de 31cm/h (cage 3).

La figure 2.14(d) compare les pressions verticales et horizontales dans les deux chantiers (685 et 715). Initialement, le taux d'augmentation des pressions est plus grand pour le chantier 715 à cause de la plus grande vitesse de remplissage. Dans le chantier 685, les pressions ne sont plus hydrostatiques après 0,4 jours. Les auteurs estiment que la prise rapide du liant dans ce cas était le facteur déterminant de la réduction de la pression sur la barricade puisque les pressions interstitielles ont diminué (diminution de la quantité d'eau dans le remblai) et la résistance frictionnelle du remblai a augmenté.

2.6.2 Mesures en laboratoire

Les essais de laboratoire sont effectués pour contrôler la qualité du RPC fabriqué, pour déterminer ses propriétés, et pour mieux comprendre l'évolution du comportement de ce matériau sous des conditions relativement contrôlées.

L'essai de compression uniaxiale (similaire à l'essai triaxial sans confinement) est souvent utilisé pour déterminer le module de Young E et la résistance en compression uniaxiale (UCS). L'essai en compression triaxiale à divers confinements permet de déterminer la cohésion non drainée du remblai saturé (c_u), la cohésion effective c', l'angle de friction interne ϕ', le module de Young E; il peut aussi servir à mesurer la conductivité hydraulique k (par l'application d'un gradient hydraulique).

L'essai triaxial est utilisé avec différentes pressions de confinement (avec une mise en charge initiale isotrope ou anisotrope). L'essai consiste typiquement à appliquer une pression de confinement sur l'échantillon de remblai en pâte placé dans la cellule. Une contrainte déviatorique (augmentation de la contrainte axiale) est ensuite appliquée jusqu'à la rupture. La rupture du remblai se produit au moment où le demi-cercle des contraintes touche le critère de rupture dans le plan de Mohr (figure 2.8). Il existe plusieurs types d'essais triaxiaux (McCarthy, 2007) incluant l'essai CD (consolidé drainé), CU (consolidé non drainé) et UU (non consolidé non drainé). L'essai CU peut être mené si le remblai est saturé et son drainage complet n'est pas possible ou le cas d’une charge rapide. Les pressions interstitielles doivent alors être mesurées. Dans le cas où le remblai est saturé et le drainage est possible, l'essai CD peut être mené; il faut alors que la variation des pressions interstitielles soit négligeable par rapport à l'augmentation des contraintes appliquées.

Des investigations ont montré qu'il existe une différence significative entre les résultats des essais en laboratoire et les essais *in situ*. Cette différence a été expliquée par plusieurs facteurs incluant le milieu d'essai (température, humidité), les conditions aux frontières (murs, parois), l'état des contraintes et autres facteurs (Belem *et al*., 2002a, b; Le Roux *et al*., 2005).

Belem *et al*. (2000) ont investigué le comportement mécanique du remblai en pâte cimenté fabriqué avec deux résidus sulfureux de mines Canadiennes. Trois différents types de liant ont été utilisés à base de : ciment portland ordinaire (PC), cendre volante (FP) et scories (SP). Aussi, trois différentes proportions de liant (3 wt%, 4,5 wt%, 6 wt%) ont été utilisées. Leur étude montre

que pour une proportion de liant donnée, la plus grande cohésion et le plus faible angle de friction sont obtenus avec le liant à base de scories (figure 2.15). Ces résultats semblent indiquer aussi que l'angle de friction interne diminue avec une augmentation de la teneur en liant, mais ces résultats n'ont pas été confirmés par d'autres études (Potvin *et al*., 2005)

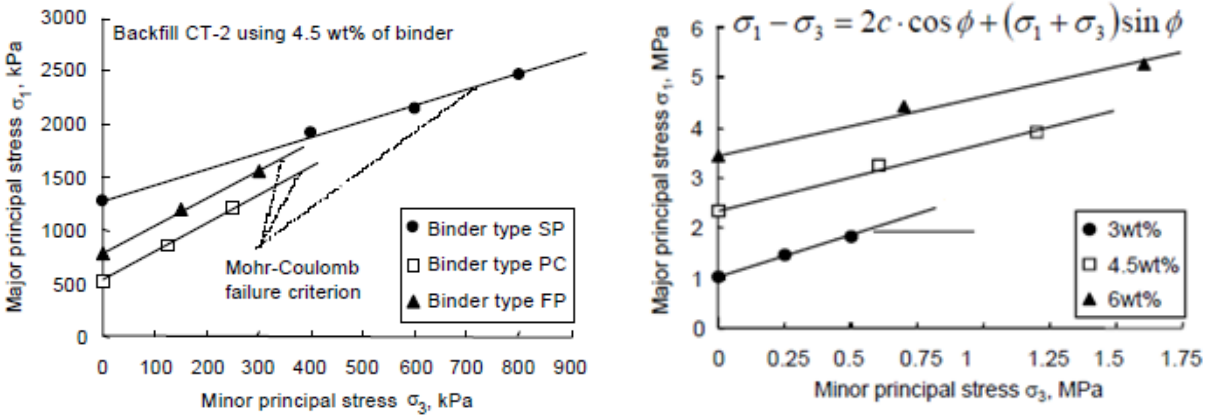

Figure 2.15 : Essais triaxiaux sur des échantillons de remblai en pâte fabriqués avec différents types de liants (a) et avec différentes proportions de liant (b) (d'après Belem *et al*., 2000)

L'aspect de la consolidation du RPC a été investigué par Yilmaz (2010) qui a effectué une série d'essais de laboratoire sur les RPC en utilisant un appareil innovateur appelé CUAPS (Curing Under Applied Pressure System) (Belem *et al*., 2002b; Benzaazoua *et al*., 2006).

L'appareil CUAPS est un appareil qui permet d'effectuer plusieurs types d'essais : Essai de consolidation unidimensionnelle, essai de perméabilité direct ainsi que des essais de cure sur des RPC sous des pressions verticales constantes ou variables. Un cylindre de 102 mm de diamètre et 204 mm de hauteur est utilisé pour contenir le RPC.

La figure 2.16 présente les courbes de consolidation unidimensionnelle e-log(σ') pour différents types de liants et à différents temps de cure obtenues par Yilmaz *et al*., (2010). Cette figure montre que la courbe de consolidation change significativement avec le temps de cure et le pourcentage de liant dans le RPC. La figure 2.17 est tirée des résultats de la figure 2.16 et illustre l'évolution de l'indice de compression C_c dans le temps pour différents types de liants. Dans cette étude, les valeurs de C_c semblent plus élevées comparativement aux résultats d'autres investigations (Fahey *et al.*, 2011; Helinski *et al*., 2011). On y montre aussi que l'indice de compression C_c diminue avec le temps de cure et l'ajout du liant. Ceci s'explique par le

développement de la rigidité du remblai suite à l'hydratation et la prise du liant (Belem *et al*., 2000; Benzaazoua *et al*., 2004).

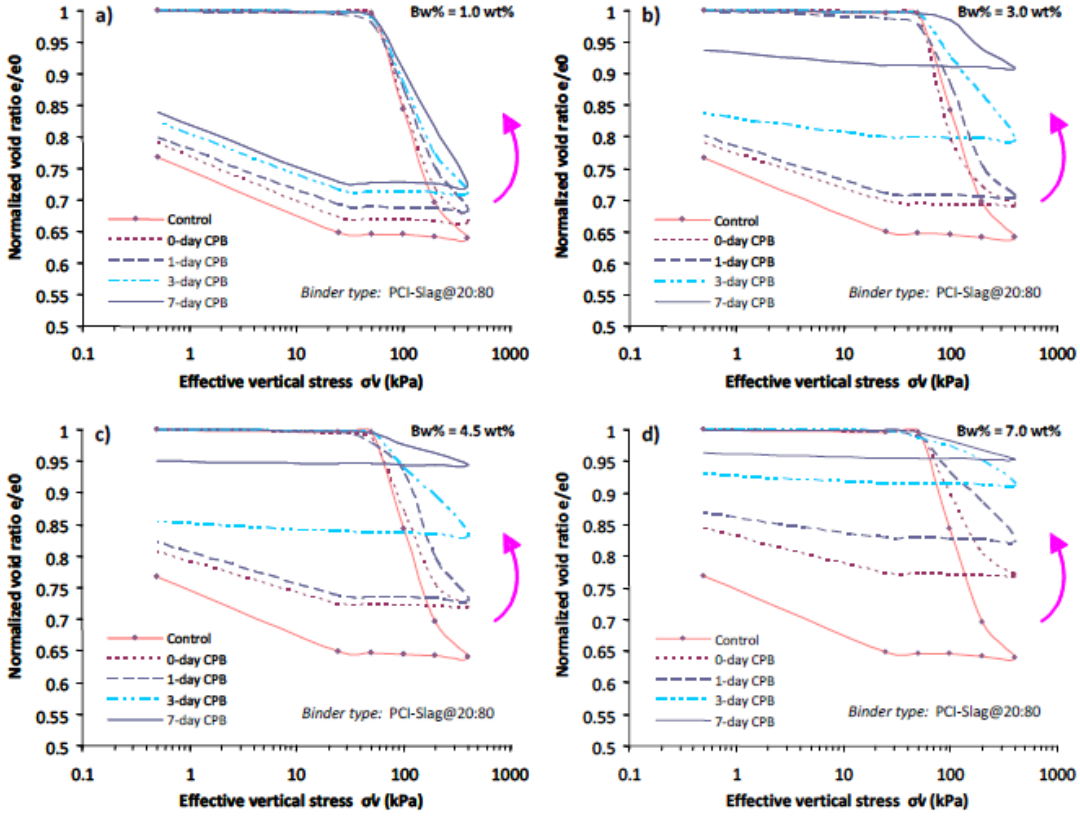

Figure 2.16 : courbes de consolidation unidimensionnelle de certains échantillons de remblais en pâte cimentés ayant différents teneurs en ciment (tirée de Yilmaz *et al*., 2010)

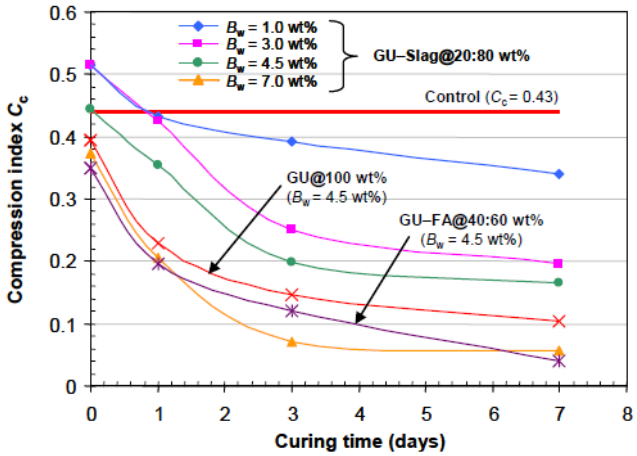

Figure 2.17 : Variation de l'indice de compression C_c dans le temps de certains échantillons de RPC ayant différentes teneurs en ciment (tirée de Yilmaz *et al*., 2010).

La figure 2.18 montre l'évolution des valeurs du coefficient de compressibilité m_v (exprimé par l'équation (2-25)) mesurées par Yilmaz *et al*., (2010) sur des échantillons de RPC. Cette figure montre que les valeurs du coefficient de compressibilité m_v ont tendance à décroître avec l'augmentation du pourcentage de liant et du temps de cure. Ces résultats se concordent bien avec les investigations de Belem *et al*. (2000) et Fall *et al*. (2007).

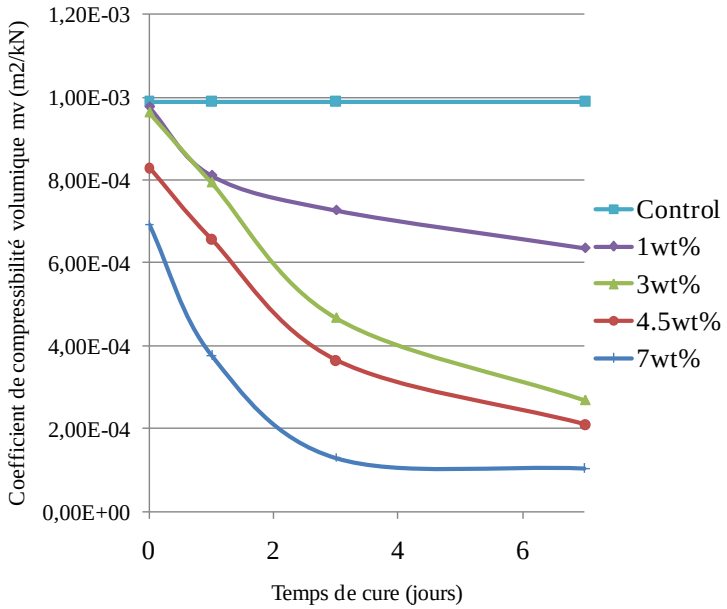

Figure 2.18: Évolution du coefficient de compressibilité volumique m_v en fonction du temps de cure pour différentes teneur en liant (d'après Yilmaz *et al*., 2010).

L'évolution du coefficient de consolidation c_v peut être calculé à partir de l'évolution de la conductivité hydraulique et du coefficient de compressibilité volumique suivant l'équation (2-10) (Holtz *et al*., 2010). Les résultats des calculs montrent que le coefficient de consolidation c_v diminue avec le temps de cure principalement à cause de la diminution de la conductivité hydraulique dans le temps.

$$c_v = \frac{k_{sat}}{\gamma_w \times m_v} = \frac{(1 + e_0) \times k_{sat}}{\gamma_w \times a_v} \qquad (2\text{-}10)$$

où e_0 l'indice des vides initial, a_v coefficient de compressibilité (pente de la courbe de compression sur une échelle arithmétique) et γ_w poids volumique de l'eau (kN/m^3)

2.6.3 Solutions analytiques pour l'état des contraintes

Les solutions analytiques sont des outils relativement simples et rapides qui permettent d'effectuer des calculs préliminaires en géotechnique. Il existe peu de solutions analytiques pour évaluer l'état des contraintes dans les chantiers minier souterrains. Li et Aubertin (2009a) ont proposé une solution 3D pour l'évaluation des contraintes normales verticales et horizontales le long d'un chantier remblayé en tenant compte de la position du niveau d'eau. Cette solution a été basée sur la solution de Marston (équation (2-6)) et sur les solutions précédemment développées par les mêmes auteurs (Aubertin *et al*., 2003; Li *et al*., 2003, 2005a). L'équation analytique prend en compte la cohésion du remblai ainsi que l'effet d'une charge à sa surface (figure 2.19).

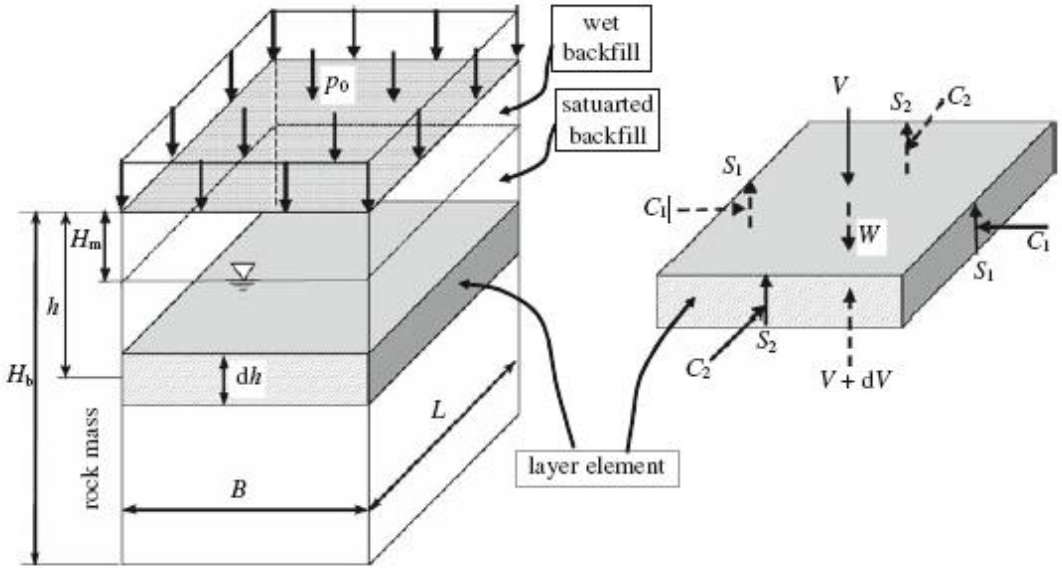

Figure 2.19 : Géométrie d'un chantier minier remblayé (tirée de Li et Aubertin, 2009a)

Pour le cas où la nappe phréatique est profonde (cas drainé - $h \leq H_m$), le coefficient de pression latéral K_{cim} pour la i^{ème} interface entre le remblai et le i^{ème} mur rocheux, est définie par :

$$K_{cim} = \frac{\sigma'_{hhi}}{\sigma'_{vh}} \tag{2-11}$$

où σ'_{hhi} représente la contrainte effective horizontale perpendiculaire au i^{ème} mur (en kPa) et σ'_{vh} représente la contrainte effective verticale (en kPa).

Ce coefficient est exprimé en fonction de la cohésion du matériau selon l'équation (2-12):

$$K_{cim} = K_{im} + \frac{2c_m}{\sigma_{vh}} \tan \propto_{im} \qquad (2\text{-}12)$$

K_{im} et α_{im} représentent le coefficient de réaction pour un sol sans cohésion et l'angle d'état du matériau respectivement. Les valeurs de ces deux paramètres sont données au tableau 2-1. Le paramètre c_m représente la cohésion du remblai.

Tableau 2-1: Définition de K_{im} et α_{im} pour différentes conditions de remblai (tiré de Li et Aubertin, 2009a).

Condition du remblai	K_{im}	α_{im}
Au repos (K_0)	$1 - \sin\varphi$	0°
Active (K_a)	$\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$	$\frac{\varphi}{2} - 45°$
Passive (K_p)	$\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$	$45° + \frac{\varphi}{2}$

La solution 3D proposée par Li et Aubertin (2009a) exprime la contrainte effective verticale (= contrainte totale verticale pour le cas drainé; u=0) comme suit :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}B^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} \times \{1 - \exp(-hM_m)\} + p_0 \exp(-hM_m) \qquad (2\text{-}13)$$

γ_m et c_m représentent respectivement le poids volumique (en kN/m^3) et la cohésion du remblai au dessus de la nappe phréatique (en kPa), p_0 est la pression appliquée à la surface du remblai (en kPa).

avec

$$M_m = 2(B^{-1}K_{1m} + L^{-1}K_{2m}) \tan\delta_m \qquad (2\text{-}14)$$

et

$$\lambda_{im} = 1 + 2\tan \propto_{im} \tan\delta_m , \quad (i = 1, 2) \qquad (2\text{-}15)$$

où δ_m représente le coefficient de frottement entre le mur et le remblai minier

Les auteurs ont exprimé la contrainte effective horizontale en remplaçant l'équation (2-13) dans l'équation (2-11):

$$\sigma_{\mathrm{h}hi} = K_{i\mathrm{m}}\sigma_{\mathrm{v}h} + 2c_{\mathrm{m}}\tan\propto_{i\mathrm{m}}, \qquad (i = 1,2) \tag{2-16}$$

Une solution qui prend en compte le niveau de l'eau dans le chantier a aussi été élaborée par Li et Aubertin (2009b). Pour le cas submergé ($h \geq H_m$), le coefficient de pression latéral devient :

$$K_{\mathrm{c}i\mathrm{sat}} = \frac{\sigma'_{\mathrm{h}hi}}{\sigma'_{\mathrm{v}h}} = K_{isat} + \frac{2c_{sat}}{\sigma'_{\mathrm{v}h}}\tan\propto_{isat}, \qquad (i = 1,2) \tag{2-17}$$

La contrainte effective verticale peut être exprimée comme suit :

$$\begin{aligned}\sigma'_{\mathrm{v}h} = {} & \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}B^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} \times \{1 - \exp(-H_m M_m)\}\exp[(H_m - h)M_{sat}] \\ & + \frac{\gamma_m - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}B^{-1} + \lambda_{2sat}L^{-1})}{M_{sat}} \times \{1 - \exp[(H_m - h)M_{sat}]\} \\ & + p_0\exp[(H_m - h)M_{sat} - H_m M_m]\end{aligned} \tag{2-18}$$

avec

$$M_{sat} = 2\,(B^{-1}K_{1sat} + L^{-1}K_{2sat})tan\delta_{sat} \tag{2-19}$$

K_{isat} et δ_{sat} sont respectivement le coefficient de pression des terres et le coefficient de friction entre le mur et le remblai à l'état saturé.

La contrainte effective horizontale devient :

$$\sigma'_{\mathrm{h}hi} = K_{i\mathrm{sat}}\sigma'_{\mathrm{v}h} + 2c_{sat}\,tan\propto_{isat}, \qquad (i = 1,2) \tag{2-20}$$

Dans le cas où il n'y a pas de charge à la surface du remblai ($p_0 = 0$) et les 4 murs réagissent de la même manière et partagent les mêmes propriétés, la solution devient

$$\begin{aligned}\sigma'_{\mathrm{v}h} = {} & \frac{\gamma_m - 2c_m\lambda_m M}{2\tan\delta_m K_m M} \times \{1 - \exp(-2H_m K_m M\tan\delta_m)\} \\ & \times \exp[2(H_m - h)K_{sat}M\tan\delta_{sat}] + \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}\lambda_{sat}M}{2K_{sat}M\tan\delta_{sat}} \\ & \times \{1 - \exp[2(H_m - h)K_{sat}M\tan\delta_{sat}]\}\end{aligned} \tag{2-21}$$

Dans le cas où $\varphi_m = \delta_m$, $\varphi_{sat} = \delta_{sat}$ et $c_m = c_{sat} = 0$, l'équation (2-21) devient :

$$\sigma'_{vh} = \frac{\gamma_m}{2tan\varphi_m K_m M} \times \{1 - \exp(-2H_m K_m M tan\varphi_m)\} \times \exp[2(H_m - h)K_{sat} M\, tan\varphi_{sat}] + \frac{\gamma_{sub}}{2K_{sat}\, M\, tan\varphi_{sat}} \times \{1 - \exp[2(H_m - h)K_{sat} M \tan\varphi_{sat}]\} \quad (2\text{-}22)$$

Si en plus, la longueur du chantier est beaucoup plus importante que sa largeur (L >> B), alors l'équation (2-22) devient une solution 2D comme suit :

$$\sigma'_{vh} = \frac{\gamma_m B}{2\, tan\varphi_m K_m} \times \left\{1 - \exp\left(-2\tan\varphi_m\, K_m \frac{H_m}{B}\right)\right\} \times \exp\left(2\, K_{sat} \frac{H_m - h}{B} tan\varphi_{sat}\right) + \frac{\gamma_{sub} B}{2K_{sat}\, tan\varphi_{sat}} \times \left\{1 - \exp\left(2\tan\varphi_{sat}\, K_{sat}\, \frac{Hm - h}{B}\right)\right\} \quad (2\text{-}23)$$

et la contrainte horizontale correspondante peut s'exprimer :

$$\sigma'_{hh} = \frac{\gamma_m B\, K_{sat}}{2\tan\varphi_m\, K_m} \times \left\{1 - \exp\left(-2\tan\varphi_m\, K_m \frac{H_m}{B}\right)\right\} \times \exp\left(2\, K_{sat} \frac{H_m - h}{B} tan\varphi_{sat}\right) + \frac{\gamma_{sub} B}{2\tan\varphi_{sat}} \times \left\{1 - \exp\left(2\tan\varphi_{sat}\, K_{sat}\, \frac{H_m - h}{B}\right)\right\} \quad (2\text{-}24)$$

La figure 2.20 (a) montre les contraintes verticales effectives et totales obtenues par les solutions analytiques de Li et Aubertin (2009a) (équation (2-18)) et celles dues au poids des terres. Les résultats ont été obtenus pour un remblai sans cohésion dans un état actif ($K = K_a$). Sur cette illustration, p_0 = 50 kPa et les dimensions de l'ouverture sont B = 10 m, L = 20 m et H_b = 30 m. Les propriétés du remblai humide sont γ_m=18 kN/m^3, $\phi_m = \delta_m = 30°$. Pour le remblai saturé γ_{sat}= 20 kN/m^3 et $\phi_{sat} = \delta_{sat} = 30°$. Les effets d'arche mentionnés auparavant sont clairement montrés dans cette figure. Les contraintes verticales seront surestimées si le poids des terres seul est considéré.

Les figures 2.20(b), (c) et (d) montrent l'influence des propriétés du remblai et de la géométrie du chantier sur les contraintes effectives verticales et horizontales. Il est montré dans ces figures que l'augmentation de l'angle de friction φ et la cohésion c peuvent réduire significativement les contraintes effectives au bas du chantier. Il est aussi montré que l'accroissement de la longueur L

peut augmenter les contraintes effectives horizontales et verticales à cause de la diminution du transfert des contraintes au roc adjacent (figure 2.20 d).

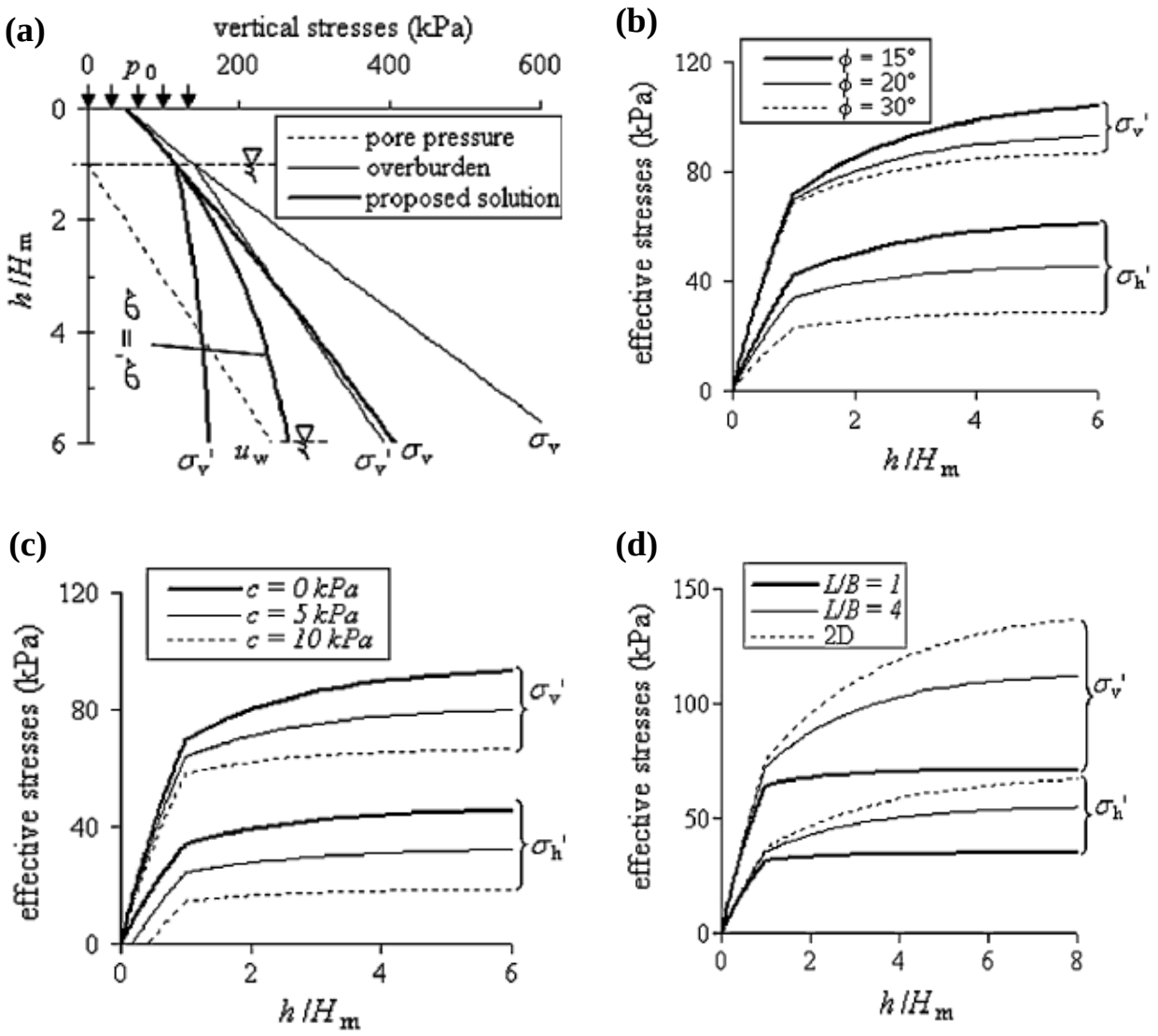

Figure 2.20: (a) Contraintes verticales en fonction de l'élevation dans le chantier, basées sur le poids des terres et la solution analytique 3D. Influence des paramètres de résistance au cisaillement ϕ (b) et la cohésion c (c) ainsi que la longueur L du chantier (d) sur les contraintes effectives à différentes élévations h (tirée de Li et Aubertin, 2009a)

2.6.4 Analyses par méthodes numériques

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats, les simulations numériques peuvent mener à une évaluation réaliste des problèmes géotechniques.

Li *et al*. (2003, 2005a) et Li et Aubertin (2009a, b et 2010) ont effectué plusieurs séries de simulations numériques pour analyser le comportement géotechnique des chantiers miniers remblayés. Les résultats de ces investigations montrent un effet d'arche qui se développe au sein du chantier comme l'illustrent les iso-contours des contraintes verticales sur la figure 2.21 (a). Le remblai minier étant beaucoup moins rigide que le roc, ce contraste de rigidité contribue aux effets d'arche qui se développent au sein du chantier et qui sont caractérisés par des contraintes verticales plus élevées au centre du chantier par rapport à celles proches du roc adjacent (figure 2.21 b).

La figure 2.22 montre la distribution du coefficient de réaction $K=\sigma'_h/\ \sigma'_v$ selon la largeur du chantier, obtenue par les solutions numériques, pour différentes élévations. Il est montré que cette distribution ne varie pas beaucoup avec la profondeur du chantier, et que la valeur de K est très proche de la valeur en condition active (K_a).

Des simulations numériques considérant l'effet des pressions interstitielles à l'équilibre ont aussi été conduites par Li et Aubertin (2009 a, b) qui les ont comparé aux solutions analytiques présentées plus haut (équations (2-23) et (2-24)). La figure 2.23 montre une bonne corrélation entre les solutions numériques, conduites par le code FLAC-2D (Itasca, 2002) et les solutions analytiques développées par les mêmes auteurs en utilisant un coefficient de réaction à l'état actif K_a.

Les simulations numériques menées par Pirapakaran et Sivakugan (2007) à l'aide du code FLAC-2D estiment que le coefficient de pression des terres K est plus proche de la valeur de K_0 que K_a et que les contraintes calculées avec K_a sous-estime les contraintes au sein du chantier dans le cas où l'angle de friction à l'interface δ est inférieur à l'angle de frottement interne du remblai ϕ'.

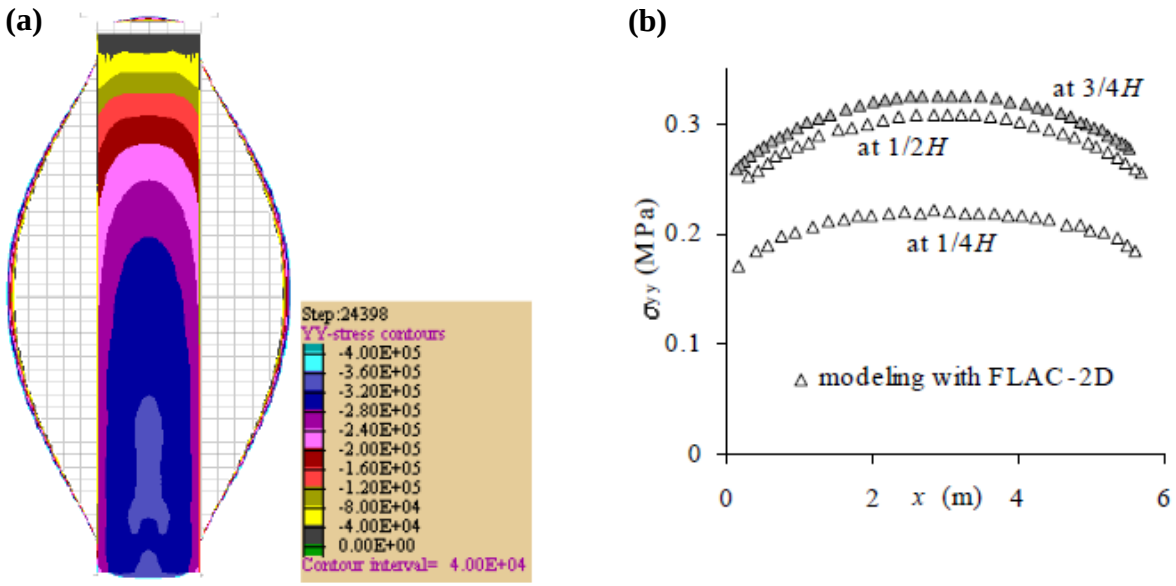

Figure 2.21: (a) Iso-contours des contraintes verticales dans un chantier minier remblayé. (b) Distribution des pressions verticales obtenus avec FLAC-2D (Itasca 2002) selon la largeur du chantier à différents endroits; les calculs ont été menés avec E = 100 MPa, c = 0, γ = 18 kN/m^3, ν = 0,2, ϕ = 30°, pour le remblai; E = 30GPa, ν = 0,3 et γ = 27 kN/m^3 pour la masse rocheuse; largeur B = 6 m et hauteur H = 45 m (tirée de Li *et al*., 2003)

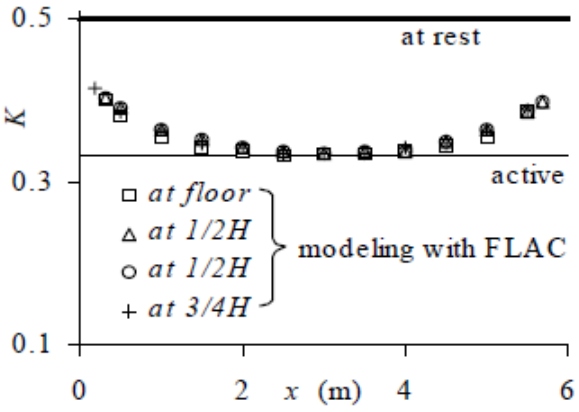

Figure 2.22: Coefficient de réaction K obtenu par les solutions analytiques et numériques à travers la largeur du chantier à différentes élévations h pour le cas montré à la figure 2.21 (tirée de Li *et al*., 2003).

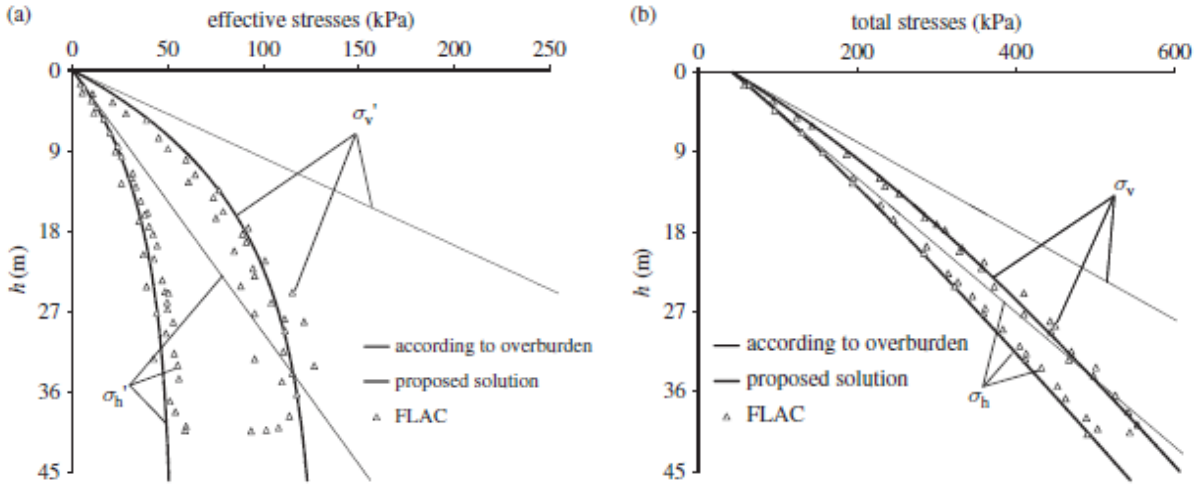

Figure 2.23 : Contraintes verticales et horizontales effectives (a) et totales (b) à côté de la paroi rocheuse obtenus des simulations numériques et des solutions analytiques; E = 300 MPa, c = 0, γ_{sat} = 20 kN/m^3, ν = 0,2 et ϕ_{sat} = 30° pour le remblai saturé; E = 30 GPa, ν = 0,3 et γ = 27 kN/m^3 pour la masse rocheuse; B = 6 m et H = 45 m (tirée de Li et Aubertin, 2010).

Il a été montré que plusieurs facteurs régissent le comportement des remblais dans les chantiers miniers (Aubertin *et al*., 2003; Li *et al*., 2005a; Li et Aubertin 2009a, c, 2010; Rankine et Sivakugan, 2005; Rankine *et al*., 2006). À titre d'exemple, la largeur du chantier influence significativement la distribution des contraintes verticales et horizontales au sein du chantier. La figure 2.24 montre quelques résultats des simulations numériques menées par Fahey *et al*., 2009 avec le logiciel PLAXIS. Cette figure montre que l'effet d'arche est plus prononcé quand la largeur du chantier diminue. Des résultats similaires ont été observés par Aubertin *et al*. (2003) et mis en évidence par leurs solutions analytiques.

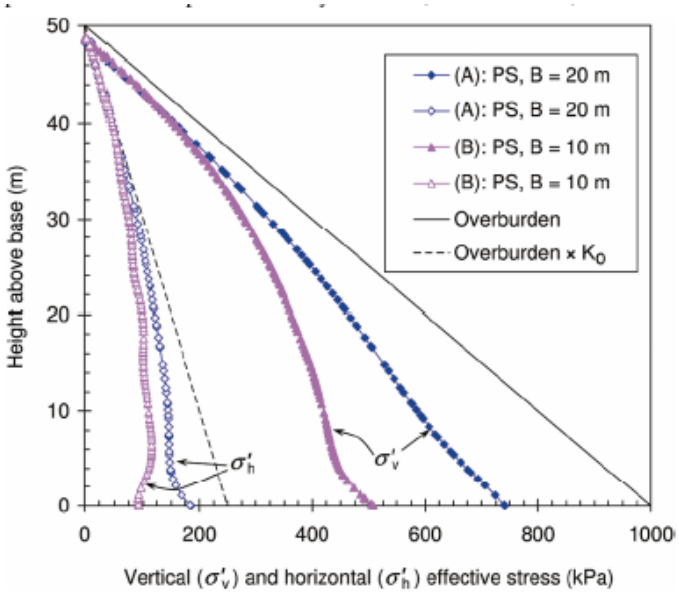

Figure 2.24 : Résultats de simulations numériques 2D (PS pour Plane Strain) qui montrent l'ampleur des contraintes verticales et horizontales effectives le long de la hauteur du chantier avec E = 10 MPa, c = 0 kPa, γ_{sat} = 20 kN/m^3, ν = 0,2, ψ = 0° et ϕ' = 45° pour le remblai sec; hauteur du chantier H=50m; remplissage instantané (tirée de Fahey *et al*., 2009)

Malgré l'intérêt croissant des simulations numériques et leur développement pour aider à mieux comprendre le comportement géotechnique des chantiers souterrains remblayés, il existe peu d'études numériques traitant l'évolution des pressions interstitielles au sein des remblais miniers. Witteman et Simms (2010) ont simulé la dissipation des pressions interstitielles mesurée à la mine Williams Gold au nord de l'Ontario pendant et immédiatement après remplissage près de la barricade au bas du chantier. Ces simulations ont été conduites avec le logiciel SVFlux en utilisant la courbe de rétention d'eau obtenue par des mesures *in situ*. La conductivité hydraulique saturée du remblai en pâte cimenté a été fixée à 1 × 10^{-7} m/s; le coefficient de compressibilité variait de 0.07 ou 0.007. Une mise en place instantanée d'une couche de 5 m a été simulée sur une durée de 20 heures. Initialement, une distribution hydrostatique des pressions interstitielles a été supposée. Une condition à la frontière h = 0 m a été choisie pour représenter le drainage au bas du chantier.

La figure 2.25 montre l'effet du coefficient de compressibilité m_v (exprimé par l'équation (2-25)) sur l'évolution des pressions interstitielles; ce coefficient peut être exprimé comme suit :

$$m_v = \frac{1}{M} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E\ (1-\nu)} \qquad (2\text{-}25)$$

où M est le module contraint (kPa), E est le module de Young (kPa) et ν est le coefficient de Poisson.

Leurs résultats indiquent qu'un coefficient de compressibilité faible engendre une plus grande dissipation des pressions d'eau. À long terme, cela suggère qu'un remblai avec un faible coefficient de compressibilité m_v engendre de plus faibles pressions (avec des succions en haut du chantier).

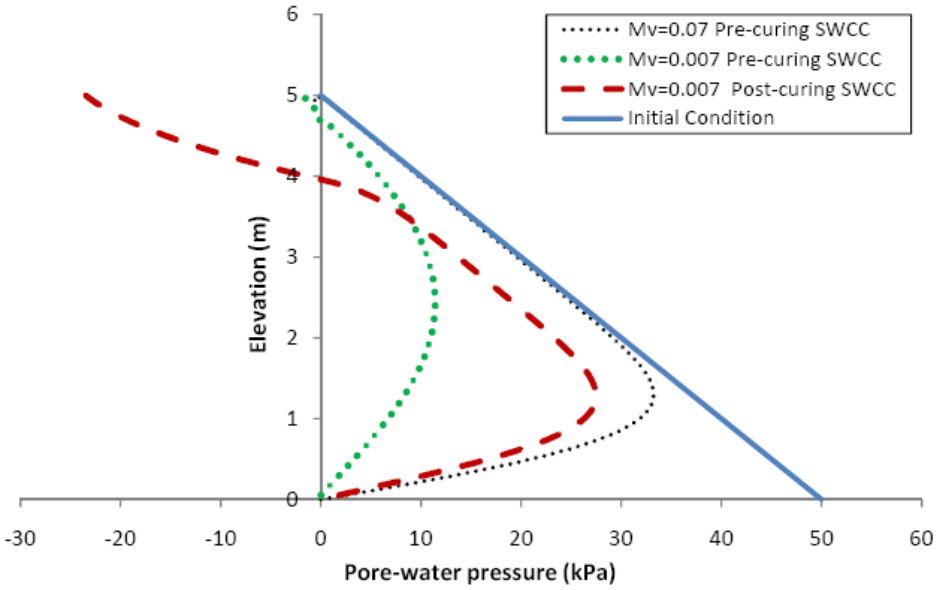

Figure 2.25 : Simulation des pressions interstitielles après 20 heures du moment de remplissage (tirée de Witteman et Simms, 2010)

2.7 Analyse des barricades

La stabilité des barricades est l'un des aspects les plus problématiques liés au remblayage souterrain dans l'industrie minière. Le Roux *et al*. (2004) suggère de prêter une attention particulière à la conception des barricades face à un remblayage séquentiel rapide. Une conception adéquate et une bonne évaluation des contraintes sur les barricades permettent non seulement d'augmenter la production, mais aussi d'assurer la sécurité des mineurs dans les chantiers à proximité (Hassani et Archibald, 1998; Landriault, 2006).

2.7.1 Type de barricades

Il existe différents types de barricades utilisées dans l'industrie minière incluant des barricades en bois, en roches stériles, en grillage d'acier, en brique ou en béton. Le choix du type de barricade à utiliser dépend de la configuration du chantier, du type de remblai à soutenir et de la disponibilité des matériaux de construction. La figure 2.26 montre des configurations traditionnelles des barricades utilisées dans l'industrie minière.

Les barricades en béton sont considérées les plus résistantes aux pressions induites par les remblais. Le béton qui sert à construire ce type de barricade peut atteindre une valeur de résistance en compression uniaxiale (UCS) allant jusqu'à 7 MPa après 28 jours de cure du béton. Il est possible de dépasser cette valeur en renforçant la barricade avec des armatures en acier du côté de la surface libre de la barricade (endroit où la traction est élevée) comme le montre la figure 2.26 (c).

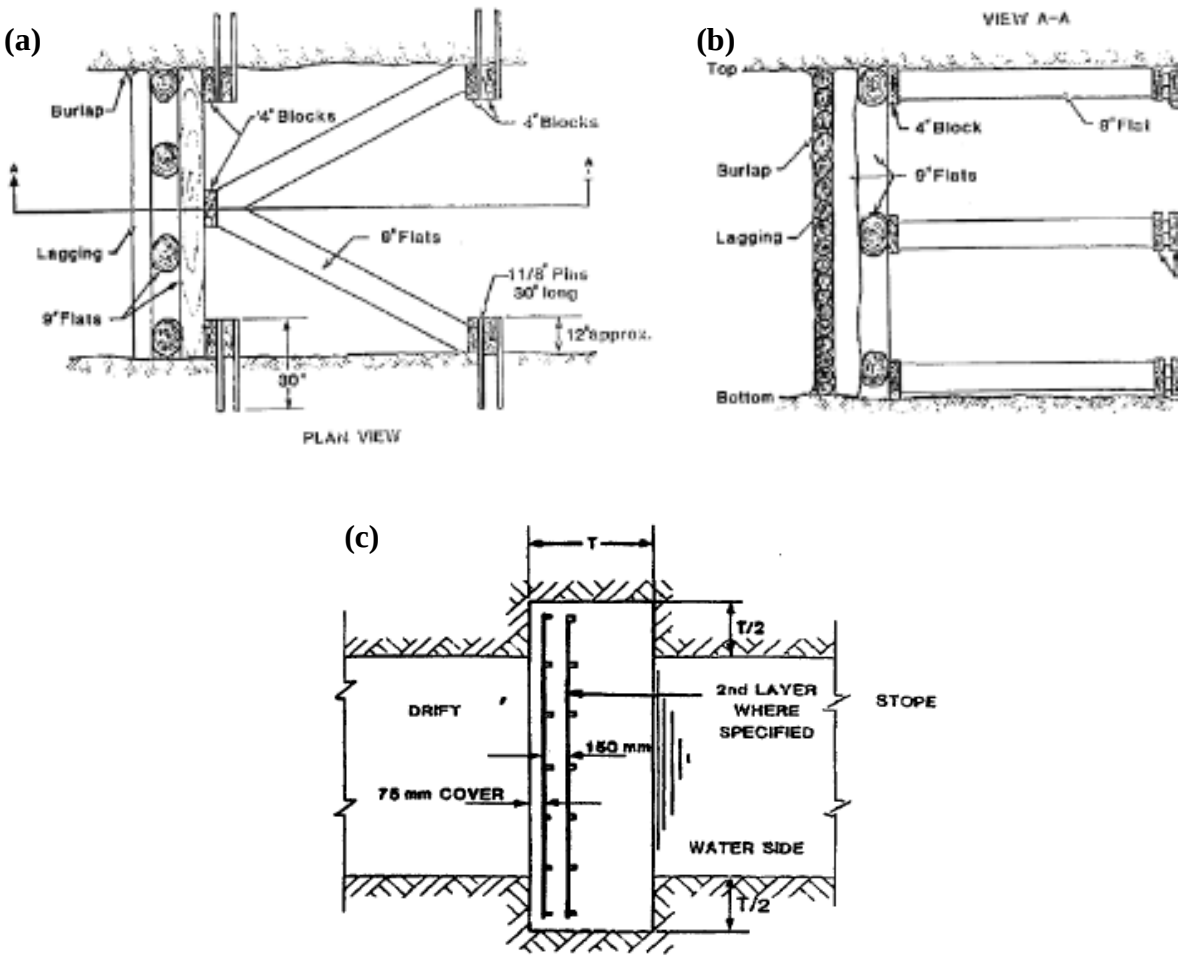

Figure 2.26: Plan (a) et coupe-section (b) de deux conceptions de barricades en bois dans une mine de Falconbridge (courtesy of Falconbridge Ltd). (c) Coupe-section d'une barricade typique en béton armé (d'après Neindorf, 1983).

Les barricades en blocs sont souvent utilisées pour leur bonne résistance et leur coût relativement faible par rapport aux autres types de barricades traditionnelles. On retrouve souvent une conception en arche pour ce type de barricade qui favorise la compression de la barricade plutôt que sa traction. La figure 2.27 illustre un exemple d'une barricade en arche faite avec des briques.

Berndt *et al*. (2007) ont investigué les différentes propriétés des blocs utilisés pour la construction des barricades. Les résultats de leurs tests ont montré que la valeur de la perméabilité entre les blocs (joints en mortier) se situe entre $1{,}2 \times 10^{-2}$ et $3{,}1 \times 10^{-1}$ cm/s, ce qui représente 100 à 1000 fois la conductivité hydraulique des remblais hydrauliques et permettant un bon système de drainage. Quant à la résistance en compression uniaxiale des blocs, elle se situe

aux alentours de 7 MPa. En revanche, leur investigation a montré que lorsque ces blocs sont saturés, une perte d'environ 25% de la résistance peut se produire.

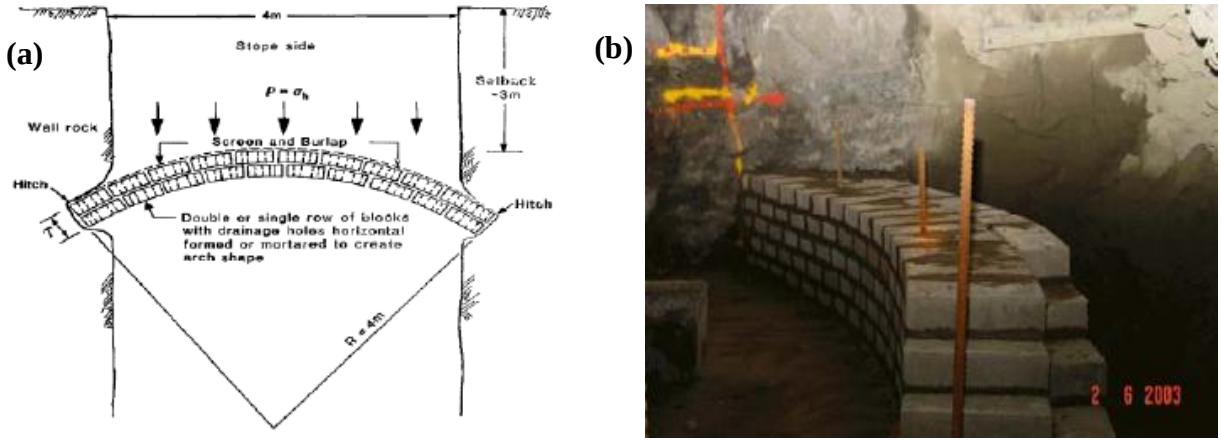

Figure 2.27 : (a) Vue en plan d'une barricade en arche (d'après Neindorf 1983). (b) Barricade en blocs en cours de construction (tirée de Berndt *et al*., 2007)

L'utilisation des roches stériles comme matériau pour la construction des barricades est de plus en plus courante dans les mines souterraines grâce à la disponibilité de ce matériau de construction sur le site. La grande conductivité hydraulique et la bonne résistance mécanique des roches stériles représentent aussi des raisons favorables à l'utilisation de ce type de matériau pour la fabrication des barricades de soutènement.

2.7.2 Cas de rupture

Depuis que le remblayage souterrain est devenu une pratique répandue dans les mines, plusieurs ruptures de barricade ont été enregistrées aussi bien pour les remblais hydrauliques, que pour les remblais cimentés en pâte. À titre d'exemple, la mine Mount Isa a connu 11 ruptures de barricade entre 1980 et 1997 (Kuganathan, 2001). Depuis la mise en place du remblai en pâte à la mine Cayeli en 1999, trois ruptures majeures de barricade ont causé des dommages matériels importants ainsi que de longs délais de production (Yumlu et Guresci, 2007). En 2000, la rupture d'une barricade à la mine Normandy Bronzewing a provoqué la mort de 3 personnes en Australie et 2 ruptures de barricades en briques ont été rapportées la même année à la mine Osborne au Queensland (Grice, 2001).

Plusieurs causes peuvent expliquer la rupture d'une barricade, incluant un design inadéquat de la barricade, un mauvais système de drainage ou un remplissage trop rapide (Le Roux *et al*., 2004; Sivakugan et Rankine, 2006).

La plupart des mines utilisent des solutions empiriques pour le dimensionnement des barricades. La méconnaissance des pressions exercées par le remblai d'une part, et de la résistance mécanique des matériaux utilisés pour la fabrication des barricades d'autre part, rendent souvent la conception des ces structures de soutènement très imprécis (Berndt *et al*., 2007).

La figure 2.28 montre l'endommagement du matériel et l'écoulement du remblai en pâte dans une galerie adjacente suite à une rupture de barricade produite à la mine Cayeli en Turquie. Cette figure illustre les conséquences d'un drainage inadéquat et un remplissage trop rapide qui ont entravé la dissipation des pressions interstitielles et la consolidation du remblai. Il est montré que le remblai se comporte comme un fluide sans contraintes effectives. L'excès de la pression interstitielle produit une contrainte totale très élevée au bas du chantier, ce qui peut engendrer des déplacements (déformations) significatifs de la barricade (Soderberg et Busch 1985; Helinski, 2007).

Figure 2.28 : Matériel endommagé par la rupture d'une barricade à la mine Cayeli (d'après Yumlu et Guresci, 2007)

2.7.3 Pressions sur les barricades

2.7.3.1 Instrumentation des barricades

L'instrumentation des barricades permet de déterminer les pressions et les déformations qu'exerce le remblai lors du remplissage du chantier. Elle permet de vérifier les hypothèses de calcul avec les résultats *in situ* et améliorer les connaissances sur les réponses des barricades soumises à des chargements. La méthode d'instrumentation la plus utilisée consiste à implanter des cellules de pressions et des jauges de déformation le long de la hauteur de la face libre de la barricade. Pour déterminer la résistance limite de la barricade, celle-ci est soumise à une pression (sur sa face non libre) qui augmente graduellement jusqu'à la rupture de la barricade. Ce test destructeur est généralement requis pour la compréhension du comportement des barricades sous chargement et pour déterminer la contrainte limite de rupture (Hughes *et al*., 2010).

La figure 2.29 montre un exemple pour l'emplacement des différents instruments d'auscultation sur la face libre de la barricade. Les 2 cellules de pression totale (EPC) sont à 0,6m et à 1,8m de la base de la barricade, et permettent de mesurer les pressions durant le remplissage. Les jauges de déformation (SG) sont installées horizontalement et verticalement à la mi-largeur de la structure, où les déformations sont les plus élevées. L'inclinaison de la barricade est mesurée par des inclinomètre (Tilt meters) placés en haut de la barricade.

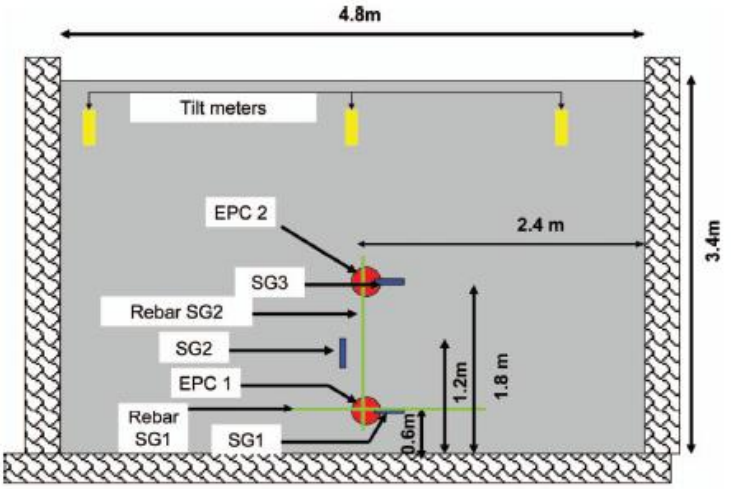

Figure 2.29 : Exemple de plan de localisation des équipements d'instrumentation sur une barricade (adaptée de Hughes *et al*., 2010)

Les résultats des investigations du comportement des barricades montrent que les cellules EPC enregistrent des pressions qui augmentent avec l'augmentation du niveau du remblai dans le chantier, ce qui correspond aux observations d'autres chercheurs (Belem *et al*., 2004; Hughes *et al*., 2010; Thompson *et al*., 2011). La variation des déformations montrent un comportement similaire à celle des contraintes, à savoir une croissance avec une augmentation de la hauteur du remblai en pâte.

La figure 2.30(a) présente l'évolution des pressions et de la température sur la face libre d'une barricade située au chantier 715 (voir section 2.6.1 pour plus de détails) à la mine Cayeli en Turquie (Thompson *et al*., 2011). On observe que pendant le premier remplissage, les pressions sur la barricade ont augmenté jusqu'à 99 kPa. Ensuite, le remplissage a été arrêté pour permettre au remblai de se drainer et consolider (notamment grâce à la réaction d'hydratation). Pendant ce temps de cure, les pressions sur la barricade ont significativement diminué comme le montre la figure.

La figure 2.30(b) présente les déplacements de la barricade à différents endroits. Le déplacement maximal observé à la fin du remplissage 1 a été de 22 mm à la mi-hauteur de la barricade (position 5 à la figure 2.30(c)) où quelques fissures ont été observées sur le béton projeté.

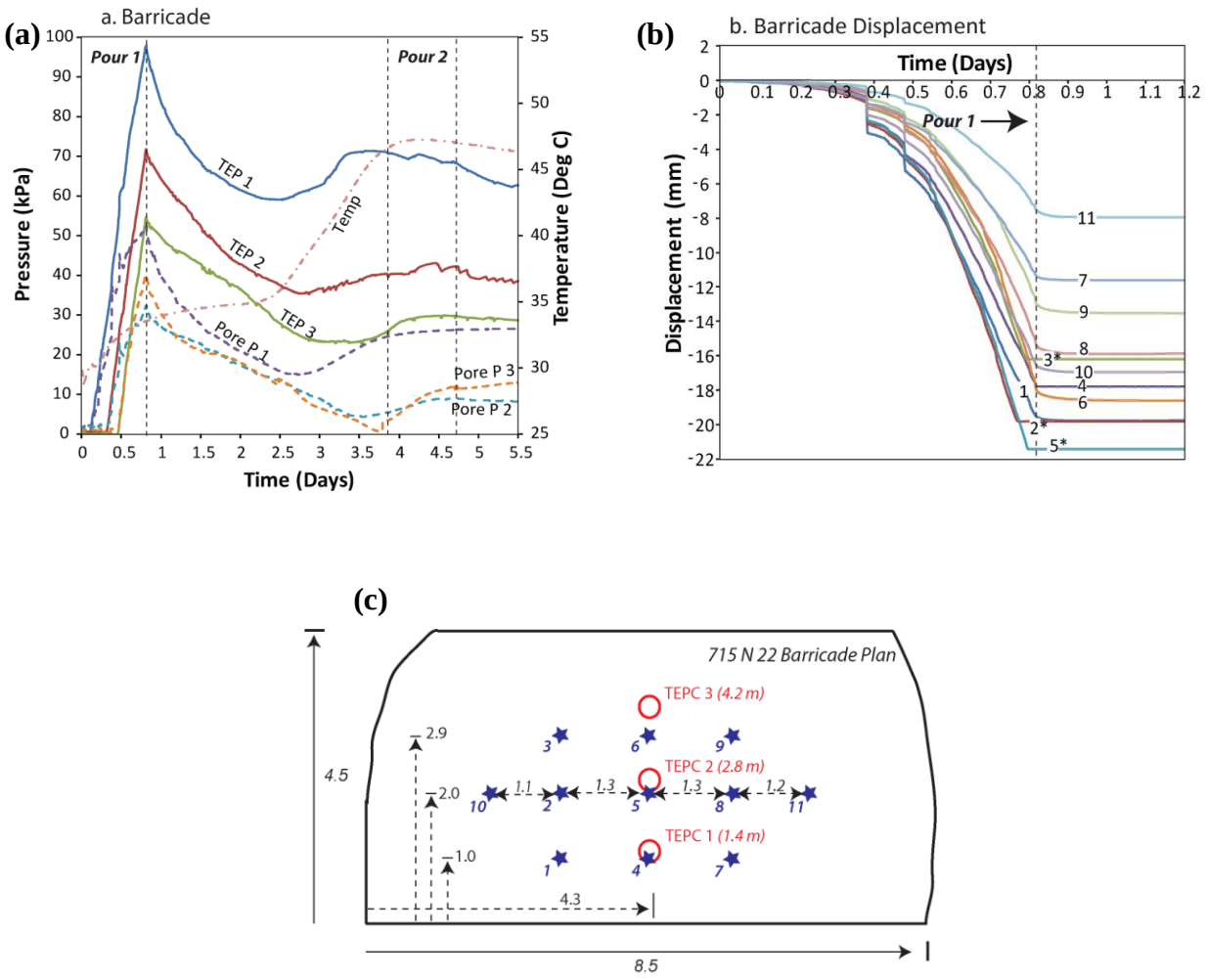

Figure 2.30 : (a) Évolution dans le temps des pressions sur la barricade située au chantier 715 (tirée de Thompson *et al*., 2011). (b) Évolution dans le temps des déplacements de la barricade à différents emplacements (tirée de Grabinski, 2010). (c) Plan de localisation des équipements d'instrumentation sur la barricade du chantier 715 (tirée de Thompson *et al*., 2010).

2.7.3.2 Solutions analytiques

Avant de pouvoir remblayer un chantier souterrain, il est important d'évaluer les contraintes (et les déformations) que va subir la barricade afin d'effectuer un design adéquat de celle-ci. Les simulations numériques représentent une bonne méthode d'évaluation puisqu'elles peuvent prendre en compte l'influence de plusieurs paramètres. En revanche, mener des simulations numériques peut être à la fois coûteux et long. La disponibilité de solutions analytiques est donc très souhaitable afin d'établir des évaluations préliminaires des états de contraintes de manière rapide et efficace.

Suite à leurs travaux d'évaluation des états de contraintes des remblais dans les chantiers miniers souterrains, Li et Aubertin (2009d, e) proposent une solution analytique qui permet d'évaluer la charge P qu'exerce un remblai minier drainé (équation (2-26)) et non drainé (équation (2-29)) sur la barricade. La dimension et la géométrie du chantier sont montrées dans la figure 2.31.

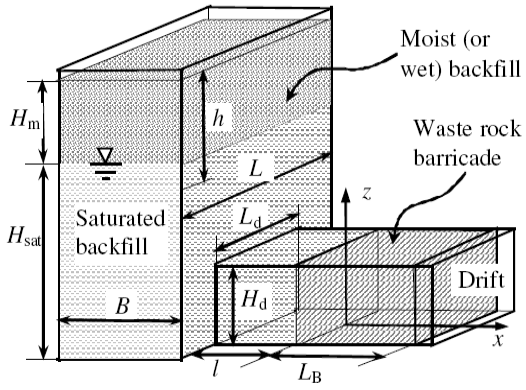

Figure 2.31 : Chantier minier souterrain remblayé avec une galerie d'accès et une barricade en roche stérile (tirée de Li et Aubertin, 2009d, e)

$$P = \frac{L_d H_d}{2}(\sigma_{hB0} + \sigma_{hT0}) \exp\left\{-2\frac{\tan\delta_m}{K_{dl}}\left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{L_d}\right) l\right\} \quad (2\text{-}26)$$

$$K_{dt} \approx K_a = \frac{1 - sin\varphi_m}{1 + sin\varphi_m} \quad (2\text{-}27)$$

$$K_{dl} \approx K_p = \frac{1 + sin\varphi_m}{1 - sin\varphi_m} \quad (2\text{-}28)$$

La charge sur la barricade en considérant le niveau de l'eau dans le chantier s'exprime comme suit :

$$P = \frac{L_d H_d}{2}\left\{(\sigma'_{hB0} + \sigma'_{hT0}) \exp\left[-2\frac{\tan\delta_{sat}}{K'_{dl}}\left(\frac{1}{H_d}+\frac{K'_{dt}}{L_d}\right)l\right] + \gamma_w\,(2H_{sat} - H_d)\right\} \quad (2\text{-}29)$$

Dans ces équations, σ'_{hB0} représente la contrainte effective horizontale à la base de la barricade, σ'_{hT0} est la contrainte effective horizontale en haut de la barricade, δ_m est l'angle de friction le long de l'interface remblai-roc, φ_m est l'angle de friction du remblai minier et γ_w est le poids volumique de l'eau (= 9.81 kN/m^3)

2.8 Modèles et lois de comportement géotechniques

Plusieurs lois de comportement ont été utilisées dans les logiciels de calcul en géotechnique en se basant sur les méthodes des éléments finis. Les lois de comportement expriment une relation entre le tenseur de contraintes, le tenseur de déformations et leurs accroissements respectifs pouvant impliquer un critère de rupture ou de limite d'élasticité. Le choix d'un modèle dépend du comportement du matériau à étudier et du type d'analyse que l'ingénieur géotechnicien souhaite effectuer.

La compréhension des lois de comportement est nécessaire pour une modélisation adéquate des problèmes géotechniques. Ici, on présente 3 modèles parmi les plus utilisés en simulations numériques en géotechnique : linéaire élastique, élastoplastique de Mohr-Coulomb (ÉP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM).

2.8.1 Modèle linéaire élastique

Le modèle linéaire-élastique est le modèle le plus simple et le plus utilisé dans plusieurs domaines, incluant la géotechnique à cause de sa simplicité. Dans ce modèle, on suppose que les contraintes sont proportionnelles aux déformations en suivant l'équation généralisée de Hooke (Geoslope, 2008) pour le cas isotrope (voir aussi la figure 2.32).

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \qquad (2\text{-}30)$$

Dans cette équation, σ_x représente la contrainte verticale, σ_y la contrainte horizontale, σ_z la contrainte dans le sens perpendiculaire à la feuille, τ_{xy} la contrainte de cisaillement et γ_{xy} la déformation de cisaillement.

La contrainte de cisaillement τ_{xy} est reliée à la déformation de cisaillement γ_{xy} par l'équation (2-31) :

$$\tau_{xy} = G \times \gamma_{xy} \qquad (2\text{-}31)$$

G représente le module de cisaillement et peut être exprimé en fonction du module de Young E et du coefficient de Poisson ν selon l'équation (2-32) :

$$G = \frac{E}{2\,(1+\nu)} \qquad (2\text{-}32)$$

Pour le cas 2D (structure avec une grande dimension dans l'axe z), on postule que les déformations suivant l'axe z sont nulles (déformations planes, $\varepsilon_z = 0$).

Il est important de noter que la loi de Hooke est souvent inappropriée pour les sols puisqu'ils ne se comportent ni de manière linéaire élastique ni de manière isotrope. Cette relation linéaire permet l'application de très grandes contraintes sans engendrer des déformations plastiques (ou de rupture). Il est toutefois utile d'appliquer cette loi pour les petits déplacements afin de calculer les déformations élastiques produites par des contraintes appliquées sur le sol.

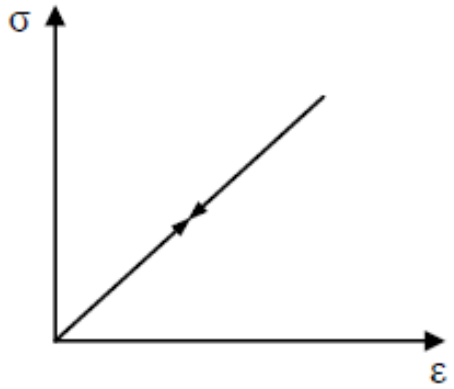

Figure 2.32 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire

2.8.2 Modèle élastique parfaitement plastique (élastoplastique) de Mohr-Coulomb (ÉP-MC)

Le modèle élastoplastique décrit un comportement élastique et plastique du matériau. La courbe contrainte-déformation correspondant à ce modèle est montrée à la figure 2.33. Avant la limite de plasticité, le matériau a un comportement élastique linéaire et les déformations produites sont réversibles. Dès que la limite de plasticité est atteinte, la courbe contrainte-déformation devient

parfaitement horizontale : le matériau subit alors des déformations plastiques irréversibles ou permanentes.

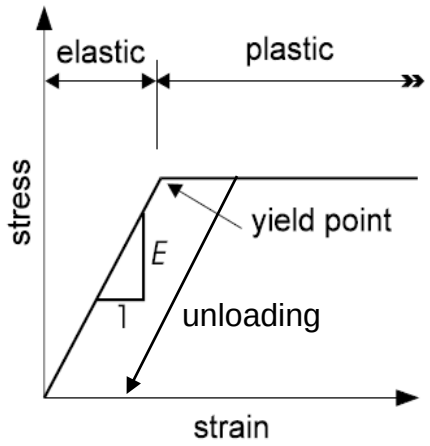

Figure 2.33 : Courbe contrainte-déformation du modèle élastique parfaitement plastique (adaptée du Manuel de SIGMA/W - Geoslope, 2008)

Le critère de plasticité de Coulomb s'exprime en terme de contrainte de cisaillement τ et de la contrainte normale σ_n sur un plan. La plasticité commence lorsque la contrainte de cisaillement satisfait cette équation :

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan\phi \qquad (2\text{-}33)$$

où c et ϕ sont la cohésion et l'angle de friction interne du sol.

En terme des deux contraintes principales extrêmes, le critère de Mohr-Coulomb peut être exprimé par

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2c\cos\phi = 0 \qquad (2\text{-}34)$$

pour $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

Le critère de plasticité peut être aussi exprimé en termes d'invariants des contraintes comme suit :

$$f = \sqrt{J_2}\sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}}\cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right)\sin\phi - \frac{I_1}{3}\sin\phi - c\cos\phi \qquad (2\text{-}35)$$

avec :

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (2\text{-}36)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\right] + \tau_{xy}^2 \quad (2\text{-}37)$$

$$\theta = \frac{1}{3}\cos^{-1}\left(\frac{3\sqrt{3}\,J_3}{2\,J_2^{\frac{3}{2}}}\right) \quad (2\text{-}38)$$

$$J_3 = \sigma_x^d\,\sigma_y^d\,\sigma_z^d - \sigma_z^d\,\tau_{xy}^2 \quad (2\text{-}39)$$

La contrainte déviatorique σ_i^d dans la direction i peut être définie comme :

$$\sigma_i^d = \sigma_i - \frac{I_1}{3} \quad (2\text{-}40)$$

Avec i = x, y ou z

Lorsque le seuil d'élasticité est franchi, la déformation plastique peut être calculée par l'équation suivante (Hill, 1950) :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2\text{-}41)$$

où λ est un scalaire positif, et

$$g = g(\sigma_{ij}) = 0 \quad (2\text{-}42)$$

Cette dernière fonction représente le potentiel plastique, qui peut être différent du critère de plasticité. L'équation (2-41) correspond à la règle d'écoulement plastique qui définit les composantes de la vitesse de déformation plastique. Cette règle d'écoulement plastique a été basée sur l'observation que pour les métaux, les axes principaux de la vitesse de déformation plastique coïncident avec ceux des contraintes.

Si le potentiel plastique est identique au critère de plasticité, alors la règle de l'écoulement plastique (équation (2-41)) est dite "associée". Sinon, elle est non associée.

Plus d'information sur les modèles élastoplastiques utilisés en géotechnique sont présentés dans Wood (2004), Yu (2006), Helwany (2007) et SIGMA/W (GeoSlope 2008)

2.8.3 Modèle Cam-Clay modifié (CCM)

Le modèle Cam-Clay est un des modèles élastoplastiques les plus connus et les plus utilisés en géotechnique. Il a été développé par une équipe de chercheurs de l'université Cambridge (U.K) dans les années 60 pour décrire le comportement des argiles molles (Helwany, 2007). La version du modèle Cam Clay la plus couramment utilisée pour les applications géotechniques est appelée «modèle Cam-Clay modifié». Ce modèle est caractérisé par des surfaces de charge écrouissables en forme d'ellipses dans le plan des deux invariants des contraintes q et p (p contrainte moyenne, q contrainte déviatorique). À l'intérieur de ces surfaces, le matériau a un comportement élastique. Il existe de plus, en un point de chaque ellipse, un état critique caractérisé par une variation de volume nulle.

Le modèle Cam Clay modifié tient compte de certaines caractéristiques des matériaux poro-plastiques, tels que certaines argiles (Fernandez, 2009):

- la forte porosité de ces matériaux provoque des déformations volumiques irréversibles sous chargement hydrostatique, correspondant à une réduction de la porosité.
- une phase contractante suivie d'une déformation à volume plastique constant, ou s'il s'agit d'un matériau dense, une dilatance suivie aussi d'une déformation à volume constant lorsque ces matériaux sont soumis à des chargements déviatoriques.

Des essais en compression triaxiale sur certains matériaux mettent en évidence ces types de comportement. Des observations amènent à postuler qu'il existe un seuil plastique dont l'évolution est gouvernée par deux mécanismes : l'un purement contractant, associé essentiellement à la contrainte moyenne, et l'autre dilatant, associé au mécanisme déviatorique (Fernandez, 2009)

L'intérêt du modèle de Cam Clay modifié réside dans sa faculté à décrire ces phénomènes (en terme de relations contraintes-déformations, volumique et déviatorique) avec un minimum d'ingrédients et notamment, une seule surface de charge et un écrouissage associé à une seule variable scalaire (l'indice des vides e).

La figure 2.34(a) montre de façon schématique la déformation volumique par rapport à la pression (isotrope) pour un sol comprenant une ligne de consolidation normale et une autre de sur-consolidation. Pour un matériau sur-consolidé, une augmentation de la contrainte appliquée changera l'état initial des contraintes, qui va se déplacer sur la ligne de sur-consolidation (pente κ ou C_r) vers la ligne de consolidation normale. Une fois dépassée l'intersection entre les deux lignes, une augmentation de la contrainte appliquée change le comportement, avec une déformation qui se déplacera le long de la ligne de consolidation normale (pente λ ou C_c).

Si la figure 2.34(a) est tournée de 90° en sens antihoraire, les lignes de sur-consolidation et de consolidation normale montrent des analogies à celles d'une relation contrainte-déformation du modèle élastoplastique avec écrouissage, montrée par la figure 2.34(b). La ligne de sur-consolidation est analogue à la portion linéaire élastique, alors que la ligne de consolidation normale est analogue à la portion avec écrouissage de la relation contrainte-déformation (Yu, 2006; Lancellotta, 2008).

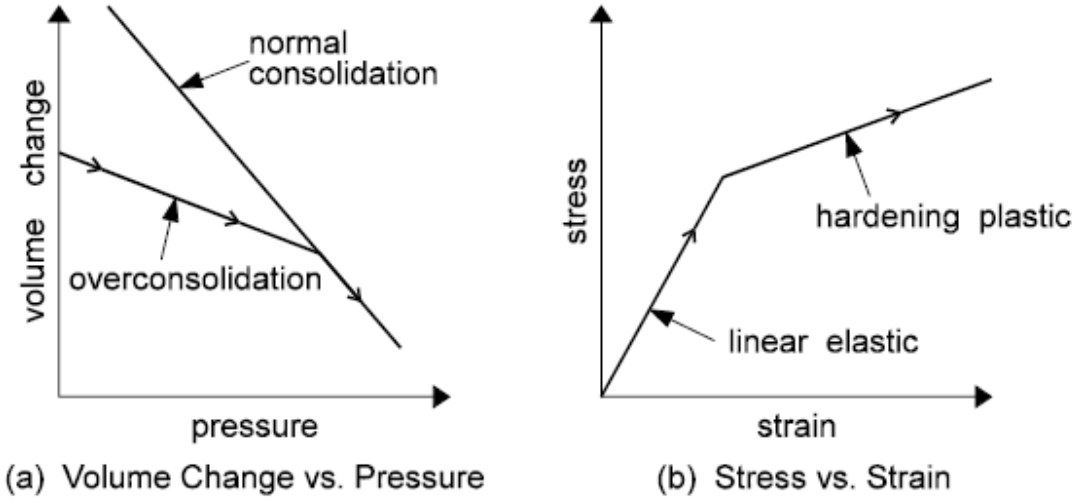

Figure 2.34: Relation entre le changement volumique en fonction de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GeoSlope, 2008)

Le modèle Cam-Clay modifié utilise les contraintes effectives, avec plusieurs autres paramètres définis ci-dessous (Nova, 2005; Yu, 2006; voir figure 2.35). La ligne d'état critique est montrée dans le plan p' - q où la pente de la ligne d'état M est en relation avec l'angle de friction interne du

sol φ'. Dans le cas d'une compression triaxiale conventionnelle (avec $\sigma_1 = \sigma_{axiale} > \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{radiale}$), M peut être exprimé par l'équation (2-43).

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \tag{2-43}$$

- $p' = p - u$, où u est la pression interstitielle;
- $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = I_1/3$
- $q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3.J_2}$
- $\sigma_1$et σ_3 sont les contraintes principales majeure et mineure, respectivement.
- $J_2 = \frac{1}{3}{I_1}^2 - I_2$ est le deuxième invariant des contraintes déviatoriques
- $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ et $I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$ sont le premier et le deuxième invariants du tenseur de contraintes respectivement et σ_1, σ_2, σ_3 sont les trois contraintes principales.
- M est la pente de la ligne d'état critique (à volume constant) dans le plan p' - q
- Γ est le volume spécifique pour $p' = 1$ kPa ou $\ln p' = 0$
- κ est la pente de la ligne de sur-consolidation isotrope (dans le plan e-log p')
- λ est la pente de la ligne de consolidation normale isotrope (dans le plan e-logp')
- v = (1+e) est le volume spécifique

D'un essai de consolidation uniaxial, on peut obtenir les indices de compression C_c et de récompression C_r sur un graphique de la variation de l'indice des vides (e) en fonction de $\log_{10}(p')$ (Helwany 2007; Geoslope, 2008). Les indices C_c et C_r sont reliés aux pentes λ et κ par:

Ligne de consolidation normale : $$\lambda = \frac{-de}{d(\ln {\sigma_1}')} = \frac{C_c}{\ln 10} \tag{2-44}$$

Ligne de surconsolidation : $$\kappa = \frac{-de}{d(\ln {\sigma_1}')} = \frac{C_r}{\ln 10} \tag{2-45}$$

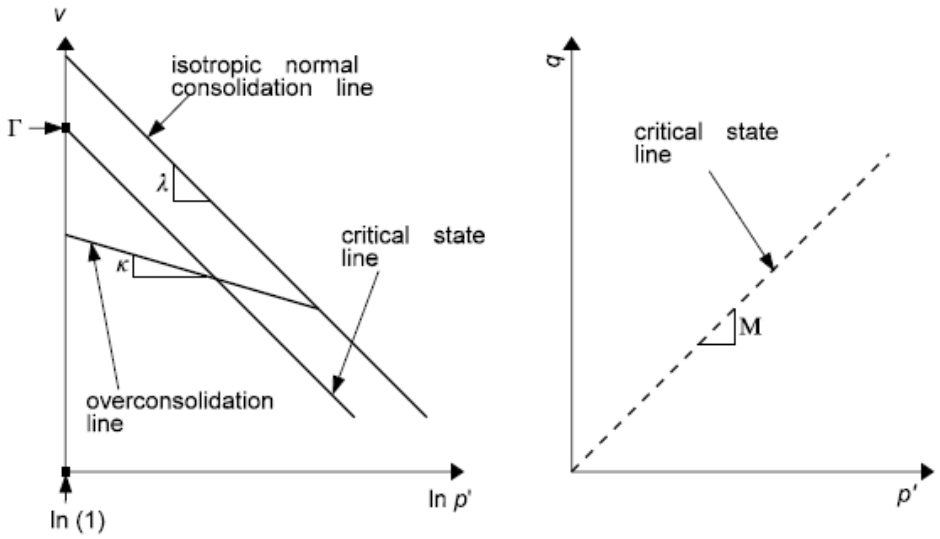

Figure 2.35: Définition des propriétés du sol pour le modèle Cam-Clay modifié. (tirée de GeoSlope, 2008)

La limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié est représentée par l'ellipse de la figure 2.36. La fonction de la limite élastique du modèle Cam Clay modifié est donnée par l'équation suivante (Helwany, 2007) :

$$q^2 = M^2 p' p_c' - M^2 p'^2 \qquad (2\text{-}46)$$

où p_c' est la pression de pré-consolidation

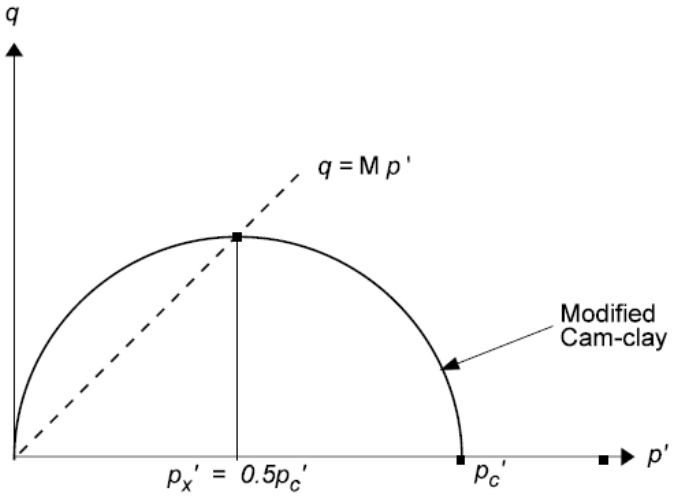

Figure 2.36: Fonction de la limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié. (tirée de GeoSlope, 2008)

Le logiciel SIGMA/W utilise la valeur de p_x' (figure 2.36) pour définir le lieu géométrique de l'ellipse du modèle Cam Clay modifié. À l'état critique, la contrainte de cisaillement, q est donnée par :

$$q = Mp_x' \tag{2-47}$$

La contrainte p_x' est la pression isotrope du sol à l'état critique, avec :

$$p_c' = 2p_x' \tag{2-48}$$

Le modèle Cam Clay modifié inclut une surface de charge avec écrouissage (qui évolue). Pour un sol normalement consolidé, l'état actuel des contraintes est présenté par un point dans la surface d'écrouissage. Pour un sol sur-consolidé, l'état actuel de contraintes est représenté par un point à l'intérieur de la surface d'écrouissage qui a été créée dans le passé. Dans les deux situations, un chargement pourrait produire une expansion de la surface d'écrouissage. La surface d'écrouissage du modèle Cam Clay modifié peut subir une expansion, mais ne peut jamais se contracter. La contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis dans le passé, connue sous le nom de «contrainte de pré-consolidation p'_c» détermine la surface d'écrouissage. Le rapport entre cette contrainte maximale subie dans le passé et la contrainte actuelle (*in situ*) est le rapport de sur-consolidation («over-consolidation ratio», OCR). Les concepts et ces équations sont inclus dans le code SIGMA/W, qui sera utilisé dans la suite de ce travail.

2.9 Logiciel SIGMA/W

2.9.1 Introduction

Le logiciel SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis qui permet l'analyse contrainte-déformation de nombreux problèmes en mécanique des sols et des roches. Outre la possibilité de simuler l'interaction sol-structure, SIGMA/W permet de modéliser des problèmes de construction par étape, où les conditions aux frontières peuvent changer avec le temps. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des pressions interstitielles) SIGMA/W peut être couplé avec SEEP/W pour une analyse interactive des changements des pressions interstitielles et des déformations. Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications.

2.9.2 Modélisation numérique par éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à discrétiser un domaine et résoudre un système des équations en dérivées partielles (EDP) dont on cherche une solution approchée. Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème; dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage (composé des éléments finis).

L'analyse par les méthodes des éléments finis permet de modéliser des géométries complexes des ouvrages, l'hétérogénéité du comportement des matériaux, le comportement non linéaire des sols et des roches, le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique et autres aspects essentiels.

Les logiciels de calcul par éléments finis sont de plus en plus nombreux dans le domaine de la géotechnique et deviennent de plus en plus sophistiqués. L'utilisation de ces logiciels doit être conduite en toute connaissance des limites des logiciels et des spécificités des matériaux.

La figure 2.37 représente les trois aspects fondamentaux de la modélisation numérique par éléments finis: la discrétisation du maillage, les conditions aux frontières et les propriétés des matériaux. Ces aspects sont expliqués plus en détails aux paragraphes suivants.

2.9.2.1 Discrétisation du maillage

SIGMA/W 2007 utilise des algorithmes spécifiques à des problèmes géotechniques, permettant de développer et d'assigner automatiquement un maillage à la géométrie. En revanche, les limites des capacités de calcul des ordinateurs contraint l'utilisateur à contrôler cette discrétisation automatique générée par ces algorithmes disponibles, afin d'arriver à un équilibre entre le temps de calcul et la précision de la solution. Une analyse de sensibilité de maillage est essentielle avant de l'utiliser pour des calculs d'application.

2.9.2.2 Conditions aux frontières

Établir les bonnes conditions aux frontières est une étape essentielle pour une bonne définition du problème et une modélisation numérique adéquate. Il existe plusieurs types de conditions aux frontières disponibles sur SIGMA/W (GeoSlope, 2008): Contrôle du déplacement, des forces, de la pression de fluide, des débits hydrauliques, etc.

Le logiciel SIGMA/W permet d'appliquer ces conditions aux frontières sur les nœuds et sur les segments des éléments. Des conditions initiales peuvent être appliquées au début de chaque étape de simulation.

2.9.2.3 Modèles et propriétés

SIGMA/W 2007 permet d'utiliser 5 modèles constitutifs déjà construits dans le code: linéaire élastique, élastique-anisotrope, élastique non linéaire (hyperbolique), élastoplastique (ÉP-MC) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM). SIGMA/W 2007 permet aussi aux utilisateurs d'introduire leurs propres modèles («User defined models») afin de mieux représenter le comportement de certains matériaux. Le choix de chaque modèle dépend du type d'analyse que l'utilisateur souhaite effectuer (analyse avec ou sans pressions interstitielles par exemple) et du type de matériau modélisé.

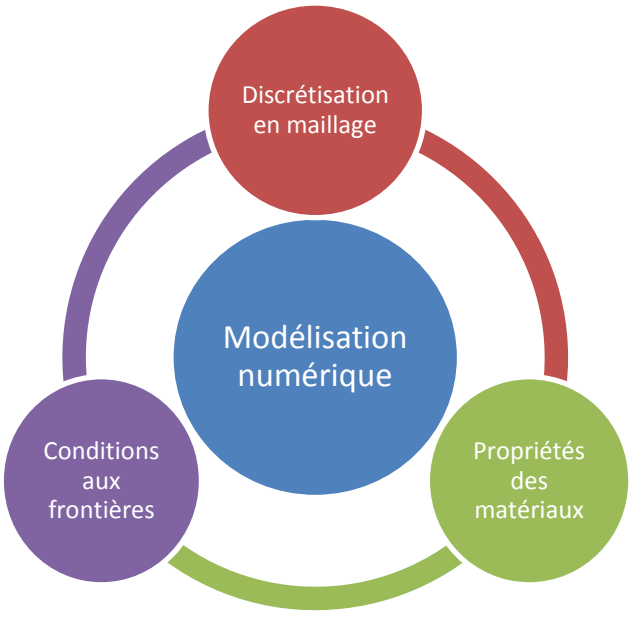

Figure 2.37 : Les fondamentaux de la modélisation numérique des problèmes géotechniques (adaptée de GeoSlope, 2008)

2.9.3 Options disponibles en analyse hydromécanique sur SIGMA/W 2007

2.9.3.1 Analyse contrainte-déformation

L'analyse contrainte-déformation est utilisée lorsqu'on souhaite simuler un chargement et évaluer le changement des états de contraintes et des déplacements, notamment pour des simulations d'excavation ou de remblayage. Ce type d'analyse permet aussi de déterminer les contraintes et déformations à la rupture.

2.9.3.2 Analyse déformation dynamique

SIGMA/W permet de calculer l'évolution des contraintes et des déformations engendrées par un séisme modélisé à partir du code Quake/W (GeoSlope, 2008). Ce type d'analyse n'a pas été utilisé dans le cadre de ce projet de recherche.

2.9.3.3 Analyse couplée contraintes/pressions interstitielles

La version 2007 du code SIGMA/W (Geoslope, 2008) ne requiert pas un couplage avec le logiciel SEEP/W pour les problèmes de consolidation. L'analyse couplée requiert la résolution simultanée des équations contraintes-déformations et d'une équation d'écoulement par le code SIGMA/W. Le calcul des pressions interstitielles est effectué pour chaque étape de calcul des contraintes et des déformations afin de déterminer le changement des contraintes effectives. Cette analyse nécessite la définition de conditions hydrauliques aux frontières (position de la nappe, drainage, débits hydrauliques, etc.) ainsi que les paramètres hydro-géotechniques de chaque matériau (courbe de rétention d'eau et la courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion).

2.9.4 Vérification de l'application du code

Avant l'utilisation du code SIGMA/W 2007, il faut s'assurer que le logiciel permet de reproduire des solutions connues, incluant des résultats des essais de labos sous des conditions bien contrôlées. Une fois l'application du code vérifiée, des simulations numériques plus compliquées à grande échelle peuvent être entreprises.

Dans cette section, le résultat d'un essai oedométrique de laboratoire sur une argile bleue, tiré de la littérature (Bowles, 1987, essai no 13), a été reproduit numériquement avec SIGMA/W.

L'essai oedométrique permet de déterminer le coefficient de consolidation c_v pour chaque palier de charge appliquée. L'échantillon a une hauteur initiale de 20 mm et un diamètre de 62,14 mm. Des charges de 0, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 kPa ont été appliquées à chaque 24 heures. Le modèle conceptuel est présenté à la figure 2.38. L'axe (Oy) représente l'axe de symétrie pour la représentation axisymétrique. Puisque le chargement est uniaxial (confiné), un maillage composé de 100 éléments rectangulaires a été choisi. Chaque élément rectangulaire a une largeur égale au diamètre de l'échantillon et une hauteur de 0,2 mm. Les frontières latérales ne peuvent pas se déplacer horizontalement (les déplacements horizontaux sont fixés à droite et à gauche des deux matériaux); la base de l'échantillon d'argile ne peut se déplacer ni horizontalement ni verticalement (les déplacements horizontaux et verticaux sont fixés simultanément). Une condition frontière hydraulique (charge de pression de 20 mm) est appliquée au bas de l'échantillon d'argile pour simuler la saturation de l'échantillon.

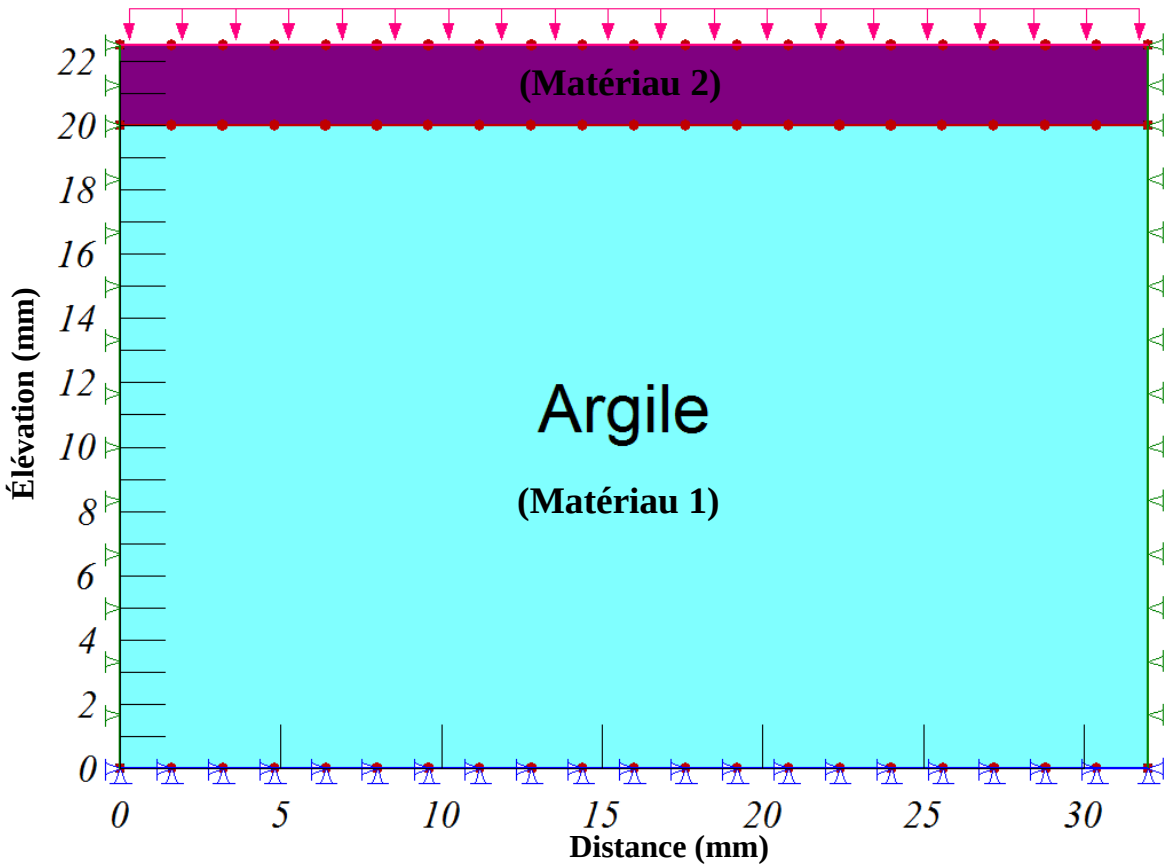

Figure 2.38: Schéma du modèle conceptuel d'un essai oedométrique simulé avec SIGMA/W 2007

Le tableau 2-2 représente les données tirées des résultats de l'essai de laboratoire. Dans ce tableau, la première colonne présente le temps de l'essai, la deuxième colonne présente les valeurs de la contrainte verticale (σ_v') appliquée pour chaque palier de charge de l'essai oedométrique. On y retrouve aussi l'évolution de la hauteur de l'échantillon et de l'indice de vides (e) à la fin de chaque palier, le temps requis pour obtenir 50% de consolidation pour chaque palier de charge (t_{50}) et le coefficient de consolidation (c_v) estimé à l'aide de la construction de Casagrande (e.g. Holtz *et al.*, 2010).

Tableau 2-2: Données tirées des résultats de l'essai au laboratoire sur l'argile bleue (tiré de Bowles, 1978).

Temps (jours)	σ_v'	Hauteur moyenne (cm)	e	t_{50} (min)	c_v (cm^2/min)
0	0	2	0,845	-	-
1	25	1,984	0,815	10	0,0194
2	50	1,954	0,791	22	0,0089
3	100	1,922	0,755	33	0,0055
4	200	1,875	0,705	19	0,0091
5	400	1,812	0,639	15	0,0108
6	800	1,741	0,572	14	0,0107
7	1600	1,67	0,510	7,4	0,0186

La simulation numérique a été réalisée en 8 étapes, une pour chaque palier de charge. Un matériau perméable fictif est ajouté au dessus de l'échantillon d'argile (matériau 2 sur la figure 2.45) pour appliquer la contrainte effective initiale σ'_0. Ce matériau (sec) a un comportement élastique avec une grande rigidité (E = 1 GPa) et un poids volumique de 400 kN/m^3 et une hauteur de 25 mm (contrainte effective initiale σ'_0 = 10 kPa). Le tableau 2-2 montre la charge verticale exercée sur l'échantillon d'argile à chaque étape de calcul. Cette charge est modélisée par une condition au frontière de type «contrainte». Le modèle de comportement CCM (Cam-Clay modifié), décrit sommairement à la section 2.8.3, a été utilisé pour représenter l'argile. Les paramètres du modèle CCM ont été déduits des données de l'essai oedométrique. Le tableau 2-3 présente les paramètres estimés à partir des résultats expérimentaux et attribués aux deux matériaux pour la simulation numérique.

Tableau 2-3: Paramètres estimés à partir des données du laboratoire et utilisés pour la simulation numérique (résultats tirés de Bowles, 1978).

	Argile bleue (1)	Matériau fictif (2)
Loi de comportement	Cam Clay Modifié (CCM)	Linéaire élastique
E (kPa)	Non requis	1 GPa
Indice des vides initial e_0	0.845	Non requis
OCR	8	Non requis
Contrainte initiale p_0 (kPa)	10 kPa	Non requis
λ (C_c)	0.09	Non requis
κ (C_r)	0.0125	Non requis
Poids unitaire (kN/m^3)	18.5	400
Angle de friction interne ϕ'	25.4°	Non requis
Coefficient de Poisson ν	0.3	0.35
Conductivité hydraulique saturée k_{sat} (m/s)	6 x 10^{-10}	Non requis

Les valeurs de κ (pente de la ligne de compression en phase surconsolidée) et de λ (pente de la ligne de compression en phase normalement consolidée) sont obtenues à l'aide des équations suivantes :

$$\kappa = -\frac{de}{d\ln\sigma'} = \frac{C_r}{2.303}$$

$$\lambda = -\frac{de}{d\ln\sigma'} = \frac{C_c}{2.303}$$

Les résultats de la simulation numérique de l'essai oedométrique sont présentés par les figures 2.39 et 2.40. Les points expérimentaux sont aussi présentés sur les mêmes figures.

La figure 2.39 montre que le résultat global (courbe de consolidation e vs log σ') de l'essai oedométrique a été bien reproduit par la modélisation numérique avec SIGMA/W. Le code permet aussi d'analyser d'autres aspects associés à un tel essai. Par exemple, la figure 2.40 représente l'évolution du tassement en fonction de la contrainte effective verticale. Il est montré dans cette figure que les résultats numériques se corrèlent bien avec les résultats expérimentaux. Ainsi, ces résultats permettent de conclure que le code SIGMA/W est en mesure de simuler correctement le comportement des sols sous chargement. Il est aussi montré dans la suite que le code permet d'analyser le comportement d'autres types de matériaux et structures à grande échelle.

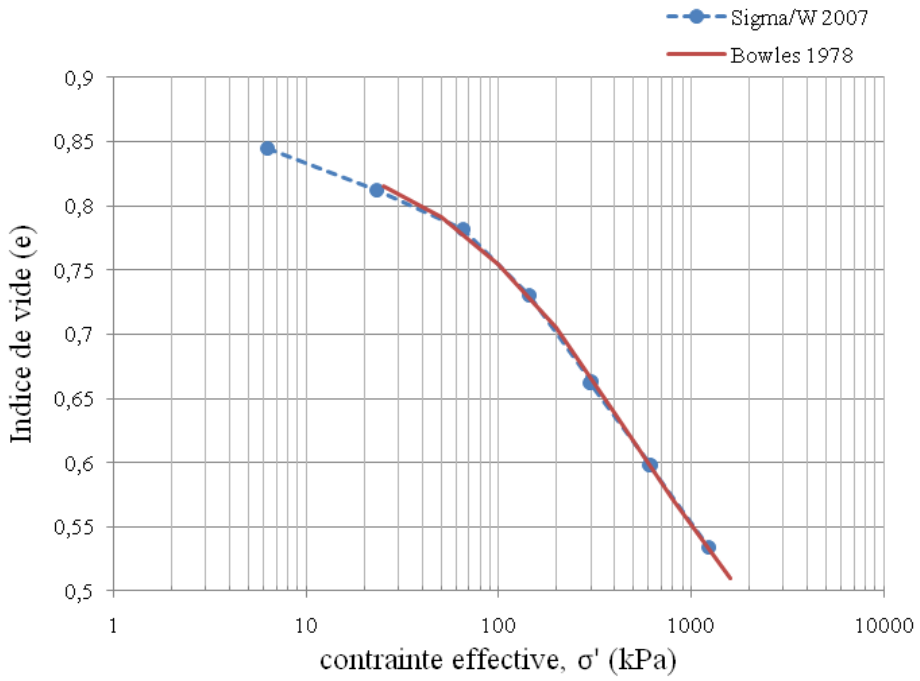

Figure 2.39: Courbe de compression d'un essai oedométrique sur l'argile bleue simulé avec le logiciel SIGMA/W et celle obtenue des résultats expérimentaux (données tirées de Bowles, 1978)

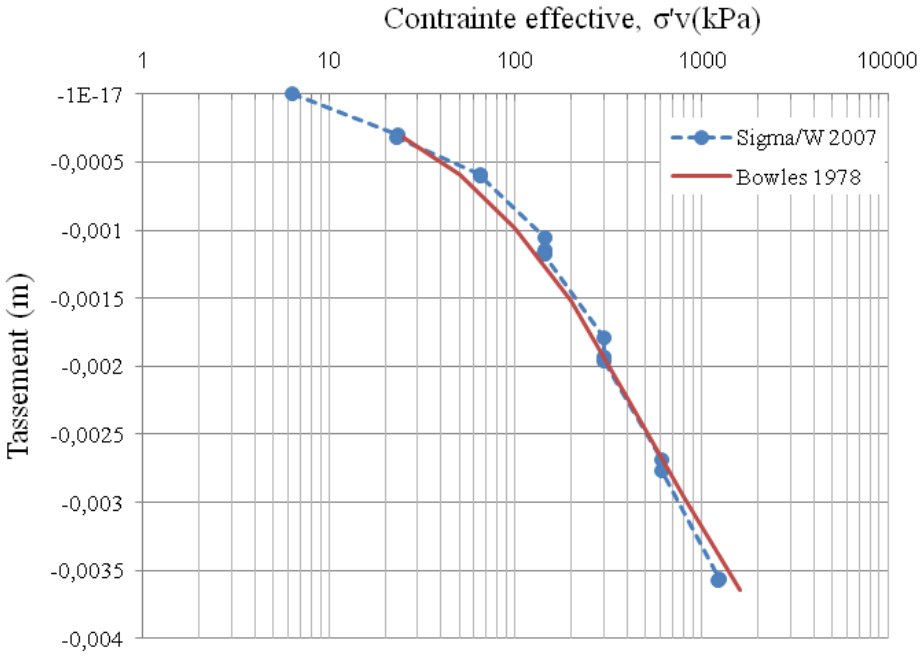

Figure 2.40: Résultats numériques et expérimentaux montrant l'évolution du tassement en fonction de la contrainte effective (données tirées de Bowles, 1978)

CHAPITRE 3 SIMULATIONS DE LA RÉPONSE DES CHANTIERS REMBLAYÉS - CAS DE RÉFÉRENCE

Ce chapitre présente les différents modèles conceptuels utilisés et types d'analyses menées dans cette étude numérique. Les descriptions des résultats numériques, obtenus avec le code SIGMA/W (GeoSlope, 2008), pour chaque cas sont également présentées dans ce chapitre. Huit séries de simulations ont été réalisées afin d'évaluer le comportement hydrogéotechnique des remblais sous différentes conditions.

3.1 Modèles conceptuels

Les principaux cas simulés avec le logiciel SIGMA/W sont basés sur un chantier long (analysé en 2D ou déformation plane), d'une hauteur de 50 m et une largeur de 6 m. Des maillages formés d'éléments triangulaires (triangles équilatéraux) ou carrés ont été adoptés pour discrétiser la structure en éléments finis. La dimension du côté des éléments du maillage (E.E.L) est de 0,5 m pour le maillage triangulaire et 0,25 m pour le maillage carré. Le type et le nombre d'éléments du maillage est précisé à la figure 3.1. Cette figure présente aussi les géométries et les conditions aux frontières utilisées pour les chantiers avec un remplissage instantané (figures 3.1(a) et (d)) et avec un remplissage séquentiel (figures 3.1(b) et (c)). La figure 3.2 présente deux exemples de maillage pour l'analyse d'un chantier remblayé instantanément (figure 3.2a) et un autre remblayé séquentiellement (figure 3.2b).

Le roc est modélisé comme un milieu homogène, isotrope et linéaire élastique. Pour chaque simulation de remblayage, on commence toujours par une étape initiale *in situ* pour obtenir un état d'équilibre dans le massif rocheux après l'excavation et avant tout remblayage. Cette étape est importante puisqu'elle fait en sorte qu'il n'y ait pas de convergence (ou déplacement) des parois rocheuses lorsque le chantier est remblayé (i.e. le déplacement élastique du massif rocheux sous contraintes survient avant le remblayage). Les propriétés géotechniques de la masse rocheuse utilisées dans les simulations numériques présentées ici sont aussi montrées sur la figure 3.1. Le programme de la modélisation qui contient 8 séries de simulations numériques est présenté dans le tableau 3-1, alors que les caractéristiques géotechniques du remblai utilisées dans les simulations sont présentées au tableau 3-2.

La figure 3.1(a) représente le cas d'un remplissage instantané avec un remblai homogène sans évolution de ses caractéristiques géotechniques dans le temps. La figure 3.1(b) représente le cas d'un remplissage séquentiel du chantier selon une vitesse de remplissage déterminée. Trois types d'analyse sont présentés pour ce cas, soit un remplissage séquentiel avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC) sans cimentation où les caractéristiques géotechniques du remblai sont similaires pour toutes les couches et un remplissage séquentiel (ÉP-MC) avec cimentation où les couches du remblai ont différentes propriétés qui évoluent dans le temps. La 3e série de simulation avec le remplissage séquentiel consiste à analyser le comportement du chantier remblayé avec le modèle Cam-Clay modifié (série F, tableau 3-1).

La figure 3.1(c) représente un chantier remblayé avec une barricade en roches stériles pour retenir le remblai au niveau de la galerie souterraine. La barricade est caractérisée par une forme trapézoïdale qui correspond à la forme que prend celle-ci lors de sa mise en place avec des roches stériles. Les caractéristiques et les propriétés géotechniques de la barricade sont montrées au tableau 3-3 et à la figure 3.5. La figure 3.1(d) représente le cas d'un chantier incliné d'un angle α où le remblayage se fait instantanément. Pour les cas où l'eau est présente dans le chantier, le drainage de l'eau se fait soit à travers le point de drainage montré sur les figures 3.1(a), (c) et (d), soit à travers toute la base du chantier comme le montre la figure 3.1(b). Le drainage de l'eau est représenté par une condition hydraulique $h_c = 0$ m (où h_c est la charge hydraulique en m).

Les interfaces entre les matériaux sont des interfaces solidaires (éléments attachés). SIGMA/W ne permet pas la simulation des interfaces, avec des propriétés géomécaniques spécifiques, comme on peut le retrouver dans d'autres codes numériques tels FLAC 2D (Itasca, 2002) et PLAXIS (2002). Cette limitation peut être en partie corrigée par l'ajout d'une couche mince entre deux matériaux, avec des propriétés spécifiques représentant la nature du contact entre deux matériaux. Cette technique a été utilisée dans certaines simulations (voir section 4.2, simulations A_1, A_2, A_3, A_4, A_{18} et A_{19}) pour évaluer l'influence des caractéristiques de l'interface remblai-roc sur l'état des contraintes. Le cas général utilisé ici (avec des éléments solidaires) est considéré comme étant représentatif de la situation anticipée dans les chantiers remblayé, à cause de la surface de contact très rugueuse le long des parois du massif rocheux (suite au dynamitage); dans ce cas, le cisaillement le long des interfaces se produit dans le matériau de moindre résistance (i.e. le remblai).

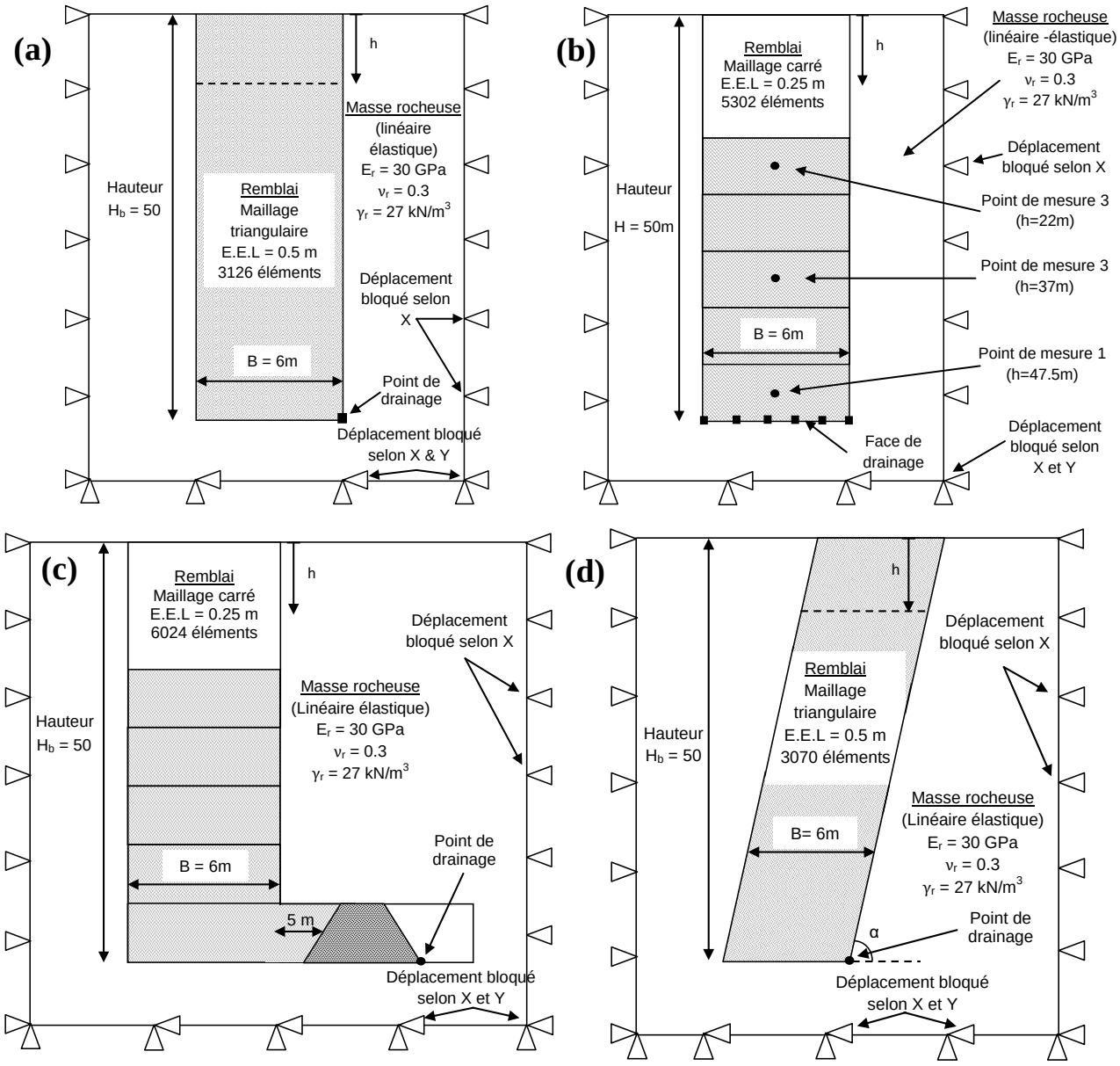

Figure 3.1: Modèles conceptuels d'un chantier minier (a) vertical remblayé instantanément, (b) vertical remblayé séquentiellement, (c) vertical avec une barricade en roche stérile, (d) incliné d'un angle α et remblayé instantanément.

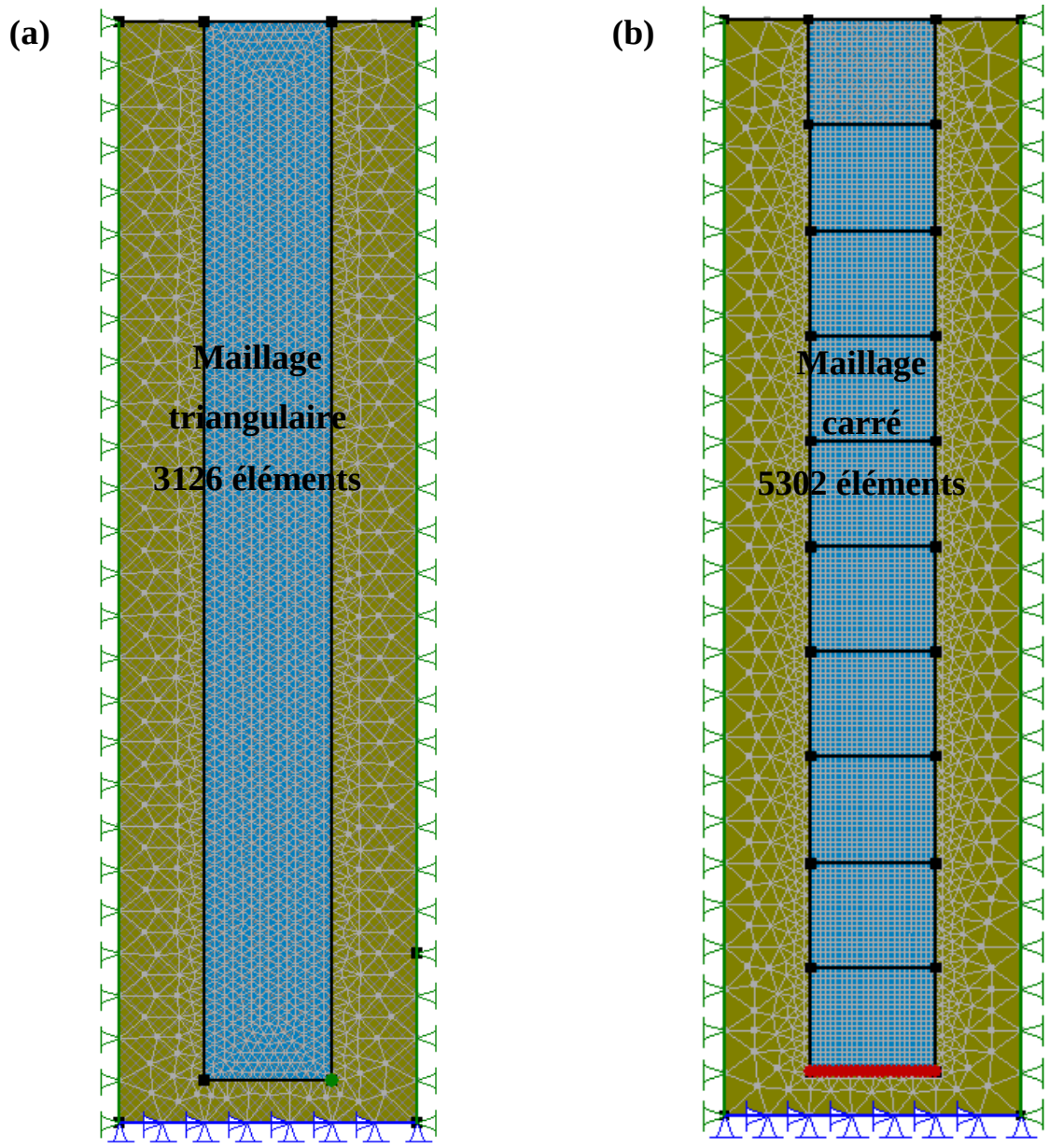

Figure 3.2 : Exemple de discrétisation du modèle avec la forme et le nombre des éléments du maillage pour un remplissage instantané (a) et pour un remplissage séquentiel (b); la figure montre aussi les conditions imposées à la périphérie du modèle.

Les différentes simulations ont été classées par catégories selon le type d'analyse, le modèle constitutif choisi, la configuration géométrique du chantier, la méthode de remplissage et le type de remblai simulé. Le tableau 3-1 présente ces différentes séries de simulation, classées selon les caractéristiques du remblai et du modèle.

Tableau 3-1: Description des différentes séries de simulation

Simulations	Caractéristiques du remblai	Caractéristiques de la simulation
Série A	- Drainé à l'équilibre - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Remplissage instantané
Série B	- Saturé à l'équilibre - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Remplissage instantané
Série C	- Initialement saturé avec écoulement - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Remplissage instantané - Drainage au bas du chantier (charge h_c = 0 m) - Durée du drainage simulé : 3,17 années
Série D	- Nouvelles couches initialement saturées avec drainage - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Remplissage séquentiel - Drainage au bas du chantier (charge h_c = 0 m) - Durée du drainage simulé : variable
Série E	- Nouvelles couches initialement saturées avec drainage - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Remplissage séquentiel avec effet de cimentation - Drainage au bas du chantier (charge h_c = 0 m) - Durée du drainage simulé : variable
Série F	- Nouvelles couches initialement saturées avec drainage - Modèle Cam-Clay modifié (CCM)	- Remplissage séquentiel avec le modèle Cam-Clay modifié. - Drainage au bas du chantier (charge h_c = 0 m) - Durée de la simulation : variable
Série G	- Conditions hydrauliques : évolutives - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Modélisation avec une barricade - Remplissage : variable - Drainage au pied de la barricade (charge h_c = 0 m) - Durée de la simulation : variable
Série H	- Condition hydraulique : variable - Modèle élastoplastique (ÉP-MC)	- Chantier incliné - Remplissage instantané - Durée de la simulation : variable

Le tableau 3-2 présente les paramètres géotechniques du remblai et les caractéristiques de chaque simulation des cas de référence. Les paramètres géotechniques d'entrée dans les simulations numériques dépendent essentiellement du modèle constitutif choisi et du type d'analyse.

Les paramètres géotechniques du remblai communs (qui ne changent pas d'un modèle à l'autre) à tous les types d'analyse et modèles constitutifs, retenus pour cette étude, comprennent le poids volumique γ_b, le coefficient de Poisson ν et l'angle de friction interne ϕ'. Lorsque le remblai est modélisé par le modèle élastoplastique (ÉP-MC), on ajoute à ces paramètres le module de Young du remblai E_b, son angle de dilatance ψ et sa cohésion c'. Les paramètres supplémentaires pour le modèle Cam-Clay modifié (CCM) sont le rapport de surconsolidation OCR, l'indice des vides initial e_0, et les pentes λ et κ qui définissent la relation entre l'indice des vides et l'état des contraintes (voir section 2.8.3). Les divers paramètres sont spécifiés au tableau 3-2 pour les diverses simulations.

Mise à part la simulation d'un remplissage séquentiel avec effet de cimentation et la simulation avec le modèle Cam-Clay modifié, la valeur du module de Young du remblai est de 100 MPa pour tous les cas de référence des autres simulations. Le choix de cette valeur est basé sur les résultats de Belem *et al*. (2000); Belem *et al*. (2002b); Le Roux *et al*. (2005) et Fall *et al*. (2007).

Le poids volumique γ du remblai pour le cas sec (ou humide mais complètement drainé) est de γ_d = 18 kN/m^3. Cette valeur est de 20 kN/m^3 pour les cas saturés (γ_{sat}) (sans ou avec drainage). L'angle de friction interne ϕ' (exprimé en contraintes effectives) des cas de référence est égal à 35°. Ces valeurs sont basées aussi sur les observations de Belem *et al*. (2000); Le Roux *et al*. (2005) et Bussière (2007).

La cohésion c' est nulle pour les cas de référence pour des raisons de simplification et de comparaison; cette valeur est conservatrice et elle représente bien le comportement des remblais sans ciment ou avant l'effet de la cimentation. Pour l'étude paramétrique, la cohésion c' varie entre 10 et 50 kPa pour le cas d'un remplissage instantané. Ces valeurs sont représentatifs de remblais en pâte à faibles teneurs en ciment (Belem *et al*., 2000; Le Roux *et al*., 2005; Rankine et Sivakugan, 2007). Pour le remplissage séquentiel avec effet de cimentation, la valeur de la cohésion peut aller jusqu'à 250 kPa (Belem *et al*., 2000).

Le coefficient de Poisson ν = 0,25 et l'angle de dilatance ψ = 0° pour les cas de référence. Ces valeurs sont proches de celles choisies dans les simulations de Li *et al*. (2003) et Fahey *et al*. (2009) ce qui facilite les comparaisons.

Pour le cas de référence avec le modèle Cam-Clay modifié (série F), le remblai est normalement consolidé (OCR=1) avec un indice des vides initial e_0 = 1 et des pentes λ et κ égales à 0,05 et 0,01 respectivement. Ces valeurs sont basées sur des résultats expérimentaux de Yilmaz (2010) et de Helinski *et al*. (2011).

Lorsque l'analyse est couplée avec un écoulement de l'eau, d'autres paramètres doivent être ajoutés pour le calcul des pressions interstitielles. Ces paramètres comprennent la conductivité hydraulique en fonction des succions et la courbe de rétention d'eau caractérisée par la valeur d'entrée d'air AEV et la valeur d'entrée d'eau WEV. Il est nécessaire aussi de déterminer le niveau d'eau initial dans le chantier et la position où se produit le drainage (charge hydraulique nulle h_c = 0 m à la base du chantier).

La figure 3.3 présente les fonctions utilisées pour les analyses couplées avec calcul des pressions interstitielles. Ces courbes comprennent les relations entre la teneur en eau volumique ou la conductivité hydraulique et la succion (figures 3.3(a) et (b) respectivement). Ces courbes sont basées sur les résultats de Aubertin *et al*. (1996); Bussière (2007); Godbout *et al*. (2007) et Helinski *et al*. (2011).

Les figures 3.3(c) et 3.4(a), (b) et (c) présentent respectivement l'évolution dans le temps de la courbe de rétention d'eau volumique, de la cohésion c', du module de Young E_b et de la conductivité hydraulique saturée k_{sat}. Ces courbes sont utilisées pour les cas d'un remplissage séquentiel avec effet de cimentation où les propriétés géotechniques du remblai évoluent dans le temps. L'évolution de ces paramètres est basée sur les différentes mesures de Belem *et al*. (2000), Fall *et al*. (2007) et Godbout *et al*. (2007).

La barricade en roches stériles est modélisée avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC). Les paramètres géotechniques de la barricade sont présentés au tableau 3-3. Le poids volumique sec de la barricade γ_d est de 20 kN/m^3 (Williams, 2000; James, 2010). La valeur du module de Young des roches stériles constituant la barricade est de 300 MPa (James, 2010). L'angle de friction interne est égal à 35° comme observé par Leps (1970) et Bussière (2007). La

valeur de la cohésion c' est nulle et la conductivité hydraulique saturée k_{sat} = 10^{-4} m/s comme mesuré par Aubertin *et al*. (2002) et Gamache (2004).

La figure 3.5(a) représente la teneur en eau volumique en fonction de la succion. La valeur du AEV est plus faible comparativement à celle du remblai puisque les roches stériles sont plus grossiers que les résidus miniers. La figure 3.5(b) montre la conductivité hydraulique en fonction de la succion. On voit qu'à des succions élevées, la conductivité hydraulique devient très faible.

La vitesse de remplissage V, définie comme la hauteur de couche ajoutée par unité de temps, est prise en compte dans les cas où le remblayage se fait séquentiellement, soit selon plusieurs étapes d'analyse dans SIGMA/W. Un remblayage de 5 m à tous les 5 jours (soit, une vitesse de remplissage de V = 1 m / jour ou 0,042 m/h) est choisi pour les cas de référence. Des vitesses moyenne et rapide (V = 5 m/jour ou 0,208 m/h et V = 5 m aux 5 heures ou 1 m/h respectivement) sont utilisées dans l'évaluation paramétrique (section 4.5). Ces vitesses sont tirées de quelques exemples de remblayage dans certaines mines (Belem *et al*., 2004; Thompson *et al*., 2011).

Tableau 3-2: Paramètres et caractéristiques géotechniques du remblai pour les 8 cas de référence

	Simulation A_0	Simulation B_0	Simulation C_0	Simulation D_0	Simulation E_0	Simulation F_0		Simulation G_0	Simulation H_0
Poids volumique γ_b	18 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3		20 kN/m^3	20 kN/m^3
Module de Young E_b	100 MPa	100 MPa	100 MPa	100 MPa	100 MPa	e_0 OCR	1 1	100 MPa	100 MPa
Angle de friction interne ϕ'	35°	35°	35°	35°	35°	35°		35°	35°
Coefficient de Poisson ν	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25		0,25	0,25
Angle de dilatance ψ	0°	0°	0°	0°	0°	λ (C_c)	0,05	0°	0°
Cohésion c'	0 kPa	0 kPa	0 kPa	0 kPa	variable	κ (C_r)	0,01	0 kPa	0 kPa
Conductivité hydraulique saturée k_{sat}	N.A	10^{-7} m/s	10^{-7} m/s	10^{-7} m/s	variable	10^{-7} m/s		10^{-7} m/s	N.A
Valeur d'entrée d'air (AEV)	N.A	15 kPa	15 kPa	15 kPa	variable	15 kPa		15 kPa	N.A
Valeur d'entrée d'eau (WEV)	N.A	50 kPa	50 kPa	50 kPa	variable	50 kPa		50 kPa	N.A
Niveau d'eau initial	N.A	En haut (niveau h = 0 m)	En haut (niveau h = 0 m)	En haut (niveau h = 0 m)	En haut de la nouvelle couche	En haut de la nouvelle couche		En haut de la nouvelle couche	N.A
Drainage	N.A	Non Permis	Progressif	Progressif	Progressif	Progressif		Progressif	N.A
Vitesse de remplissage	N.A	N.A	N.A	N.A	V=5m/5jrs	V=5m/5jrs		V=5m/5jrs	N.A

N.A = Non Applicable

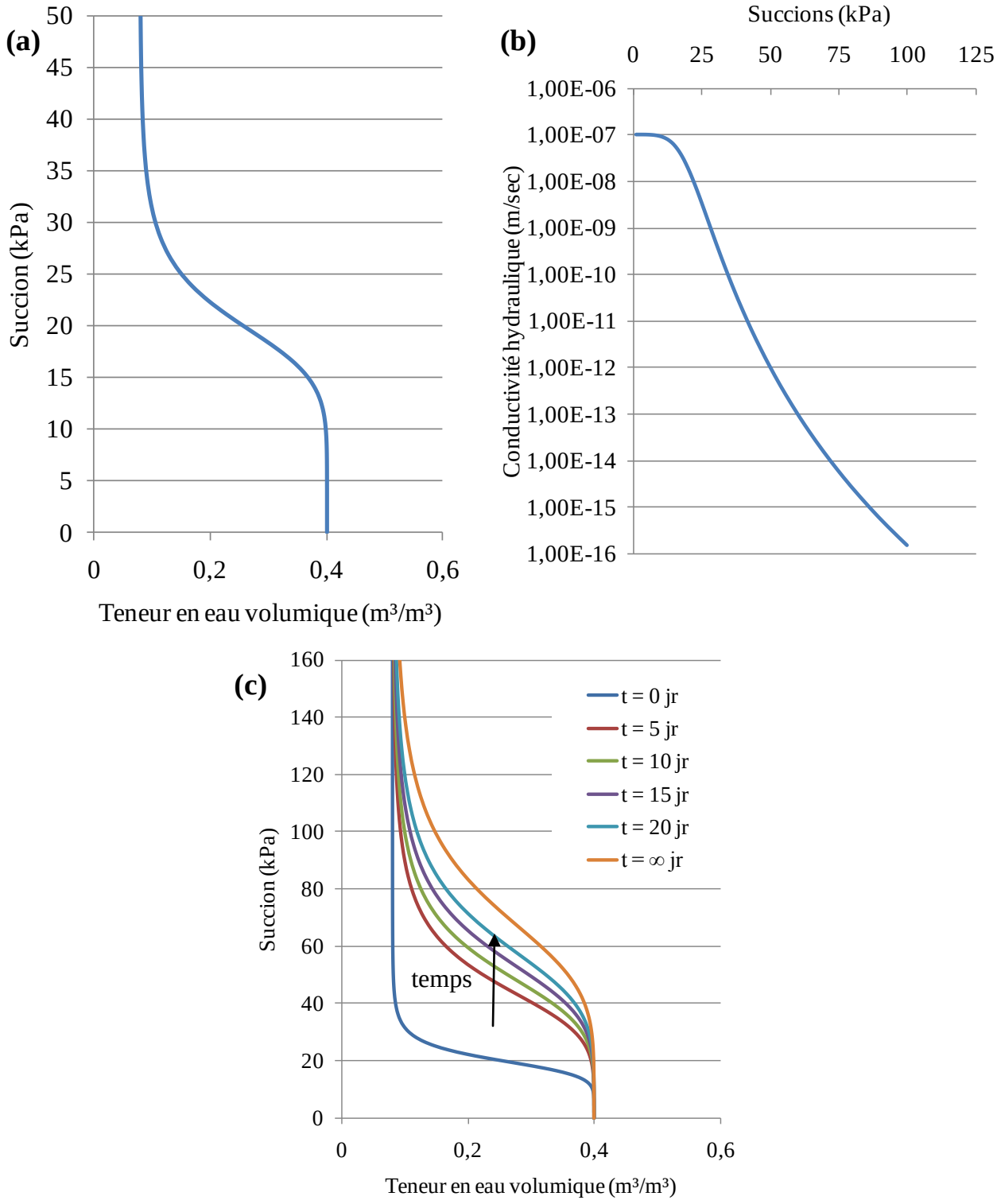

Figure 3.3 : (a) Courbe de rétention d'eau pour les cas de référence. (b) Conductivité hydraulique en fonction de la succion pour les cas de référence. (c) Évolution de la courbe de rétention d'eau dans le temps pour le remplissage séquentiel avec effet de cimentation.

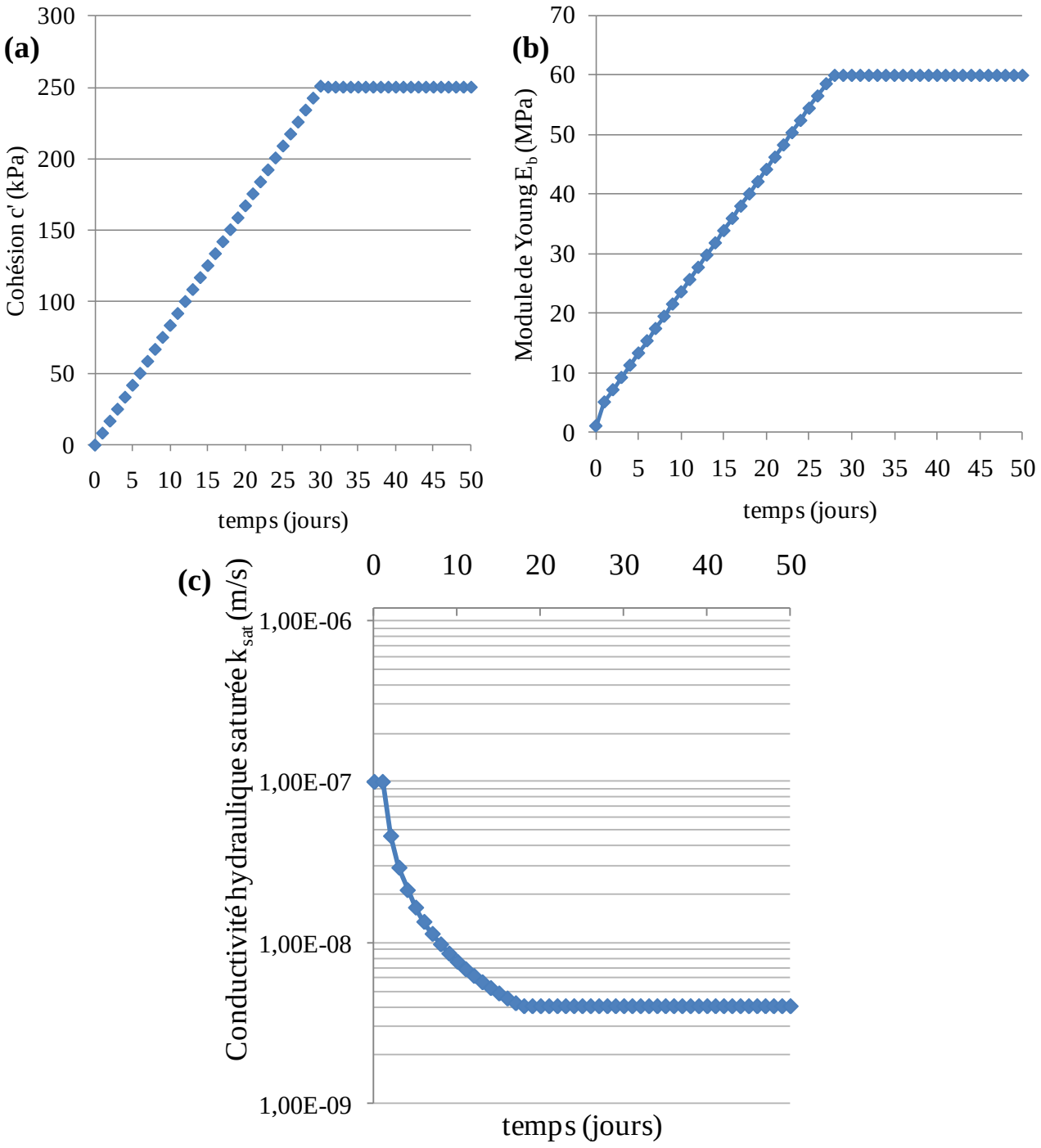

Figure 3.4 : Évolution dans le temps de la cohésion c' (a), du module de Young E_b (b) et de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} (c) du remblai cimenté pour le remplissage séquentiel avec effet progressif de la cimentation.

Tableau 3-3: Propriétés géotechniques et dimensions de la barricade pour le cas de référence.

Propriétés géotechniques de la barricade		Dimensions de la barricade
Poids volumique γ_d	20 kN/m^3	Forme trapézoïdale H_d = 3 m Longueur de la base L= 5 m Longueur du sommet = 2m
Module de Young E	300 MPa	
Angle de friction interne ϕ'	35°	
Coefficient de Poisson ν	0.25	
Angle de dilatance ψ	0°	
Cohésion c'	0 kPa	
Conductivité hydraulique saturée k_{sat}	10^{-4} m/s	

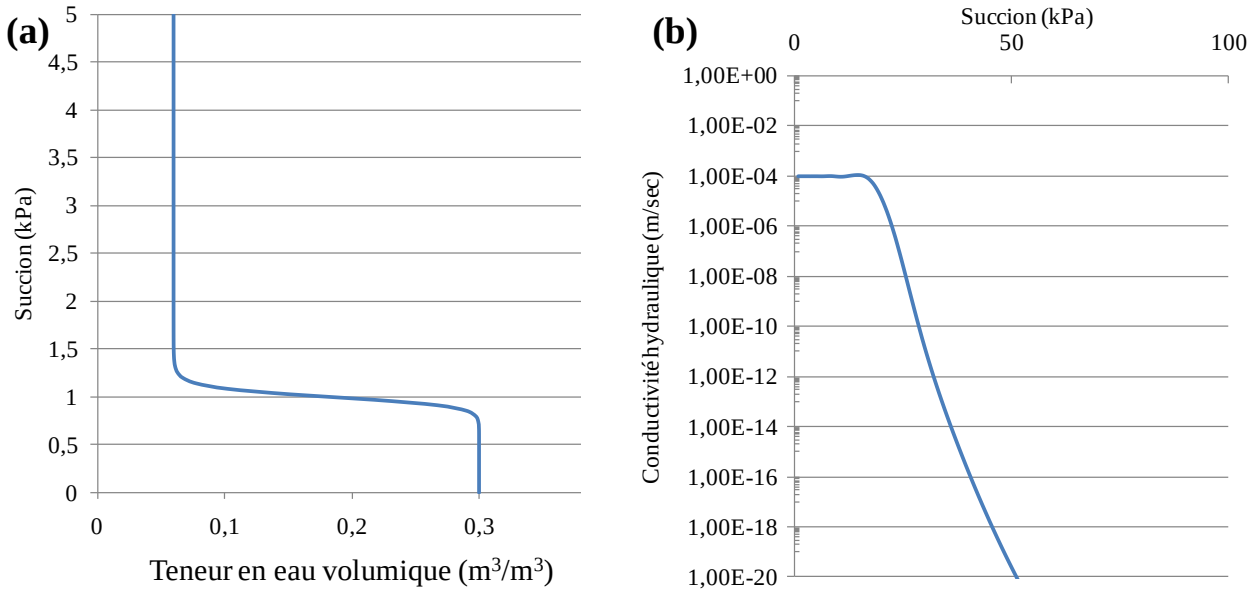

Figure 3.5 : (a) Courbe de rétention d'eau de la roche stérile dans la barricade. (b) Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion de la roche stérile dans la barricade.

3.2 Analyses numériques de l'état des contraintes et des déformations dans les chantiers miniers remblayés

3.2.1 Cas A_0 : Remblai drainé (remplissage instantané)

Le cas A_0 est un cas stationnaire (à l'équilibre) qui consiste à remplir "instantanément" le chantier souterrain avec un remblai drainé (ou sec). L'analyse en contraintes effectives sans pressions interstitielles est choisie dans SIGMA/W pour analyser l'état des contraintes et des déformations du chantier remblayé. Pour ce cas, les contraintes effectives et totales dans le remblai sont égales (i.e. u = 0).

La figure 3.6(a) présente la distribution des contraintes le long de la ligne centrale verticale (LCV) obtenue à partir des simulations et des solutions analytiques (équations (2-23) et (2-24)). Les contraintes calculées à partir du poids des terres sont aussi montrées sur cette figure. Il est observé que les contraintes horizontales et verticales calculées en utilisant les 2 solutions sont relativement proches. Les contraintes obtenues par les simulations numériques et les solutions analytiques sont beaucoup plus faibles que celles calculées à partir du poids des terres, particulièrement au bas du chantier. Ces résultats confirment aussi que les solutions analytiques avec K_a donnent une bonne corrélation avec les résultats numériques le long de la ligne centrale verticale (avec σ'_v numérique légèrement inférieure à σ'_v analytique), comme ce qui a été montré dans des investigations précédentes menées avec FLAC (Li *et al*., 2003; Li et Aubertin, 2009a, b, c, 2010). La figure 3.6(b) présente les contraintes de cisaillement (définies par l'équation (3-1)) au centre du chantier et près de la paroi rocheuse. Ceci montre que les contraintes de cisaillement près de la paroi augmentent (en valeur absolue) avec la profondeur du chantier, alors qu'elles demeurent nulles le long de la ligne centrale verticale (LCV). Ceci confirme l'effet d'arche associé au développement des contraintes de cisaillement le long de la paroi rocheuse qui retient, en partie, le remblai en place.

$$\tau_{xy} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \times \cos\ (2\theta) \qquad (3\text{-}1)$$

où σ_1 contrainte principale majeure, σ_3 contrainte principale mineure et θ angle d'orientation entre la normale et la direction de σ_3 (McCarthy, 2007).

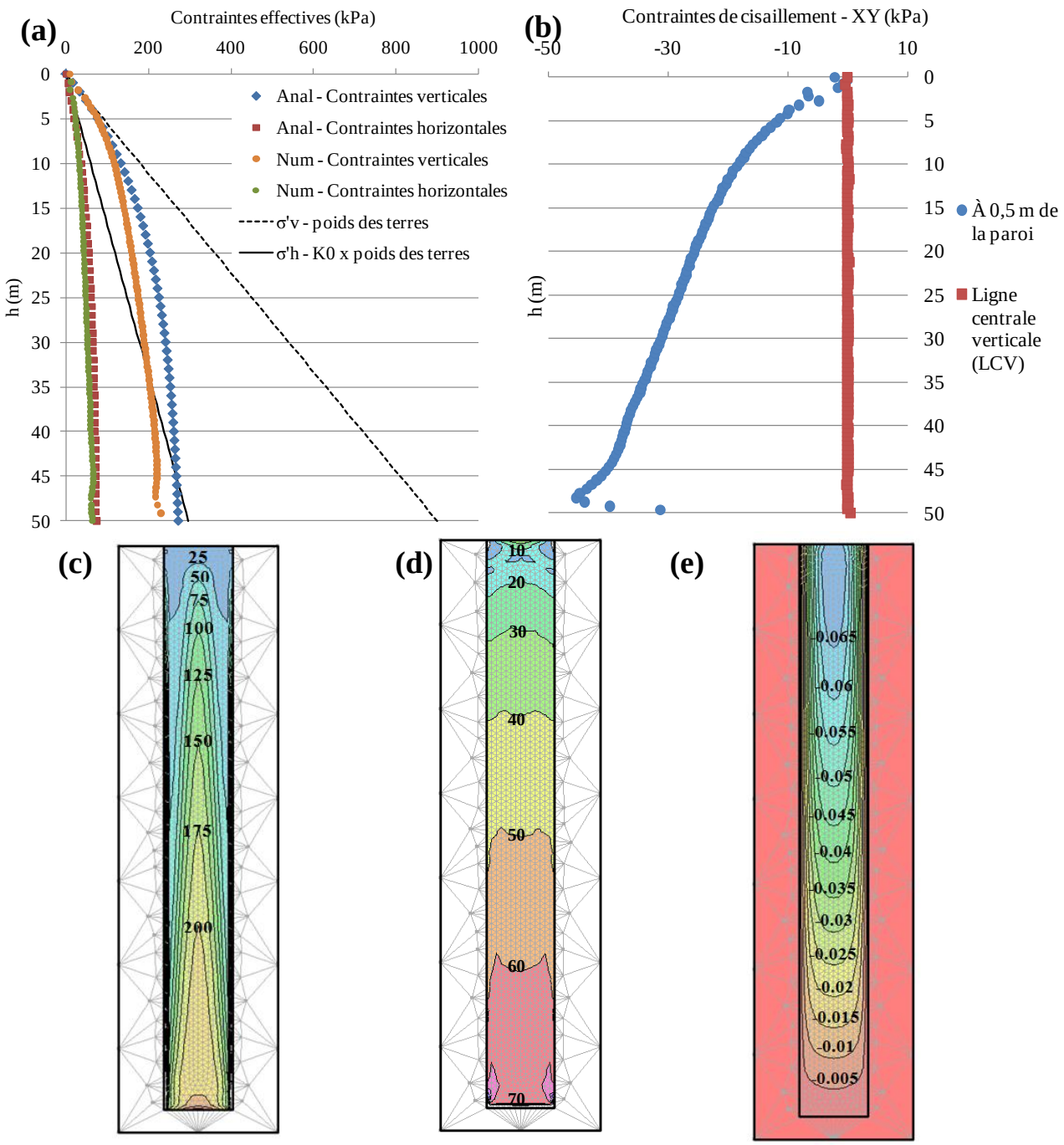

Figure 3.6 : Cas A_0 - (a) Valeurs des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques (Num) et analytiques (Anal). (b) Contraintes de cisaillement le long de la ligne centrale verticale et près de la paroi rocheuse, obtenues par les simulations numériques. Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) (valeurs données en kPa). (e) Iso-contours des déplacements verticaux (m) obtenus de SIGMA/W (m).

La figure 3.6(c) présente les iso-contours des contraintes verticales dans le chantier remblayé. Cette figure montre que les contraintes ne sont pas uniformément distribuées le long de la largeur du chantier. Les contraintes verticales sont plus faibles près de la paroi qu'au centre du chantier en raison du transfert des charges du remblai au roc adjacent (associé à l'effet d'arche). Des observations similaires ont été faites à partir de calculs conduits par d'autres outils numériques et analytiques (Li *et al*., 2003, 2005a; Li et Aubertin, 2010).

La figure 3.6(d) présente les iso-contours des contraintes horizontales dans le chantier remblayé. La figure montre des effets d'arche beaucoup moins marqués comparativement à ceux associés aux contraintes verticales (figure 3.6(c)).

Les iso-contours des déplacements verticaux sont illustrés à la figure 3.6(e). Cette figure montre que la distribution des déplacements verticaux n'est pas uniforme le long de la largeur du chantier : les déplacements verticaux sont plus importants au centre du chantier que près des parois rocheuses.

La figure 3.7(a) montre le déplacement vertical des nœuds du maillage du remblai en fonction de la hauteur h(m) à deux endroits. Cette figure montre que le déplacement vertical à la ligne centrale verticale (LCV) est plus important que celui près de la paroi rocheuse. Le déplacement vertical est maximal en haut du chantier et il est nul à la base du chantier. Ce déplacement vertical est plus faible près de la masse rocheuse parce qu'il est retenu par la masse rocheuse à l'interface roc-remblai (contact parfait modélisé par des interfaces solidaires).

La figure 3.7(b) montre le coefficient de pression des terres K (= σ'_h / σ'_v) en fonction de la hauteur à la ligne centrale verticale et à 0,5 m de la paroi rocheuse. À la ligne du centre, on voit que le coefficient K est proche de la valeur à l'état actif K_a comme observé par Li *et al*. (2003, 2005a). Cependant, le coefficient de pression des terres K est proche de 1 près de la paroi particulièrement en haut du chantier. Cette observation est différente de celle rapportée par Li *et al*. (2003) où la valeur de K se situe aux alentours de 0,4 près des parois rocheuses à différentes profondeurs; cet aspect est discuté au chapitre 4 (section 4.8).

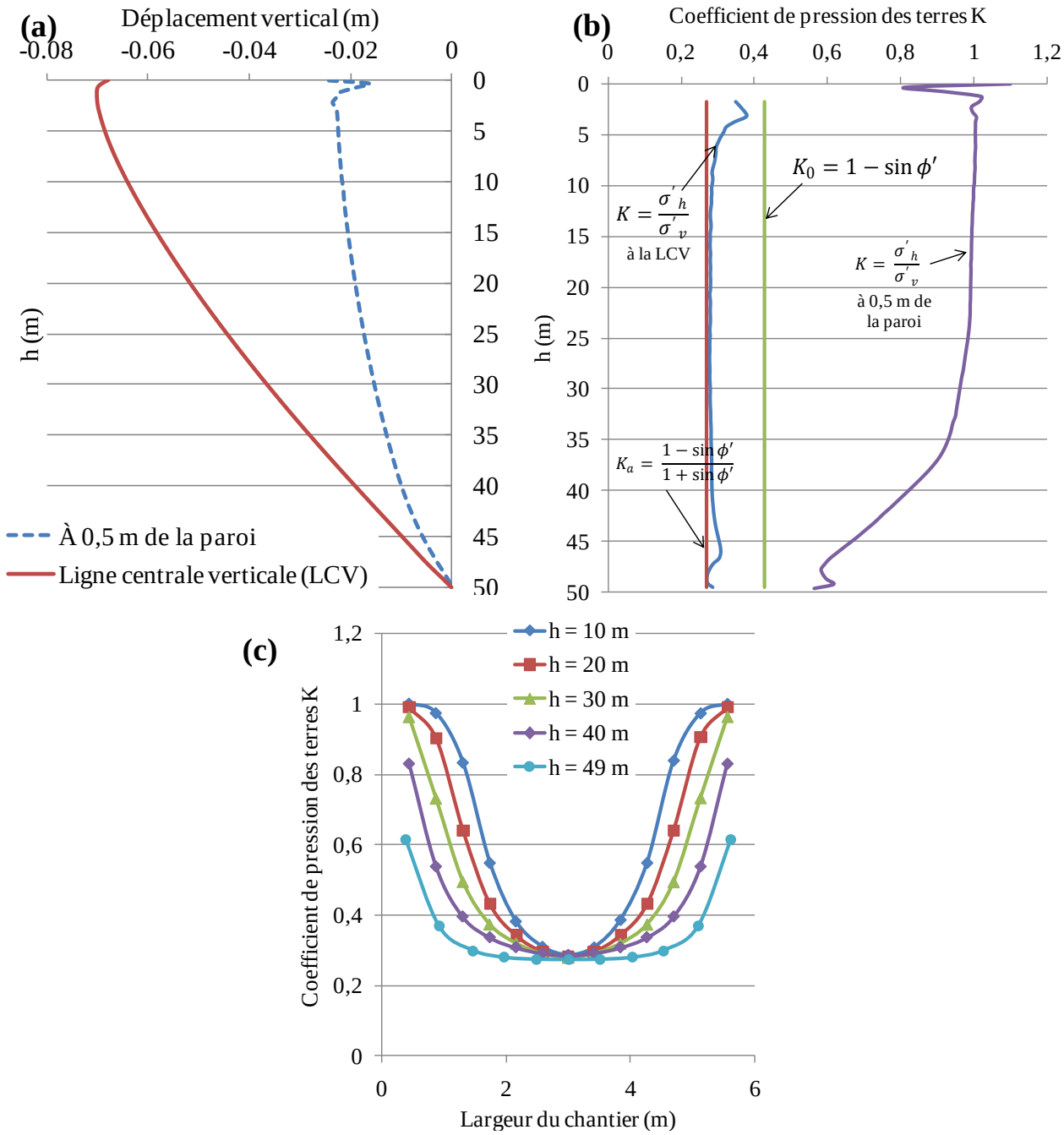

Figure 3.7: Cas A_0 - (a) Déplacements verticaux le long de la hauteur du chantier à la ligne de centre et près de la paroi rocheuse. (b) Coefficient de pression des terres K (σ'_h / σ'_v) le long de la hauteur du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) et près de la paroi, avec les valeurs de K_0 et K_a.(c) Coefficient de pression des terres K en fonction de la largeur du chantier à différentes profondeurs à partir du haut (h = 10, 20, 30, 40 et 49 m)

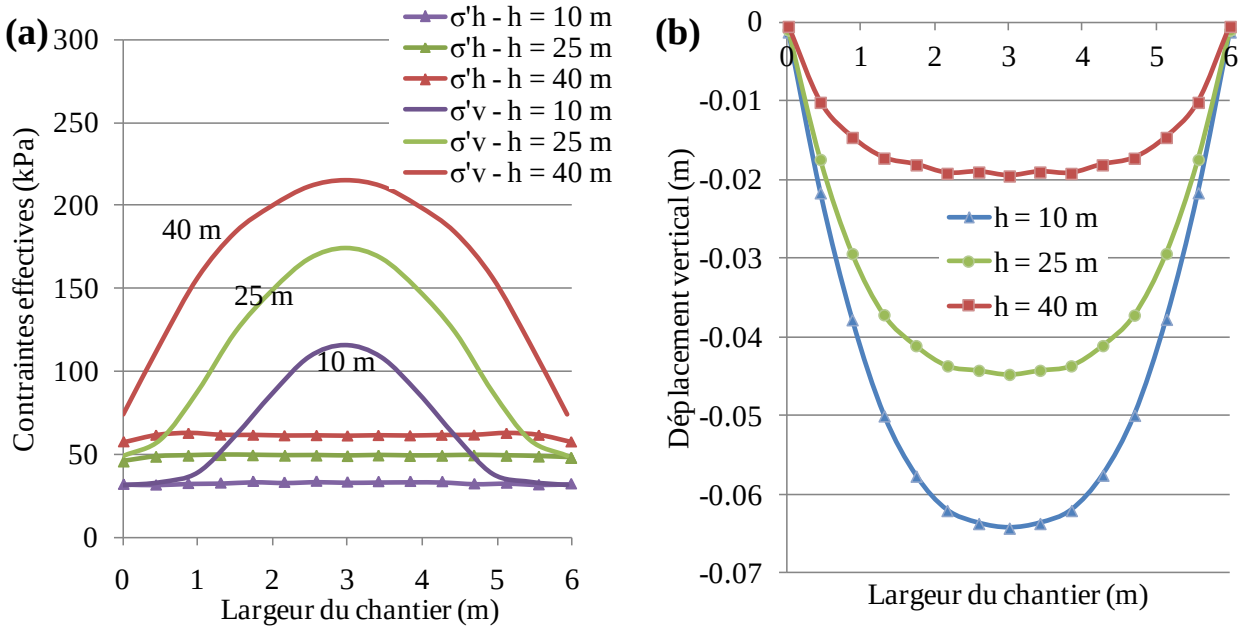

Figure 3.8: Contraintes effectives verticales et horizontales (a) et déplacement vertical (b) sur la largeur du chantier à différentes profondeurs (h = 10, 25 et 40 m; h est la profondeur du point de mesure à partir du haut du chantier).

La figure 3.7(c) présente le coefficient de pression des terres en fonction de la largeur du chantier à différentes profondeur, soit à h = 10, 20, 30, 40 et 49 m. De manière générale, on voit que le coefficient K est plus élevé près des parois rocheuses comparativement au centre du chantier. On remarque aussi que plus on se déplace vers le bas du chantier (h accroît), plus le coefficient K diminue près des parois. Au centre du chantier, la valeur K ne varie que légèrement avec la profondeur, comme observé dans Li *et al*. (2003).

La figure 3.8(a) montre les contraintes effectives (verticales et horizontales) sur la largeur du chantier à 3 différentes profondeurs, soit h = 10, 25 et 40 m. On constate que les contraintes effectives verticales varient considérablement à travers la largeur pour les 3 profondeurs, alors que cette variation est moins marquée pour les contraintes effectives horizontales (voir aussi Li *et al*., 2003; Li et Aubertin, 2010). L'effet d'arche est bien montré sur cette figure de sorte que les contraintes effectives verticales sont plus élevées au centre du chantier par rapport aux parois.

La figure 3.8(b) montre que le déplacement vertical est plus important au centre du chantier et qu'il est nul à l'interface remblai-roc (en raison du contact solidaire entre le remblai et le roc). Il est aussi montré que les déplacements verticaux diminuent avec la profondeur.

3.2.2 Cas B_0 : Remblai saturé (remplissage instantané)

Le cas B_0 d'un remblai saturé consiste à remplir "instantanément" le chantier souterrain par un remblai complètement saturé sans drainage. La saturation du remblai est simulée avec SIGMA/W en choisissant une analyse couplée et en mettant la nappe phréatique à la surface du remblai.

La figure 3.9(a) montre les contraintes totales en fonction de la hauteur du chantier à la LCV. Les solutions numériques obtenues sont comparées aux solutions analytiques et aux poids des terres. Cette figure montre une bonne concordance entre les solutions numériques et analytiques pour les contraintes totales verticales et horizontales. Il est aussi montré que l'utilisation du poids des terres surestime les contraintes totales par rapport aux approches analytiques et numériques.

En termes de contraintes effectives, la même tendance est observée : les contraintes calculées à partir des solutions numériques et analytiques sont beaucoup plus faibles que les contraintes obtenues par le poids des terres comme le montre la figure 3.9(b). De manière générale, une bonne concordance est obtenue encore une fois entre les solutions analytiques et numériques. Il faut noter toutefois que la solution numérique sous-estime les contraintes effectives verticales par rapport à la solution analytique (particulièrement au bas du chantier). Cependant, l'allure générale de la distribution des contraintes est similaire pour les deux approches.

La figure 3.9(c) montre la distribution des contraintes verticales totales et effectives ainsi que les pressions interstitielles le long de la ligne du centre. On peut voir que la pression d'eau augment linéairement avec la profondeur ($u = \gamma_w \times h$). Aussi, les contraintes effectives verticales sont beaucoup plus faibles que les contraintes totales et les pressions d'eau (particulièrement au bas du chantier). La figure 3.9(d) montre le coefficient de pression des terres K le long de LCV et près de la paroi rocheuse avec les valeurs K_a et K_0. Comme pour le cas sec (cas A_0), le coefficient de pression des terres K est très proche de la valeur K_a à la ligne du centre (LCV) sauf à la partie supérieure du remblai où K devient proche de la valeur 1. La faible valeur de la contrainte effective verticale à cet endroit (à cause de l'effet de bord) pourrait expliquer la valeur élevée de K près de la surface du remblai. Près de la paroi, la valeur du coefficient de pression des terres K est à nouveau proche de 1 le long de la hauteur du chantier, sauf pour la partie au bas du chantier où la valeur de K est proche de 1,5. L'effet de bord (interface remblai-roc) serait responsable de l'augmentation de K au bas du chantier.

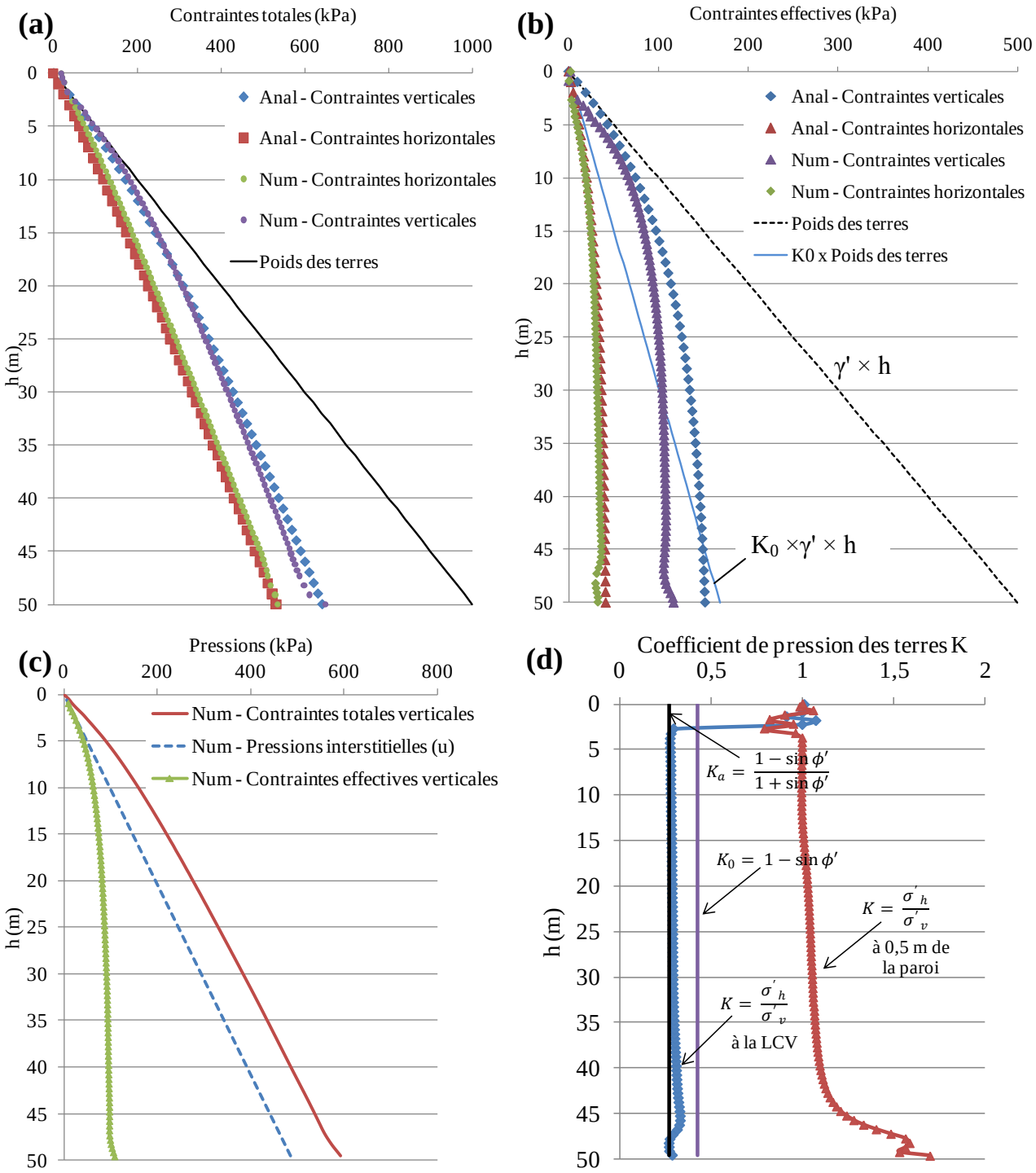

Figure 3.9 : Cas B_0 - (a) Contraintes totales le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques et analytiques (b) Contraintes effectives le long de la ligne centrale verticale obtenues par les solutions numériques et analytiques. (c) Valeurs des pressions interstitielles, des contraintes totales et effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV). (d) Coefficient de pression des terres K le long de LCV et près de la paroi rocheuse.

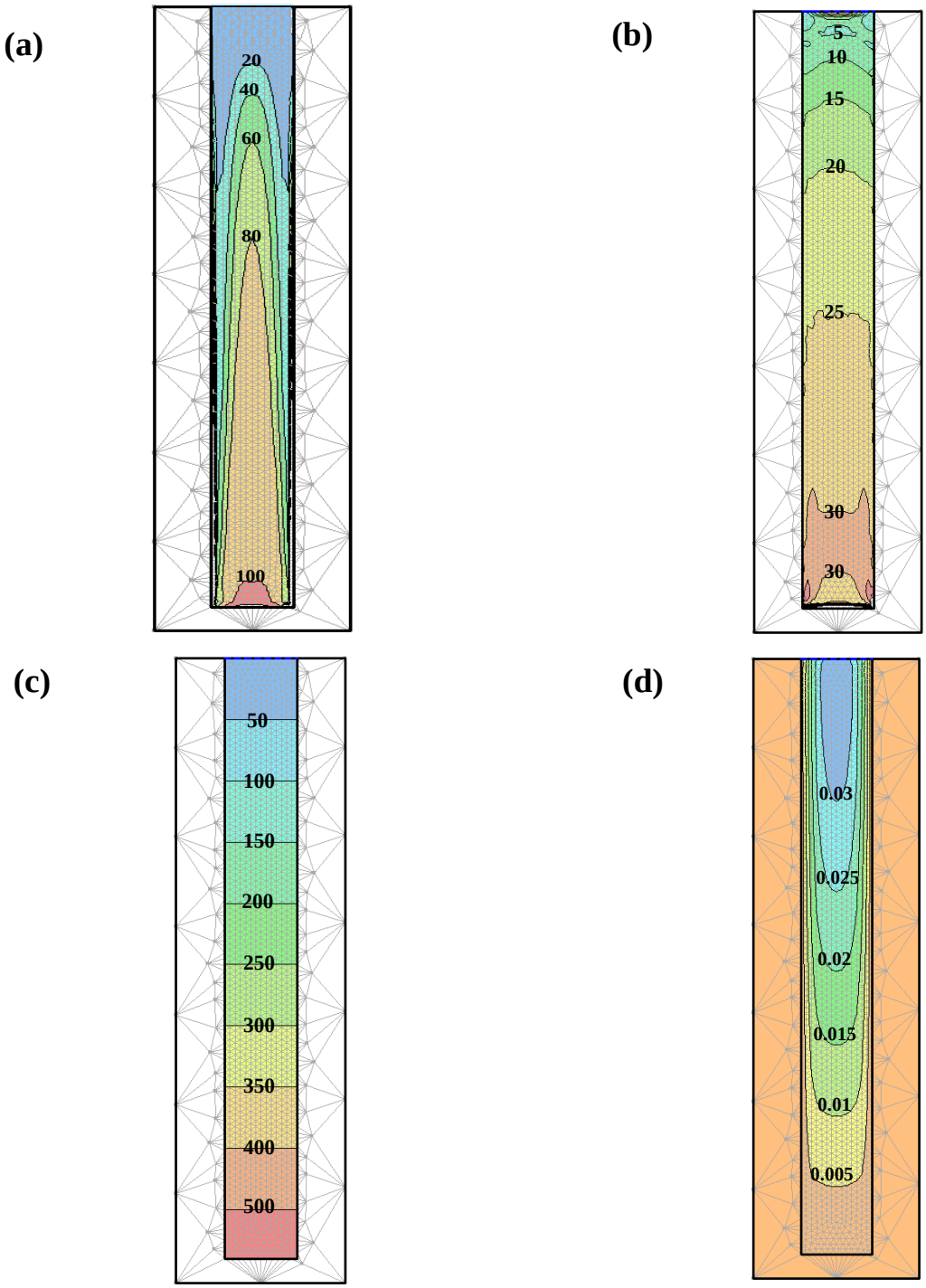

Figure 3.10 : Cas B_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a), des contraintes effectives horizontales (b), des pressions interstitielles (c) (en kPa) et des déplacements verticaux (d) (en m).

La figure 3.10(a) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales. La distribution des contraintes effectives est comparable au cas drainé avec un effet d'arche plus prononcé. Au bas du chantier, la contrainte effective verticale est de 100 kPa, ce qui représente une réduction des contraintes de 80% par rapport au poids des terres. La figure 3.10(b) présente les iso-contours des contraintes effectives horizontales. La distribution des contraintes horizontales est comparable au cas drainé avec un effet d'arche moins prononcé que celui pour les contraintes verticales. Au bas du chantier, la contrainte effective horizontale est de 30 kPa, ce qui donne un coefficient de pression des terres K de 0,375 à la mi-largeur du chantier.

La figure 3.10(c) présente les iso-contours des pressions interstitielles dans le chantier remblayé. On voit que les pressions interstitielles augmentent linéairement avec la profondeur. Cette figure montre que le niveau d'eau demeure en surface du remblai et que les pressions interstitielles sont à l'équilibre et peuvent être calculées en multipliant le poids volumique de l'eau par la hauteur du remblai saturé.

Les iso-contours des déplacements verticaux, présentés dans la figure 3.10(d), ont une forme convexe, illustrant un déplacement plus important à la mi-largeur (centre) du chantier que près des parois. Le tassement pour le cas saturé (avec $u = \gamma_w \times h$; γ_w le poids volumique de l'eau (kN/m^3) et h (en m) la profondeur à partir du haut du chantier) est inférieur à celui pour le cas drainé (3 cm comparativement à 6,5 cm) puisque les contraintes effectives sont plus faibles lorsque les pressions d'eau sont positives.

3.2.3 Cas C_0 : Remblai initialement saturé avec écoulement (remplissage instantané)

Le cas C_0 est une analyse transitoire où le remblai est initialement saturé avec un drainage au bas du chantier. Le drainage est modélisé avec une condition aux frontières qui correspond à une charge hydraulique nulle (h_c = 0 m) au point droit à la base du chantier (figure 3.1(a)).

La figure 3.11(a) illustre l'évolution dans le temps des contraintes totales verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV). Il est montré dans cette figure que les contraintes verticales sont égales au poids des terres juste après le remplissage "instantané". Pendant ces courts instants, les contraintes totales verticales augmentent linéairement avec la hauteur pour atteindre une valeur de 1000 kPa au bas du chantier (20 kN/m^3 × 50 m). Au fur et à mesure que le drainage se produit, les contraintes totales verticales diminuent progressivement en "se déplaçant" vers la gauche. Il est observé que le taux de décroissance des contraintes totales diminue avec le temps. À titre d'exemple, la distribution des contraintes totales verticales après 3,7 jours n'est pas très différentes de celle après 3,17 ans.

L'évolution des pressions interstitielles le long de la hauteur du chantier est montrée à la figure 3.11(b). Peu après le remplissage du chantier, les pressions interstitielles sont égales au poids des terres. Cela veut dire que l'eau supporte tout le poids du remblai et que les pressions interstitielles sont en excès de $\Delta u = u - (\gamma_w \times z) = (\gamma_{tot} - \gamma_w)\, z$ à $t \approx 0$.

Après, les pressions interstitielles se dissipent progressivement avec le temps. Ces résultats des simulations numériques correspondent bien aux observations rapportées par Grabinski (2010), Thompson *et al*. (2011) et Witteman et Simms (2011). Puisque le remblai (fabriqué avec des résidus de particules fines) a une conductivité hydraulique relativement faible, la consolidation du matériau et la dissipation des pressions interstitielles prend quelques jours pour se produire. L'évolution des profils des pressions interstitielles est similaire à celle d'une consolidation avec drainage à la base et vers le haut. Lorsqu'un temps suffisant est alloué au drainage, des pressions interstitielles négatives se développent dans la partie haute du remblai indiquant la présence d'une zone non saturée.

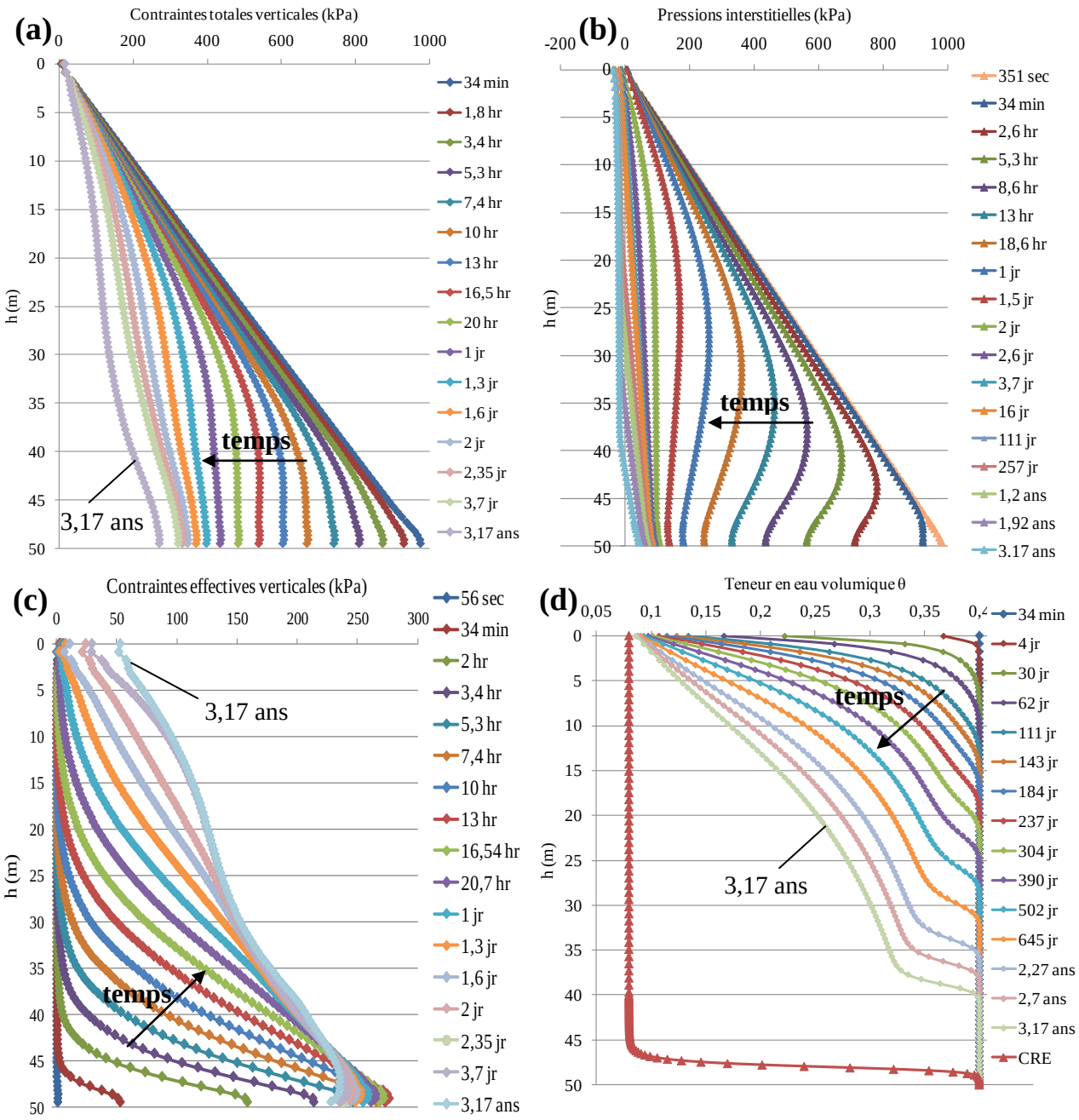

Figure 3.11 : Cas C_0 - Valeurs des contraintes totales verticales (a), des pressions interstitielles (b), des contraintes effectives verticales (c) et de la teneur en eau volumique le long de la LCV pour un remblai initiallement saturé avec drainage (d).

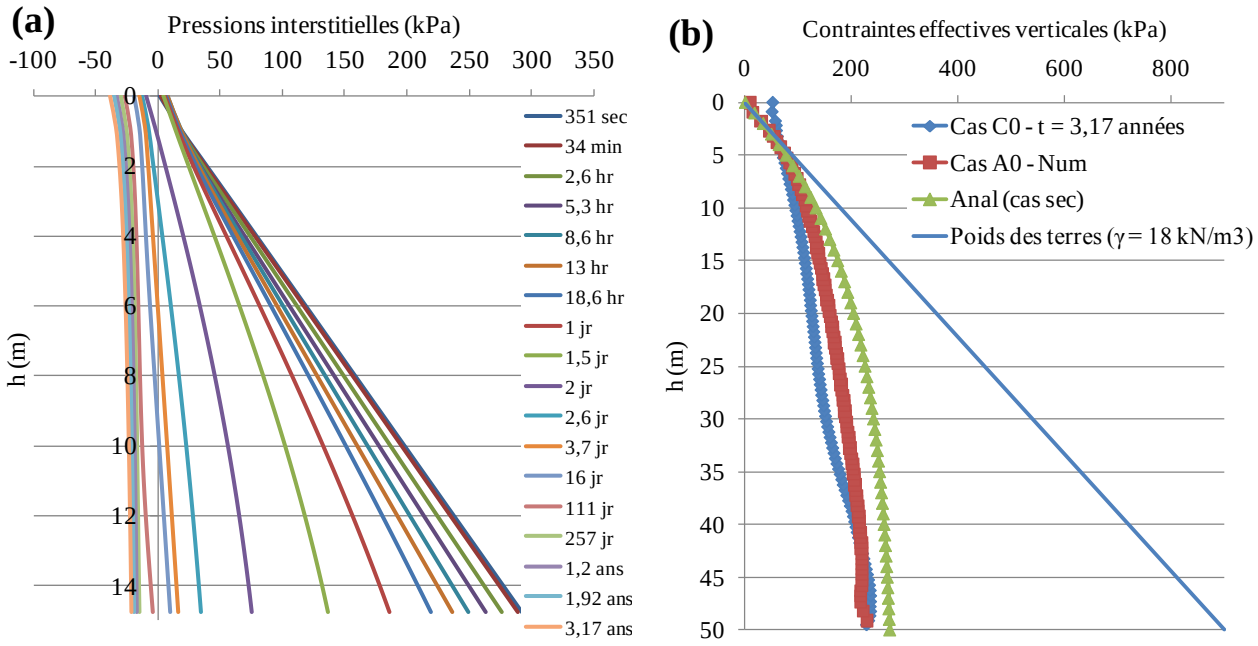

Figure 3.12 : Cas C_0 - (a) Valeurs des pressions interstitielles dans le partie supérieure du remblai. (b) Comparaison des contraintes effectives verticales le long de la LCV entre le cas C_0, le cas A_0, la solution analytique (cas sec) et le poids des terres (avec γ = 18 kN/m^3).

La figure 3.11(c) montre l'évolution de la distribution des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale. Initialement, les contraintes effectives verticales sont nulles car $u = \sigma_v$; le remblai se comporte alors comme un fluide visqueux. Après un certain temps, les contraintes effectives augmentent avec le drainage produisant ainsi une augmentation de la résistance frictionnelle le long de la paroi rocheuse et un développement progressif de l'effet d'arche au sein du chantier remblayé. Ces résultats sont conformes aux tendances générales observées *in situ* par Grabinsky (2010) et Thompson *et al*. (2011).

La figure 3.11(d) présente l'évolution de la teneur en eau volumique le long de la ligne centrale verticale. Les résultats de simulation montrent que le chantier commence à se dé-saturer quelques jours après la mise en place du remblai. Au fur et à mesure que le drainage se produit, le niveau de l'eau descend le long du chantier créant ainsi des zones non-saturées. La teneur en eau volumique en haut du chantier (h = 0 m) diminue dans le temps jusqu'à sa valeur minimale, soit

la teneur en eau résiduelle ($\theta_r \approx 0.08$). À très long terme, la teneur en eau volumique le long de la ligne centrale verticale tendrait vers la courbe de rétention d'eau "CRE" (voir aussi figure 3.3(c)).

La figure 3.12(a) est une vue élargie (zoom) de la figure 3.11(b) pour montrer seulement l'évolution des pressions interstitielles dans la partie supérieure du chantier ($0 \leq h \leq 15$ m). Sur cette figure, on voit que la succion maximale se situe en haut du chantier et atteint une valeur de 40 kPa après 3,17 années.

La figure 3.12(b) compare les valeurs des contraintes effectives verticales obtenues de SIGMA/W pour le cas C_0 après 3,17 années à celles obtenues au cas A_0, aux solutions analytiques (cas sec) et au poids des terres. Après la dissipation des pressions interstitielles du remblai, on voit que les contraintes effectives verticales du cas C_0 sont proches du cas sec A_0 et celles obtenues avec la solution analytique (équations (2-23)) sans pressions interstitielles. Ces valeurs sont beaucoup plus faibles que les contraintes obtenues par le poids des terres. À la surface du remblai, on voit que la contrainte effective verticale est positive pour le cas C_0 (≈ 50 kPa) à la fin de la simulation ($t = 3,17$ années). Ceci est dû aux succions générées en haut du remblai en raison des forces capillaires.

La figure 3.13(a) présente les équipotentiels et les vecteurs d'écoulement dans la partie basse du chantier. Cette figure montre que les vecteurs d'écoulement sont verticaux le long du chantier et s'orientent vers le point de drainage au fur et à mesure qu'ils s'approchent de celui-ci. Les équipotentiels sont perpendiculaires aux lignes d'écoulement montrées par les vecteurs d'écoulement. Près du point de drainage, les équipotentiels ont la forme de quarts de cercles dont le centre est le point de drainage. Au dessus du niveau d'eau (indiqué par la ligne bleue sur la figure), les équipotentiels sont horizontales et représentent des valeurs négatives de pression d'eau.

La figure 3.13(b) illustre la forme du déplacement du remblai après sa mise en place et son drainage. Comme les iso-contours des déplacements verticaux le montrent, le tassement du remblai est beaucoup plus important à la mi-largeur du chantier que près des parois.

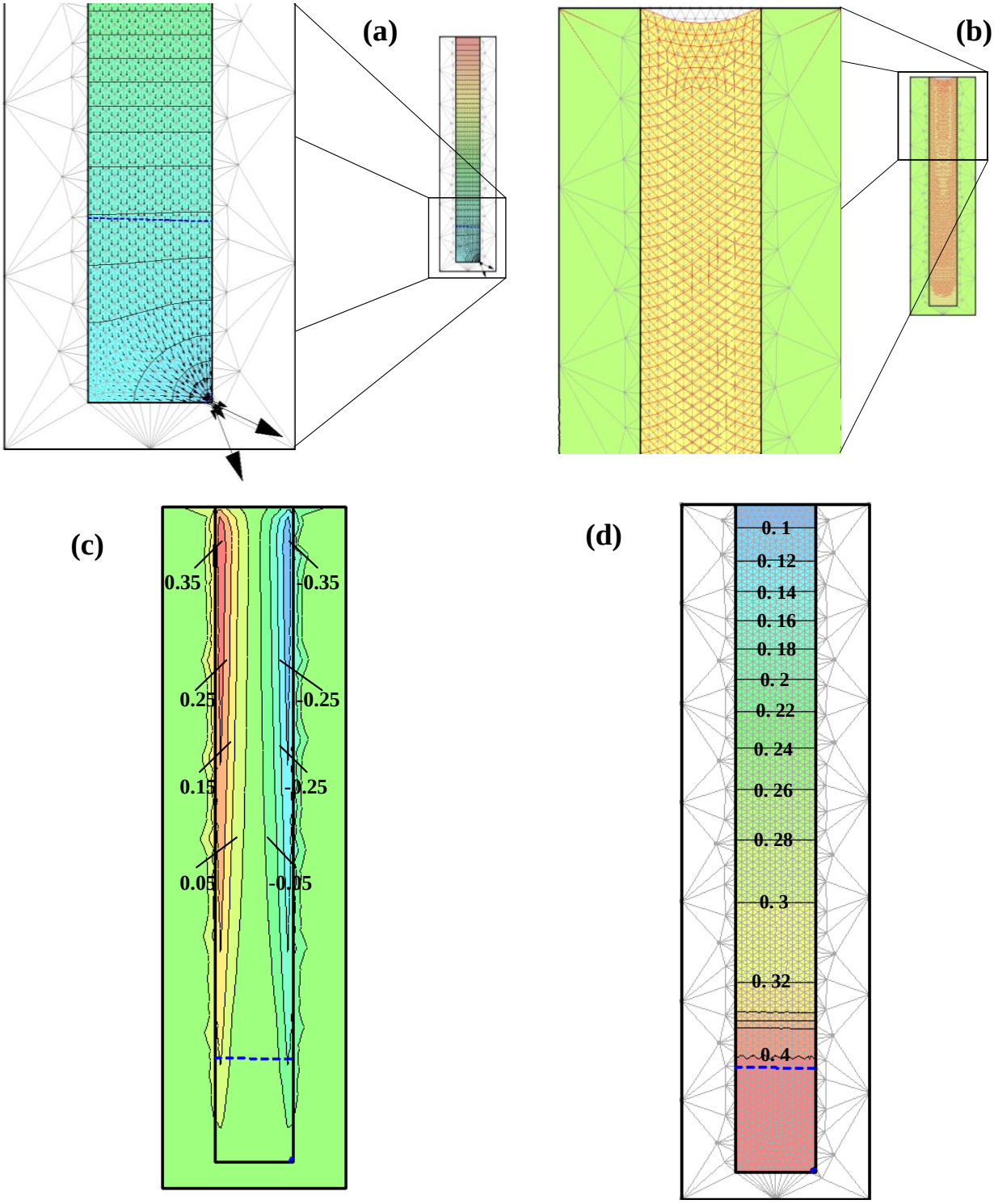

Figure 3.13 : Cas C_0 (après 3.7 années) - (a) Équipotentiels et vecteurs d'écoulement au bas du chantier × $4x10^6$. (b) Allure du déplacement du remblai au sein du chantier × 10. (c) Déformations de cisaillement à la fin de la simulation. (d) Iso-contours de la teneur en eau volumique.

La figure 3.13(c) présente les déformations de cisaillement (équation (3-2)) le long de la hauteur du chantier. Il est montré dans cette figure que les déformations de cisaillement, dues aux contraintes de cisaillement, sont plus importantes près de la paroi rocheuse qu'au milieu du chantier (où les contraintes de cisaillement sont très faibles). Ceci montre que la paroi rocheuse a l'effet de retenir les particules du remblai les plus près, qui à leur tour retiennent des particules plus loin, créant ainsi une zone de cisaillement entre la paroi et le centre à travers la largeur.

$$\gamma_{xy} = (\epsilon_1 - \epsilon_3) \times \sin\ (2\theta) \qquad (3\text{-}2)$$

où ϵ_1 est la déformation principale majeure, ϵ_3 la déformation principale mineure et θ angle d'orientation entre la normale et la direction de ϵ_1 (McCarthy, 2007).

SIGMA/W permet d'obtenir les valeurs de la teneur en eau volumique à chaque point du maillage selon la valeur de u grâce à la courbe de rétention d'eau (figure 3.3(a)). L'évolution de la teneur en eau volumique sur la hauteur du chantier après 3,17 années est montrée à la figure 3.13(d). Les valeurs de la teneur en eau volumique diminuent en s'approchant de la surface du remblai. Ceci explique les valeurs de succions relativement élevées en haut du remblai, qui diminuent graduellement en s'approchant du niveau d'eau dans le chantier.

La figure 3.14(a) montre le déplacement vertical du remblai en fonction de sa hauteur h(m) près de la paroi rocheuse et à la ligne centrale verticale. Comme pour le cas drainé (cas A_0), cette figure montre encore une fois que le déplacement vertical à la ligne centrale verticale (LCV) est plus important que celui près de la paroi rocheuse et que le déplacement vertical est maximal en haut du chantier.

La figure 3.14(b) présente le coefficient de pression des terres K en fonction de la position verticale dans le remblai à la ligne centrale verticale et près de la paroi rocheuse. Ce coefficient est proche de la valeur à l'état actif K_a à la ligne du centre sauf dans le haut et dans le bas du chantier. Près de la paroi, ce coefficient est proche de 0,9 (proche du cas sec A_0 et du cas saturé B_0) sauf dans la partie supérieure et inférieure du chantier où la valeur de K diminue jusqu'à la valeur 0,6 aux deux extrémités; cet aspect sera discuté au chapitre 4.

La figure 3.14(c) montre la valeur du coefficient K en fonction de la largeur du chantier à différentes profondeurs. On voit que la valeur du coefficient K est élevée près des parois et

diminue en s'approchant de la ligne du centre. Cette tendance est la même que celle observée par Li *et al*. (2003).

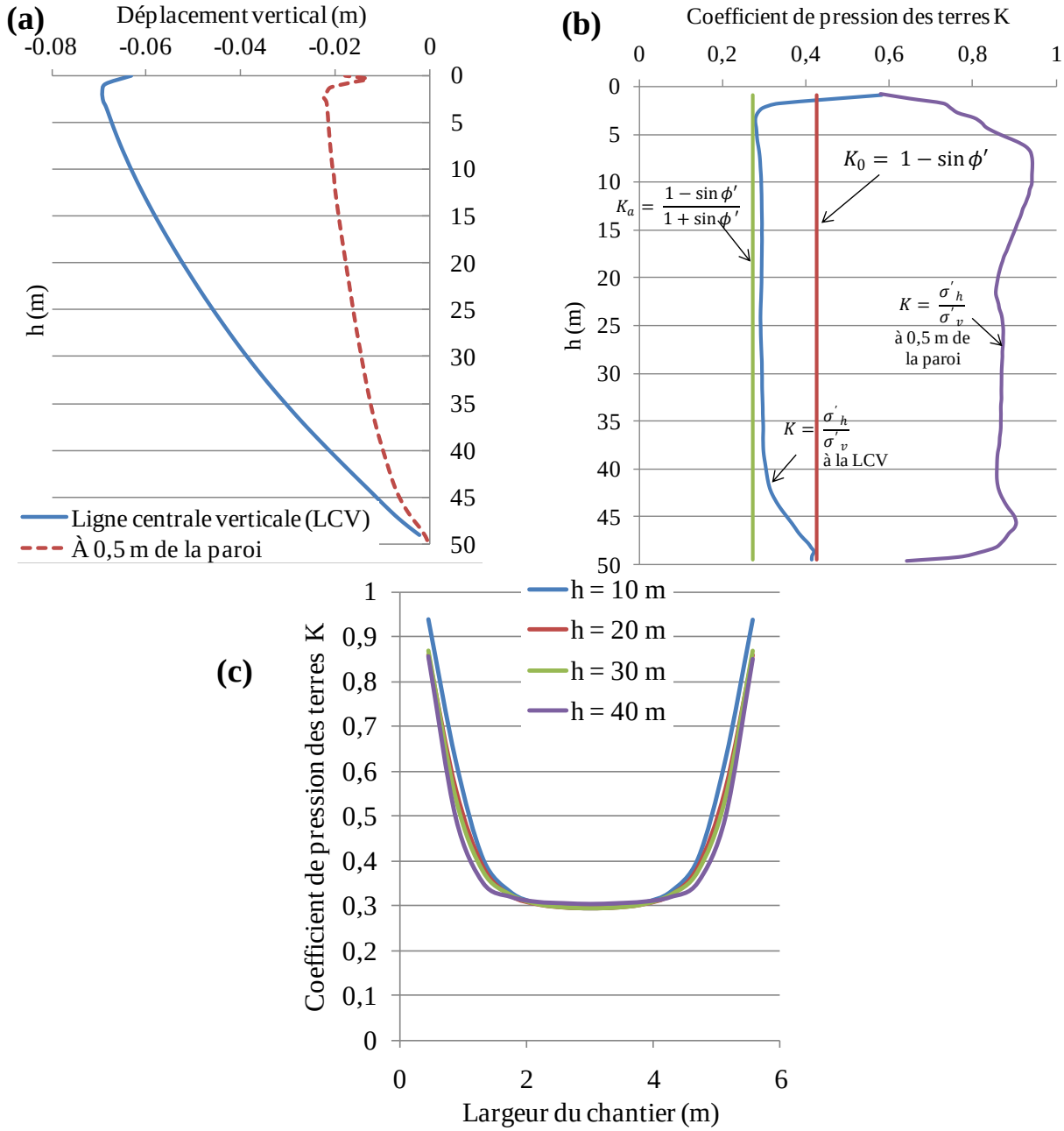

Figure 3.14: Cas C_0 - (a) Déplacement vertical à la LCV et près de la paroi rocheuse le long de la hauteur du remblai initialement saturé (avec drainage) à la fin de la simulation. (b) Coefficient de pression des terres K le long de la hauteur du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de la simulation. (c) Coefficient de pression des terres K selon la largeur du chantier à différentes élévations (h = 10, 20, 30 et 40 m).

3.2.4 Cas D_0 : Remblayage séquentiel sans cimentation

Le remblayage séquentiel sans cimentation consiste en un remplissage par couche avec drainage jusqu'à ce que le chantier soit entièrement rempli suivant une vitesse de remblayage déterminée. Les couches ont les mêmes propriétés géotechniques, qui ne varient pas avec le temps. Le cas de référence simule un remplissage par couches de 5 m ajoutées à tous les 5 jours (vitesse moyenne de 0,042 m/h). Le chantier est rempli entièrement après 50 jours (10 couches) pour mieux évaluer l'évolution de l'état des contraintes dans le temps. D'autres simulations numériques pour un remplissage séquentiel avec des couches de remblai de plus faibles épaisseurs (1 m et 2 m par couche) ont été analysées. Les résultats de ces simulations sont montrés en annexes (figures B.7 et B.8) et sont comparés à la solution de Gibson (1958) pour un remplissage continu.

La figure 3.15(a) présente l'évolution des pressions interstitielles selon la profondeur du chantier pour la mise en place de la 3e, 6e et 10e couche ($35\ m \leq h \leq 40\ m$, $20\ m \leq h \leq 25\ m$ et $0\ m \leq h \leq 5\ m$ respectivement).

L'allure des courbes de dissipation des pressions interstitielles dans les 3 couches sont similaires. On remarque qu'après la mise en place de la plus récente couche, un excès de pression interstitielle se produit au niveau de cette couche alors que les couches du dessous demeurent non saturées. Avec le drainage, cet excès de pression interstitielle se dissipe graduellement avec le temps. Lorsqu'un temps suffisant est alloué au drainage (5 jours pour chaque couche dans ce cas), des succions sont générées dans la couche, ce qui explique les valeurs négatives des pressions interstitielles.

Il est intéressant de noter que la dissipation des pressions interstitielles et de la consolidation au niveau de chaque nouvelle couche (figure 3.15(a)) est assez similaire à celle d'un remplissage immédiat (figure 3.11(b)).

La figure 3.15(b) représente l'évolution des contraintes effectives verticales après la mise en place de la 3e, 6e et 10e couche. Cette figure montre que juste après la mise en place d'une nouvelle couche, les contraintes effectives verticales sont nulles dans la couche en question (car la pression interstitielle u est égale à la contrainte totale). Avec le drainage et la dissipation de l'excès de pressions interstitielles au sein de cette couche, les contraintes effectives augmentent graduellement dans cette nouvelle couche.

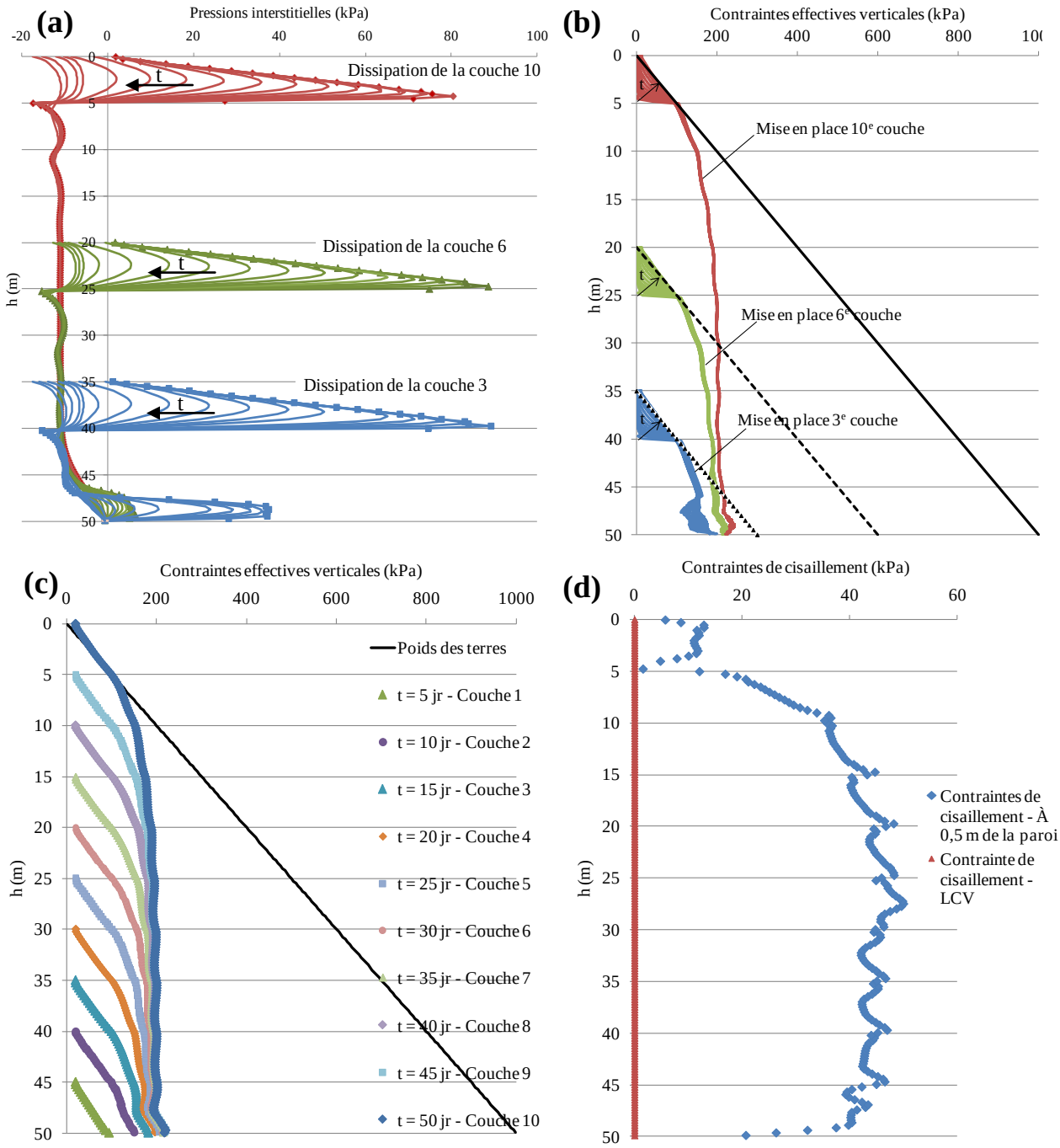

Figure 3.15 : Cas D_0 - Profil des pressions interstitielles (a) et des contraintes effectives verticales (b) sur la hauteur du chantier remblayé à différents temps correspondant à la mise en place des différentes couches 3e, 6e et 10e, avec une vitesse de remplissage de 5 m à chaque 5 jours. (c) Évolution des contraintes effectives verticales le long de la LCV à différents temps. (d) Distribution des contraintes de cisaillements le long de la ligne centrale verticale et près de la paroi rocheuse.

La figure 3.15(c) présente la distribution des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de chaque étape (5 jours après chaque mise en place). Les contraintes calculées à partir du poids des terres sont aussi montrées sur cette figure. On remarque qu'une fois les pressions interstitielles dissipées dans chaque couche, les contraintes sont beaucoup plus faibles que celles calculées à partir du poids des terres, particulièrement au bas du chantier. Ceci confirme à nouveau le développement des effets d'arche avec le remplissage, le drainage et la consolidation des couches mises en place.

Ces effets d'arche sont confirmés par la distribution des contraintes de cisaillement τ_{xy} dans le chantier, montrée à la figure 3.15(d), 5 jours après la mise en place de la dernière couche. Cette figure montre que les contraintes de cisaillement sont beaucoup plus élevées près de la paroi rocheuse qu'au milieu du chantier. La distribution des contraintes de cisaillement est caractérisée par des petites oscillations au milieu des couches et à l'interface de contact entre ces couches. Ces variations d'origine numérique sont moins marquées pour les cas A_0 et C_0. Cette différence est due principalement à l'effet de déposition séquentielle des couches. L'effet du remplissage séquentiel sur les résultats générés par les codes numériques a aussi été observé par Li *et al*. (2007); Li et Aubertin (2009c) et Fahey *et al*. (2009).

La figure 3.16(a) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales pour un remblayage séquentiel. Cette figure illustre le transfert des contraintes du remblai au roc adjacent associé à l'effet d'arche. La distribution des contraintes suit une forme d'arche avec une distribution non uniforme sur la largeur du chantier. Les contraintes verticales sont plus faibles près de la paroi qu'au centre du chantier. On peut voir aussi qu'à partir de la mi-hauteur jusqu'au bas du chantier, les contraintes effectives verticales n'augmentent que légèrement avec la profondeur.

La figure 3.16(b) présente les iso-contours des déplacements verticaux le long du chantier remblayé à la fin de la simulation (après 50 jours). Les iso-contours sont de forme convexe avec des déplacements au milieu du chantier plus élevés que près de la paroi du roc pour chaque couche.

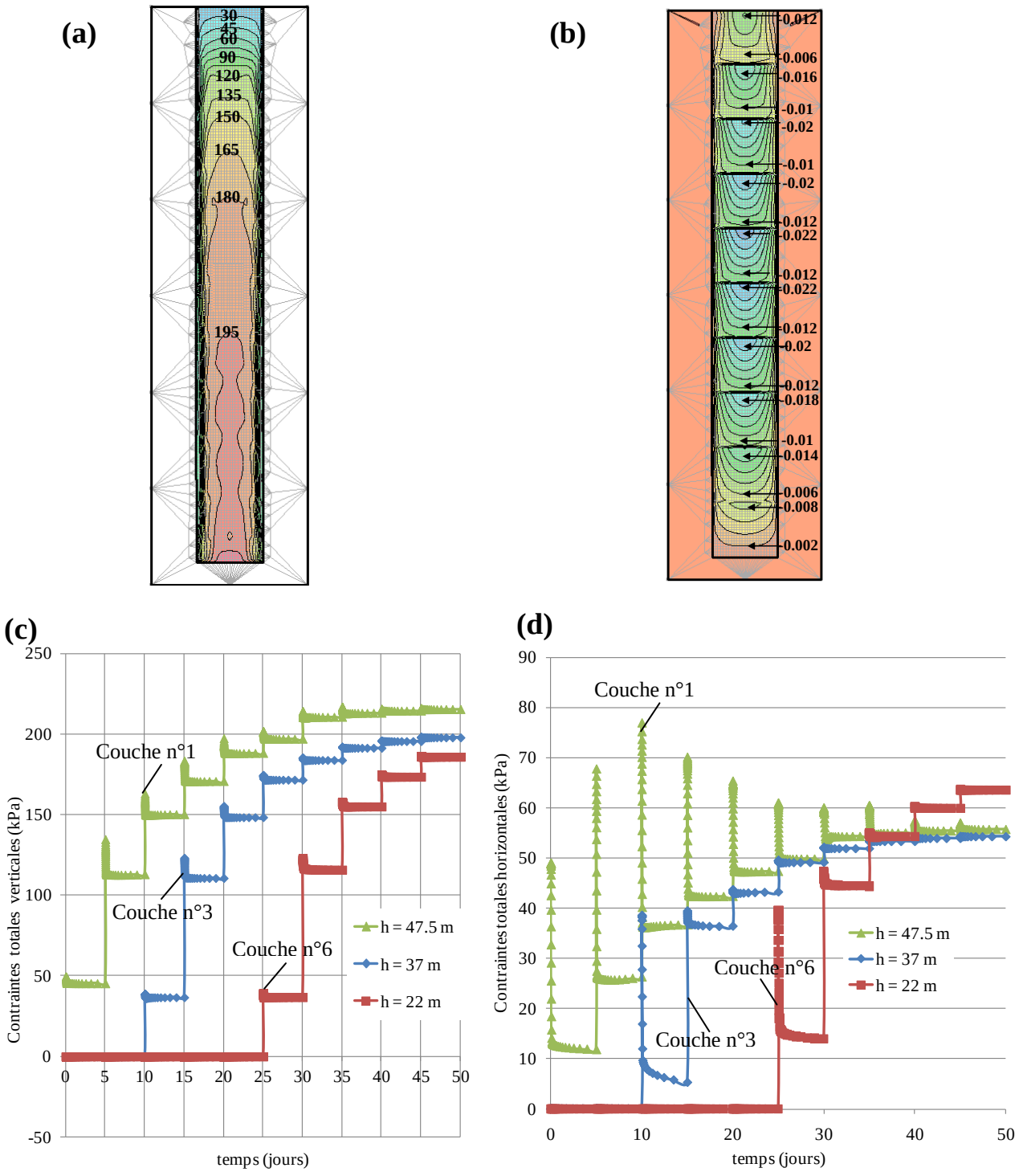

Figure 3.16 : Cas D_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a) et des déplacements verticaux (m) (b) dans le chantier remblayé. Évolution des contraintes totales verticales (c) et horizontales (d) à différents endroits (vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours).

La figure 3.16(c) présente l'évolution des contraintes totales verticales à 3 emplacements différents (soit h = 47,5 m, h = 37 m et h = 22 m; voir les points de mesure à la figure 3.1(b)). Cette figure montre que les contraintes augmentent avec la mise en place des nouvelles couches dans le chantier. À la fin de la simulation (t = 50 jours), les contraintes totales verticales aux 3 emplacements sont proches (≈ 200 kPa) l'une de l'autre. Ceci s'explique par la faible variation des contraintes effectives verticales le long de la hauteur à partir du milieu du chantier vers le bas (voir figures 3.14(c) et 3.15(a)).

La figure 3.16(d) montre l'évolution des contraintes totales horizontales avec le remplissage à différentes élévations soit à h = 47,5 m (1ère couche), h = 37 m (3e couche) et h = 22 m (6e couche). Après la mise en place de la première couche, on voit que la contrainte horizontale augmente brusquement jusqu'à atteindre une valeur de 50 kPa à h = 47,5 m. Pendant ces courts instants, la contrainte totale horizontale est égale à la contrainte totale verticale et le remblai se comporte comme un fluide sans contraintes effectives. Au fur et à mesure que le drainage de la première couche se produit, la contrainte totale horizontale diminue pour atteindre une valeur de 10 kPa. De manière générale, la mise en place des nouvelles couches fait augmenter la contrainte totale horizontale à différentes profondeurs. Cette augmentation est selon un taux décroissant où elle est élevée au début et devient de moins en moins marquée. À la fin de la simulation, la valeur de la contrainte totale horizontale est proche de 60 kPa, ce qui correspond à une valeur moyenne du coefficient de pression des terres K égale à 0,3.

La figure 3.17(a) montre le déplacement vertical cumulatif du remblai en fonction de sa hauteur h(m) près de la paroi rocheuse et à la ligne centrale verticale. Cette figure montre que le déplacement vertical à la ligne centrale verticale (LCV) est plus important que celui près de la paroi rocheuse à cause des contraintes de cisaillement qui se développent près de l'interface roc-remblai et qui empêchent le déplacement vertical du remblai. Cette figure montre aussi les effets d'un remblayage progressif où le déplacement vertical n'est pas uniforme le long de la LCV (présence d'oscillations). Le déplacement vertical est plus important à la surface de chaque couche par rapport au bas de la couche.

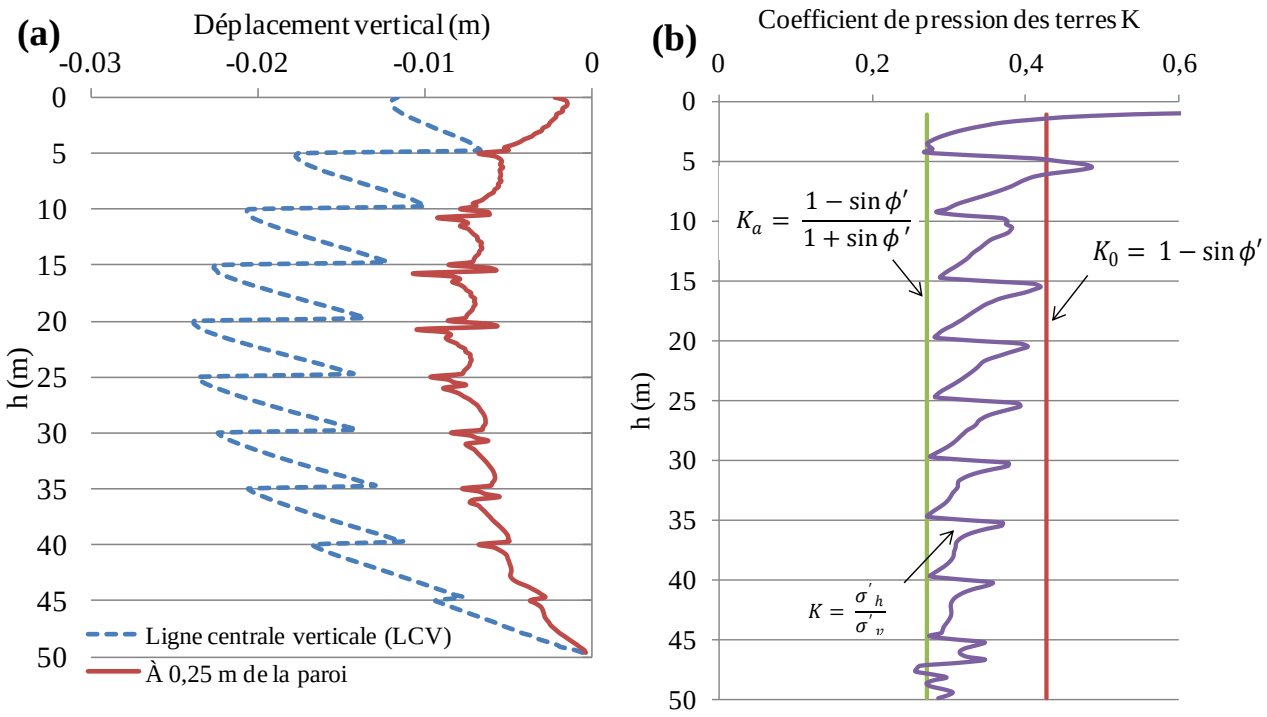

Figure 3.17: Cas D_0 - (a) Déplacement vertical sur la hauteur du chantier remblayé à la LCV et près de la paroi rocheuse, à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) Coefficient de pression des terres K le long du chantier à la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de la simulation.

La figure 3.17(b) présente le coefficient de pression des terres K en fonction de la hauteur à la ligne centrale verticale. Contrairement au cas d'un remplissage instantané où K évolue presque uniformément le long de la hauteur du chantier, le cas d'un remplissage progressif met en évidence l'effet de déposition des couches sur le profil de K avec la profondeur. En effet, la valeur du coefficient K est proche de la valeur K_a au bas de chaque couche, alors qu'elle est proche de la valeur K_0 en haut de chaque couche, comme observé par Fahey *et al*. (2009).

3.2.5 Cas E_0 : Remblayage séquentiel avec cimentation

La simulation d'un remplissage séquentiel avec effet de la cimentation consiste à remplir le chantier par couches suivant une vitesse de remplissage déterminée. Les propriétés hydro-géotechniques des couches varient dans le temps pour simuler l'effet de la cimentation avec certaines caractéristiques.

Les nouvelles couches ajoutées simulent la mise en place progressive d'un remblai initialement saturé d'eau. Une fonction spatiale sur SIGMA/W est utilisée pour chaque étape d'analyse. Cette fonction est basée sur une condition hydraulique initiale qui permet d'appliquer des pressions interstitielles sur n'importe quel nœud de la structure au début de chaque étape d'analyse. Le niveau d'eau est placé à la surface de la 1ère couche. L'analyse couplée contrainte-déformation avec pressions interstitielles est exécutée pour une durée de simulation de 5 jours. À la fin de la simulation, l'état des pressions interstitielles de la 1ère couche du remblai est rentré dans la fonction spatiale et elle est utilisée dans l'étape suivante (mise en place de la 2e couche) pour définir la condition hydraulique de la 1ère et de la 2e couche et ainsi de suite. L'état hydraulique final de toutes les couches anciennement mises en place est pris en compte dans les étapes de calculs suivantes.

Les figures 3.18(a), (b) et (c) représentent respectivement l'évolution du profil des pressions interstitielles à la ligne centrale verticale après la mise en place de la 3e, 7e et la 10e couche ($35 \leq h \leq 50$ m, $15 \leq h \leq 50$ m et $0 \leq h \leq 50$ m respectivement). La même tendance est observée, soit des pressions interstitielles élevées à la mi-hauteur du remblai mis en place, comparativement à la partie supérieure et inférieure. On remarque aussi qu'au fur et à mesure que le drainage se produit, les pressions interstitielles au milieu du chantier diminuent progressivement (déplacement des profils de u à gauche).

La figure 3.18(d) rassemble les 3 figures précédentes dans une même figure. Les pressions interstitielles à l'équilibre et en excès sont aussi montrées dans cette figure. Après la mise en place des nouvelles couches saturées, un excès de pressions interstitielles se produit autour de la mi-hauteur du remblai. Les pressions d'eau ne se dissipent pas complètement ici et la mise en place des nouvelles couches produit une augmentation des pressions interstitielles dans les anciennes couches. À titre d'exemple, juste après la mise en place de la 10e couche, les pressions interstitielles sont en excès dans toute la partie haute du chantier ($u > \gamma_w \times z$). Ceci s'explique par

la courte durée allouée au drainage de l'eau dans les couches en dessous de la 10e couche. Les pressions interstitielles dans les couches proches de la face de drainage (au bas du chantier) sont beaucoup plus faibles que les pressions interstitielles à l'équilibre parce que ces couches se drainent plus rapidement.

Les figures 3.19(a) et (b) présentent la distribution des contraintes verticales effectives et totales respectivement à la ligne centrale verticale à la fin de chaque étape de simulation. La figure 3.19(a) montre que les effets d'arche sont très marqués pour le cas cimenté, avec des contraintes effectives verticales plus faibles comparativement au cas sans cimentation (voir figure 3.15(c)). Cette diminution est due en partie à l'augmentation graduelle de la cohésion du remblai dans le temps. À la figure 3.19(b), on voit que les contraintes totales verticales sont plus élevées que les contraintes effectives verticales (figure 3.19(a)) à cause des pressions interstitielles relativement élevées qui se produisent dans la partie haute du remblai (figures 3.18 (a), (b), (c) et (d)).

La figure 3.19(c) illustre l'évolution des contraintes effectives verticales après la mise en place de la 3e, 7e et 10e couche. Il est intéressant de noter la similitude entre cette figure et la figure 3.15(b). Il s'agit en fait du même processus de consolidation, où la mobilisation de la résistance frictionnelle (avec l'augmentation des contraintes effectives) se produit après la dissipation graduelle de l'excès d'eau.

La figure 3.19(d) présente l'évolution des contraintes verticales totales à différents endroits (h = 47 m, 37 m et 22 m). De manière générale, la figure montre qu'après la mise en place de chaque nouvelle couche de remblai, la contrainte totale verticale augmente puis diminue graduellement. Cette diminution est due au drainage de l'eau qui dissipe partiellement les pressions interstitielles et donc diminue les contraintes totales. Les contraintes totales obtenues à la fin de la simulation à h = 47 m et h = 37 m sont plus faibles que celle à h = 22 m. Ceci est dû principalement aux plus faibles valeurs des pressions interstitielles à ces deux endroits comparativement à celles à la profondeur h = 22 m (voir figure 3.17 (c)).

La figure 3.19(e) présente l'évolution des contraintes de cisaillement dans le temps après la mise en place de la 5e et la 10e couche près de la paroi rocheuse. Ces contraintes de cisaillement dans le chantier augmentent graduellement dans chaque couche avec le drainage. On remarque aussi que les contraintes de cisaillement sont presque nulles le long de la 10e couche juste après sa mise en place. Puisque les pressions interstitielles sont en excès pendant ces courts instants (figure

3.18(d)), le remblai se comporte comme un matériau sans résistance frictionnelle caractérisé par des contraintes effectives et des contraintes de cisaillement nulles le long de cette couche.

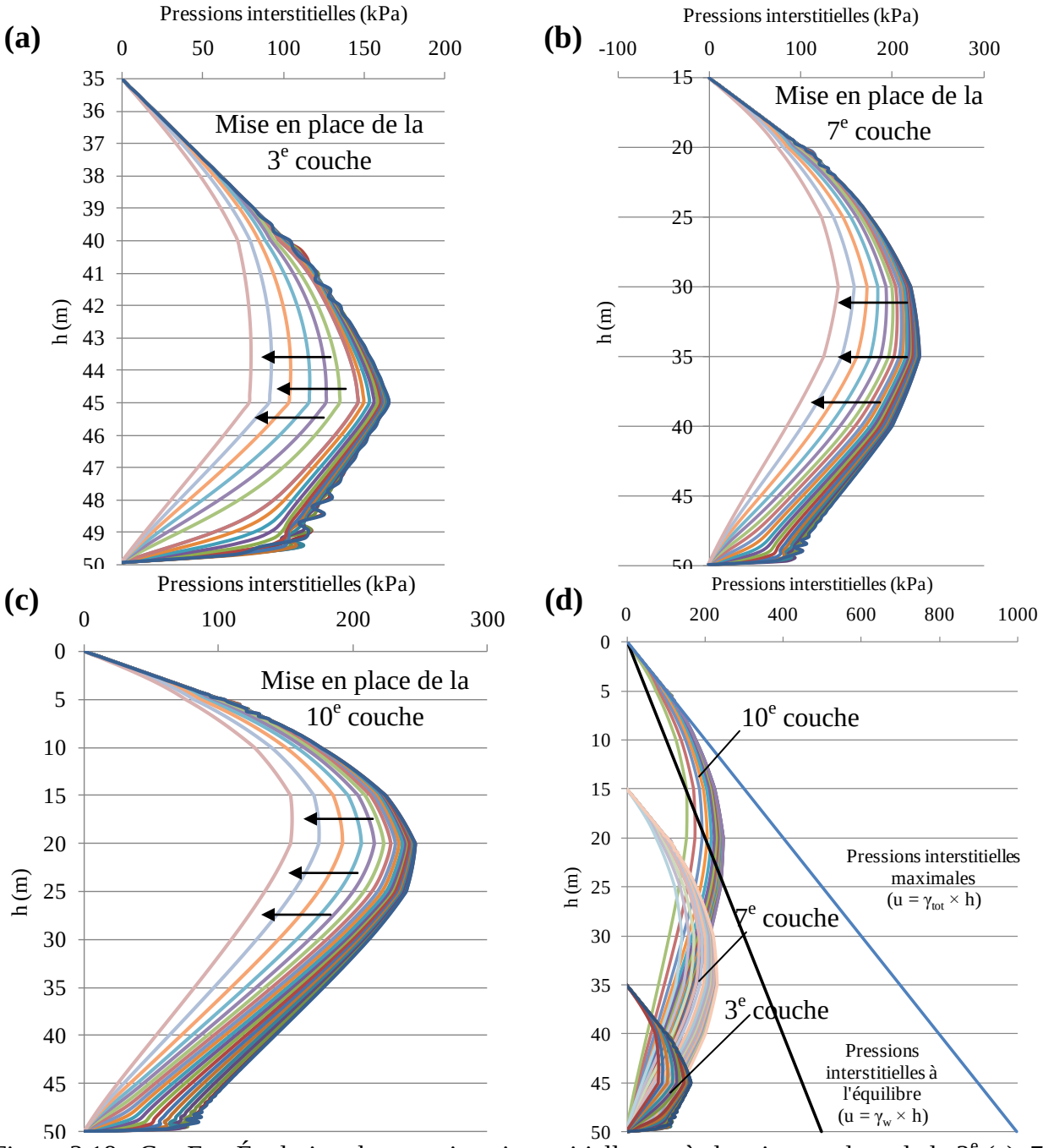

Figure 3.18 : Cas E_0 - Évolution des pressions interstitielles après la mise en place de la 3e (a), 7e (b) et la 10e (c) couche, le long de la ligne centrale verticale. (d) Comparaison entre les pressions d'eau après la mise en place de la 3e, 7e et 10e couche avec les pressions à l'équilibre (hydrostatiques) et interstitielles (valeur maximale due au poids des terres).

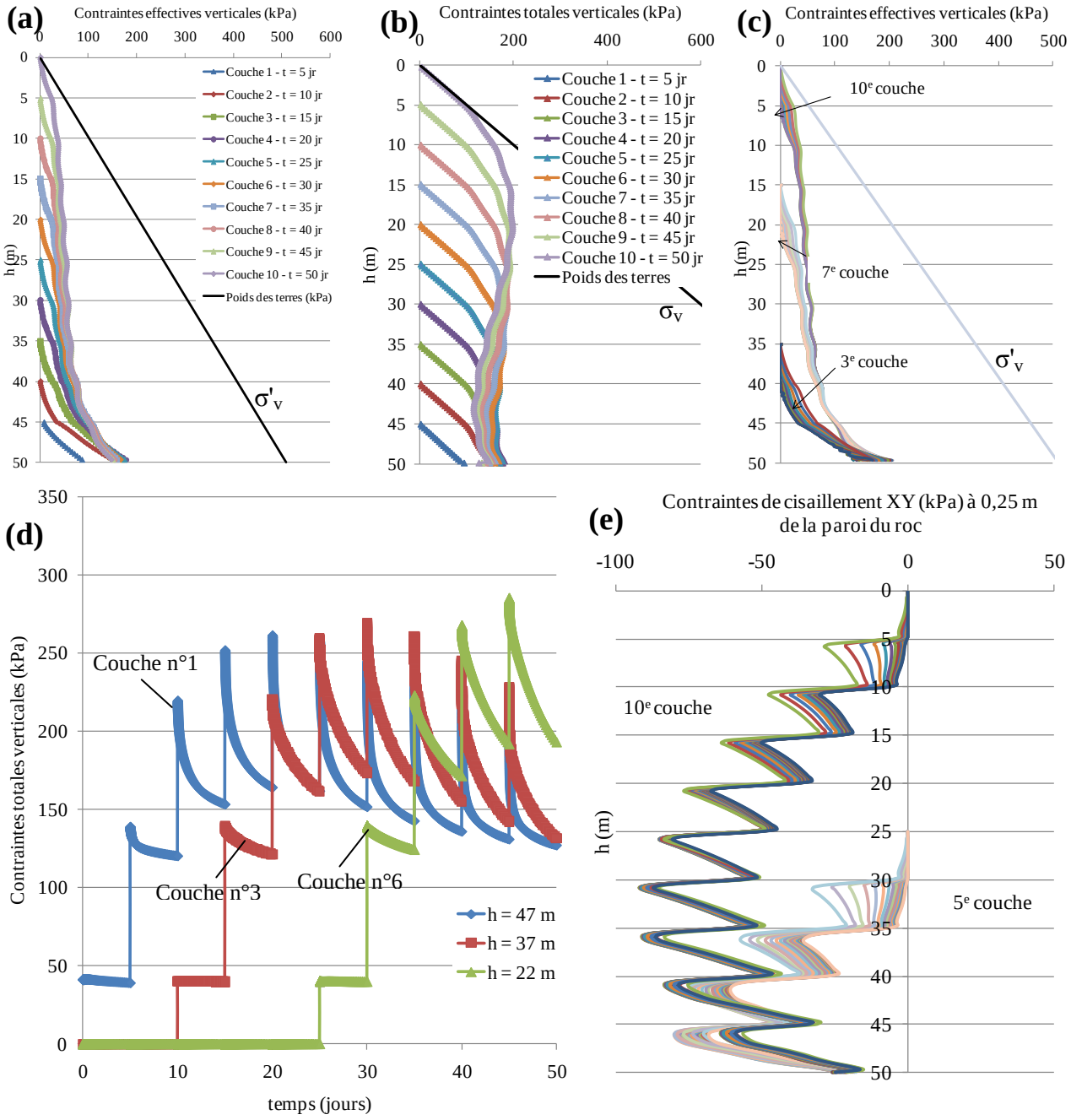

Figure 3.19: Cas E_0 - Évolution des contraintes effectives verticales (a) et des contraintes totales verticales (b) à différents temps (à la fin de chaque étape de simulation) pour le cas d'un remblai cimenté, avec une vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours. (c) Évolution des contraintes effectives verticales correspondant à l'ajout de la 3e, 7e et 10e couche. (d) Évolution des contraintes totales verticales à différents endroits durant le remplissage. (e) Évolution des contraintes de cisaillement suite à l'ajout de la 5e et la 10e couche.

3.2.6 Cas F_0 : Remblayage séquentiel avec le modèle CCM

Le remblayage séquentiel avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM) consiste en un remplissage par couche jusqu'à ce que le chantier soit entièrement rempli suivant une vitesse de remblayage déterminée. La conductivité hydraulique saturée et la courbe de rétention d'eau ne varient pas avec le temps (contrairement aux simulations de la série E). Le cas de référence simule un remplissage par couche de 5 m à tous les 5 jours. Le chantier est rempli entièrement après 50 jours (10 couches). Ceci permet d'illustrer l'évolution des états de contrainte dans le temps. Le drainage est modélisé avec une condition aux frontières qui correspond à une charge hydraulique nulle (h_c = 0 m) sur toute la base du chantier (figure 3.1(b)). Les propriétés géotechniques du modèle Cam-Clay modifié utilisées pour modéliser le comportement du remblai sont présentées au tableau 3-2.

La figure 3.20(a) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales qui montrent des effets d'arche développés au sein du chantier comme pour l'analyse avec le modèle élastoplastique - Mohr-Coulomb (ÉP-MC), abordée à la section 3.2.4. Cependant, ces contraintes sont plus élevées comparativement aux solutions analytiques et aux simulations avec le modèle Mohr-Coulomb (ÉP-MC).

La figure 3.20(b) présente les iso-contours des pressions interstitielles du remblai à la fin de la simulation (t = 50 jours). Cette figure permet de voir l'excès de pression interstitielle qui se produit le long de la 9e couche et au bas de la 10e couche. À partir du bas de la 9e couche, les pressions interstitielles diminuent avec la profondeur jusqu'à atteindre une valeur nulle au bas du chantier (face du drainage).

Les iso-contours des déplacements verticaux sont montrés à la figure 3.20(c). On voit que le déplacement vertical de la 1ère couche est plus élevé que pour les autres couches. L'effet combiné de la mise en place de nouvelles couches et du drainage augmente graduellement la contrainte effective verticale dans cette couche avec le remblayage, comme le montre la figure 3.20(d), ce qui diminue l'indice des vides et augmente les déplacements verticaux.

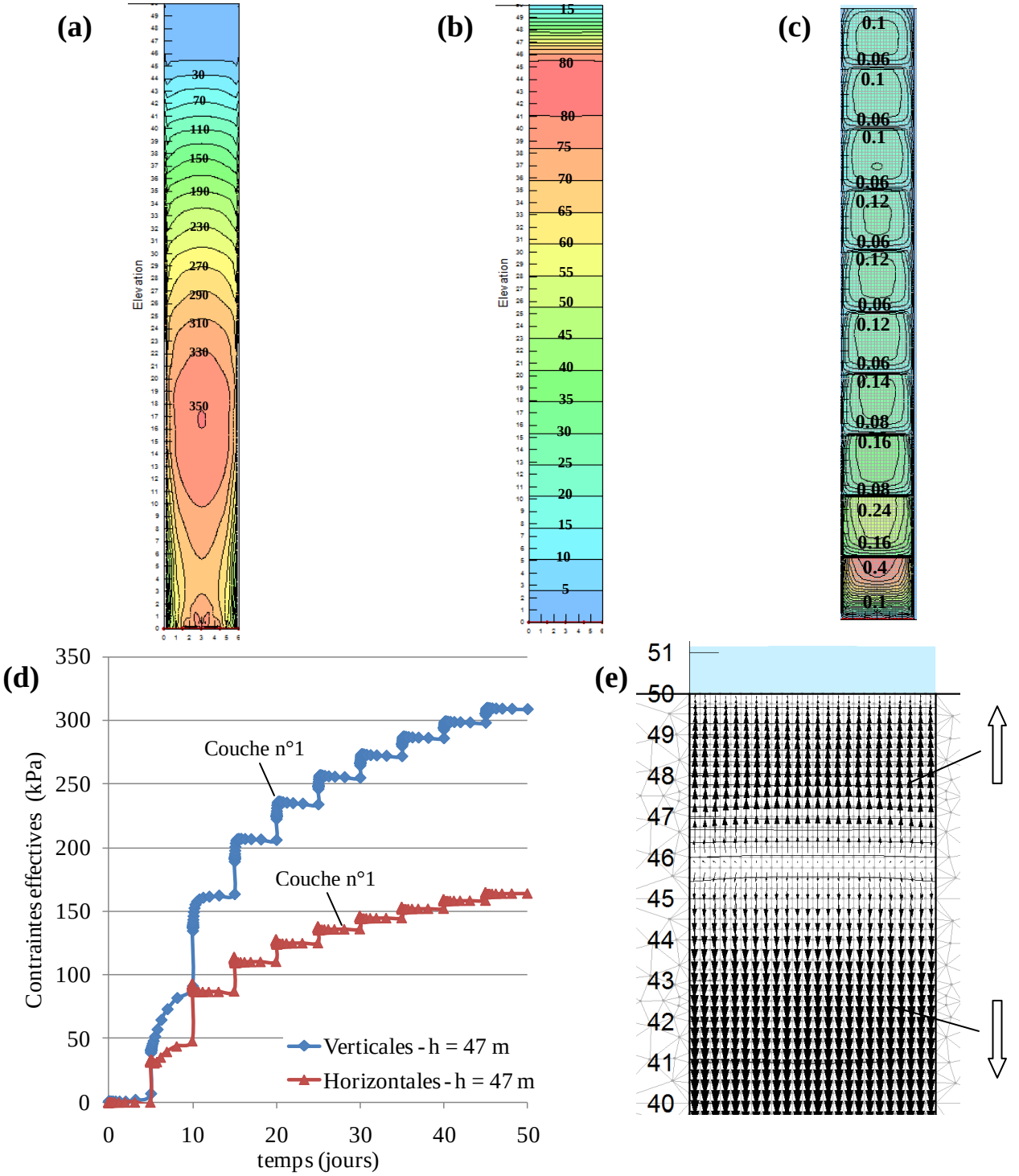

Figure 3.20 : Cas F_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a), des pressions interstitielles (kPa) (b) et des déplacements verticaux (m) (c) à la fin de la simulation (t = 50 jours). (d) Évolution des contraintes effectives verticales et horizontales au bas du chantier (à h = 47 m) suite au remblayage. (e) Vecteurs d'écoulement de l'eau après la mise en place de la 10e couche.

La figure 3.20(e) montre les vecteurs d'écoulement après la mise en place de la 10e couche. On voit que l'eau de cette dernière couche se draine essentiellement vers le haut, alors que l'eau se trouvant dans les autres couches, se draine vers le bas du chantier. Cette caractéristique de drainage est différente avec le modèle MC qui ne permet pas un drainage vers le haut si aucune condition hydraulique n'est spécifiée.

La figure 3.21(a) présente l'évolution de la distribution des contraintes totales verticales à la fin de chaque étape de remplissage. Les contraintes calculées à partir du poids des terres sont aussi montrées sur cette figure. Après la mise en place des 2 premières couches du remblai, la distribution des contraintes totales verticales est presque linéaire, et correspond aux contraintes calculées à partir du poids des terres. Cependant, au fur et à mesure que la hauteur du remblai augmente, les contraintes totales verticales obtenues par la simulation numérique divergent du poids des terres en raison du drainage et de la consolidation.

La figure 3.21(b) montre clairement les effets d'arche qui se produisent le long de la LCV, avec une différence significative entre les contraintes calculées à partir du poids des terres et celles obtenues numériquement. Il est intéressant aussi de remarquer que la contrainte effective verticale est nulle sur la hauteur de la couche récemment mise en place dans le chantier. Cette contrainte augmente par la suite grâce au drainage et à la consolidation de la couche en question.

La figure 3.21(c) montre les contraintes effectives horizontales obtenues des résultats numériques est plus importante que celle obtenue par le poids des terres sauf en haut et au bas du chantier. Les contraintes effectives horizontales sont proches des contraintes effectives verticales particulièrement au milieu du chantier. Dans ce cas, le coefficient de pression des terres K est proche de la valeur 1 et l'angle de friction interne ϕ' est faible. Nous reviendrons sur ces résultats dans la discussion à la fin du chapitre 4.

La figure 3.21(d) montre l'évolution de la distribution des pressions interstitielles le long de la LCV juste après la mise en place de la 10e couche jusqu'à la fin de la simulation ($45 < t < 50$ jours). Après un court moment suite à la mise en place de la 10e couche, la pression interstitielle augmente avec la hauteur de la couche jusqu'à atteindre une pression interstitielle de 100 kPa à $h = 5$ m. Cette valeur équivaut au poids unitaire du remblai (20 kN/m^3) multiplié par la hauteur de la couche (5m).

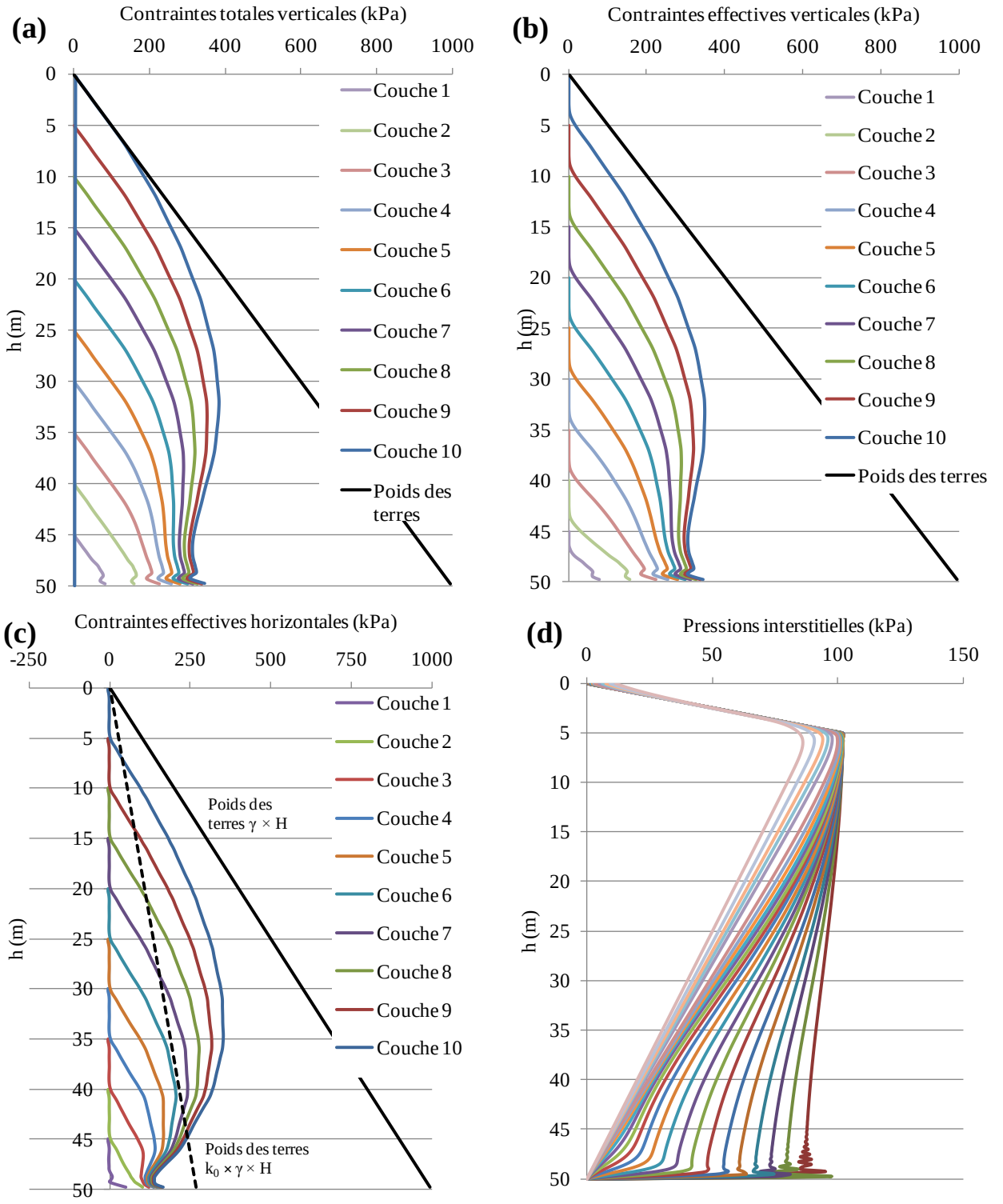

Figure 3.21 : Cas F_0 - Évolution des contraintes totales verticales (a), contraintes effectives verticales (b), contraintes effectives horizontales (c). (d) Évolution des pressions interstitielles dans le temps après la mise en place de la 10e couche (45 < t < 50 jours).

Pendant ces courts instants, les pressions interstitielles sont presque constantes le long des autres couches (5 < h < 50 m) se situant aux environs de 100 kPa, ce qui reflète l'ajout de la charge au dessus de ces couches (mise en place de la 10e couche). Avec le temps, les couches les plus proches de la position de drainage se drainent. L'excès des pressions interstitielles se situant le long de la couche récemment mise en place persiste même après 5 jours de drainage, comme le montre la figure 3.20(b) qui présente les iso-contours des pressions interstitielles le long du chantier à la fin de la simulation (t = 50 jours).

La figure 3.22(a) présente l'évolution de la distribution des pressions interstitielles le long de la LCV à différents temps (à la fin de chaque étape de remplissage). La pression interstitielle est en excès au niveau de la couche nouvellement mise en place. Les couches anciennement mises en place (près de la face de drainage) dissipent les pressions interstitielles au fur et à mesure que le drainage se produit. Au bas du chantier, la pression est nulle puisqu'il s'agit de la position du drainage imposé par la condition hydraulique h = 0 m. On remarque que la distribution des pressions interstitielles sur la hauteur du chantier obtenue avec le modèle Cam-Clay modifié est différente de celle obtenue avec le modèle Mohr-Coulomb (ÉP-MC). La comparaison de ces résultats est présentée au chapitre 4.

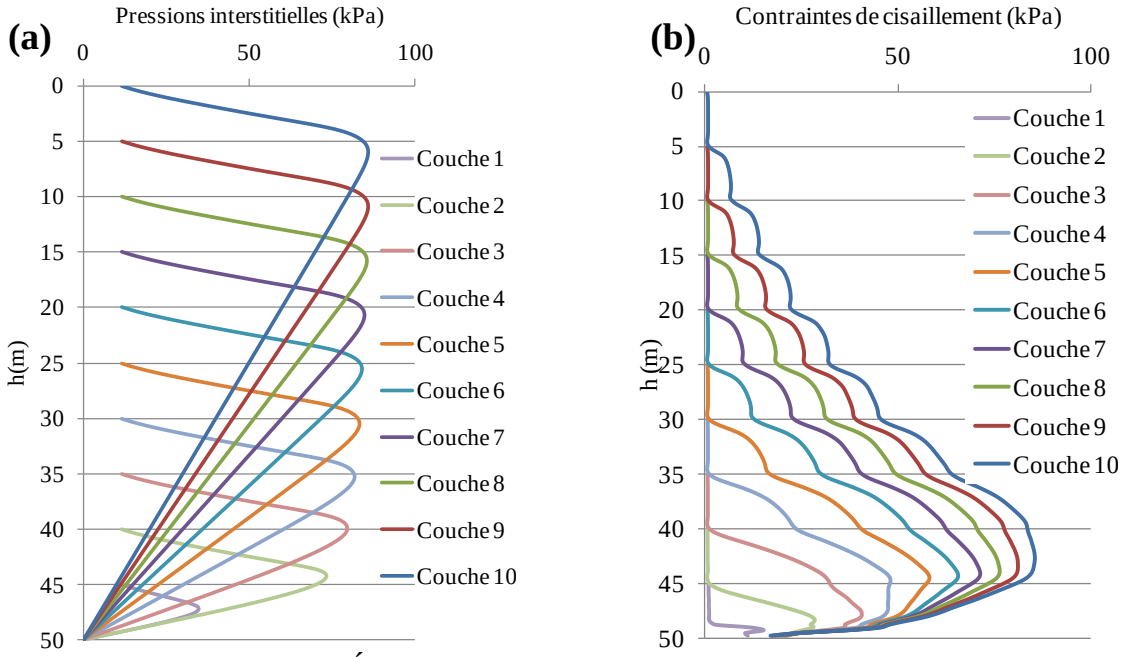

Figure 3.22 : Cas F_0 - (a) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV à la fin de chaque étape de remplissage. (b) Évolution des contraintes de cisaillement à 0,25 m de la paroi rocheuse à la fin de chaque étape de remplissage (t= 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 et 50 jours).

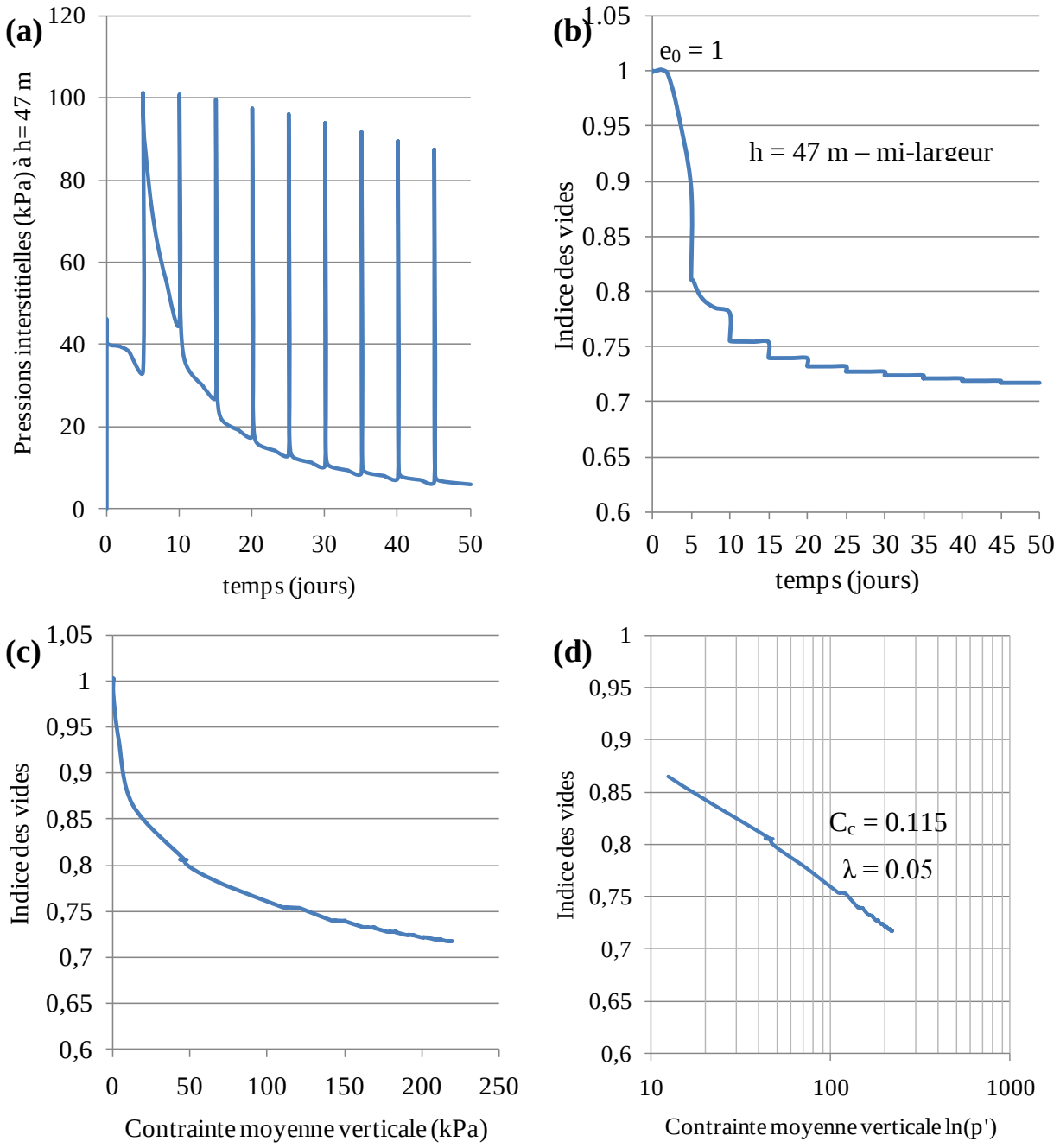

Figure 3.23 : Cas F_0 - Évolution des pressions interstitielles (a) et de l'indice des vides (b) au bas du chantier (h = 47 m). Évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne verticale au bas du chantier (h = 47 m) sur un graphique avec une échelle (c) arithmétique et (d) semi-logarithmique.

La figure 3.22(b) présente la distribution des contraintes de cisaillement près de la paroi rocheuse à différents temps (à la fin de chaque étape de remplissage). L'effet combiné de l'ajout des couches et le drainage augmente la contrainte de cisaillement dans les couches précédemment mises en place. À la fin de la simulation (t = 50 jours), la contrainte de cisaillement est maximale au bas du chantier alors qu'elle est nulle le long de la plus récente couche (10e couche) à cause de l'excès des pressions interstitielles à cet endroit.

La figure 3.23(a) présente l'évolution de la pression interstitielle au bas au centre (mi-largeur) du chantier (h = 47 m). À chaque fois qu'une nouvelle couche est ajoutée, une augmentation de la pression interstitielle se produit. Pendant les premiers instants, la pression interstitielle augmente jusqu'à une valeur entre 90 et 100 kPa. À cause du drainage, cette pression interstitielle se dissipe rapidement. À la fin de chaque étape de remplissage, la pression interstitielle demeure positive au bas du chantier ($u \neq 0$), ce qui engendre une augmentation de la pression interstitielle après la mise en place de couches subséquentes.

L'évolution de l'indice des vides e en fonction du temps est présentée à la figure 3.23(b). Après la mise en place de la première couche, l'indice des vides décroît de $e_0 = 1$ à une valeur de 0,8. L'ajout de nouvelles couches augmente la contrainte effective verticale au bas du chantier, ce qui produit une décroissance de l'indice des vides. La relation $e - \sigma'$ est montrée aux figures 3.23(c) et 3.23(d) qui ressemblent à une courbe de consolidation verticale sur des graphiques à échelle arithmétique et semi-logarithmique respectivement. La pente de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne verticale obtenue de SIGMA/W et montrée à la figure 3.23(d) correspond à la pente imposée $\lambda = 0{,}05$ dans le modèle CCM.

3.2.7 Cas G_0 : Comportement de la barricade

Pour mieux comprendre le comportement des barricades responsables de retenir le remblai en place, différents scénarios ont été simulés pour évaluer le rôle de divers paramètres sur la réponse de ces structures de retenue. Le cas de référence consiste à simuler le comportement d'une barricade en roche stérile face à un remblayage instantané. La barricade est modélisée en 2D selon une forme trapézoïdale qui correspond à la forme que prend celle-ci lors de sa mise en place avec des roches stériles. Il faut préciser toutefois que cette représentation n'est pas tout à fait réaliste puisque les galeries souterraines et les barricades ne sont pas infiniment longues (structures en 3D plutôt qu'en 2D); néanmoins, cette analyse en déformation plane apporte quelques éléments d'information utiles qui aident à comprendre l'effet des facteurs d'influence. Le remblai est initialement saturé avec la nappe phréatique en haut du chantier. Le drainage qui se produit à travers la barricade est modélisé par la condition frontière h= 0 m, au point montré à la figure 3.1(c). La simulation a été faite pour une durée de 5 années, soit jusqu'à ce que le niveau d'eau se trouve au bas du chantier.

La figure 3.24(a) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales le long du chantier. Cette figure montre une distribution des contraintes selon une forme d'arche où les contraintes sont plus élevées au milieu du chantier que près de la paroi rocheuse. Cette figure est similaire aux iso-contours du cas A_0 sans barricade présentés par la figure 3.6(c).
La figure 3.24(b) présente les iso-contours des déplacements verticaux au sein du chantier remblayé à la fin de la simulation. La distribution des déplacements est convexe le long de la largeur du chantier, avec des déplacements plus élevés au milieu du chantier que près de la paroi rocheuse. Il est aussi montré que les déplacements verticaux au milieu du chantier diminuent avec la profondeur du chantier comme pour le cas sans barricade (cas A_0 - voir figure 3.6(d)).

La figure 3.24(c) représente les iso-contours des déplacements horizontaux près de la barricade. Les déplacements horizontaux maximaux se situent à la mi-hauteur de la galerie et augmentent graduellement en allant vers la barricade. Le déplacement de la barricade dépend essentiellement de sa résistance mécanique et sa rigidité (voir propriétés de la barricade au tableau 3-3). Dans ce cas, le déplacement horizontal près de la barricade est de l'ordre 0,055 m.

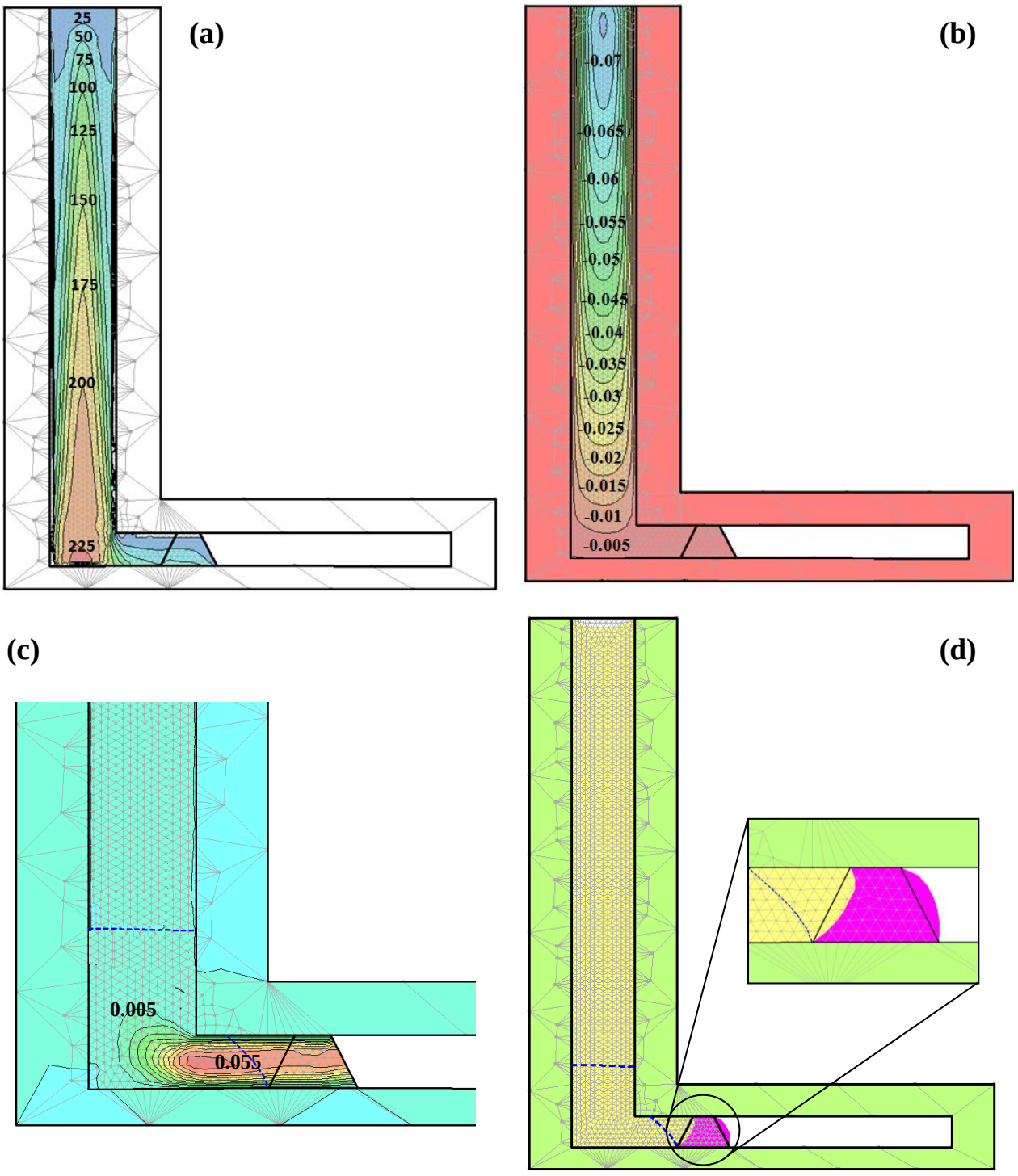

Figure 3.24 : Cas G_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (a), des déplacements verticaux (m) (b) et des déplacements horizontaux (m) (c) dans un chantier remblayé avec une barricade. (d) Déformation de la barricade face à un remplissage "instantané" (les déplacements sont exagérés dans cette figure).

La figure 3.24(d) présente l'allure de la déformation de la barricade, à la fin de la simulation, après avoir rempli "instantanément" le chantier avec le remblai minier. On voit que les déformations horizontales (exagérées sur la figure) sont plus importantes à la mi-hauteur de la barricade que près des parois rocheuses, comme observé par Grabinski (2010), Thompson *et al*. (2011) et Le Roux *et al*. (2005).

La figure 3.25(a) présente l'évolution dans le temps des pressions interstitielles le long de la ligne centrale verticale (LCV). L'allure des courbes est similaire au cas sans barricade. La principale différence se situe au niveau des pressions interstitielles au bas du chantier, car elles ne sont pas nulles en présence d'une barricade. Le fait d'éloigner le point de drainage jusqu'à la barricade laisse la partie inférieure du remblai dans un état saturé pendant une certaine période. La figure 3.25(b) représente les déplacements de la barricade suite au remblayage instantané du chantier. Le déplacement de la barricade atteint son maximum à la mi-hauteur, tandis qu'il est presque nul aux deux extrémités (qui sont ici en contact avec les parois rocheuses).

La figure 3.25(c) présente l'évolution du tassement du remblai. On voit que le tassement n'est pas uniforme, et qu'il est plus important au milieu du chantier que près de la paroi du roc. Au fur et à mesure que le drainage se produit, le tassement du remblai devient de plus en plus important jusqu'à atteindre une valeur maximale de 8 cm après une durée de 5 ans.

La figure 3.25(d) représente les contraintes totales et effectives horizontales, ainsi que les pressions interstitielles le long de la galerie souterraine jusqu'à la barricade. Dans cette figure, on voit que la contrainte totale horizontale est proche de 130 kPa. Les pressions interstitielles diminuent progressivement avec la distance jusqu'à atteindre des valeurs négatives près de la barricade. Puisque la barricade a une grande conductivité hydraulique, le drainage se produit aisément à travers ce matériau qui a tendance à se dé-saturer rapidement. En conséquence, des pressions interstitielles négatives se développent dans la partie du remblai proche de la barricade. Les pressions d'eau ont tendance à augmenter avec la distance à partir de la face libre de la barricade en allant vers l'entrée de la galerie.

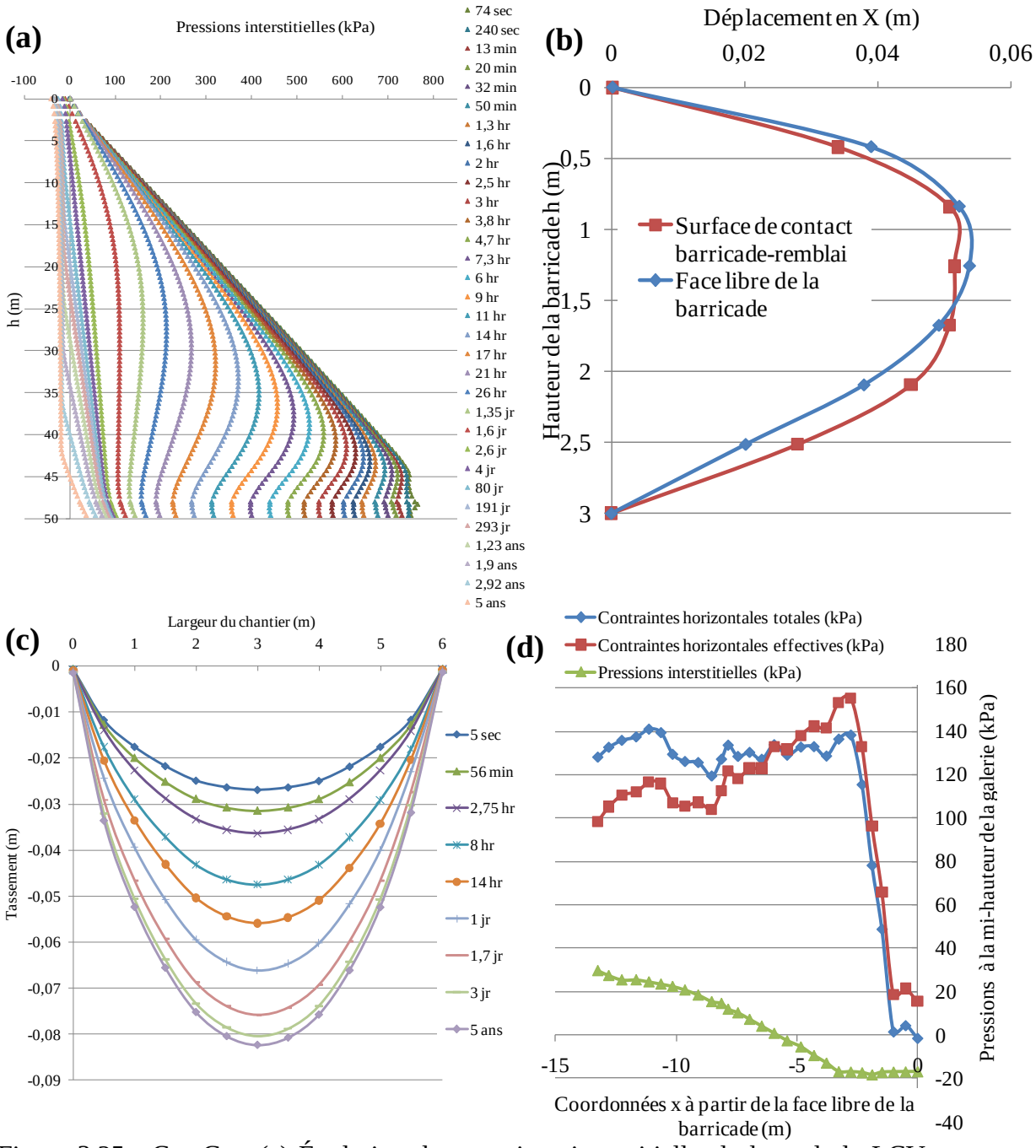

Figure 3.25 : Cas G_0 - (a) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV pour un chantier remblayé avec une barricade. (b) Déplacement horizontal de la face de la barricade le long de sa hauteur. (c) Évolution du tassement du remblai dans le chantier à différents temps. (d) Distribution des contraintes effectives, totales et les pressions interstitielles à la mi-hauteur de la galerie à gauche de la barricade.

3.2.8 Cas H_0 : Chantiers inclinés

Le cas de référence consiste à remplir instantanément un chantier incliné avec un remblai drainé (u= 0). Les figures 3.26(a), (b) et (c) représentent respectivement les iso-contours des contraintes effectives verticales, horizontales et des déplacements verticaux du chantier incliné. Les iso-contours des contraintes verticales et horizontales suivent la forme d'arches inclinés. On remarque aussi une concentration des contraintes au bas du chantier à droite pour les contraintes effectives verticales et à gauche pour les contraintes effectives horizontales comme observé dans Li et Aubertin (2009c). Les iso-contours des déplacements sont aussi similaires au cas d'un chantier drainé vertical, avec une convexité prononcée où les déplacements à la mi-largeur du chantier sont beaucoup plus importants que près des parois rocheuses.

La figure 3.26(d) présente les contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale inclinée obtenues par les solutions numérique et analytique pour un angle d'inclinaison α = 70°. Le poids des terres ainsi que la distribution des contraintes effectives verticales le long de la LCV pour un chantier vertical drainé sont aussi montrés sur cette figure. On constate que les allures des courbes des contraintes obtenues par les solutions analytiques et numériques sont très similaires. Néanmoins, une différence existe entre la solution analytique développée par Caceres 2005 exprimée par l'équation (3-3) présentée ci-bas, et la distribution des contraintes obtenue par les simulations numériques. Encore une fois, les contraintes effectives verticales obtenues avec la méthode du poids des terres sont significativement surestimées par rapport aux solutions analytique et numérique. La même tendance a été remarquée pour les distributions des contraintes effectives horizontales montrées à la figure 3.26(e).

$$\sigma_v = \left(\frac{\gamma\, B}{2\, K \tan\phi'}\right) \sin^2\alpha \left[1 - \exp\left(\frac{2\, K\, h \tan\phi'}{B \sin^2\alpha}\right)\right] \qquad (3\text{-}3)$$

où γ est le poids unitaire (en kN/m^3); B la largeur du chantier (en m); ϕ' l'angle interne de friction; α l'angle d'inclinaison; K le coefficient de pression des terres et h représente la profondeur (en m) à partir de la surface du remblai.

La figure 3.27(a) présente la distribution des contraintes effectives verticales le long de la hauteur du chantier à différents endroits. Pour le cas du chantier incliné à 70°, les contraintes effectives verticales le long de l'éponte supérieure sont plus faibles que celles le long de l'éponte inférieure. Par ailleurs, les contraintes sont maximales à la ligne centrale du chantier pour ce cas.

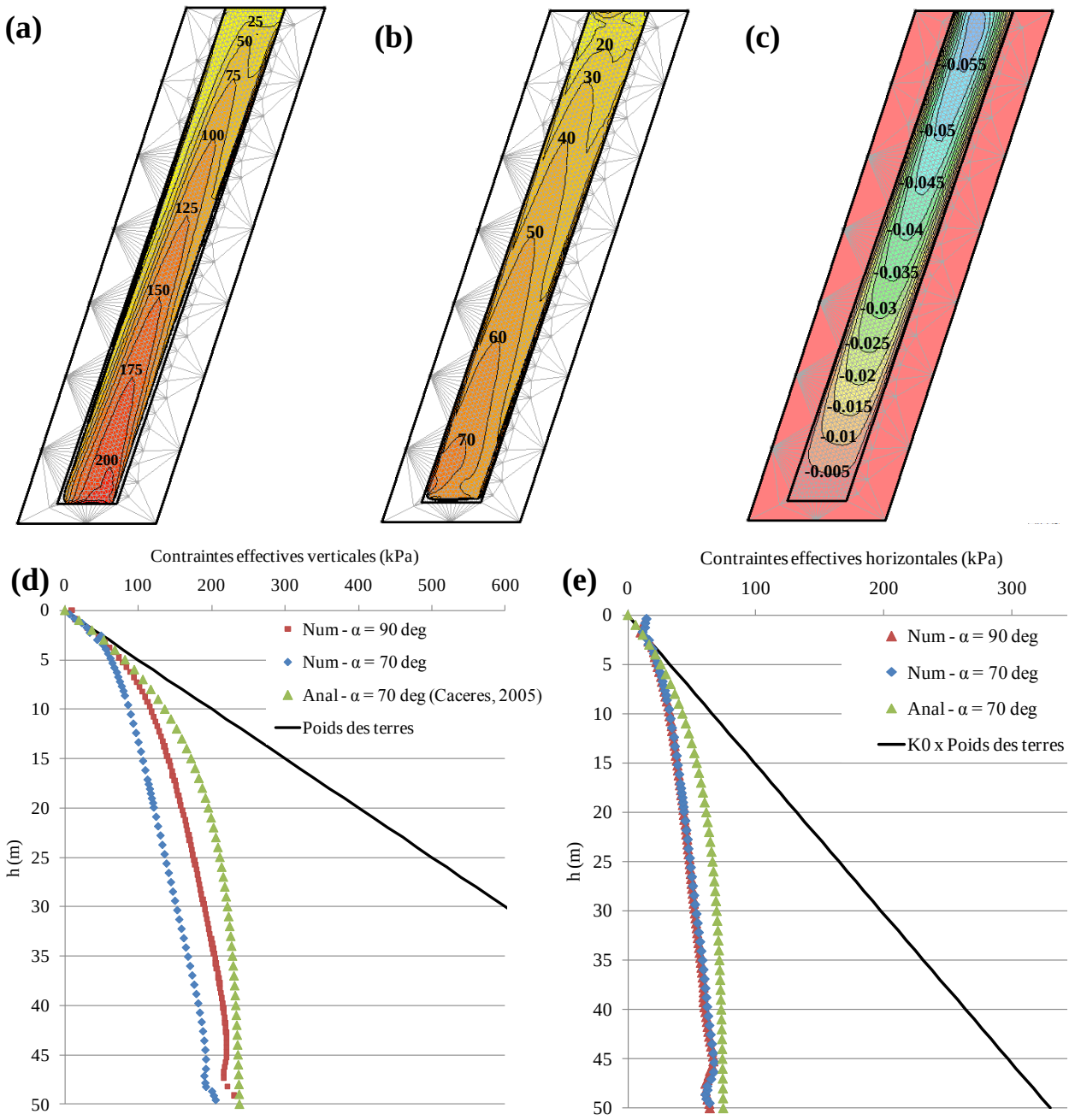

Figure 3.26 : Cas H_0 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) (kPa), des contraintes effectives horizontales (b) (kPa) et des déplacements verticaux (c) (m) d'un chantier remblayé incliné. Distribution des contraintes effectives verticales (d) et horizontales (e), obtenues avec les solutions numériques et analytiques, le long de la LCV.

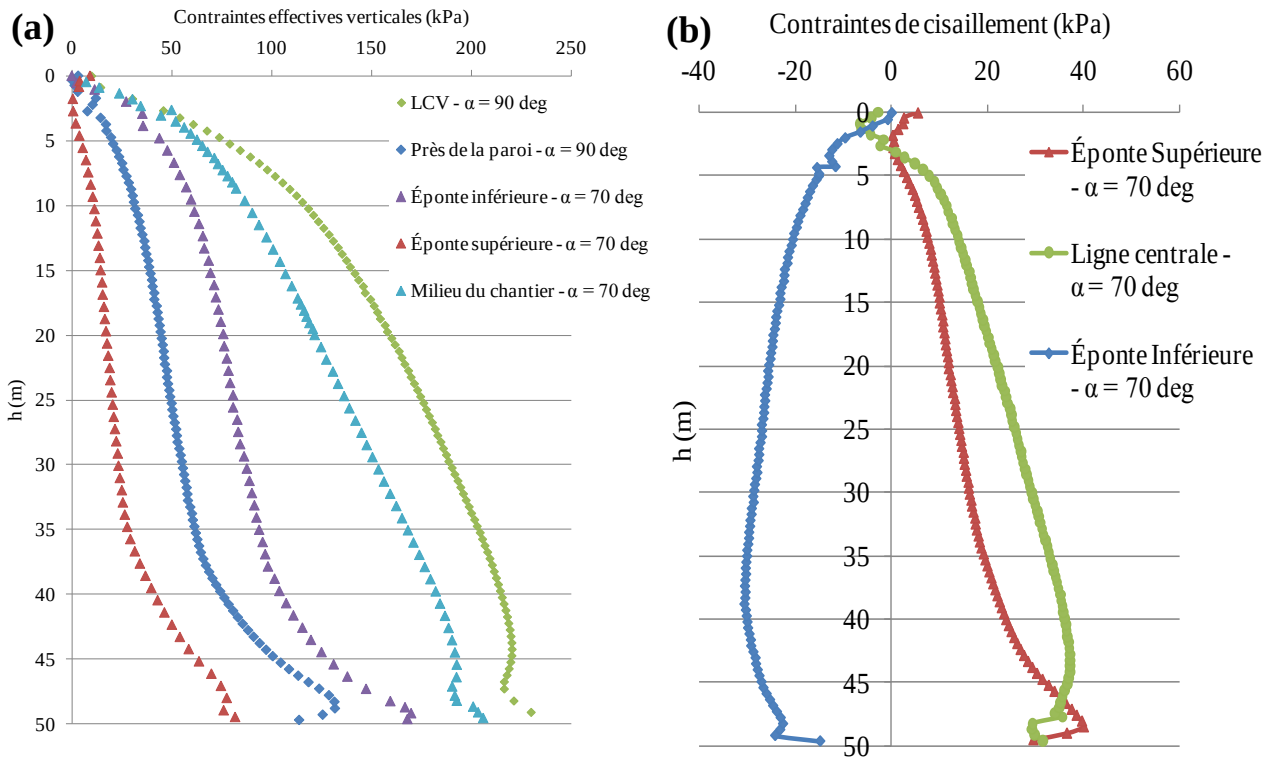

Figure 3.27 : Cas H_0 - (a) Valeurs des contraintes effectives verticales à différents endroits pour un chantier vertical et un chantier incliné obtenues avec SIGMA/W. (b) Distribution des contraintes de cisaillement à différents emplacements.

La figure 3.27(a) compare aussi ces contraintes avec les contraintes effectives verticales près de la paroi et à la ligne du centre le long du chantier vertical. On voit que les contraintes effectives verticales à la LCV sont les plus élevées. Les contraintes effectives verticales aux épontes supérieures sont plus faibles que celles près des parois pour un chantier vertical.

La figure 3.27(b) présente les contraintes de cisaillement simulées aux épontes inférieures et supérieures, ainsi qu'au niveau de la ligne centrale pour le cas incliné. Contrairement au cas d'un chantier vertical, les contraintes de cisaillement à la ligne centrale ne sont pas nulles pour le cas d'un chantier incliné.

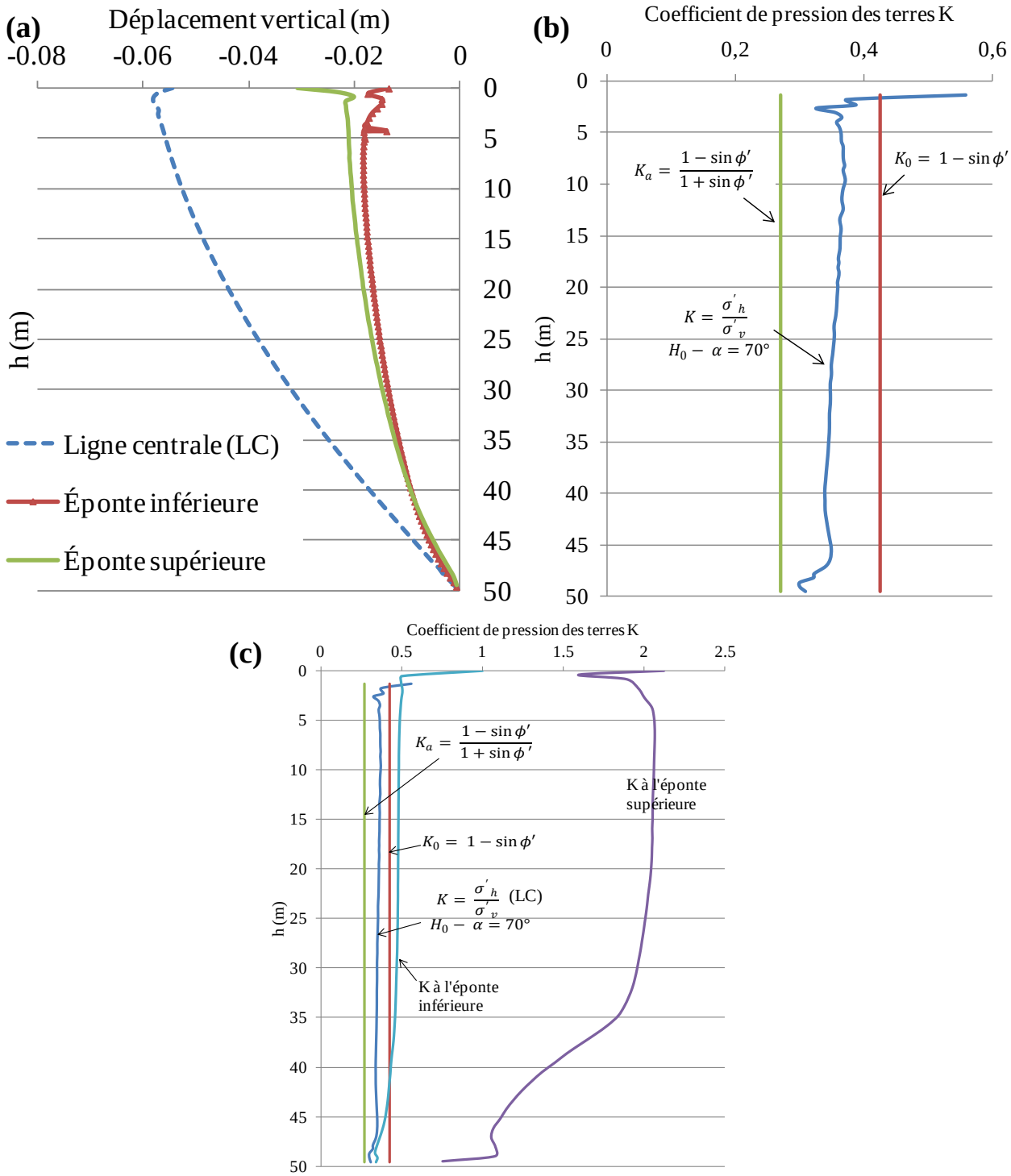

Figure 3.28: Cas H_0 - (a) Déplacement vertical le long du remblai à la ligne du centre (LC), aux épontes inférieures et aux épontes supérieures à la fin de la simulation. Coefficient de pression des terres K sur la hauteur du chantier à la ligne centrale (LC) (b) et aux épontes supérieure et inférieure (c) à la fin de la simulation.

La figure 3.28(a) montre le déplacement vertical du remblai en fonction de sa hauteur h(m) à la ligne centrale et aux épontes inférieures et supérieures du chantier. Le déplacement vertical à la ligne centrale (LC) est plus important que celui aux épontes inférieures et supérieures, comme montré aux iso-contours des déplacements verticaux (figure 3.26(c)). Les faibles valeurs des déplacements verticaux aux épontes sont dues aux contraintes de cisaillement qui se développent près de l'interface roc-remblai et qui limitent le déplacement vertical du remblai à cet endroit.

La figure 3.28(b) représente l'évolution du coefficient de pression des terres en fonction de la hauteur à la ligne centrale. La valeur du coefficient K se situe entre la valeur à l'état actif K_a et celle au repos K_0 comme ce qui a été suggéré par plusieurs auteurs (Li *et al*., 2003, 2005a; Goel et Patra 2008; Fahey *et al*., 2009; Li et Aubertin, 2010).

La comparaison entre le coefficient de pression des terres aux épontes inférieure et supérieure et à la ligne du centre (LC) est montrée à la figure 3.28(c). On remarque que la valeur du coefficient K le long de l'éponte inférieure est proche de la valeur de K_0 et celle à la ligne du centre. À l'éponte supérieure, le coefficient de pression des terres K est beaucoup plus élevé. Cette valeur est proche de 2 dans la partie supérieure du chantier et décroît jusqu'à 1 au bas du chantier. Les faibles valeurs des contraintes effectives verticales le long de l'éponte supérieure, particulièrement en haut du chantier sont responsables de la valeur élevée de K à cet endroit.

CHAPITRE 4 ÉVALUATION PARAMÉTRIQUE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente les principaux résultats d'une étude paramétrique visant à évaluer l'influence relative de différentes propriétés et caractéristiques sur le comportement géotechnique des remblais miniers dans les chantiers souterrains. La méthodologie consiste usuellement à modifier un paramètre ou une caractéristique spécifique à la fois dans les analyses numériques. Les résultats des simulations numériques sont ensuite comparés aux cas de référence décrits au chapitre 3.

Les tableaux 4-1 et 4-2 résument toutes les simulations effectuées pour chaque série d'analyse. Tous les cas d'une série sont similaires au cas de référence mise à part un ou deux paramètres modifiés, comme le montrent les tableaux 4-1 et 4-2.

Les principaux aspects étudiés concernent les propriétés géotechniques des remblais, la géométrie du chantier et certaines caractéristiques des analyses numériques. De façon plus spécifique, l'influence de l'angle de friction interne ϕ' du remblai, du module de Young E_b, du coefficient de Poisson ν, de l'angle de dilatance ψ et de la cohésion c' a été investiguée. L'influence de la géométrie du chantier remblayé est aussi abordée dans ce chapitre.

Les résultats des simulations E_0 sont aussi comparés aux résultats des simulations D_0 pour évaluer l'effet progressif de la cimentation du remblai. L'effet de la vitesse de remplissage est également étudié pour le cas d'un remplissage séquentiel sans effet de la cimentation (série D). Le choix du modèle constitutif pour modéliser le comportement des chantiers remblayés influence l'état des contraintes (et des déformations) tel que montré par les cas portant sur l'effet de la loi de comportement qui est aussi analysé et discuté dans ce chapitre.

On aborde aussi l'étude sur le comportement des barricades face à différents scénarios dans ce chapitre. L'influence de certains paramètres, incluant l'effet du drainage, la vitesse de remblayage, la dimension de la barricade et sa position le long de la galerie est analysée pour mieux comprendre le comportement mécanique de ce type de structure.

La discussion présentée à la fin de ce chapitre apporte une vue d'ensemble des différents cas simulés et de l'influence de chaque paramètre sur l'état des contraintes (et des déformations).

Tableau 4-1: Paramètres modifiés par rapport aux cas de référence (tableau 3-2) lors des analyses paramétriques (séries de simulations A, B, C et D)

Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié
A	A0	-	B	B0	-	C	C0	-	D	D0	-
	A1	ϕ' = 10°*		B1	ϕ' = 5°		C1	Maillage[1]		D1	V = 5m/jr
	A2	ϕ' = 20°*		B2	ϕ' = 20°		C2	Maillage[2]		D2	V = 5m/5hr
	A3	ϕ' = 35°*		B3	ϕ' = 50°		C3	ϕ' = 5°		D3	E=10MPa
	A4	ϕ' = 50°*		B4	ν = 0.33		C4	ϕ' = 20°		D4	E=1MPa
	A5	ν = 0.33		B5	ν = 0.49		C5	ϕ' = 50°		D5	
	A6	ν = 0.49		B6	c = 10 kPa		C6	ν = 0.33		D6	
	A7	c' = 10 kPa		B7	c = 25 kPa		C7	ν = 0.49		D7	
	A8	c' = 25 kPa		B8	c = 50 kPa		C8	c = 10 kPa		D8	
	A9	c' = 50 kPa		B9	Ψ = -5°		C9	c = 25 kPa		D9	
	A10	Ψ = -5°		B10	Ψ = 5°		C10	c = 50 kPa		D10	
	A11	Ψ = 5°		B11	Ψ = 10°		C11	Ψ = -5°		D11	
	A12	Ψ = 10°		B12	E = 10 MPa		C12	Ψ = 5°		D12	
	A13	B = 6 m		B13	E = 1 MPa		C13	Ψ = 10°		D13	
	A14	B=6m - Axi		B14	B = 10 m		C14	E = 1 MPa		D14	
	A15	B = 10 m		B15	B = 20 m		C15	E = 10 MPa		D15	
	A16	B = 20 m		B16	B = 50 m		C16	E= 10 GPa		D16	
	A17	B = 50 m									
	A18	c' = 10 kPa*									
	A19	c' = 25 kPa*									

* : Avec couches minces.
[1] : Maillage rectangulaire avec 836 éléments équilatéraux de 1m de côté.
[2] : Maillage triangulaire de 11780 éléments équilatéraux de 0.25m de côté.

Tableau 4-2 : Paramètres modifiés par rapport aux cas de référence (tableau 3-2) lors des analyses paramétriques (séries de simulations E, F, G et H)

Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié	Série	n°	Paramètre modifié
E	E0		F	F0	-	G	G0	-	H	H0	-
	E1	V = 5m/jr		F1	$\phi' = 5°$		G1	drainé		H1	α = 80°
	E2	V = 5m/5hr		F2	$\phi' = 20°$		G2	saturé		H2	α = 60°
	E3	E variable		F3	$\phi' = 50°$		G3	α = 70°		H3	$\phi' = 5°$
	E4	k variable E = 1 MPa		F4	ν = 0.33		G4	V = 5m/5jrs		H4	$\phi' = 20°$
	E5	c variable E = 1 MPa		F5	ν = 0.49		G5	V = 5m/jr		H5	$\phi' = 50°$
	E6	AEV variable E = 100 MPa		F6	λ = 0.34 κ = 0.055		G6	V = 5m/5hrs l = 10 m		H6	α = 70° - saturé
	E7	AEV variable E = 1 MPa		F7	λ = 0.08 κ = 0.014		G7	L = 2.5 m		H7	α = 60° - saturé
				F8	OCR = 5		G8	L = 10 m		H8	α = 80° - drainage
				F9	OCR = 10		G9	V = 5m/5hrs l = 5 m		H9	α = 70° - drainage
				F10	Remblai saturé		G10	V = 5m/5hrs l = 15 m		H10	α = 60° - drainage

l (m) : Éloignement de la barricade (distance entre l'entrée de la galerie et la position de la barricade)

L (m) : Longueur de la base de la barricade (m)

α : Angle d'inclinaison par rapport à l'axe horizontal

4.1 Effet du maillage

Le but de cette section est d'évaluer l'effet du maillage (i.e. nature et taille des éléments) sur les résultats. Les simulations C_0, C_1 et C_2 ont été menées pour étudier cet effet. Rappelons que la simulation de référence simule le comportement géotechnique du remblai minier mis en place dans un état initialement saturé avec un écoulement et un drainage au bas du chantier. Les résultats correspondent à la fin de la simulation (t = 3,17 années), lorsque le niveau phréatique de l'eau est proche de la base du chantier.

Trois maillages ont été utilisés. Le maillage du cas C_0 (cas de référence) consiste en un maillage de 3126 éléments triangulaires équilatéraux de 0,5 m de côté. Le maillage C_1 comprend 836 éléments rectangulaires équilatéraux de 1 m de côté; le maillage C_2 est aussi un maillage triangulaire de 11780 éléments équilatéraux avec une longueur de côté de 0,25m.

Les paramètres d'entrées, les conditions initiales et les conditions aux frontières sont identiques pour les 3 cas de simulation (C_0, C_1, C_2). Le temps de calcul requis pour résoudre le problème dépend de la finesse du maillage. Par exemple, pour le maillage le plus grossier (maillage C_1), la simulation se fait en 10 minutes approximativement. Cette durée est d'environ 30 minutes et 6 heures pour un maillage relativement fin (maillage C_0) et un maillage très fin (maillage C_2) respectivement.

La figure 4.1(a) montre le profil des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV) à la fin de la simulation (3,17 années). On constate que le maillage C_0 et le maillage C_2 donnent exactement le même résultat. Le maillage C_1 donne un résultat assez similaire aux deux autres maillages mais avec une moins bonne stabilité (on note la présence de petites oscillations). La figure 4.1(b) présente les pressions interstitielles le long de la hauteur du chantier à la ligne du centre. Le maillage C_0 et C_2 donnent la même distribution le long de la hauteur du chantier. On remarque cependant une différence avec les pressions interstitielles obtenues par le maillage C_1 particulièrement au bas du chantier. Pour ce maillage, le niveau d'eau est plus bas comparativement aux deux autres maillages. Cette remarque est observée à la figure 4.1(c) qui montre le profil de la teneur en eau volumique le long du remblai à la LCV. Pour une même courbe de rétention d'eau (CRE), un maillage grossier (maillage C_1) permet une plus

grande dé-saturation du matériau par rapport aux maillages C_0 et C_2 qui donnent le même résultat. Ceci est dû au niveau phréatique plus bas obtenu avec le maillage C_1 (figure 4.1(b)).

La figure 4.1(d) représente le profil des contraintes de cisaillement près de la paroi rocheuse pour les 3 maillages. La distance du point de mesure à la paroi rocheuse est de 0,5 m, 1 m et 0,25 m respectivement pour les simulations C_0, C_1 et C_2. Les résultats montrent que le maillage C_1 n'est pas suffisamment fin pour éviter les divergences entre des valeurs proches d'élévation. De manière générale, les résultats des maillages C_0 et C_2 sont assez similaires. On note une petite différence entre les deux courbes particulièrement au bas du chantier qui est due à la différence de la distance entre le point de mesure et la paroi rocheuse pour les deux maillages (0,5 m et 0,25 m pour C_0 et C_2 respectivement)

Dans la suite, le maillage choisi pour effectuer les simulations est celui du cas de base C_0 soit un maillage triangulaire avec des éléments de 0,5 m de côté. Ce maillage a été adopté parce qu'il produit de bons résultats pour un temps de simulation acceptable.

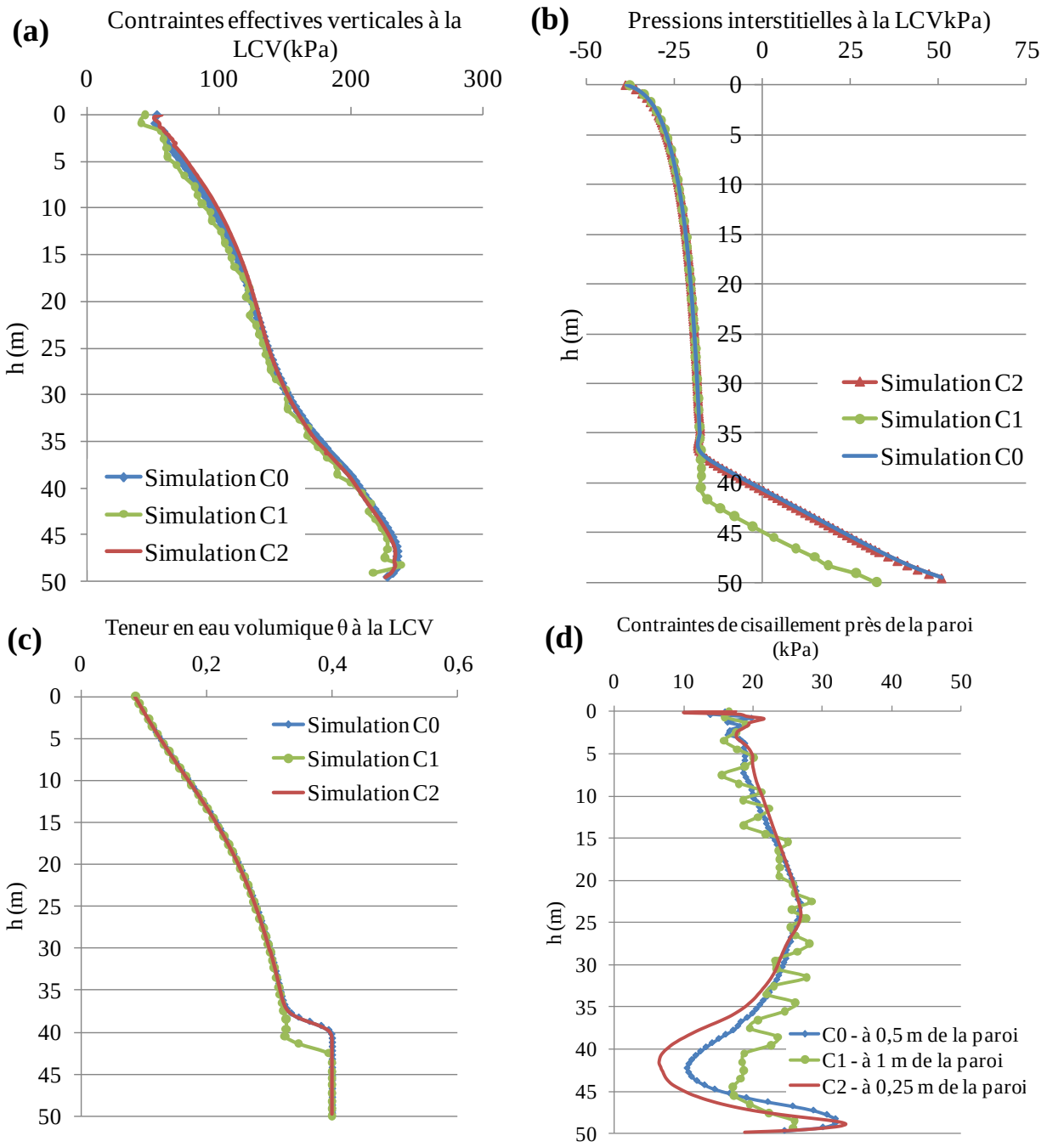

Figure 4.1: Cas C_0, C_1 et C_2 - Comparaison de l'évolution des contraintes effectives verticales (a), des pressions interstitielles (b), de la teneur en eau volumique (c) et des contraintes de cisaillement (d) en fonction de la hauteur pour différents maillages.

4.2 Effets des propriétés du remblai

4.2.1 Angle de friction interne ϕ' (modèle ÉP-MC)

Les comparaisons suivantes correspondent au cas d'un remblai drainé sans pressions interstitielles (u = 0), avec un angle de friction ϕ' qui varie. Pour ces simulations particulières, deux couches minces de remblai (sans cohésion) ont été ajoutées le long des parois pour permettre un déplacement à l'interface remblai-roc. La figure 4.2 montre la partie haute du chantier avec les couches minces d'une épaisseur b de 10 cm entre la paroi rocheuse et le remblai minier. Ces couches sont représentées avec le modèle élastoplastique (Mohr-Coulomb) et ont les mêmes propriétés géotechniques que le remblai minier, sauf pour le module de Young E qui prend une valeur de 1 MPa afin de permettre la déformation de la couche mince et le déplacement du remblai à l'interface remblai-roc. L'effet de ces couches minces (qui jouent le rôle d'un élément d'interface) est montré à la figure 4.3. On compare ici l'état des contraintes et des déplacements dans le cas de base (sans couches minces – comme au chapitre 3 – Cas A_0) et avec les couches minces (cas A_3). La figure 4.3(a) présente le déplacement vertical sur la largeur du chantier remblayé à 3 emplacements différents (h = 0 m, h = 25 m et h = 40 m). On voit que les déplacements verticaux sont plus élevés (en valeurs absolues) en présence des couches minces par rapport au cas sans éléments d'interface à différentes profondeurs. Ceci est principalement dû au grand déplacement des couches minces à l'interface remblai-roc. À titre d'exemple, le déplacement vertical de la couche mince est proche de 0,04 m au bas du chantier (h = 40 m) alors qu'il est nul à l'interface remblai-roc (interface solidaire) et atteint un maximum de 0,02 m à la mi-largeur du chantier à cette profondeur (h = 40 m) pour le cas sans interfaces (cas A_0).

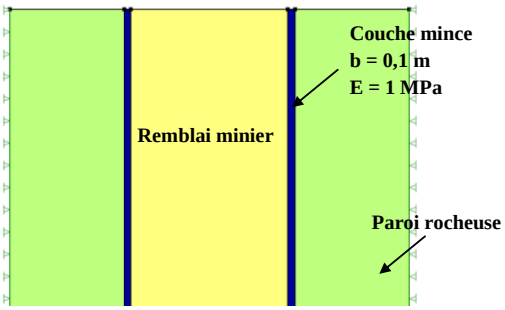

Figure 4.2: Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - L'ajout d'une couche mince à l'interface roc-remblai ayant les mêmes propriétés géotechniques du remblai minier, une épaisseur e = 0,1 m et un module de Young E = 1 MPa.

La figure 4.3(b) présente le déplacement vertical sur la hauteur du chantier à la LCV pour les cas avec éléments d'interfaces (ϕ' = 35°, cas A_3) et sans interfaces (ϕ' = 35°, cas de référence A_0). On remarque que le déplacement vertical est plus élevé pour le cas avec des éléments d'interfaces (couches minces). Le faible module de Young E de la couche mince permet une déformation plus grande à l'interface roc-remblai, ce qui permet au remblai minier de se tasser plus au sein du chantier.

La figure 4.3(c) montre la distribution des contraintes effectives verticales et horizontales obtenues des simulations numériques pour les cas avec et sans interfaces (ϕ' = 35°; cas A_0 et A_3). Les contraintes verticales calculées à partir du poids des terres sont aussi montrées sur cette figure. La figure montre qu'il existe une petite différence entre la distribution des contraintes effectives verticales obtenues du cas avec interfaces (cas A_3) et le cas sans interfaces (cas A_0). Les contraintes effectives verticales sont légèrement plus élevées pour le cas avec éléments d'interface particulièrement au bas du chantier. Comme mentionné plus haut, la présence d'éléments d'interface entre le roc et le remblai permettent un plus grand déplacement du remblai à l'interface, ce qui diminue l'effet d'arche qui se développe dans le chantier. Les contraintes effectives horizontales sont très proches pour les deux cas (cas A_0 et A_3).

La figure 4.3(d) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales pour le cas avec interfaces (à droite; cas A_3) et le cas sans interfaces (à gauche; cas A_0) dans le chantier remblayé. Pour les deux cas, les effets d'arche sont bien montrés sur la figure. Néanmoins, la forme des iso-contours est légèrement différente pour les deux cas. On remarque que la concavité des iso-contours est plus marquée (sommets des iso-contours plus pointus) pour le cas sans interfaces (cas A_0) par rapport au cas avec interfaces (cas A_3) qui est caractérisé par des sommets d'iso-contours plus arrondis.

On constate que la présence de ces zones plus déformables permettent d’accroître le déplacement le long des parois et favorise la mobilisation de la contrainte de cisaillement due à la friction à l’interface, conformément à ce qui est anticipé dans un chantier remblayé. À noter que des simulations avec différentes valeurs d'angles de friction interne ϕ' ont aussi été menées sans ces couches minces, mais les résultats obtenus dans certains cas ont été jugés non réalistes car trop loin des résultats anticipés (et des solutions analytiques); certains de ces résultats sont montrés en annexes (figure B.1).

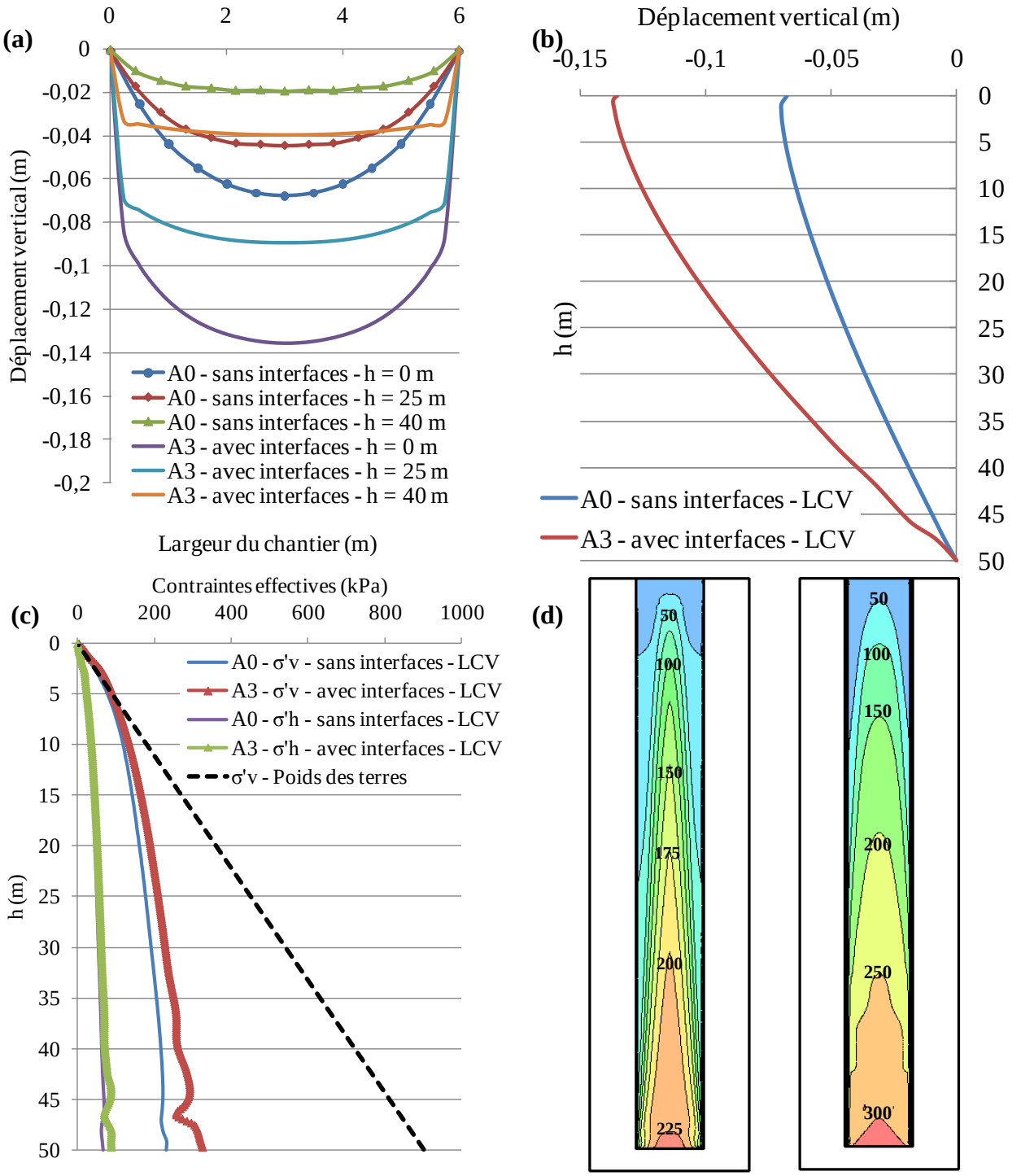

Figure 4.3 : Cas A_0 et A_3 - Déplacement vertical sur la largeur à différentes profondeurs (a) et sur la hauteur à la LCV (b) du chantier remblayé pour les cas avec et sans interfaces. (c) Distribution des contraintes effectives le long de la LCV avec et sans interfaces (ϕ' = 35°). (d) Iso-contours des contraintes effectives verticales (kPa) (sans interfaces à gauche et avec interfaces à droite)

La figure 4.4 présente l'influence de l'angle de friction interne ϕ' sur la distribution des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV) du chantier. Quatre cas avec différents angles de friction (ϕ' = 10°, 20°, 35° et 50°; cas A_1, A_2, A_3 et A_4 respectivement) sont comparés. Les distributions des contraintes effectives verticales et horizontales obtenues des solutions analytiques et à partir du poids des terres sont aussi montrées sur cette figure.

On remarque que les contraintes horizontales et verticales calculées en utilisant les solutions numériques et analytiques sont relativement similaires pour les quatre valeurs de ϕ' tel que montré aux figures 4.4(a), (b), (c) et (d). Les contraintes obtenues par les simulations numériques et les solutions analytiques sont beaucoup plus faibles que celles calculées à partir du poids des terres, particulièrement au bas du chantier. Ces résultats confirment aussi que les solutions analytiques avec K_a donnent une bonne corrélation avec les résultats numériques le long de la ligne centrale verticale, comme montré dans des investigations précédentes menées avec FLAC (Li *et al*., 2003; Li *et al*., 2005a; Li et Aubertin, 2009a, b, c)

La figure 4.5(a) montre la distribution des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale (LCV) pour les 4 valeurs de l'angle de friction interne ϕ' soit 10°, 20°, 35° et 50° (cas A_1, A_2, A_3 et A_4 respectivement). On remarque que les cas avec ϕ' de 20°, 35° et 50° donnent des distributions similaires, qui ne varient pas beaucoup avec la profondeur. Les contraintes effectives verticales du cas A_1 avec ϕ' = 10° sont plus élevées le long de la moitié basse du chantier par rapport aux autres cas, en raison d'un effet d'arche moins bien développé. Cette figure montre qu'à partir d'une certaine valeur de l'angle de friction interne ϕ' (20° pour notre cas), son influence sur les contraintes verticales n'est plus significative. Des observations similaires ont été rapportées par Li et Aubertin (2009a, b et c).

L'influence de l'angle de friction interne est par contre plus marquée sur les contraintes effectives horizontales. La figure 4.5(b) montre que plus l'angle de friction interne augmente, plus les contraintes effectives horizontales diminuent et plus les effets d'arche contribuent à réduire les contraintes en profondeur. À titre d'exemple, la contrainte effective horizontale au bas du chantier pour un angle de friction interne ϕ' = 10° est de 300 kPa comparativement à 50 kPa pour ϕ' = 50°. On remarque aussi que pour le cas ϕ' = 10° (cas A_1), la contrainte effective horizontale

dépasse légèrement celle obtenue par le poids des terres avec K_0 = 0,33 (= ν / (1- ν); avec ν = 0,25).

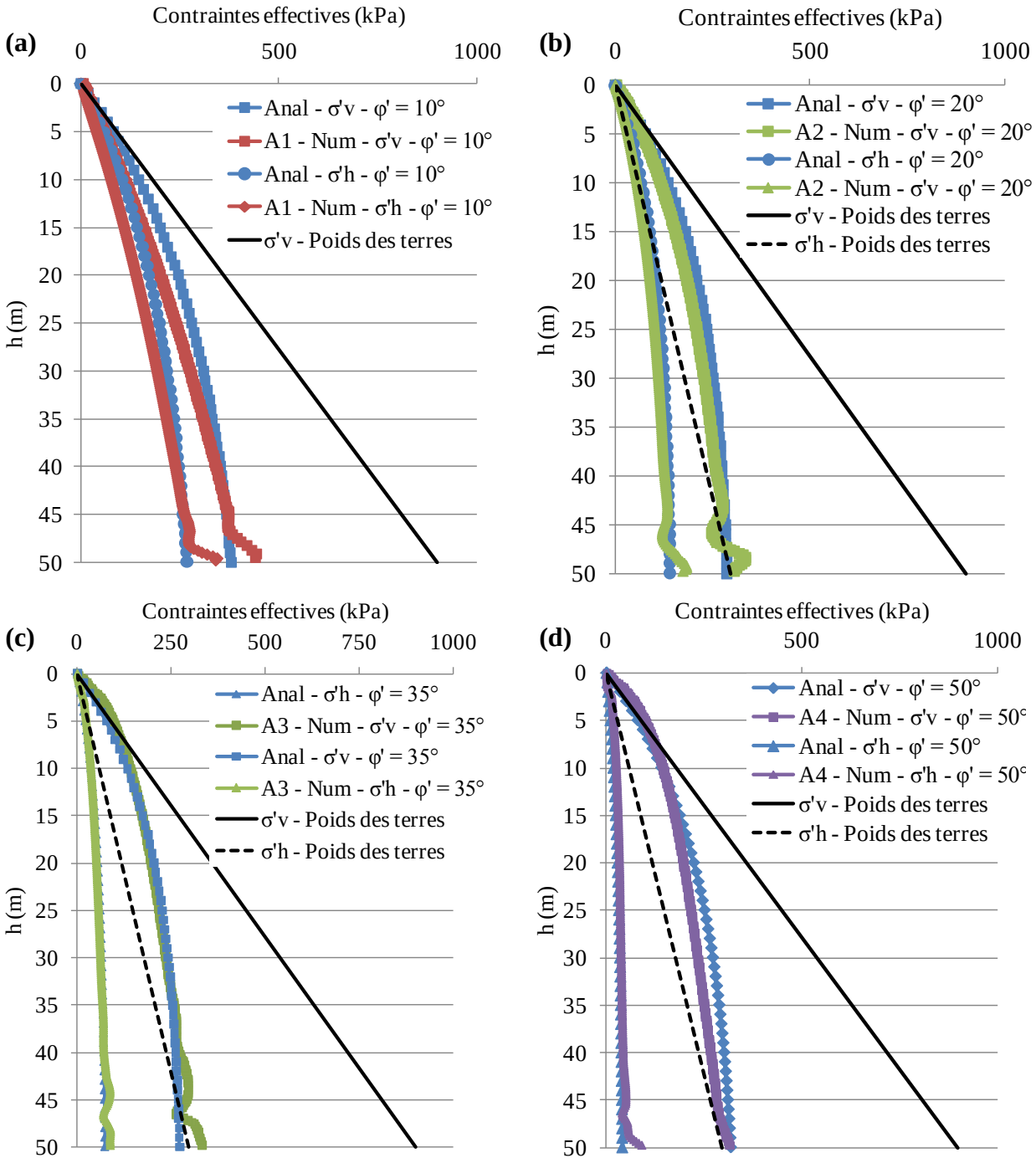

Figure 4.4 : Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - Comparaison des contraintes effectives verticales et horizontales obtenues des solutions analytiques (Anal) et numériques (Num) pour les cas (a) ϕ' = 10° (cas A_1), (b) ϕ' = 20° (cas A_2), (c) ϕ' = 35° (cas A_3) et (d) ϕ' = 50° (cas A_4).

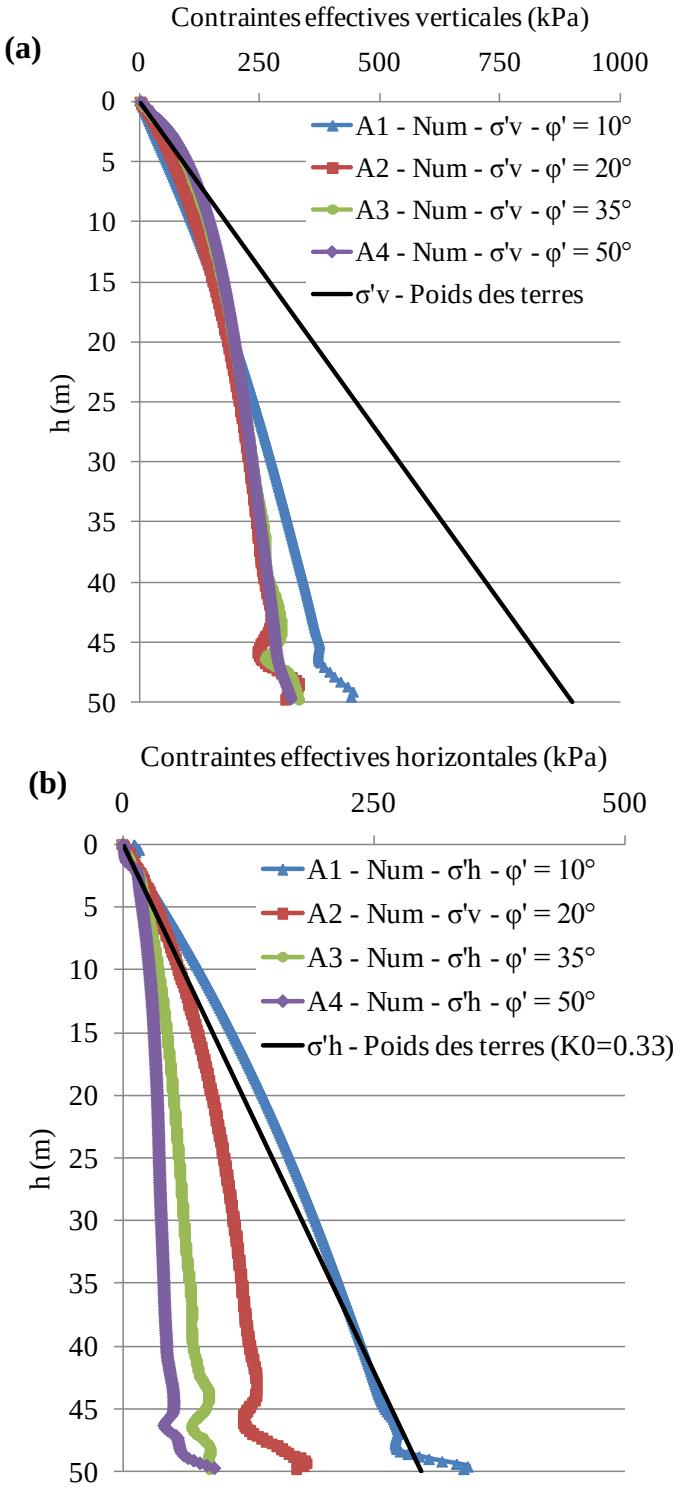

Figure 4.5 : Cas A_1, A_2, A_3 et A_4 - Influence de l'angle de friction interne sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) à la ligne centrale verticale (LCV) pour les cas A_1, A_2 A_3 et A_4.

4.2.2 Influence du module de Young E_b

Lorsqu'il y a un déplacement suffisant du remblai dans le chantier (requis pour permettre les déplacements et mobiliser pleinement les contraintes de cisaillement à l'interface), les résultats des simulations montrent qu'il y a usuellement très peu d'influence du module de Young sur l'état des contraintes pour un remplissage instantané sans pression interstitielle (Li et Aubertin, 2007, 2009c; Fahey *et al*., 2009).

L'influence du module de Young E_b est étudiée ici pour un remblayage séquentiel sans cimentation (séries D) et sans éléments d'interface. Le chantier est remblayé par couche de 5 m à tous les 5 jours jusqu'à ce qu'il soit entièrement rempli (avec 10 couches en 50 jours). Une comparaison des états de contraintes, des pressions interstitielles et des déplacements dans le chantier remblayé est établit pour 3 valeurs du module de Young E_b: 1MPa, 10MPa et 100MPa (simulations D_4, D_3 et D_0 respectivement). Un module de 1MPa peut représenter le module de Young d'un remblai en pâte très déformable (compressible) durant les premiers jours de cure (Belem *et al*., 2000), où sa résistance mécanique n'a pas encore été acquise. Les valeurs E_b = 10 MPa et 100 MPa peuvent représenter des valeurs de modules de Young de remblais ayant un âge de 7 à 90 jours (Fall *et al*., 2007).

La figure 4.6(a) présente l'évolution de la contrainte verticale totale au bas du chantier (à h = 47 m) pour les 3 valeurs du module de Young (1 MPa, 10 MPa et 100 MPa; simulations D_4, D_3 et D_0 respectivement). Les mesures au bas du chantier ont été prises à h = 47 m près du centre de la première couche mise en place et non pas à h = 50 m qui représente l'interface de contact remblai-roc où les résultats sont grandement influencés par les effets de bord. Il est montré dans cette figure qu'à chaque fois qu'une couche est ajoutée, la contrainte verticale totale augmente d'environ 100 kPa pour les cas E_b = 1 MPa et 10 MPa, ce qui correspond à la contrainte due au poids total de la couche (20 kN/m^3 × 5m). En revanche, ceci est différent pour le cas E_b = 100 MPa où l'ajout de nouvelles couches n'augmente que peu la contrainte totale verticale, particulièrement à la fin de la simulation; ceci reflète l'effet d'une rigidité accrue qui modifie la répartition des contraintes dans le cas d'un remplissage par couches.

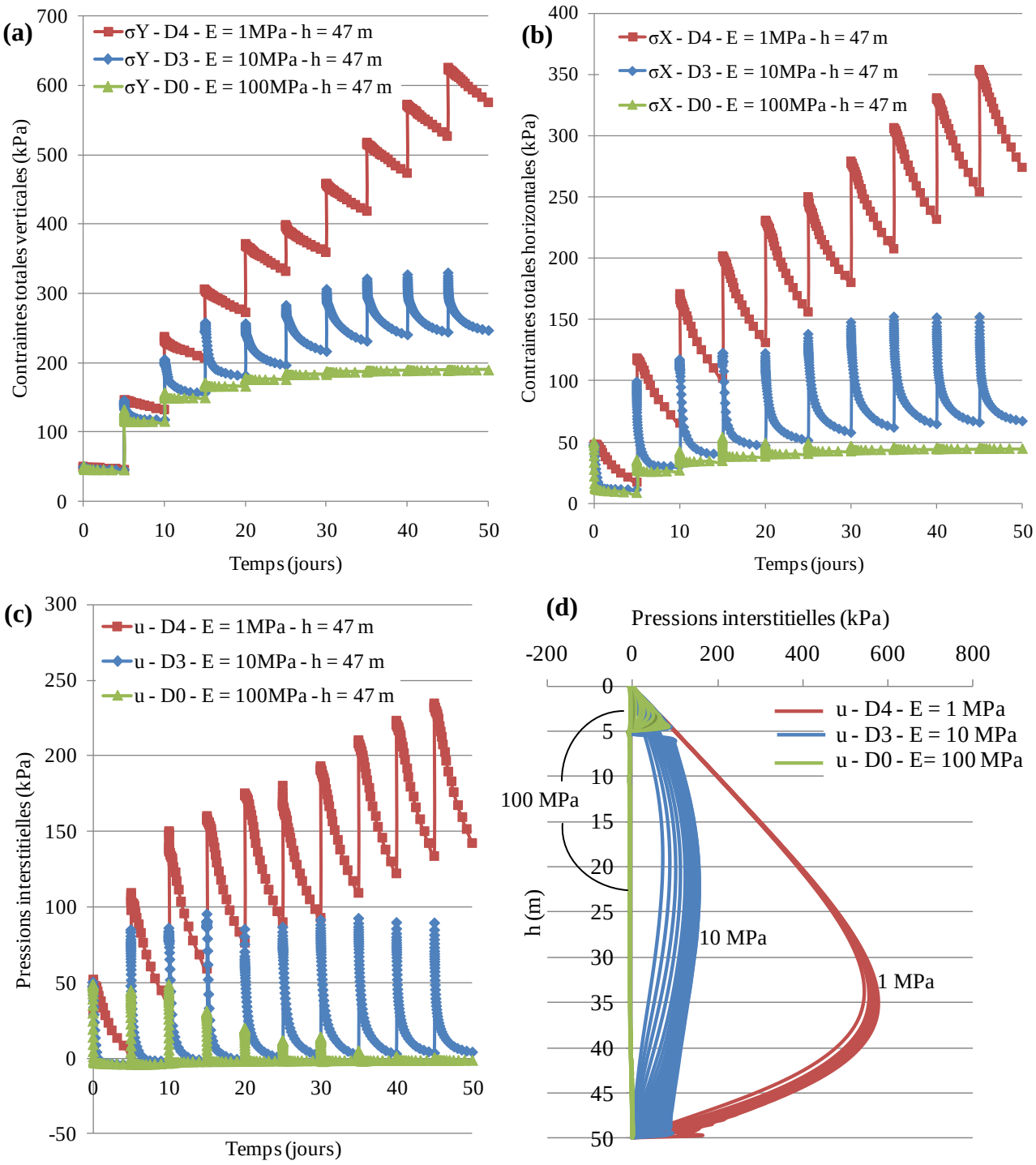

Figure 4.6 : Cas D_0, D_3 et D_4 - Influence du module de Young E sur l'évolution dans le temps des contraintes totales verticales (a), des contraintes totales horizontales (b), des pressions interstitielles (c) à la base du chantier (h = 47 m). (d) Profils des pressions interstitielles le long de la LCV pour un remplissage séquentiel sans cimentation (cas D_0, D_3 et D_4).

Il est aussi montré dans cette figure que la contrainte verticale totale pour le cas 1 MPa augmente presque linéairement avec la hauteur de remblayage (dans le temps), alors qu'elle augmente selon un taux décroissant pour le cas E_b = 10 MPa (et 100 MPa). À la fin de la simulation, la contrainte verticale totale au bas du chantier est nettement plus élevée pour le cas d'un module E_b de 1MPa (570 kPa) que pour les cas 10 MPa et 100 MPa (245 et 180 kPa respectivement).

De manière générale, la même tendance est observée concernant l'évolution dans le temps de la contrainte horizontale totale au bas du chantier, tel que montré à la figure 4.6(b). La valeur de la contrainte horizontale à la fin de la simulation pour un module de E_b de 1 MPa est de 275 kPa comparativement à 70 kPa et 45 kPa pour les cas 10 MPa et 100 MPa.

Un module de Young élevé produit un tassement plus faible comparativement à de faibles modules E_b. Cette rigidité accrue affecte aussi la répartition des contraintes dans chaque couche.

Un remblai avec un module de Young E_b élevé se tasse moins et génère moins de surpression dans la nouvelle couche et dans les couches précédemment mises en place comparativement à un remblai dont le module est faible. La figure 4.6(c) montre l'évolution dans le temps de la pression interstitielle au bas du chantier (h= 47 m) pour les trois valeurs du module de Young E_b (1 MPa, 10 MPa et 100 MPa; simulations D_4, D_3 et D_0 respectivement). Pour le cas E_b= 1 MPa, l'ajout de chaque couche saturée augmente la pression interstitielle de 100 kPa (approximativement). Elle diminue ensuite progressivement (dissipation grâce au drainage) mais ré-augmente à nouveau suite à l'ajout des nouvelles couches. Pour les cas E_b = 10 MPa et E_b = 100 MPa, la pression interstitielle peut aussi augmenter (pour D_3) mais elle se dissipe presque complètement avant la mise en place de nouvelles couches saturées sur les couches précédemment mises en place. Un remblai « mou », avec une faible valeur de E_b génère des pressions interstitielles plus importantes dans chaque couche et au bas du chantier suite à la mise en place de nouvelles couches de remblai saturé. À la fin de chaque étape de simulation, les pressions interstitielles au bas du chantier ne se dissipent pas entièrement (i.e. $u > 0$) pour le cas avec une faible valeur de E_b (simulation D_4) car la déformation induite est plus grande et demande le drainage d'une plus grande quantité d'eau (dans un temps plus long). La mise en place d'une nouvelle couche augmente la pression interstitielle au bas du chantier d'une pression égale au poids total de cette couche (20 kN/m^3 × 5 m = 100 kPa pour notre exemple). La génération des pressions interstitielles est plus faible pour une valeur plus élevée du module de Young (E_b = 100 MPa), car

le remblai rigide se déforme moins; les pressions interstitielles au bas du chantier se dissipent alors complètement à la fin de chaque étape de simulation (car cela implique un faible volume d'eau de drainage). L'ajout d'une nouvelle couche saturée de remblai n'affecte que légèrement les pressions interstitielles au bas du remblai plus rigide surtout vers la fin de la simulation où les effets d'arche réduisent les contraintes transmises au bas du chantier.

À la fin de la simulation (t = 50 jours), la pression interstitielle à la base du chantier est de 140 kPa pour le cas E_b =1 MPa, alors qu'elle est presque nulle pour les cas E_b =10 MPa et 100 MPa. Ceci expliquerait les valeurs élevées des contraintes totales (verticales et horizontales) montré aux figures 4.5(a) et (b) pour un module faible E_b = 1 MPa, comparativement à des modules plus élevés (E_b = 10 MPa et E_b = 100 MPa).

La figure 4.6(d) représente l'évolution dans le temps des profils des pressions interstitielles le long de la ligne centrale verticale (LCV), juste après la mise en place de la 10e couche jusqu'à la fin de la simulation ($45 \leq t \leq 50$ jours), pour les cas E_b = 1 MPa, 10 MPa et 100 MPa. Pour le cas E_b = 1 MPa, les pressions interstitielles sont très élevées sur la hauteur du chantier, particulièrement à la mi-hauteur. Ceci est dû aux surpressions élevées associées à une plus grande compressibilité du remblai ayant une faible valeur de E_b. Pour le cas E_b= 10 MPa, il y a une dissipation plus rapide des pressions interstitielles le long de la hauteur du chantier (car elle se produit suite au drainage d'un faible volume d'eau). Pour le cas E_b =100 MPa, les pressions interstitielles sont négatives (succions) le long des couches mises en place précédemment (1ère à la 9e couche), et la dissipation de la pression ne concerne que la couche nouvellement mise en place (i.e. 10e couche sur la figure).

Pour les trois cas E_b = 100 MPa, 10 MPa et 1 MPa (simulation D_0, D_3 et D_4 respectivement), le processus de dissipation des pressions interstitielles est similaire au cas d'un remblayage immédiat avec un remblai saturé où un excès des pressions interstitielles se produit juste après la mise en place d'une nouvelle couche saturée, et qui se dissipe au fur et à mesure que le drainage se produit (figure 3.11(b)). Lorsque le module E_b est plus faible, cela prend plus de temps car le volume d'eau à drainer est plus grand pour accommoder la déformation plus élevée.

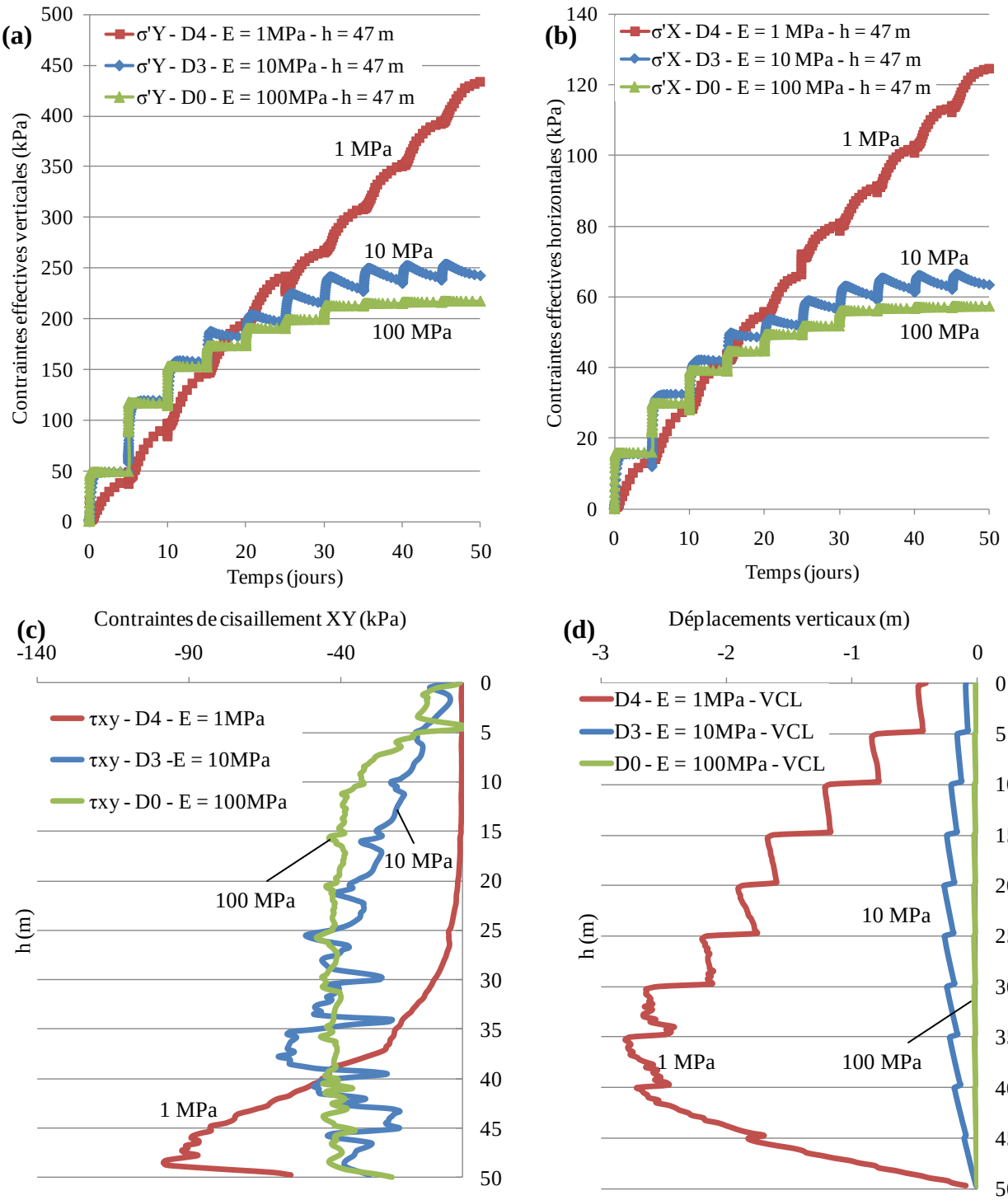

Figure 4.7 : Cas D_0, D_3 et D_4 - Influence du module de Young sur l'évolution dans le temps des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b). Comparaison des contraintes de cisaillement près du mur (à 0,25 m de la paroi rocheuse) (c) et des déplacements verticaux (d) le long de la hauteur du chantier (à la LCV) pour différentes valeurs de E.

Les figures 4.7(a) et (b) présentent l'influence du module de Young sur l'évolution des contraintes effectives verticales et horizontales respectivement, au bas du chantier. Les deux figures sont très similaires et montrent une évolution presque linéaire de la contrainte effective pour le cas d'un module E_b de 1MPa, alors que cette contrainte effective augmente presque linéairement au début de la simulation, et tend à se stabiliser à une valeur fixe (moins élevée) pour les valeurs de E_b plus élevées (10 et 100 MPa). À la fin de la simulation, les contraintes effectives sont plus élevées pour le cas E_b = 1 MPa comparativement aux cas E_b = 10 MPa et 100 MPa.

La figure 4.7(c) montre le profil des contraintes de cisaillement le long de la ligne verticale à 0,25 m de la paroi rocheuse à la fin de la simulation. Pour le cas d'un module de Young faible (i.e. E_b = 1 MPa), la contrainte de cisaillement est nulle dans le haut, jusqu'à la mi-hauteur du chantier, et elle augmente au bas du chantier (là où la dissipation des pressions se produit) pour atteindre une valeur absolue de 100 kPa. L'excès de pressions interstitielles dans la partie haute du chantier réduit considérablement l'effet d'arche pour ce cas. Ceci explique la différence entre les contraintes effectives (horizontales et verticales) entre le cas E_b = 1 MPa et les cas E_b = 10 MPa et 100 MPa vers la fin de la simulation aux figures 4.6(a) et (b). Au bas du chantier, le drainage favorise la dissipation des pressions interstitielles, ce qui augmente les contraintes de cisaillement au bas du chantier pour le cas E_b = 1 MPa. Pour les valeurs de E_b plus élevées, la contrainte de cisaillement est positive sur presque toute la hauteur du chantier et atteint une valeur absolue de 40 kPa à partir de la mi-hauteur jusqu'au bas du chantier.

La figure 4.7(d) illustre l'influence du module de Young E_b sur le profil des déplacements verticaux cumulatifs (par rapport aux positions initiales des nœuds) le long de la LCV à la fin de la simulation (i.e. t = 50 jours). Les déplacements verticaux d'un remblai moins rigide (E_b = 1 MPa) sont beaucoup plus élevés le long du chantier, comparativement à des remblais plus rigides (E = 10 MPa et 100 MPa). Les tassements les plus élevés se situent vers le bas du chantier, et sont dus à la déposition de nouvelles couches qui produisent une augmentation progressive du tassement pour chaque couche qui se situe en dessous.

Les figures 4.7(a), 4.7(a) et 4.7(d) illustrent bien l'effet d'un remplissage séquentiel sur les contraintes et les déformations. La figure 4.7(a) montre par exemple les discontinuités dans l'évolution des contraintes effectives verticales qui se produisent entre deux étapes correspondant à la mise en place d'une nouvelle couche. En réalité, cet effet d'escalier qui montre l'augmentation graduelle des contraintes en fonction de la hauteur du remblayage (ou du temps) ne se produit pas nécessairement de façon aussi marquée. L'augmentation des pressions se fait usuellement de manière relativement continue (sans discontinuités), en raison de la mise en place progressive du remblai, comme observé dans les investigations *in situ* de Grabinski (2010) et Thompson *et al*. (2011).

4.2.3 Influence du coefficient de Poisson ν et de l'angle de dilatance ψ

L'influence du coefficient de Poisson ν et de l'angle de dilatance ψ est étudiée dans cette section pour le cas d'un remplissage instantané avec un remblai drainé sans pressions interstitielles. Rappelons que pour ce cas, les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales (u=0). Les couches minces qui modélisent les éléments d'interface entre le roc et le remblai n'ont pas été utilisées dans cette analyse.

La figure 4.8(a) présente la distribution des contraintes effectives le long de la LCV pour différentes valeurs du coefficient de Poisson ν (ν = 0,25; 0,33; 0,49; simulations A_0, A_4 et A_5 respectivement). La contrainte due au poids des terres est aussi montrée sur la figure. Pour toutes les valeurs de ν, les contraintes effectives verticales données par la solution numérique sont moins élevées que celle obtenue avec le poids des terres. Il peut aussi être déduit de cette figure que l'augmentation du coefficient de Poisson tend à décroître les contraintes effectives verticales, particulièrement à la partie haute du chantier. Cependant, cette décroissance demeure assez légère et n'est plus observée à la moitié basse du chantier pour le cas ν = 0,49 (cas A_5). Des résultats similaires ont été observés par Li et Aubertin (2009c) et Fahey *et al*. (2009). Si on compare les résultats des simulations numériques avec la solution analytique exprimée par l'équation (2-23), on voit que les contraintes effectives verticales obtenues avec la valeur ν = 0,25 sont les plus proches des contraintes obtenues avec la solution analytique.

En terme de contraintes effectives horizontales, les cas ν = 0,25 et ν = 0,33 (cas A_0 et A_4) donnent la même distribution le long de la LCV du chantier. Cette distribution est très proche de celle obtenue de la solution analytique avec un coefficient de pression des terres K_a (Li *et al*., 2005a). Ces contraintes sont beaucoup plus faibles que la distribution des contraintes horizontales basée sur le poids des terres avec le coefficient K_0 à cause des effets d'arche. Il est remarqué que les contraintes obtenues pour le cas ν = 0,49 sont beaucoup plus élevées que pour les cas ν = 0,25 et ν = 0,33 comme le montre la figure 4.8(b). De plus, l'allure de la distribution des contraintes horizontales pour le cas ν = 0,49 est différente des deux autres courbes. Au bas du chantier, la contrainte horizontale du cas ν = 0,49 s'approche de celle obtenue avec le poids des terres au repos ($K_0 = \nu / (1- \nu) \sim 1-\sin\phi'$). Ces résultats sont conformes aux observations de Li et Aubertin (2009c) et Fahey *et al*. (2009).

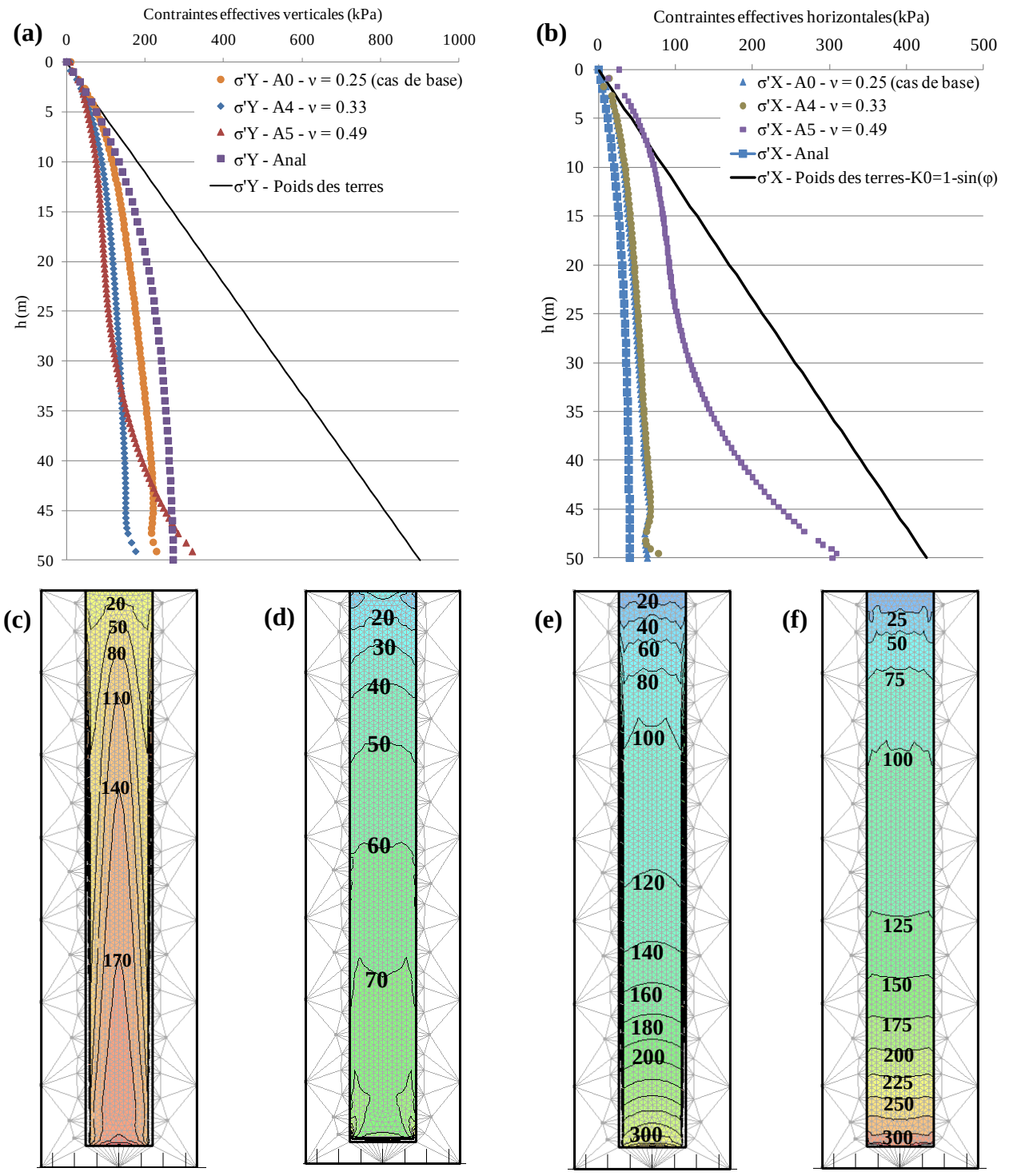

Figure 4.8 : Cas A_0, A_4 et A_5 - Influence du coefficient de Poisson ν sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV (cas A_0, A_4 et A_5). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c), (e) et horizontales (d), (f) pour les cas ν = 0,33 et ν = 0,49 (cas A_4 et A_5 respectivement).

La figure 4.8(c) montre les iso-contours des contraintes effectives verticales du chantier remblayé avec une valeur de $\nu = 0{,}33$ (cas A_4). Comme pour le cas de base $\nu = 0{,}25$ (cas A_0), cette figure montre que les contraintes ne sont pas uniformément distribuées sur la largeur du chantier : les contraintes effectives verticales sont plus élevées au milieu du chantier par rapport à près de la paroi. On remarque que ce cas est très similaire au cas de base A_0 avec $\nu = 0{,}25$ (figure 3.6(c)).

La figure 4.8(d) montre les iso-contours des contraintes effectives horizontales le long du chantier remblayé pour le cas A_4 ($\nu = 0{,}33$). Cette figure montre aussi que les contraintes ne sont pas uniformément réparties sur la largeur du chantier et qu'elles augmentent avec la profondeur mais à un taux décroissant en se rapprochant de la base.

Les iso-contours des contraintes effectives verticales pour le cas $\nu = 0{,}49$ (cas A_5) sont montrés à la figure 4.8(e); ce cas correspond à un matériau qui ne subit presque pas de variation de volume sous une contrainte de compression axiale, de sorte que les contraintes horizontales (qui sont typiquement proportionnelles à $K_0 = \nu / (1 - \nu)$) sont plus proches des contraintes verticales. En haut du chantier, on remarque que les contraintes effectives verticales sont légèrement plus faibles que celle des deux autres cas ($\nu = 0{,}25$ et $\nu = 0{,}33$; simulations A_0 et A_4 respectivement). Dans la partie basse du chantier, les contraintes effectives verticales augmentent plus avec la profondeur pour atteindre une valeur de 300 kPa à la base du chantier pour le cas $\nu = 0{,}49$ (cas A_5) comparativement à 220 kPa et 200 kPa pour le cas $\nu = 0{,}25$ (cas A_0) et $\nu = 0{,}33$ (cas A_4) respectivement.

La figure 4.8(f) montre les iso-contours des contraintes effectives horizontales pour le cas $\nu = 0{,}49$ (cas A_5). Au bas du chantier, on voit que les contraintes effectives horizontales sont presque uniformément répartie sur la largeur du chantier; elles sont plus élevées pour ce cas par rapport aux deux autres cas ($\nu = 0{,}25$ et $\nu = 0{,}33$) car la valeur de K_0 est plus grande. Les contraintes effectives horizontales dans ce cas sont très proches des contraintes effectives verticales, en raison d'un coefficient de pression des terres $K \sim 1$, comme observé par Fahey *et al*. (2009) pour le cas d'un remplissage instantané d'un remblai sec avec $\nu = 0{,}49$.

Le rapport des déplacements plastiques verticaux sur les déplacements horizontaux, exprimé par l'équation (4-1), est utilisé en géotechnique afin de représenter la dilatance d'un échantillon soumis à un cisaillement (Wood, 2004).

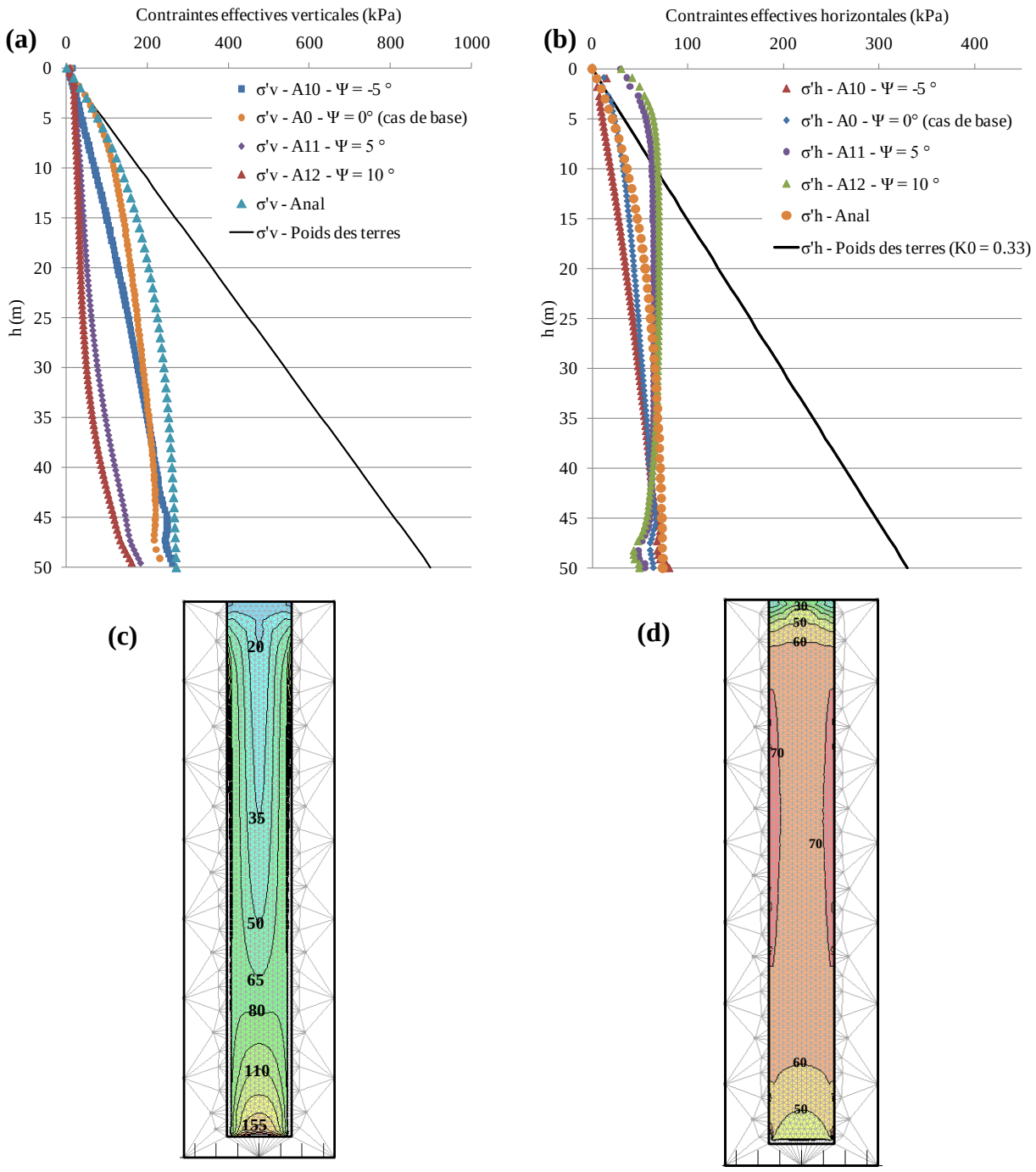

Figure 4.9 : Cas A_0, A_{10}, A_{11} et A_{12} - Influence de l'angle de dilatance sur la distribution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV. Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas $\psi = 10°$ (simulation A_{12}).

$$\frac{\delta y}{\delta x} = -\tan\psi \qquad (4\text{-}1)$$

Dans cette équation, ψ est l'angle de dilatance, δy le déplacement vertical et δx le déplacement horizontal de l'échantillon. Lorsque l'angle de dilatance ψ est positif, l'échantillon se dilate lorsqu'il est soumis à des efforts de cisaillement. L'échantillon se contracte lorsque l'angle de dilatance ψ est négatif.

La figure 4.9(a) présente l'influence de l'angle de dilatation ψ sur la distribution des contraintes verticales le long de la LCV du chantier. Il est observé qu'une valeur positive ou négative de l'angle de dilatance tend à diminuer les contraintes verticales par rapport au cas de référence avec un angle ψ = 0°, comme observé par Li et Aubertin (2009c) et Fahey *et al*. (2009). Cette diminution est plus prononcée pour les cas ψ = 5° et ψ = 10° (cas A_{11} et A_{12}) par rapport au cas ψ = - 5°. De manière générale, les contraintes verticales obtenues de SIGMA/W, pour les différentes valeurs de l'angle ψ étudiées sont beaucoup plus faibles que les contraintes verticales calculées à partir du poids des terres. Aussi, la distribution des contraintes effectives verticales la plus proche de celle obtenue avec la solution analytique est celle correspondant à un angle de dilatance ψ = 0° (cas de référence, sans déformation volumique plastique).

La figure 4.9(b) représente la distribution des contraintes effectives horizontales le long de la LCV pour différentes valeurs de ψ. Il est observé que l'augmentation de l'angle de dilatance ψ augmente les contraintes horizontales par rapport au cas de référence, particulièrement dans la partie supérieure du chantier remblayé (aussi observé par Fahey *et al*., 2009). Au bas du chantier, les contraintes horizontales obtenues des simulations numériques sont très proches l'unes des autres, et elles diffèrent significativement des contraintes horizontales obtenues par le poids des terres. Les contraintes effectives horizontales avec un angle de dilatance ψ = 0° sont les plus proches des contraintes obtenues avec la solution analytique.

La figure 4.9(c) montre les iso-contours des contraintes effectives verticales dans le chantier remblayé pour le cas ψ = 10° (simulation A_{12}). On voit que pour ce cas, les contraintes effectives verticales sont différentes du cas de base avec ψ = 0° (figure 3.6(c)). Dans la partie supérieure du chantier, les contraintes effectives verticales sont plus faibles près de la ligne de centre que près

des parois rocheuses. Au bas du chantier, on voit que les contraintes sont plus élevées au milieu du chantier par rapport aux parois (en raison du transfert des contraintes au massif rocheux).

La figure 4.9(d) présente les iso-contours des contraintes effectives horizontales du chantier remblayé pour le cas d'un remblai dilatant, avec $\psi = 10°$. On voit une certaine concentration des contraintes au milieu du chantier particulièrement près des parois. Les contraintes horizontales sont aussi élevées près de la surface du remblai où elles atteignent 60 kPa à 5 m de la surface, dépassant ainsi celles dues au poids des terres (pour $K_0 = 0,33$). Cette observation a aussi été rapportée par Fahey *et al*. (2009).

4.2.4 Influence de la cohésion c'

L'influence de la cohésion a été étudiée pour le cas d'un remplissage instantané avec un remblai drainé sans pressions interstitielles. Dans certains cas (A_{18} et A_{19}), des couches minces de remblai sans cohésion ont été ajoutées aux parois pour permettre un déplacement à l'interface remblai-roc (là où l'ampleur de la cohésion est généralement moindre, le long de la surface de contact; e.g Fall et Nasir, 2010). La figure 4.10 montre la partie haute du chantier avec des couches minces d'une épaisseur b de 10 cm entre la paroi rocheuse et le remblai minier. Ces couches sont modélisées avec le modèle élastoplastique (Mohr-Coulomb) et ont les mêmes propriétés géotechniques que le remblai minier sauf pour la cohésion c' (= 0) et le module Young E_b (= 1 MPa - figure 4.10). Le module de Young E_b de ces couches est relativement faible par rapport à celui du remblai (E_b = 100 MPa) pour permettre la déformation de la couche mince et le déplacement du remblai à l'interface remblai-roc (requis pour mobiliser pleinement la résistance frictionnelle).

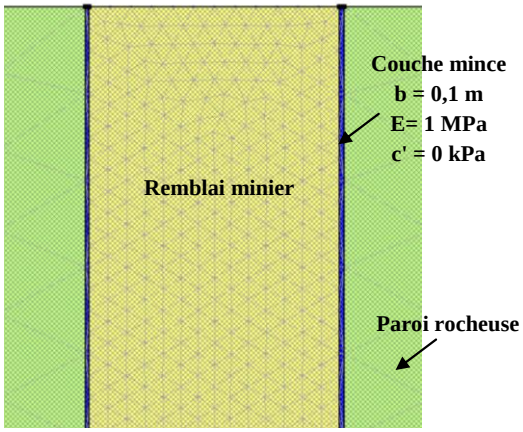

Figure 4.10 : Cas A_{18} et A_{19} - Ajout d'une couche mince à l'interface roc-remblai avec une épaisseur b = 0,1 m, une cohésion c' nulle et un module de Young E_b = 1 MPa.

Les figures 4.11(a) et (b) présentent les distributions des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne centrale verticale (LCV) avec l'ajout des deux couches minces (interfaces), obtenues à partir des simulations numériques et des solutions analytiques pour un remblai ayant une cohésion de c' = 10 kPa et c' = 25 kPa respectivement. Les solutions analytiques utilisées pour le calcul des contraintes pour un remblai cohérent sont exprimées par l'équation (2-21). Les contraintes verticales et horizontales effectives calculées à partir du poids des terres (utilisation de K_0 pour les contraintes horizontales) sont aussi montrées sur cette figure.

On observe sur ces 2 figures que les contraintes horizontales et verticales calculées en utilisant les 2 approches (numériques et analytiques) sont bien corrélées. Aussi, les contraintes obtenues par les simulations et les solutions analytiques sont beaucoup plus faibles que celles calculées à partir du poids des terres, particulièrement au bas du chantier.

Les résultats confirment aussi que les solutions analytiques avec un coefficient de pression des terres K_a sont bien corrélés avec les résultats numériques le long de la ligne centrale verticale, comme ce qui a été montré dans des investigations précédentes (Li *et al*., 2003; Li and Aubertin, 2009a, b, c).

La figure 4.11(c) compare les contraintes effectives verticales obtenues par les simulations numériques avec et sans couches minces (A_{19} et A_8 respectivement) pour une cohésion c' = 25 kPa. Les contraintes obtenues de la solution analytique pour un remblai cohérent et selon le poids des terres sont aussi montrées sur cette figure. On voit que les résultats de la simulation avec couches minces donnent des contraintes effectives verticales très proches de celles obtenues par la solution analytique. En l'absence de couches minces, les simulations numériques donnent des contraintes effectives verticales inférieures à celles obtenues des solutions analytiques et des simulations avec couches minces. Cette figure montre l'effet des éléments d'interface qui influencent les contraintes au sein du chantier remblayé lorsque ceux-ci ont une cohésion nulle (ou réduite). Les interfaces solidaires (cas de référence), avec une cohésion égale à celle du remblai, donnent des contraintes verticales plus faibles que celles obtenues par les solutions analytiques et par les simulations avec des couches minces.

La figure 4.11(d) présente les contraintes effectives horizontales en fonction de la hauteur du chantier à la ligne centrale verticale suite à des simulations d'un remblai cohérent avec et sans couches minces (simulations A_{19} et A_8 respectivement), et selon la solution analytique d'un remblai avec une cohésion c' = 25 kPa. La contrainte due au poids des terres calculée avec K_0 est aussi montré sur cette figure. On voit que les contraintes effectives horizontales obtenues des simulations numériques et des solutions analytiques sont très proches. Le cas sans couche mince (interface solidaire) sous-estime légèrement les contraintes effectives horizontales par rapport aux deux autres résultats de calcul. On voit également que le poids des terres surestime significativement les contraintes au sein du chantier remblayé.

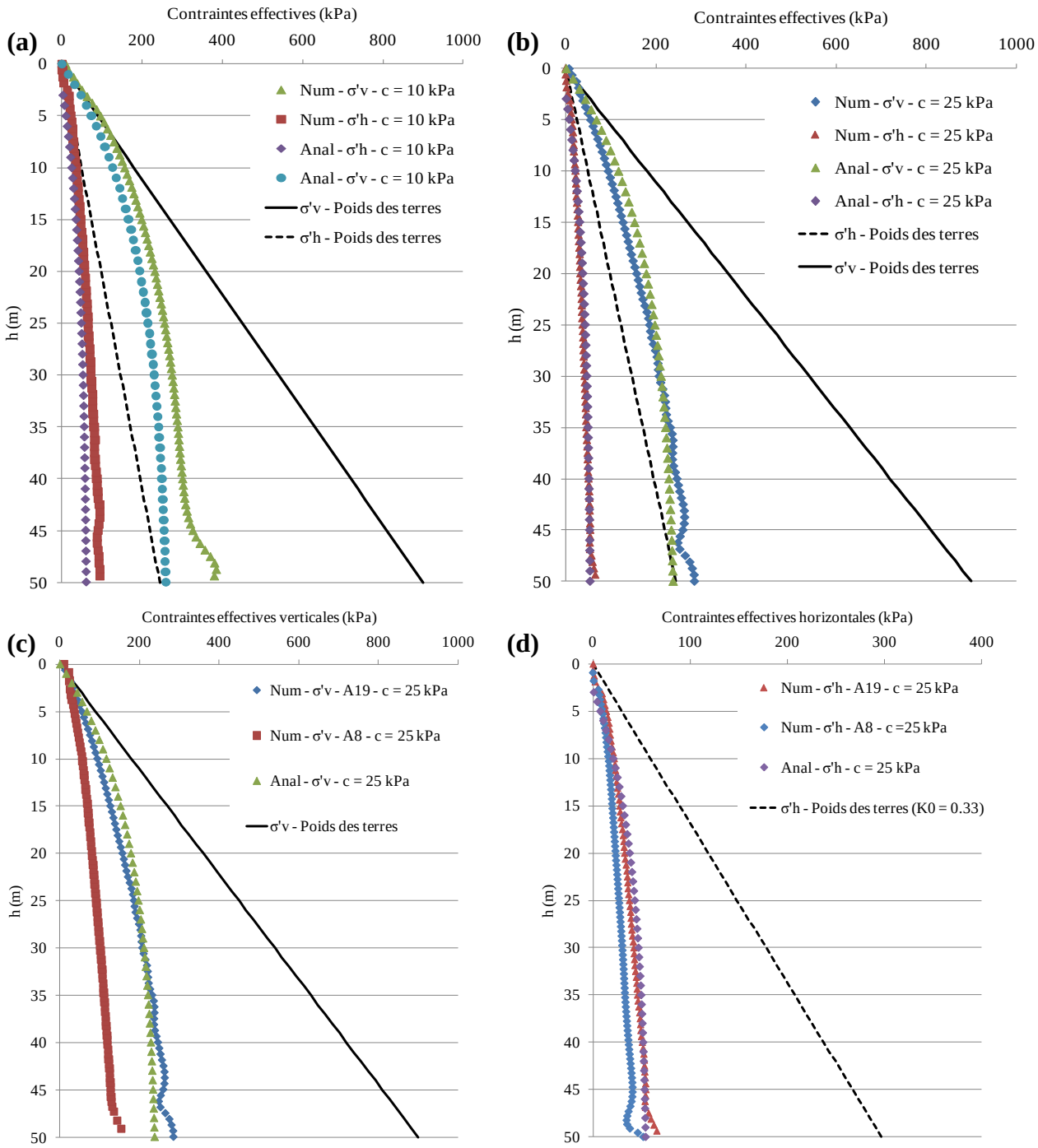

Figure 4.11 : Cas A_8, A_{18} et A_{19} - Profils des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne centrale verticale (LCV) obtenues par les solutions numériques et analytiques pour une valeur de cohésion du remblai de 10 kPa (cas A_{18}) (a) et 25 kPa (cas A_{19}) (b). Influence de la cohésion sur la distribution des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) le long de la LCV.

Les iso-contours des contraintes effectives verticales pour le cas d'un remblai avec une cohésion c' = 25 kPa sans couches minces (cas A_8) sont montrées à la figure 4.12(a). Comme pour le cas sans cohésion (cas de base A_0), on remarque que les contraintes ne sont pas uniformément distribuées sur la largeur du chantier. L'effet d'arche est également bien mis en évidence sur cette figure.

La figure 4.12(b) présente les iso-contours des contraintes effectives horizontales pour un remblai cohésif avec une cohésion c' = 25 kPa (cas A_8). On voit que les contraintes augmentent légèrement avec la profondeur. Par exemple, pour une profondeur de h = 45 m depuis la surface du remblai, la contrainte effective horizontale est environ 40 kPa, comparativement à une contrainte effective horizontale de 70 kPa à cet endroit pour le cas c' = 0 kPa (cas de référence A_0). On voit aussi qu'à cette profondeur, la contrainte effective horizontale varie légèrement sur la largeur du chantier (tel que rapporté par Li et Aubertin, 2010).

Les figures 4.12(c) et (d) illustrent l'influence de la cohésion sur la distribution des contraintes effectives verticales et horizontales respectivement pour les cas sans couches minces aux interfaces. Quatre valeurs de cohésion sont considérées pour fins de comparaison : c' = 0, 10, 25 et 50 kPa (A_0, A_7, A_8 et A_9 respectivement). Les deux figures montrent que l'augmentation de la valeur de la cohésion tend à réduire les contraintes effectives verticales et horizontales sur la hauteur du chantier. Par exemple, les contraintes effectives verticale et horizontale au bas du chantier sont de 240 kPa et 70 kPa respectivement pour le remblai sans cohésion (cas de référence A_0), tandis qu'elles sont de 70 kPa et 20 kPa respectivement pour un remblai avec une cohésion de 50 kPa (cas A_9). Ceci représente une réduction de 70% de la contrainte effective verticale et horizontale au bas du chantier par rapport au cas de base (c = 0 kPa). Des observations similaires figurent dans Li *et al*. (2005a) et Li et Aubertin, (2009a). Ces observations s'appliquent au cas où la cohésion est disponible dès la mise en place du remblai (ce qui n'est pas vraiment le cas en pratique)

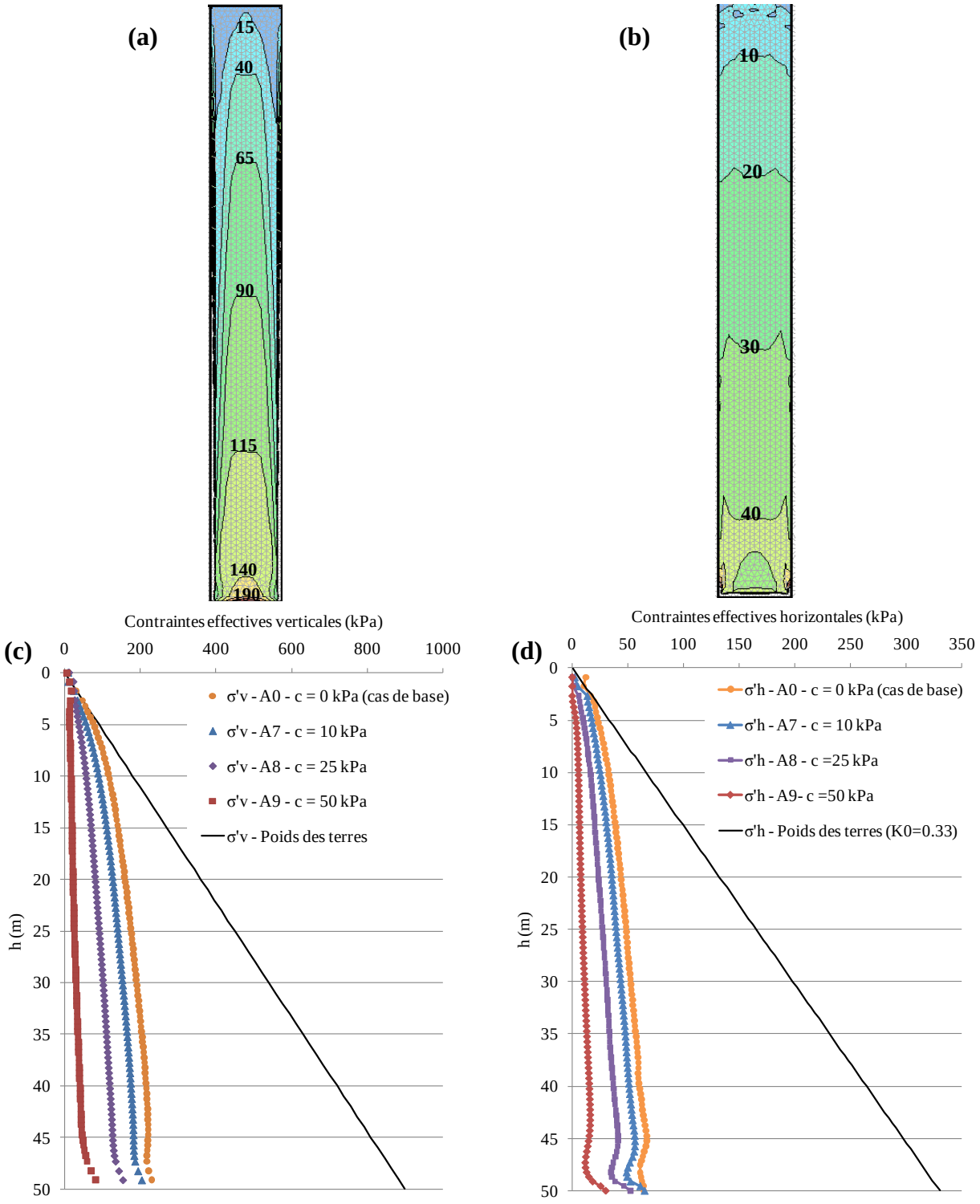

Figure 4.12 : Cas A_0, A_7, A_8 et A_9 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) pour le cas A8 (c = 25 kPa). Influence de la cohésion sur la distribution des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) le long de la LCV pour les cas sans éléments d'interface (cas A_0, A_7, A_8 et A_9).

4.3 Influence de la géométrie du chantier

Plusieurs investigations ont montré que l'état des contraintes et des déplacements dépend grandement de la géométrie du chantier (Li *et al*., 2003, 2005a; Helinski et al., 2007; Li et Aubertin, 2008, 2009a, c). Quelques scénarios ont été simulés pour mettre en évidence le rôle de la géométrie du chantier dans le calcul de l'état des contraintes du remblai. Quatre valeurs de largeur de chantier (*B*) sont étudiées : 6 m, 10 m, 20 m et 50 m (cas A_0, A_{15}, A_{16} et A_{17}) ayant un même maillage (éléments triangulaires de 0,5 m de côté). Une comparaison entre une représentation de chantier axisymétrique 3D et une représentation en 2D (déformation plane) est aussi présentée ici.

La figure 4.13(a) montre l'effet de la largeur du chantier (*B*) sur la distribution des contraintes verticales le long de la ligne du centre pour le cas d'un chantier 2D en déformation plane. On voit que l'ampleur de l'effet d'arche devient moins marquée lorsque la largeur augmente. Par exemple, la contrainte au bas d'un chantier d'une largeur de 50 m (cas A_{17}) est très proche de celle due au poids des terres, alors qu'elle n'est que de 20% de cette valeur au bas d'un chantier de 6 m de largeur. Ces résultats sont conformes aux tendances prévues par les solutions analytiques (Aubertin *et al*., 2003; Li *et al*., 2003, 2005a)

La même tendance est observée en termes de contraintes effectives horizontales : l'augmentation de la largeur du chantier augmente la contrainte effective horizontale et l'effet d'arche devient moins prononcé comme le montre la figure 4.13(b). Une distribution particulière a été observée pour une largeur de 20 m et 50 m : la contrainte horizontale obtenue de SIGMA/W surestime celle calculée avec le poids des terres (en utilisant un coefficient K_0 = 0,33) dans la partie supérieure du chantier. Les contraintes deviennent plus faibles, par rapport au poids des terres, à la partie basse du chantier pour le cas *B* = 20 m (cas A_{16}). Pour le cas B = 50 m (cas A_{17}), les contraintes effectives horizontales sont proches de celles calculées à partir du poids des terres au bas du chantier.

La figure 4.13(c) présente les iso-contours des contraintes effectives verticales dans un chantier remblayé avec une largeur B = 50 m (cas A_{17}). On remarque que les contraintes effectives verticales sont beaucoup plus élevées pour ce cas comparativement au cas d'un chantier étroit (cas de référence A_0 - figure 3.6(c)). Des effets d'arches sont aussi observés sur la figure 4.13(c), mais ces effets sont moins marqués par rapport au cas de base A_0 (avec une largeur B = 6 m).

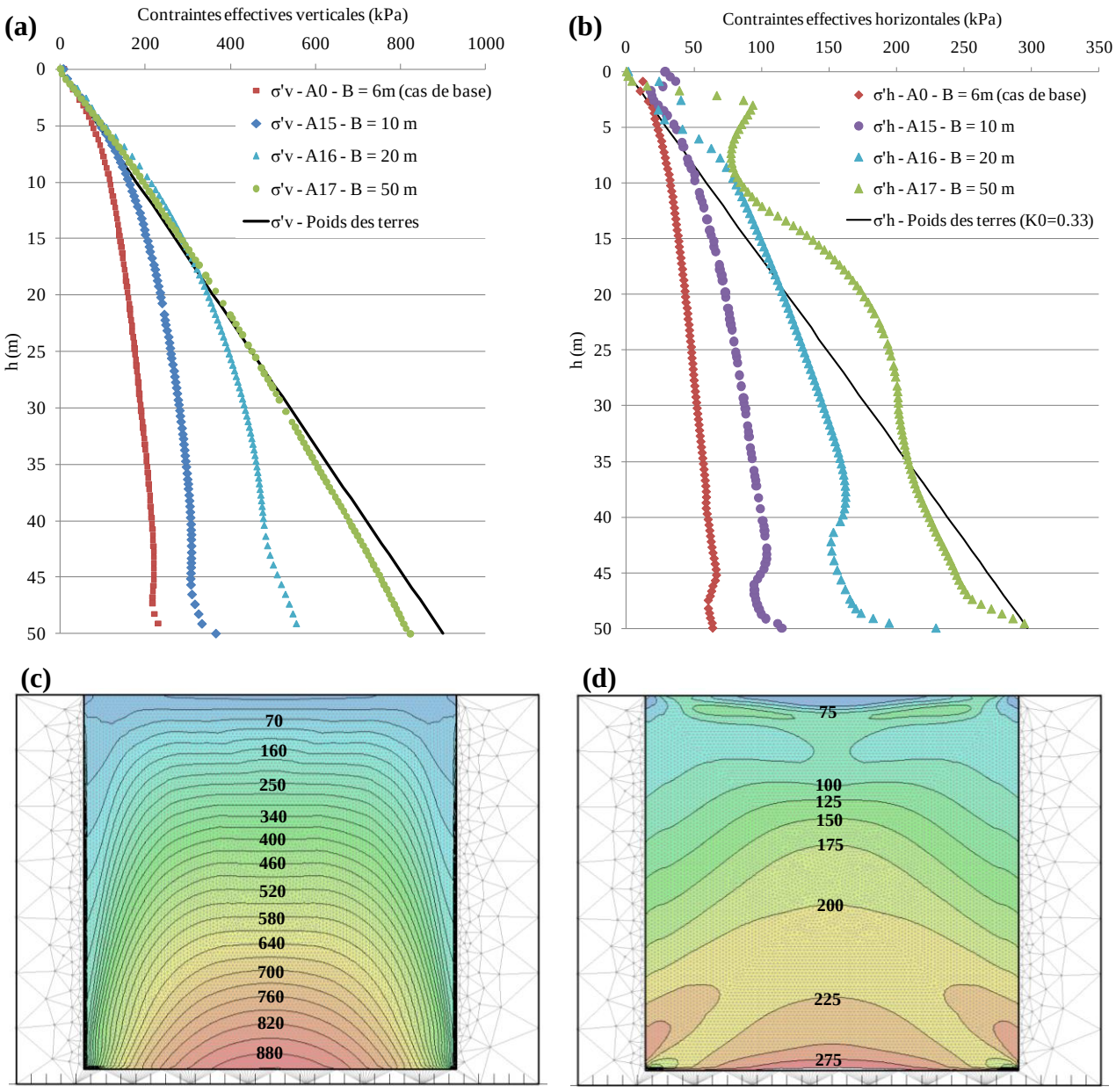

Figure 4.13 : Cas A_0, A_{15}, A_{16} et A_{17} - Influence de la largeur du chantier sur le profil des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) (cas A_0, A_{15}, A_{16} et A_{17}). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas avec une largeur B = 50 m (cas A_{17})..

La figure 4.13(d) présente les iso-contours des contraintes effectives horizontales dans un chantier large (B = 50 m). On remarque la présence d'un effet d'arche sur cette figure. Néanmoins, la forme d'arche est moins marquée dans ce cas comparativement au cas de base A_0. Cela veut dire que la variation des contraintes à la ligne centrale verticale et près des parois est plus grande lorsque la largeur du chantier augmente. On voit aussi que la contrainte effective horizontale près de la surface du remblai est très élevée (voir aussi figure 4.13(b)). Au bas du chantier, la contrainte effective horizontale est proche de celle obtenue par le poids des terres.

Les figures 4.14(a) et (b) représentent l'influence du type de la représentation du chantier sur la distribution des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la LCV. Une géométrie axisymétrique réduit les contraintes effectives (en raison d'un effet d'arche plus marqué) par rapport au cas 2D. Ceci peut s'expliquer par le fait que la représentation axisymétrique génère une plus grande surface de contact remblai-roc que celle du cas 2D; la mobilisation de la résistance au cisaillement aux interfaces est donc plus importante, ce qui produit des effets d'arche plus prononcés. Ces observations sont conformes à celles rapportées par Li *et al*. (2005a) et Fahey *et al*. (2009).

La figure 4.14(c) montre les iso-contours des contraintes effectives verticales dans une ouverture remblayée pour le cas axisymétrique (simulation A_{14}). La figure montre la moitié du chantier puisqu'il s'agit d'un problème symétrique autour de l'axe y. Les effets d'arche sont bien montrés sur cette figure. La contrainte effective verticale au bas du chantier se situe autour de 140 kPa, ce qui représente une réduction de 85% de la contrainte verticale par rapport au poids des terres.

La figure 4.14(d) montre les iso-contours des contraintes effectives horizontales pour le cas axisymétrique (simulation A_{14}). On remarque que les contraintes effectives horizontales varient légèrement sur la largeur du chantier, comme observé par Li et Aubertin (2010) dans leurs simulations avec une géométrie 2D (déformations planes). Au bas du chantier, la contrainte effective horizontale est égale à 40 kPa; cette représentation axisymétrique donne aussi une contrainte effective horizontale réduite de 85 % par rapport à la contrainte due au poids des terres avec un coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 0,33$.

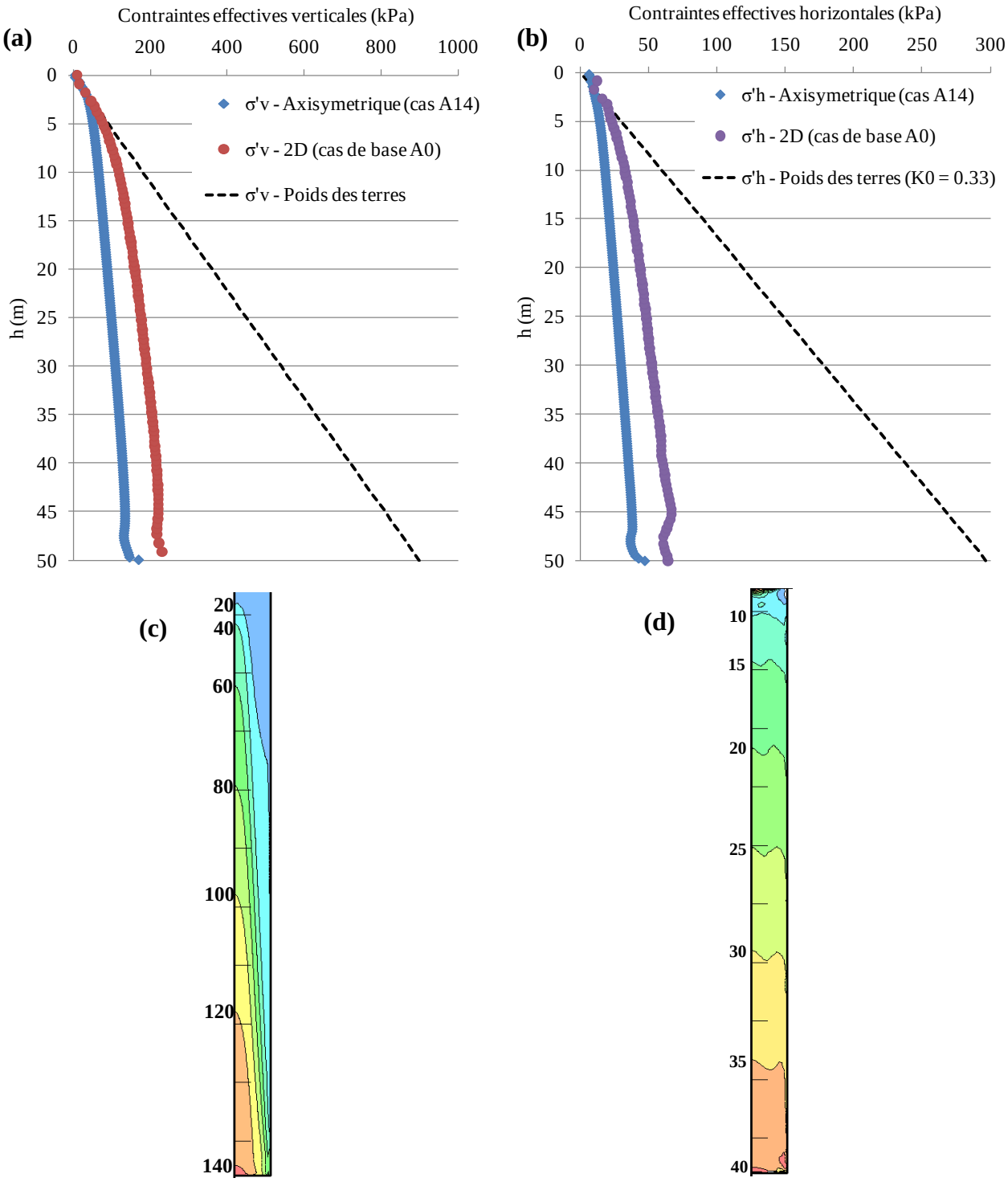

Figure 4.14 : Cas A_0 et A_{14} - Influence du type de représentation géométrique du chantier sur le profil des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) à la ligne centrale verticale (LCV) (cas A_0 et A_{14}). Iso-contours des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) pour le cas avec une représentation axisymétrique du chantier (cas A_{14}).

4.4 Effet progressif de la cimentation du remblai

Une comparaison entre les résultats de simulations des cas d'un remplissage séquentiel avec et sans cimentation est présentée dans cette section. On simule ici un remplissage séquentiel, avec un remblai initialement saturé en eau, durant lequel certaines propriétés hydro-géotechniques du remblai évoluent dans le temps (cohésion c', module de Young E_b, la conductivité hydraulique saturée k_{sat} et la courbe de rétention d'eau - voir figures 3.3(c), 3.4(a), (b) et (c)). Initialement, la cohésion c' du remblai est nulle (c' = 0), le module de Young E_b est de 100 MPa et la conductivité hydraulique est de 10^{-7} m/s. L'évolution de ces paramètres se fait sur une période de 28 jours alors que le chantier est rempli complètement après 50 jours. À partir de 28 jours, les valeurs de la cohésion c', du module de Young E_b et de la conductivité hydraulique k_{sat} deviennent constantes et valent 250 kPa, 60 MPa et 4 x 10^{-9} m/s respectivement. Les modèles simulés ne comportent pas de couches minces aux parois du chantier (i.e. le contact est solidaire).

La figure 4.15(a) montre les iso-contours des contraintes totales verticales pour le cas cimenté (à gauche) et le cas sans cimentation (à droite) à la fin de la simulation (t = 50 jours). La figure montre des contraintes effectives verticales plus élevées au milieu du chantier et plus faibles au bas du chantier pour le cas «cimenté». À titre d'exemple, la contrainte totale verticale au bas du chantier est proche de 140 kPa pour le cas cimenté (cas E_0) alors qu'elle est aux environs de 220 kPa pour le cas sans cimentation (D_0).

La figure 4.15(b) compare les iso-contours des contraintes effectives verticales du cas «cimenté» (cas E_0) avec le cas sans cimentation (cas D_0). On voit que pour les deux cas, l'effet d'arche est bien développé dans le chantier remblayé. Ceci produit des contraintes effectives verticales plus élevées à la LCV que près des parois. On remarque aussi que les contraintes effectives verticales sont plus faibles pour le cas «cimenté» comparativement au cas sans cimentation. Au bas du chantier, σ'_v = 135 kPa au bas du chantier pour le cas avec cimentation, alors qu'elle est de 225 kPa pour le cas sans cimentation.

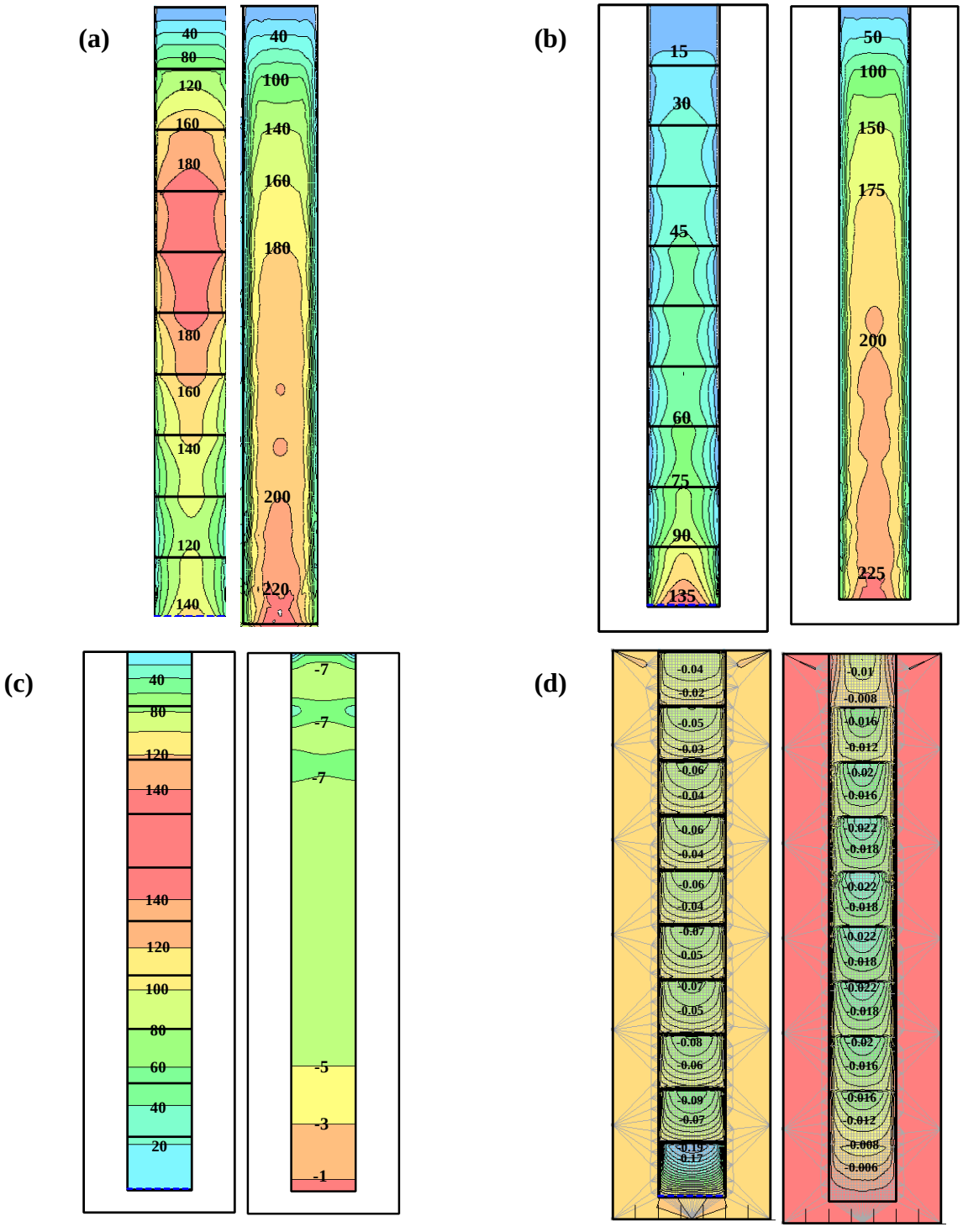

Figure 4.15 : Cas D_0 et E_0 - Iso-contours des contraintes totales verticales (a), des contraintes effectives verticales (b), des pressions interstitielles (c) et des déplacements verticaux (d) pour les cas avec et sans cimentation (à droite et à gauche respectivement) à la fin de la simulation.

La figure 4.15(c) présente les iso-contours des pressions interstitielles au sein du chantier remblayé pour les cas avec et sans cimentation. On voit que les pressions interstitielles sont élevées au milieu du chantier (6e, 7e et 8e couche) pour le cas «cimenté». La valeur de u à cet endroit se situe aux alentours de 140 kPa (avec des pressions interstitielles en excès). Ceci est lié aux valeurs élevées des contraintes totales verticales au milieu du chantier (figure 4.15(a) à gauche). Pour le cas sans cimentation, on voit que les pressions interstitielles sont négatives le long de la hauteur du chantier remblayé à la fin de cette simulation. Pour ce cas, le temps alloué au drainage est suffisant (car k_{sat} est plus élevé) pour permettre la dissipation des pressions interstitielles et la génération de succion dans le remblai non saturé.

Les iso-contours des déplacements verticaux pour les deux cas (cas cimenté E_0 et cas sans cimentation D_0) sont montrés à la figure 4.15(d). On remarque que le déplacement vertical est plus élevé pour le cas avec cimentation (jusqu'à 4 fois celui du cas sans effets de cimentation D_0). Ceci peut s'expliquer par les plus faibles valeurs du module de Young E_b du remblai avec cimentation ($1 \text{ MPa} \leq E_b \leq 60 \text{ MPa}$) comparativement au cas sans cimentation ($E_b = 100$ MPa).

La figure 4.16(a) compare la distribution des contraintes totales verticales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours) pour les cas avec et sans cimentation (D_0 et E_0). On voit que dans la partie haute du chantier, les contraintes verticales obtenues de SIGMA/W sont proches pour les deux cas. Cependant, une différence des contraintes totales verticales se produit au bas du chantier pour les deux cas. Les contraintes totales verticales du cas sans cimentation dépassent celles avec effet de cimentation au bas du chantier.

Les figures 4.16(b) et (c) présentent respectivement la distribution des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la LCV à la fin de la simulation (i.e. t = 50 jours). Le cas avec cimentation progressive produit des contraintes effectives (verticales et horizontales) plus faibles que le cas sans cimentation. La baisse des contraintes s'explique principalement par l'augmentation de la valeur de la cohésion c' dans le temps. Pour les deux cas, le calcul basé sur le poids des terres surestime les contraintes effectives verticales et horizontales.

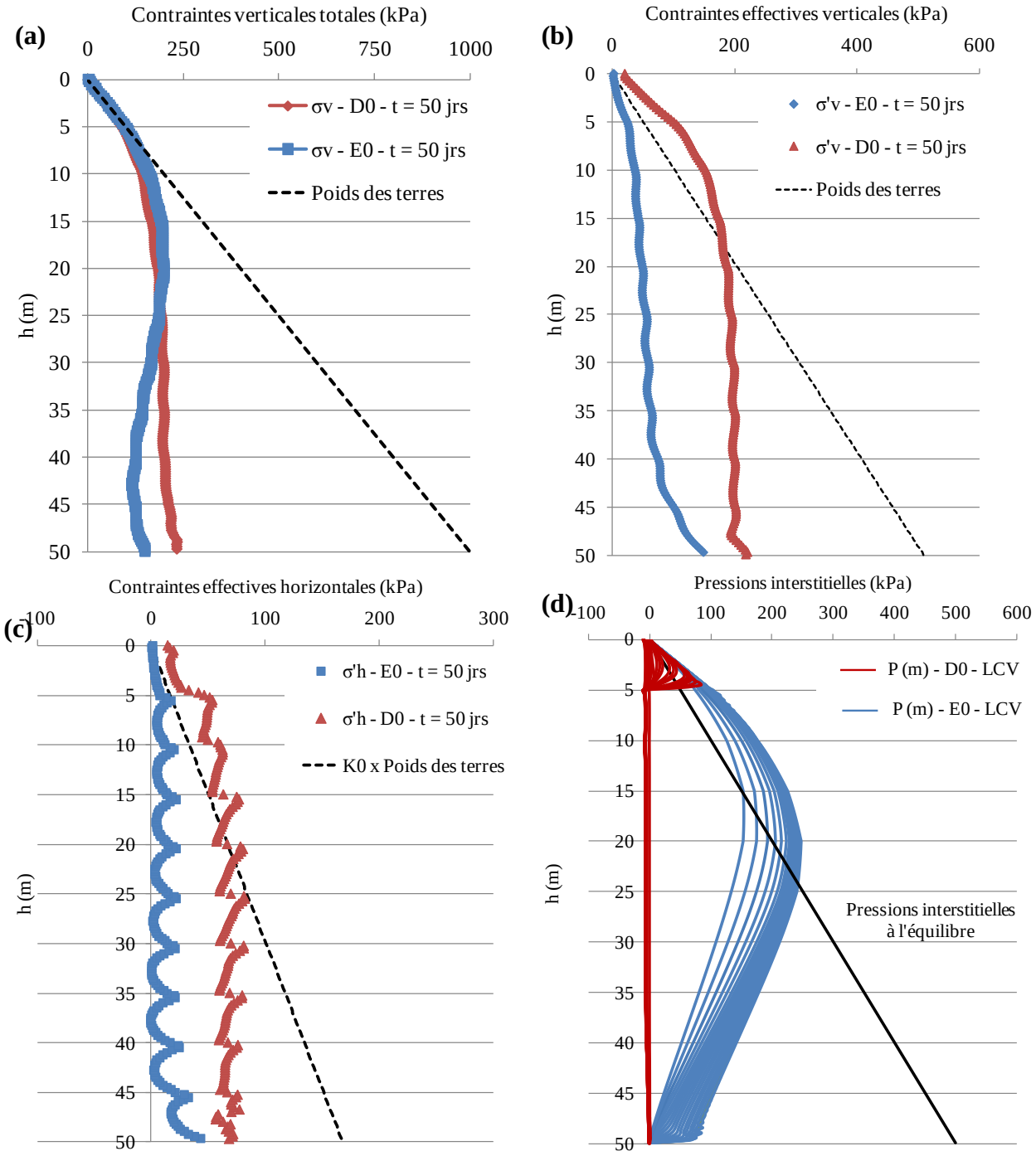

Figure 4.16 : Cas D_0 et E_0 - (a) Comparaison des distributions des contraintes totales verticales entre les cas avec et sans effet de cimentation à la LCV (cas D_0 et E_0). Distributions des contraintes effectives verticales (b) et horizontales (c) le long de la LCV à la fin de la simulation (t=50 jrs) pour les cas avec et sans cimentation. (d) Évolution dans le temps des pressions interstitielles le long de la LCV pour les cas avec et sans cimentation après la mise en place de la 10e couche.

La figure 4.16(d) met en évidence la différence au niveau de l'évolution des pressions interstitielles le long de la LCV entre le cas avec et sans effets de cimentation. On voit que le cas non cimenté permet de dissiper entièrement les pressions après avoir mis en place les couches saturées. En revanche, le cas avec cimentation est caractérisé par une plus grande rétention d'eau au sein du remblai à cause notamment de la conductivité hydraulique saturée plus faible et d'un AEV plus grand, ce qui produit des pressions plus importantes au milieu du chantier remblayé (voir aussi figure 4.15(c)). L'effet combiné de la réduction progressive de la conductivité hydraulique et de l'augmentation graduelle de la valeur d'entrée d'air (AEV) ne permet pas une dissipation rapide de l'excès des pressions interstitielles dans les couches mises en place. L'accumulation de l'eau dans le chantier et la mise en place, ce qui affecte de nouvelles couches saturées (application de surcharges) produit un excès des pressions interstitielles dans les couches précédemment mises en place, ce qui affecte les contraintes totales et effectives et les déplacements verticaux.

4.5 Effet de la vitesse de remblayage

L'influence de la vitesse de remplissage sur les états de contrainte dans le chantier est évaluée dans cette section. Le cas de base simule un remblayage par couche de 5 m d'épaisseur avec une vitesse de remplissage de 5 m ajoutés à tous les 5 jours (V = 0,042 m/h). Le chantier est rempli entièrement après 50 jours, ce qui correspond à la hauteur 50 m du chantier. Deux autres vitesses de remplissage ont été simulées pour analyser l'impact de celles-ci sur l'évolution des contraintes dans le chantier. Ces vitesses moyennes sont de 5 m à chaque jour (vitesse moyenne de 0,2 m/h) et de 5 m aux 5 heures (vitesse moyenne de 1 m/h) pour un remplissage complet du chantier en 10 jours et 50 heures respectivement.

Les figures 4.17(a) et (b) présentent l'évolution de la contrainte totale verticale et horizontale au bas du chantier (h = 47,5 m) pour les différentes vitesses de remplissage. Ces figures montrent que la vitesse de remblayage peut affecter significativement la grandeur des contraintes totales durant la période de remplissage du chantier. Lorsque la vitesse de remblayage est de 5 m aux 5 heures (vitesse rapide de remblayage), la contrainte totale verticale maximale dans ce chantier de 50 m de hauteur atteint plus de 600 kPa, alors qu'elle est presque 3 fois moindre pour une vitesse de remblayage de 5 m aux 5jours (après 50 jours). La même tendance est observée pour la contrainte totale horizontale qui est de 600 kPa pour une vitesse rapide de remblayage (i.e. 5 m aux 5 heures), alors qu'elle est que de 50 kPa pour une vitesse de remblayage de 5 m aux 5 jours.

Ces valeurs des contraintes demeurent toutefois inférieures à la contrainte verticale totale pour une séquence de remblayage « instantanée » en une seule couche de 50 m (voir figure 3.11(b)). Ceci reflète l'effet du drainage et de la consolidation qui se produit durant le remplissage progressif, qui affectent la dissipation des pressions interstitielles et le développement des contraintes effectives ainsi que le transfert des contraintes du remblai vers les parois adjacentes

Les figures 4.17(c) et (d) illustrent l'évolution de la contrainte totale verticale pour les différentes vitesses de remplissage à deux autres emplacements (h = 37 m et h = 22 m). La même tendance est observée, soit une contrainte totale verticale maximale significativement plus élevée pour le cas d'une vitesse de remplissage rapide (V= 5 m aux 5 heures) que celles obtenues pour les deux autres vitesses (V = 5 m aux 5 jours et V = 5 m par jour).

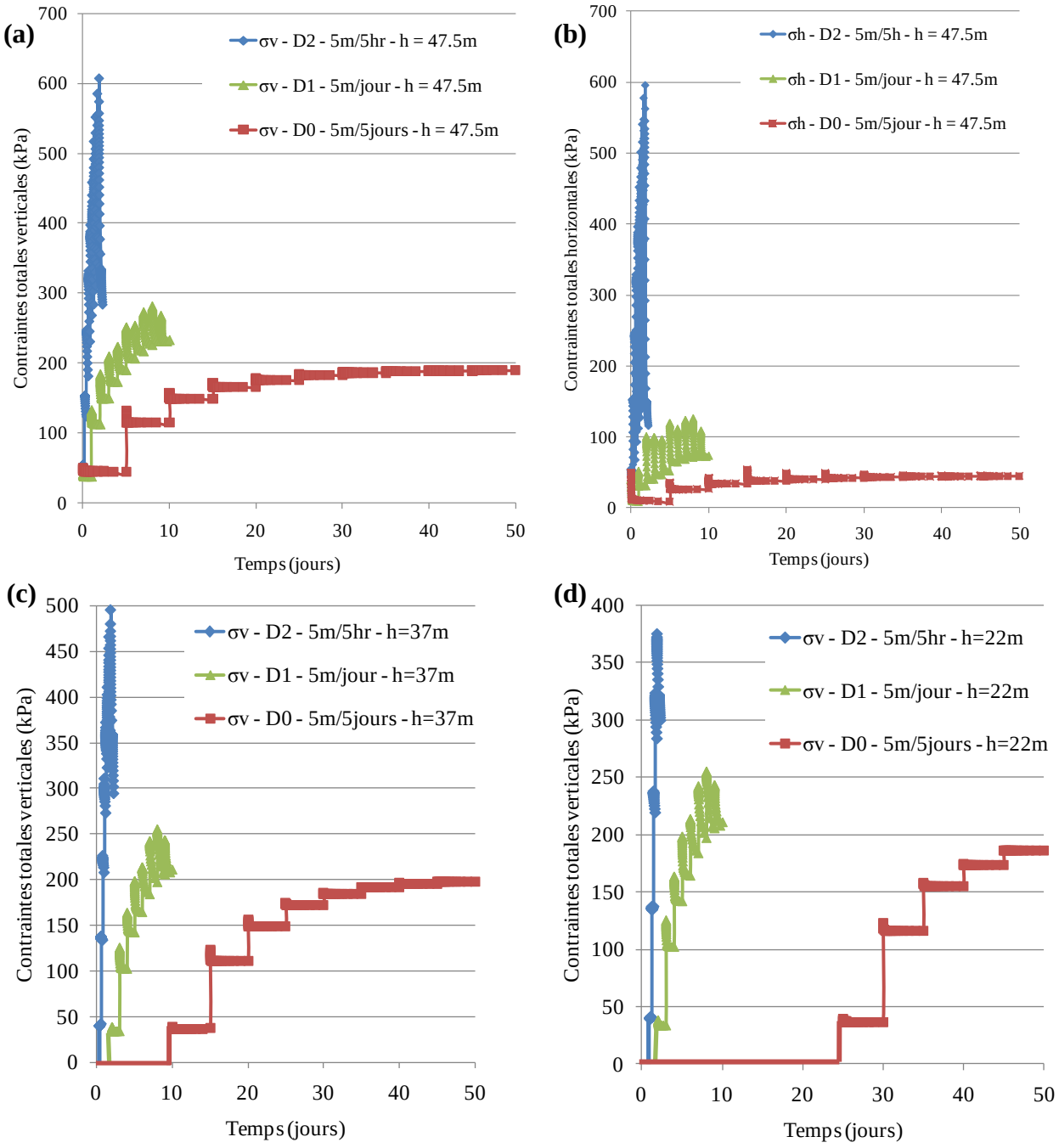

Figure 4.17 : Cas D_0, D_1, D_2 - Évolution des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) au bas du chantier (h = 47.5m) pour différentes vitesses de remplissage. Évolution des contraintes totales verticales à h = 37 m (c) et à h = 22m (d) pour différentes vitesses de remplissage.

4.6 Influence de la loi de comportement (CCM vs MC)

Certains résultats obtenus avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC) sont comparés à ceux obtenus avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM) pour un remplissage séquentiel avec une vitesse de 5 m ajoutés à tous les 5 jours (cas de référence sans effets de cimentation), pendant 50 jours.

La figure 4.18(a) présente les iso-contours des contraintes totales verticales à la fin de la simulation (t = 50 jours) obtenus avec les modèles MC et CCM (à gauche et à droite respectivement). Un effet d'arche se produit au sein du remblai, et les contraintes totales verticales ne sont pas uniformément réparties sur la largeur du chantier. On remarque que les contraintes totales verticales sont plus élevées dans la moitié inférieure du chantier pour le cas CCM par rapport à un remblai modélisé avec le modèle MC.

Les iso-contours des pressions interstitielles sont montrés à la figure 4.18(b) pour les deux modèles (MC et CCM) à la fin de la simulation. On voit que les valeurs des pressions interstitielles sont différentes pour les deux cas. En haut du chantier, des valeurs de pressions interstitielles négatives (succions) sont observées pour le cas avec le modèle MC (simulation D_0). En revanche, un excès de pressions interstitielles est présent dans la partie haute du chantier pour le cas avec le modèle CCM (simulation F_0), tel qu'illustré par la zone rouge sur la figure. Les pressions interstitielles diminuent avec la profondeur jusqu'à atteindre une valeur nulle à la base du chantier (face de drainage) pour le cas modélisé avec le modèle CCM.

La figure 4.18(c) montre les iso-contours des contraintes effectives verticales avec les deux modèles (simulations D_0 et F_0). On voit que les contraintes effectives verticales sont plus faibles en haut du chantier pour le cas avec le modèle CCM comparativement avec le modèle MC. Ceci est dû à l'excès de pressions interstitielles qui se produit dans cette zone (voir figure 4.18(b)). Les contraintes effectives verticales du modèle CCM dépassent celles obtenues avec le modèle MC à la moitié basse du chantier.

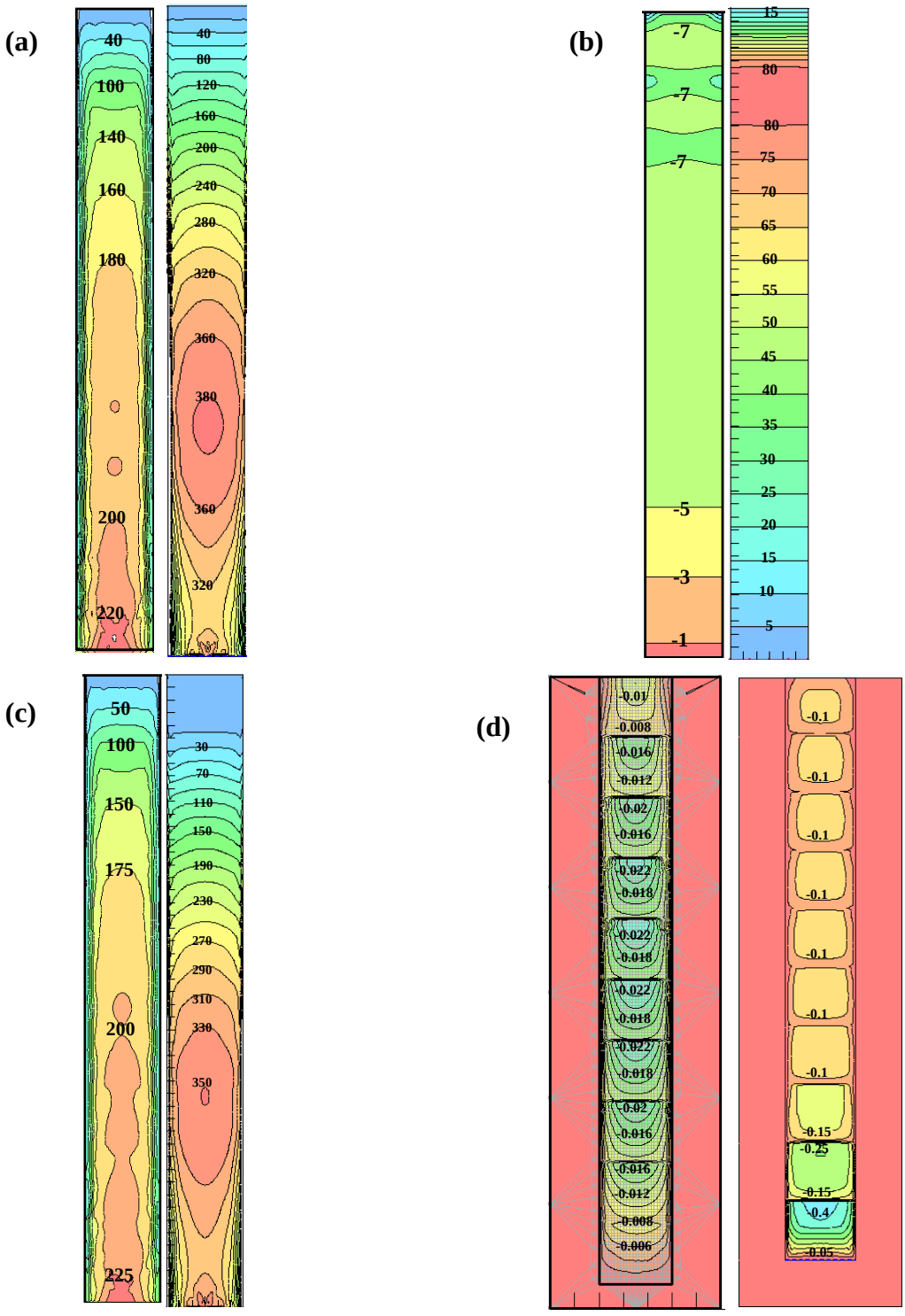

Figure 4.18 : Cas D_0 et F_0 - Simulations avec les modèles CCM et MC - Iso-contours des contraintes totales verticales (a), des pressions interstitielles (b), des contraintes effectives verticales (c) et des déplacements verticaux (d) (CCM à droite et MC à gauche) à la fin de la simulation (t = 50 jours).

La figure 4.18(d) compare les iso-contours des déplacements verticaux pour le modèle MC avec le modèle CCM à la fin de la simulation (i.e. t = 50 jours). On voit que les déplacements verticaux sont beaucoup plus importants dans le cas du modèle CCM comparativement au modèle MC. On voit aussi que les déplacements verticaux sont plus élevés au bas du chantier pour le cas avec le modèle CCM. La plus grande déformation des couches dans le cas CCM explique la plus faible dissipation des pressions interstitielles (donc u élevées) comparativement au cas avec le modèle MC (cet effet est assez similaire à l'effet du module E_b vu à la section 4.2.2).

La figure 4.19(a) présente la distribution des contraintes totales verticales le long de la LCV obtenues avec les deux lois de comportement utilisées. Sur cette figure, il est montré que les contraintes totales verticales obtenues par le modèle Cam-Clay modifié (CCM) sont plus grandes que celles obtenues par le modèle Mohr-Coulomb (MC), particulièrement à la mi-hauteur du chantier.

La figure 4.19(b) compare les pressions interstitielles à la ligne centrale verticale après la mise en place de la 10e couche jusqu'à la fin de la simulation (45 jours $\leq$ t $\leq$ 50 jours) avec les modèles élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC) et Cam-Clay modifié (CCM) (cas D_0 et F_0 respectivement). On voit que les pressions interstitielles sont différentes le long du chantier pour les deux cas, comme montré aussi par les iso-contours à la figure 4.18(b). Juste après la mise en place de la 10e couche, la pression interstitielle est en excès à la base de cette couche et se situe aux alentours de 100 kPa pour les deux cas. Au fur et à mesure que le drainage se produit, les pressions interstitielles sont entièrement dissipées le long de cette couche avec le modèle MC (cas D_0). Avec le modèle CCM, la mise en place de la 10e couche produit des pressions interstitielles plus élevées le long des couches anciennement mises en place (5 m < h < 50 m) par rapport au modèle MC. Avec le drainage, ces pressions diminuent progressivement. Cependant, on voit que le drainage ne permet pas de dissiper complètement les pressions interstitielles avec le modèle CCM en raison d'une déformation accrue qui implique un plus grand volume d'eau à drainer.

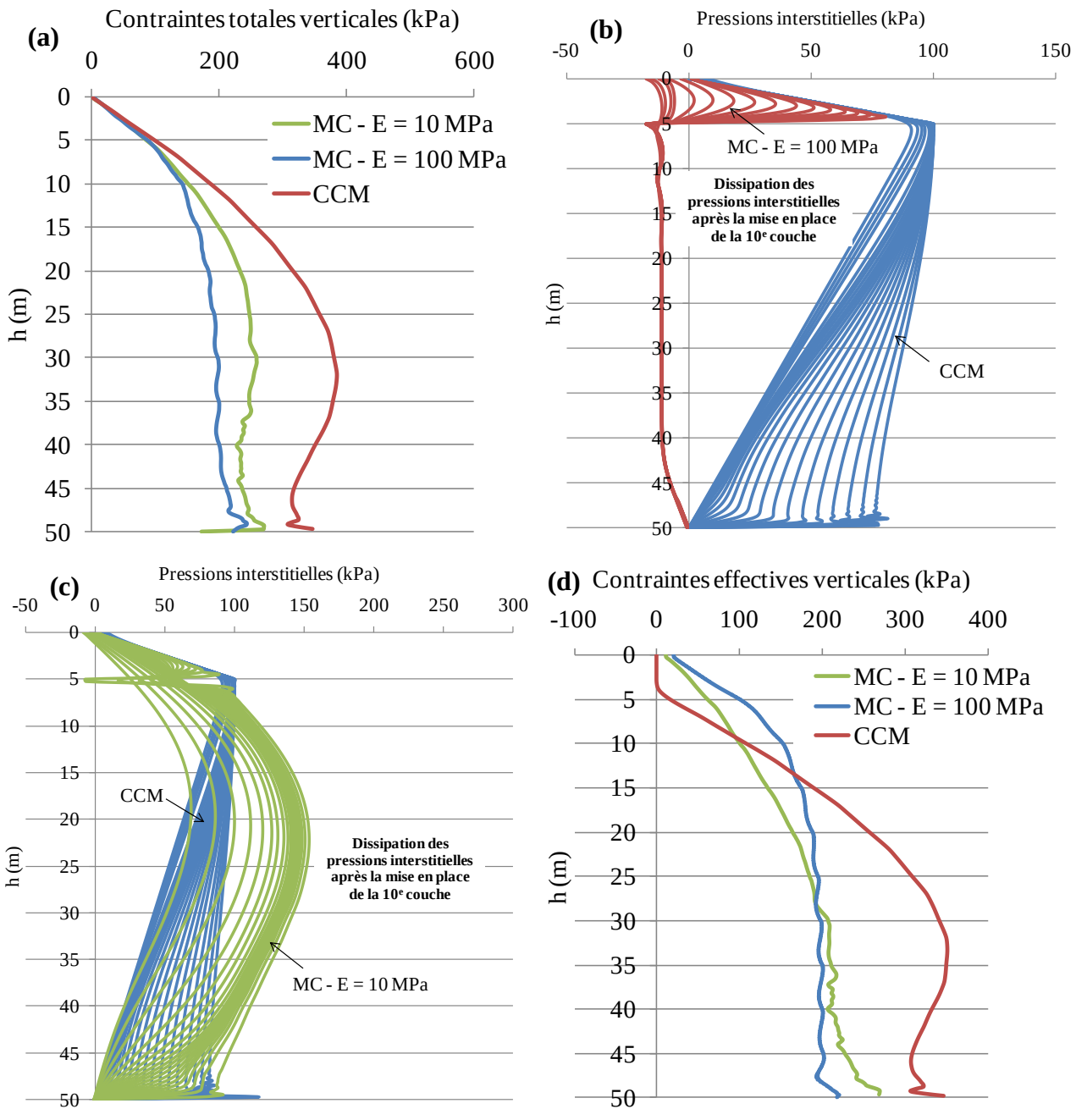

Figure 4.19 : Cas D_0, D_3 et F_0 - Simulations avec les modèles Mohr-Coulomb (MC) et Cam-Clay modifié (CCM). (a) Distributions des contraintes totales verticales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) et (c) Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV. (d) Distributions des contraintes effectives verticales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours)

La figure 4.19(c) compare la dissipation des pressions interstitielles le long de la ligne centrale verticale pour le cas CCM (simulation F_0) et le cas MC avec un module de Young réduit E_b = 10 MPa (simulation D_3) après la mise en place de la 10e couche jusqu'à la fin de la simulation (45 ≤ t ≤ 50 jours). On voit que les pressions interstitielles sont assez différentes pour les deux cas. Le cas MC avec un module de Young relativement faible (E_b = 10 MPa) génère plus de pressions interstitielles au milieu du chantier après la mise en place de la 10e couche par rapport au cas CCM. Pour les deux cas, le drainage ne permet pas une dissipation complète des pressions interstitielles, contrairement au cas MC avec un module de Young E_b = 100 MPa (simulation D_0 - figure 4.19(b)); cet effet de la déformabilité du remblai a aussi été observée (et discutée) à la section 4.8.

La distribution des contraintes effectives verticales est montrée à la figure 4.19(d). Le modèle CCM donne des contraintes effectives verticales plus faibles que le modèle MC dans la partie haute du chantier. Avec le modèle CCM, l'excès de pressions interstitielles qui se produit le long de la 10e couche (0 ≤ h ≤ 5 m) et qui n'est pas entièrement dissipé (voir figure 4.19(b)) donne des contraintes effectives nulles le long de cette couche.

Le drainage et la dissipation de l'excès des pressions interstitielles produisent des contraintes effectives verticales élevées dans les couches anciennement mises en place. Les contraintes obtenues avec le modèle CCM (cas F_0) sont surestimées par rapport aux deux cas simulés avec le modèle MC (cas D_0 et D_3).

Les mêmes observations s'appliquent pour les contraintes effectives horizontales qui sont largement surestimées avec le modèle CCM sur presque toute la hauteur du chantier par rapport au cas avec le modèle MC comme illustré à la figure 4.20(a).

La figure 4.20(b) présente la distribution des contraintes de cisaillement le long de la ligne verticale à 0,25 m de la paroi rocheuse. On voit qu'au niveau de la moitié supérieure du chantier, les contraintes de cisaillement obtenues avec le modèle CCM sont plus faibles que celles obtenues avec le modèle MC. Ceci est dû principalement à l'excès de pressions interstitielles qui se produit avec la mise en place de la 10e couche et qui n'est pas entièrement dissipé. En revanche, les contraintes de cisaillement obtenues avec le modèle CCM deviennent plus importantes dans la moitié inférieure du chantier. L'effet combiné de l'augmentation des

contraintes moyennes (due au remplissage) et la position du drainage au bas du chantier favorise la consolidation et l'augmentation des contraintes de cisaillement à cet endroit.

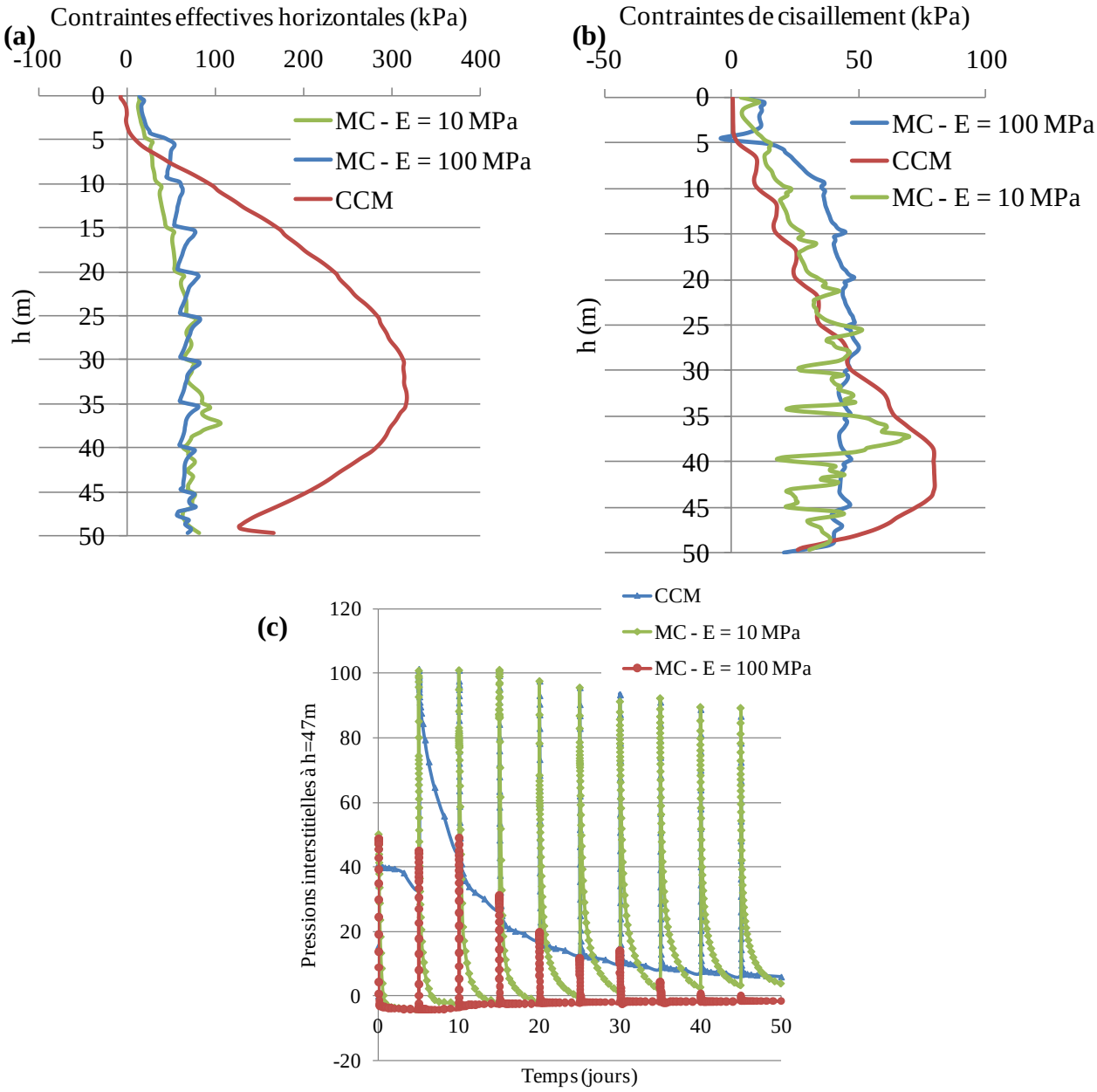

Figure 4.20 : Cas D_0, D_3 et F_0 - Simulations avec le modèle MC et le modèle CCM. (a) Comparaison des distributions des contraintes effectives horizontales le long de la LCV à la fin de la simulation (t = 50 jours). (b) Profil des contraintes de cisaillement à 0,25 m de la paroi à la fin de la simulation. (c) Comparaison de l'évolution de la pression interstitielle au bas du chantier (h = 47 m).

La figure 4.20(c) montre l'évolution dans le temps de la pression interstitielle au bas du chantier (h = 47,5 m) pour les 3 cas simulés, soit un remplissage séquentiel (sans effet de cimentation) avec les modèles MC (simulations D_0 et D_3) et CCM (simulation F_0). Il est remarqué qu'après la mise en place de chaque nouvelle couche, la pression interstitielle augmente. Cette augmentation est plus faible pour un remblai simulé avec le modèle MC avec une grande rigidité (E_b = 100 MPa; cas D_0) surtout vers la fin de la simulation. On constate que l'évolution de la pression interstitielle avec le remplissage pour le cas avec le modèle CCM (cas F_0) est proche de celle obtenue du modèle élastoplastique avec E_b = 10 MPa (cas D_3). L'augmentation de la pression interstitielle avec le remplissage pour ces deux autres cas (cas D_3 et F_0) est proche de la valeur du poids unitaire total du remblai (20 kN/m^3) multiplié par la hauteur (5 m) des couches ajoutées à chaque étape. La plus grande rigidité du remblai pour le cas MC avec E_b = 100 MPa (cas D_0) produit des tassements plus faibles et une dissipation plus rapide des pressions interstitielles comparativement aux deux autres cas (cas D_3 et F_0).

4.7 Comportement de la barricade de roches stériles

Les barricades sont des structures de retenue conçues pour maintenir le remblai minier en place, l'empêchant de se déverser dans la galerie adjacente. Une méthode efficace de construction des barricades est l'utilisation des roches stériles disponibles sur place. Dans notre analyse numérique, la barricade fabriquée de roches stériles est modélisée en 2D comme une petite digue ayant une forme trapézoïdale dans le plan (et de longueur infinie). Cette géométrie représente la forme typique (dans le plan) que prend ce type de barricades lors de leur mise en place.

4.7.1 Influence du drainage

On simule ici deux cas de chantiers remblayés avec une barricade au niveau de la galerie. Le cas avec drainage (simulation G_0) consiste à remplir «instantanément» le chantier avec un remblai initialement saturé en présence d'une barricade en roches stériles à travers laquelle le drainage se produit. Le cas non drainé (simulation G_2) consiste à remplir le chantier avec un remblai saturé sans permettre le drainage de l'eau au bas du chantier. Le cas saturé non drainé peut représenter les premiers instants ($t \approx 0$) de remplissage du chantier où le remblai n'a pas le temps de se drainer et de dissiper les pressions interstitielles.

Les figures 4.21(a) et (b) présentent les iso-contours des contraintes effectives verticales pour le cas initialement saturé avec drainage après 5 années (cas G_0) et le cas saturé non drainé respectivement (cas G_2). Ces deux figures illustrent les effets d'arche qui se produisent le long de la hauteur du chantier et qui influencent les contraintes dans le remblai et sur la barricade. La distribution des contraintes effectives pour les deux cas (cas G_0 et G_2) est très similaire à celle d'un chantier remblayé sans barricade (figure 3.6(c)) où les contraintes sont plus élevées au milieu du chantier comparativement à celles près de la paroi rocheuse.

La figure 4.21(f) présente les iso-contours des pressions interstitielles le long de la hauteur du chantier remblayé saturé. Pour ce cas (simulation G_2), le drainage n'est pas permis, car la face libre de la barricade représente une frontière imperméable. La figure 4.21(f) montre que le niveau de l'eau est légèrement en dessous de la surface du remblai car il y a tout de même un écoulement dans la barricade (initialement sèche).

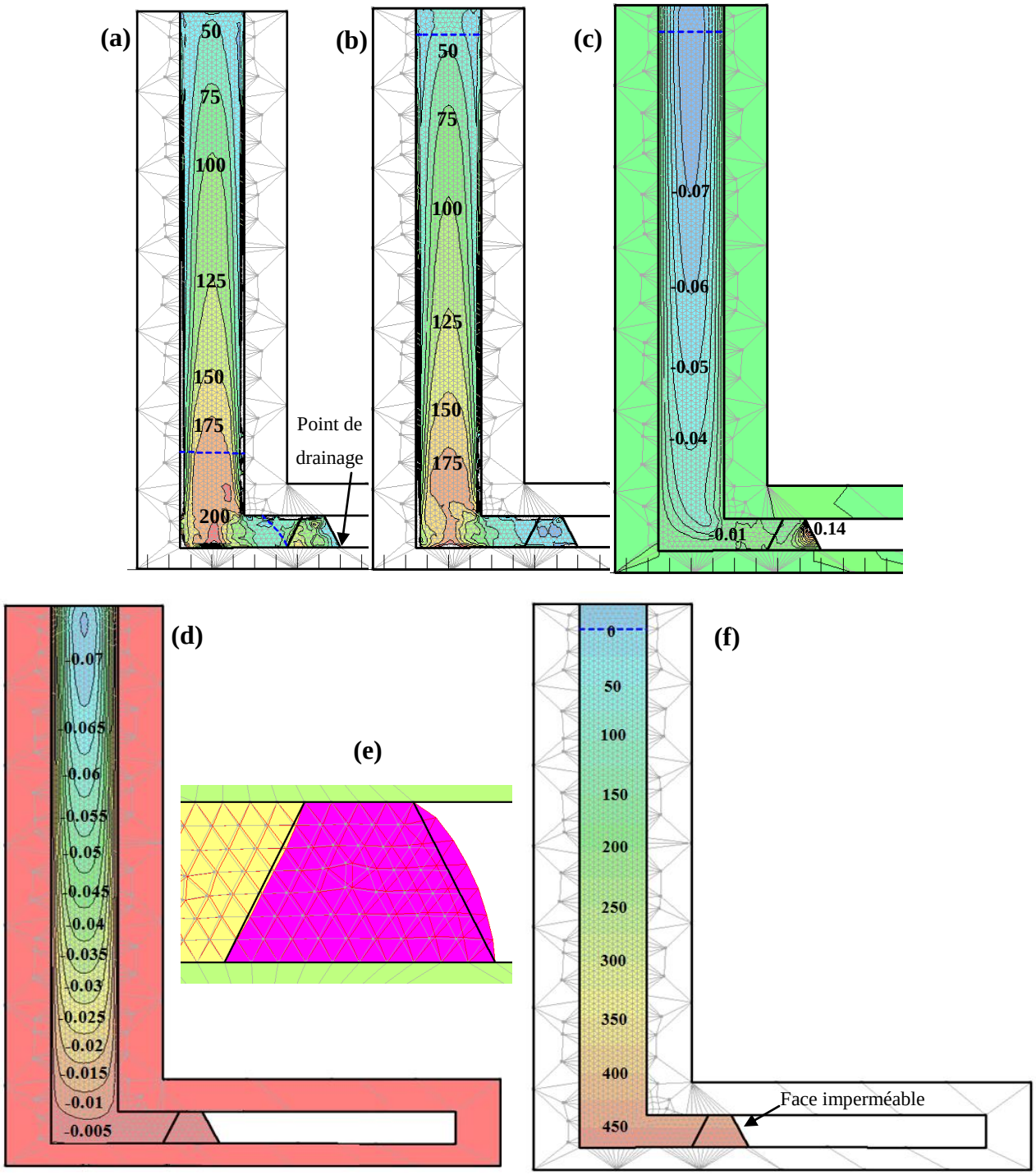

Figure 4.21 : Cas G_0 et G_2 - Iso-contours des contraintes effectives verticales (a) pour le cas drainé et (b) pour le cas saturé ($u = \gamma \times z$). Iso-contours des déplacements verticaux (c) pour le cas d'un chantier remblayé saturé et (d) pour le cas d'un chantier remblayé initialement saturé avec drainage. (e) Allure du déplacement de la barricade pour le cas saturé non drainé. (f) Iso-contours des pressions interstitielles pour le cas d'un chantier remblayé non drainé.

En effet, après la mise en place du remblai saturé, un certain écoulement (drainage partiel) se fait à travers la barricade et s'arrête à la face libre de celle-ci (lorsque la barricade est saturée). Les pressions interstitielles sont proches des pressions à l'équilibre, augmentant linéairement jusqu'à atteindre une valeur de 450 kPa au niveau de la barricade.

Les figures 4.21(c) et (d) présentent les iso-contours des déplacements verticaux à la fin de la simulation pour les deux cas étudiés. Comme pour le cas sans barricade (cas A_0 - figure 3.6(d)), les déplacements sont plus élevés à la mi-largeur du chantier que près des parois, ce qui produit des iso-contours sous forme d'arche inversé pour les deux cas (cas G_0 et G_2). Pour le cas non drainé (cas G_2 - figure 4.21(c)), les nœuds sur la face libre à la mi-hauteur de la barricade se déplacent d'une valeur de 14 cm, comme le montre la figure 4.21(e), alors que le déplacement de la face libre de la barricade est presque nul pour le cas drainé (cas G_0).

La figure 4.22(a) met en évidence la différence entre la distribution des contraintes totales verticales le long de la LCV pour le cas initialement saturé avec drainage et le cas non drainé. Tel qu'anticipé, les contraintes totales verticales pour un chantier remblayé saturé sont plus élevées que les contraintes totales verticales pour un chantier drainé après 5 ans. À titre d'exemple, la contrainte totale verticale au bas du chantier pour le cas non drainé est d'environ 600 kPa ($\gamma_{tot} \times z$), alors que cette valeur est réduite de 65% pour le cas drainé (environ 220 kPa) après 5 ans. Les contraintes totales verticales obtenues par les simulations numériques sont plus faibles que celles obtenues par le poids des terres; l'effet d'arche est plus marqué dans le cas drainé.

La distribution des contraintes effectives verticales le long du chantier pour le cas initialement saturé avec drainage (après 5 ans) et le cas non drainé sont montrées à la figure 4.22(b). Il est montré qu'à la fin de la simulation (t = 5 années), les deux cas donnent des distributions de contraintes effectives verticales très proches.

En termes de pressions interstitielles, il existe une différence significative entre le cas drainé à la fin de la simulation (cas G_0 - t = 5 années) et le cas non drainé (G_2) comme le montre la figure 4.22(c). Après 5 années, le chantier se désature presque complètement avec l'apparition de succions à partir de 5 m du bas, alors qu'il demeure saturé avec des pressions interstitielles à l'équilibre lorsque le drainage n'est pas permis. Il faut noter toutefois que la pression interstitielle est négative à la surface du remblai pour le cas non drainé, en raison du drainage partiel à travers

la barricade qui fait descendre le niveau d'eau de quelques mètres et qui génère des succions en haut du remblai.

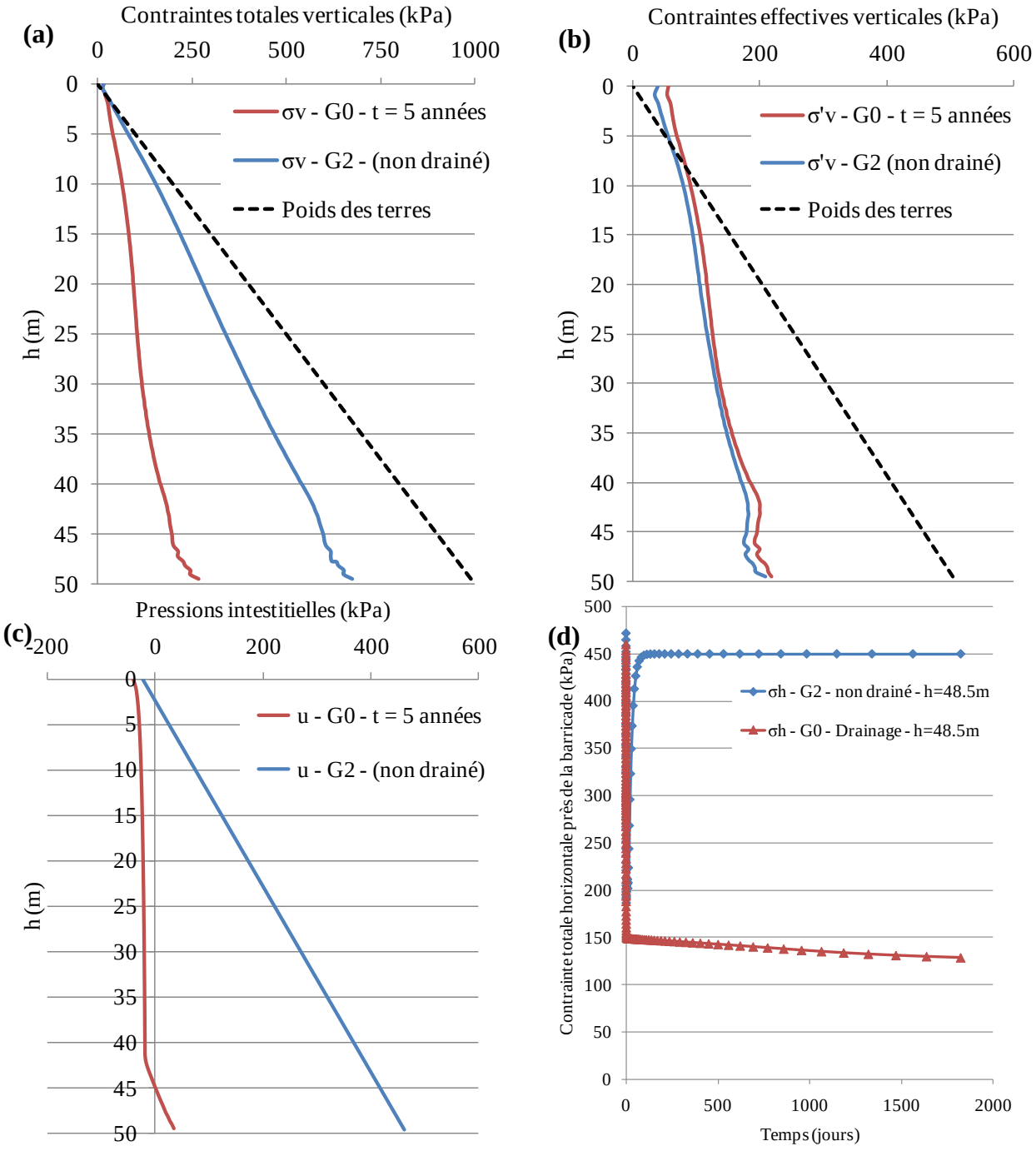

Figure 4.22 : Cas G_0 et G_2 - Distribution des contraintes totales verticales (a), des contraintes effectives verticales (b) et de la pression interstitielle (c) le long de la LCV pour le cas drainé et le cas non drainé. (d) Comparaison de l'évolution de la contrainte totale horizontale près de la barricade entre le cas avec et sans drainage.

La figure 4.22(d) présente l'évolution dans le temps de la contrainte totale horizontale sur la barricade (à la mi-hauteur de la face non libre). À long terme, la contrainte totale horizontale est nettement plus élevée pour le cas saturé avec u à l'équilibre comparativement au cas drainé où les pressions interstitielles ont été dissipées.

La figure 4.23(a) montre le tassement total (en haut du chantier) produit sur la largeur du remblai pour les deux cas (drainé et non drainé). La figure montre que la différence n'est pas significative au niveau du tassement du remblai mis en place. Celui-ci se situe aux alentours de 0,08 m à la mi-largeur du chantier pour les deux cas. Ce tassement est plus important par rapport au cas d'un remblai saturé ou drainé sans barricade comme montré à la figure 3.6(d) (simulation A_0 ou B_0). La rigidité de la barricade étant beaucoup plus faible que celle du roc, celle-ci à tendance à se déplacer vers sa face libre, ce qui permet au remblai de se tasser plus.

La figure 4.23(b) présente le déplacement horizontal sur la hauteur de la face libre de la barricade pour le cas drainé et le cas saturé sans drainage après 5 années. Cette figure montre que le déplacement horizontal maximal se produit à la mi-hauteur de la barricade pour les deux cas. Les déplacements horizontaux d'un remblai drainé, initialement saturé, sont significativement plus faibles que ceux pour un chantier saturé d'eau avec $u = \gamma_w \times z$. Le déplacement horizontal maximal de la barricade pour le cas drainé est de l'ordre de 5 cm, alors qu'il est six fois supérieur pour le cas saturé, atteignant une valeur d'environ 30 cm. Cette différence est due aux valeurs des contraintes totales plus élevées qui agissent sur la barricade (avec une face externe imperméable).

La contrainte totale horizontale le long de la galerie est montrée à la figure 4.23(c). Comme prévu, les contraintes totales horizontales sont plus élevées pour le cas saturé sans drainage (cas G_2) par rapport au cas drainé (G_0). Il est aussi observé que la contrainte totale horizontale pour le cas saturé non drainé (simulation G_2) tend à décroître vers le sens de la barricade. Ceci est relié à la diminution de la contrainte effective horizontale, montrée la figure 4.23(d). Pour le cas drainé, la contrainte effective horizontale tend à croître le long de la galerie jusqu'à l'interface remblai-barricade où elle décroit significativement. La résistance de la barricade aux pressions du remblai (et à son déplacement) explique la croissance de la contrainte effective jusqu'à l'interface remblai-barricade pour le cas drainé.

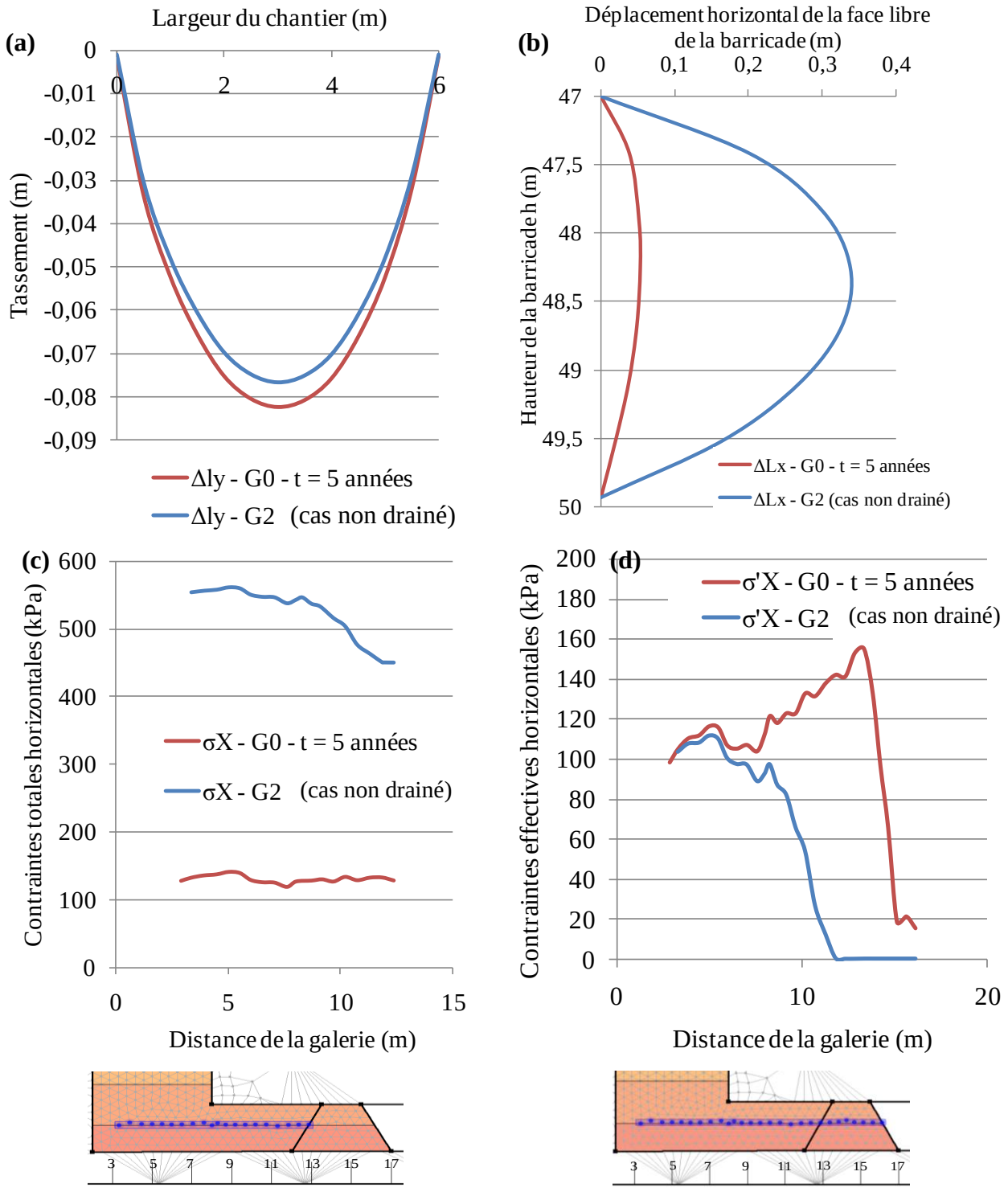

Figure 4.23 : G_0 et G_2 - Comparaison du tassement (a), du déplacement horizontal de la face libre de la barricade (b), de la distribution de la contrainte totale horizontale le long de la galerie (c) et de la distribution de la contrainte effective horizontale le long de la galerie (d); cas avec et sans drainage.

4.7.2 Influence de la vitesse de remblayage

La vitesse de remplissage influence significativement l'évolution des contraintes dans les chantiers remblayés, comme on l'a vu à la section 4.4. Il est utile d'évaluer l'influence de ce paramètre sur le comportement mécanique de la barricade.

Les résultats suivants portent sur 3 simulations qui illustrent le comportement de la barricade face à un remplissage séquentiel sans cimentation selon différentes vitesses. Le cas de base simule une vitesse de remplissage lente de 5 m à tous les 5 jours. Le chantier est rempli en 50 jours durant lesquels l'eau peut se drainer à travers la barricade au bas du chantier. Des vitesses de remplissage moyenne et rapide de 5 m par jour et 5 m aux 5 heures respectivement, sont aussi simulées pour mettre en évidence l'impact de la vitesse de remblayage.

Les figures 4.24(a) et (b) représentent l'évolution de la contrainte totale verticale et horizontale près de la barricade (à la mi-hauteur). Un remplissage rapide (i.e 5m aux 5 heures) produit des contraintes (verticales et horizontales) plus élevées que pour un remplissage moyen ou lent. À titre d'exemple, la contrainte horizontale maximale sur la barricade pour un remplissage rapide (G_6) est de 180 kPa, alors qu'elle est de 110 kPa (G_5) et de 80 kPa (G_6) pour une vitesse moyenne et lente respectivement.

L'évolution de la contrainte totale verticale et horizontale au bas du chantier (à la mi-largeur du remblai) pour les différentes vitesses de remplissage sont montrées aux figures 4.24(c) et (d) respectivement. On remarque qu'au bas du chantier, les contraintes totales verticales et horizontales sont plus élevées que celles près de la barricade. Ceci est relié aux pressions interstitielles qui sont plus faibles près du point de drainage (près de la barricade) qu'à la mi-largeur au bas du chantier et à l'effet d'arche horizontal (Li et Aubertin, 2009d, e). De manière générale, un remplissage rapide produit des contraintes totales verticales et horizontales plus importantes par rapport à des remplissages plus lents aux deux emplacements (au bas du chantier et près de la barricade).

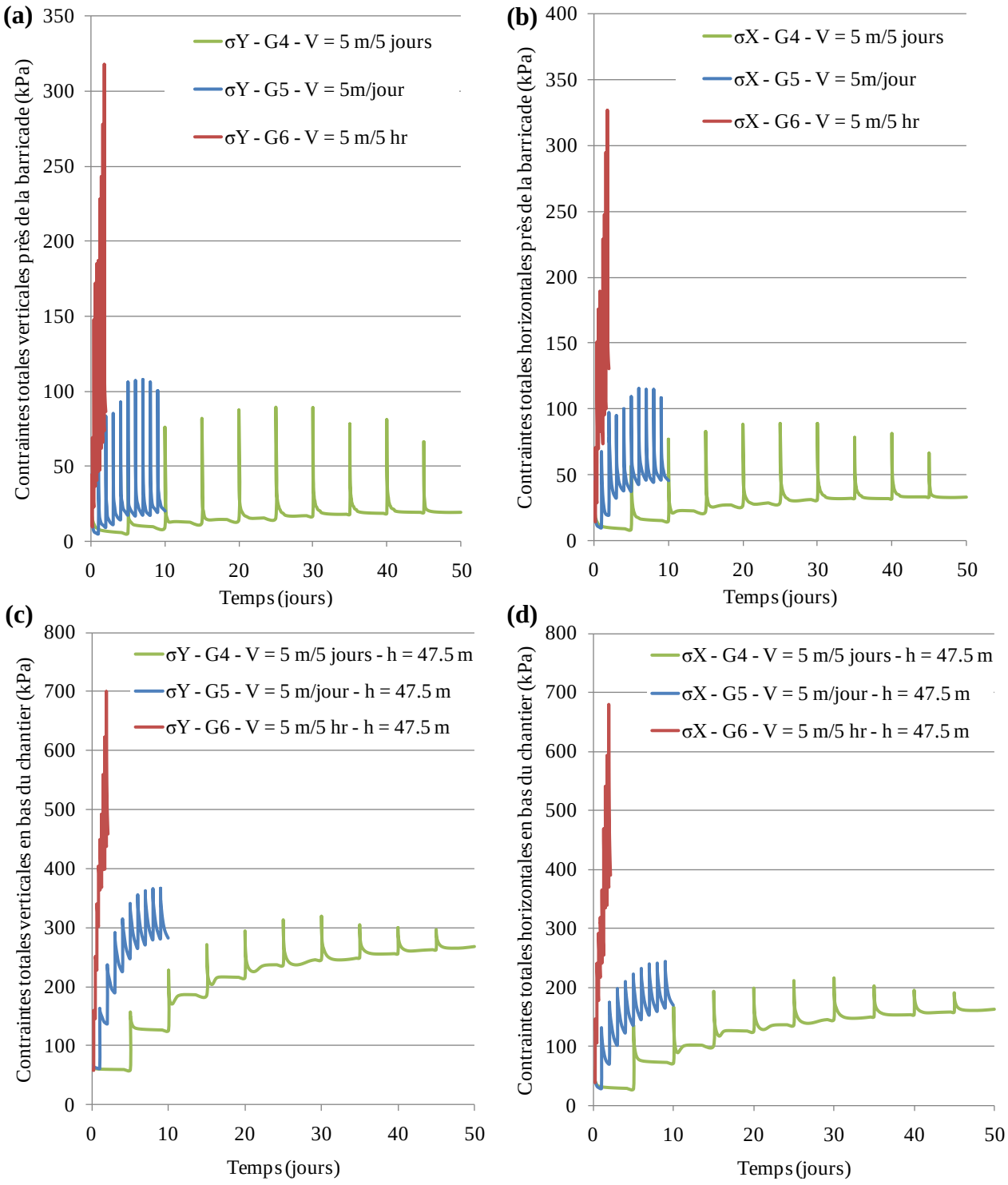

Figure 4.24 : Cas G_4, G_5 et G_6 - Évolution dans le temps des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) près de la barricade à sa mi-hauteur pour différentes vitesses de remplissage. Évolution dans le temps des contraintes totales verticales (c) et horizontales (d) au bas du chantier à la mi-hauteur de la galerie souterraine pour différentes vitesses de remplissage.

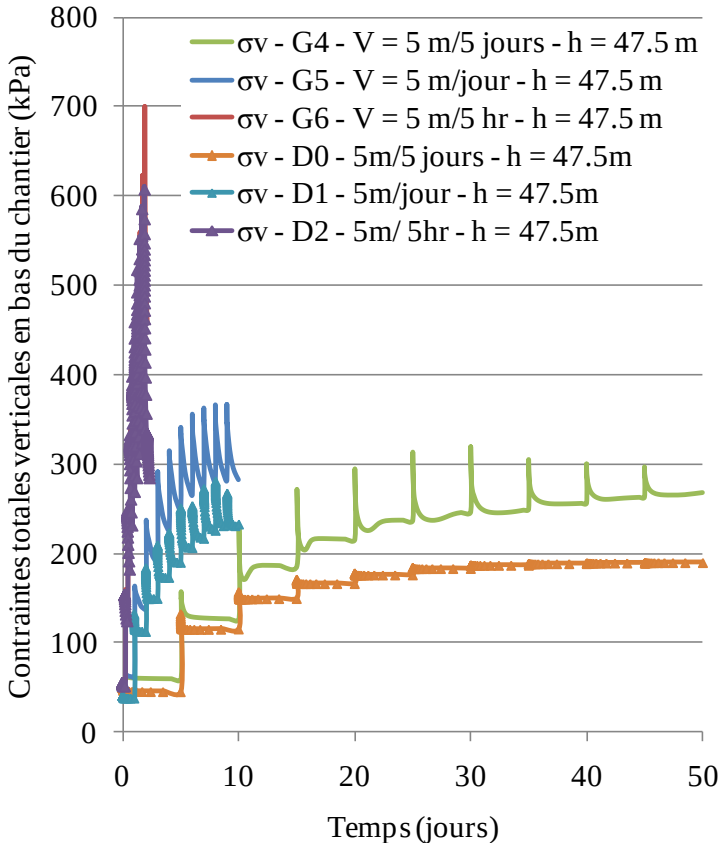

Figure 4.25 : Cas G_4, G_5, G_6, D_0, D_1 et D_2 - Comparaison de l'évolution des contraintes totales verticales au bas du chantier pour les cas avec et sans barricade, et pour 3 vitesses de remplissage.

La figure 4.25 compare l'évolution des contraintes totales verticales au bas du chantier pour les simulations avec et sans barricade (séries de simulations G et D respectivement; figures 3.1(b) et (c)). La figure montre que les contraintes augmentent avec le remplissage du chantier. On remarque que les contraintes obtenues avec les simulations G (cas avec barricade) sont plus élevées que celles obtenues avec les simulations D (cas sans barricade) pour toutes les vitesses étudiées. La présence de la barricade dans la galerie souterraine allonge le parcours de la goute d'eau pour arriver au point de drainage comparativement au cas sans barricade. Puisque la conductivité hydraulique du remblai est relativement faible, le drainage est plus lent en présence d'une barricade à une certaine distance dans la galerie, ce qui engendre des contraintes totales plus élevées au bas du chantier durant la période requise pour compléter le drainage et évacuer l'eau.

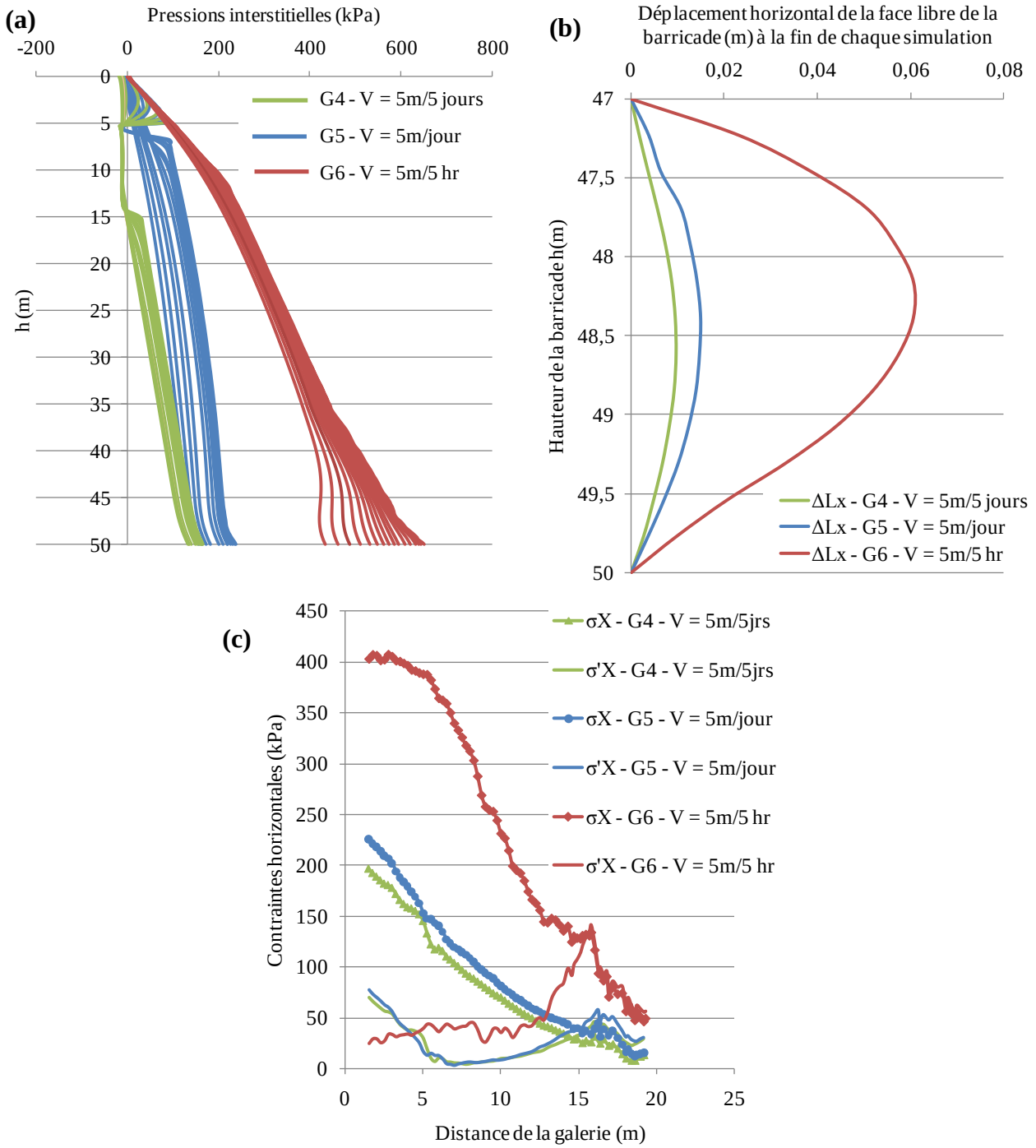

Figure 4.26 : Cas G_4, G_5 et G_6 - (a) Évolution de la distribution des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche pour les différentes vitesses de remplissage. (b) Déplacement horizontal de la face libre de la barricade le long de sa hauteur pour différentes vitesses de remplissage. (c) Distribution des contraintes horizontales le long de la galerie à sa mi-hauteur pour différentes vitesses de remplissage.

La figure 4.26(a) présente l'évolution des profils de pressions interstitielles à la LCV, après la mise en place de la 10e couche pour les différentes vitesses de remplissage. Comme à la figure 4.24(c), cette figure montre que la pression interstitielle finale à la base du chantier pour une vitesse de remplissage rapide (u = 400 kPa) est beaucoup plus élevée que celle obtenue avec une vitesse de remplissage moyenne et lente (u = 100 et 80 kPa respectivement). La différence de temps alloué au drainage et à la dissipation des pressions interstitielles explique cette différence.

Cette différence des contraintes pour les diverses vitesses de remplissage influence le déplacement horizontal de la face libre de la barricade, présenté à la figure 4.26(b). On voit sur cette figure qu'une vitesse rapide de remplissage produit des déplacements horizontaux de la barricade plus élevés par rapport aux deux autres vitesses de remblayage.

La figure 4.26(c) présente la distribution des contraintes horizontales (effectives et totales) le long de la galerie à la mi-hauteur de la barricade. Cette figure montre que les contraintes totales horizontales diminuent en s'approchant de la barricade jusqu'à atteindre une valeur négative à la face libre de celle-ci (désaturation de la barricade). La contrainte totale horizontale la plus élevée est produite par une vitesse de remplissage rapide (simulation G_6). Le drainage à travers la barricade donne des pressions interstitielles légèrement négatives dans celle-ci, à cause notamment de sa conductivité hydraulique élevée. C'est pourquoi, les contraintes effectives sont légèrement plus élevées que les contraintes totales le long de la barricade comme montré à la figure 4.26(c).

4.7.3 Influence de la dimension de la barricade

Deux configurations ont été analysées pour déterminer l'influence de la dimension de la barricade sur l'état des contraintes et des déplacements. La première configuration consiste en une barricade de roches stériles avec une base L de 5 m et la deuxième configuration représente une barricade en roches stériles avec une base L de 10 m. La figure 4.27(a) montre les deux configurations avec les dimensions correspondantes. Un remplissage séquentiel rapide (V= 5 m aux 5 heures) a été choisi pour évaluer l'impact de la dimension sur le comportement mécanique de la barricade.

Les simulations montrent que l'état de contraintes le long de la hauteur du remblai est similaire pour les deux configurations de barricade.

La figure 4.27(c) montre les contraintes verticales (effective et totale) le long de la galerie jusqu'à la face libre de la barricade après le remplissage de la 10e couche. Cette figure montre que la contrainte totale verticale diminue lorsqu'on se déplace vers la barricade pour les deux cas. Puisque le drainage se produit au pied de la face libre de la barricade, une perte de charge se produit le long de la galerie souterraine comme le montre la figure 4.27(b). Au bas du chantier, la pression interstitielle se situe aux alentours de 600 kPa, et elle décroît en allant vers la barricade pour atteindre des valeurs faibles à l'interface remblai-barricade. Dans la barricade, les pressions interstitielles sont presque nulles, ce qui produit des contraintes totales égales aux contraintes effectives. À l'interface remblai-barricade, la contrainte effective verticale augmente considérablement et tend à décroître en allant vers la face libre de la barricade. La résistance de la barricade aux pressions induites par le remblai explique cette croissance des contraintes près de l'interface remblai-barricade. Les mêmes tendances sont observées pour les contraintes horizontales le long de la galerie, comme le montre la figure 4.27(d).

La figure 4.27(e) présente le déplacement horizontal de la face libre de la barricade sur sa hauteur. La barricade de longueur L = 5m se déplace plus que celle avec une longueur de 10 m. La plus grande surface de frottement (contact roc-barricade) de la grande barricade procure a celle-ci une plus grande résistance aux pressions induites, ce qui produit de plus petits déplacements.

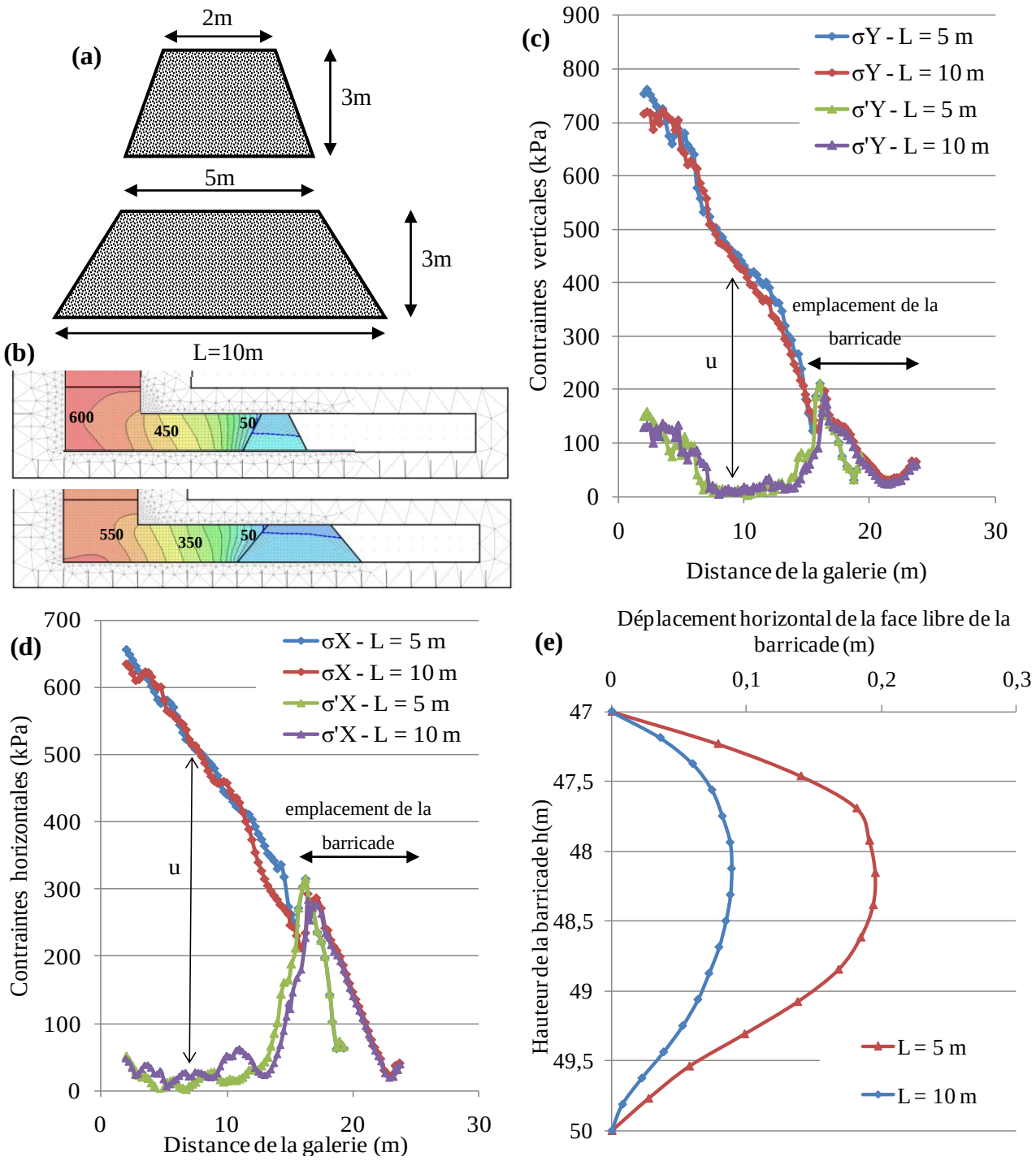

Figure 4.27 : Cas G6 et G8 - (a) Configurations des deux barricades en roches stériles. (b) Iso-contours des pressions interstitielles le long de la galerie à la fin de la simulation (t=50 heures). Distribution des contraintes totales et effectives verticales (c), et horizontales (d) le long de la galerie pour les deux configurations. (e) Distribution du déplacement horizontal de la face libre de la barricade le long de sa hauteur pour les deux configurations.

4.7.4 Influence de la position de la barricade

L'éloignement *l* (m) de la barricade représente la distance entre la barricade et l'entrée au bas du chantier. Cette position est très importante pour l'optimisation du dimensionnement des chantiers remblayés. Dans cette section, l'influence de ce paramètre est analysé en simulant le comportement de la barricade pour 3 positions (*l* = 5 m, 10 m et 15 m; simulations G_9, G_6 et G_{10} respectivement). Le remplissage séquentiel rapide de 5 m à tous les 5 heures sans effets de cimentation a été choisi pour cette évaluation paramétrique.

Les figures 4.28(a) et (b) présentent l'évolution dans le temps des contraintes totales verticales et horizontales près de la barricade respectivement. Il est montré que pour un éloignement plus grand (15 m dans ce cas), les contraintes totales horizontale et verticale maximales sont plus élevées que celles obtenues avec des éloignements plus petits, particulièrement vers la fin de la simulation (1,5 jours $\leq$ t $\leq$ 2 jours). Ceci est dû, comme nous l'avons vu, à la présence accrue d'eau qui augmente les pressions interstitielles (en raison d'un drainage plus lent lorsque la distance *l* est plus longue)

L'évolution des contraintes horizontales (effective et totale) le long de la galerie (à la mi-hauteur) pour différents éloignements à la fin de la simulation (t = 2 jours) est illustrée à la figure 4.28(c). Il est observé qu'à l'entrée de la galerie, au bas du chantier (x $\approx$ 0 m), les contraintes effectives horizontales sont faibles alors que les contraintes totales sont élevées pour les 3 cas. Le cas avec un éloignement élevé (*l* = 15 m; cas G_{10}) donne la plus grande contrainte totale horizontale au bas du chantier (u est maximale aussi). Les contraintes totales diminuent en direction de la barricade jusqu'à devenir nulle à la face libre de celle-ci. Les contraintes effectives sont proches des contraintes totales au niveau de la barricade puisque les pressions interstitielles y sont nulles (la barricade est presque totalement désaturée).

À partir de la figure 4.28(d), on constate que plus l'éloignement est grand, plus le déplacement de la barricade devient important. L'éloignement de la barricade augmente la distance de parcours de la goûte d'eau pour arriver au point de drainage (au pied de la barricade). Un éloignement élevé ne permet pas la dissipation rapide des pressions interstitielles dans le remblai ce qui engendre de plus grandes pressions sur la barricade. La différence du déplacement horizontal de la face libre de la barricade entre les 3 cas n'est toutefois pas significative par rapport à l'influence d'autres

paramètres (vitesse de remblayage et dimension de la barricade, etc.). On pourrait éviter cet effet négatif de la distance *l* en installant des conduites de drainage dans le remblai (dans la galerie).

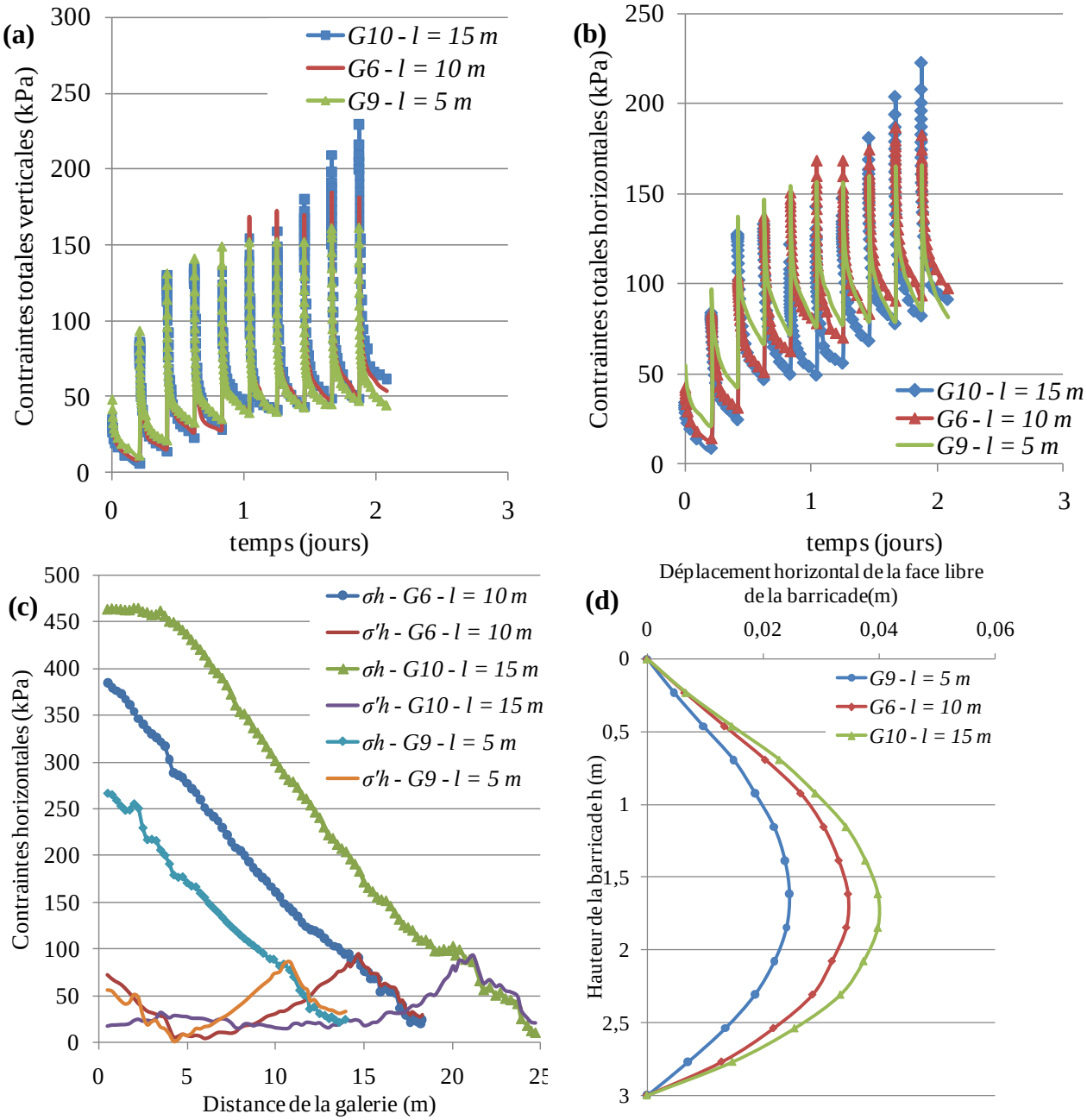

Figure 4.28 : Cas G6, G9 et G10 - Évolution dans le temps de la contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) près de la barricade pour différentes valeurs d'éloignement *l*(m). (c) Distribution des contraintes horizontales le long de la galerie pour différentes valeurs d'éloignement *l* (m). (d) Comparaison du déplacement horizontal de la face libre de la barricade en fonction de sa hauteur pour différentes valeurs d'éloignement *l* (m).

4.8 Discussion

On rappelle ici certains résultats importants et on discute ici quelques aspects liés au contenu des chapitres 3 et 4, suites aux diverses simulations numériques de la réponse des chantiers remblayés.

Rappelons d'abord que la majorité des simulations numériques utilise un modèle 2D (déformations planes) qui incluent deux matériaux, soit le remblai minier et le roc. L'analyse de sensibilité portant sur le maillage et la géométrie du modèle a permis de définir une distribution et une taille acceptable pour les éléments du maillage dans le remblai et le roc. Des maillages triangulaire (triangles équilatéraux de 0,5 m de côté) et carré (0,25 m de côté) ont été adoptés pour un remplissage instantané et séquentiel respectivement. Ces maillages ont été choisis en fonction de la qualité des résultats obtenus (i.e. stabilité numérique sans oscillations et conformité avec les solutions analytiques et d'autres résultats numériques) et de la durée des simulations. Pour la géométrie du modèle, il a été constaté qu'utiliser un modèle de plus grande taille, avec un gros volume de la masse rocheuse autour de l'ouverture et des frontières éloignées du chantier remblayé, n'influence aucunement les résultats obtenus lorsque comparé au modèle de base; ceci est dû au fait que le massif rocheux a un comportement élastique rigide et qu'il est très peu déformé dans les cas simulés ici. Il nous a donc semblé judicieux d'opter pour un modèle de taille réduit, comme indiqué à la figure 3.2, puisque cela réduit la durée des simulations. Ce modèle ne serait toutefois pas approprié pour simuler d'autres types de conditions, comme par exemple une excavation séquentielle du chantier avec un remblai comprimé par la convergence du massif rocheux, ou le cas d'excavations multiples.

Dans les simulations des chantiers avec une barricade, celle-ci est modélisée avec le modèle Mohr-Coulomb (ÉP-MC) et des propriétés hydrogéotechniques similaires à celles des roches stériles (identifiées selon les données de la littérature). Il est important de rappeler qu'une représentation en 2D de la barricade n'est pas tout à fait réaliste puisqu'elle n'est jamais infiniment longue (sur l'axe z), contrairement à certains chantiers très longs qui peuvent être représentés correctement en déformations planes; pour plus de réalisme, la barricade devrait plutôt être modélisée en 3D (mais nous ne disposions pas d'un tel outil de calcul pour ce projet). Néanmoins, cette représentation 2D apporte des éléments d'information utile sur l’effet relatif de divers facteurs d’influence.

L'analyse numérique des chantiers miniers remblayés montre comment les effets d'arche se produisent dans le remblai, en raison d'une rigidité beaucoup plus faible que celle du roc. Ces effets d'arche sont associés aux contraintes de cisaillement qui se développent près de la paroi rocheuse (à l'interface remblai-roc; voir figure 3.6b). Il en résulte une réduction significative des contraintes effectives (verticales et horizontales) en profondeur, par rapport au poids des terres. Les résultats montrent aussi que les contraintes obtenues des solutions numériques sont usuellement bien corrélées avec celles obtenues des solutions analytiques, pour des conditions comparables, lorsque ces dernières sont basées sur l'utilisation d'un coefficient de pression des terres actif K_a (théorie de Rankine). À cet égard, les simulations numériques montrent que la valeur du coefficient de pression des terres K (σ'_h/ σ'_v) est usuellement proche de 0,3 (pour $\phi' = 35°$) à la ligne centrale verticale (LCV), mais qu'elle devient plus élevée (quelques fois proche de 1) près de la paroi rocheuse (figures 3.7(b), 3.9(d) et 3.14(b)). Rappelons toutefois que cette définition du coefficient K, exprimée comme le rapport de la contrainte effective horizontale sur la contrainte effective verticale, est basée sur le fait que ces deux axes cartésiens devraient correspondre à ceux des contraintes principales (mineure et majeure). Toutefois, près de la paroi rocheuse, les contraintes de cisaillement (figure 3.6(b)) produisent une rotation des contraintes principales (e.g Handy, 1985; Li *et al*., 2005a), de sorte que les contraintes horizontales et verticales ne correspondent pas dans ce cas aux contraintes principales. La signification du rapport entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale n'est donc pas la même proche des épontes qu'au centre du chantier (Handy et Spangler, 2007). Il est utile de rappeler aussi que la théorie de Rankine pour K_a ne s'applique que pour des murs lisses (sans résistance frictionnelle; e.g McCarthy, 2007). Il est donc normal que la valeur de K_a ne soit pas représentative des rapports (σ'_h/ σ'_v) observés près des parois rugueuses considérées ici.

Les simulations numériques réalisées ici montrent par ailleurs que la mise en place du remblai dans un état initialement saturé produit généralement un excès de pression interstitielle durant la période qui suit l'ajout. Dans ce cas, pendant une certaine période plus ou moins longue (selon les conditions de drainage et de consolidation), les contraintes effectives et les contraintes de cisaillement peuvent être nulles dans la zone des fortes surpressions (qui peut atteindre presque toute la hauteur du chantier). Suite au drainage, l'excès de pression interstitielle se dissipe graduellement et les contraintes effectives se développent, ce qui permet au remblai de mobiliser

une résistance au cisaillement (requise pour produire un effet d'arche). Ce type de comportement a aussi été observé par des mesures *in situ* (Grabinski, 2010; Thompson *et al*., 2010).

Les simulations numériques qui représentent un remblayage séquentiel (ce qui constitue un volet original) montrent que la contrainte totale augmente avec le remplissage du chantier. Cette augmentation peut se faire selon un taux décroissant si on laisse suffisamment de temps pour le drainage (cas D_0 - sans effet de cimentation; voir figure 3.16c). Dans ce cas, l'ajout de nouvelles couches affecte relativement peu les pressions interstitielles dans les couches précédemment mises en place (particulièrement au bas du chantier), surtout lorsque $u \leq 0$ suite au drainage (i.e. lorsque le remblai devient non saturé).

L'effet de diverses propriétés du remblai a été analysé. Le cas de base a été simulé avec un remblai ayant un module de Young E_b de 100 MPa, ce qui correspond à un remblai assez rigide (qui serait dans sa phase finale de cure). Dans le cas du remblai initialement saturé en eau, les résultats montrent que la valeur de E_b affecte l'ampleur et la vitesse de consolidation, ainsi que les contraintes le long de la hauteur du chantier. Cette évaluation a mis en évidence l'influence du module E_b sur les contraintes induites dans le chantier, qui est couplé avec l'effet de la déposition des couches qui influence aussi le rapport (σ'_h/ σ'_v). On a ainsi observé que la valeur de K (à la LCV) est proche de K_0 en haut de chaque couche et proche de K_a au bas de cette couche après que les pressions interstitielles dans le chantier remblayé se soient dissipées (figure 3.17b).

Les résultats tirés de la littérature montrent que l'ajout du ciment au remblai produit une augmentation de la cohésion c', du module de Young E_b et de la valeur du AEV, et une réduction de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} dans le temps. Les simulations qui tiennent compte de ces effets montrent que l'évolution de ces paramètres engendre une plus grande rétention d'eau dans le remblai. Comme l'eau reste plus longtemps et en plus grande quantité dans le chantier, on observe que les pressions interstitielles peuvent augmenter considérablement avec l'ajout de nouvelles couches, comparativement au cas sans cimentation où le drainage est usuellement plus rapide (selon la vitesse de remplissage). On observe aussi que les contraintes effectives (verticales et horizontales) sont plus faibles le long de la hauteur du chantier suite à une augmentation graduelle de la cohésion pour les cas «cimentés». L'effet d'autres propriétés du remblai est abordé plus loin.

La géométrie des ouvertures affecte également la réponse du remblai. Par exemple, les simulations de chantiers inclinés montrent que les contraintes effectives verticales et horizontales sont souvent plus faibles que celles pour des chantiers verticaux le long de la ligne de centre. Les contraintes de cisaillement élevées le long de l'éponte inférieure génèrent des transferts plus prononcés vers le massif rocheux, produisant alors une réduction des contraintes au sein du chantier remblayé.

L'évaluation paramétrique, présentée dans le présent chapitre, montre aussi que :

a) L'ajout d'éléments d'interface, modélisés par des couches minces entre le remblai et le roc, produit usuellement une meilleure corrélation entre les solutions analytiques et les solutions numériques comparativement à des interfaces solidaires (voir simulations A_1, A_2, A_3, A_4, A_{18} et A_{19}). Dans le cas du modèle de base (avec E_b = 100 MPa et ϕ' = 35°), le modèle numérique sans éléments d'interface entre le roc et le remblai donne des contraintes effectives verticales plus faibles par rapport aux solutions analytiques (voir figures 3.6(a), 3.8 (b) et figures B.1, B.2 et B.3 en annexes). La mobilisation d'une plus grande résistance au cisaillement près de la paroi rocheuse lorsque le contact est solidaire (éléments attachés) en présence d'un remblai relativement rigide, produit un transfert des contraintes prononcé vers le massif, ce qui explique les valeurs plus faibles des contraintes effectives dans le remblai par rapport aux solutions analytiques (voir aussi la section 4.2.4). La présence des couches minces (plus déformables) permet d'accroître le déplacement dans le chantier et le long des parois. Les contraintes de cisaillement sont plus faibles dans le remblai près de la paroi, ce qui produit des contraintes effectives plus élevées dans le chantier comparativement au cas sans éléments d'interface. Les contraintes effectives verticales et horizontales ont aussi tendance à augmenter avec la présence des couches minces près du bas du chantier (figure 4.5b).

b) Tel qu'anticipé, la valeur de l'angle de friction interne du remblai ϕ' a un impact sur la distribution des contraintes dans le chantier. Des faibles valeurs de ϕ' produisent des contraintes verticales et horizontales plus élevées, particulièrement au bas du chantier comme observé dans Li et Aubertin (2009a, b, c et d).

Toutefois, à partir d'une certaine valeur de l'angle de friction donné (≥ 20° pour notre cas), l'influence de ϕ' sur les contraintes n'est plus significative.

c) En plus des effets mentionnés plus haut, l'influence du module de Young du remblai E_b a aussi été étudié selon deux types d'analyse : un remplissage instantané et un remplissage séquentiel (avec un remblai initialement saturé en eau). Pour le remplissage instantané avec un remblai sans eau (drainé), il a été observé que la valeur du module de Young E_b a peu d'impact sur les contraintes si un déplacement suffisant du remblai se produit (pour mobiliser les contraintes de cisaillement près de la paroi rocheuse), comme constaté dans Li et Aubertin (2009c). Toutefois, on constate qu'un remblai trop rigide ne permet pas suffisamment de déplacement pour mobiliser les contraintes de cisaillement à l'interface remblai-roc. Dans ce cas, les effets d'arche sont moins présents et les contraintes sont beaucoup plus élevées (voir annexes, cas C_{16}). Lorsque le chantier est rempli séquentiellement avec un remblai saturé en eau, le module de Young E_b peut influencer significativement les contraintes dans le chantier. Une valeur faible de E_b engendre alors de plus grands déplacements, qui génèrent de plus grandes pressions interstitielles suite à la mise en place de chaque couche de remblai; lorsqu'il n'y a pas assez de temps pour drainer les couches, on observe une augmentation progressive de la teneur en eau et des contraintes totales durant le remplissage séquentiel. Les surpressions générées par la mise en place de chaque nouvelle couche de remblai avec une faible valeur de E_b réduisent significativement les contraintes de cisaillement près de la paroi rocheuse. À court terme, les contraintes effectives peuvent ainsi être plus élevées dans le chantier pour des valeurs faibles de E_b puisque les effets d'arche sont moins marqués.

d) Une variation modérée du coefficient de Poisson ν affecte assez peu les contraintes effectives verticales, mais une valeur élevée de ν (= 0,49 par exemple) augmente considérablement les contraintes effectives horizontales et diminue les contraintes effectives verticales le long du chantier (ceci a aussi été observé par Li et Aubertin, 2009c et Fahey *et al*., 2009).

e) L'augmentation de l'angle de dilatance ψ tend à réduire les contraintes effectives verticales et à augmenter les contraintes effectives horizontales, comme rapporté par Li et Aubertin (2009c). Les contraintes effectives obtenues pour différentes valeurs de ψ sont plus faibles que celles dues au poids des terres.

f) L'ampleur de la cohésion c' peut affecter considérablement la distribution des contraintes effectives verticales et horizontales à la LCV. Pour des remplissages instantanés et séquentiels, les résultats montrent que l'augmentation de la cohésion diminue les contraintes effectives (verticales et horizontales) le long de la hauteur du chantier, comme observé par Li et Aubertin (2009a, c).

g) Tel que mentionné plus haut, la géométrie du chantier influence aussi grandement l'ampleur des contraintes (verticales et horizontales). Une ouverture d'une grande largeur produit moins d'effet d'arche, ce qui augmente les contraintes effectives verticales et horizontales le long de la LCV du chantier. Aussi, un chantier circulaire (axisymétrique en 3D) produit un effet d'arche plus marqué qu'une représentation en 2D (chantier long). La mobilisation des contraintes de cisaillement sur une plus grande surface pour un chantier circulaire (représentation axisymétrique) est à l'origine de cette différence de grandeur des contraintes, particulièrement au bas du chantier (voir aussi Li *et al*., 2005a; Li et Aubertin 2009c).

h) Les simulations ont également montré qu'une cimentation progressive, représentée par une évolution dans le temps de certains paramètres géotechniques du remblai (i.e cohésion c', module de Young E_b, conductivité hydraulique k_{sat} et courbe de rétention d'eau) peut engendrer des contraintes effectives verticales et horizontales plus faibles par rapport au cas sans cimentation. L'évolution dans le temps de ces paramètres géotechniques pour le cas «cimenté» peut aussi engendrer une plus grande rétention d'eau dans le remblai, ce qui peut produire des pressions interstitielles plus importantes le long de la hauteur du chantier selon la vitesse de remplissage (comparativement au cas non cimenté).

i) La vitesse de remplissage influence grandement les contraintes dans le chantier lorsque le remblai est initialement saturé. Une vitesse rapide (remplissage de 5 m

aux 5 heures pour notre cas) produit de plus grandes contraintes totales verticales et horizontales, comparativement à une vitesse de remplissage moyenne ou lente (figure 4.17). Ces contraintes sont toutefois inférieures à la contrainte verticale totale calculée pour une mise en place « instantanée » du remblai minier (figure 3.11b).

j) Les résultats des simulations numériques avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM) montrent la présence d'effets d'arche, où les contraintes verticales obtenues sont plus faibles que celles obtenues du poids des terres. Les quelques résultats obtenus avec le modèle CCM montrent toutefois plusieurs différences par rapport aux résultats simulés avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC), utilisé dans presque toutes les simulations présentées ici. Par exemple, les contraintes effectives horizontales obtenues du modèle CCM dépassent les contraintes effectives horizontales calculées à partir du poids des terres (avec un coefficient de $K_0 = 0,33$) et elles sont proches des contraintes effectives verticales. Dans ce cas, le coefficient de pression des terres K est proche de la valeur 1 à la ligne centrale verticale (LCV). Ceci pourrait s'expliquer par un état de contraintes se trouvant proche du sommet de l'ellipse du critère de plasticité du modèle CCM, montré à la figure 2.36, (pour OCR=1) où la valeur équivalente de l'angle de friction interne ϕ' est faible. Les résultats montrent aussi que les pressions interstitielles obtenues avec le modèle CCM sont plus élevées le long du chantier remblayé que celles obtenues avec le modèle ÉP-MC en utilisant un module de Young $E_b = 100$ MPa. Dans le modèle CCM, la valeur équivalente au module de Young est proportionnelle à ln(p') (p' étant la contrainte effective moyenne). Des faibles valeurs de cette contrainte effective moyenne donnent une faible rigidité E_b ce qui pourrait expliquer les pressions interstitielles élevées le long du chantier remblayé obtenues du modèle CCM, comparativement aux cas du modèle ÉP-MC avec un module de Young E_b élevé. Des travaux additionnels avec le modèle CCM sont toutefois requis pour mieux saisir les différences de comportement avec le modèle ÉP-MC, et leur signification.

k) Le comportement mécanique d'une barricade dépend de plusieurs facteurs incluant l'état du remblai (drainé ou non drainé), la vitesse de remplissage, ainsi que la

dimension et la position de la barricade. Le drainage permet de dissiper les pressions interstitielles dans le chantier, ce qui réduit les contraintes totales dans le chantier et la galerie. Mais la vitesse de remplissage influence grandement les contraintes sur la hauteur du chantier et sur la barricade. Par exemple, une vitesse de remplissage élevée génère des surpressions au bas du chantier et sur la barricade. Ces pressions accrues produisent des déplacements plus importants de la barricade comparativement à des vitesses de remplissage plus lentes. Aussi, une barricade d'une plus grande dimension résiste mieux aux pressions induites et subit un déplacement plus faible. La position de la barricade dans la galerie souterraine joue également un rôle. Une barricade éloignée de l'entrée de la galerie (*l* grand) doit supporter l'effet d'un parcours de drainage plus long, ce qui ralentit la dissipation des pressions interstitielles. On observe qu'un éloignement élevé donne de plus grands déplacements de la barricade (lorsqu'aucune mesure pour accélérer le drainage n'est incluse).

La grande majorité des résultats présentés dans le mémoire semblent conséquents avec les données issues d'études antérieures (analytiques et numériques) et lorsqu'applicable avec les tendances déduites des mesures réalisées dans les chantiers remblayés. Il faut toutefois être prudent avant d'utiliser ces résultats car il n'y a pas eu de validation directe pour plusieurs de ces simulations, en raison notamment du peu de données expérimentales disponibles. Néanmoins, les simulations menées ici permettent de mieux comprendre l'effet des principaux paramètres qui influencent le comportement des chantiers remblayés. Des travaux subséquents sont recommandés au chapitre suivant afin de poursuivre les analyses de ce comportement pour des conditions pratiques réalistes.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les résultats des simulations numériques, menées avec le code d'éléments finis SIGMA/W 2007 (Geoslope International Inc) et le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC), présentées dans ce mémoire contribuent à l'amélioration des connaissances sur le comportement hydrogéotechnique des remblais miniers et des barricades dans les chantiers souterrains. On présente ici les principales conclusions découlant des analyses décrites dans le mémoire; quelques recommandations sont aussi présentées ci-dessous.

5.1 Conclusions

Le chapitre 2 (problématique et revue de littérature) a permis de rappeler les différents types de remblais miniers utilisés pour remplir les chantiers souterrains. Les propriétés géotechniques typiques de chaque type de remblai ont aussi été présentées dans ce chapitre; certaines ont été utilisées dans les analyses numériques présentées dans le mémoire. Les outils analytiques disponibles pour évaluer l'état des contraintes dans les chantiers remblayés sont aussi revus, en relation avec les objectifs de cette recherche.

Les simulations des cas de référence (chapitre 3) mènent aux conclusions suivantes :

- Les résultats montrent comment les effets d'arche qui se produisent dans les chantiers étroits affectent la distribution des contraintes. Les résultats confirment qu'il est généralement incorrect d'évaluer les contraintes le long de la hauteur de chantiers étroits en se basant sur le poids des terres. Il a aussi été montré que les solutions numériques se corrèlent bien avec les solutions analytiques (calculées avec K_a) développées par Li *et al*. (2003, 2005a; voir aussi Li et Aubertin, 2009(a), (c), (e) et 2010); ces résultats indiquent que ces solutions analytiques peuvent constituer des outils de calcul rapides et pratiques pour estimer les contraintes dans les chantiers miniers remblayés surtout dans les phases préliminaires d'un projet.
- Lorsque le remblai est initialement saturé, un excès de pressions interstitielles se développe juste après la mise en place du remblai dans le chantier. Les pressions interstitielles peuvent se dissiper graduellement le long de la hauteur du chantier

grâce au drainage. Si suffisamment de temps est alloué au drainage, une désaturation du remblai avec l'apparition de succions peut être observée dans le haut du chantier, ce qui produit une augmentation des contraintes effectives verticales et horizontales.

- À long terme, les contraintes dans le remblai pour un remplissage séquentiel sont assez similaires à celles d'un remplissage instantané (sans cohésion), avec des effets d'arche bien prononcés le long de la hauteur du chantier.
- Pour un remblai assez rigide (E_b élevé) placé séquentiellement, les déformations moins élevées des couches permettent aux pressions interstitielles de se dissiper plus rapidement par rapport à un remblai moins rigide. Dans ce cas, l'ajout de nouvelles couches de remblai saturé (et rigide) n'affecte que peu les pressions interstitielles dans les couches du bas car elles peuvent être dissipées entièrement si suffisamment de temps est alloué au drainage.
- La mise en place d'une barricade près de l'entrée de la galerie influence peu la distribution des contraintes verticales et horizontales et la distribution des pressions interstitielles dans le chantier. La valeur élevée de la conductivité hydraulique de barricades faites de roches stériles permet le drainage rapide du chantier (surtout si la barricade est située proche de l'entrée du chantier).
- Les effets d'arche sont plus prononcés pour les chantiers étroits, et ils sont souvent plus marqués lorsque les parois sont inclinées. Dans ce dernier cas, il est observé que les contraintes effectives verticales et horizontales aux épontes inférieures sont plus grandes qu'aux épontes supérieures.

Les conclusions suivantes découlent des résultats de l'évaluation paramétrique (chapitre 4) :

- La nature de l'interface remblai-paroi influence les contraintes dans le chantier remblayé. Les éléments d'interface (modélisés par des couches minces plus déformables) créent un plus grand déplacement à l'interface remblai-roc et engendrent une diminution des contraintes de cisaillement à cet endroit, ce qui donne des contraintes effectives plus élevées (i.e. un effet d'arche moins marqué) dans le chantier par rapport au cas sans éléments d'interface (avec un contact solidaire). Les résultats des simulations numériques avec des éléments d'interface

(couches minces) donnent souvent une meilleure corrélation avec les solutions analytiques (en utilisant le coefficient de pression des terres active K_a de Rankine).

- Certains paramètres géotechniques influencent grandement l'état des contraintes dans les chantiers remblayés. C'est particulièrement le cas pour l'angle de friction interne ϕ', le coefficient de Poisson ν et l'angle de dilatance ψ.

- La géométrie influence aussi l'état des contraintes dans un chantier remblayé. On a déjà mentionné qu'un chantier étroit produit des effets d'arche plus prononcés par rapport à un chantier large. Les résultats montrent qu'à partir d'un rapport largeur / hauteur donné, les effets d'arche disparaissent et les contraintes correspondent au poids des terres. Aussi, un chantier circulaire (simulation axisymétrique en 3D) produit un effet d'arche plus marqué qu'une représentation en 2D (chantier long).

- Pour un remplissage séquentiel avec un remblai initialement saturé, la vitesse de remblayage est l'un des facteurs qui influencent le plus les contraintes dans les chantiers. Lorsque le chantier est rempli rapidement, le temps alloué au drainage devient insuffisant. Les pressions interstitielles positives (qui n'ont pas été dissipées préalablement) peuvent alors augmenter avec la mise en place de nouvelles couches saturées et générer ainsi des contraintes totales (verticales et horizontales) plus élevées au bas du chantier. Aussi, l'excès de la pression interstitielle diminue les contraintes effectives et de cisaillement près de l'interface roc-remblai, ce qui réduit significativement le transfert de charge du remblai vers le roc adjacent, produisant des contraintes plus élevées au bas du chantier et sur la barricade.

- L'effet de la cimentation progressive, simulé avec une décroissance de la conductivité hydraulique k_{sat} et une augmentation de la cohésion c', du AEV et du module de Young E_b dans le temps peut produire des pressions interstitielles plus importantes le long de la hauteur du remblai par rapport au cas sans cimentation. Même si l'augmentation de la cohésion du remblai dans le temps peut contribuer à la diminution des contraintes effectives, on constate que les contraintes totales verticales et horizontales sont plus importantes par rapport au cas sans cimentation en raison d'une teneur en eau plus élevée.

- Il est important de choisir une loi de comportement qui prend en considération les différents phénomènes qui se produisent au sein des chantiers remblayés. À cet effet, quelques simulations ont été menées avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM). Les résultats montrent la présence d'effets d'arche moins développés au niveau des contraintes verticales. Les contraintes obtenues avec ce modèle sont donc plus grandes que celles obtenues avec le modèle élastoplastique Mohr-Coulomb (ÉP-MC, généralement utilisé dans le mémoire) et celles obtenues des solutions analytiques (calculées avec le coefficient de pression des terres actives, K_a, de Rankine). Les pressions interstitielles le long du chantier, obtenues avec le modèle CCM, sont comparables à celles obtenues avec le modèle ÉP-MC lorsqu'on impose une valeur faible du module de Young E_b. Dans ces cas, les résultats montrent aussi que la mise en place d'une nouvelle couche peut affecter significativement les pressions interstitielles dans les couches précédemment mises en place puisqu'elles n'ont pas été dissipées complètement avec le drainage (temps trop court). Le modèle CCM peut apporter des éléments d'information additionnels qui peuvent aider à mieux comprendre l'évolution de la déformation et de la consolidation d'un remblai durant ces premiers jours de cure; son utilisation devrait toutefois faire l’objet de travaux additionnels afin de mieux définir ses particularités et sa pertinence pour ce type de problème..
- Le comportement de la barricade dépend de plusieurs facteurs, incluant sa résistance mécanique, sa conductivité hydraulique, sa géométrie et les contraintes (et déformations) générées dans le chantier remblayé. Par exemple, un remplissage rapide d'un chantier avec barricade drainante (de roches stériles) peut produire de grandes pressions interstitielles au bas du chantier. Le déplacement horizontal de la barricade est alors plus grand pour des vitesses de remplissage rapides. On note aussi que la contrainte totale horizontale sur une barricade non drainante est plus grande (remblai saturé, non drainé) comparativement au cas où le drainage est permis. Ceci se reflète directement sur le déplacement horizontal de la face libre de la barricade qui est beaucoup plus important pour le cas saturé, non drainé, par rapport au cas drainé.

- La dimension de la barricade de roches stériles affecte directement le déplacement de celle-ci face aux pressions induites par le remblai minier. Ce déplacement est inversement proportionnel au volume de la barricade: plus le volume (ou surface pour une représentation 2D) de la barricade est grand, plus son déplacement est petit.
- L'éloignement de la barricade dans la galerie d'accès a une influence sur les contraintes dans le chantier. Néanmoins, cette influence est moins marquée par rapport aux autres facteurs mentionnés plus haut. Rappelons qu'un éloignement plus grand de la barricade augmente le parcours de drainage de sorte que les pressions interstitielles se dissipent plus lentement. En conséquence, le déplacement de la barricade est plus élevé à cause des plus grandes contraintes totales sur la barricade.

5.2 Recommandations et recherches additionnelles

En complément de ce qui est présenté dans ce mémoire, plusieurs aspects demandent des recherches additionnelles pour une meilleure évaluation du comportement du remblai dans les chantiers miniers. Ces aspects incluent :

a) Il serait utile d'étudier plus en détails l'influence des éléments d'interface entre le remblai et le roc sur l'état des contraintes et des déformations dans les chantiers remblayés. On suggère aussi d'évaluer l'effet de ces éléments d'interface pour un remplissage séquentiel avec drainage et écoulement. Des analyses numériques avec d'autres outils numériques (FLAC par exemple) qui permettent de définir des éléments d'interface explicites (avec des propriétés géomécaniques propres), pourraient apporter des éléments d'information additionnels sur cet aspect.

b) D'autres outils numériques, qui permettent l'analyse couplée (contraintes et déformations avec changement des pressions interstitielles), pourraient être utilisés afin de comparer les résultats avec ceux présentés ici.

c) L'effet de la cimentation progressive pourrait être simulé avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM) en faisant varier l'indice de consolidation C_c (ou la pente λ), le rapport OCR et la conductivité hydraulique saturée k_{sat} (voir Godbout *et al*., 2007; Yilmaz *et al*., 2010; Helinski, 2007; Helinski *et al*., 2011). Si les résultats sont conséquents, une évaluation paramétrique plus poussée pourrait être menée avec ce modèle.

d) Il pourrait s'avérer pratique de développer une solution analytique qui prédit l'évolution de la pression interstitielle avec le temps de remplissage (de type Gibson, 1958; voir aussi Pedroni, 2011).

e) Une étape importante de validation sera franchie lorsque les résultats numériques seront comparés aux mesures *in situ* publiées par certains chercheurs (Grabinski, 2010; Thompson *et al*., 2011); il faudra alors se baser sur les propriétés géotechniques réelles du remblai utilisé, la géométrie du chantier et la séquence de remblayage.

f) Pour l'optimisation du remblayage, il est recommandé de modéliser le remplissage de chantier par zones, avec un remblai ayant différentes propriétés géotechniques (teneur en ciment, module de Young, cohésion, etc.) selon la position.

g) Il est aussi suggéré de simuler le remplissage séquentiel d'un chantier incliné avec effets de cimentation. Afin de se rapprocher de la réalité, il pourrait aussi s'avérer intéressant de réduire l'épaisseur de chaque couche du remblai pour tendre vers un remplissage en continu.

h) Les travaux futurs devraient aussi porter sur le comportement de plusieurs chantiers adjacents excavés et remblayés en prenant en compte une géométrie réaliste.

i) Pour mieux représenter le comportement des barricades, on suggère de mener des simulations en 3D, avec un remblayage séquentiel, et d'évaluer le comportement du remblai dans le chantier et dans la galerie.

j) Des travaux additionnels devraient aussi porter sur l'utilisation d'une loi de comportement adaptée pour les remblais en pâte, qui surmonterait les limitations

du modèle élastoplastique basé sur le critère Mohr-Coulomb. Le modèle élastoplastique MSDPu proposé par Li *et al*. (2005b) et les résultats obtenus avec celui-ci montrent certaines différences non triviales par rapport à ceux découlant des modèles de comportement classiques (Li *et al*., 2009f); cet aspect mérite d'être investigué en détail.

k) Il est suggéré d'évaluer l'utilisation de roches stériles ou d'une couche de sable drainante (avec ou sans conduites perforées) à la base du chantier pour accélérer le drainage et la consolidation du remblai minier.

BIBLIOGRAPHIE

Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, R. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal, 33*(3), 470-482.

Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers. Montréal, Qc: Les Presses Internationales de Polytechnique.

Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., *et al*. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America, 1*, 1157-1164.

Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). Mechanical behaviour of cemented paste backfill. *53rd Annual Conference of the Canadian Geotechnical Society, Montréal, QC, CANADA* (pp. 373–380).

Belem, T., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2002a). The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill. *Tailings and Mine Waste'01* (Vol. 1, pp. 365-374).

Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., & Dagenais, A. (2002b). Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. (pp. 139)Taylor & Francis.

Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. *Fifth International Symposium on Ground Support, Perth, Australia* (pp. 28–30).

Belem, T., El Aatar, O., Bussière, B., Benzaazoua, M., Fall, M., & Yilmaz, E. (2006). Characterization of self-weight consolidated paste backfill. (Vol. 6, pp. 3-7).

Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering, 26*(2), 147-174.

Belem, T., Aubertin, M., Bussière, B., Mbonimpa, M. (2011). Note du cours de GML6603 - Remblais miniers. UQAT – École Polytechnique de Montréal, 2011.

Benzaazoua, M., Ouellet, J., Servant, S., Newman, P., & Verburg, R. (1999). Cementitious backfill with high sulfur content Physical, chemical, and mineralogical characterization. *Cement and Concrete Research, 29*(5), 719-725.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussiere, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research, 32*(7), 1133-1144.

Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerals Engineering, 17*(2), 141-152.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Yilmaz, E. (2006). Novel lab tool for paste backfill. *Canadian Mining Journal, 127*(3), 31.

Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals Engineering, 21*(4), 330-340.

Berndt, C., Rankine, K., & Sivakugan, N. (2007). Materials properties of barricade bricks for mining applications. *Geotechnical and Geological Engineering, 25*(4), 449-471.

Bishop, J., & Hill, R. (1951). A theory of the plastic distortion of a polycrystalline aggregate under combined stresses. *Philosophical Magazine, 42*(327), 414-427.

Bowles, J. E. (1978). Engineering properties of soils and their measurement (second Edition). New York: McGraw-Hill.

Bussière, B. (1993). Évaluation des propriétés hydrogéologiques de rejets miniers utilisés comme barrières de recouvrement (M. Sc, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal, 44*(9), 1019 - 1052.

Caceres, C. (2005). *Effect of backfill on Longhole Open Stoping* (M.A.Sc, University of British Columbia).

Cayouette, J. (2003). Optimization of the paste backfill plant at LVT mine. *CIM Bulletin, 96*(1075), 51-57.

Cowling, R., Grice, A., & Isaacs, L. (1987). Simulation of hydraulic filling of large underground mining excavations. *Proceedings of 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria* (pp. 1869-1876).

Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2009). Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal, 46* (Compendex), 1322-1336.

Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2011). Development of Specimen Curing Procedures that Account for the Influence of Effective Stress During Curing on the Strength of Cemented Mine Backfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-15.

Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2004). Effect of tailings properties on paste backfill performance. *Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Beijing, China* (pp. 193-202)The Nonferrous Metals Society of China.

Fall, M., & Benzaazoua, M. (2005). Modeling the effect of sulphate on strength development of paste backfill and binder mixture optimization. *Cement and Concrete Research, 35*(2), 301-314.

Fall, M., Belem, T., Samb, S., & Benzaazoua, M. (2007). Experimental characterization of the stress–strain behaviour of cemented paste backfill in compression. *Journal of materials science, 42*(11), 3914-3922.

Fall, M., Adrien, D., Celestin, J. C., Pokharel, M., & Toure, M. (2009). Saturated hydraulic conductivity of cemented paste backfill. *Minerals Engineering, 22*(Compendex), 1307-1317.

Fall, M., Celestin, J. C., Pokharel, M., & Touré, M. (2010). A contribution to understanding the effects of curing temperature on the mechanical properties of mine cemented tailings backfill. *Engineering Geology, 114*(3-4), 397-413.

Fall, M., & Samb, S. (2009). Effect of high temperature on strength and microstructural properties of cemented paste backfill. *Fire Safety Journal, 44*(4), 642-651.

Farsangi, P. N. (1996). *Improving cemented rockfill design in open stoping* (McGill Montreal).

Fernandez, R. (2009). *Loi de comportement CAM-CLAY*. Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux. Consulté au http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html.

Gamache-Rochette, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles (M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

GeoSlope (2008). *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007* (3e éd.).

Gibson, R. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique, 8*(4), 171-182.

Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., & Belem, T. (2007). Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time. *The Diamond Jubilee Conference, Ottawa*.

Goel, S., & Patra, N. (2008). Effect of arching on active earth pressure for rigid retaining walls considering translation mode. *International Journal of Geomechanics ASCE, 8*, 123-133.

Golder Paste Technology (1997). "Paste Technology for Underground Backfill and Surface Tailings Disposal Applications", Short Course Notes for the Technical Workshop, C.I.M., Vancouver, British Columbia, April 27, 1997.

Grabinsky, M., & Bawden, W. (2007). In situ measurements for geomechanical design of cemented paste backfill systems. *CIM Magazine, 2*(5).

Grabinsky, M. W. (2010). In situ monitoring for groundtruthing paste backfill designs. *Paste 2010, Toronto* (pp. 85-98).

Grice, A. G. (2001). Recent minefill developments in Australia. *Proceedings of the 7th international Symposium on Mining with Backfill (MINEFILL)* (pp. 351-357).

Handy, R. (1985). The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 3*(111), 302-318.

Handy, R., & Spangler, M. (2007). *Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice* (5e éd.): McGraw-Hill Professional.

Harvey, A. (2004). Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées (génie minéral), École Polytechnique de Montréal, Canada, 136 p.

Hassani, F., & Archibald, J. (1998). Mine backfill. *CIM, CD-ROM*.

Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics: with ABAQUS applications*: Wiley.

Henderson, A., Revell, M., Landriault, D., & Coxon, J. (2005). Paste Fill. *Handbook on Mine Fill*.

Helinski, M. (2007). *Mechanics of Mine Backfill* (Ph.D, The University of Western Australia).

Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2007). An effective stress approach to modelling mine backfilling. *CIM Bulletin, 2*(5).

Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2011). Behavior of Cemented Paste Backfill in Two Mine Stopes: Measurements and Modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137*, 171.

Hill, R. (1950). The Mathematical Theory of Plasticity: Clarendon Press, Oxford.

Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2010). *An Introduction to Geotechnical Engineering - Second Edition*: Prentice Hall Inc.

Hughes, P. B., Pakalnis, R., Hitch, M., & Corey, G. (2010). Composite paste barricade performance at Goldcorp Inc. Red Lake Mine, Ontario, Canada. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 24*(Compendex), 138-150.

Isagon, I., Razavi, M., & Townend, S. (2011). Backfill Practice at Copper Cliff North Mine. *CIM Conference & Exhibition 2011 - Mines without Borders, Montreal, Canada*.

Itasca. (2002). *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, user's guide*. Minneapolis, Minn: Itasca Consulting Group.

James, M. (2010). The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments (Ph.D, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Janssen HA (1895) Versuche u¨ber Getreidedruck in Silozellen. Z Verein Ingenieure 39:1045–1049

Kesimal, A., Yilmaz, E., & Ercikdi, B. (2004). Evaluation of paste backfill mixtures consisting of sulphide-rich mill tailings and varying cement contents. *Cement and Concrete Research, 34*(10), 1817-1822.

Kesimal, A., Yilmaz, E., Ercikdi, B., Alp, I., & Deveci, H. (2005). Effect of properties of tailings and binder on the short-and long-term strength and stability of cemented paste backfill. *Materials Letters*, *59*(28), 3703-3709.

Knutsson, S. (1981). Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements. *Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining* (pp. 261-268). Institution of Mining and Metallurgy.

Kramer, S.L. (1995). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

Kuganathan, K. (2001). Mine backfilling, backfill drainage and bulkhead construction–a safety first approach. *Australian Mining Monthly*, 58–64.

Lancellotta, R. (2008). *Geotechnical Engineering - Second Edition*: Taylor & Francis.

Landriault, D. (1995). Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining. *97th Annual General Meeting of the CIM Rock Mechanics and Strata Control Session, Halifax, Nova Scotia* (pp. 14-18).

Landriault, D. (2006). They said "It will never work" - 25 years of paste backfill 1981–2006. Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia, pp. 277–292.

Le Roux, K., Bawden, W., & Grabinsky, M. (2004). Liquefaction analysis of early age cemented paste backfill. *Eighth International Symposium on Mining with Backfill (Minefill 2004), Beijing, China* (pp. 233-241).

Le Roux, K., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2005). Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. *Institution of Mining and Metallurgy: Mining Technology, 114*(2), 65-80.

Leps, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *ASCE Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.

Lerche, R., & Renetzeder, H. (1984). Development of pumped fill at Grund Mine, Preussag AG Metall. *Proceedings of the 9th International Conference on the Hydraulic Transport of Solids in Pipes, Rome, Italy* (pp. 24).

Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. (pp. 211–219).

Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005a). Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal, 42*(6), 1705-1717.

Li, L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005b). Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity. *Canadian Geotechnical Journal, 42*(2), 601-623.

Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007). Stress distribution in inclined backfilled stopes. *9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal* Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).

Li, L., & Aubertin, M. (2009a). A three-dimensional analysis of the total and effective normal stresses in submerged backfilled stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*.

Li, L., & Aubertin, M. (2009b). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering, 27*(1), 1-11.

Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Numerical Investigation of the Stress State in Inclined Backfilled Stopes. *International Journal of Geomechanics, 9*(2), 52-62.

Li, L., & Aubertin, M. (2009d). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(1), 37-46.

Li, L., & Aubertin, M. (2009e). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part II: Submerged conditions. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(1), 47-56.

Li, L., & Aubertin, M. (2009f). An elastoplastic evaluation of the stress state around cylindrical openings based on a closed multiaxial yield surface. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 33*(2), 193-213.

Li, L., Ouellet, S., & Aubertin, M. (2009). A method to evaluate the size of backfilled stope barricades made of waste rock. *62nd Canadian Geotechnical Conference, Halifax*.

Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes *Geomechanics and Geoengineering, 5*(4), 237-245.

Matthews, M. K. (1989). The use of backfill for improved environmental control in South African gold mines. *4th International Symposium on Mining with Backfill, Montreal* (pp. 287-294).

Marston, A. (1930). *The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments*: Iowa State College.

McCarthy, D. (1988). Essentials of Soil Mechanics and Foundations, ; Regents: Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.

McCarthy, D. F. (2007). Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics (7th Ed.): Prentice Hall, New Jersey.

Mitchell, R. (1989). Stability of cemented tailings mine backfill. *In Proceedings of computer and physical modelling in geotechnical engineering*. Edited by Balasubramaniam et al., A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 501-507

Mitchell, R. (1992). Centrifuge model studies of fill pressures on temporary bulkheads. *CIM Bulletin, 85*(960), 48-54.

Neindorf, L. (1983). Fill Operating Practices at Mount Isa Mines. *Proceedings of the International Symposium on Mining with Backfill, Lulea, Sweden* (pp. 179–187)Ed. S. Granholm.

Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols (SEPS, Trans)*. Milano, Italia: Hermes Science publications.

Ouellet, J., Bussière, B., & Gagnon, G. (1995). Numerical simulation of backfilling of a stope with cemented hydraulic backfill: model elaboration. *Canadian conference on computer applications in the mineral industry, Montréal (Canada)* (pp. 22-25).

Ouellet, S., Bussière, B., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., & Aubertin, M. (2006). Reactivity and mineralogical evolution of an underground mine sulphidic cemented paste backfill. *Minerals Engineering, 19*(5), 407-419.

Ouellet, S., Bussiere, B., Aubertin, M., & Benzaazoua, M. (2008). Characterization of cemented paste backfill pore structure using SEM and IA analysis. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 67*(2), 139-152.

Paterson, A. (2004). High density slurry and paste tailings, transport systems. *International Platinium Conference "Platinium Adding Value"* The South African Institute of Mining and Metallurgy.

Pedroni, L. (2011). Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides (Ph.D., École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotechnical and Geological Engineering, 25*(1), 25-35.

Plaxis, B. (2002). Plaxis, finite element code for soil and rock analyses. *RBJ Brinkgreve. Delft, Netherlands*.

Potvin, Y., Thomas, E., & Fourie, A. (2005). *Handbook on mine fill*: Australian Centre for Geomechanics. ISBN 0-9756756-2-1.

Price, W. A. (2005). *Liste des éléments d'information à connaître pour évaluer et atténuer les phénomènes de lixiviation de métaux et de drainage minier acide*: Rapport NEDEM 26 pp.

Ramlochan, T., Grabinsky, M., & Hooton, R. (2004). Microstructural and chemical investigations of cemented paste backfills. (pp. 293)Taylor & Francis.

Rankine, K., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine fill and fill barricades. (Vol. 16, pp. 579)AA BALKEMA PUBLISHERS.

Rankine, R., & Sivakugan, N. (2007). Geotechnical properties of cemented paste backfill from Cannington Mine, Australia. *Geotechnical and Geological Engineering*, *25*(4), 383-393.

Rankine, K., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Geotechnical and Geological Engineering, 24*(1), 1-14.

Revell, M. (2003). Underground mining at AurionGold's Kanowna Belle. *Proceedings of CAIRNS North Queensland, Australia* (Vol. 3, pp. 37-41)AusIMM Bulletin(Australia).

Sivakugan, N., & Rankine, K. S. (2006). A simple solution for drainage through a 2-dimensional hydraulic fill stope. *Geotechnical and Geological Engineering, 24*(5), 1229-1241.

Soderberg, R., & Busch, R. A. (1985). *Bulkheads and drains for high sandfill stopes*: Report of Investigations 8959. US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.

Slade, N. M. (2010). Paste backfill - adding value to underground mining. *Paste 2010 - 13th international seminar on paste and thickned tailings, Toronto, Canada*.

Take, W.A., and Valsangkar, A.J. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38 : 1220-1230.

Taylor, H. F. W. (1997). *Cement chemistry* (3rd^{e} éd.): Thomas Telford Publishing.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*: John Wiley & Sons, New York.

Thompson, B., Grabinsky, M., & Bawden, W. (2011). In situ monitoring of cemented paste backfill pressure to increase backfilling efficiency. *CIM Journal, 2*(4).

Vick, S. G. (1990). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams: BiTech Publishers Ltd. Vancouver, B.C.

Williams, D. J. (2000). Assessment of embankment parameters. *Slope Stability in Surface Mining*, 275-284.

Witteman, M., & Simms, P. (2011). Hydraulic response in cemented paste backfill during and after hydration. *Proceedings of the 13th international Conference on Paste and Thickened Tailings, Toronto, Ontario* (pp. 199-208).

Wood, D. M. (2004). *Geotechnical modelling*: Taylor & Francis.

Yilmaz, E., Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2010). Assessment of the Modified CUAPS Apparatus to Estimate In Situ Properties of Cemented Paste Backfill. *ASTM geotechnical testing journal, 33*(5), 351-362.

Yilmaz, E. (2010). *Investigating the Hydrogeotechnical and Microstructural Properties of Cemented Paste Backfill using the CUAPS Apparatus* (Ph.D, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue).

Yu, H. S. (2006). *Plasticity and geotechnics* (Vol. 13). USA: Springer.

Yumlu, M., & Guresci, M. (2007). Paste backfill bulkhead monitoring: A case study from Inmet's Cayeli Mine, Turkey. *CIM Bulletin, 100*(1103), 1-10

ANNEXES

ANNEXE A – Résultats supplémentaires des cas de référence

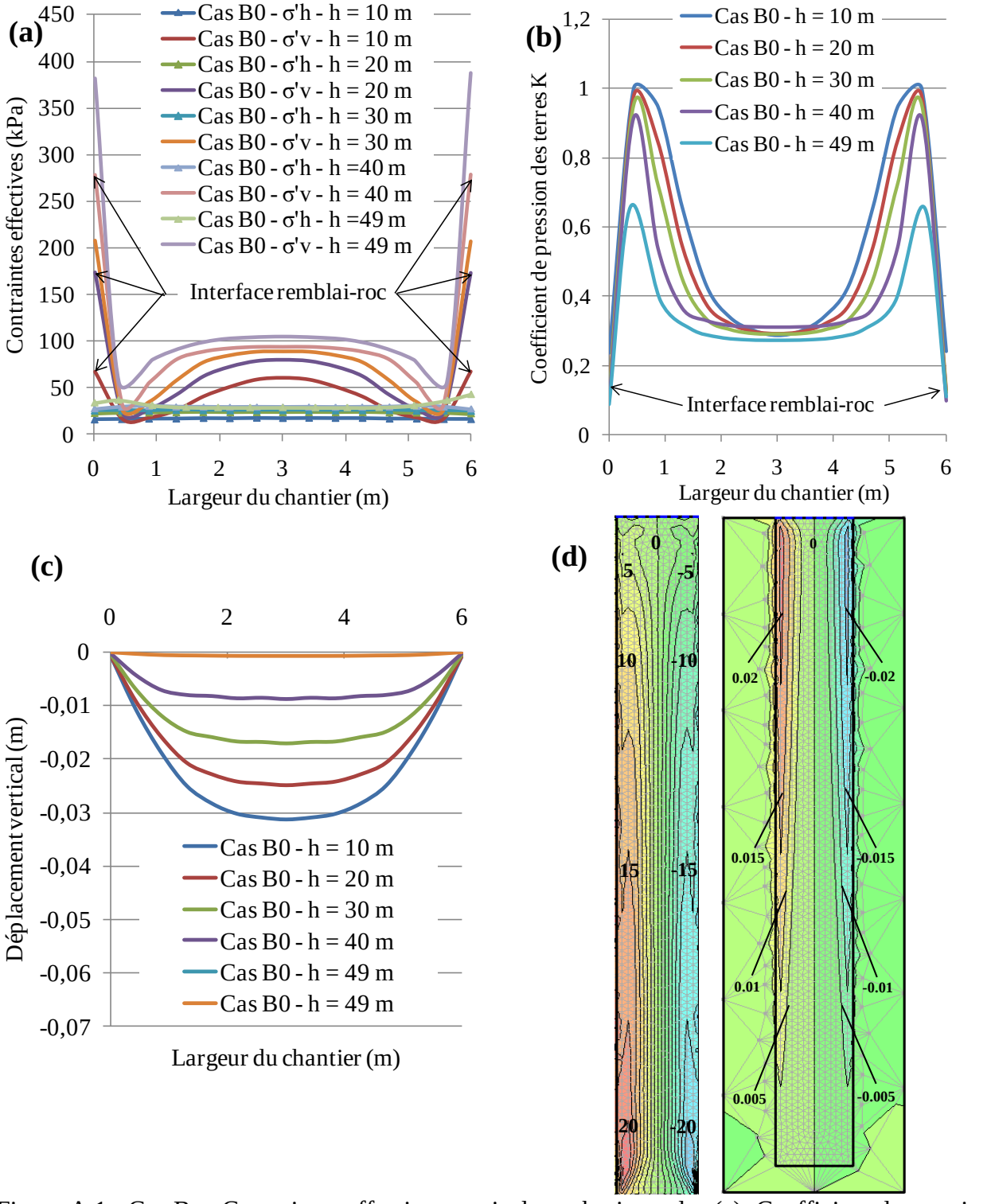

Figure A.1 : Cas B_0 - Contraintes effectives verticales et horizontales (a); Coefficient de pression des terres K (b); déplacement vertical (c) sur la largeur du chantier à différentes profondeurs (h = 10, 20, 30, 40 et 49 m). (d) Iso-contours des contraintes de cisaillement (en kPa) (à gauche) et des déformations de cisaillement (à droite) obtenue de SIGMA/W.

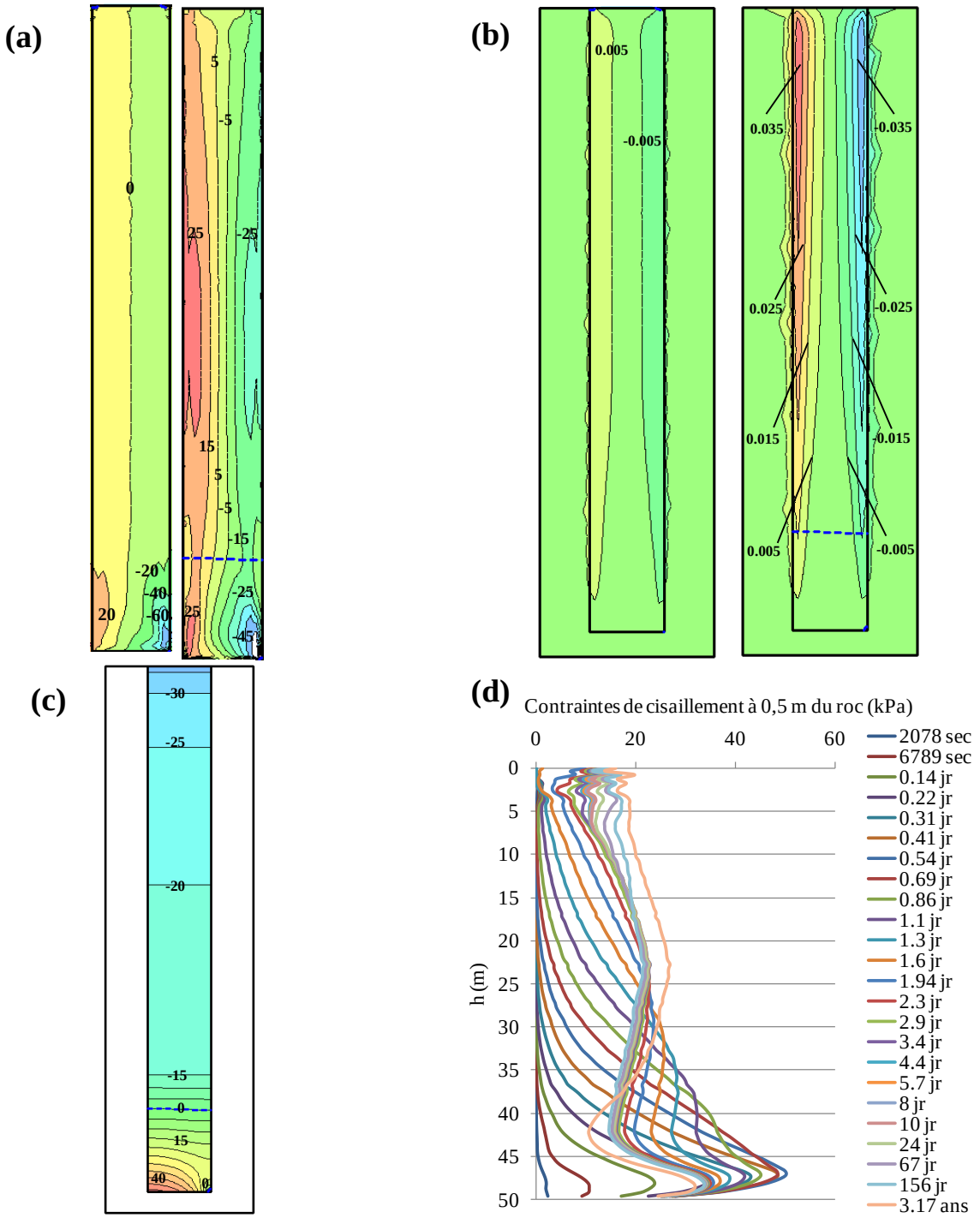

Figure A.2 : Cas C_0 - Iso-contours des contraintes de cisaillement XY (a) et des déformations en cisaillement (b) à t = 5,3 heures et t = 3,17 années (à gauche et à droite respectivement). (c) Iso-contours des pressions interstitielles (kPa) à la fin de la simulation (t = 3,17 années). (d) Évolution des contraintes de cisaillement le long de la ligne centrale verticales (LCV) pour un remblai saturé avec drainage.

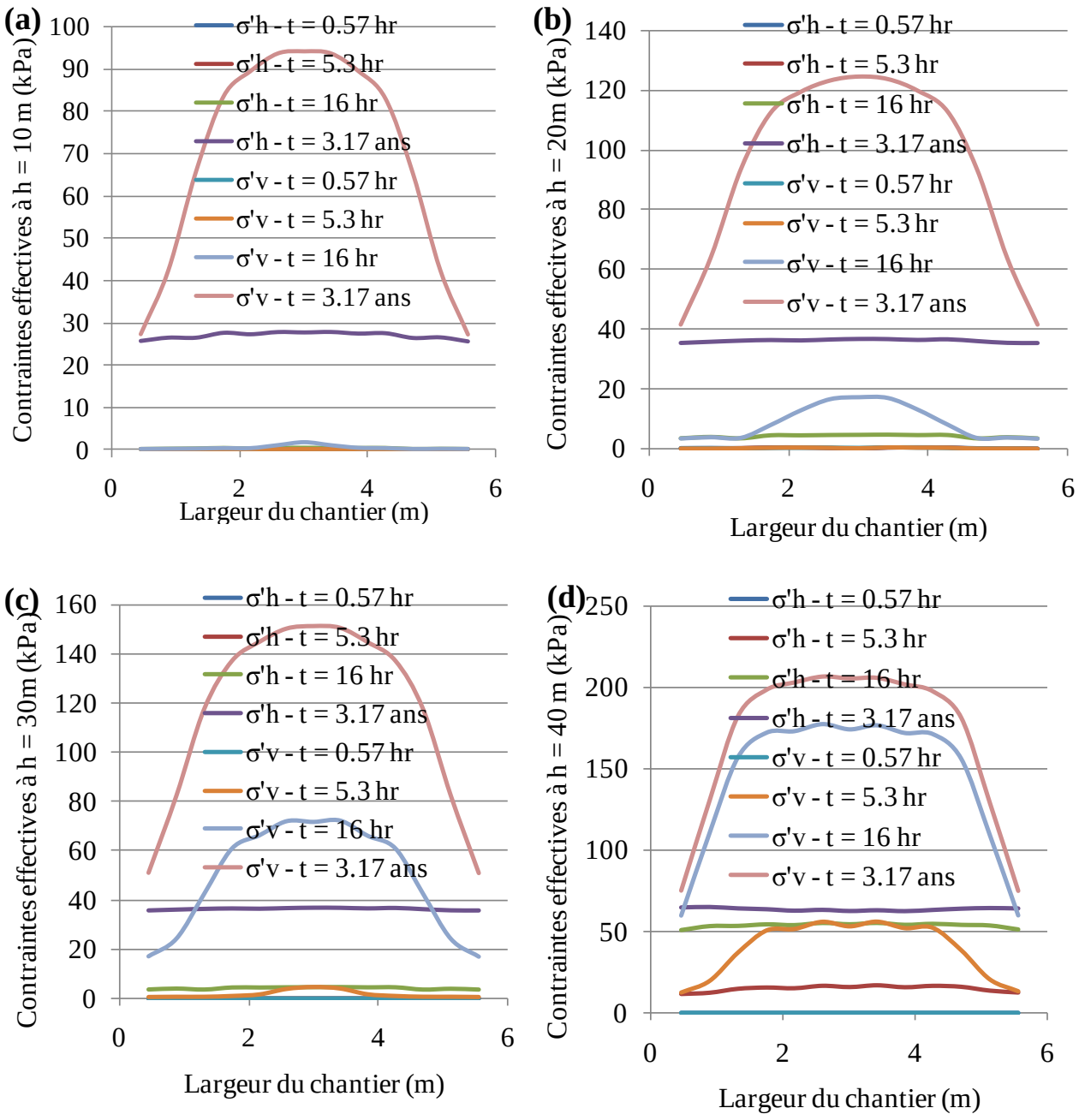

Figure A.3 : Cas C_0 - Contraintes effectives verticales et horizontales sur la largeur du chantier à différents temps et à différentes profondeurs : h = 10 m (a), h = 20 m (b), h = 30 m (c) et h = 40 m (d).

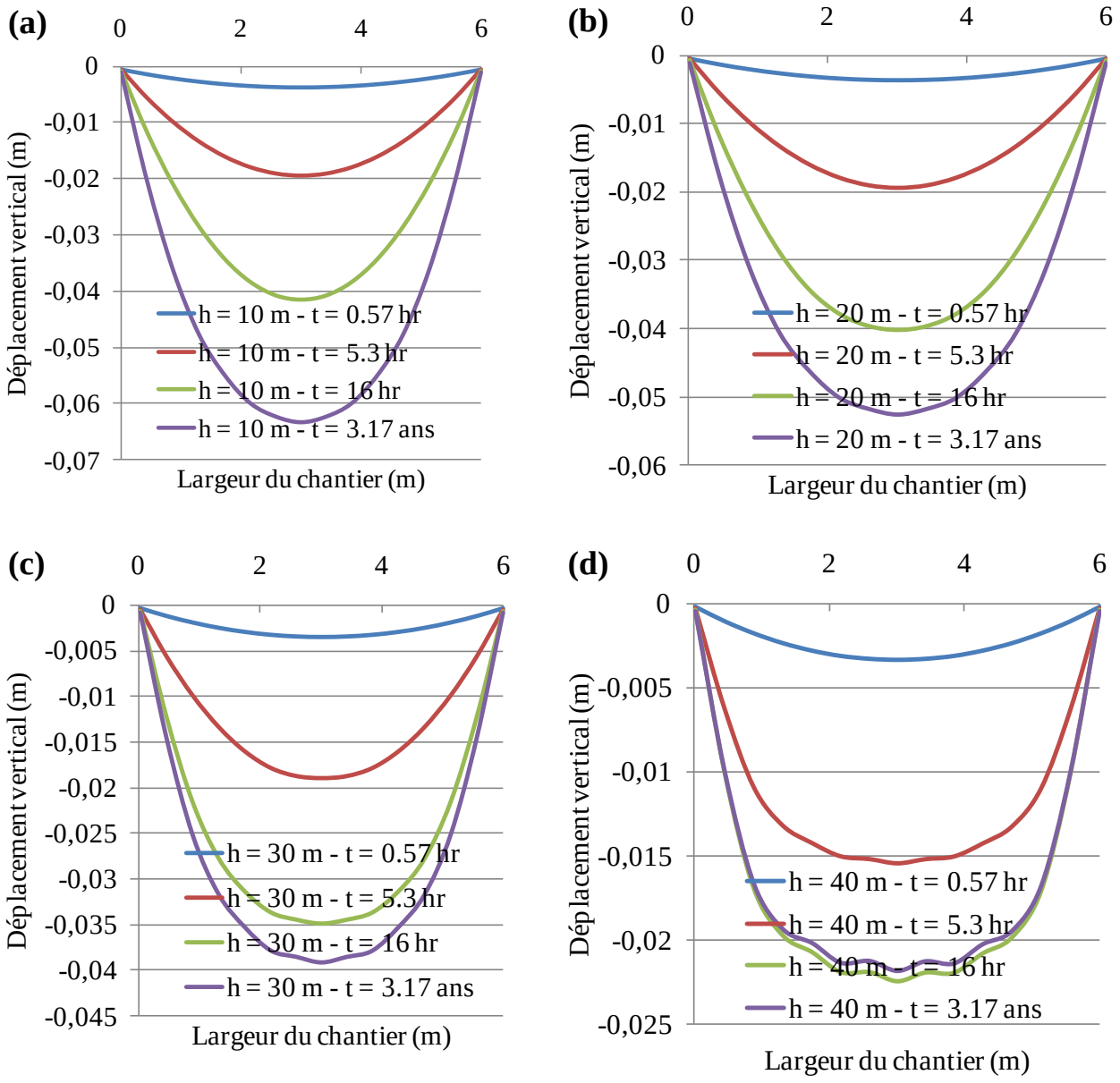

Figure A.4 : Cas C_0 - Déplacement vertical sur la largeur du chantier à différents temps et à différentes profondeurs : h = 10 m (a), h = 20 m (b), h = 30 m (c) et h = 40 m (d).

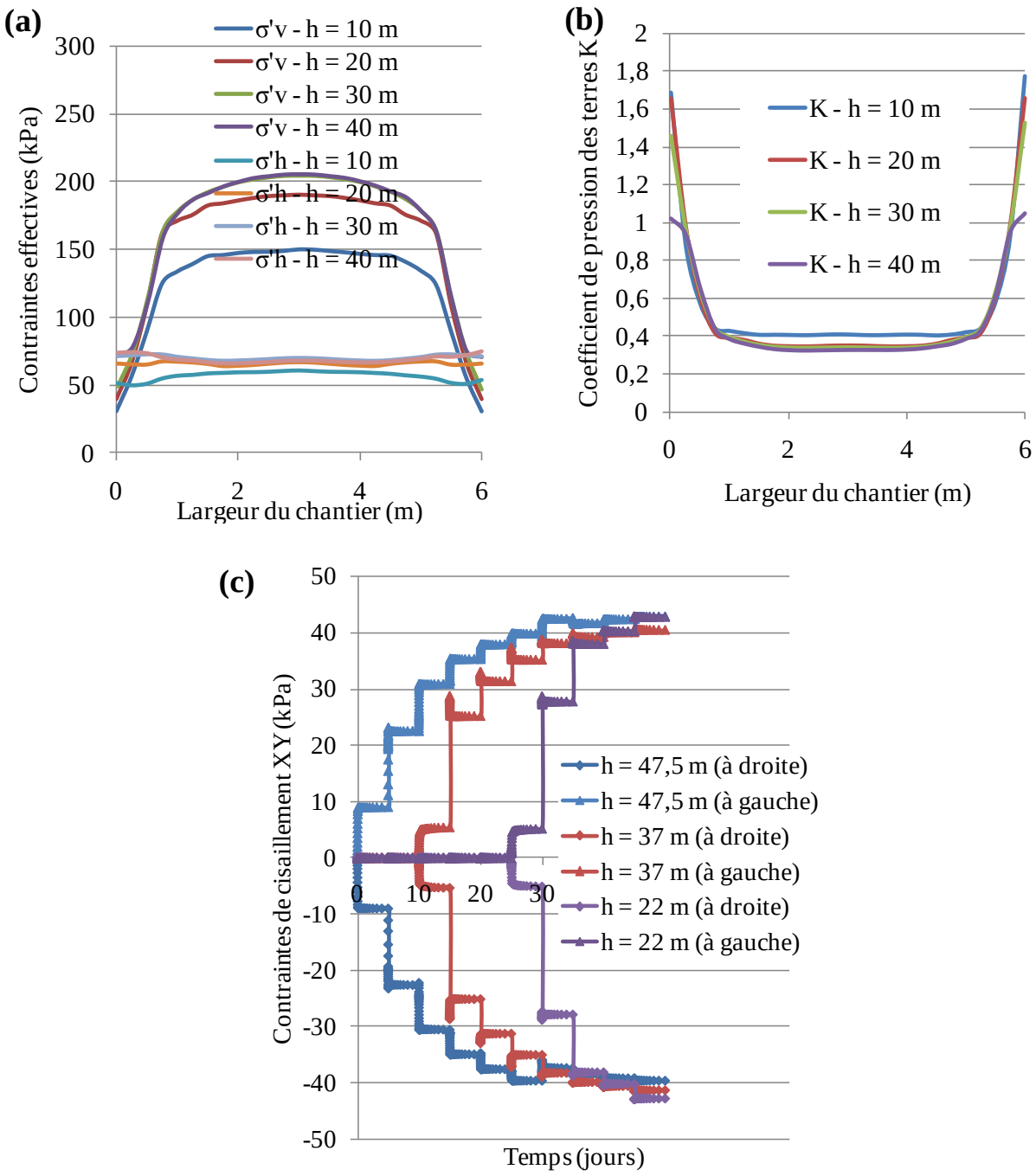

Figure A.5 : Cas D_0 - Contraintes effectives (a) et coefficient de pression des terres K (b) sur la largeur du chantier à différentes profondeurs. (c) Évolution des contraintes de cisaillement avec le remplissage à 3 profondeurs différentes (h = 47,5 m, 37m et 22 m).

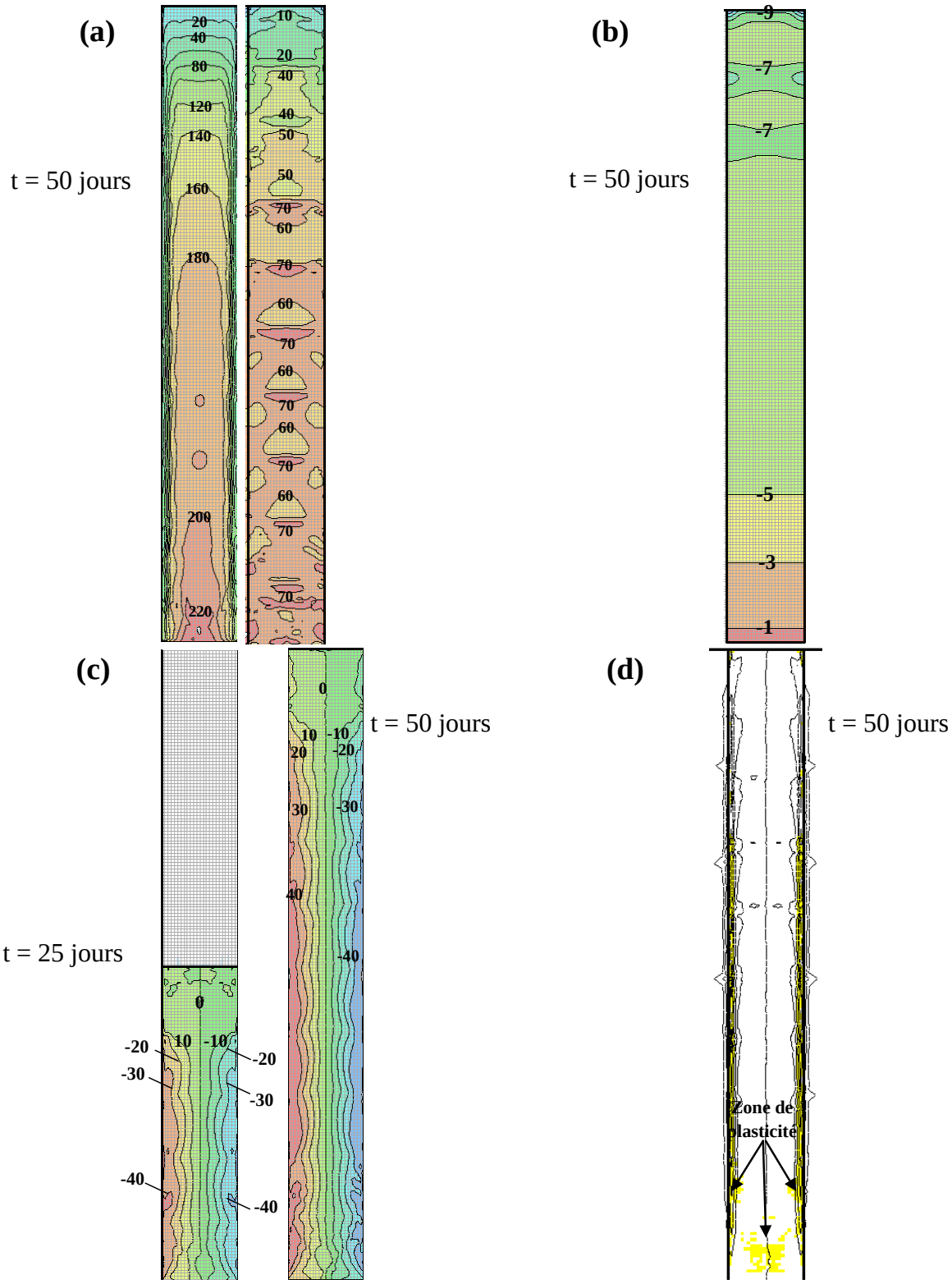

Figure A.6 : Cas D_0 - (a) Iso-contours des contraintes totales verticales (à gauche) et horizontales (à droite) (a), des pressions interstitielles (b), des contraintes de cisaillement (c). (d) Zone de plasticité au sein du chantier remblayé à la fin de la simulation.

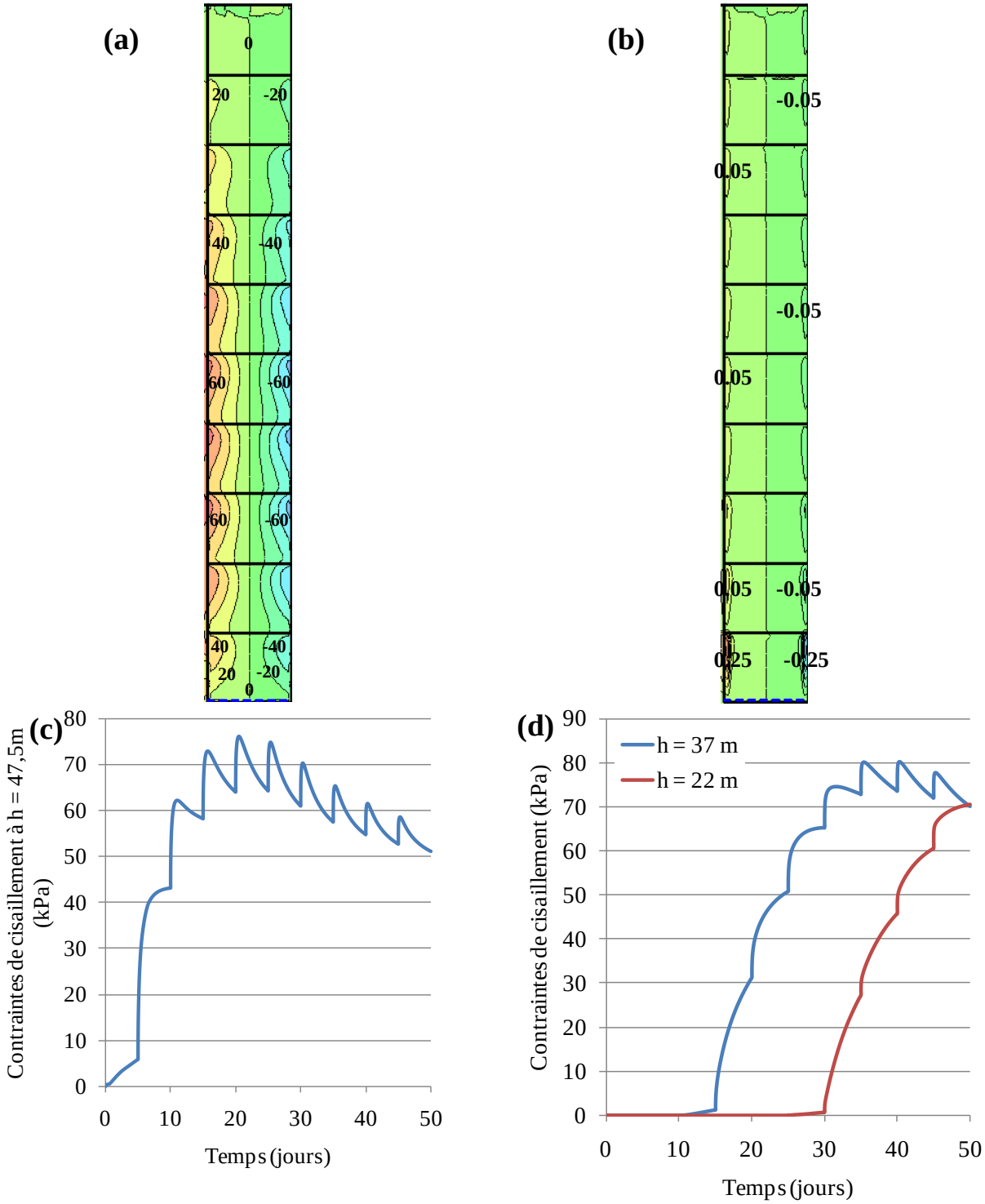

Figure A.7 : Cas E_0 - Iso-contours des contraintes de cisaillement (a), des déformations de cisaillement (b) à la fin de la simulation (t=50 jours). Évolution des contraintes de cisaillement avec le temps de remplissage à h = 47,5 m (c) et à h = 37 m et h = 22 m (d).

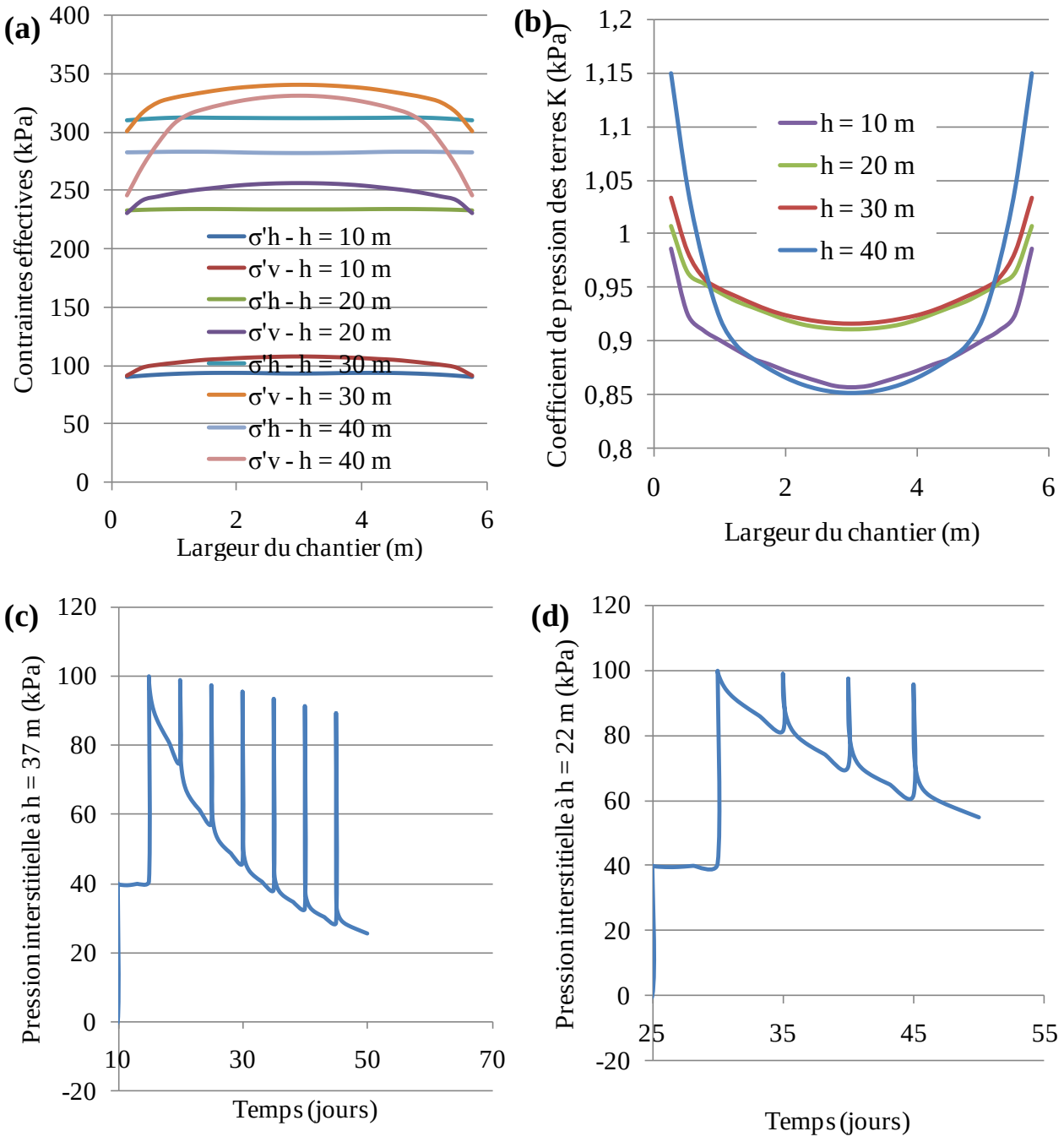

Figure A.8 : Cas F_0 - Contraintes effectives horizontales et verticales (a) et coefficient de pression des terres K (b) sur la largeur du chantier. Évolution de la pression interstitielle avec le remplissage à h = 37 m (c) et à h = 22 m (d).

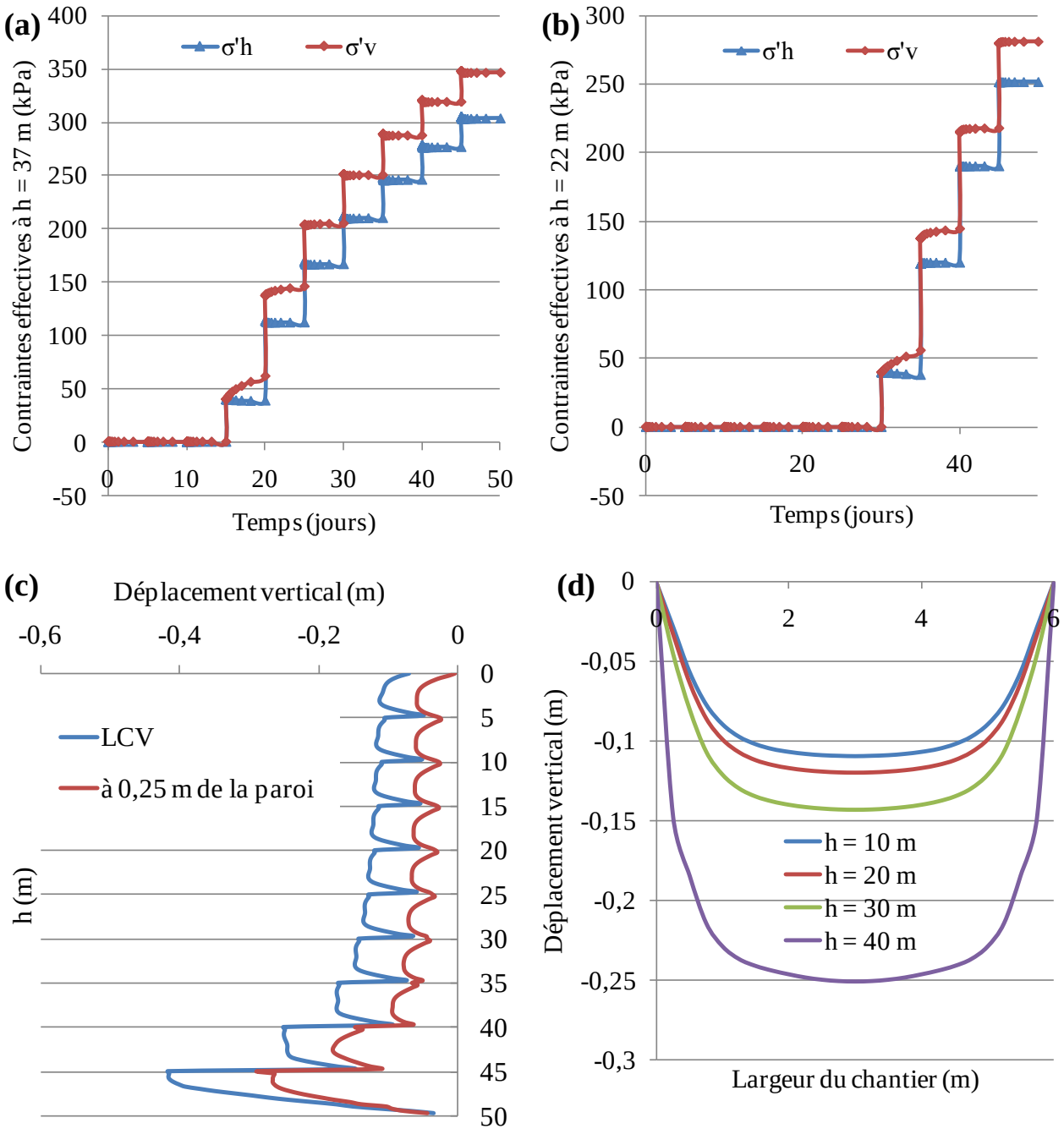

Figure A.9 : Cas F_0 - Évolution des contraintes effectives horizontales et verticales avec le remplissage à h = 37 m (a) et h = 22 m (b). (c) Déplacement vertical le long de la hauteur du chantier à la LCV et à 0,25 m de la paroi rocheuse. (d) Déplacement vertical sur la largeur du chantier à différentes profondeurs.

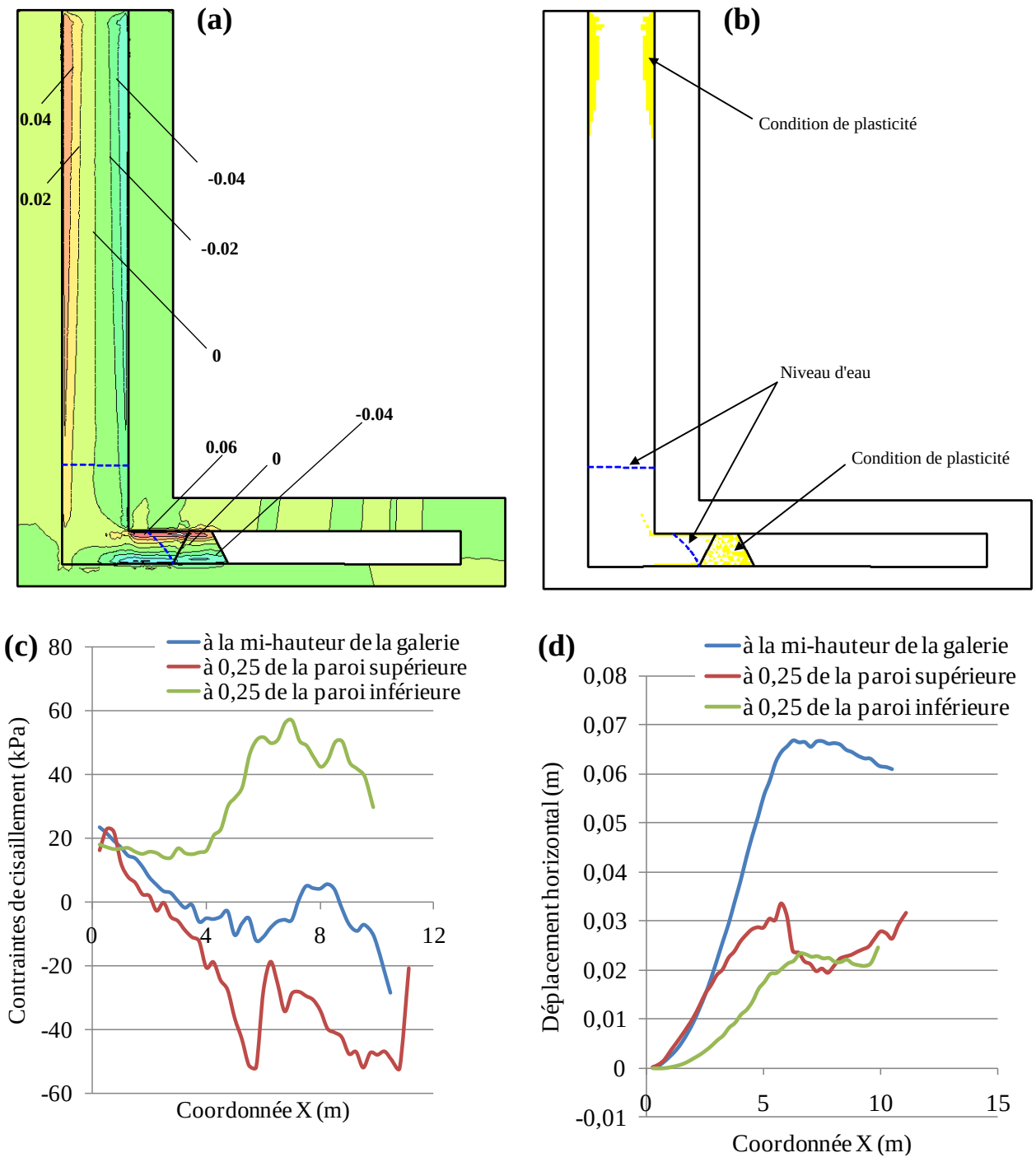

Figure A.10 : Cas G_0 : (a) Iso-contours des déformations de cisaillement à la fin de la simulation (t = 5 années). (b) Zone de plasticité au niveau du chantier remblayé et de la barricade. Contrainte de cisaillement (c) et déplacement horizontale (d) en fonction de la distance à trois emplacements différents (à la fin de la simulation).

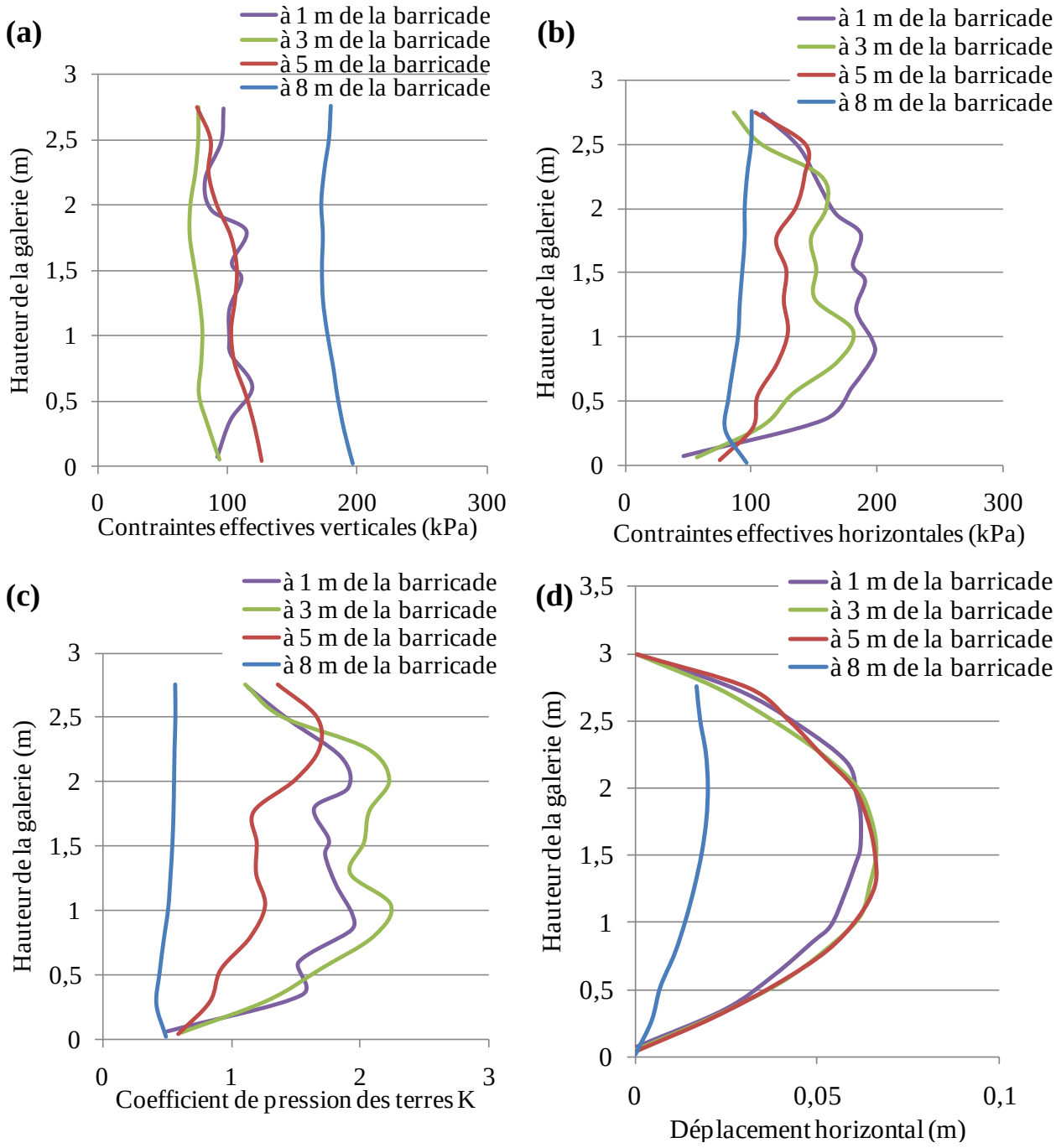

Figure A.11 : Cas G_0 : Contraintes effectives verticales (a), horizontales (b), coefficient de pression des terres K (c) et déplacement horizontal (d) en fonction de la hauteur à 4 emplacement différents (1 m, 3 m, 5 m et 8 m de la face gauche de la barricade).

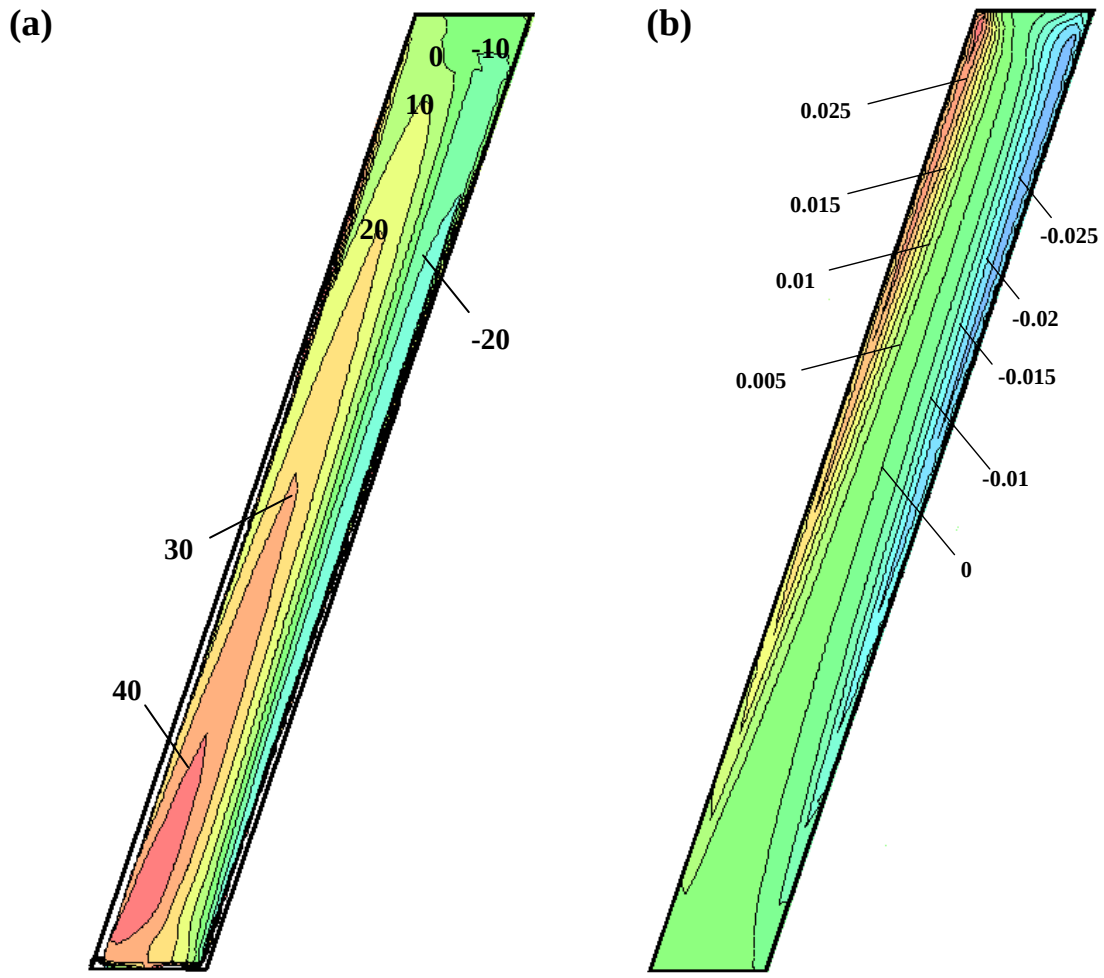

Figure A.12 : Cas H_0 - Iso-contours des contraintes de cisaillement (a) et des déformations de cisaillement (b) pour un chantier remblayé drainé incliné.

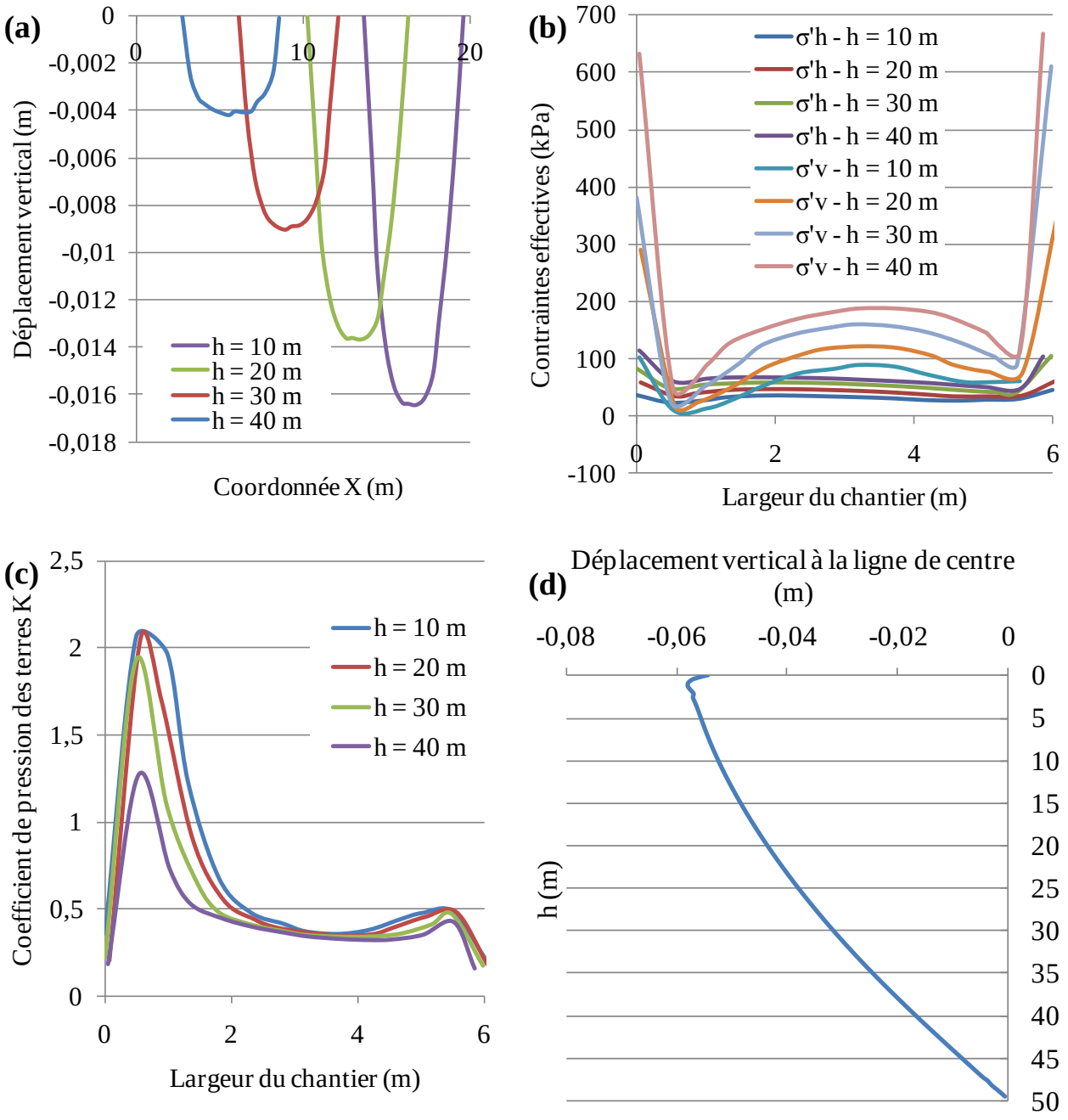

Figure A.13 : Cas H_0 - Déplacement vertical (a), contraintes effectives horizontales et verticales (b) et coefficient de pression des terres K (c) en fonction de la largeur du chantier à différentes profondeur. (d) Déplacement vertical à la ligne de centre pour un chantier remblayé incliné et drainé.

ANNEXE B – Résultats supplémentaires de l'évaluation paramétrique

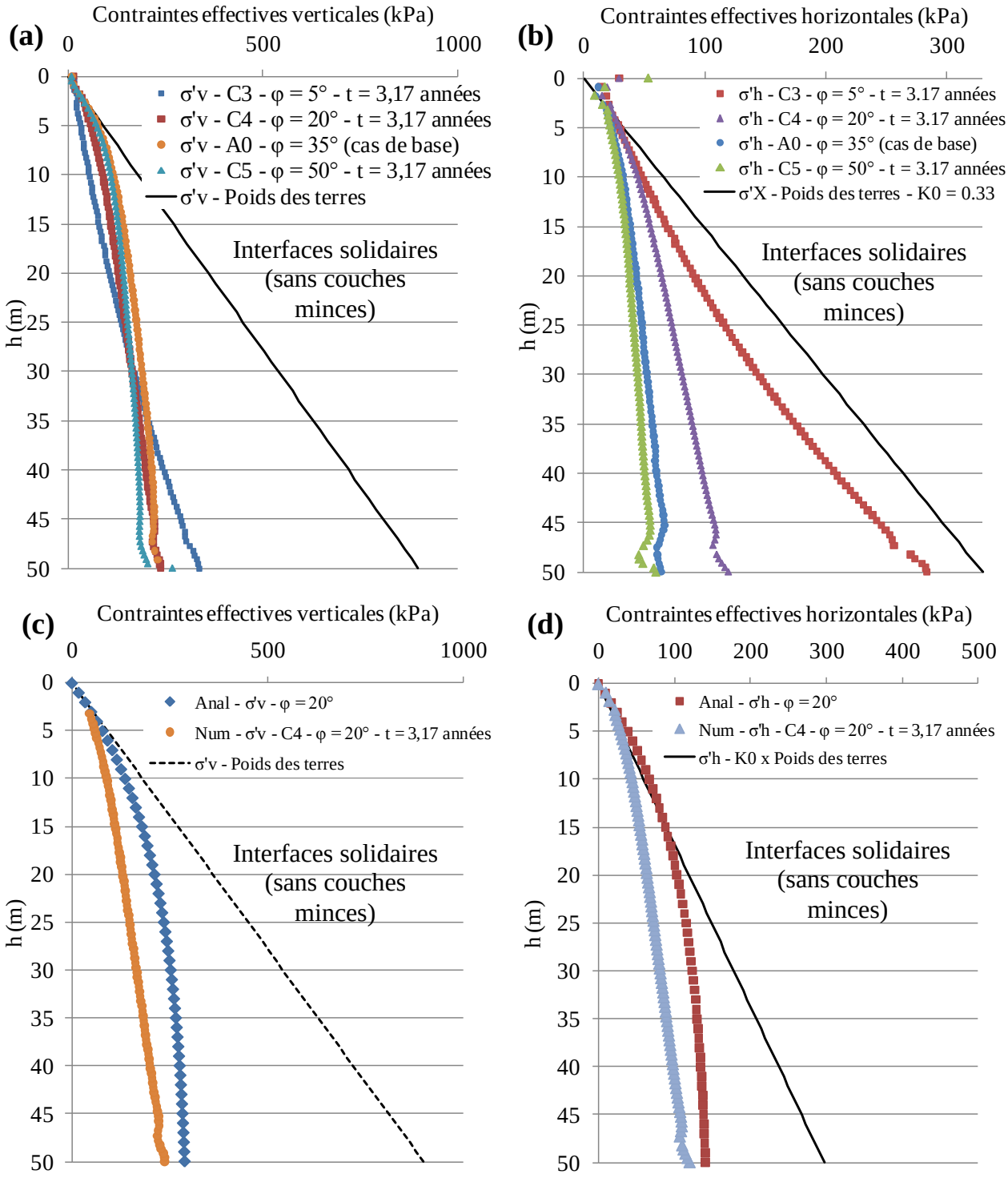

Figure B.1 : Cas A_0, C_3, C_4 et C_5 - Comparaison des distributions des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV pour différents cas de simulation. Comparaison des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) obtenues des solutions analytiques et numériques pour une valeur d'angle de friction interne $\phi' = 20°$.

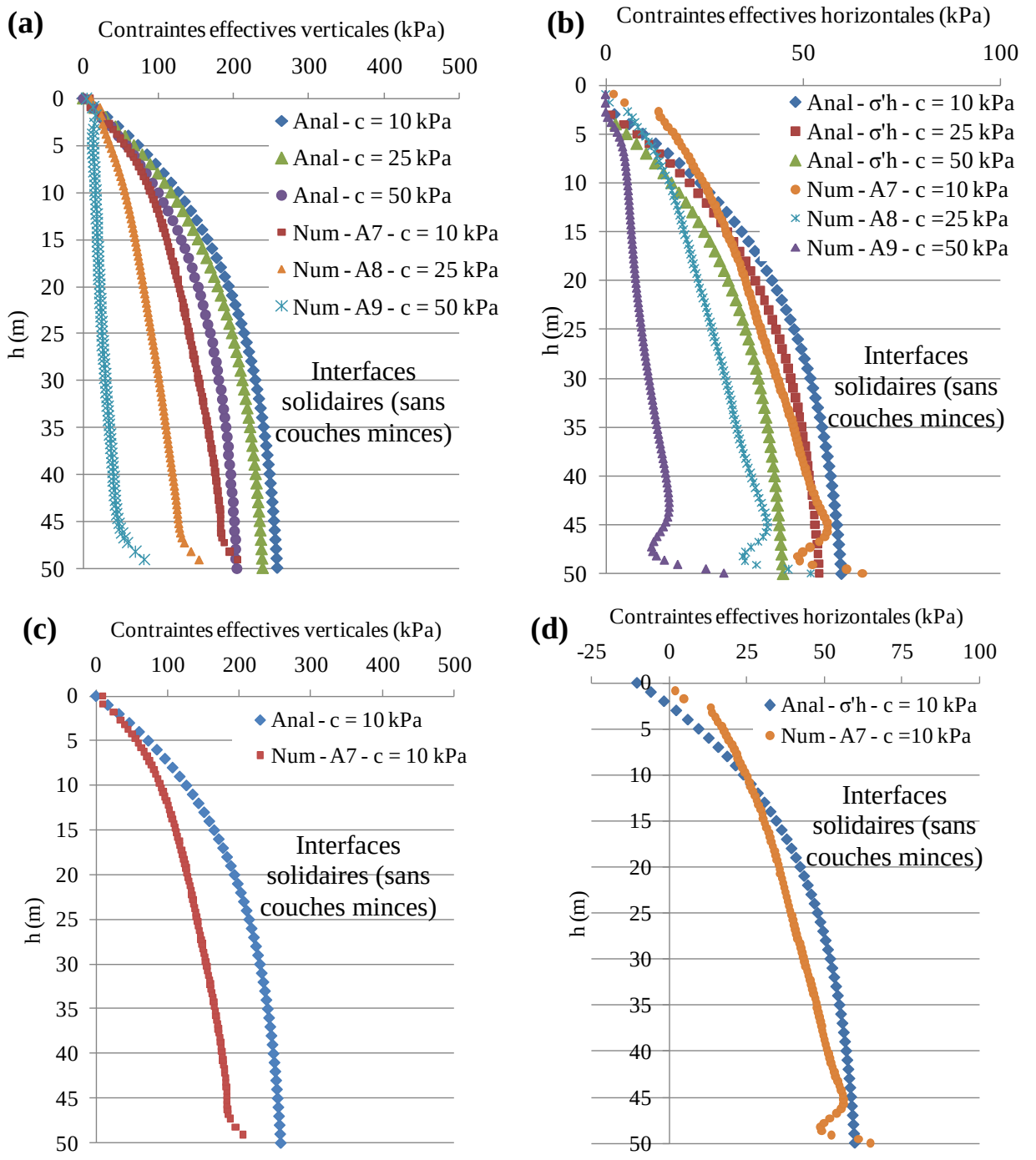

Figure B.2 : Cas A_7, A_8, et A_9 - Comparaison des distributions des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) le long de la LCV obtenues des solutions analytiques et numériques pour différentes valeurs de cohésion. Comparaison des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) à la LCV obtenues des solutions analytiques et numériques pour une valeur de cohésion c = 10 kPa.

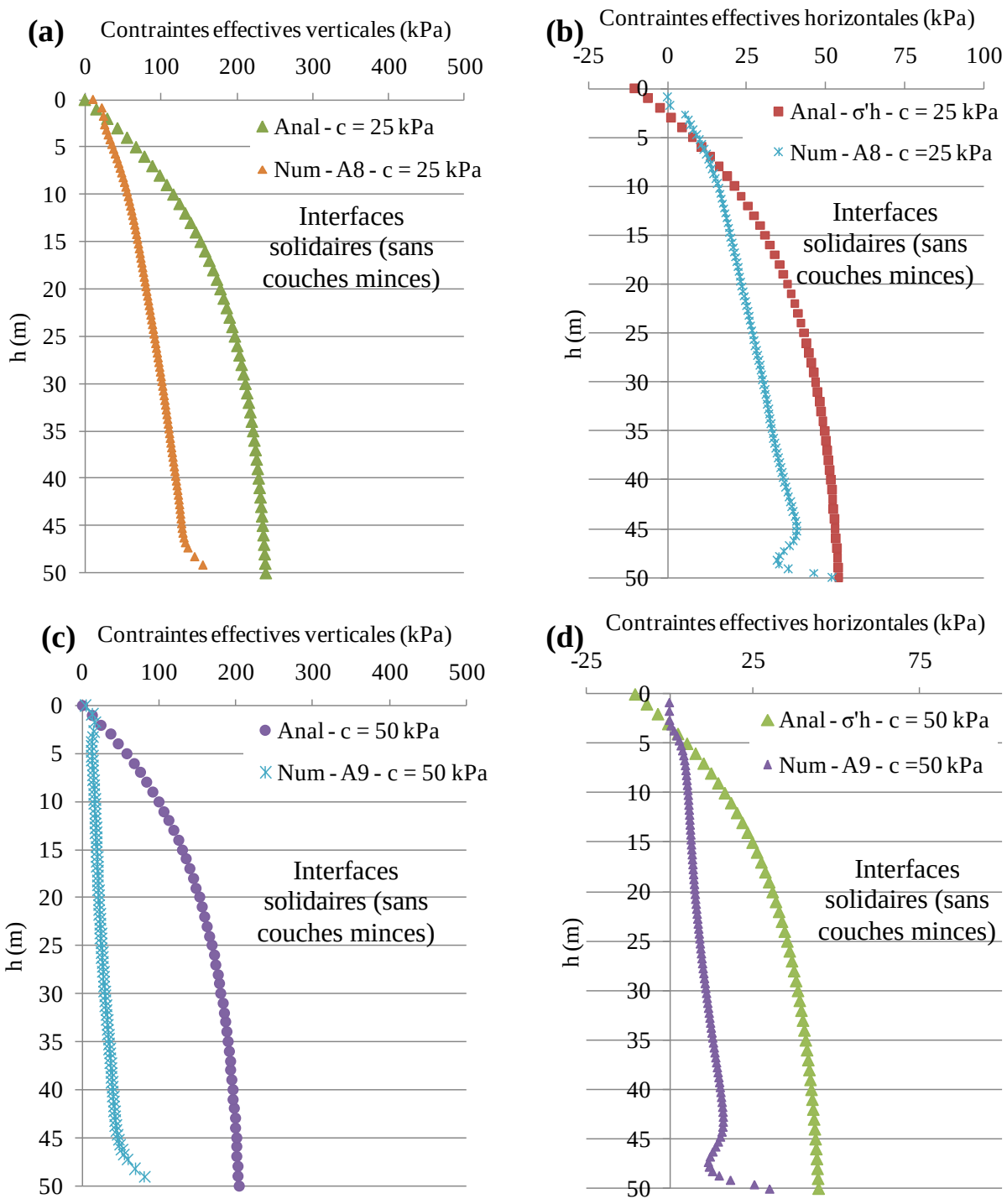

Figure B.3 : Cas A_8 et A_9 - Comparaison des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) à la LCV obtenues des solutions analytiques et numériques pour une valeur de cohésion c = 25 kPa. Comparaison des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) à la LCV obtenues des solutions analytiques et numériques pour une valeur de cohésion c = 50 kPa.

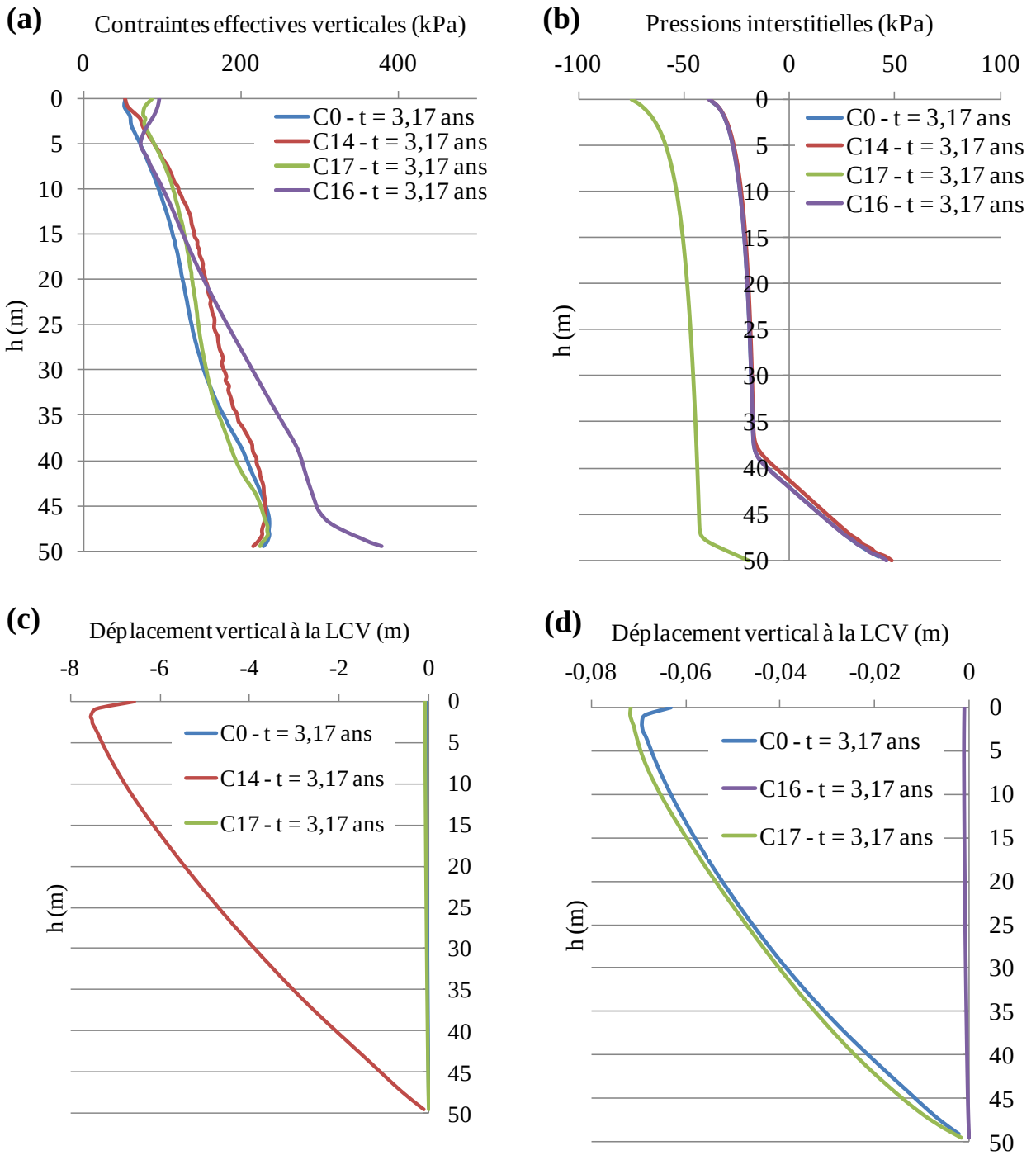

Figure B.4 : C_0, C_{14}, C_{16} et C_{17} - Distribution des contraintes effectives verticales (a) et des pressions interstitielles (b) à la ligne centrale verticale. Comparaison du déplacement vertical à la LCV pour les cas C_0, C_{14} et C_{17} (c) et pour les cas C_0, C_{16} et C_{17} (d).

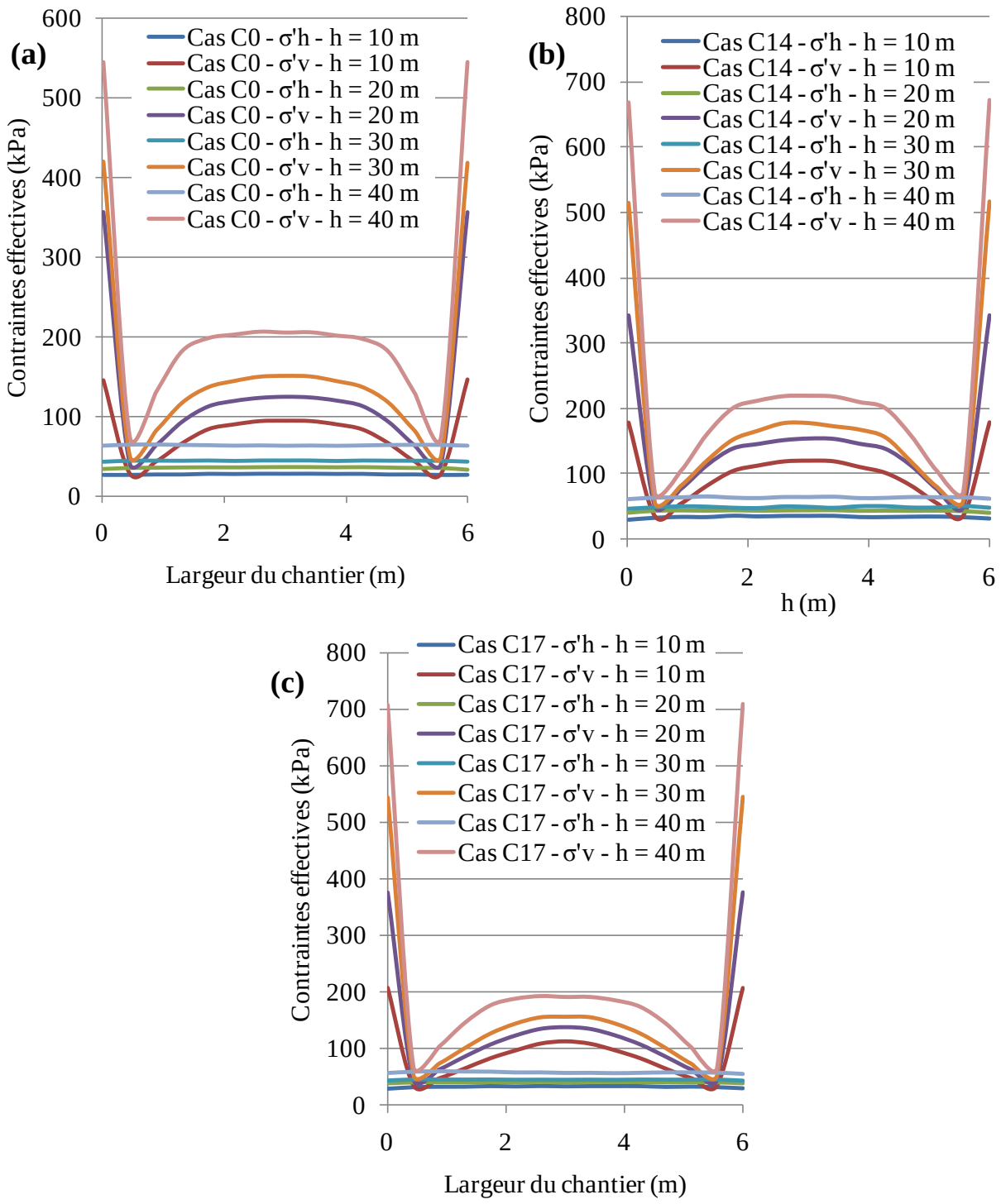

Figure B.5 : C_0, C_{14} et C_{17} - Contraintes effectives verticales et horizontales sur la largeur du chantier pour les cas C_0 (a), C_{14} (b) et C_{17} (c) à différentes profondeurs (h = 10 m, 20 m, 30 m et 40 m).

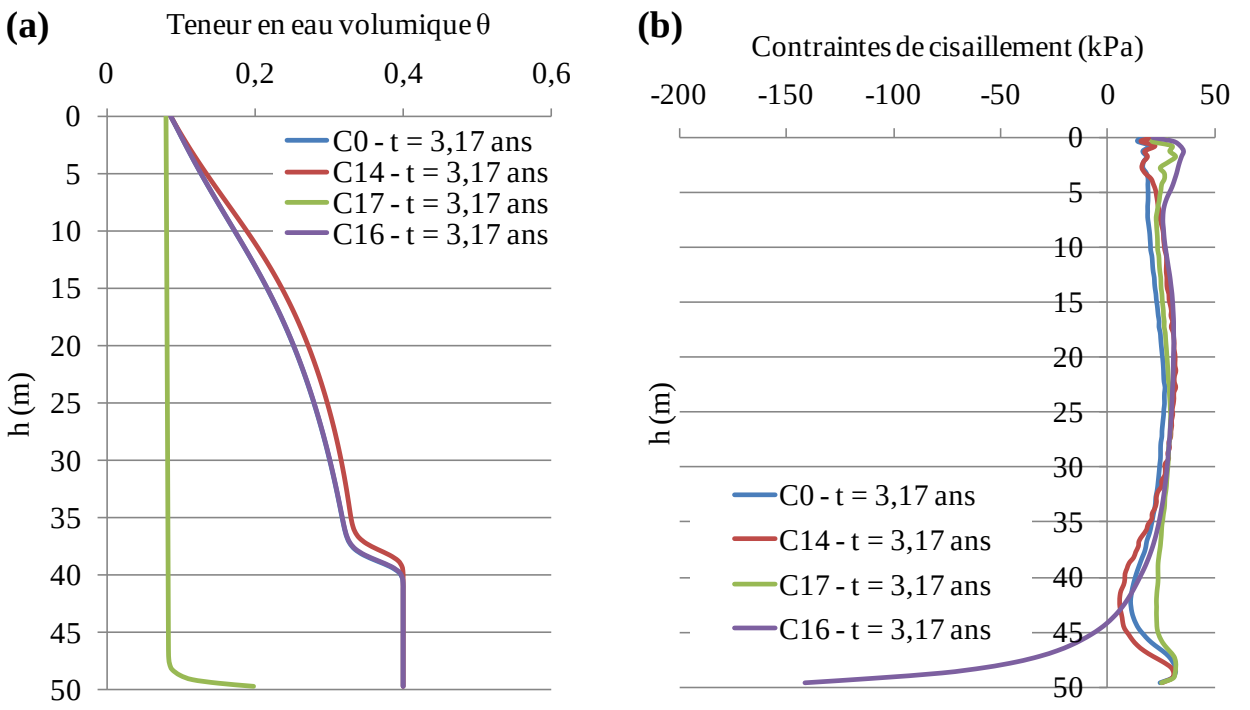

Figure B.6 : C_0, C_{14}, C_{16} et C_{17} - (a) Teneur en eau volumique le long de la LCV. (b) Comparaison des contraintes de cisaillement entre les cas C_0, C_{14}, C_{16} et C_{17} à 0,5 m de la paroi rocheuse.

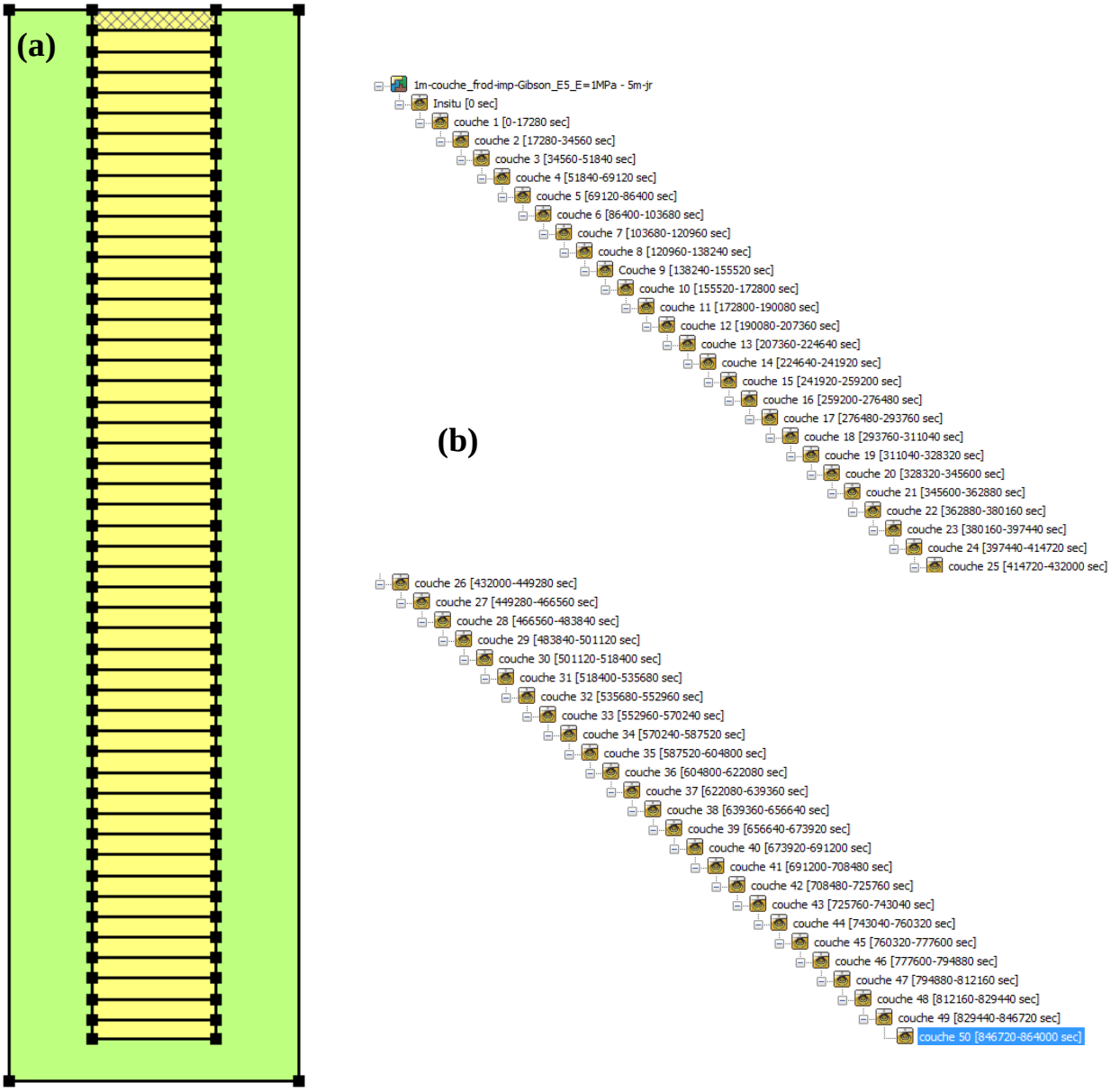

Figure B.7 : (a) Modèle conceptuel d'un remplissage séquentiel avec la mise en place de plusieurs couches de remblai avec une vitesse de 5 m par jour. Étapes d'analyses numériques pour un remplissage séquentiel simulant la mise en place de plusieurs couches du remblai dans le chantier.

La solution de Gibson (1958) pour un remplissage en continu est exprimée par l'équation B-1

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{dt} \qquad \text{(B-1)}$$

où c_v est le coefficient de consolidation (m^2/s), u la pression interstitielle en excès (kPa), x la distance verticale du point de mesure jusqu'à la base de la couche (m), t le temps de remplissage (sec) et γ' le poids volumique effectif (kN/m^3).

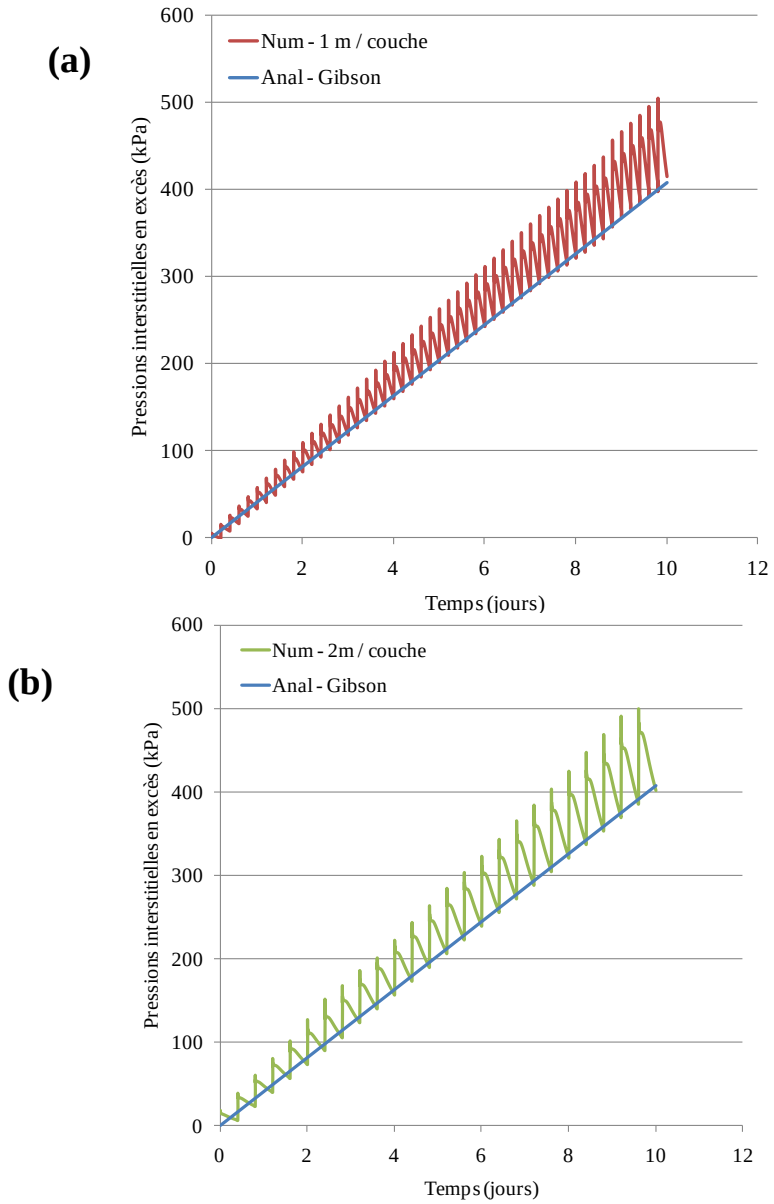

Figure B.8 : Comparaison de la solution analytique de Gibson avec les résultats numériques pour un remplissage séquentiel d'un mètre par couche (a) et pour un remplissage de 2 m par couche (b).

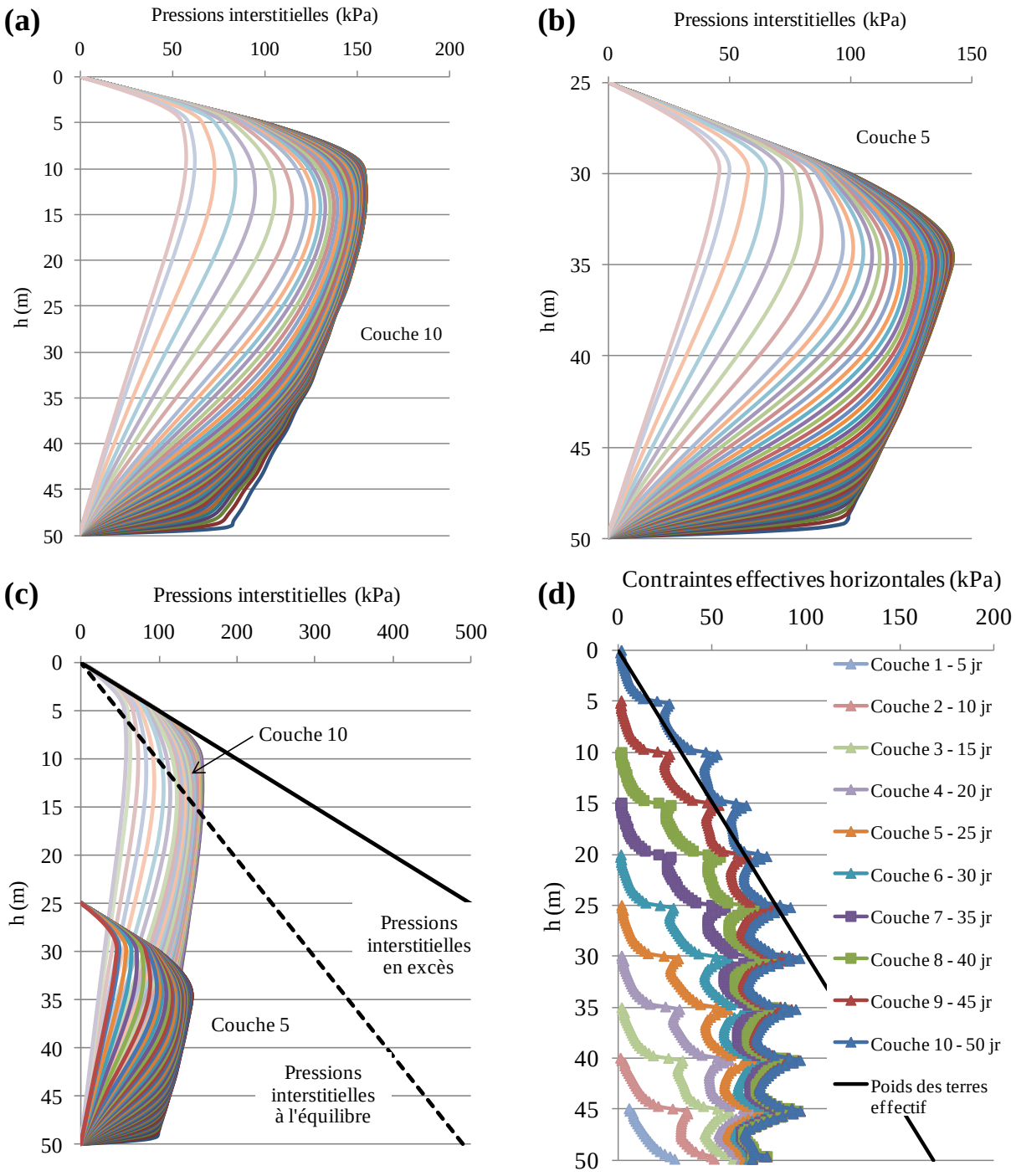

Figure B.9 : Cas E3 - Évolution des pressions interstitielles après la mise en place de la 10e couche (a) et de la 5e couche (b) le long de la LCV. (c) Comparaison des distributions des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 5e et de la 10e couche. (d) Contraintes effectives horizontales le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation.

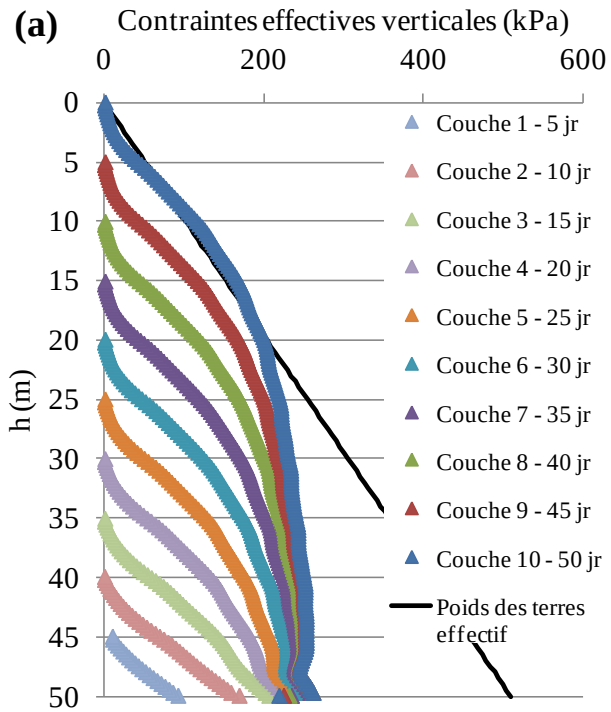

Figure B.10 : Cas E3 - Contraintes effectives verticales le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation (t = 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 et 50 jours).

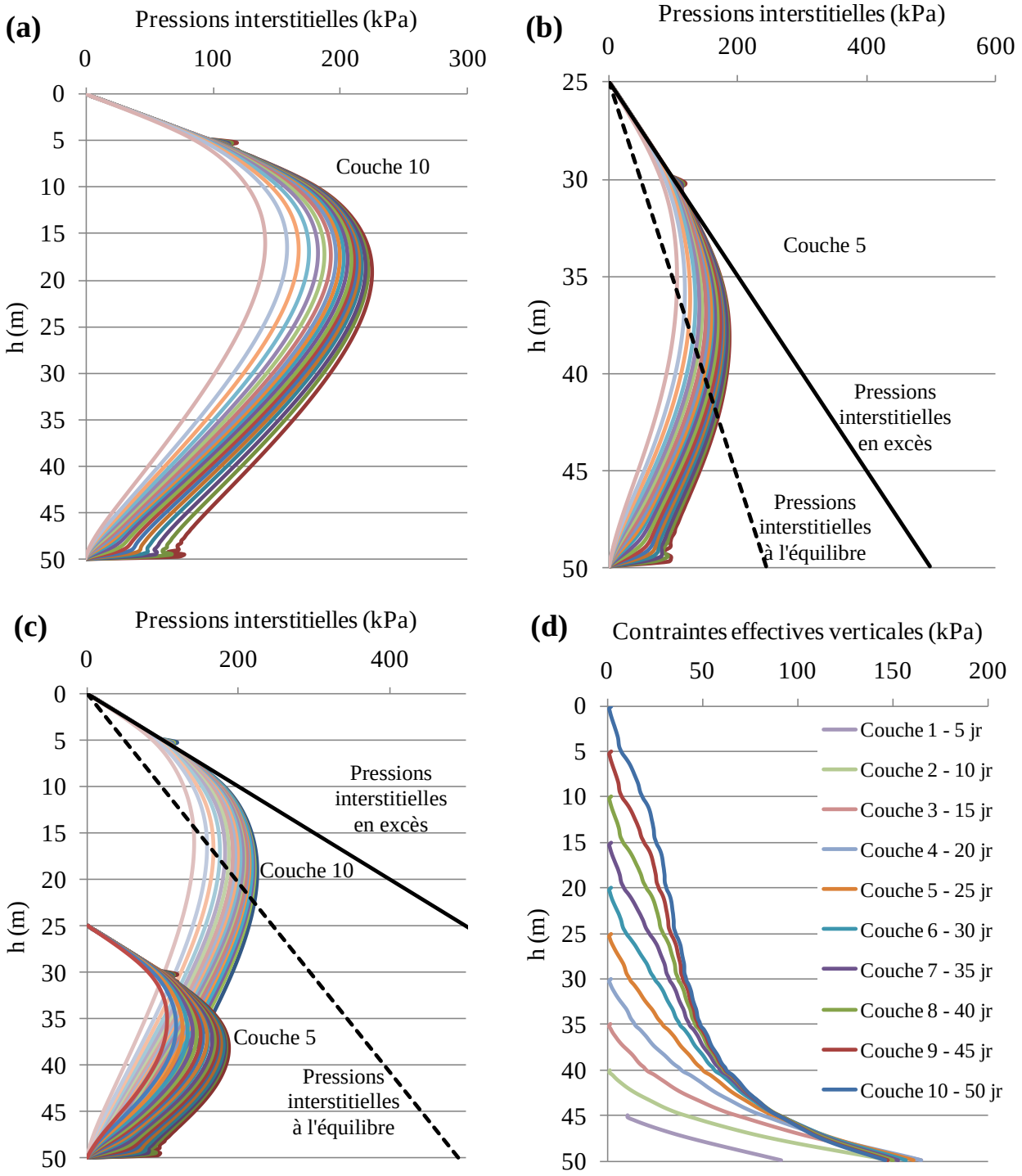

Figure B.11 : Cas E5 - Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche (a) et de la 5e couche (b). (c) Comparaison de l'évolution des pressions interstitielles après la mise en place de la 5e et de la 10e couche à la LCV. (d) Distribution des contraintes effectives verticales le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation.

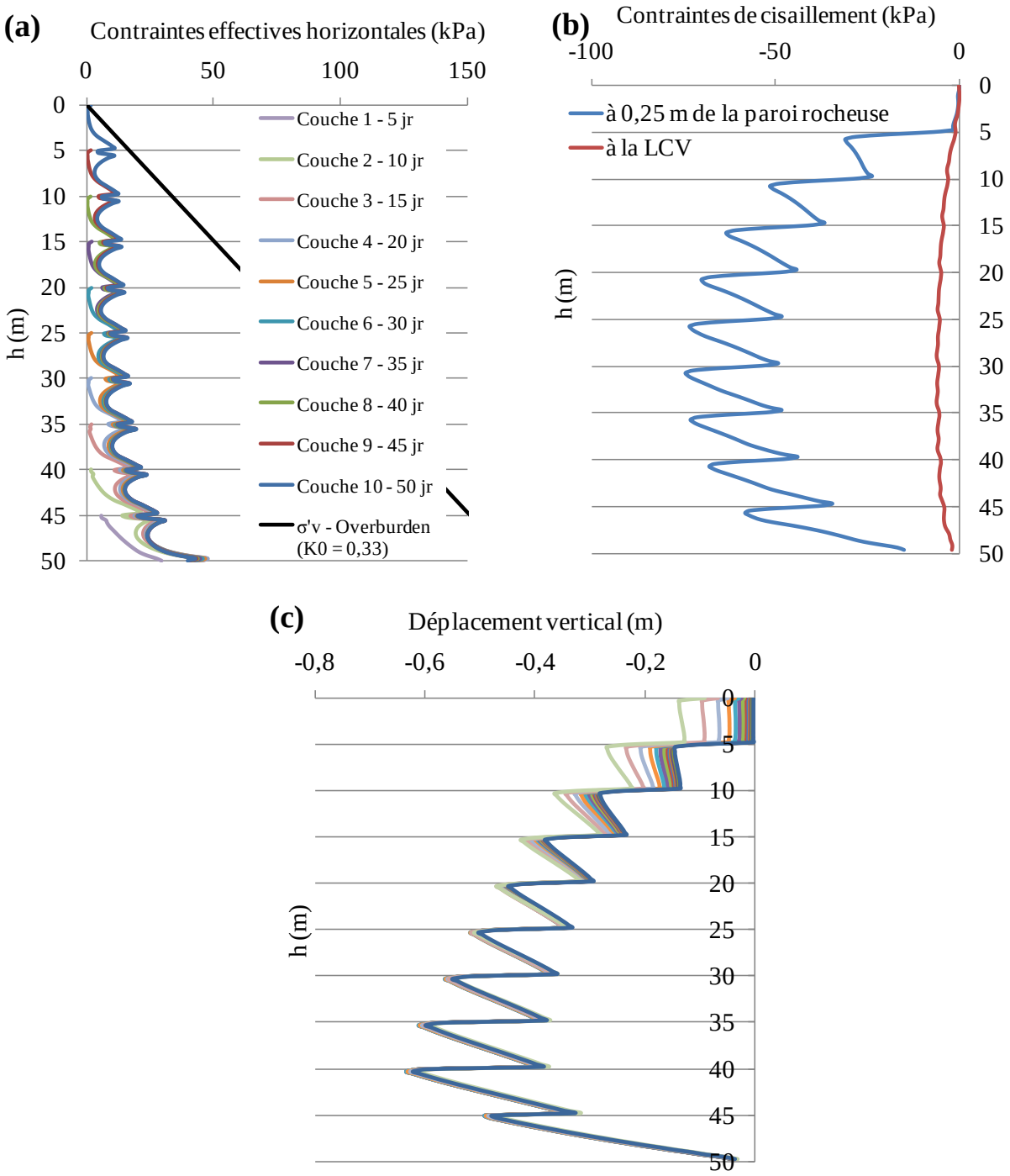

Figure B.12 : Cas E5 - (a) Distribution des contraintes effectives horizontales le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation. (b) Contraintes de cisaillement à la LCV et près de la paroi rocheuse à la fin de la simulation (t = 50 jours). (c) Évolution du déplacement vertical le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche ($45 \leq t \leq 50$ jours).

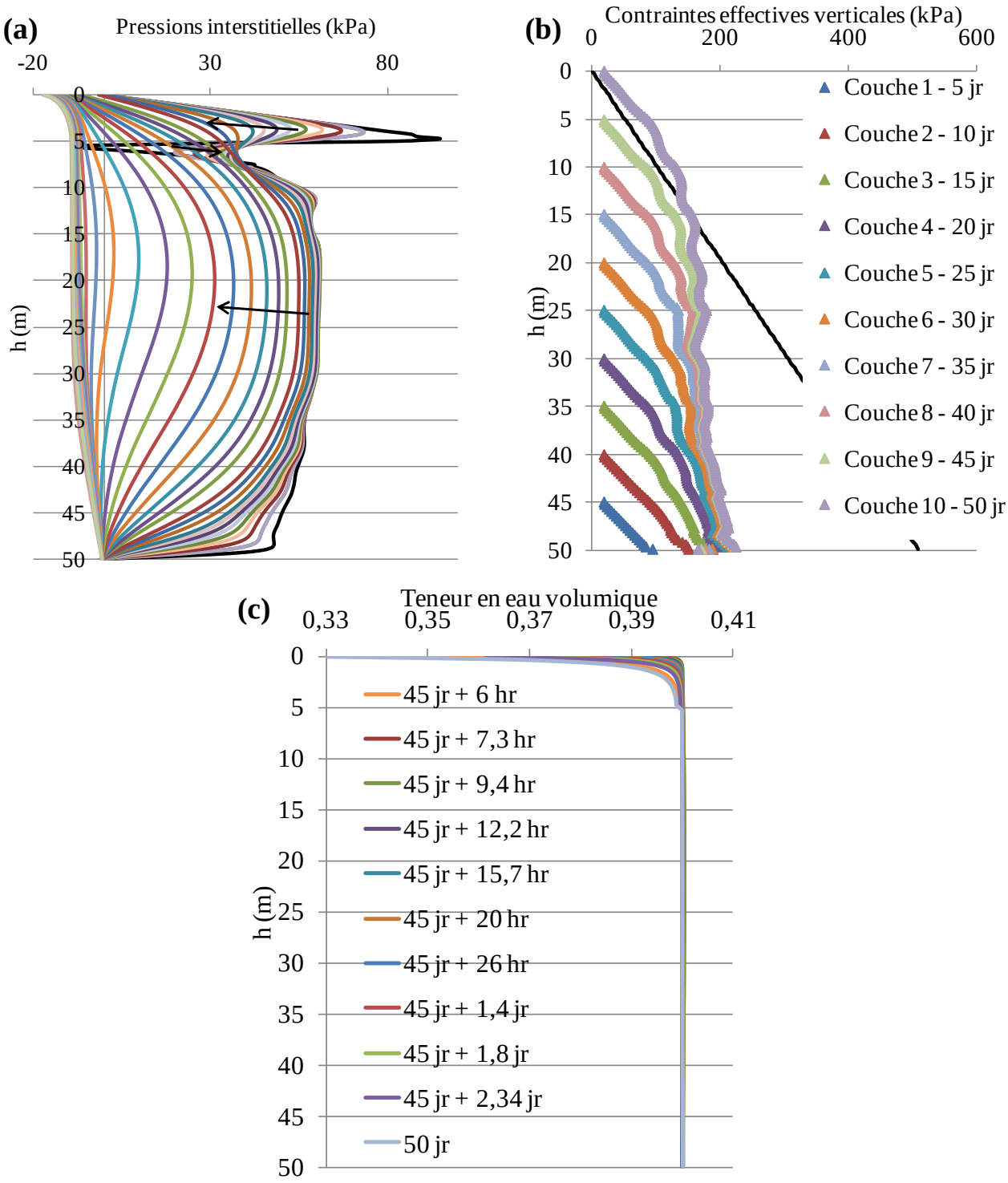

Figure B.13 : Cas E6 - Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche. (b) Contraintes effectives verticales le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation. (c) Évolution de la teneur en eau volumique après la mise en place de la 10e couche ($45 \leq t \leq 50$ jours).

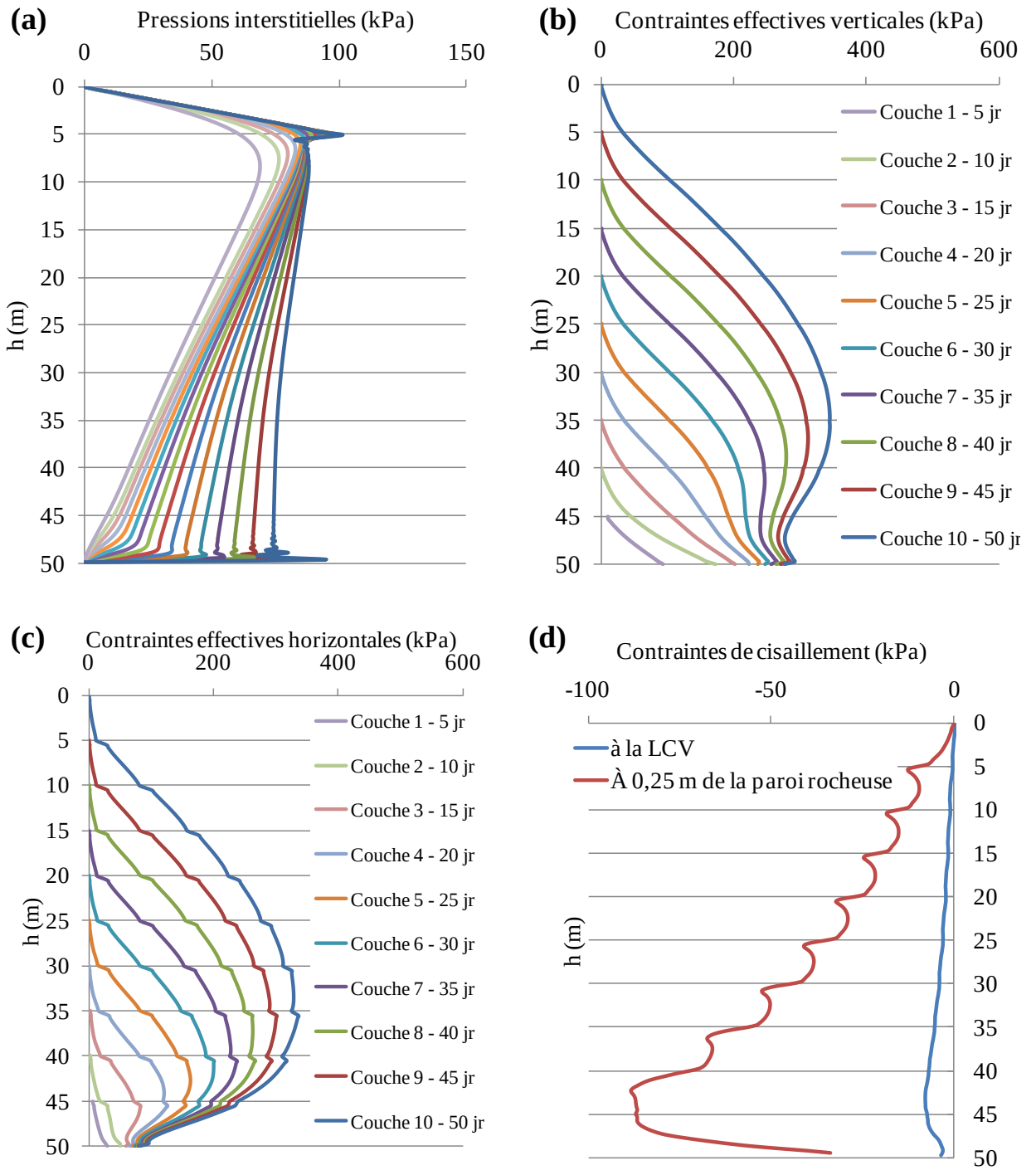

Figure B.14 : Cas E7 - Évolution des pressions interstitielles le long de la LCV après la mise en place de la 10e couche. Contraintes effectives verticales (b) et horizontales (c) le long de la LCV à la fin de chaque étape de simulation. (d) Contraintes de cisaillement le long de la LCV et près de la paroi rocheuse à la fin de la simulation (t = 50 jours).

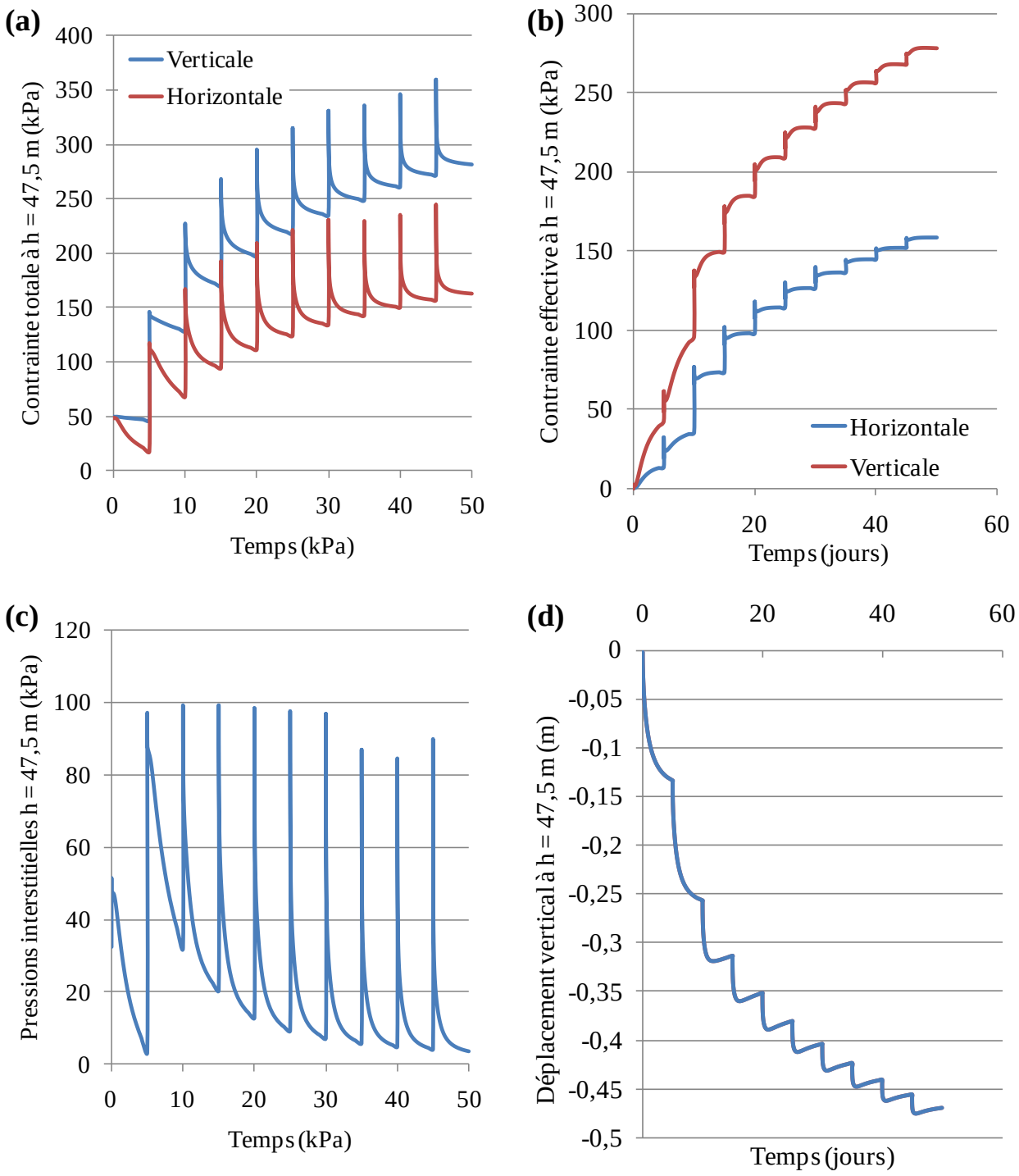

Figure B.15 : Cas E7 - Évolution des contraintes totales (a), des contraintes effectives (b), de la pression interstitielle (c) et du déplacement vertical (d) avec le temps de remplissage à h = 47,5 m.

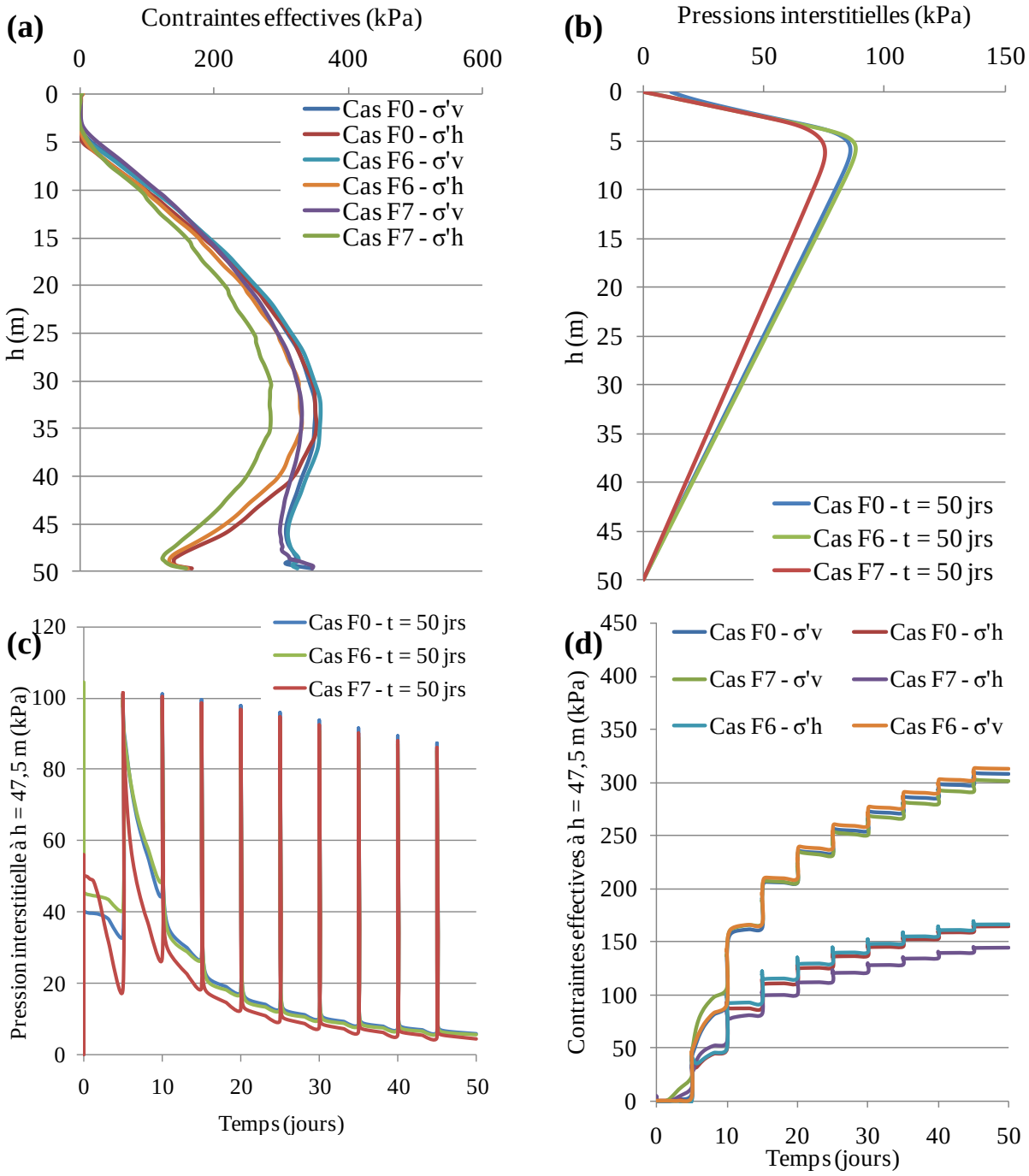

Figure B.16 : Cas F0, F6 et F7 - (a) Contraintes effectives (horizontales et verticales) le long de la LCV. (b) Pression interstitielle le long de la LCV à la fin de la simulation. Évolution de la pression interstitielle (c) et des contraintes effectives (d) avec le remplissage à h = 47,5 m.

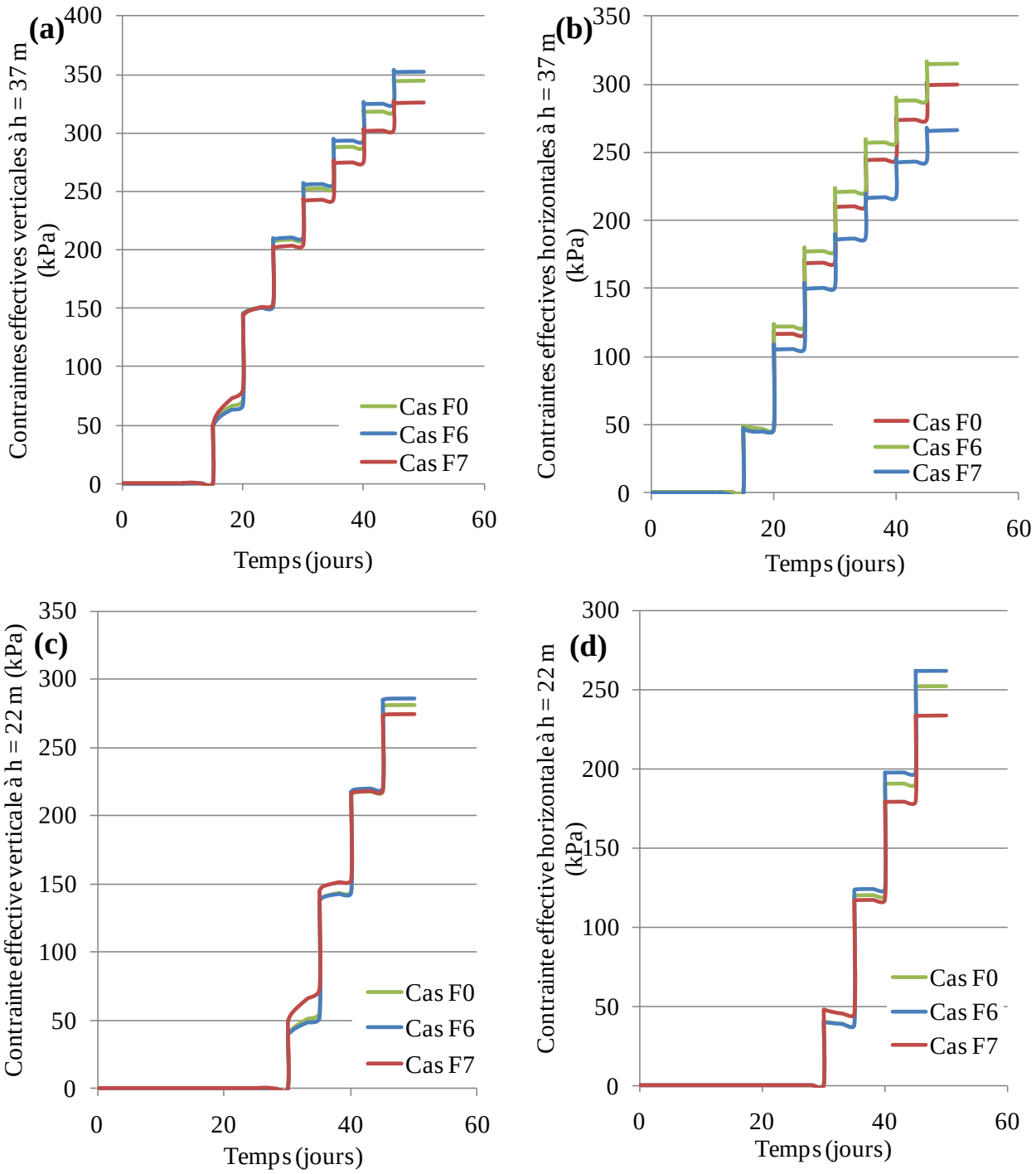

Figure B.17 : Cas F0, F6 et F7 - Évolution des contraintes effectives verticales (a) et horizontales (b) avec le remplissage à h = 37 m. Évolution des contraintes effectives verticales (c) et horizontales (d) avec le remplissage à h = 22 m.

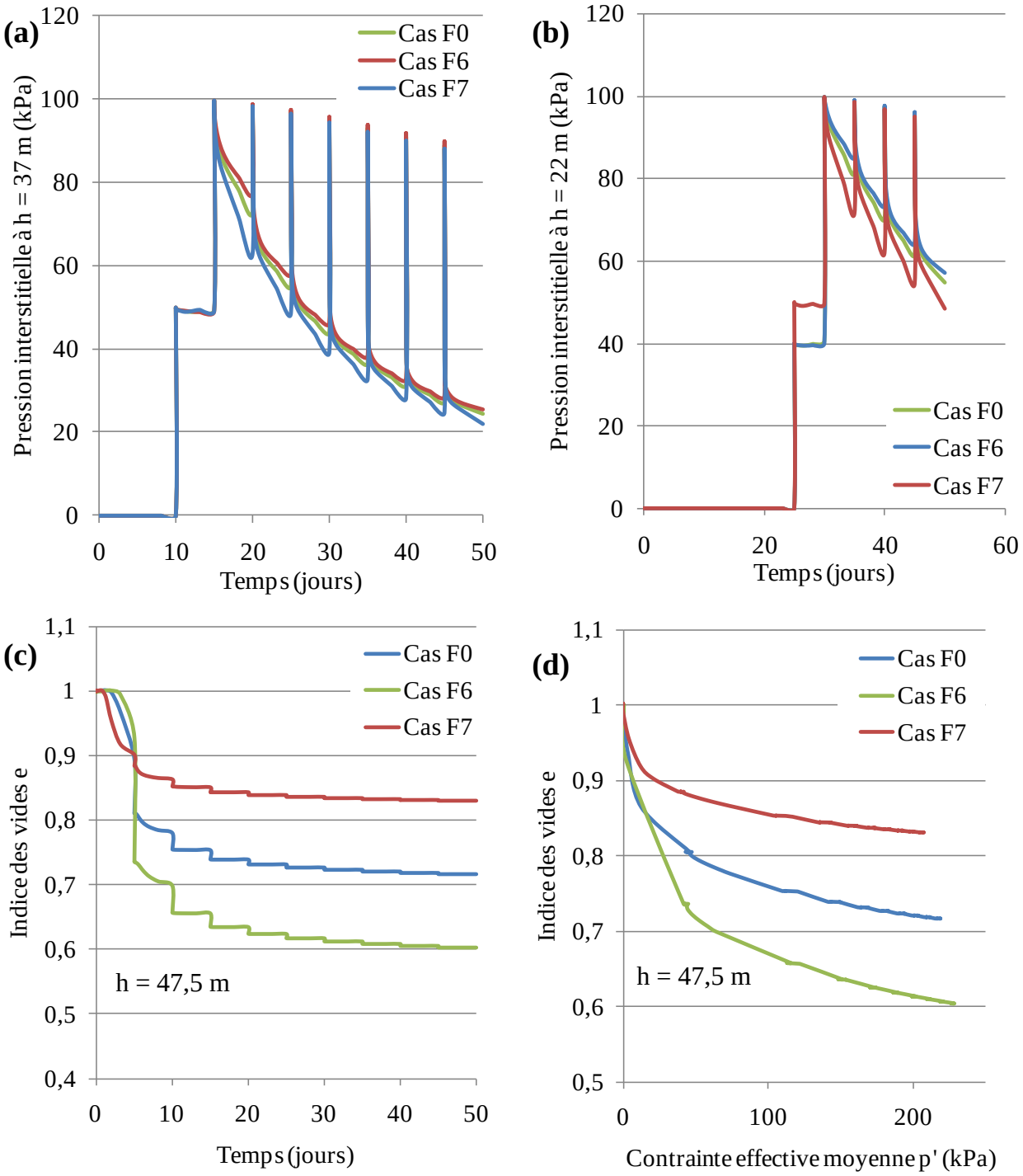

Figure B.18 : Cas F0, F6 et F7 - Évolution de la pression interstitielle avec remblayage à h = 37 m (a) et à h = 22 m (b). Évolution de l'indice des vides e en fonction du temps de remplissage (c) ou de la contrainte effective moyenne p' (d) au bas du chantier (h = 47,5 m).

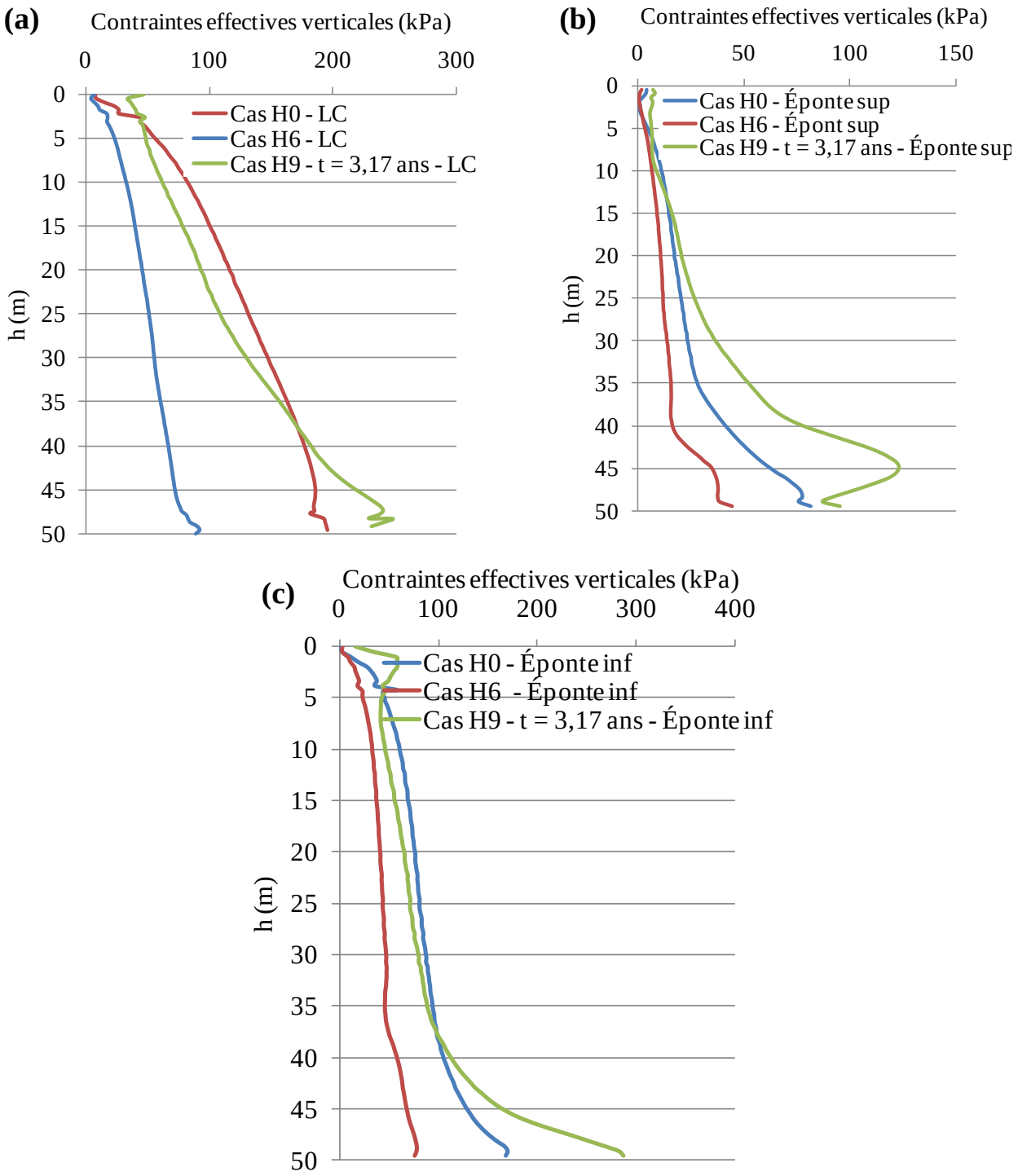

Figure B.19 : Cas H_0, H_6 et F_7 - Contraintes effectives verticales le long de la ligne de centre (a), de l'éponte supérieure (b) et de l'éponte inférieure (c).

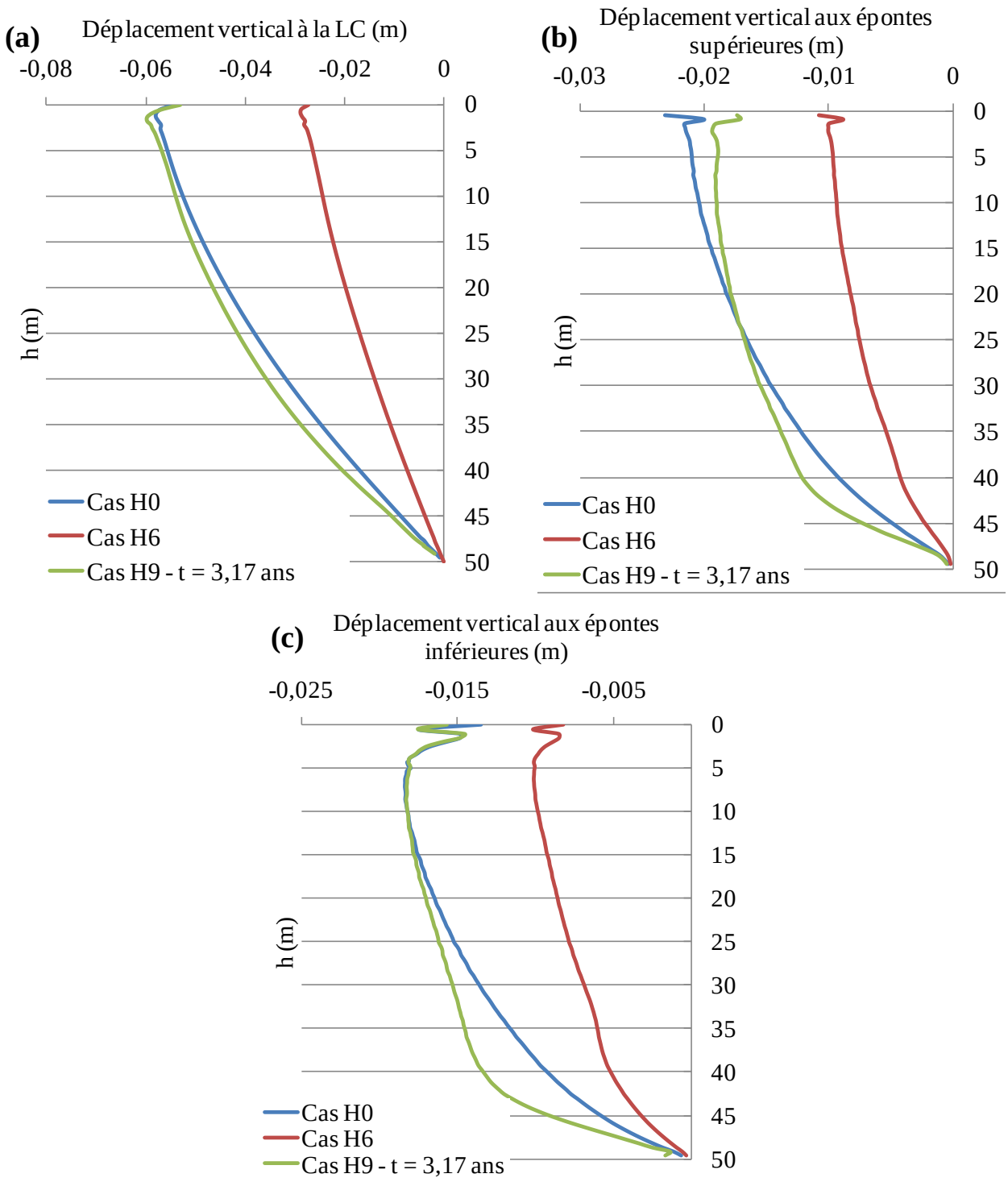

Figure B.20 : Cas H_0, H_6 et F_7 - Déplacement vertical le long de la ligne de centre (a), de l'éponte supérieure (b) et de l'éponte inférieure (c).

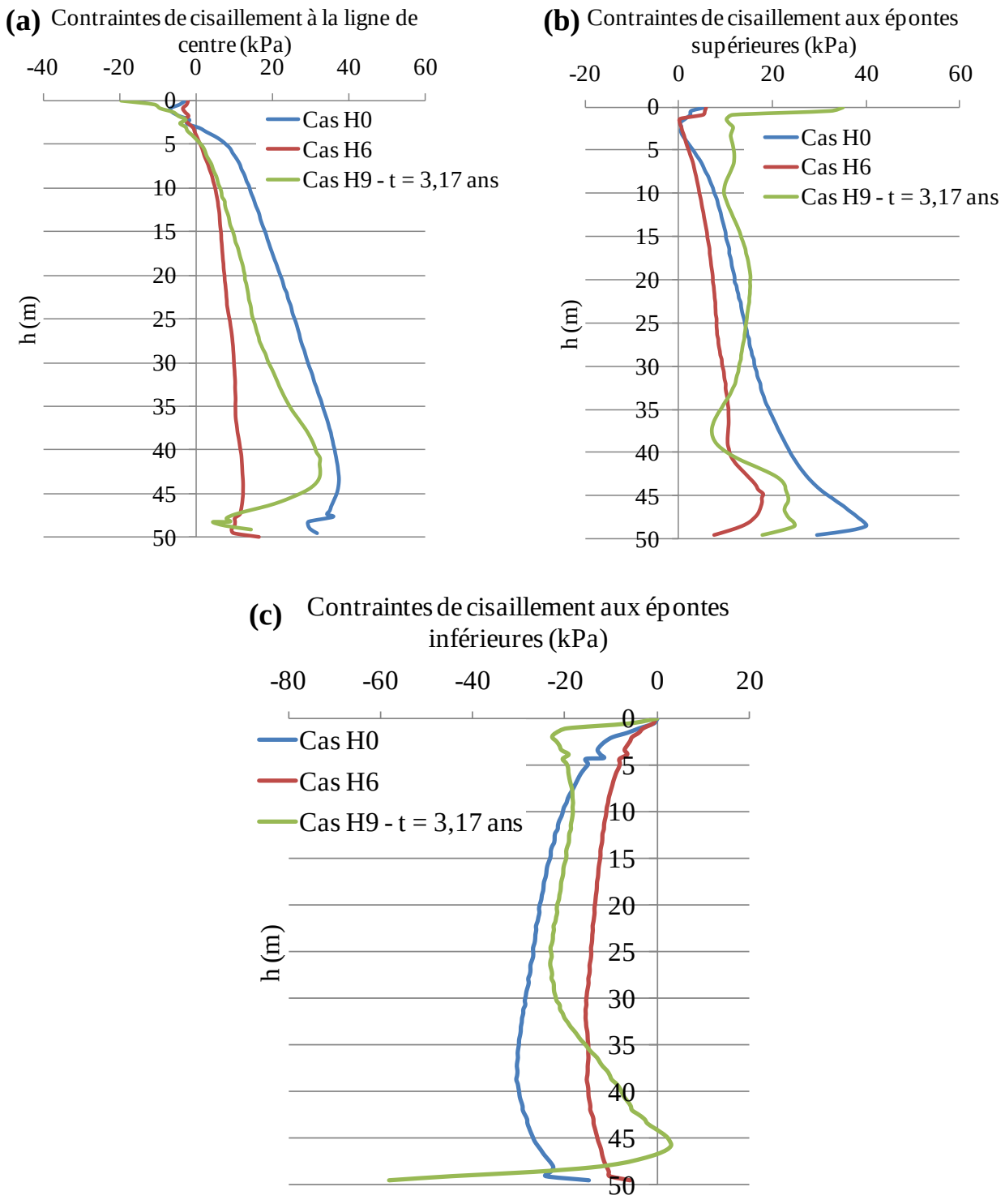

Figure B.21 : Cas H_0, H_6 et F_7 - Contraintes de cisaillement le long de la ligne de centre (a), de l'éponte supérieure (b) et de l'éponte inférieure (c).

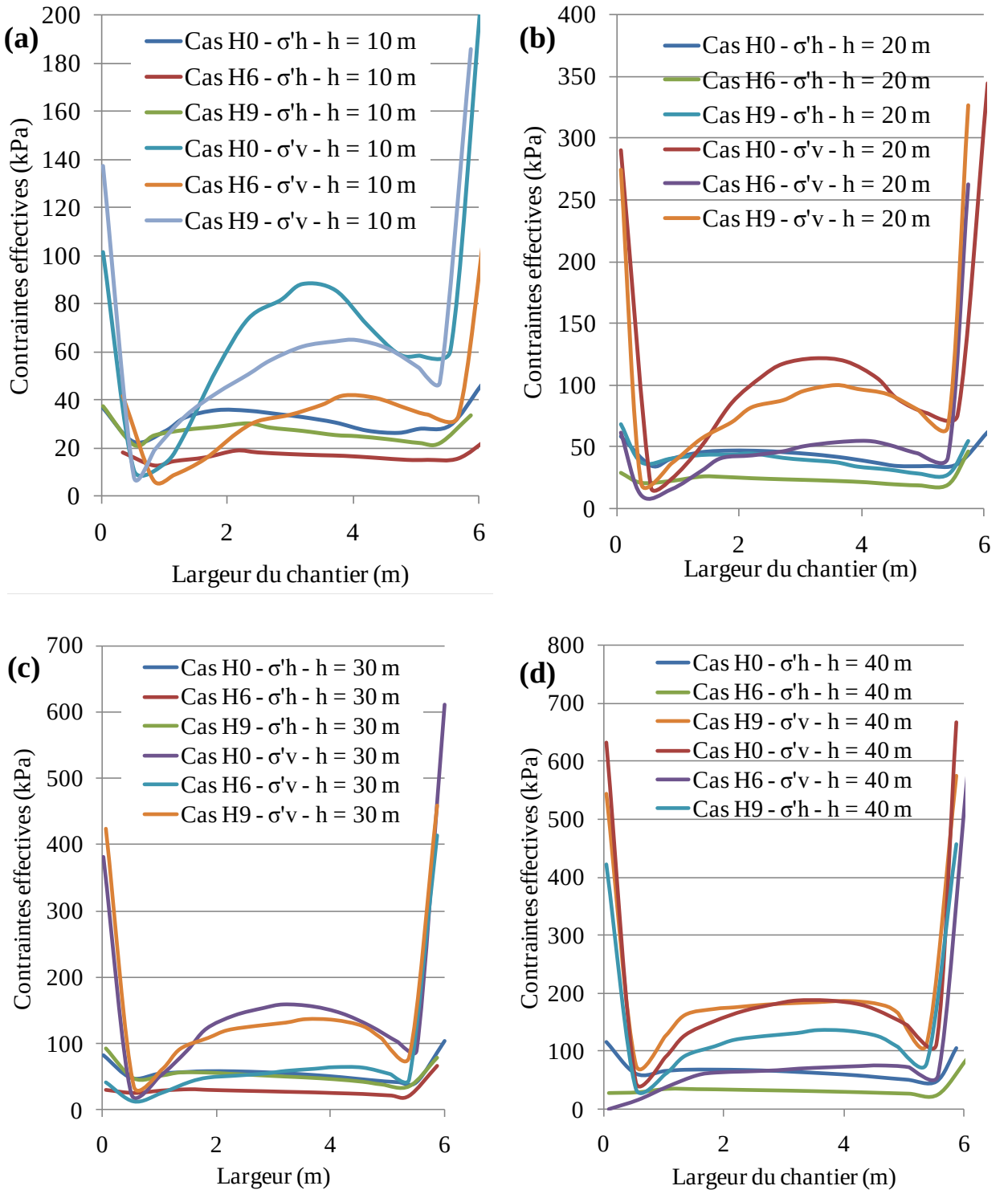

Figure B.22 : Cas H_0, H_6 et F_7 - Contraintes effectives verticales et horizontales sur la largeur du chantier à différentes profondeurs, soit h = 10 m (a), h = 20 m (b), h = 30 m (c) et h = 40 m (d).