

Titre: Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell
Title: cimenté : une vérification des modèles de Mitchell

Auteur: Zakaria Oulbacha
Author:

Date: 2014

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Oulbacha, Z. (2014). Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/1584/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1584/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Li Li
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ DES PILIERS-DALLES EN
REMBLAIS CIMENTÉ : UNE VÉRIFICATION DES MODÈLES DE MITCHELL

ZAKARIA OULBACHA

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)

NOVEMBRE 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire est intitulé :

ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ DES PILIERS-DALLES EN REMBLAI
CIMENTÉ : UNE VÉRIFICATION DES MODÈLES DE MITCHELL

présenté par : OULBACHA Zakaria

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

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

M. SIMON Richard, Ph. D., président

M. LI Li, Doctorat, membre et directeur de recherche

M. JAMES Michael, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mes parents et à toutes les personnes qui m'ont supporté de près et de loin

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, Professeur Li Li, pour m'avoir soutenu et guidé au long de ce projet de maîtrise. Son support, ses directives et sa disponibilité ont grandement contribué à l'achèvement de ce projet.

J'aimerai remercier le Professeur Michael James et le Professeur Richard Simon d'avoir accepté d'évaluer mes travaux de recherche.

Je tiens aussi à remercier le CRSNG, l'IRSST et les partenaires industriels de l'IRME UQAT-Polytechnique pour leur aide financière qui m'a permis de réaliser ces travaux de recherche.

Je remercie madame Manon Latour pour sa disponibilité et son aide administrative, ainsi que madame Dominique Pépin pour sa disponibilité et fournissement des éléments qui m'étaient nécessaire pour le projet de maîtrise.

Je remercie également le Professeur Tikou Belem pour son organisation de la visite de la mine LaRonde, ainsi que madame Édith Lafontaine pour son bon accueil à la mine LaRonde.

Je voudrais remercier les professeurs et le personnel administratif de l'École des mines de Douai pour m'avoir donné l'opportunité de poursuivre un double cursus et profiter d'une expérience très enrichissante du point de vue personnel et professionnel.

Enfin, un grand merci à tous mes collègues et amis de l'École Polytechnique de Montréal, et toutes les personnes qui m'ont supporté de près et de loin.

RÉSUMÉ

Face aux défis économiques et environnementaux, l'industrie minière a besoin de solutions novatrices. Le remblayage des chantiers souterrains permet d'augmenter le taux de récupération du minerai et de fournir un espace de travail plus sécuritaire. Il peut permettre aussi de réduire la quantité des rejets miniers nécessaires à déposer en surface, réduisant ainsi l'impact environnemental de l'industrie minière. Quand le gisement et les éponges sont de mauvaise qualité, la méthode de minage coupe et remblai descendant est utilisée. Cela exige une construction de piliers-dalles en remblai minier cimenté. Si le pilier-dalle est bien conçu et bien construit, œuvrer sous un pilier-dalle en remblai cimenté serait plus sécuritaire que de travailler sous la roche minéralisée de mauvaise qualité. Un aspect critique est d'évaluer la résistance nécessaire du remblai cimenté utilisé pour construire ces piliers-dalles. Une surestimation de la résistance requise entraîne des dépenses inutiles liées à l'utilisation excessive du ciment et par conséquent compromet la rentabilité des opérations minières. Une sous-estimation de la résistance nécessaire des piliers-dalles peut avoir des conséquences encore plus graves et inattendues, puisqu'une rupture de ces piliers peut blesser voire tuer le personnel œuvrant en-dessous et peut aussi endommager les équipements.

Jusqu'à ce jour, les solutions analytiques disponibles pour estimer la résistance nécessaire des piliers-dalles en remblai-cimenté sont celles proposées par Mitchell. Ce dernier a considéré des modes de ruptures majeurs (glissement, flexion, rotation et effondrement) et a proposé une équation spécifique pour chaque mode de rupture. On a constaté que ces solutions analytiques ont été développées à partir d'hypothèses simplificatrices. Une seule mise à jour a été effectuée par Caceres pour l'équation du mode de rupture par rotation. Dans ce projet, on a d'abord investigué par modélisation numérique, l'applicabilité des solutions analytiques existantes pour l'analyse de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté. Les résultats ont montré que l'application des solutions analytiques existantes ne permet pas de prédire correctement, de manière systématique la stabilité des piliers-dalles, surtout pour le mode de rupture par flexion et effondrement. Des études approfondies ont également été réalisées pour analyser individuellement les quatre modes de rupture. Ces investigations individuelles de chaque mode de rupture ont permis de mettre en évidence les limitations des solutions analytiques disponibles. Un nombre important de

simulations numériques (390 analyses) ont été réalisées dans le cadre de ce projet. Plus de travaux sont encore nécessaires pour réviser les modèles analytiques existants et pour le développement de nouvelles solutions analytiques tout en tenant compte des facteurs d'influence sur la stabilité des piliers-dalles.

Mots clés :

Pilier-dalle, remblai minier, modélisation numérique, mode de rupture, modèle de Mitchell.

ABSTRACT

The mining industry is facing several challenges on the technological, economic and environmental fronts. Mine backfill is one of the most suitable solution to improve ground control in underground operations and increase ore extraction rate. It also allows reducing the quantity of mine waste to dispose at the surface, therefore reducing the environmental impact. In practice, mine backfill is used in different ways. When the walls and ore bodies are of poor quality, an underhand cut-and-fill mining method is adopted. In such cases, cemented backfill sill mats must be built to replace the ore sill pillars. If the sill mat is well designed and built, working under a cemented backfill sill mat would be much safer than working under ore sills. A critical aspect is to determine the necessary strength for such cemented backfill sill mats. An overestimation of the required strength induces unnecessary additional expenses linked to the excessive use of cement, and can consequently compromise the profitability of mining operations. An underestimation of the required sill mat strength can have more serious consequences, given that a failure of these sill mats can harm, even kill the personnel working under the sill mat and also damage the equipment.

The available analytical solutions to estimate the necessary strength of cemented backfill sill mats are proposed by Mitchell. The latter considered major failure modes (sliding, flexion, rotation and caving) and has proposed a specific equation for each failure mode. It has been noted that these analytical solutions have been developed according to simplifying hypothesizes. Only one update has been proposed by Caceres for the equation of the rotational failure mode. In this project, we have first investigated by numerical modeling the applicability of the available analytical solutions for the analysis of cemented backfill sill mats. Results showed that the application of the existing analytical solutions does not allow to correctly predict, in a systematic way, the stability of sill mats, especially for flexural and caving failure modes. More detailed studies have also been carried out to individually analyze the four failure modes. These individual investigations of each failure mode have allowed to highlight the limitations of the available analytical solutions. An important number of numerical simulations has been carried out (390 analyses) to verify the analytical models. More work is still necessary for the revisions of the

existing analytical solutions and for the development of new equations by taking into account the factors that influence the stability of sill mats.

Keywords:

Sill mat, mine backfill, numerical modeling, failure mode, Mitchell model.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Remblais miniers.....	4
2.1.1 Types de remblais miniers communément utilisés	6
2.1.1.1 Remblai hydraulique	6
2.1.1.2 Remblai rocheux	8
2.1.1.3 Remblai en pâte cimenté	10
2.1.2 Caractéristiques mécaniques des remblais miniers	13
2.1.2.1 Propriétés mécaniques des remblais miniers.....	13
2.1.2.2 Méthodes de détermination des propriétés mécaniques des remblais miniers	15
2.1.3 Quelques critères de ruptures utilisés pour les remblais miniers cimentés	19
2.1.3.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	19
2.1.3.2 Critère de rupture de Hoek et Brown	20
2.1.3.3 Critère de rupture MSDP _u	21

2.2	Certaines méthodes de minage faisant usage du remblai minier	23
2.2.1	Coupe et remblai (cut-and–fill)	23
2.2.1.1	Coupe et remblai ascendant (overhand cut-and–fill)	23
2.2.1.2	Coupe et remblai descendant (underhand cut-and–fill)	24
2.2.1.3	Méthode Avoca	27
2.2.2	Chambres ouvertes	28
2.3	Solutions analytiques pour le design des remblais miniers cimentés.....	29
2.3.1	Modèles pour le design d'un remblai cimenté exposé latéralement	30
2.3.1.1	Solution analytique de Mitchell <i>et al.</i> (1982).....	30
2.3.1.2	Solution analytique (MM) de Li et Aubertin (2012).....	32
2.3.1.3	Solution analytique (GM) de Li (2014a).....	33
2.3.1.4	Solution analytique de Li (2014b).....	34
2.3.2	Modèles pour le design des piliers-dalles en remblai cimenté.....	37
2.3.2.1	Modèle de Mitchell (1991).....	39
2.3.2.2	Quelques mises à jour du modèle de Mitchell (1991).....	44
2.3.2.3	Analyse de la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle.....	46
2.3.2.4	Graphes de stabilité des piliers-dalles	53
CHAPITRE 3	MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES DE LA STABILITÉ DES PILIERS-DALLES EN REMBLAI CIMENTÉ	60
3.1	Mise en contexte.....	60
3.2	Choix des logiciels pour les simulations numériques	63
3.3	Validation des modèles de Mitchell (1991)	65
3.3.1	Une vérification générale des solutions de Mitchell (1991)	66
3.3.2	Vérification des modèles de Mitchell (1991) par mode de rupture.....	70
3.3.2.1	Mode de rupture par glissement	70

3.3.2.2 Mode de rupture par flexion.....	84
3.3.2.3 Mode de rupture par rotation.....	92
3.3.2.4 Mode de rupture par effondrement.....	97
3.3.3 Discussion	101
CHAPITRE 4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	104
4.1 Conclusions	104
4.2 Recommandations	106
BIBLIOGRAPHIE	108
ANNEXES	118

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Définition des paramètres K_i et α_i	50
Tableau 2.2 : Définitions des paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat}	52
Tableau 3.1: Analyse synthétique des conditions nécessaires et suffisantes pour la production des quatre modes de rupture potentiels de Mitchell (1991).....	62
Tableau 3.2 : Programme de simulations numériques pour une vérification générale des solutions analytiques existantes (Mitchell 1991 et Caceres 2005) utilisées	67
Tableau 3.3 : Résultats numériques pour la vérification générale des solutions analytiques existantes (Mitchell 1991 et Caceres 2005) utilisées pour l'analyse de la stabilité des piliers-dalles.....	68
Tableau 3.4 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par glissement.....	71
Tableau 3.5 : Programme de simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par flexion.....	84
Tableau 3.6 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par rotation.	93
Tableau 3.7 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par effondrement	97

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Exemples d'impact environnemental des rejets miniers : (a) drainage minier acide ; (b) rupture de la digue d'un parc à résidus miniers (tirée de Belem 2013).....	1
Figure 2.1 : Illustration de la recette générale d'un remblai minier	5
Figure 2.2 : Pourcentage des coûts des composantes d'une opération de remblayage au Québec et ailleurs (d'après Benzaazoua et <i>al.</i> 2005)	5
Figure 2.3 : Appareils hydrocyclones (d'après Belem 2013).....	7
Figure 2.4 : Courbe de granulométrie typique des résidus employés pour fabriquer du remblai hydraulique dans des mines en Australie (tirée de Rankine et <i>al.</i> 2006).	7
Figure 2.5 : Courbe granulométrique d'échantillons de roches stériles de la mine Laronde (Hernandez 2007).	9
Figure 2.6 : Courbes granulométriques typiques de résidus miniers utilisés pour la fabrication de remblai en pâte (tirée de Bussière 2007).....	10
Figure 2.7 : Illustration d'une procédure typique de préparation du remblai en pâte cimenté (tirée de Belem et Benzazouaa 2003).	11
Figure 2.8 : Procédure du test au cône d'Abra.ms et au petit cône (tirée de Belem 2013).	12
Figure 2.9 : Variation de la résistance mécanique de remblais miniers UCS en fonction du pourcentage du liant ajouté après 28 jours de cure (Gauthier 2004).....	14
Figure 2.10 : Photo d'un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de remblai en pâte cimenté après 28 jours de cure (tirée de Belem et <i>al.</i> 2002)	16
Figure 2.11 : Cage grillagée équipée de senseurs (a) ; cage instrumentée protégée par un cadrage en acier (b) (tirée de Thompson et <i>al.</i> 2012).	17
Figure 2.12 : Schéma d'un pénétromètre en cône dynamique utilisé pour évaluer les pressions dans un remblai hydraulique (d'après Robertson et <i>al.</i> 1986)	18
Figure 2.13 : Contrainte effective horizontale en fonction de la contrainte de pointe pour différents angles de frottement interne (tirée de Robertson et <i>al.</i> 1986).....	18

Figure 2.14: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère de rupture de Mohr-Coulomb	20
Figure 2.15 : Illustration de la méthode coupe et remblai ascendant avec abattage à la poitrine (tirée de Hartman 1992)	24
Figure 2.16 : Illustration d'un pilier-dalle (sill mat) supportant une ouverture remblayée et en- dessous duquel est situé un pilier-minéralisé à excaver (tirée de Marcinshyn 1996)	25
Figure 2.17 : Illustration de schéma de pilier-dalle renforcé (adaptée de Marcinshyn 1996).....	26
Figure 2.18 : Chantier typique exploité par la méthode Avoca (Adaptée de Hartman 1992).....	28
Figure 2.19 : Illustration d'un chantier primaire remblayé et d'un chantier secondaire excavé (adaptée de Belem et Benzaazoua 2004).....	29
Figure 2.20 : Illustration du modèle du bloc confiné de Mitchell et <i>al.</i> (1982)	30
Figure 2.21 : Illustration du modèle de Li (2014b) lorsque (a) le plan de glissement se situe au sein du bouchon et lorsque (b) le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (tirée de Li 2014b)	35
Figure 2.22 : Méthodes de minages recensées ayant utilisé les piliers-dalles (Marcinshyn 1996)	38
Figure 2.23 : Utilisation des piliers-dalles dans des méthodes de minage regroupées (Marcinshyn 1996)	38
Figure 2.24 : Un pilier-dalle avec les contraintes et résistances, et les modes de rupture potentiels (adaptée de Mitchell 1991).....	40
Figure 2.25 : Illustration du mode de modes de ruptures de pilier-dalle (adaptée de Pakalnis et <i>al.</i> 2005).....	41
Figure 2.26 : Rupture par rotation en considérant la résistance au cisaillement à l'interface éponte supérieure-pilier dalle (d'après Caceres 2005).....	45
Figure 2.27 : Distribution des contraintes verticales au niveau d'un chantier remblayé vertical (tirée de Li et <i>al.</i> 2003).....	47
Figure 2.28 : Illustration d'un modèle 3D de chantier minier remblayé (adapté de Li et <i>al.</i> 2005)	49

Figure 2.29 : Chantier minier remblayé avec remblai partiellement submergé (adaptée de Li et Aubertin 2009a).....	51
Figure 2.30 : Chantier minier remblayé avec un remblai partiellement submergé et une charge à la surface du remblai (adaptée de Li et Aubertin 2009b)	53
Figure 2.31 : Graphe de stabilité de piliers-dalles par une rupture en flexion dans des chantiers verticaux adapté de Stone (1993) (tirée de Pakalnis et <i>al.</i> 2005).....	54
Figure 2.32 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier vertical avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005).....	56
Figure 2.33 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 85° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005).....	57
Figure 2.34 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 80° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005).....	58
Figure 2.35 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 75° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005)	59
Figure 3.1: Étapes suivies par la procédure numérique DLO (tirée de LimitState 2014).....	64
Figure 3.2: Modélisation du pilier-dalle par le logiciel LimitState:GEO	66
Figure 3.3 : Illustration des cas typiques de ruptures en glissement obtenus avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle vertical $\beta = 90^\circ$ avec $\phi_i = 0^\circ$, et (b) un pilier-dalle incliné $\beta = 60^\circ$ avec $\phi_i = 0^\circ$ (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.4).	72
Figure 3.4 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle,(b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3 \phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.....	73

Figure 3.5 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.....	76
Figure 3.6 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus(a) la largeur du pilier-dalle,(b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c)la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.	78
Figure 3.7 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus(a)la cohésion du pilier-dalle, (b) l'angle de frottement du pilier-dalle, (c) la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle et (d) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.	80
Figure 3.8 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle,(b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale; paramètres considérés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.....	81
Figure 3.9 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) largeur du pilier-dalle,(b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle et (g) la contrainte de confinement latérale exercée sur le pilier-dalle; paramètres considérés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont données dans le tableau 3.4	83
Figure 3.10 : Illustration de ruptures en flexion typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle vertical ($\beta = 90^\circ$), et (b) un pilier-dalle incliné ($\beta = 75^\circ$) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.5).....	85
Figure 3.11 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus(a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle,(c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle,	

(e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle, et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.5.	86
Figure 3.12 : Diagramme des moments pour une poutre encastrée chargée uniformément (adaptée de Crawley et Dillon 1993)	88
Figure 3.13 : Illustration d'une vue de côté d'une poutre	90
Figure 3.14 : Comparaison entre les FS numériques et les FS analytiques obtenus avec la solution de Mitchell (équation (3-5)) et l'équation (3-10) (les autres propriétés sont données dans le tableau 3.5)	91
Figure 3.15 : Illustration de ruptures par rotation typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle peu incliné ($\beta = 75^\circ$), et (b) un pilier-dalle très incliné ($\beta = 50^\circ$) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.6).....	94
Figure 3.16 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle, (e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle, et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.6.	95
Figure 3.17 : Illustration des ruptures par effondrement typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle de faible résistance ($c_s = 10$ kPa), et (b) un pilier-dalle de forte résistance ($c_s = 1500$ kPa) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.7).....	98
Figure 3.18 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle, (e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.7.	99

Figure 3.19 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus la cohésion du pilier-dalle
(gauche : échelle normale; droite : une vue élargie) (les autres paramètres sont donnés dans
le tableau 3.7) 101

Figure 3.20 : Distribution de la contrainte normale des deux côtés de l'interface roche-pilier pour
un chantier incliné de $\beta = 50^\circ$ (a) et de $\beta = 60^\circ$ (b), obtenue par la simulation numérique
avec LimitState :GEO. Les calculs ont été faits avec $\sigma_n = 1600$ kPa, $L = 6$ m, $d = 4$ m, $c_s =$
1500 kPa, $\phi_s = 35^\circ$, $c_i = 50$ kPa, $\phi_i = 0^\circ$, $\sigma_v = 350$ kPa 103

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

B	Largeur du chantier [m]
c	Cohésion du remblai [kPa]
c_i	Cohésion à l'interface mur /pilier-dalle [kPa]
c_s	Cohésion du pilier-dalle [kPa]
C_u	Coefficient d'uniformité
C_w	Pourcentage des solides en masse
d	Épaisseur du pilier-dalle [m]
DMA	Drainage minier acide
DNC	Drainage neutre contaminé
E	Module de Young [kPa]
FS	Facteur de sécurité
FS_{Analy}	Facteur de sécurité analytique
$FS_{C/R}$	Facteur de sécurité obtenu avec la solution de Caceres en rotation
$FS_{M/E}$	Facteur de sécurité obtenu avec la solution de Mitchell en effondrement
$FS_{M/F}$	Facteur de sécurité obtenu avec la solution de Mitchell en flexion
$FS_{M/G}$	Facteur de sécurité obtenu avec la solution de Mitchell en glissement
$FS_{M/R}$	Facteur de sécurité obtenu avec la solution de Mitchell en rotation

GSI	Indice de résistance géologique
H_b	Hauteur du chantier minier [m]
H_m	Hauteur du remblai humide [m]
K	Coefficient de pression des terres
K_a	Coefficient de pression des terres à l'état actif
L	Largeur du pilier-dalle [m]
M_{Total}	Masse totale du remblai [kg]
$M_{Solides}$	Masse des solides [kg]
MEF	Méthode des éléments finis
p_0	Surcharge appliquée à la surface supérieure du remblai [kPa]
RH	Remblai hydraulique
RPC	Remblai en pâte cimenté
RR	Remblai rocheux
UCS	Résistance en compression uniaxiale [kPa]
VCR	Vertical Crater Retreat
W	Poids du pilier-dalle [kN/m ³]
z	Distance verticale entre le sommet du chantier et le point de mesure [m]
β	Angle d'inclinaison du chantier [°]
ϕ	Angle de friction interne du remblai [°]

ϕ_s	Angle de friction interne du pilier-dalle [°]
ϕ_i	Angle de friction à l'interface éponte- pilier-dalle [°]
ψ	Angle de dilatance [°]
ν	Coefficient de Poisson
γ	Poids volumique total [kN/m ³]
γ_m	Poids volumique du remblai humide [kN/m ³]
γ_s	Poids volumique du pilier-dalle [kN/m ³]
γ_{sub}	Poids volumique du remblai submergé [kN/m ³]
γ_{sat}	Poids volumique du remblai saturé [kN/m ³]
τ	Résistance au cisaillement [kPa]
σ_n	Contrainte normale de confinement latéral [kPa]
σ_{n_moy}	Contrainte normale de confinement latéral moyenne [kPa]
σ_t	Résistance à la traction du pilier-dalle [kPa]
σ_v	Contrainte verticale exercée par le remblai sus-jacent sur le pilier-dalle [kPa]

LISTE DES ANNEXES

Annexe A - Vérification de Sigma/W	118
Annexe B - Vérification de LimitState:GEO	153
Annexe C - Illustrations de cas de modes de ruptures	157

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'exploitation minière produit d'importantes quantités de rejets solides, principalement sous forme de roches stériles et de rejets de concentrateur. Les roches stériles sont souvent entreposées dans des haldes à stériles, tandis que les rejets de concentrateur provenant du traitement sont déposés dans des parcs à résidus miniers ceinturés par des digues de retenue. Ces rejets miniers pourraient nuire à l'environnement s'ils ont un potentiel de génération de drainage minier acide (DMA) ou de drainage neutre contaminé (DNC). Certaines digues de retenue pourraient avoir des problèmes de stabilité si elles sont mal conçues ou mal gérées. La figure 1.1 montre un cas de DMA (figure 1.1a) et la rupture d'une digue de parcs à résidus miniers (figure 1.1b).

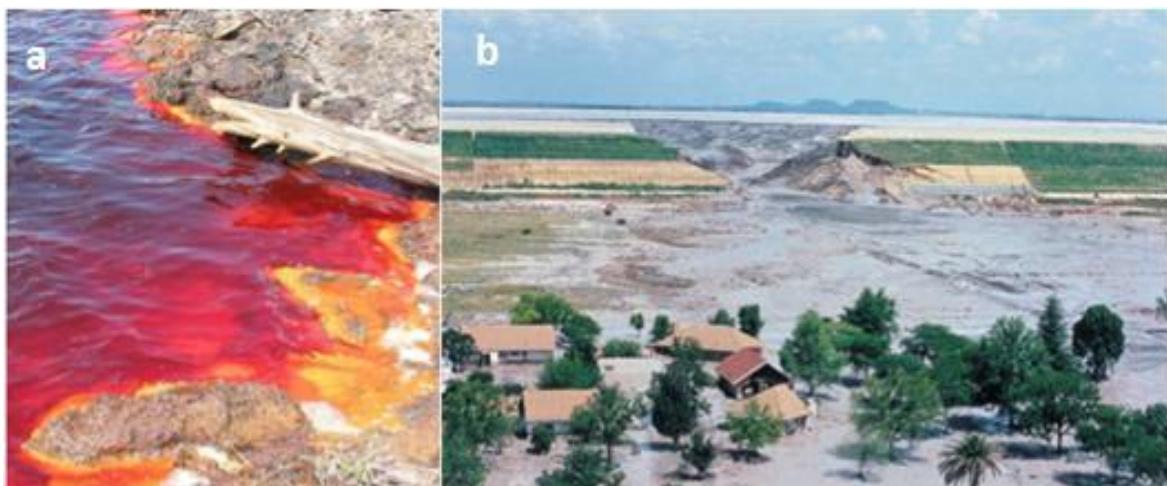


Figure 1.1 : Exemples d'impact environnemental des rejets miniers : (a) drainage minier acide ; (b) rupture de la digue d'un parc à résidus miniers (tirée de Belem 2013).

L'utilisation des remblais miniers peut constituer une solution pour la gestion des rejets miniers (Aubertin et al. 2002). Il s'agit d'utiliser une partie des rejets miniers avec ou sans liant pour fabriquer des remblais qui sont retournés sous terre pour remplir des chantiers. Les remblais miniers permettent d'améliorer la stabilité du terrain, d'augmenter le taux de récupération de minerai et de réduire le taux de dilution du minerai (Hassani et Archibald 1998).

La façon d'appliquer les remblais dépend de la méthode de minage. Quand le gisement et les éponges sont de mauvaise qualité, on peut utiliser la méthode de minage « coupe et remblai descendant » (underhand cut-and-fill) où la construction de piliers-dalles (sill mats) en remblai cimenté est nécessaire pour fournir un espace de travail plus sécuritaire aux travailleurs qui œuvrent sous ces piliers artificiels en remblai cimenté. Il est donc important d'estimer adéquatement la résistance minimale requise des remblais cimentés utilisés pour la construction des piliers-dalles. Une surestimation de la résistance minimale requise des piliers-dalles mène à des dépenses additionnelles inutiles dues à l'utilisation excessive du ciment. Cela peut compromettre la rentabilité des opérations minières, voire ruiner un projet minier qui serait rentable et créerait des emplois si la conception des piliers était proprement réalisée. D'un autre côté, une sous-estimation de la résistance requise des piliers-dalles peut causer des conséquences encore plus graves et inattendues puisqu'une rupture de piliers-dalles peut mener à l'endommagement des équipements, à des blessures et même à la mort du personnel œuvrant sous les piliers-dalles en remblai-cimenté.

Jusqu'à ce jour, les seules solutions analytiques disponibles pour estimer la résistance minimale requise des piliers-dalles en remblai-cimenté sont celles proposées par Mitchell (1991). Peu de mises à jour ont été rapportées dans la littérature (e.g. Caceres 2005; Caceres et *al.* 2007). D'ailleurs, on constate que les solutions analytiques de Mitchell (1991) sont peu utilisées dans la pratique, probablement à cause de plusieurs hypothèses trop simplificatrices.

Dans ce projet de recherche, les modèles de Mitchell (1991) sont d'abord révisés. Une série de modélisations numériques ont été effectuées dans le but d'investiguer l'applicabilité et les conditions de validité des solutions analytiques disponibles pour la conception des piliers-dalles en remblai cimenté non-renforcés. Pour atteindre cet objectif, 390 calculs numériques ont été réalisés, en investiguant les mécanismes de ruptures en fonction des géométries des piliers-dalles, des chargements et des propriétés géotechniques des matériaux.

Le mémoire comporte 4 chapitres. Le présent chapitre est une introduction du présent projet de recherche. Le chapitre 2 comporte une revue de littérature incluant une brève présentation des remblais miniers, les types couramment utilisés et leurs caractéristiques. Le deuxième chapitre présente aussi l'application des remblais miniers dans certaines méthodes de minage, des modèles pour la conception des remblais selon différents cas d'exposition, et des solutions analytiques

pour estimer les contraintes dans les chantiers remblayés. Le chapitre 3 présente les résultats de plusieurs séries de modélisations numériques pour vérifier l'applicabilité et la validité des modèles de Mitchell (1991). Des conclusions et quelques recommandations pour les futurs travaux sont données au chapitre 4.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Le remblai minier permet de maximiser la récupération des ressources minières, de réduire la dilution du mineraï, d'améliorer les conditions de stabilité structurale des chantiers et de fournir un espace de travail plus sécuritaire pour les travailleurs et les équipements œuvrant sous terre (Fall et *al.* 2009; Belem 2013). Du côté environnemental, le remblai minier est reconnu comme une solution possible pour atténuer les effets négatifs des opérations minières en raison de la réduction significative des quantités de rejets miniers à déposer en surface (Hassani et Archibald 1998 ; Aubertin et *al.* 2002; Sofra et Boger 2002 ; Benzaazoua et *al.* 2004).

Ce chapitre commence par une présentation des remblais miniers couramment utilisés dans les mines. Ensuite, certaines méthodes de minage employant les remblais miniers sont présentées pour illustrer les applications, les rôles ainsi que des aspects importants des remblais. Quelques solutions analytiques développées pour estimer la résistance requise des remblais et d'autres pour estimer les contraintes dans les chantiers remblayés sont également présentées.

2.1 Remblais miniers

Un remblai minier est un matériau composé principalement de rejets miniers avec ou sans liant, utilisé pour combler des vides souterrains. Pour la plupart des cas, les remblais sont utilisés pour remplir des chantiers. Dans certains cas particulier, ils peuvent également être utilisés pour combler des vides tels que des galeries, des cheminés, des rampes et des puits, notamment lorsque l'exploitation de la mine est complétée.

Les remblais miniers sont généralement préparés à partir de trois composants : de l'eau, du liant et du matériau de solide (figure 2.1).

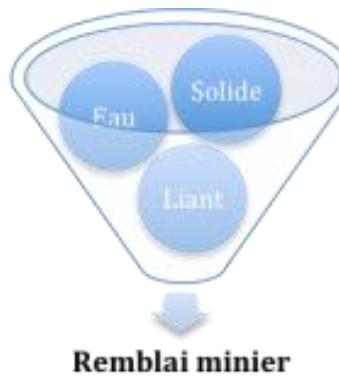


Figure 2.1 : Illustration de la recette générale d'un remblai minier

L'eau de mélange peut provenir d'une eau de robinet, d'un procédé ou d'une source naturelle (lac, rivière etc.). La partie solide du remblai est souvent composée de sables, de rejets de concentrateur ou de roches stériles. Pour la plupart des mines, le ciment Portland est utilisé comme agent liant. Dans certaines mines, des laitiers de hauts fourneaux, des cendres volantes ou de la fumée de silice sont ajoutés pour réduire le coût du liant, qui représente le coût le plus important d'un remblayage souterrain, tel que montré sur la figure 2.2.

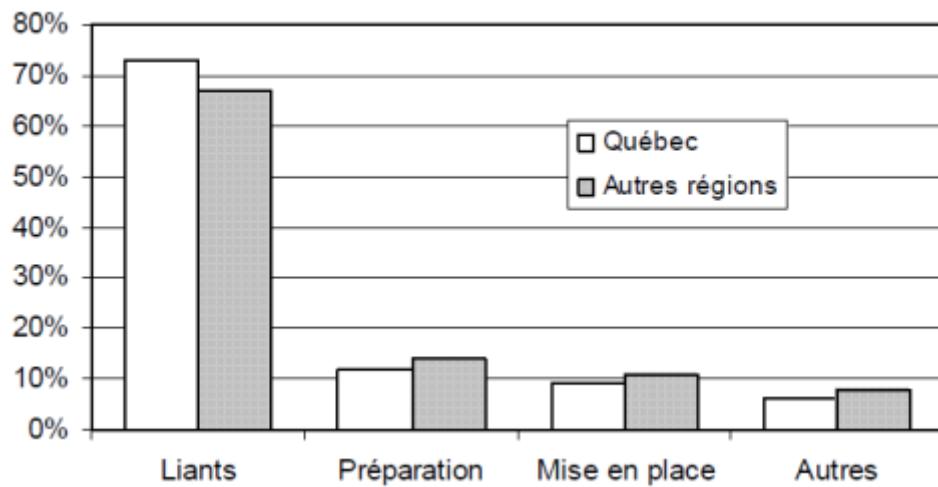


Figure 2.2 : Pourcentage des coûts des composantes d'une opération de remblayage au Québec et ailleurs (d'après Benzaazoua et al. 2005)

Les remblais ont un comportement complexe et évolutif avec le temps (Benzaazoua et *al.* 2004; Kesimal et *al.* 2005). L'acquisition de la résistance mécanique du remblai est conditionnée par plusieurs facteurs tels les ingrédients chimiques des composantes (eau, liants et résidus), la granulométrie et la densité des solides, la quantité du liant et de l'eau, la température, la consolidation et le temps de cure.

Au Canada, les principaux remblais utilisés dans les mines sont le remblai rocheux (cimenté ou non), le remblai hydraulique (cimenté ou non) et le remblai en pâte cimenté (De Souza *et al.* 2001).

2.1.1 Types de remblais miniers communément utilisés

2.1.1.1 Remblai hydraulique

Un remblai hydraulique est composé d'eau et de rejets de concentrateurs filtrés pour enlever une partie des particules fines. Du sable pourrait être ajouté pour améliorer ses propriétés hydrauliques et mécaniques. Dépendamment si un liant (souvent du ciment portland) est ajouté ou non, on peut avoir un remblai hydraulique cimenté ou non-cimenté. Les remblais hydrauliques contiennent des solides typiquement entre 60 et 75% en masse (Benzaazoua et *al.* 2005 ; Potvin et Thomas 2005 ; Sivakugan et *al.* 2006 ; Fall et *al.* 2010 ; Belem 2013). Par rapport à un remblai en pâte, un remblai hydraulique contient moins de particules fines. La technique d'hydrocyclonage est souvent utilisée pour éliminer la fraction fine des rejets ayant un diamètre de moins de 10 μm (figure 2.3). L'enlèvement de la fraction fine permet d'améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques (perméabilité et résistance accrues) du remblai (Rankine et Sivakugan 2005; Rankine et *al.* 2006). La figure 2.4 montre une courbe de granulométrie typique d'un remblai hydraulique. On voit que les remblais hydrauliques ont une granulométrie étalée dont le coefficient d'uniformité C_u ($=D_{60}/D_{10}$; où D_{60} et D_{10} représentent respectivement la taille des grains correspondant à 60% et 10% de passant) se situe autour de 8 (Rankine et *al.* 2006).

Les études antérieures ont montré que les remblais hydrauliques ont typiquement une résistance en compression simple supérieure à 750 kPa au bout de 28 jours à une teneur en ciment de 6%,

un angle de frottement interne variant entre 37 et 45 degrés, un poids volumique variant entre 1478.5 et 1665.9 kN/m³ (92.3 et 104 lb/ft³), et une perméabilité variant entre 6.27×10^{-6} et 1.05×10^{-4} m/s (0.89 et 15 in/h) (Nicholson et Wayment 1964; Bates et Wayment 1967; Nicholson et Wayment 1967; Grice 1998; Rankine et Sivakugan 2005; Potvin et Thomas 2005; Kermani et *al.* 2011; Belem 2013).



Figure 2.3 : Appareils hydrocyclones (d'après Belem 2013).

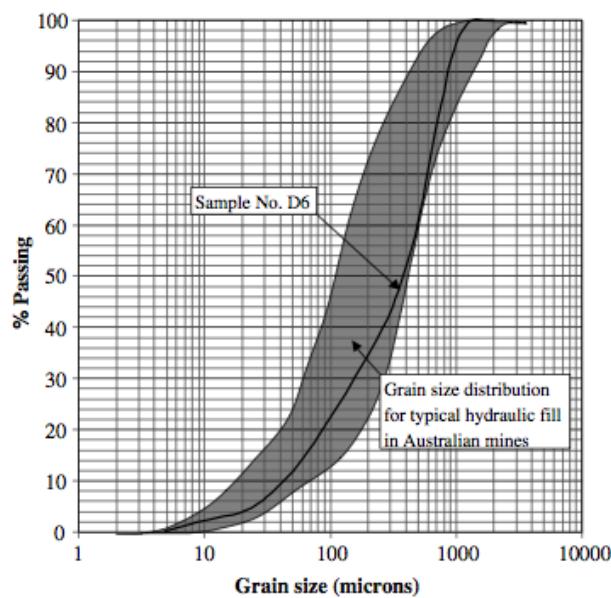


Figure 2.4 : Courbe de granulométrie typique des résidus employés pour fabriquer du remblai hydraulique dans des mines en Australie (tirée de Rankine et *al.* 2006).

Une fois fabriqué dans une usine de remblai en surface, un remblai hydraulique peut être transporté dans un chantier souterrain à travers un réseau de trous et de pipelines à l'aide de pompage et de la gravité (Benzaazoua et *al.* 2005).

L'application des remblais hydrauliques présente certains avantages, par exemple, une simplicité de mise en place, une technique peu coûteuse et un bon contrôle de qualité. Son application a aussi certains inconvénients tels que la nécessité de pompage pour récupérer l'eau abondante à cause du bon drainage du remblai, l'incompatibilité d'utiliser des rejets très sulfureux et le potentiel de lessivage d'une partie du liant par le surplus d'eau (Benzaazoua et *al.* 2005).

2.1.1.2 Remblai rocheux

Ce genre de remblai est fabriqué à partir de roches stériles. La figure 2.5 illustre une courbe granulométrique d'échantillons de roches stériles miniers spécifiques à la mine Laronde (Hernandez 2007). On voit que les dimensions des grains peuvent varier de 0.001 mm à 60 mm. La granulométrie des roches stériles dépendrait de chaque mine. Le coefficient d'uniformité C_u des roches stériles est généralement supérieur à 10, mais il peut dépasser 300 (McKeown et *al.* 2000). La densité in-situ des roches stériles utilisées pour fabriquer des remblais rocheux varie généralement entre 1600 et 2200 kg/m³ (Williams 2000). Azam et *al.* (2007) ont montré que la porosité totale des roches stériles se situe typiquement entre 30 et 50%. Des mesures sur des échantillons de roches stériles ont montré que la conductivité hydraulique saturée varie entre 4×10^{-2} et 4×10^{-1} cm/s (Gamache 2004; Lessard 2011).

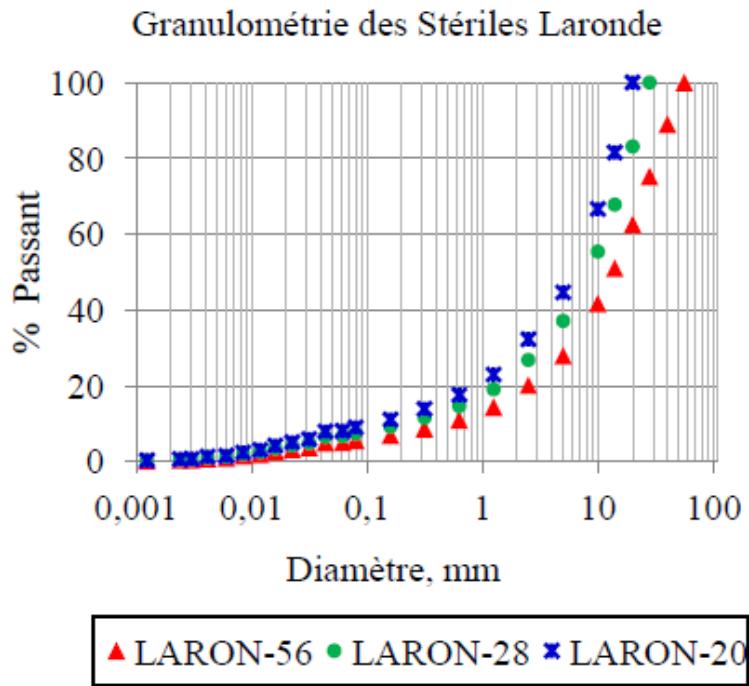


Figure 2.5 : Courbe granulométrique d'échantillons de roches stériles de la mine Laronde (Hernandez 2007).

Un remblai rocheux peut être cimenté ou non cimenté avec ou sans ajout des matériaux d'emprunt (Hassani et Archibald 1998). Pour cimenter ce type de remblai, il est possible d'incorporer un coulis d'agent liant, avant, pendant ou après le versement des roches stériles dans un chantier. L'application des remblais rocheux représente certains avantages, incluant par exemple une résistance mécanique élevée, une préparation facile, et un besoin non nécessaire pour construire des barricades comme il se fait habituellement pour d'autres types de remblai. Les principaux désavantages de l'application des remblais rocheux sont associés au coût de transport élevé des matériaux à partir de la surface et à la ségrégation des particules. Pour la plupart des cas, les remblais rocheux sont transportés par camion ou LHD. S'ils sont transportés par un réseau de trous (monteries) et de conduites, les dimensions des blocs doivent être contrôlées pour éviter de bloquer le système de transportation (Benzaazoua et al. 2005; Belem 2013).

2.1.1.3 Remblai en pâte cimenté

Ce type de remblai est fabriqué à partir d'eau, de liant, et des rejets de concentrateur épaissis (Landriault 1995; Grabinsky et *al.* 2005 ; Landriault 2006; Helinski et *al.* 2007; Fall et *al.* 2009 ; Grabinsky et *al.* 2010). Il peut contenir des roches stériles broyées ou du sable (Godbout et *al.* 2004 ; Kesimal et *al.* 2005). Les remblais en pâte contiennent des solides typiquement entre 75 et 85% en masse (Benzaazoua et *al.* 2002, 2004). La figure 2.6 présente des courbes granulométriques typiques de résidus miniers utilisés dans la fabrication du remblai cimenté en pâte. Cette figure montre que les résidus miniers ont une distribution granulométrique étalée dont le coefficient d'uniformité C_u varie entre 8 et 18 (Bussière 2007). Les courbes ont montré que les résidus miniers contiennent typiquement entre 75 et 95% de particules inférieures à 75 μm et entre 40 et 60% des particules inférieures à 20 μm .

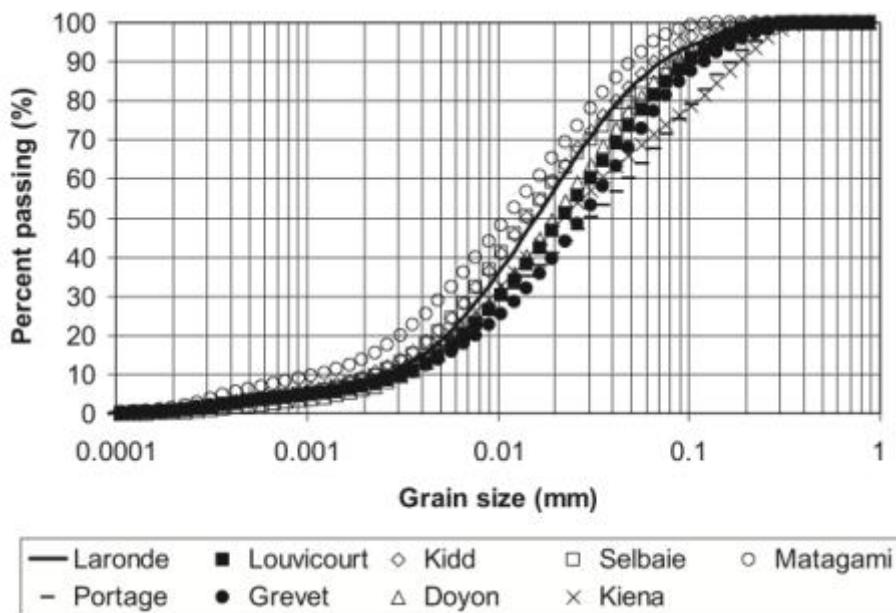


Figure 2.6 : Courbes granulométriques typiques de résidus miniers utilisés pour la fabrication de remblai en pâte (tirée de Bussière 2007)

La figure 2.7 illustre une procédure typique de préparation du remblai en pâte cimenté. Les résidus issus du concentrateur sont d'abord épaissis jusqu'à un pourcentage de solides C_w à

environ 55%. Ensuite, des filtres à disques sont utilisés pour obtenir un résidu à un pourcentage de solides C_w entre 70% et 82%. Subséquemment, du liant est ajouté à une proportion entre 3% et 7% en masse selon la résistance requise du remblai cimenté. Enfin, de l'eau est ajoutée après pour obtenir un affaissement désiré, qui est généralement entre 150 et 250 mm pour satisfaire l'exigence rhéologique du transport par des pipelines (Benzaazoua et al. 2002 ; Ouattara 2011). Un cône d'affaissement standard, aussi appelé cône d'Abraams, est utilisé pour mesurer l'affaissement d'un remblai cimenté. Il a une hauteur de 30 cm, un diamètre de 20 cm à la base et un diamètre de 10 cm au sommet. Les mesures de l'affaissement d'un remblai cimenté peuvent également être réalisées avec un petit cône dont les dimensions sont la moitié de celles d'un cône standard. La figure 2.8 décrit la procédure à suivre pour effectuer un test au cône d'Abraams ou au petit cône. La procédure consiste à couler le remblai en 3 couches pour un cône d'Abraams ou en 2 couches pour un petit cône et appliquer 25 coups avec une barre dans le remblai après le coulage de chaque couche. Subséquemment, le cône est démoulé et l'affaissement du remblai est mesuré.

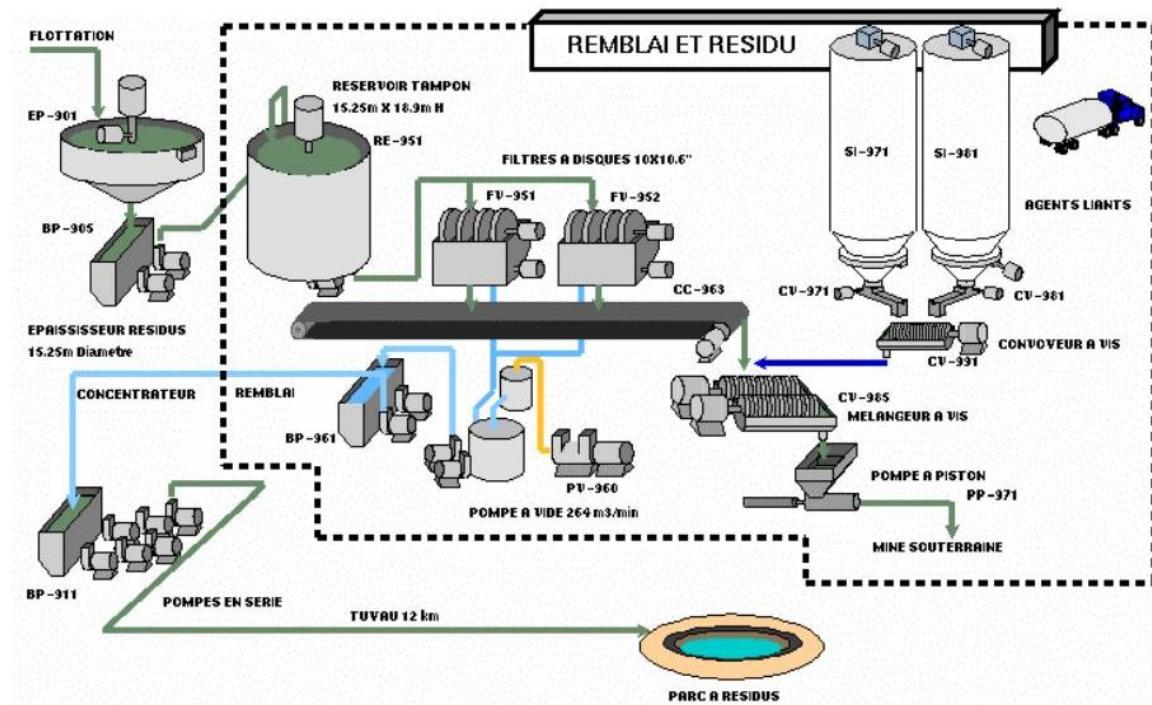


Figure 2.7 : Illustration d'une procédure typique de préparation du remblai en pâte cimenté (tirée de Belem et Benzazouaa 2003).

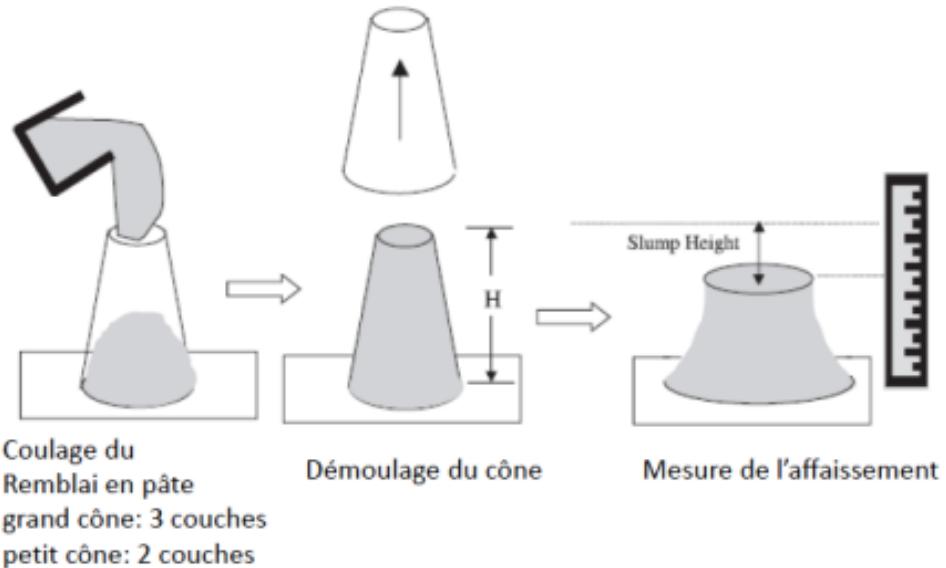


Figure 2.8 : Procédure du test au cône d'Abams et au petit cône (tirée de Belem 2013).

Le remblai en pâte cimenté est récent par rapport aux remblais rocheux et hydraulique. Mais son utilisation est devenue de plus en plus répandue en raison de divers avantages qu'il peut offrir (De Souza et *al.* 2001 ; Belem et *al.* 2002 ; Godbout et *al.* 2004 ; Yilmaz et *al.* 2009; Belem 2013):

- Faibles coûts d'opération par rapport aux autres types de remblais ;
- Transport pratique ;
- Faible risque de lessivage des liants par le drainage ;
- Possibilité d'utiliser des rejets sulfureux pour fabriquer les remblais en pâte.

Parmi les désavantages de ce type de remblai figurent :

- Besoin d'utilisation d'équipements considérables pour l'épaisseurissement;
- Possibilité de besoin de pompes pour le transport du remblai aux chantiers souterrains;

2.1.2 Caractéristiques mécaniques des remblais miniers

2.1.2.1 Propriétés mécaniques des remblais miniers

Pour la conception d'un système de remblayage, on utilise souvent la résistance en compression uniaxiale (UCS). La résistance UCS requise va dépendre de la fonction du remblai. Elle devrait par exemple être supérieure à 5 MPa lorsque le remblai cimenté sert de pilier-dalle et supporte le toit (Benzazouaa et *al.* 2004). Cette résistance peut être déterminée à l'aide d'essais de compression simple et sa valeur est conditionnée par plusieurs paramètres tels que la teneur et le type de liant utilisé, la teneur en sulfate des résidus et le type et la quantité d'eau utilisée (Benzazouaa et *al.* 2005).

La figure 2.9 présente la variation de la résistance mécanique de remblais miniers UCS à 28 jours de cure, en fonction du pourcentage du liant ajouté pour différents types de remblais (rocheux, en pâte et hydraulique). On observe à partir de la figure 2.9 que la résistance UCS augmente avec la proportion du liant utilisé. On observe aussi que les remblais rocheux cimentés présentent généralement les résistances UCS les plus élevées parmi les trois types de remblais, variant entre 1 et 6.5 MPa. Des résistances UCS plus faibles sont obtenues avec les remblais hydrauliques cimentés même avec une teneur en liant très grande. Pour ce type de remblais, la résistance UCS atteint généralement 750 kPa au bout de 28 jours à une teneur en ciment de 6% (Kermani et *al.* 2011). Pour les remblais en pâte, on observe à partir de la figure 2.9 que la résistance UCS varie entre 0.5 et 4 MPa pour une teneur en liant de 4 à 8 %.

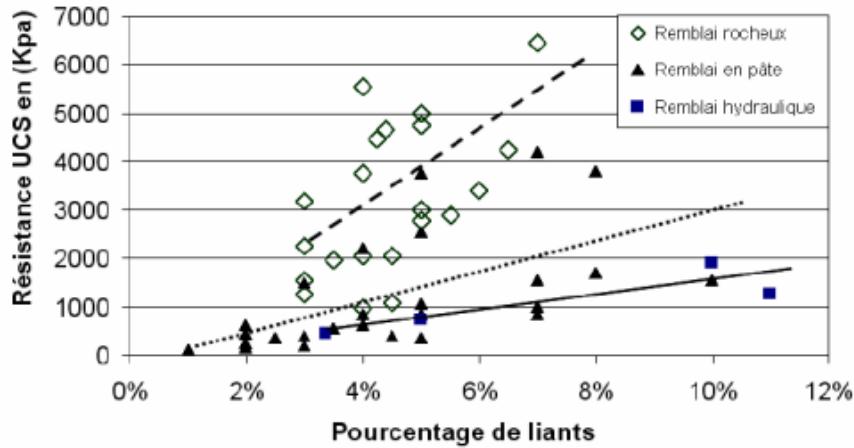


Figure 2.9 : Variation de la résistance mécanique de remblais miniers UCS en fonction du pourcentage du liant ajouté après 28 jours de cure (Gauthier 2004)

La chimie des ingrédients du remblai minier joue aussi un rôle important pour l'acquisition de la résistance mécanique. Lorsqu'il s'agit de remblais cimentés riches en sulfates, notamment par l'eau de mélange et/ou les résidus, et qu'il y a une faible teneur en ciment, le risque d'une attaque sulfatique est plus grand (Fall et Benzazouaa 2005). Cette attaque sulfatique se manifeste quand les sulfures s'oxydent en présence d'oxygène ou d'eau et réagissent avec le ciment, entraînant de fortes pressions inter-granulaires et un affaiblissement de la résistance mécanique du remblai. Les ciments riches en calcium comme le ciment OPC (Ordinary Portland Cement) ne sont pas très résistants aux attaques sulfatiques (Benzazouaa et *al.* 2005). Quand une attaque sulfatique se manifeste, on observe souvent les phénomènes suivants (Benzazouaa et *al.* 2002) :

- Plus grande porosité;
- Libération de calcium;
- Consommation de la Portlandite;
- Décalcification des hydrates précipités avec une baisse du pH.

Quand l'eau de mélange contient une quantité excessive de sulfates, de la chaux peut être ajoutée pour participer à la cimentation et obtenir un pH alcalin (Benzazouaa et *al.* 2005). Un autre phénomène, appelé « auto-ignition », peut surgir quand les résidus sont très sulfureux. Les sulfures peuvent potentiellement entraîner une combustion interne dans le remblai cimenté, suite

à une accumulation croissante de chaleur généralement générée par des réactions exothermiques d'oxydation des sulfures.

En ce qui concerne la résistance à la traction des remblais cimentés, celle-ci peut être déterminée par exemple par un essai brésilien (compression diamétrale). La résistance à la traction peut être liée à la cohésion c en connaissant l'angle de frottement interne ϕ selon le critère de Mohr-Coulomb ; mais il est bien connu que cette façon de faire surestimer la résistance en traction. La résistance à la traction peut aussi être corrélée expérimentalement à UCS. Belem (2009) a établi un lien empirique entre la résistance à la traction et la résistance en compression simple et l'angle de frottement du remblai, en tenant compte du temps de cure et du pourcentage de liant avec un facteur de réduction pour palier à la surestimation. Cette équation est exprimée comme suit :

$$\sigma_t = 0.0734 \frac{UCS \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2-1)$$

Où UCS est la résistance en compression simple et ϕ l'angle de frottement interne du remblai, qui dépendent du temps de cure et du pourcentage du liant utilisé.

2.1.2.2 Méthodes de détermination des propriétés mécaniques des remblais miniers

- *Essais au laboratoire*

Plusieurs essais sont tenus au laboratoire pour déterminer les propriétés du remblai, tels que les essais de compression uniaxiale, les essais de compression triaxiale et les essais brésiliens (compression diamétrale). Ces essais sont parfois réalisés avec un chargement dynamique pour simuler les vibrations engendrées par les opérations de sautages dans la mine qui pourraient provoquer la liquéfaction du remblai (Leroux et al. 2004).

La figure 2.10 présente une photo montrant un essai de compression uniaxiale réalisé sur une éprouvette de remblai en pâte cimenté après 28 jours de cure. Cet essai sert à déterminer la résistance en compression simple UCS du remblai en appliquant un chargement axial de plus en plus grand sur l'éprouvette jusqu'à sa rupture. La valeur de la contrainte maximale axiale ayant mené à la rupture de l'éprouvette représente la valeur d'UCS. Des valeurs typiques d'UCS

obtenus avec cet essai sont montrées dans la figure 2.9. Il est possible aussi de déterminer le module de Young E à partir des contraintes et déformations mesurées lors de cet essai.



Figure 2.10 : Photo d'un essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de remblai en pâte cimenté après 28 jours de cure (tirée de Belem et al. 2002)

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement du remblai, on effectue des essais de compression triaxiale sur le remblai. Dans ces essais, l'éprouvette du remblai est confinée d'abord par un fluide avant de lui appliquer le chargement axial jusqu'à sa rupture. L'essai triaxial est souvent effectué avec trois pressions de confinement différentes. Cet essai permet aussi de déterminer la conductivité hydraulique du remblai.

Concernant l'essai brésilien, il s'agit d'appliquer une charge diamétrale à une éprouvette de remblai jusqu'à la rupture, dans le but de déterminer sa résistance à la traction. Ce paramètre sera important dans la conception des piliers-dalles comme ce que l'on peut voir dans les modèles de Mitchell (1991).

- *Essais in-situ*

Les essais *in-situ* permettent d'évaluer les propriétés des remblais et d'obtenir différents paramètres dans les conditions de terrain. Cela permet de mieux comprendre leur comportement *in-situ* et d'optimiser leur conception. Il existe une multitude d'instruments pour déterminer les propriétés des remblais ou pour mesurer des paramètres *in-situ* (Hassani et Archibald 1998). Des cellules de pression totale et des piézomètres sont souvent utilisés pour suivre l'évolution des contraintes totales et des pressions interstitielles dans un chantier remblayé et sur des barricades (Belem et al. 2004; Grabinsky 2010; Thompson et al. 2011, 2012). Par exemple, la figure 2.11 montre des cages grillagées équipées de senseurs de pression et de piézomètres, utilisées par Thompson et al. (2012) pour mesurer les pressions dans un chantier remblayé. Ces cages sont placées dans le chantier vide avant son remblayage et permettent une fois le chantier remblayé de mesurer les pressions à l'intérieur du remblai et de transférer les données à un système d'acquisition.

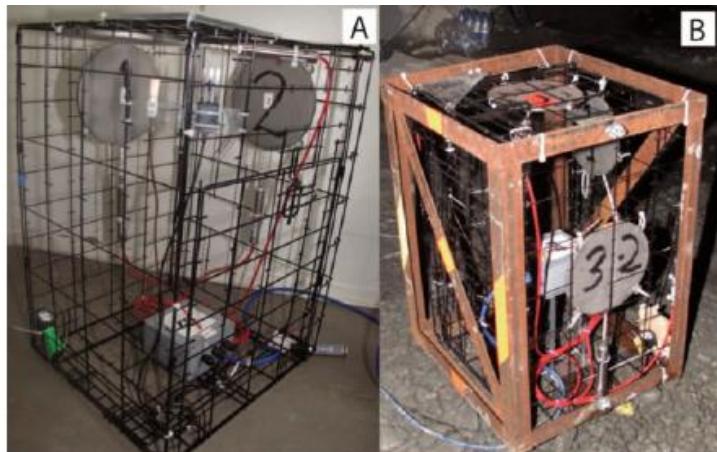


Figure 2.11 : Cage grillagée équipée de senseurs (a) ; cage instrumentée protégée par un cadrage en acier (b) (tirée de Thompson et al. 2012).

Les pressions dans le remblai peuvent être déterminées aussi avec des pénétromètres. Par exemple, Robertson et al. (1986) ont utilisé un pénétromètre dynamique en cône pour évaluer les contraintes dans un remblai hydraulique utilisé dans la mine Thompson (au Manitoba). Le schéma du pénétromètre est montré dans la figure 2.12. Il s'agit d'un appareil formé d'un cône en

acier, propulsé à travers le remblai par un vérin hydraulique lié à une tige. L'enfoncement de la tige permet d'afficher sur une jauge de pression hydraulique, la résistance à la pénétration du remblai (résistance de pointe). Lorsque le remblai est sans cohésion, cette résistance à la pénétration est reliée directement à la contrainte in-situ (Robertson et al. 1986). Par exemple, Robertson et Campenella (1983) ont proposé une relation reliant ces deux paramètres à l'angle de frottement interne. Cette relation est présentée sous forme de graphique dans la figure 2.13. En connaissant l'angle de frottement interne du remblai non cimenté, on peut estimer donc les contraintes in-situ à partir des résistances de pointe mesurées avec le pénétromètre.

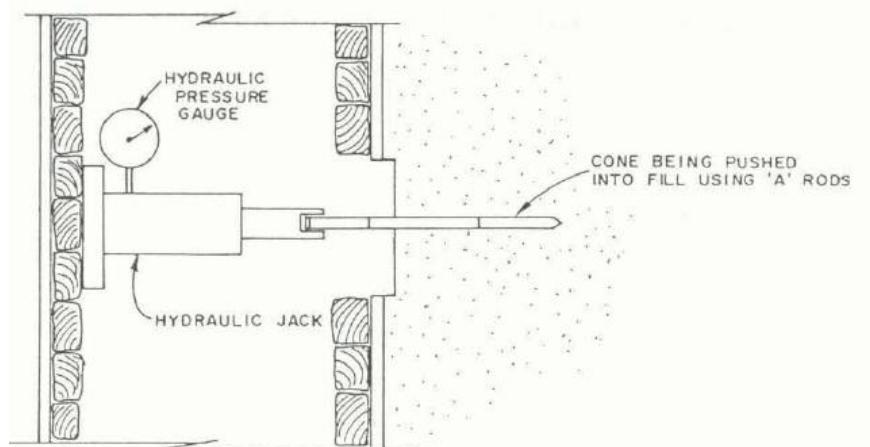


Figure 2.12 : Schéma d'un pénétromètre en cône dynamique utilisé pour évaluer les pressions dans un remblai hydraulique (d'après Robertson et al. 1986)

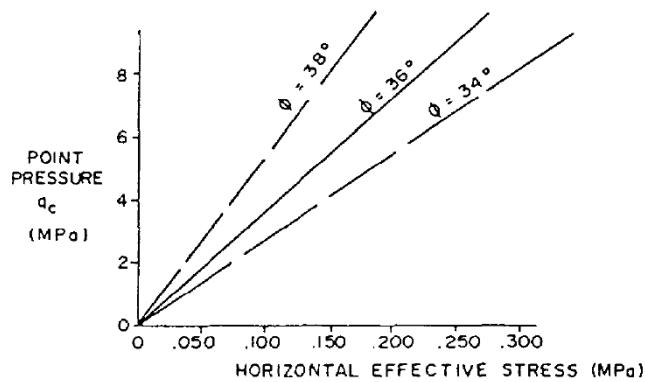


Figure 2.13 : Contrainte effective horizontale en fonction de la contrainte de pointe pour différents angles de frottement interne (tirée de Robertson et al. 1986)

À noter également que les propriétés des remblais préparés en condition normale et mesurées au laboratoire peuvent être différentes de celles des remblais sur le terrain à cause de leurs conditions différentes de cure (Pierce 1997).

2.1.3 Quelques critères de ruptures utilisés pour les remblais miniers cimentés

Un critère de rupture ou de plasticité est une formulation mathématique qui permet de décrire en termes de contraintes ou de déformations les états critiques ou ultimes d'un matériau soumis à diverses sollicitations mécaniques.

Dans la science de matériaux et de géomatériaux, il existe beaucoup de critères. En géotechnique, le critère le plus connu et aussi le plus utilisé est celui de Mohr-Coulomb principalement en raison de sa simplicité. En mécanique des roches, le critère couramment utilisé est celui de Hoek-Brown (1980). Dans ce qui suit, on présente ces deux critères bidimensionnels les plus utilisés en géotechnique. Un critère multiaxial développé par une équipe de l'École Polytechnique de Montréal sera aussi présenté, qui peut aussi être utilisé pour décrire les états critiques des géomatériaux comme les roches, les bétons et les remblais cimentés

2.1.3.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb décrit le comportement d'un matériau à l'état critique. Selon ce critère, la contrainte de cisaillement maximale τ qu'un matériau peut subir est proportionnelle à la contrainte normale σ comme suit :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2-2)$$

Où c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

Sur le plan de Mohr, le critère est représenté comme une ligne droite dont la pente est $\tan \phi$ et l'intersection avec l'axe vertical des contraintes de cisaillement correspond à la cohésion c (figure 2.14). Tout état de contraintes en-dessous de cette droite présente un état stable. Les deux paramètres de Mohr-Coulomb peuvent être obtenus par des mesures de cisaillement direct ou par des essais de compression triaxiale.

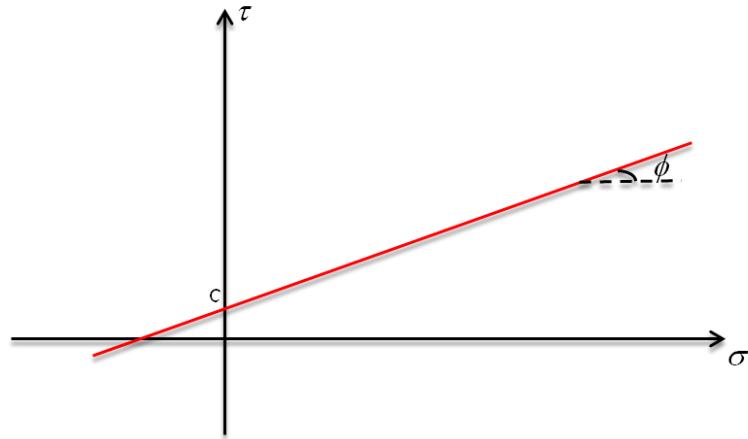


Figure 2.14: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère de rupture de Mohr-Coulomb

Dans le plan des contraintes principales, le critère de rupture de Mohr-Coulomb pourrait être exprimé comme suit :

$$\sigma_1 = 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2-3)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent respectivement la contrainte principale majeure et la contrainte principale mineure.

2.1.3.2 Critère de rupture de Hoek et Brown

Le critère de Hoek et Brown (1980) est une expression non-linaire et empirique, initialement établi pour caractériser l'état de rupture des roches intactes. Il a été généralisé pour décrire les résistances des massifs rocheux par la suite (Hoek et Brown 1997). Ce critère a été utilisé récemment pour décrire les résistances des remblais miniers cimentés (Beruar et al. 2013). Il peut être exprimé comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2-4)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales majeure et mineure; σ_{ci} est la résistance en compression simple du matériau (roche intacte); m_b , s et a sont des constantes du matériau.

Quand ce critère est utilisé pour des travaux dans des massifs rocheux, les paramètres m_b , s et a seront en fonction d'un facteur de perturbation de la roche D , de son indice de la résistance géologique GSI (geological strength index) et d'un paramètre de la roche intacte m_i comme suit (Belem 2009):

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2-5)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (2-6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp \left(\frac{-GSI}{15} \right) - \exp \left(-\frac{20}{3} \right) \right] \quad (2-7)$$

Pour un remblai en pâte cimenté, Belem (2009) a suggéré d'utiliser une valeur de 100 pour l'indice de la résistance géologique GSI , une valeur de 1 pour le facteur de perturbation D , une valeur de 0.5 pour a et une valeur de 1 pour s .

Il est à noter que le critère de Hoek-Brown (1980) est un critère bidimensionnel qui ne prend pas en compte la contrainte principale intermédiaire. Il a été étendu en 3D par Pan et Hudson (1988).

2.1.3.3 Critère de rupture $MSDP_u$

À l'École Polytechnique de Montréal, un critère multiaxial a été développé par Aubertin et ses collaborateurs pour décrire les différents états critiques (rupture, plasticité, seuil d'endommagement etc.). Le critère est appelé $MSDP_u$ (Aubertin et Simon 1996, 1998; Aubertin et al. 1999, 2000; Aubertin et Li 2004; Li et al. 2005). Les effets du temps et de l'échelle ont été pris en considération dans le critère (Aubertin et al. 2000). Ce critère peut être exprimé comme suit :

$$\sqrt{J_2} = F_0 F_\pi \quad (2-8)$$

Où J_2 représente le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques; F_0 caractérise la surface de rupture dans le plan $(\sqrt{J_2}) - I_1$ avec I_1 étant le premier invariant du tenseur de contraintes; F_π caractérise la surface de rupture dans le plan π . F_0 et F_π peuvent être exprimés comme suit:

$$F_0 = \sqrt{\alpha^2(I_1^2 - 2I_1\tilde{a}_1^2) + \tilde{a}_2^2 - \tilde{a}_3^2(I_1 - I_c)^2} \quad (2-9)$$

$$F_\pi = \frac{b}{\sqrt{b^2 + (1-b^2)\sin^2(45^\circ - 1.5\theta)}} \quad (2-10)$$

Où α , \tilde{a}_1 et \tilde{a}_2 , \tilde{a}_3 et I_c sont des paramètres de matériau. α est exprimé comme suit:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \quad (2-11)$$

Où ϕ est l'angle de frottement du matériau.

$$\tilde{a}_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t/b)^2}{6\alpha^2(\tilde{\sigma}_t + \tilde{\sigma}_c)} \right) \quad (2-12)$$

$$\tilde{a}_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c + (\tilde{\sigma}_t/b)^2}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \quad (2-13)$$

Où $\tilde{\sigma}_c$ est la résistance en compression simple du matériau et $\tilde{\sigma}_t$ est sa résistance à la traction. $\langle \cdot \rangle$ est l'opérateur de MacCauly exprimé comme suit : $\langle x \rangle = \frac{(x+|x|)}{2}$.

Pour ce qui est de l'expression de F_π , b représente un paramètre de forme variant entre 0.75 et 1; et θ est l'angle de Lode ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$) défini comme suit :

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \frac{3\sqrt{3}J_3}{2\sqrt{J_2^3}} \quad (2-14)$$

Où J_3 représente le troisième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

2.2 Certaines méthodes de minage faisant usage du remblai minier

2.2.1 Coupe et remblai (cut-and–fill)

La méthode de minage « coupe et remblai » implique l'usage du remblai minier pour remplir les chantiers après l'extraction du minerai. L'expression coupe et remblai traduit le fait qu'un passage d'excavation (coupe) est complété et suivi par un remblayage avant le début d'un nouveau passage d'excavation. Dans ce type de méthode de minage, le remblai est utilisé comme support général, et/ou comme support local. Les supports généraux sont cruciaux pour la stabilité des épontes, le maintien de l'accès aux chantiers, tandis que les supports locaux permettent de fournir un espace ou une plateforme de travail sécuritaire pour les mineurs. La méthode coupe et remblai est prise en compte lorsque la roche et le gisement sont de qualité pauvre et quand le gisement a des倾inacions supérieures à 45° par rapport à l'horizontale. Cette méthode contient plusieurs variantes telles que la méthode coupe et remblai ascendant (overhand cut-and-fill), la méthode coupe et remblai descendant (under cut-and-fill) et la méthode Avoca (Hartman 1992).

2.2.1.1 Coupe et remblai ascendant (overhand cut-and-fill)

La méthode coupe et remblai ascendant est applicable aux gisements inclinés entre 50° et 90° , et ayant une étendue considérable dans la direction verticale. Elle repose sur l'excavation du minerai par tranches horizontales de façon ascendante et le remblayage de chaque coupe par du remblai cimenté. L'abattage du minerai peut se faire au toit (back stoping), à la poitrine (breast stoping), ou par galerie et remblai (drift and fill stoping). La figure 2.15 illustre une application de la méthode coupe et remblai ascendant avec abattage à la poitrine. Dans cette méthode, des trous de forage sont percés à la poitrine pour permettre l'extraction des blocs de gisement par coupes horizontales successives. Pour récupérer le minerai dynamité, des chargeuses navettes ou des racloirs-slusher peuvent être utilisés.

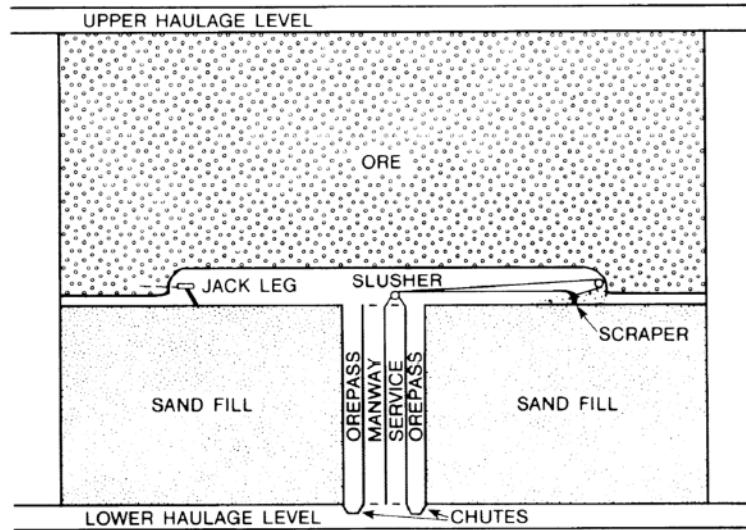


Figure 2.15 : Illustration de la méthode coupe et remblai ascendant avec abattage à la poitrine
(tirée de Hartman 1992)

2.2.1.2 Coupe et remblai descendant (underhand cut-and-fill)

La méthode « coupe et remblai descendant » est utilisée quand le gisement et la roche sont de mauvaise qualité (Hartman 1992; Williams et *al.* 2007). Cette méthode reste dispendieuse et il peut y avoir de la dilution de minerai. La façon de procéder repose sur l'abattage du minerai par tranches horizontales à partir d'un niveau supérieur et de façon descendante, et le remblayage de chaque coupe par du remblai cimenté. Cette méthode requiert la mise en place de piliers-dalles pour maintenir la stabilité lors de l'excavation du minerai sous une ouverture déjà remblayée (figure 2.16).

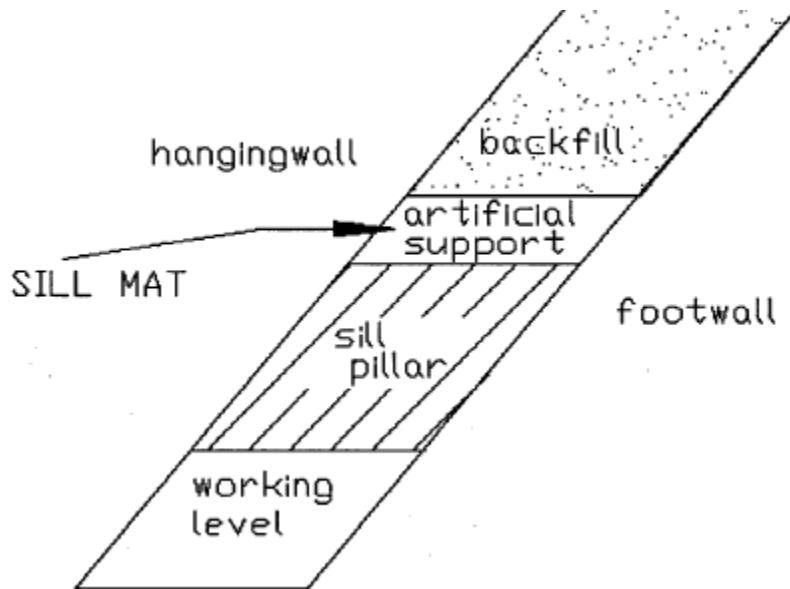


Figure 2.16 : Illustration d'un pilier-dalle (sill mat) supportant une ouverture remblayée et en-dessous duquel est situé un pilier-minéralisé à excaver (tirée de Marcinshyn 1996)

Le fait de travailler sous un pilier-dalle permet d'augmenter le taux de récupération du minerai et d'accroître la sécurité pour les travailleurs œuvrant sous le pilier-dalle si ce dernier est bien conçu. Le développement de la technologie des remblais miniers a permis de construire des piliers-dalles en remblai cimenté plutôt qu'avec des matériaux traditionnels comme le bois (Marcinshyn 1996). Pour ce qui est de la construction et mise en place des piliers-dalles en remblai cimenté, le processus est assez similaire à la fabrication et mise en place du remblai cimenté dans le chantier. Après que le chantier minier soit excavé, le pilier-dalle devrait être mis en place au fond du chantier. Le remblai cimenté est d'abord préparé en usine de surface avec le mélange approprié des ingrédients (résidus, eau, liant). Par la suite, le remblai cimenté est transporté vers le chantier et coulé dans le fond du chantier excavé. Une fois que ce remblai cimenté durcit et atteint sa résistance mécanique, il pourrait donc servir de pilier-dalle. Les piliers-dalles en remblai cimenté peuvent aussi être renforcés par des matériaux comme des câbles d'acier, des boulons et des géotextiles afin d'améliorer leur performance (Marcinshyn 1996). Dans les cas où des renforts comme des armatures ou des ancrages sont nécessaires, ils devraient généralement être installés dans le bas du chantier excavé avant de mettre le coulage du remblai cimenté pour obtenir des piliers-dalles renforcés.

Le seul modèle analytique disponible pour la conception des piliers-dalles en remblai cimenté non-renforcé est celui de Mitchell (1991), qui sera présenté plus loin dans le présent chapitre. Une étude de renforcement de piliers-dalles a été réalisée par Donovan *et al.* 2007 dans la mine David Bell. Le remblai utilisé est un remblai en pâte cimenté contenant 6% de ciment pour produire une résistance en compression uniaxiale de 2 MPa. Les renforcements utilisés dans son étude consistaient en des géotextiles, des boulons d'ancrage et des armatures. Ses résultats ont montré une amélioration considérable de la résistance des piliers-dalles par les renforcements et aucune rupture n'a été constatée sur les piliers-dalles testés.

La figure 2.17 montre un design de pilier-dalle renforcé par des câbles d'acier de haute résistance à la traction, des tubes de drainage, un ferraillage et des géotextiles appliqués dans la mine Snip en Colombie Britannique (Marcinyshyn 1996).

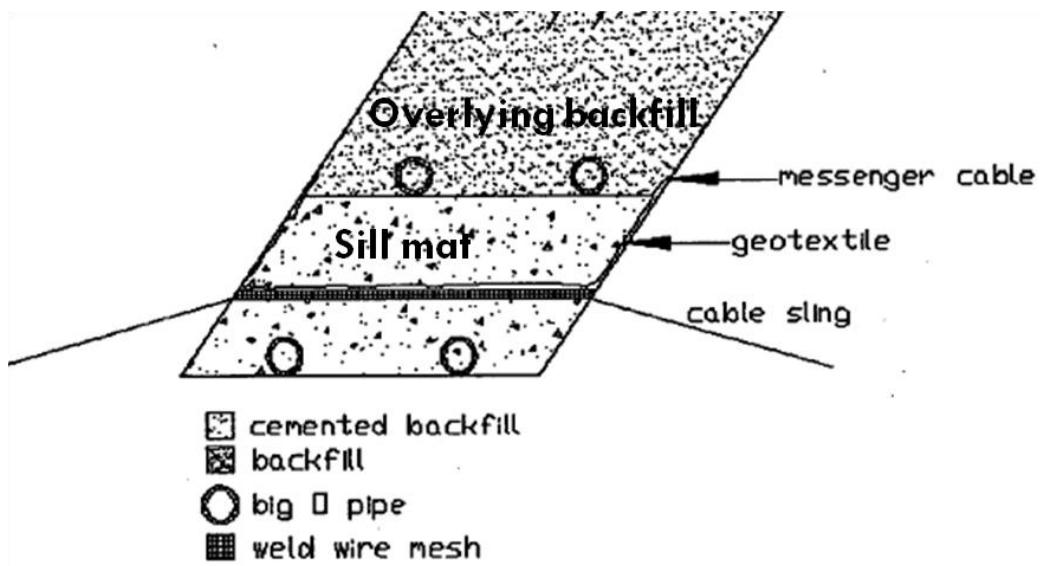


Figure 2.17 : Illustration de schéma de pilier-dalle renforcé (adaptée de Marcinshyn 1996)

Cette méthode consiste d'abord à mettre en place dans le chantier excavé les câbles d'acier traversant la largeur du chantier et ancrés aux murs. Des tubes de drainage sont installés dans le chantier. Par la suite, un ferraillage est installé et des géotextiles sont aussi mis en place et retenus par un câble messager. Le pilier-dalle est fabriqué avec du remblai hydraulique cimenté. Lorsque le pilier-dalle durcit et atteint la résistance mécanique requise, des tubes de drainage sont installés

au-dessus de ce dernier pour faciliter par la suite le drainage du remblai sus-jacent et éviter ainsi une pression d'eau excessive sur le pilier-dalle. Après une série de tests, Marcinshyn (1996) affirme que ce design de renforcement est efficace pour la mine Snip, et que l'utilisation de câbles d'aciers est optimale pour augmenter le support et la résistance à la traction du pilier-dalle. Marcinshyn (1996) a d'ailleurs développé une formule mathématique pour la conception de l'espacement des câbles d'acier qui tient compte de la géométrie du chantier, de la résistance du câble. Marcinshyn (1996) a aussi développé une formule mathématique dérivée de la théorie d'arche de Terzaghi (1943) pour évaluer la contrainte verticale sur le pilier-dalle.

2.2.1.3 Méthode Avoca

Lorsque la roche et le gisement sont de bonne qualité, la méthode Avoca peut être utilisée pour extraire le minerai. Dans cette méthode, deux coupes verticales sont excavées à travers le gisement. Ensuite, le minerai situé entre ces deux coupes est abattu par tranches verticales et puis récupéré depuis la coupe inférieure. La figure 2.18 montre le schéma d'un chantier typique exploité par la méthode Avoca. Cette méthode procure une productivité assez élevée par rapport aux méthodes coupe et remblai ascendant et descendant et permet la mécanisation des opérations, telle l'utilisation de chargeuse navette. L'inconvénient majeur de cette méthode est une dilution importante du minerai.

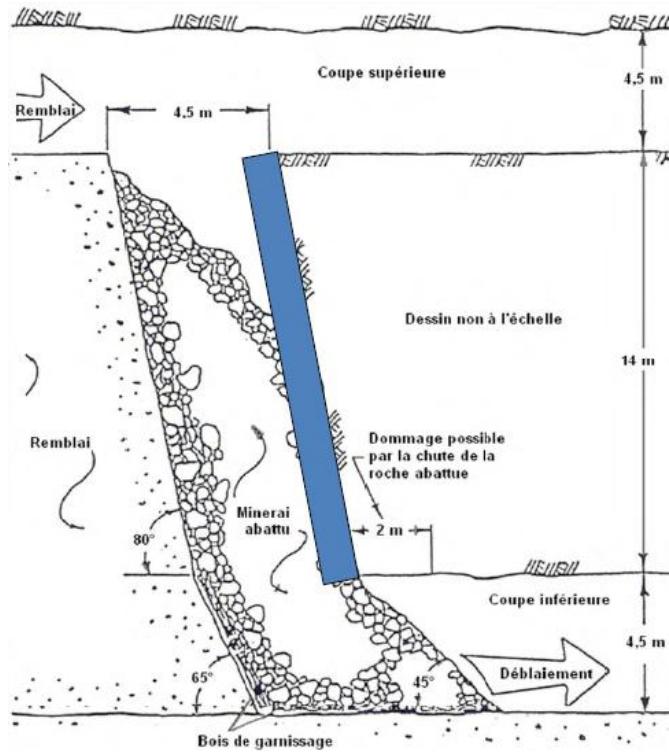


Figure 2.18 : Chantier typique exploité par la méthode Avoca (Adaptée de Hartman 1992)

2.2.2 Chambres ouvertes

Cette classe de méthodes de minage est aussi appelée chambres vides. L'utilisation de chambres ouvertes se fait lorsque les roches sont de résistance élevée à modérée, et peut se faire pour des gisements de toutes inclinaisons.

L'utilisation du remblai dans cette catégorie de méthode devient une pratique courante de nos jours. C'est notamment le cas dans les méthodes "VCR (vertical crater retreat)", "Chambres et Piliers" (room-and-pillar), sous-niveaux abattus (sublevel stoping) ou encore "Chambres magasins" (shrinkage stoping). Le remblai minier dans ces méthodes permet de récupérer les piliers minéralisés laissés sur place dans le chantier. Cette pratique permet d'augmenter le taux de récupération du minerai dans la mine. Le remblai peut aussi servir de support pour les épontes rocheuses et bloquer les effondrements.

Pour éviter de laisser des piliers de minerai, les chantiers miniers sont souvent divisés en chantiers primaires et secondaires. Les chantiers primaires sont remblayés par du remblai

cimenté, et peuvent par la suite servir de piliers artificiels pour l'excavation des chantiers secondaires adjacents (figure 2.19).

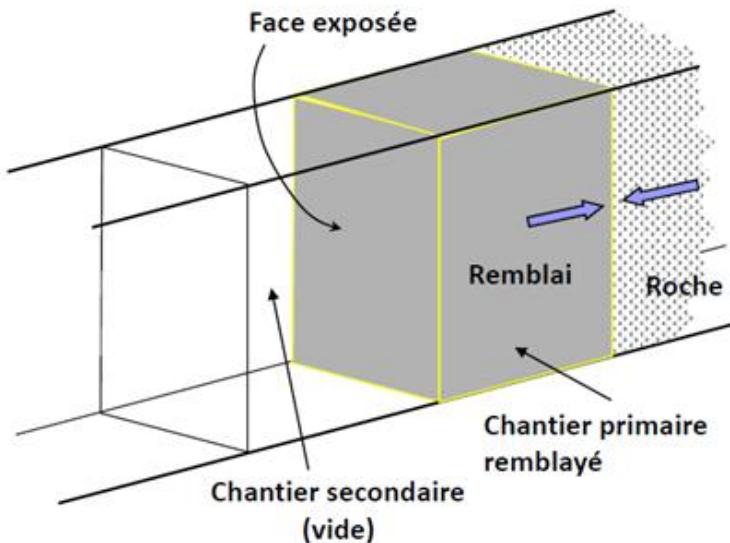


Figure 2.19 : Illustration d'un chantier primaire remblayé et d'un chantier secondaire excavé
(adaptée de Belem et Benzaazoua 2004)

Le remblai du chantier primaire devrait être assez résistant pour être stable lors de l'excavation d'un chantier secondaire adjacent. La résistance UCS du remblai devrait avoisiner l'ordre de 1 MPa pour remplir une fonction de support latéral (Donovan 1999). Il existe plusieurs modèles analytiques pouvant être utilisés pour la conception de la résistance UCS du remblai, qui seront présentés dans ce qui suit.

2.3 Solutions analytiques pour le design des remblais miniers cimentés

Les solutions analytiques sont des outils très utiles et privilégiées par les ingénieurs. Elles sont plus accessibles et permettent à l'ingénieur de réaliser une évaluation préliminaire rapide. Dans la suite seront présentés des modèles analytiques développés pour estimer la résistance minimale requise des remblais cimentés exposés latéralement et des remblais cimentés utilisés pour la

fabrication des piliers-dalles. Des solutions analytiques pour estimer les contraintes dans les chantiers remblayés seront aussi présentées.

2.3.1 Modèles pour le design d'un remblai cimenté exposé latéralement

Dans cette partie, on présente des solutions analytiques qui peuvent être utilisées pour estimer la résistance minimale requise du remblai exposé latéralement pour permettre l'exploitation d'un chantier secondaire.

2.3.1.1 Solution analytique de Mitchell *et al.* (1982)

Mitchell *et al.* (1982) ont proposé une solution analytique basée sur l'équilibre limite d'un modèle de bloc confiné. Avant les années 1980, la résistance minimale du remblai était communément estimée en comparant la résistance en compression simple (UCS) et la contrainte verticale maximale calculée par la solution du poids des terres. La figure 2.20 illustre le modèle du bloc confiné proposé par Mitchell *et al.* (1982).

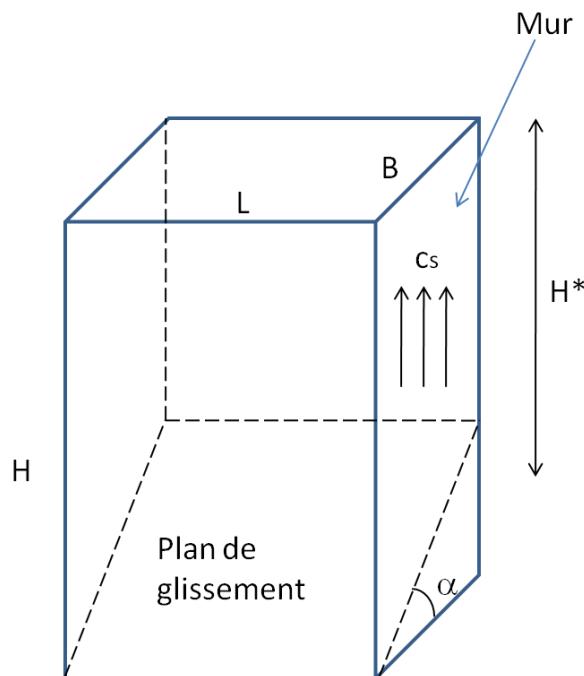


Figure 2.20 : Illustration du modèle du bloc confiné de Mitchell *et al.* (1982)

Les paramètres H , B et L illustrés sur la figure 2.20, représentent respectivement la hauteur, la largeur et la longueur du remblai. Le paramètre α ($= 45^\circ + \phi/2$; ϕ étant l'angle de frottement interne du remblai) représente l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal ; c_s est la cohésion à l'interface entre le remblai et le mur latéral et H^* représente la hauteur équivalente du bloc exprimée par l'équation suivante :

$$H^* = H - \frac{B \tan \alpha}{2} \quad (2-15)$$

Le facteur de sécurité (FS) pour le design du remblai peut être exprimé par l'équation suivante (Mitchell et al. 1982):

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2cL}{H^*(\gamma L - 2c_s) \sin 2\alpha} \quad (2-16)$$

Où γ est le poids volumique du remblai, c est la cohésion du remblai.

En supposant que $H \gg B$, $\phi = 0$ et $c_s = c$, Mitchell et al. (1982) ont proposé l'équation suivante afin d'évaluer la résistance UCS nécessaire du remblai avec un facteur de sécurité (FS) égal à 1:

$$UCS = 2c = \frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{L}} \quad (2-17)$$

En introduisant les mêmes hypothèses de Mitchell et al. (1982) (i.e. $H \gg B$, $\phi = 0$ et $c_s = c$) dans leur équation (2-16), on peut exprimer le FS d'une conception de remblai cimenté donnée comme suit:

$$FS = \frac{2cL}{H(\gamma L - 2c)} \quad (2-18)$$

Le modèle de Mitchell et al. (1982) est généralement considéré conservateur. Cependant, l'application de leur solution peut entraîner une conception non conservatrice dans les conditions suivantes:

- Surcharge à la surface supérieure du remblai ;
- Adhésion au long des interfaces remblai-murs rocheux plus faible que la cohésion du remblai.

Malgré ces limitations, le modèle de Mitchell et *al.* (1982) a été communément accepté et utilisé dans l'industrie minière. L'application de leur solution a permis une réduction significative de la consommation du ciment par rapport à la pratique d'utiliser la solution du poids des terres.

2.3.1.2 Solution analytique (MM) de Li et Aubertin (2012)

Une modification de la solution de Mitchell et *al.* (1982) a été faite par Li et Aubertin (2012) en considérant une surcharge sur la surface du remblai et la résistance au cisaillement frictionnelle du remblai. Cette solution modifiée (MM) peut être appliquée aux chantiers remblayés rectangulaires, de différentes tailles (incluant les chantiers hauts, courts, étroits et larges).

Pour les chantiers hauts et étroits (HAR) (i.e. $H/B \geq \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) est exprimé selon l'équation suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H^*(\gamma - 2c_s/L)] \sin 2\alpha} \quad (2-19)$$

Où ϕ représente l'angle de frottement du remblai ; $\alpha (= 45^\circ + \phi/2)$ l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal ; c la cohésion du remblai; c_s la cohésion à l'interface entre le remblai et le mur latéral ; γ le poids volumique du remblai ; p_0 la surcharge à la surface du remblai; L la largeur du remblai et H^* la hauteur équivalente du bloc qui est exprimée par l'équation (2-15).

La cohésion requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H^*)/2}{[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + r_s H^*/L} \quad (2-20)$$

Où $r_s (= c_s/c)$ est le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et le remblai. Ce coefficient varie entre 0 et 1.

La résistance UCS requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$UCS = 2c \tan (45^\circ + \phi/2) \quad (2-21)$$

Quand le chantier est large et petit (LAR) (i.e. $H/B < \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) d'un design de remblai peut être exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H\left(\frac{\gamma}{2} - c r_s/L\right)] \sin 2\alpha} \quad (2-22)$$

La cohésion requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$c = \frac{p_0 + \gamma H/2}{2[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + r_s H/L} \quad (2-23)$$

2.3.1.3 Solution analytique (GM) de Li (2014a)

Li (2014a) a développé une solution analytique généralisée du modèle de Mitchell (GM). Cette nouvelle solution considère que les résistances au cisaillement au mur arrière et aux murs latéraux peuvent être différentes. Dans ce modèle, la contrainte normale appliquée sur le mur arrière du bloc est négligée. La solution (GM) de Li (2014a) peut être appliquée aux chantiers de type HAR et LAR.

Pour les chantiers hauts et étroits (HAR) (i.e. $H/B \geq \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) peut être exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p'}{c} - r_a \frac{H'}{B} - 2r_s \frac{H^*}{L} \right)^{-1} \quad (2-24)$$

Où ϕ représente l'angle de frottement du remblai ; α ($=45^\circ + \phi/2$) l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal ; c la cohésion du remblai ; L la largeur du remblai ; H^* la hauteur équivalente du bloc (équation (2-15)) ; r_s ($=c_s/c$; entre 0 et 1) le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et le remblai ; c_s la cohésion à l'interface remblai-murs latéraux ; r_a ($=c_a/c$; entre 0 et 1) le coefficient d'adhérence entre le mur arrière et le remblai ; c_a est la cohésion à l'interface remblai-mur arrière ; H' et p' des paramètres exprimés comme suit:

$$H' = H - B \tan \alpha \quad (2-25)$$

$$p' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{B \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H' \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2-26)$$

Avec H la hauteur du remblai ; B la largeur du remblai ; γ le poids volumique du remblai ; p_0 la surcharge à la surface du remblai ; δ l'angle de frottement à l'interface remblai-murs latéraux et K le coefficient de pression des terres.

La cohésion requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$c = p' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_a \frac{H'}{B} + 2r_s \frac{H^*}{L} \right]^{-1} \quad (2-27)$$

Pour les chantiers larges et petits (LAR) (i.e. $H/B < \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) peut être exprimé comme suit:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p''}{c} - r_s \frac{H}{L} \right)^{-1} \quad (2-28)$$

Avec

$$p'' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{H} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2-29)$$

La cohésion requise du remblai peut être exprimée avec l'équation suivante :

$$c = p'' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_s \frac{H}{L} \right]^{-1} \quad (2-30)$$

2.3.1.4 Solution analytique de Li (2014b)

Dans la solution originale de Mitchell et *al.* (1982) et la solution de Li et Aubertin (2012), le remblai cimenté est considéré comme un matériau homogène dans tout le chantier. Li (2014b) a proposé une nouvelle solution qui considère le remblayage du chantier en deux étapes. La première étape consiste à verser dans la base du chantier un remblai cimenté qui formerait le bouchon (plug). La deuxième étape consiste à remblayer le reste du chantier au-dessus du bouchon avec généralement un remblai cimenté de plus faible teneur en ciment. Ce remblayage en deux étapes est souvent utilisé dans la pratique pour éviter des pressions excessives sur les barricades.

La figure 2.21 illustre le modèle de Li (2014b). Ce modèle considère le cas où le plan de glissement se situe au sein du bouchon (figure 2.21a), et le cas où le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (figure 2.21b).

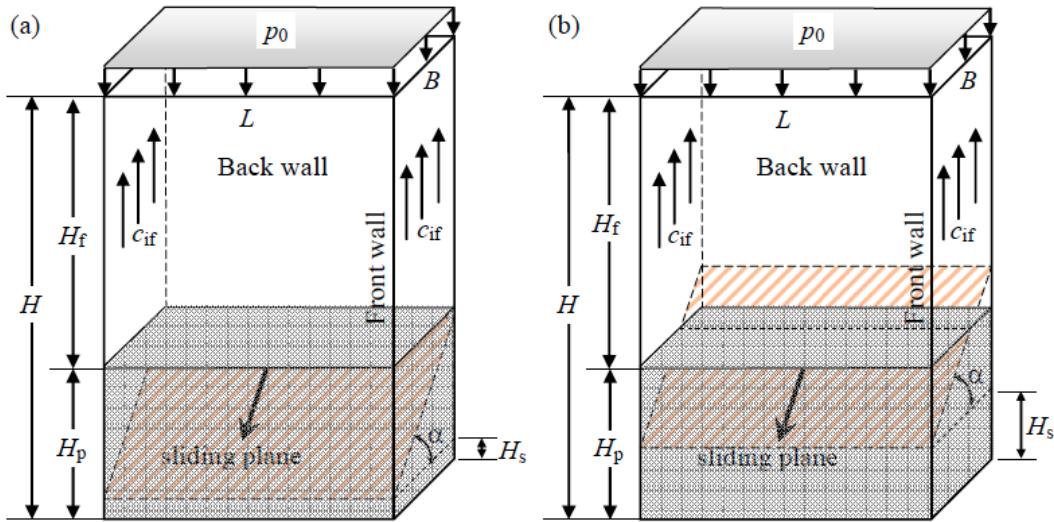


Figure 2.21 : Illustration du modèle de Li (2014b) lorsque (a) le plan de glissement se situe au sein du bouchon et lorsque (b) le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon
(tirée de Li 2014b)

Dans la figure 2.21, le paramètre p_0 représente la charge à la surface du chantier ; H , B et L représentent respectivement la hauteur, la largeur et la longueur du chantier ; H_p et H_f représentent respectivement la hauteur du bouchon et la hauteur de la couche supérieure ; H_s représente la hauteur caractérisant la position du plan de glissement ; α ($= 45^\circ + \phi/2$, avec ϕ l'angle de frottement interne du remblai) est l'angle entre le plan de glissement du bloc confiné et le plan horizontal; et c_{if} représente la cohésion à l'interface entre la couche de remblai supérieure et les murs latéraux.

Quand le plan de glissement se situe au sein du bouchon (i.e. $H_s \leq H_p - B \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) pour un design de remblai peut être exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2 r_p c}{p_n \sin 2\alpha} \quad (2-31)$$

Où r_p ($=c_p/c \geq 1$) est le ratio entre la cohésion c_p du bouchon et la cohésion c de la couche du remblai supérieure. Le paramètre p_n peut être exprimé comme suit :

$$p_n = p_0 + \left(\gamma - \frac{2 r_{if} c}{L} \right) H_f + \left(\gamma_p - \frac{2 r_{ip} r_p c}{L} \right) H' \quad (2-32)$$

Avec

$$H' = H_p - H_s - \frac{B \tan \alpha}{2} \quad (2-33)$$

Le paramètre r_{if} ($=c_{if}/c$; variant entre 0 et 1) représente le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et la couche de remblai supérieure ; r_{ip} ($=c_{ip}/c_p$; variant entre 0 et 1) est le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et le bouchon ; γ_p et γ sont respectivement les poids volumiques du bouchon et de la couche du remblai supérieure.

La cohésion requise du remblai de la couche supérieure peut être exprimée comme suit :

$$2c = \frac{p_0 + \gamma H_f + \gamma_p H'}{\frac{r_p}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_{if} \frac{H_f}{L} + r_{ip} r_p \frac{H'}{L}} \quad (2-34)$$

Quand le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (i.e. $H_s \geq H_p - B \tan \alpha$), le facteur de sécurité (FS) pour un design de remblai donné peut être exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c}{\sin^2 \alpha} \frac{\tan \alpha + (r_p - 1) \frac{H_p - H_s}{B}}{p_0 + \left(\gamma - \frac{2 r_{if} c}{L} \right) H^* + \left(\gamma_p - \frac{2 r_{ip} r_p c}{L} \right) \frac{(H_p - H_s)^2}{2 B \tan \alpha}} \quad (2-35)$$

La cohésion requise du remblai de la couche supérieure peut être exprimée comme suit :

$$c = \frac{p_0 + \gamma H^* + \gamma_p \frac{(H_p - H_s)^2}{2 B \tan \alpha}}{\frac{\tan \alpha + (r_p - 1) \frac{H_p - H_s}{B}}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin^2 \alpha} + \frac{2}{L} \left[r_{if} H^* + r_{if} r_p \frac{(H_p - H_s)^2}{2 B \tan \alpha} \right]} \quad (2-36)$$

Pour faire le design du remblai avec une géométrie et propriétés données, la solution de Li (2014b) peut être utilisée en respectant les étapes suivantes :

- Premièrement, on calcule la cohésion minimale c requise pour la couche de remblai supérieure en considérant $H_s = H_p$ dans l'équation (2-36). On peut reformuler l'équation de c comme suit :

$$2c = \frac{p_0 + \gamma \left(H_f - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)}{[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + \frac{r_{if}}{L} \left(H_f - B \frac{\tan \alpha}{2} \right)} \quad (2-37)$$

- Deuxièmement, on calcule le ratio optimal r_{po} entre la cohésion c_p du bouchon et la cohésion c de la couche du remblai supérieure en prenant $H_s = 0$ dans l'équation (2-31) et $H_s = H_p$ dans l'équation (2-35). La formule de r_{po} est exprimée comme suivant :

$$r_{po} = \frac{p_0 + \left(\gamma - \frac{2 r_{if} c}{L} \right) H_f + \gamma_p \left(H_p - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)}{p_0 + \left(\gamma - \frac{2 r_{if} c}{L} \right) \left(H_f - \frac{B \tan \alpha}{2} \right) + \frac{2 r_{ip} c}{L} \left(H_p - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)} \quad (2-38)$$

- Troisièmement, on calcule la cohésion minimale c_p requise pour le bouchon en utilisant l'équation suivante :

$$c_p = r_{po} c \quad (2-39)$$

- Dernièrement, on peut évaluer la stabilité du remblai exposé en considérant le facteur de sécurité minimal entre celui obtenu avec l'équation (2-31) en utilisant $H_s = 0$ et celui obtenu avec l'équation (2-35) en utilisant $H_s = H_p$.

2.3.2 Modèles pour le design des piliers-dalles en remblai cimenté

Un pilier-dalle en remblai cimenté peut être utilisé dans plusieurs cas. Marcinshyn (1996) a fait un recensement sur son utilisation auprès de 15 mines. Les résultats d'enquête montrent que les piliers-dalles sont utilisés dans plusieurs méthodes de minage, incluant notamment les méthodes de coupe et remblai, la méthode long trou (longhole), et la méthode VCR (vertical crater retreat) comme ce qui est montré à la figure 2.22.

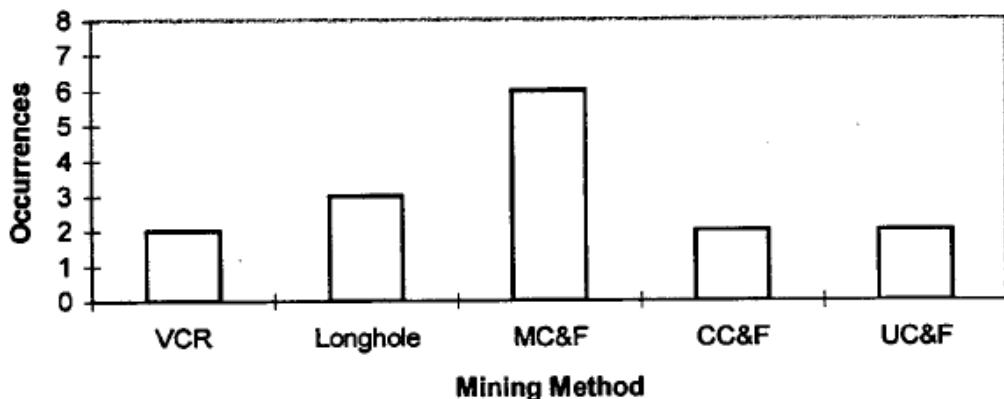


Figure 2.22 : Méthodes de minages recensées ayant utilisé les piliers-dalles (Marcinyshyn 1996)

Sur la figure 2.22, MC&F désigne la méthode coupe et remblai mécanisée (mechanized cut-and-fill), CC&F pour la méthode coupe et remblai conventionnelle (conventional cut-and-fill), UC&F pour la méthode coupe et remblai descendant (Marcinyshyn 1996). Dans méthode coupe et remblai mécanisée (MC&F), l'accès aux chantiers est effectué par des rampes pour permettre l'utilisation de machinerie comme des chargeuses-navettes. Dans la méthode coupe et remblai conventionnelle (CC&F), l'accès aux chantiers est fait par des monteries. En regroupant les chiffres de diverses variantes de la méthode coupe et remblai, on peut constater que les piliers-dalles sont utilisés le plus souvent dans les méthodes coupe et remblai (C&F) comme ce qui est montré à la figure 2.23.

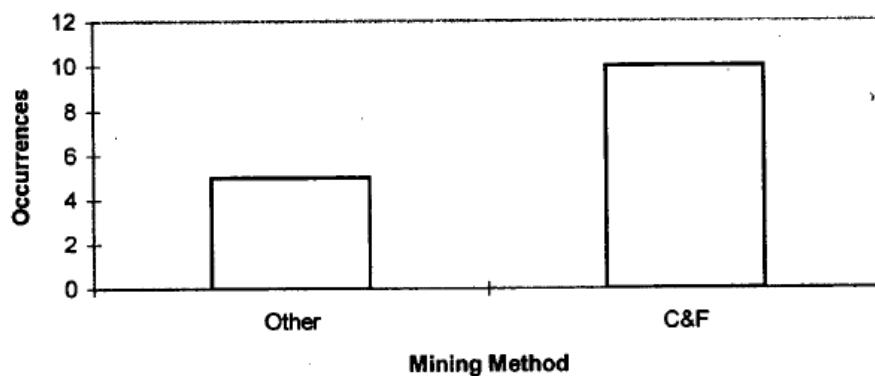


Figure 2.23 : Utilisation des piliers-dalles dans des méthodes de minage regroupées (Marcinyshyn 1996)

Lorsqu'une excavation est réalisée en-dessous d'un chantier minier remblayé, comme dans le cas de la méthode coupe et remblai descendant ou pour la récupération d'un pilier-dalle minéralisé de niveau, la construction de piliers-dalles en remblai cimenté est nécessaire pour supporter le remblai sus-jacent (figure 2.24). Si le pilier-dalle est bien conçu et bien construit, travailler sous un pilier-dalle en remblai cimenté serait plus sécuritaire que de travailler sous une roche minéralisée de mauvaise qualité (Ley et *al.* 1998 ; Williams et *al.* 2007). Évidemment, l'estimation de la résistance nécessaire du remblai cimenté utilisé pour construire les piliers-dalles est un aspect crucial pour une production sécuritaire et économique d'une mine. Or, jusqu'à ce jour, les seules solutions disponibles pour évaluer la résistance requise sont celles de Mitchell (1991). Dans ce qui suit, le modèle de Mitchell (1991) sera d'abord revisité, suivi de quelques travaux de mise à jour.

2.3.2.1 Modèle de Mitchell (1991)

La figure 2.24 montre le modèle de Mitchell (1991) impliquant un pilier-dalle soumis à diverses contraintes. Sur la figure 2.24, L représente la largeur du chantier, d l'épaisseur du pilier-dalle, β l'angle d'inclinaison du chantier par rapport à l'horizontale, w le poids du pilier-dalle, σ_t la résistance à la traction du pilier-dalle, τ la résistance au cisaillement le long de l'interface entre le pilier-dalle et les parois rocheuses, σ_n la contrainte normale de confinement latéral, et σ_v la contrainte verticale exercée par le remblai sus-jacent sur le pilier-dalle. Cette dernière est exprimée comme suit par Mitchell (1991):

$$\sigma_v = \frac{\gamma L}{2 K \tan \phi} \quad (2-40)$$

Où γ est le poids volumique du remblai au-dessus du pilier-dalle, ϕ l'angle de frottement interne du remblai au-dessus du pilier-dalle et K est le coefficient de pression des terres dans le remblai au-dessus du pilier-dalle.

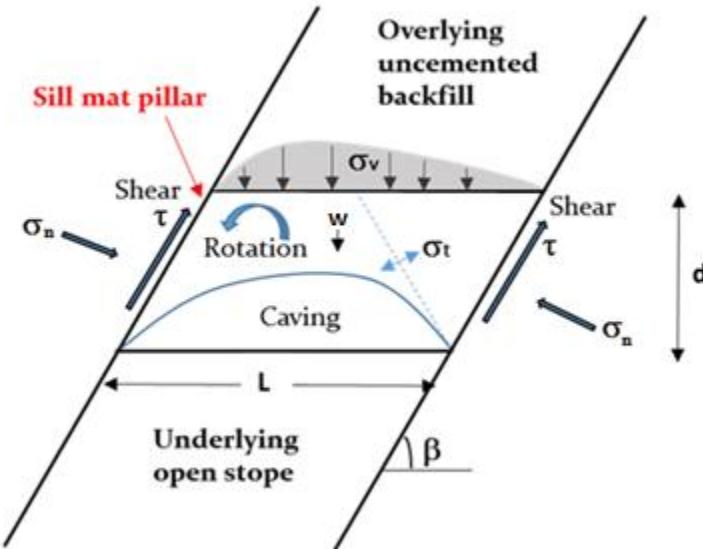


Figure 2.24 : Un pilier-dalle avec les contraintes et résistances, et les modes de rupture potentiels
(adaptée de Mitchell 1991)

Mitchell (1991) a considéré quatre modes de ruptures : glissement, flexion, rotation ou effondrement. Ces modes de ruptures sont illustrés dans la figure 2.25. Dans le mode de rupture par glissement, le pilier-dalle est considéré comme un bloc rigide qui peut glisser le long des interfaces entre le pilier et les épontes. Dans le mode de rupture par flexion, le pilier-dalle fléchit comme une poutre. Pour la rupture par rotation, le pilier-dalle détache de l'éponte supérieure et tourne en rotation par rapport à l'éponte inférieure. Pour la rupture par effondrement, il est supposé qu'une portion du remblai se détache du pilier-dalle et tombe sous l'effet de la gravité. Pour chaque mode de rupture, une expression a été donnée par Mitchell (1991) pour prévoir un état d'instabilité du pilier-dalle.

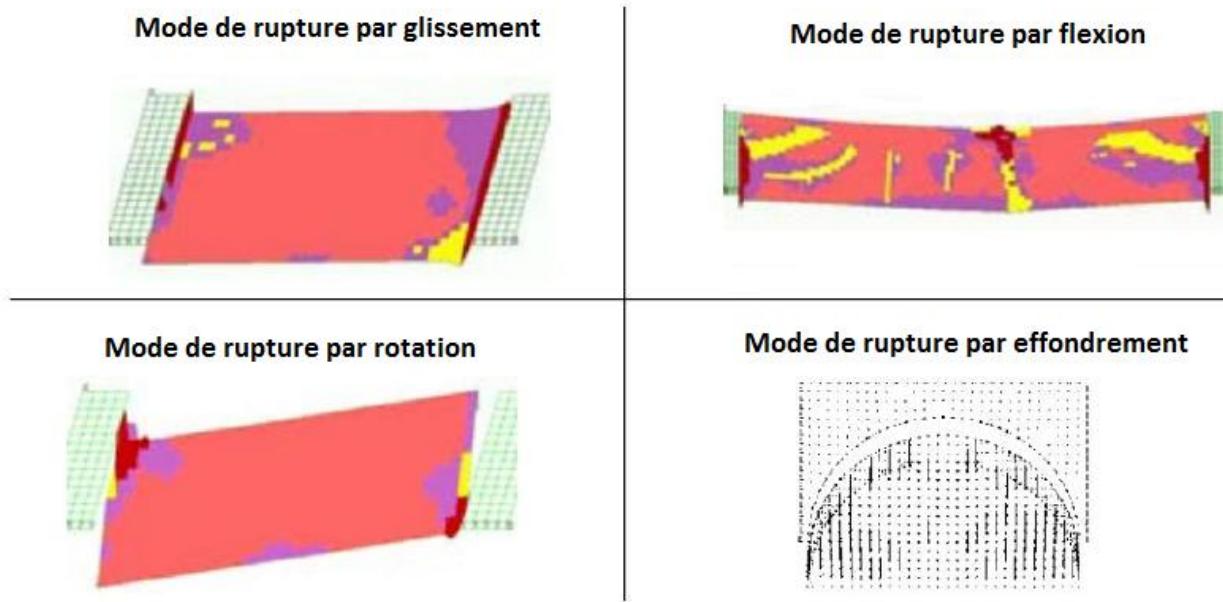


Figure 2.25 : Illustration du mode de modes de ruptures de pilier-dalle (adaptée de Pakalnis et al. 2005)

- ***Mécanisme de rupture par glissement***

Lorsqu'un pilier-dalle est épais et étroit, Mitchell (1991) considère que le pilier-dalle peut devenir instable à cause d'une rupture par glissement ou par effondrement. Pour le premier cas, Mitchell (1991) donne l'expression suivante pour prédire la production d'une rupture par glissement d'un pilier-dalle:

$$\sigma_v + d \gamma > 2 \left(\frac{\tau}{\sin^2 \beta} \right) \left(\frac{d}{L} \right) \quad (2-41)$$

Où L , d et β représentent respectivement la largeur, l'épaisseur et l'inclinaison du pilier-dalle; σ_v est la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle; γ est le poids volumique du pilier-dalle; et τ est la résistance au cisaillement à l'interface entre le pilier-dalle et les épontes rocheuses

Le développement de l'équation pour la rupture par glissement n'a pas été montré par Mitchell (1991). En considérant l'équilibre du bloc (pier-slab) dans la direction le long des épontes (figure 2.24), on obtient l'équation suivante :

$$(\sigma_v L + w) \sin \beta = 2 \tau \frac{d}{\sin \beta} \quad (2-42)$$

Où L , d et β représentent respectivement la largeur, l'épaisseur et l'inclinaison du pilier-dalle; σ_v est la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle; w est le poids du pilier-dalle; et τ est la résistance au cisaillement à l'interface entre le pilier-dalle et les épontes.

Le poids du pilier-dalle w est exprimé comme suit:

$$w = \gamma d L \quad (2-43)$$

Où γ représente le poids volumique du pilier-dalle.

Remplaçant w de l'équation (2-42) par l'équation (2-43), on obtient l'équation suivante :

$$\sigma_v L + \gamma d L = 2 \frac{\tau}{\sin^2 \beta} d \quad (2-44)$$

Ou

$$\sigma_v + d \gamma = 2 \left(\frac{\tau}{\sin^2 \beta} \right) \left(\frac{d}{L} \right) \quad (2-45)$$

C'est l'expression de Mitchell (1991) pour estimer la stabilité d'un pilier-dalle en mode de rupture par glissement en considérant un facteur de sécurité $FS = 1$.

- **Mécanisme de rupture par flexion**

Dans le cas d'un chantier large, Mitchell (1991) considère que la rupture en flexion se produit lorsque le pilier-dalle en remblai cimenté est mince et la résistance à la traction du pilier est faible. En utilisant des formules standard d'une poutre encastrée soumise à une charge uniforme, Mitchell (1991) donne l'expression suivante pour prédire la production d'une rupture par flexion d'un pilier-dalle:

$$\left(\frac{L}{d} \right)^2 > \frac{2(\sigma_t + \sigma_n)}{\sigma_v + \gamma d} \quad (2-46)$$

Où L et d représentent respectivement la largeur et l'épaisseur du pilier-dalle; σ_v représente la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle; σ_n représente la contrainte de confinement latéral; σ_t représente la résistance à la traction du pilier-dalle; et γ représente le poids volumique du pilier-dalle.

- ***Mécanisme de rupture par rotation***

Dans le cas d'un chantier fort incliné (i.e. l'angle d'inclinaison β est petit), Mitchell (1991) considère que le pilier-dalle est susceptible à la rupture par rotation à cause d'une combinaison d'un détachement du pilier à l'éponte supérieure et d'une rupture par traction du pilier lorsque la résistance au cisaillement le long de l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle est faible (voir figure 2.24). Mitchell (1991) a donné l'expression suivante pour prédire la condition d'une rupture d'un pilier-dalle en mode de rupture par rotation:

$$\sigma_v + d\gamma > \frac{d^2\sigma_t}{2L(L-d\cot\beta)\sin^2\beta} \quad (2-47a)$$

Ou,

$$\sigma_v + d\gamma > \frac{\sigma_t}{2(L/d)((L/d)-\cot\beta)\sin^2\beta} \quad (2-47b)$$

Où L , d et β représentent respectivement la largeur, l'épaisseur et l'inclinaison du pilier-dalle ; σ_t et σ_v sont respectivement la résistance à la traction du pilier-dalle et la contrainte verticale exercée au-dessus du pilier-dalle ; et γ est le poids volumique du pilier-dalle.

À noter que cette expression a été vérifiée par Caceres (2005) qui montre que le facteur 2 dans la partie dénominateur de l'équation (2-47) ne devrait pas l'être.

- ***Mécanisme de rupture par effondrement***

Comme ce qui est mentionné en haut, lorsque le pilier-dalle est épais et étroit, Mitchell (1991) a considéré que le pilier-dalle est susceptible aussi à une rupture par effondrement. En supposant

que l'effondrement s'étend à un arc semi-circulaire de hauteur $L/2$, Mitchell (1991) a proposé l'expression suivante pour prédire une rupture par effondrement:

$$\frac{\pi \gamma}{8} > \frac{\sigma_t}{L} \quad (2-48)$$

Où L , γ et σ_t représentent respectivement la largeur, le poids volumique et la résistance à la traction du pilier-dalle.

2.3.2.2 Quelques mises à jour du modèle de Mitchell (1991)

- *Solution de Caceres (2005) pour le mode de rupture par rotation*

À partir des données de la mine Musselwhite, Caceres (2005) a constaté que la résistance au cisaillement le long des interfaces entre les piliers en dalle et les roches n'est pas négligeable. En tenant compte de la résistance au cisaillement à l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle, Caceres (2005) a développé une nouvelle solution analytique pour estimer la stabilité d'un pilier-dalle en remblai cimenté en mode de rupture par rotation.

La figure 2.26 illustre le modèle de Caceres (2005) avec un pilier-dalle incorporant la résistance au cisaillement le long de l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier dalle τ . Un coefficient α allant de 0 à 1 est utilisé pour décrire la qualité du contact entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle.

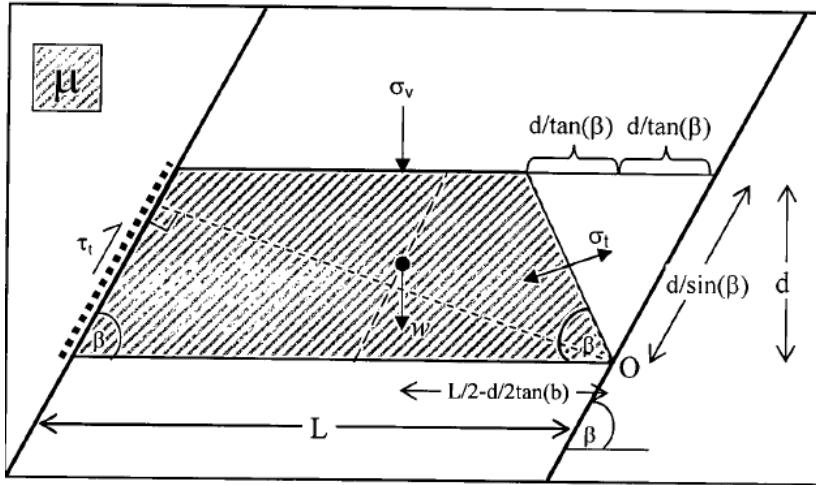


Figure 2.26 : Rupture par rotation en considérant la résistance au cisaillement à l'interface éponte supérieure-pilier dalle (d'après Caceres 2005)

En considérant l'équilibre de moment par rapport au point O, Caceres (2005) a proposé l'expression suivante pour prédire une rupture par rotation d'un pilier-dalle :

$$\sigma_v + d \gamma > \frac{d^2 \sigma_t + 2 \alpha \tau d L \sin^2 \beta}{L (L - d \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2-49)$$

Où L , d et β représentent respectivement la largeur, l'épaisseur et l'inclinaison du pilier-dalle ; σ_t et σ_v sont respectivement la résistance à la traction du pilier-dalle et la contrainte verticale exercée au-dessus du pilier-dalle ; α est un coefficient de la qualité de contact entre le pilier-dalle et l'éponte supérieure ; τ est la résistance au cisaillement au long du contact entre le pilier-dalle et l'éponte supérieure.

Caceres (2005) a mentionné que l'équation (2-49) ne se réduit pas à l'équation (2-47) de Mitchell (1991) lorsque la même hypothèse de Mitchell est considérée (i.e. $\alpha = 0$); un facteur de 2 est impliqué dans la partie dénominateur de l'équation de Mitchell (1991). Pour vérifier cela, on considère l'équilibre en moments du bloc μ (figure 2.26) par rapport au point O et on obtient l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} \left[\left(L - \frac{d}{\tan \beta} \right) \right] (\sigma_v + \gamma d) L = \sigma_t \frac{d}{\sin \beta} \left(\frac{d}{2 \sin \beta} \right) + \alpha \tau L \left(\frac{d}{\sin \beta} \right) \sin \beta \quad (2-50)$$

Ou

$$(\sigma_v + \gamma d) L = \frac{\sigma_t \left(\frac{d^2}{\sin^2 \beta} \right) + 2 \alpha d L \tau}{L \left(L - \frac{d}{\tan \beta} \right)} \quad (2-51)$$

Réarrangeant cette équation, on obtiendra l'équation (2-49) de Caceres (2005). Lorsque $\alpha = 0$, on obtient l'équation suivante :

$$\sigma_v + d \gamma > \frac{d^2 \sigma_t}{L (L - d \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2-52)$$

Cette démonstration montre que le facteur 2 dans la partie de dénominateur de l'équation (2-47) de Mitchell (1991) n'est pas justifié. C'est pourquoi dans le Chapitre 3, un facteur de sécurité (FS) selon l'équation de Mitchell (1991) a été calculé, mais n'a pas été pris en considération pour la rupture en rotation.

2.3.2.3 Analyse de la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle

Dans le modèle de Mitchell (1991), une équation a été donnée pour calculer les contraintes exercées par le remblai placé au-dessus d'un pilier-dalle. On va voir que cette équation est un cas spécial de la solution de Terzaghi (1943) lorsque l'épaisseur du remblai est très grande. Une autre limitation de l'expression de la contrainte verticale donnée par Mitchell (1991) est qu'elle ne tient pas compte de l'inclinaison du chantier. Il existe toutefois plusieurs autres solutions analytiques développées pour estimer les contraintes dans un chantier remblayé; quelques-unes seront présentées dans ce qui suit.

Quand un remblai est mis dans un chantier, le remblai a tendance à se tasser vers le bas alors que les épontes rocheuses ont tendance à le retenir en place par des résistances au cisaillement le long des parois. Une partie des charges dans le remblai dues au poids de la terre du remblai est transférée sur les épontes et les contraintes dans le remblai sont réduites. Ce phénomène est connu sous le nom de « l'effet d'arche », initialement découvert dans l'industrie de poudre (Janssen 1895) et ensuite appliqué en génie civil (Marston 1930; Terzaghi 1943).

L'effet d'arche peut se produire également dans des chantiers miniers remblayés (Knutsson 1981; Aubertin et al. 2003; Li et al. 2003, 2007; Li et Aubertin 2010; Thompson et al. 2012). La figure 2.27 illustre la distribution de contraintes verticales dans un chantier minier remblayé, obtenue par des simulations numériques (Li et al. 2003). On voit que les iso-contours de la contrainte verticale prennent bien une forme d'arche.

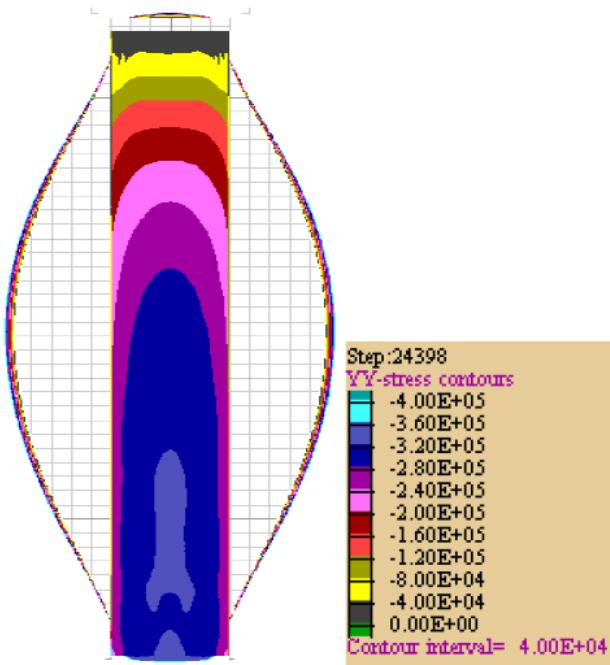


Figure 2.27 : Distribution des contraintes verticales au niveau d'un chantier remblayé vertical
(tirée de Li et al. 2003)

Dans le cas d'une tranchée municipale en génie civil, Marston (1930) a proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale normale exercée par un remblai pulvérulent sur les conduites enfouies :

$$\sigma_v = \frac{\gamma L}{2 K \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} z \right) \right] \quad (2-53)$$

Où L représente la largeur de la tranchée, γ est le poids volumique du remblai, δ est l'angle de frottement à l'interface remblai-murs de la tranchée, z est la profondeur et K est le coefficient de pression des terres.

L'équation (2-53) a été adaptée par Aubertin et *al.* (2003) pour estimer la contrainte verticale normale dans un chantier, en considérant que l'angle de frottement δ le long de l'interface des parois rocheuses est égale à l'angle de frottement du remblai ϕ . Cette hypothèse a été formulée par Aubertin et *al.* (2003) en raison des surfaces rugueuses des épontes dans un chantier minier causées par les sautages de production.

Quand le remblai a une cohésion, une équation proposée par Terzaghi (1943) peut être utilisée pour estimer la contrainte verticale dans un chantier remblayé comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \phi}{L} z \right) \right] \quad (2-54)$$

Où ϕ et c représentent respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du remblai. On peut constater que l'équation (2-40) donnée par Mitchell (1991) est bien un cas spécial de la solution de Terzaghi (1943) lorsque le remblai a une épaisseur infinie et sans cohésion.

Pour le cas d'un chantier incliné, Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale dans le remblai :

$$\sigma_v = \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \phi} \right) \sin^2 \beta \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \phi}{L \sin^2 \beta} z \right) \right] \quad (2-55)$$

Où γ représente le poids volumique du remblai; K est le coefficient de pression des terres ; ϕ est l'angle de frottement interne du remblai; z est la hauteur du remblai, L est la largeur du chantier minier et β est l'angle d'inclinaison du chantier. À partir des simulations numériques, Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour le coefficient de pression des terres K :

$$K = 1.4 \sin^2 \phi - 2 \sin \phi + 1 \quad (2-56)$$

Une autre équation a été proposée par Ting et *al.* (2011) pour estimer la contrainte verticale dans un chantier incliné comme suit:

$$\sigma_v = \frac{\gamma L}{2K' \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K' \tan \delta}{L} z \right) \right] \quad (2-57)$$

Où K' est un paramètre en fonction du coefficient de pression des terres K et de l'angle d'inclinaison du chantier β , exprimé comme suit:

$$K' = \frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\beta + K \tan \delta \sin \beta \quad (2-58)$$

Pour le cas d'un chantier tridimensionnel dont les quatre murs peuvent avoir des propriétés géotechniques différentes, Li et *al.* (2005) ont proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale :

$$\sigma_v = \left(\frac{\gamma - (\kappa_{13}L^{-1} + \kappa_{24}l^{-1})}{(\lambda_{13}L^{-1} + \lambda_{24}l^{-1})} \right) \cdot \{1 - \exp(-z(\lambda_{13}L^{-1} + \lambda_{24}l^{-1}))\} \quad (2-59)$$

Où L et l représentent respectivement la largeur et la longueur du chantier remblayé. Les indices 1, 2, 3 et 4 correspondent aux numéros des murs illustrés dans la figure 2.28.

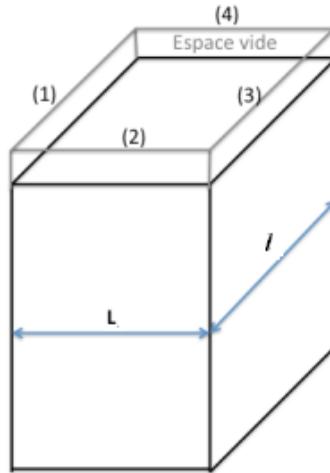


Figure 2.28 : Illustration d'un modèle 3D de chantier minier remblayé (adapté de Li et *al.* 2005)

Les paramètres λ_{13} , λ_{24} , κ_{13} et κ_{24} sont exprimés comme suit :

$$\lambda_{13} = K_1 \tan \delta_1 + K_3 \tan \delta_3 \quad (2-60)$$

$$\lambda_{24} = K_2 \tan \delta_2 + K_4 \tan \delta_4 \quad (2-61)$$

$$\kappa_{13} = c_1 + c_3 + 2c (\tan \alpha_1 \tan \delta_1 + \tan \alpha_3 \tan \delta_3) \quad (2-62)$$

$$\kappa_{24} = c_2 + c_4 + 2c (\tan \alpha_2 \tan \delta_2 + \tan \alpha_4 \tan \delta_4) \quad (2-63)$$

Où les paramètres c_i et δ_i représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement à l'interface entre le remblai et le mur i ($i = 1, 2, 3, 4$). Le coefficient de pression des terres K_i et α_i sont définis dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Définition des paramètres K_i et α_i

État du remblai	K_i	α_i
Repos (K_o)	$1 - \sin \phi$	0°
Actif (K_a)	$(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$	$(\phi/2) - 45^\circ$
Passif (K_p)	$(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$	$45^\circ + (\phi/2)$

Si on considère que les quatre murs sont formés du même matériau (i.e. $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4$ et $c_1 = c_2 = c_3 = c_4 = c$), l'équation (2-59) devient exprimée comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma - 2c [(1+2 \tan \alpha_1 \tan \delta)L^{-1} + (1+2 \tan \alpha_2 \tan \delta)l^{-1}]}{2(L^{-1}K_1 + l^{-1}K_2) \tan \delta} [1 - \exp[-2z((L^{-1}K_1 + l^{-1}K_2) \tan \delta)] \quad (2-64)$$

De plus, si on considère que le remblai est dans le même état dans les quatre directions (i.e. $K_1 = K_2 = K_3 = K_4 = K$ et $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha$), l'équation (2-64) est réduite comme suit:

$$\sigma_v = \frac{\gamma(L^{-1} + l^{-1})^{-1} - 2c(1+2 \tan \alpha \tan \delta)}{2K \tan \delta} [1 - \exp[-2zK(L^{-1} + l^{-1}) \tan \delta]] \quad (2-65)$$

Si la longueur du chantier dépasse grandement la largeur (i.e. $l \gg L$), l'équation (2-65) est réduite en 2D comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c(1+2 \tan \alpha \tan \delta)}{2K \tan \delta} [1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \delta}{L} z\right)] \quad (2-66)$$

Finalement, si on suppose de plus que $\delta = \phi$ et que le remblai a une cohésion nulle $c = 0$, l'équation (2-66) est réduite comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma L}{2K \tan \phi} [1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{L} z\right)] \quad (2-67)$$

Li et Aubertin (2009a) ont développé une solution analytique pour estimer la contrainte verticale normale effective en modèle 2D tenant compte de la pression d'eau (cf. figure 2.29). L'expression est donnée comme suit :

$$\sigma'_{\nu} = \frac{L \gamma_{sub}}{2 K_s \tan \phi'} \left[1 - \exp \left(-\frac{2 K_s (z - H_m)}{L} \tan \phi' \right) \right] + \frac{L \gamma_m}{2 K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2 K H_m}{L} \tan \phi \right) \right] \exp \left(-\frac{2 K_s (z - H_m)}{L} \tan \phi' \right) \quad (2-68)$$

Où L représente la largeur du chantier remblayé, z la profondeur à partir de la surface du remblai, H_m la hauteur du remblai humide, ϕ l'angle de frottement, ϕ' l'angle de frottement effectif du remblai, γ_m le poids volumique du remblai humide, γ_{sub} le poids volumique du remblai submergé, K le coefficient de pression des terres et K_s le coefficient pression des terres effectif pour le remblai saturé.

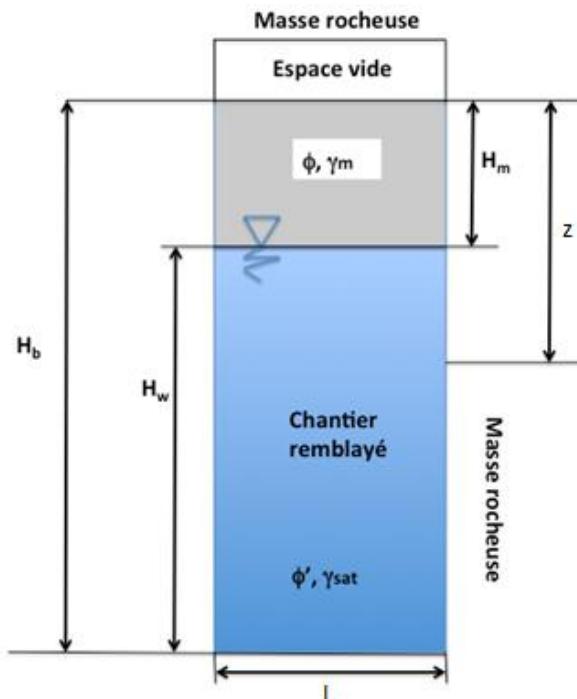


Figure 2.29 : Chantier minier remblayé avec remblai partiellement submergé (adaptée de Li et Aubertin 2009a)

En considérant un modèle 3D et en tenant en compte de la pression d'eau, Li et Aubertin (2009b) ont développé une solution analytique pour estimer la contrainte verticale normale effective comme suit (cf. figure 2.30) :

$$\begin{aligned} \sigma'_v = & \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}L^{-1} + \lambda_{2m}l^{-1})}{M_m} \{1 - \exp(-H_m M_m)\} \exp[(H_m - z)M_{sat}] + \\ & \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}L^{-1} + \lambda_{2sat}l^{-1})}{M_{sat}} \{\exp[(H_m - z)M_{sat}]\} + p_o \exp[(H_m - z)M_{sat}] - \\ & H_m M_m \end{aligned} \quad (2-69)$$

Les paramètres λ_{1m} , λ_{2m} , M_m , λ_{1sat} , λ_{2sat} , M_{sat} sont exprimés comme suit :

$$\lambda_{1m} = 1 + 2 \tan \alpha_{1m} \tan \delta_m \quad (2-70)$$

$$\lambda_{2m} = 1 + 2 \tan \alpha_{2m} \tan \delta_m \quad (2-71)$$

$$M_m = 2(L^{-1}K_{1m} + l^{-1}K_{2m}) \tan \delta_m \quad (2-72)$$

$$\lambda_{1sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{1sat} \tan \delta_{sat} \quad (2-73)$$

$$\lambda_{2sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{2sat} \tan \delta_{sat} \quad (2-74)$$

$$M_{sat} = 2(L^{-1}K_{1sat} + l^{-1}K_{2sat}) \tan \delta_{sat} \quad (2-75)$$

Les paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat} sont définis dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Définitions des paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat}

État du remblai	Humide		Saturé	
	K_{im}	α_{im}	K_{isat}	α_{isat}
Au repos (K_o)	$1 - \sin \phi_m$	0°	$1 - \sin \phi_{sat}$	0°
Actif (K_a)	$(1 - \sin \phi_m) / (1 + \sin \phi_m)$	$(\phi_m/2) - 45^\circ$	$(1 - \sin \phi_{sat}) / (1 + \sin \phi_{sat})$	$(\phi_{sat}/2) - 45^\circ$
Passif (K_p)	$(1 + \sin \phi_m) / (1 - \sin \phi_m)$	$45^\circ + (\phi_m/2)$	$(1 + \sin \phi_{sat}) / (1 - \sin \phi_{sat})$	$(\phi_{sat}/2) + 45^\circ$

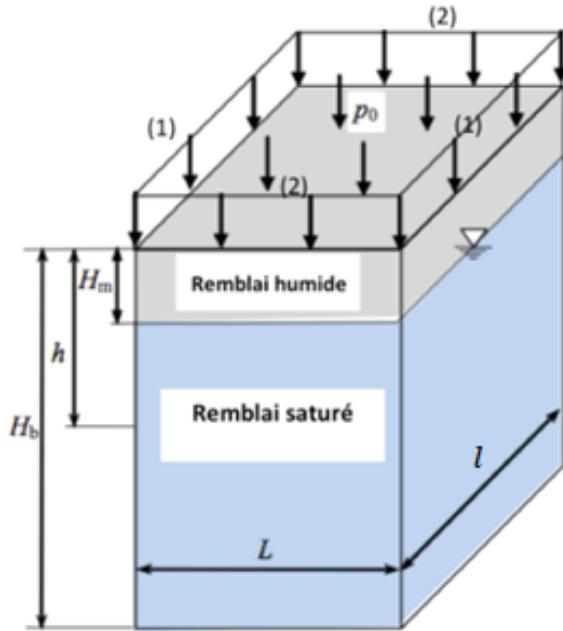


Figure 2.30 : Chantier minier remblayé avec un remblai partiellement submergé et une charge à la surface du remblai (adaptée de Li et Aubertin 2009b)

2.3.2.4 Graphes de stabilité des piliers-dalles

- *Graphe de stabilité de Pakalnis et al. (2005)*

Pakalnis et al. (2005) ont compilé les données de douze mines employant la méthode de minage « coupe et remblai descendant » et ont développé un graphe de stabilité en se basant sur la méthode proposée par Stone (1993). Cette méthode consiste à tracer UCS du pilier-dalle en fonction de sa largeur pour différentes épaisseurs, comme montré à la figure 2.31. Ce graphique dicte une résistance en compression uniaxiale minimale à atteindre pour un pilier-dalle de largeur et d'épaisseur données. Il peut être utilisé pour déterminer l'épaisseur minimale du pilier-dalle à atteindre lorsque la résistance en compression uniaxiale du remblai et la largeur du chantier sont données. L'application du graphique permet aussi d'estimer une largeur permise lorsque la résistance en compression uniaxiale du remblai et l'épaisseur du pilier-dalle sont connues. Le graphe de stabilité de Pakalnis et al. (2005) a été développé en considérant un facteur de sécurité $FS = 2$ pour UCS. Il est à noter aussi que le graphe est basé sur la rupture en flexion et

s'applique pour les chantiers verticaux seulement. D'ailleurs, sur la figure, l'axe horizontal est marqué comme largeur de portée minimale (minimum span width). Il semble que c'est une erreur puisque le pilier-dalle deviendrait moins stable pour une propriété donnée lorsque la largeur de portée est plus grande.

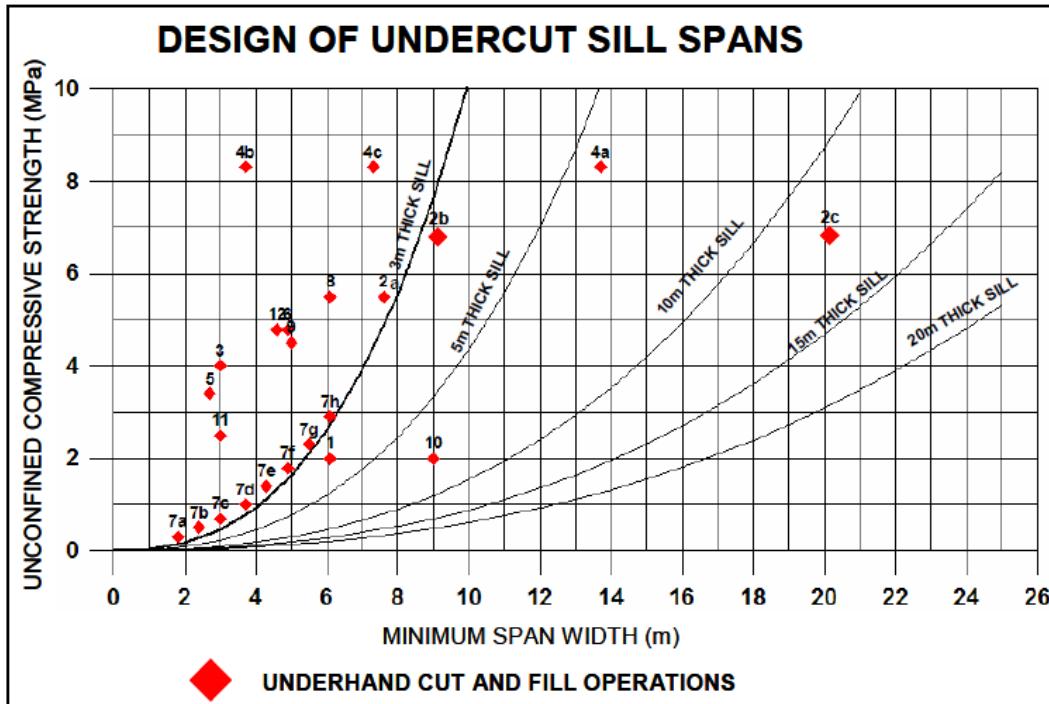


Figure 2.31 : Graphe de stabilité de piliers-dalles par une rupture en flexion dans des chantiers verticaux adapté de Stone (1993) (tirée de Pakalnis et al. 2005)

- *Graphes de stabilité de Caceres (2005)*

Caceres (2005) a établi des graphes de stabilité à partir d'une série de modélisations numériques, afin de guider les opérateurs de la mine Musselwhite dans le processus de la conception des piliers-dalles en remblai rocheux cimenté. Ces graphes de stabilité ont été développés pour des chantiers verticaux (figure 2.32) et des chantiers inclinés de 85° (figure 2.33), 80° (figure 2.34) et 75° (figure 2.34). Les graphes de Caceres (2005) dictent une épaisseur minimale à atteindre pour un pilier-dalle avec une cohésion et une largeur données. Les largeurs du pilier-dalle considérées varient entre 6 et 12 mètres. Les cohésions du pilier-dalle considérées varient entre 1 et 2.5 MPa. Pour chaque inclinaison du chantier, Caceres (2005) a considéré différentes conditions de la

résistance au cisaillement à l'éponte supérieure. Cette résistance peut être égale à 0%, 50% ou 100% la cohésion du pilier-dalle. On note que l'angle de frottement le long de l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle et la résistance au cisaillement à l'éponte inférieure n'ont pas été considérés. Sur les graphiques, « F » signifie une rupture par flexion, « S » signifie une rupture par glissement, et « Rc » signifie une rupture par rotation. Caceres (2005) a considéré dans tous ses graphiques une contrainte verticale uniformément répartie sur le pilier-dalle et égale à 410 kPa. Toutefois, des études antérieures ont montré que cette distribution est non-uniforme due à l'effet d'arche (Li et Aubertin 2008, 2010). Il est à noter aussi que ces graphes de stabilité sont développés pour un facteur de sécurité $FS = 1$. Un tel design ne serait pas recommandé, un FS plus élevé devrait être utilisé pour augmenter la marge de sécurité dans le design.

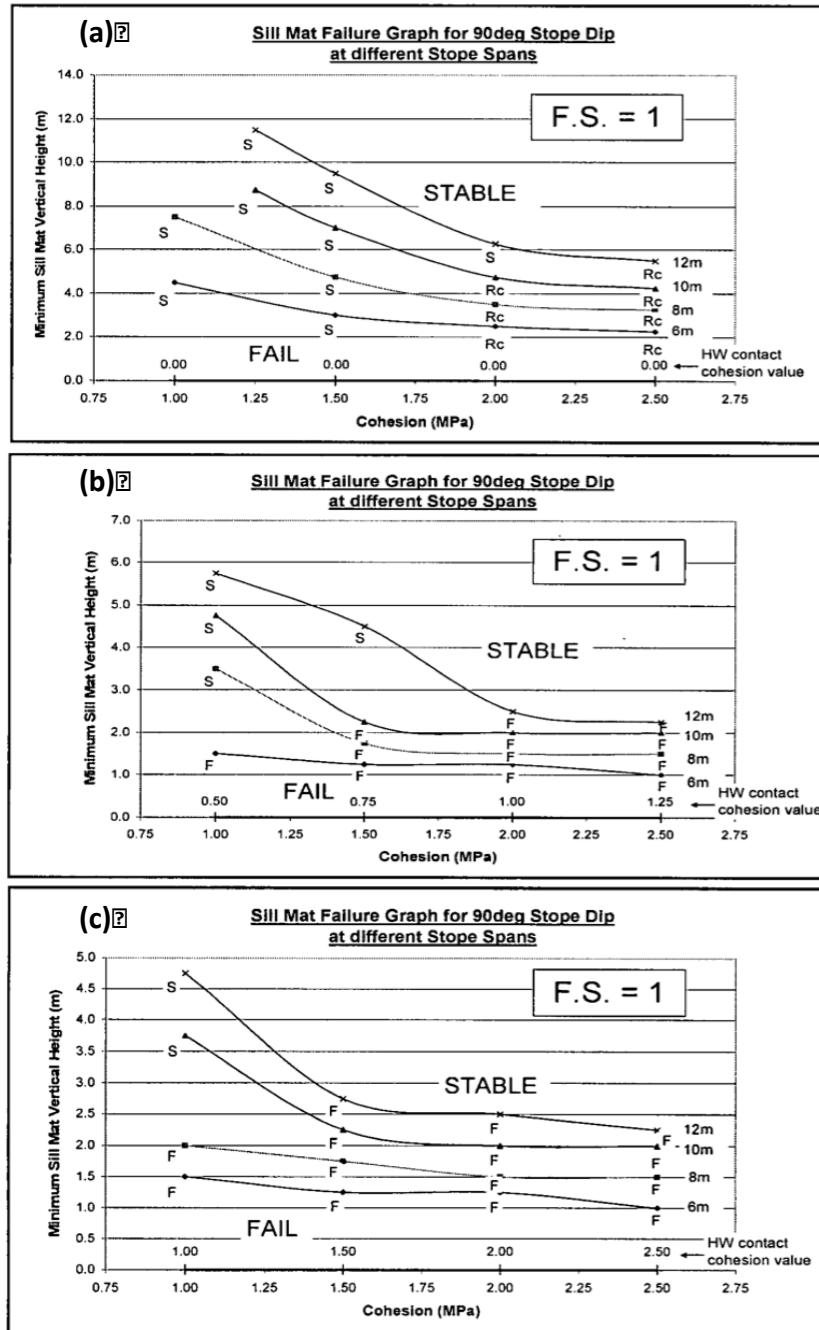


Figure 2.32 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier vertical avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005)

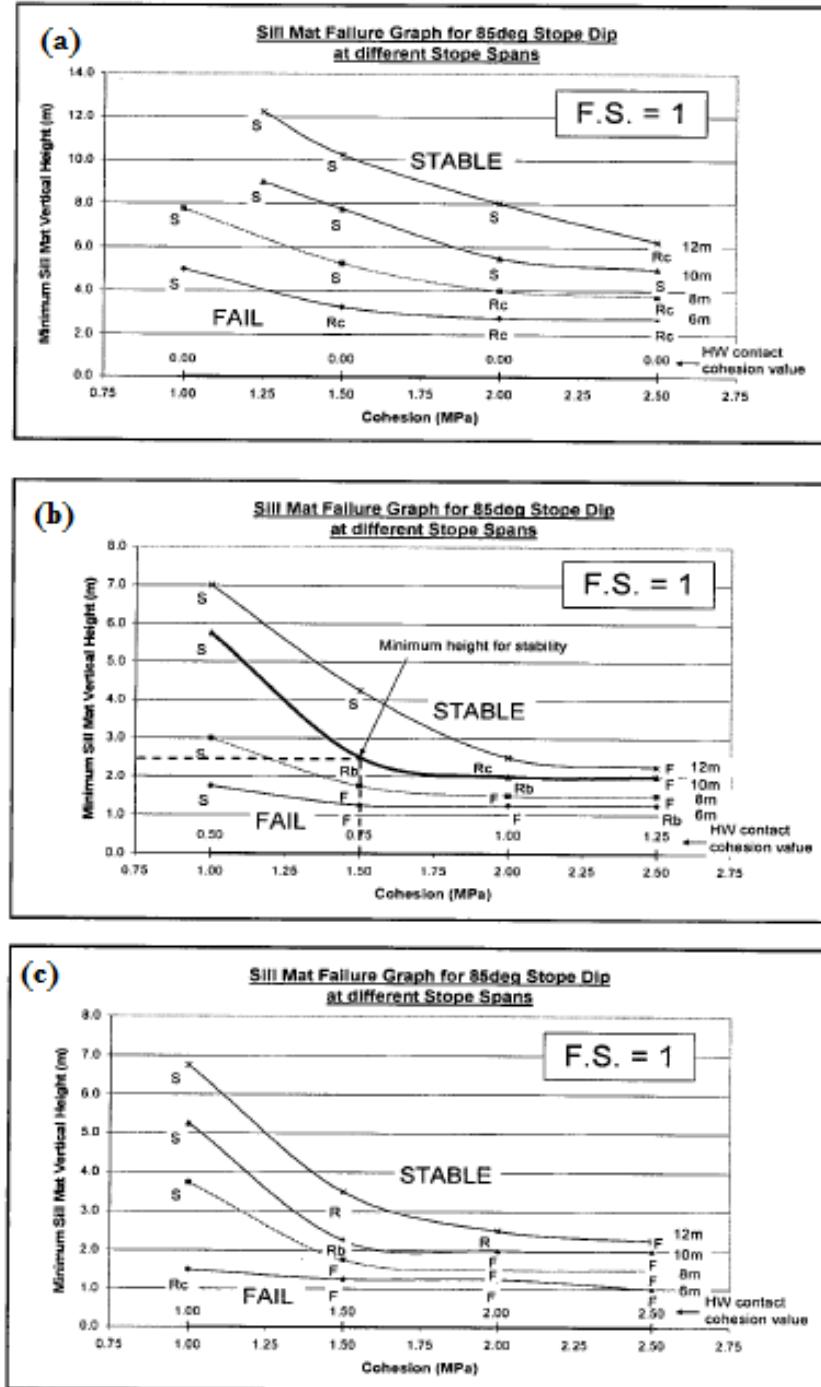


Figure 2.33 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 85° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'épingle supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005)

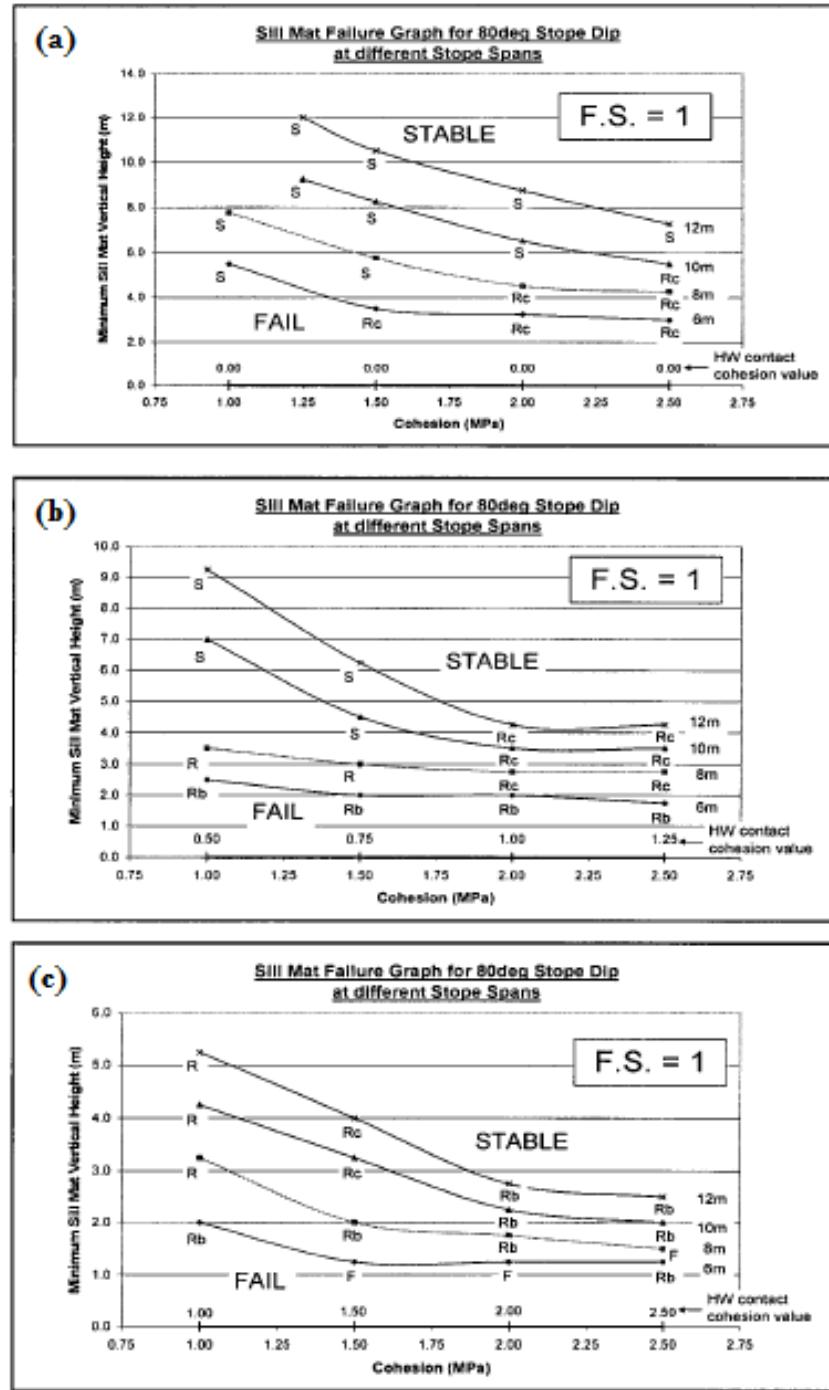


Figure 2.34 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 80° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'éponte supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005)

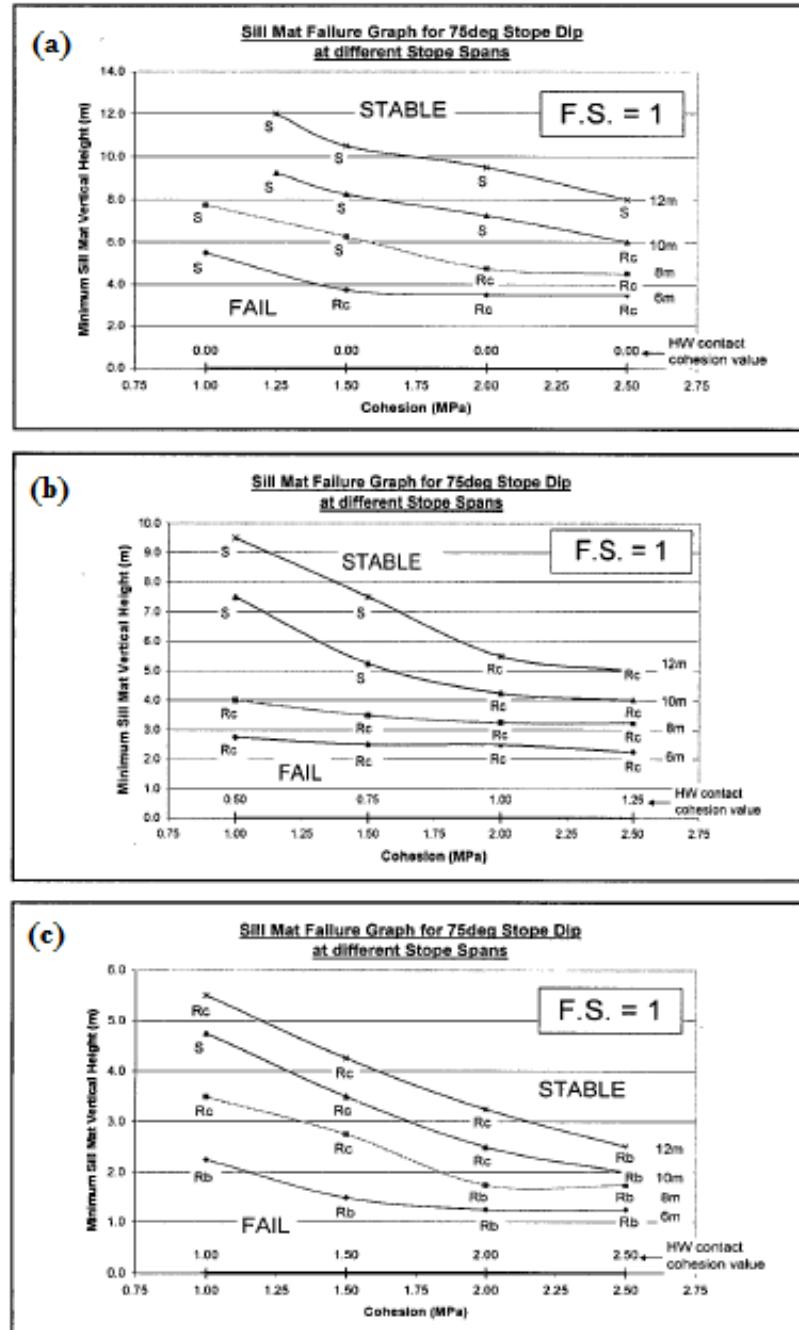


Figure 2.35 : Graphes de stabilité de piliers-dalles dans un chantier incliné de 75° avec différentes conditions de la résistance au cisaillement à l'épente supérieure : (a) $\tau = 0$, (b) $\tau = c/2$ et (c) $\tau = c$; contrainte verticale appliquée $\sigma_v = 410$ kPa (tirée de Caceres 2005)

CHAPITRE 3 MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES DE LA STABILITÉ DES PILIERS-DALLES EN REMBLAI CIMENTÉ

3.1 Mise en contexte

Dans le chapitre 2, on a présenté les modèles de Mitchell (1991) pour la stabilité d'un pilier-dalle en remblai cimenté. Selon l'équation (2-41), la rupture par glissement se produit tant que l'une des conditions suivantes est atteinte, indépendamment de la contrainte normale latérale (σ_n) et de la résistance à la traction (σ_t) du pilier-dalle:

- 1) Pour un pilier-dalle de géométrie (d et L) et de propriétés du matériau (γ et σ_t) donnés, la contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent est assez élevée;
- 2) Pour un pilier-dalle de géométrie (d et L) donnée et une contrainte verticale (σ_v) appliquée, la résistance au cisaillement au long des murs (τ) n'est pas assez élevée;
- 3) Pour un pilier-dalle de géométrie (d et L) avec des propriétés du matériau (γ et σ_t) donnés et une contrainte verticale (σ_v) appliquée, l'angle d'inclinaison du chantier (β) est trop élevé (maximum 90°);
- 4) Pour un chantier d'inclinaison (β) avec un pilier-dalle de propriétés du matériau (γ et σ_t) donnés et une contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent, le ratio entre l'épaisseur (d) sur la largeur (L) du pilier-dalle est trop faible;
- 5) Pour un chantier d'inclinaison (β) donnée avec un pilier-dalle de géométrie (d/L) et de propriétés du matériau (γ , τ et σ_t) donnés et une contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent, le pilier-dalle est très peu épais.

Pour la rupture par flexion, l'équation (2-46) implique que cela se produit, indépendamment de l'inclinaison du chantier (β) et de la résistance au cisaillement au long des parois (τ), tant que l'une des conditions suivantes est rencontrée:

- 1) Pour un pilier-dalle de géométrie (d and L) et de propriétés du matériau (γ and σ_t), la contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent est assez élevée;

- 2) Pour un pilier-dalle de géométrie (d and L) et une contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent, la résistance à la traction (σ_t) du pilier-dalle n'est pas assez élevée;
- 3) Pour un pilier-dalle de géométrie (d and L) et une contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent, la contrainte normale aux parois du pilier-dalle (σ_n) n'est pas assez élevée;
- 4) Pour une contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent, une contrainte normale aux parois du pilier-dalle (σ_n) et des propriétés du matériau (γ and σ_t), le pilier-dalle a un faible ratio épaisseur (d) sur largeur (L).

En ce qui concerne la rupture par rotation, l'équation (2-47) implique que cela se produit tant que l'une des conditions suivantes est satisfaite, indépendamment de la résistance au cisaillement au long des épontes (τ) et de la contrainte normale (σ_n):

- 1) Pour un pilier-dalle de géométrie (d , L et β) et de propriétés du matériau (γ and σ_t), la contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent est très élevée;
- 2) Pour un pilier-dalle de géométrie (d , L et β) et une contrainte verticale (σ_v) exercée par le remblai sus-jacent, la résistance à la traction du pilier-dalle (σ_t) est trop faible;
- 3) Pour un chantier d'inclinaison (β), une contrainte verticale (σ_v) exercée par le remblai sus-jacent, des propriétés de matériau (γ and σ_t), le ratio entre l'épaisseur du pilier-dalle (d) sur sa largeur (L) est très petit;
- 4) Pour un certain ratio entre l'épaisseur et la largeur du pilier-dalle (d/L), une contrainte verticale (σ_v) et des propriétés du matériau (γ and σ_t), le pilier-dalle a une épaisseur pas très élevée;
- 5) Pour un pilier-dalle de géométrie (d , L), une contrainte verticale (σ_v), et des propriétés du matériau (γ and σ_t), l'inclinaison du chantier β est trop grande.

Finalement, l'équation (2-48) de Mitchell (1991) implique que la rupture par effondrement peut se produire tant que l'une des conditions suivantes est rencontrée, indépendamment de la contrainte verticale (σ_v) exercée par le remblai sus-jacent, l'épaisseur du pilier-dalle (d), l'inclinaison du chantier (β), la résistance au cisaillement au long des épontes (τ) et la contrainte normale (σ_n):

- 1) Pour une largeur du pilier-dalle (L), sa résistance à la traction (σ_t) est très faible;
- 2) Pour une résistance à la traction (σ_t), le pilier-dalle est très large;

Ces analyses indiquent que pour un pilier-dalle de géométrie et/ou de propriétés de matériau donnés, plusieurs modes de rupture sont théoriquement possibles. Par exemple, si la contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent est très élevée, le pilier-dalle peut s'effondrer en mode de rupture par flexion, glissement ou rotation. Quand le pilier-dalle est trop large, le mode de rupture possible est la flexion ou l'effondrement. Les conditions nécessaires et suffisantes pour la production des quatre modes de rupture potentiels selon les modèles de Mitchell (1991) sont résumées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: Analyse synthétique des conditions nécessaires et suffisantes pour la production des quatre modes de rupture potentiels de Mitchell (1991)

Conditions	Modes de rupture possibles?			
	Flexion	Rotation	Effondrement	Glissement
La contrainte verticale (σ_v) appliquée par le remblai sus-jacent est très élevée	Oui	Oui		Oui
La résistance à la traction du pilier-dalle (σ_t) est trop faible	Oui	Oui	Oui	
La résistance au cisaillement au long des épontes (τ) n'est pas assez élevée				Oui
L'inclinaison du chantier (β) est trop élevée		Oui		Oui
Le ratio entre l'épaisseur (d) sur la largeur (L) du pilier-dalle est trop petit	Oui	Oui		Oui
L'épaisseur (d) du pilier-dalle n'est pas élevée		Oui		Oui
La contrainte normale (σ_n) n'est pas assez élevée	Oui			
La largeur (L) du pilier-dalle est élevée	Oui		Oui	

Ce tableau montre que pour un problème donné, plusieurs analyses de stabilité doivent être réalisées afin de déterminer le mode de rupture le plus critique et le facteur de sécurité (FS) minimum.

Dans ce chapitre, on va d'abord vérifier l'applicabilité des modèles de Mitchell (1991) par des modélisations numériques. Ensuite, on vérifiera numériquement la validité des solutions disponibles pour chaque mode de rupture.

3.2 Choix des logiciels pour les simulations numériques

Plusieurs logiciels de géotechniques sont disponibles. Certains sont plus dispendieux et moins accessibles. À l'École Polytechnique de Montréal, des logiciels comme FLAC (2D et 3D; Itasca 2002) sont disponibles en principe, mais moins accessibles à cause du nombre de clés limité. Un autre logiciel disponible et aussi beaucoup plus accessible est le logiciel SIGMA/W de GeoStudio (Geo-Slope 2007). C'est un logiciel commercialisé basé sur la méthode des éléments finis. Il est très utilisé dans des applications en géotechnique, notamment pour la stabilité des pentes, des excavations et des constructions, des écoulements d'eau, des problèmes de drainage et de consolidation, etc. La procédure de validation de ce logiciel, une étape essentielle et indispensable avant de l'utiliser pour effectuer des simulations numériques est montrée en Annexe A. Cependant, le logiciel SIGMA/W n'est pas retenu en raison de sa limitation pour traiter des problèmes de grandes déformations comme ce que nous allons affronter lorsque le pilier-dalle est en état de rupture. D'ailleurs, le logiciel SIGMA/W ne montre pas les modes de rupture (glissement, flexion, rotation et effondrement) ainsi que le facteur sécurité minimal d'un problème donné.

Le logiciel LimitState:GEO (LimitState 2013) est un logiciel assez récent développé pour analyser l'état de rupture des ouvrages en géotechnique, comme par exemple les fondations, les pentes, les tunnels et les pipelines (Smith et Gilbert 2008; Lee et *al.* 2008; Clarke et *al.* 2010). Ce logiciel est basé sur une technologie numérique d'analyse de limite, appelée DLO (pour Discontinuity Layout Optimization; Smith et Gilbert 2007; Gilbert et *al.* 2009). La figure 3.1 illustre la procédure numérique de DLO. La première étape est une initialisation du modèle (figure 3.1a). La deuxième étape consiste à effectuer un maillage uniforme du modèle (figure 3.1b). Dans la troisième étape, les nœuds sont interconnectés horizontalement, verticalement et

diagonalement par des lignes potentielles de discontinuités « slip-lines » (figure 3.1c). Dans la quatrième étape, une procédure d'optimisation est utilisée pour identifier les lignes de discontinuités qui forment le mode de rupture le plus critique (figure 3.1d) et évaluer la stabilité du problème à l'aide d'un facteur de sécurité.

La procédure numérique DLO permet, pour un problème donné, d'analyser tous les modes de ruptures potentiels qui peuvent se produire et d'identifier par la suite le mode de rupture le plus critique et le facteur de sécurité correspondant. Quand celui-ci est supérieur à 1, le système est dans un état stable.

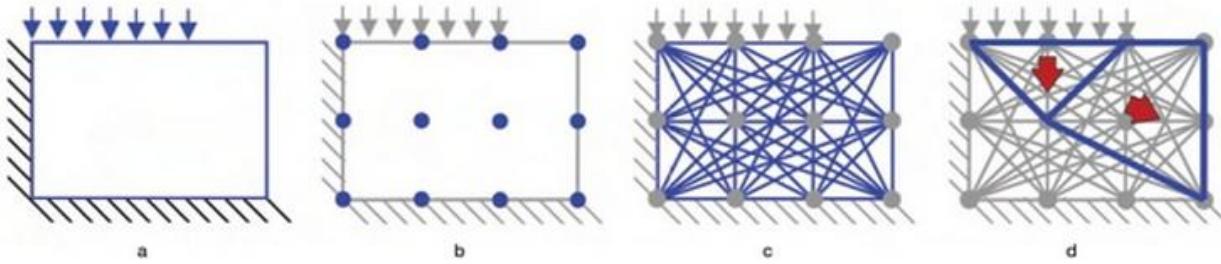


Figure 3.1: Étapes suivies par la procédure numérique DLO (tirée de LimitState 2014)

Par rapport à la méthode des éléments finis, la procédure DLO a comme principal avantage l'analyse rapide et directe de l'état de rupture, sans passer par un nombre excessif d'itérations lors du calcul. Un autre avantage de la DLO est qu'elle donne des résultats numériquement stables, même si le problème est physiquement instable. Ce n'est pas le cas pour la plupart des logiciels disponibles basés sur la méthode des éléments finis comme GeoStudio ou la méthode de différence finie comme FLAC, sans traitements spéciaux. Le logiciel LimitState :GEO s'adapte bien à notre besoin. Bien entendu, le logiciel LimitState :GEO possède aussi certaines limitations. Par exemple, la procédure DLO ne permet pas de fournir des informations sur les déplacements et l'état de contraintes avant l'état de rupture. De plus, la procédure DLO donne des solutions de borne supérieure (upper-bound solution). Ces solutions peuvent parfois sous-estimer le facteur de sécurité et donner des résultats non-conservateurs (Es-Saheb et al. 2013).

Avant son application, le logiciel LimitState:GEO a été validé en considérant la stabilité d'un bloc rigide confiné par deux murs rigides latéraux. Une autre validation du logiciel

LimitState:GEO a été réalisée avec un bloc soumis à des chargements et en contact avec un mur latéral fixe par l'intermédiaire d'une interface rugueuse. Dans tous les deux cas, les FS calculés numériquement et analytiquement sont pratiquement identiques. Les détails de ces deux cas de validation sont montrés à l'Annexe B.

Dans les sections suivantes, le logiciel LimitState:GEO est utilisé pour investiguer la validité des solutions de Mitchell (1991).

3.3 Validation des modèles de Mitchell (1991)

La figure 3.2 illustre un modèle typique réalisé avec LimitState:GEO, consistant en un pilier-dalle soumis à un chargement vertical et en contact avec des parois rocheuses rigides comme le modèle de Mitchell (1991). Les parois rigides sont fixes dans la direction verticale mais libres dans la direction horizontale pour permettre de transférer la contrainte normale de confinement sur le pilier-dalle. Le pilier-dalle est caractérisé par un poids volumique γ_s , une cohésion c_s , un angle de frottement ϕ_s et une résistance à la traction σ_t , tandis que les interfaces entre les murs rocheux et le pilier-dalle sont caractérisées par une cohésion c_i et un angle de frottement ϕ_i . Durant toutes les simulations, le poids volumique du pilier-dalle sera fixe à une valeur de $\gamma_s = 19$ kN/m³. La résistance à la traction du pilier-dalle est calculée selon le critère de Mohr-Coulomb comme suit :

$$\sigma_t = 2 c_s / \tan(45^\circ + \phi_s/2) \quad (3-1)$$

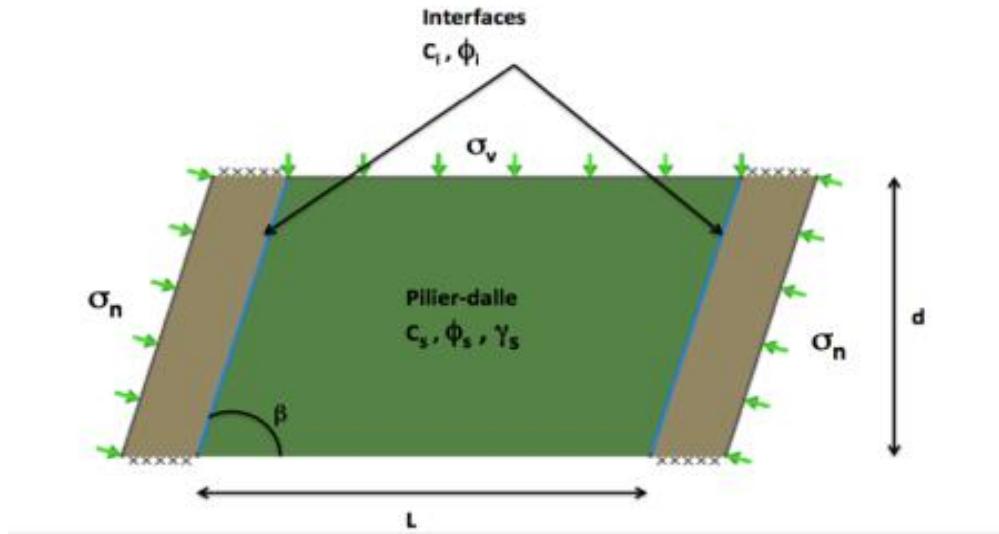


Figure 3.2: Modélisation du pilier-dalle par le logiciel LimitState:GEO

3.3.1 Une vérification générale des solutions de Mitchell (1991)

Pour vérifier les solutions de Mitchell (1991) et la procédure d'application de ces solutions, une série de simulations numériques a été réalisée. Les paramètres utilisés pour les différentes simulations réalisées sont présentés dans le tableau 3.2, qui a été organisé initialement selon les modes de rupture prédicts analytiquement et réorganisé selon les modes de rupture observés numériquement (voir tableau 3.3).

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau 3.3 avec les résultats analytiques obtenus à l'aide des solutions de Mitchell (1991) et de Caceres (2005). Dans le tableau 3.3, $FS_{M/G}$, $FS_{M/F}$, $FS_{M/R}$ et $FS_{M/E}$ correspondent respectivement aux FS obtenus avec les solutions de Mitchell (1991) pour les modes de rupture par glissement, flexion, rotation et effondrement. $FS_{C/R}$ est le FS obtenu par la solution de Caceres (2005) pour le mode de rupture par rotation. FS_{Analy} est le FS minimal parmi les FS analytiques des différents modes de rupture, i.e. $FS_{Analy} = \text{Min}\{FS_{M/G}, FS_{M/F}, FS_{M/R}, FS_{C/R}, FS_{M/E}\}$. À noter que pour le mode de rupture par rotation, le FS obtenu avec la version corrigée de Caceres (2005), $FS_{C/R}$ a été utilisé et le $FS_{M/R}$ de Mitchell (1991) a été calculé mais ignoré dans les comparaisons.

Tableau 3.2 : Programme de simulations numériques pour une vérification générale des solutions analytiques existantes (Mitchell 1991 et Caceres 2005) utilisées

Cas	β °	L (m)	d (m)	c_s (kPa)	ϕ_s (°)	σ_t (kPa)	c_i (kPa)	ϕ_i (°)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)
1	90	6	4	1600	35	1665.8	50	23.3	200	1000
2	50	6	4	1500	30	1732.1	50	20	200	1000
3	60	6	4	2700	35	2811.1	50	23.3	200	1000
4	90	6	4	1500	35	1561.7	50	35	400	1000
5	90	6	5	1500	35	1561.7	50	23.3	200	1000
6	60	6	4	1500	35	1561.7	50	23.3	400	1000
7	90	6	7	1500	35	1561.7	1500	35	600	1000
8	90	3	4	1500	35	1561.7	1500	35	600	1000
9	90	6	9	1500	35	1561.7	1500	35	600	1000
10	90	6	4	1500	35	1561.7	1500	35	600	2000
11	90	6	3	1500	35	1561.7	1500	35	600	1000
12	50	6	4	1500	35	1561.7	1500	35	600	1000
13	90	10	1.5	1500	35	1561.7	1400	35	150	1000
14	90	12	1.5	1500	35	1561.7	1300	35	150	1000
15	90	10	1.5	2500	35	2602.8	1300	35	150	1000
16	90	10	1.5	1500	35	1561.7	1300	35	150	1200
17	75	10	1.5	1500	35	1561.7	1300	35	150	1000
18	70	10	1.5	1500	35	1561.7	1300	35	150	1000
19	70	8	2	2500	35	2602.8	150	35	250	1400
20	70	10	3	2500	35	2602.8	150	35	250	1400
21	70	8	2.5	2500	35	2602.8	150	35	250	1400
22	75	8	3	2500	35	2602.8	150	35	250	1400
23	70	8	3	2500	35	2602.8	150	35	350	1400
24	70	8	3	2500	35	2602.8	150	35	250	1600

Tableau 3.3 : Résultats numériques pour la vérification générale des solutions analytiques existantes (Mitchell 1991 et Caceres 2005) utilisées pour l'analyse de la stabilité des piliers-dalles

Cas	Solutions analytiques							Solutions numériques		Comparaison entre résultats analytiques et numériques	
	Mitchell (1991)				Caceres (2005)	Prédictions analytiques				Mode de rupture bien prédit?	FS _{Num} /FS _{Analy}
	FS _{M/G}	FS _{M/F}	FS _{M/R}	FS _{M/E}	FS _{C/R}	FS _{Analy}	Mode de rupture	FS _{Num}	Mode de rupture	Mode de rupture bien prédit?	FS _{Num} /FS _{Analy}
1	2.3	8.6	1.3	37.2	3.2	2.3	Glissement	2.3	Glissement	Oui	1.0
2	3.4	8.8	5.4	38.7	11.7	3.4	Glissement	3.4	Glissement	Oui	1.0
3	3.1	12.3	4.9	62.8	10.3	3.1	Glissement	3.1	Glissement	Oui	1.0
4	2.1	4.8	0.7	34.9	2.2	2.1	Glissement	2.1	Glissement	Oui	1.0
5	2.7	12.1	1.8	34.9	4.3	2.7	Glissement	2.7	Glissement	Oui	1.0
6	1.8	4.8	1.6	34.9	3.6	1.8	Glissement	1.8	Glissement	Oui	1.0
7	7.0	9.5	1.4	34.9	9.9	7.0	Glissement	4.9	Effondrement	Non	0.7
8	8.7	13.5	2.1	69.8	12.8	8.7	Glissement	5.3	Effondrement	Non	0.6
9	8.6	15.0	2.3	34.9	13.1	8.6	Glissement	5.4	Effondrement	Non	0.6
10	5.7	4.7	0.5	34.9	6.7	4.7	Flexion	2.4	Effondrement	Non	0.5
11	3.3	1.9	0.3	34.9	3.9	1.9	Flexion	2.9	Effondrement	Non	1.5
12	7.4	3.4	2.0	34.9	13.8	3.4	Flexion	3.9	Effondrement	Non	1.1
13	3.5	0.6	0.1	20.9	3.6	0.6	Flexion	2.4	Flexion	Oui	3.8
14	2.8	0.4	0.1	17.4	2.7	0.4	Flexion	1.6	Flexion	Oui	3.6
15	3.4	0.9	0.2	34.9	2.4	0.9	Flexion	3.2	Flexion	Oui	3.5
16	3.6	0.7	0.1	20.9	3.5	0.7	Flexion	2.1	Flexion	Oui	3.0
17	3.6	0.6	0.1	20.9	3.4	0.6	Flexion	2.2	Flexion	Oui	3.3
18	3.8	0.6	0.1	20.9	3.5	0.6	Flexion	2.2	Flexion	Oui	3.4
19	2.2	1.7	0.4	43.6	1.4	1.4	Rotation	1.7	Rotation	Oui	1.2
20	2.5	2.3	0.5	34.9	1.8	1.8	Rotation	2.0	Rotation	Oui	1.1
21	2.7	2.6	0.5	43.6	2.0	2.0	Rotation	2.2	Rotation	Oui	1.1
22	3.0	3.7	0.7	43.6	2.4	2.4	Rotation	2.9	Rotation	Oui	1.2
23	2.4	2.8	0.6	43.6	2.0	2.0	Rotation	2.3	Rotation	Oui	1.2
24	3.5	3.9	0.8	43.6	2.8	2.8	Rotation	2.6	Rotation	Oui	0.9

À partir des résultats présentés dans le tableau 3.3, on peut tirer les conclusions suivantes pour l'application des solutions analytiques existantes (Mitchell 1991 et Caceres 2005) dans les prédictions qualitatives (modes de rupture) et quantitatives (FS) de la stabilité des piliers-dalles.

D'un point de vue qualitatif :

- 1) Lorsque le mode de rupture observé numériquement est un glissement, une flexion ou une rotation, l'application des solutions analytiques existantes de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) peut prédire correctement les modes de ruptures des piliers-dalles.
- 2) Lorsque l'application des solutions analytiques prédit un mode de rupture en glissement, les simulations numériques peuvent produire des modes de rupture soit en glissement ou en effondrement.
- 3) Lorsque l'application des solutions analytiques prédit un mode de rupture en flexion, les simulations numériques peuvent produire des modes de rupture soit en flexion ou en effondrement.
- 4) Pour les géométries et propriétés de matériaux considérées ici, l'application des solutions analytiques peut prédire correctement le mode de rupture en rotation.
- 5) Pour les géométries et propriétés de matériaux considérées ici, l'application des solutions analytiques ne prédit en aucun cas une production de rupture par effondrement alors que le mode de rupture par effondrement se produit.

Ces résultats indiquent que l'application des solutions analytiques disponibles de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) ne permet pas de prédire correctement les modes de rupture d'un pilier-dalle, à l'exception du mode de rupture par rotation. Le problème est probablement dû à l'expression de la solution analytique de $FS_{M/E}$ qui a tendance de surestimer largement la stabilité des piliers-dalles.

Du côté quantitatif :

- 1) Les résultats indiquent que la solution analytique de Mitchell (1991) donne une prédiction excellente du FS pour le mode de rupture en glissement alors que celle de Caceres (2005) prédit assez raisonnablement le FS pour le mode de rupture en rotation avec un rapport FS_{Num}/FS_{Analy} variant entre 0.9 et 1.2.
- 2) Lorsqu'il s'agit d'un mode de rupture en flexion, les résultats montrés dans le Tableau 3.3 indiquent que la solution analytique de Mitchell (1991) sous-estime largement la stabilité des piliers-dalles.

- 3) Pour ce qui est du mode de rupture en effondrement, la comparaison entre le FS_{Num} et le $FS_{\text{M/E}}$ indique que la solution analytique de Mitchell (1991) surestime largement la stabilité des piliers-dalles.

Cet exercice montre que l'application des solutions analytiques disponibles de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) ne permet pas de « prédirer » correctement, d'une façon systématique la stabilité des piliers-dalles, surtout pour les modes de rupture par flexion et effondrement. Dans la section suivante, l'applicabilité de ces solutions pour chaque mode de rupture sera examinée en détail.

3.3.2 Vérification des modèles de Mitchell (1991) par mode de rupture

Afin de vérifier les solutions analytiques de Mitchell (1991) pour chaque mode de rupture, plusieurs séries de modélisations numériques ont été réalisées. Un programme de simulations a été considéré pour l'étude de chaque mode de rupture. Le programme est établi à partir d'un cas de référence en faisant varier un paramètre (géométrie, propriétés et chargements) à la fois. Lorsque le mode de rupture observé correspond au mode de rupture à analyser, les résultats numériques sont retenus et comparés avec la solution analytique correspondante de Mitchell (1991) ou de Caceres (2005). Ainsi, les cas où l'on obtient un mode de rupture autre que celui étudié ne sont pas retenus. Par exemple, pour vérifier la solution analytique de Mitchell (1991) pour le mode de rupture en glissement, une série de modélisations numériques a été réalisée. Les résultats numériques seront retenus et comparés aux résultats analytiques de Mitchell (1991) en termes du facteur de sécurité (FS) calculé avec l'équation (2-41) lorsque le mode de rupture obtenu numériquement est un glissement. Cette procédure est appliquée aussi pour vérifier les solutions analytiques des trois autres modes de rupture.

3.3.2.1 Mode de rupture par glissement

Comme ce qui est décrit précédemment, beaucoup de simulations ont été réalisées en faisant varier les divers paramètres pour trouver le mode de rupture à analyser. Seuls les cas présentant

les ruptures en glissement sont retenus pour la vérification de la solution correspondante de Mitchell (1991).

Le tableau 3.4 montre le programme des simulations pour étudier les cas des instabilités en mode de rupture par glissement. Le cas de référence consiste en un pilier-dalle de largeur $L = 6$ m, d'épaisseur $d = 4$ m. Les chantiers peuvent être verticaux ou inclinés. Les propriétés de référence pour le pilier-dalle sont : $c_s = 1500$ kPa (cohésion), $\phi_s = 35^\circ$ (angle de frottement interne). Pour l'interface entre le pilier-dalle et les parois rocheuses, la cohésion de référence est $c_i = 50$ kPa et trois angles de frottement ($\phi_i = 0^\circ$, $2\phi_s/3$ et ϕ_s) ont été considérés. Le pilier-dalle sera chargé verticalement d'une pression uniforme $\sigma_v = 200$ kPa et latéralement d'une pression uniforme $\sigma_n = 1000$ kPa.

Tableau 3.4 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par glissement

β ($^\circ$)	ϕ_i ($^\circ$)	L (m)	d (m)	c_s (kPa)	ϕ_s ($^\circ$)	c_i (kPa)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)
90, 60, 50	0, 2/3 ϕ_s , ϕ_s	6	4	1500	35	50	200	1000
		Var	4	1500	35	50	200	1000
		6	Var	1500	35	50	200	1000
		6	4	Var	35	50	200	1000
		6	4	1500	Var	50	200	1000
		6	4	1500	35	Var	200	1000
		6	4	1500	35	50	Var	1000
		6	4	1500	35	50	200	Var

Note: Var = valeurs variables

La figure 3.3 montre deux cas typiques d'un pilier-dalle en rupture en glissement obtenus par la modélisation numérique lorsque le chantier est vertical (figure 3.3a) ou incliné (figure 3.3b); plus de cas sont présentés dans l'Annexe C. Dans tous les deux cas, on voit que le pilier-dalle se comporte comme un bloc et glisse le long des épontes sans aucune fissure à l'intérieur du pilier-dalle.

La figure 3.4 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.4a), de l'épaisseur du pilier-dalle, d (figure 3.4b), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.4c), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.4d), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, c_i (figure 3.4e), de la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.4f), et de la contrainte de confinement latérale σ_n (figure 3.4g) en considérant $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3 \phi_s$. À partir de cette figure, on peut voir que la corrélation entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991) est quasiment parfaite.

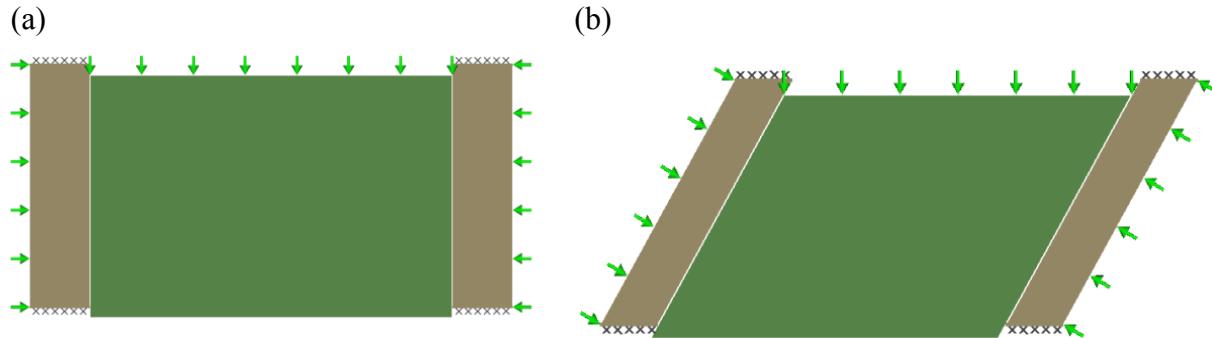


Figure 3.3 : Illustration des cas typiques de ruptures en glissement obtenus avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle vertical $\beta = 90^\circ$ avec $\phi_i = 0^\circ$, et (b) un pilier-dalle incliné $\beta = 60^\circ$ avec $\phi_i = 0^\circ$ (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.4).

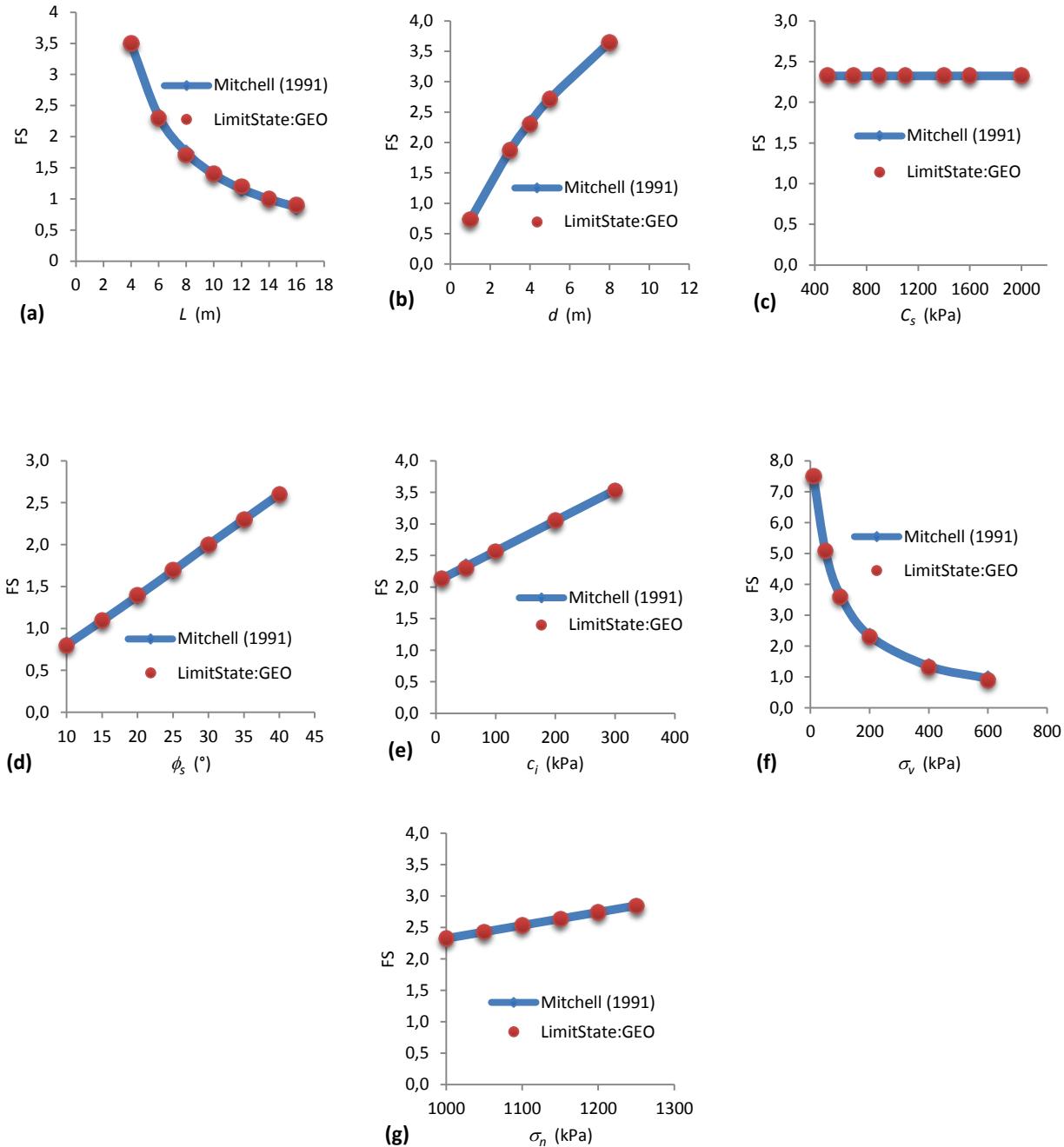


Figure 3.4 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3 \phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.

À partir de la figure 3.4, on peut voir aussi que la stabilité des piliers-dalles diminue avec la largeur L (figure 3.4a) et augmente avec l'épaisseur d (figure 3.4b) des piliers-dalles.

Concernant la résistance au cisaillement du pilier-dalle, la figure 3.4c montre que la cohésion c_s n'a aucune influence sur la stabilité des piliers-dalles alors que la stabilité des piliers-dalles augmente avec l'angle de frottement du pilier-dalle ϕ_s (figure 3.4d). Cela est dû au fait que la résistance au cisaillement imposée sur les interfaces entre les murs et le pilier-dalle est beaucoup plus faible que celle du pilier-dalle. La stabilité du pilier-dalle est donc contrôlée par la résistance au cisaillement des deux interfaces tant que la résistance au cisaillement du pilier-dalle est plus grande que celle des interfaces. C'est le cas dans l'analyse de l'influence de la cohésion du pilier-dalle c_s (figure 3.4c) où la cohésion du pilier-dalle utilisée est largement supérieure à la cohésion des interfaces entre le pilier et les murs. Dans l'analyse de l'influence de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_i est considéré proportionnel à ϕ_s ($\phi_i = 2/3\phi_s$) de sorte qu'une augmentation de ϕ_s engendre une augmentation de ϕ_i et par conséquent du FS. Pour une valeur de ϕ_i constante comme le cas de $\phi_i = 0^\circ$, la variation de ϕ_s n'a aucune influence sur la stabilité des piliers-dalles. Ainsi, pour les géométries et propriétés considérées ici, la résistance au cisaillement du pilier-dalle n'a pas d'influence directe sur la stabilité des piliers-dalles pour une rupture par glissement.

À propos de la résistance au cisaillement des interfaces entre les murs et le pilier-dalle, la figure 3.4e montre que la stabilité du pilier-dalle augmente avec sa cohésion c_i .

En ce qui concerne les charges externes, la figure 3.4f montre que la contrainte verticale σ_v a pour effet de réduire la stabilité des piliers-dalles alors que la figure 3.4g indique que la contrainte normale de confinement latérale σ_n a pour effet d'augmenter la stabilité des piliers-dalles tant que l'angle de frottement le long des interfaces entre les murs et le pilier-dalle ϕ_i n'est pas nul. Lorsque $\phi_i = 0^\circ$, la contrainte normale de confinement σ_n n'a aucune influence sur la stabilité des piliers-dalles.

La figure 3.5 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.5a), de l'épaisseur du pilier-dalle, d (figure 3.5b), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.5c), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.5d), de la cohésion à l'interface entre l'éponte et le pilier-dalle, c_i (figure 3.5e), de la pression verticale exercée sur le

pilier-dalle (figure 3.5f), et de la contrainte de confinement latérale (figure 3.5g) en considérant $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$. À partir de cette figure, on peut observer que la corrélation entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991) est encore quasiment parfaite.

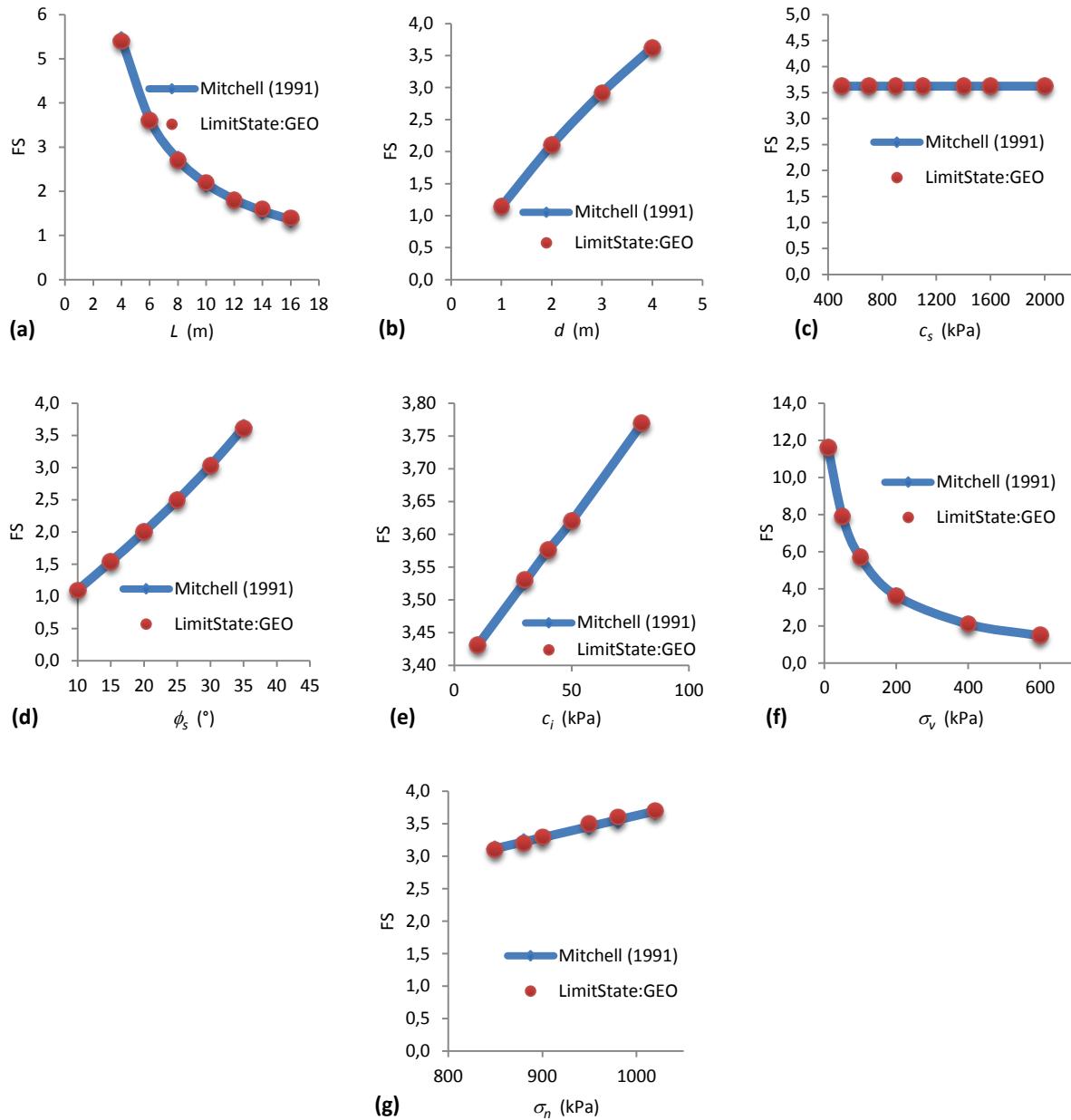


Figure 3.5 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.

À partir de la figure 3.5, on peut observer les même tendances de variation des FS pour les cas analysés précédemment ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3 \phi_s$) mais avec une stabilité plus élevée. Ainsi, les conclusions pour le cas précédent tirées sur la figure 3.4 peuvent s'appliquer pour ce cas également.

La figure 3.6 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.6a), de l'épaisseur du pilier-dalle, d (figure 3.6b), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.6c), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.6d), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, c_i (figure 3.6e), de la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.6f), et de la contrainte de confinement latérale σ_n (figure 3.6g) en considérant $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$. Une corrélation quasiment parfaite est obtenue entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991).

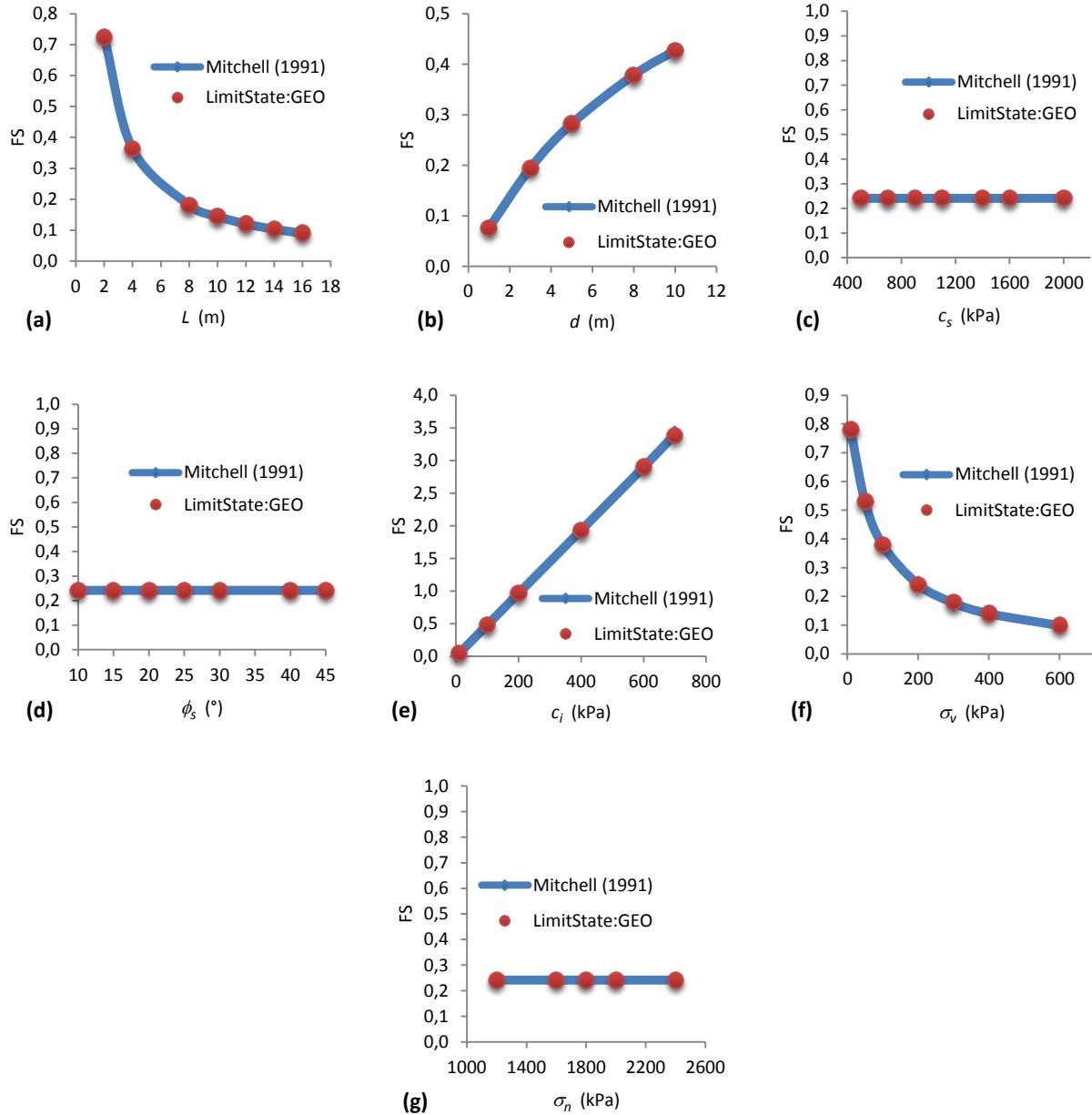


Figure 3.6 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 90^{\circ}$ et $\phi_i = 0^{\circ}$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.

À partir de la figure 3.6, on observe les mêmes tendances de variation entre les FS et les divers paramètres que celles des deux cas précédents, sauf ici on observe que les propriétés du pilier-dalle (c_s , ϕ_s) et la contrainte de confinement latérale (σ_n) n'ont pas d'influence sur la stabilité du pilier-dalle comme expliqué précédemment. D'autre part, on peut observer également que par rapport aux deux cas précédents, la stabilité des piliers-dalles est moins bonne en raison d'une compétence moindre le long des interfaces avec les parois rocheuses ($\phi_i = 0^\circ$).

Pour les cas de $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$, aucune rupture en glissement n'a été produite par les modélisations numériques, probablement en raison du chantier fort incliné et des interfaces très compétentes entre le pilier-dalle et les épontes rocheuses.

Pour les cas de $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = (2/3) \phi_s$, la figure 3.7 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.7a), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.7b), de la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.7c) et de la contrainte de confinement latérale σ_n (figure 3.7d). Comme le pilier-dalle est très incliné et que les interfaces avec les épontes rocheuses sont assez compétentes, il n'y a pas eu de rupture en glissement pour les cas où la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, la largeur et l'épaisseur du pilier-dalle sont variées. Pour cette raison, ces résultats n'ont pas été retenus. La figure 3.7 montre encore une fois une corrélation quasiment parfaite entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991).

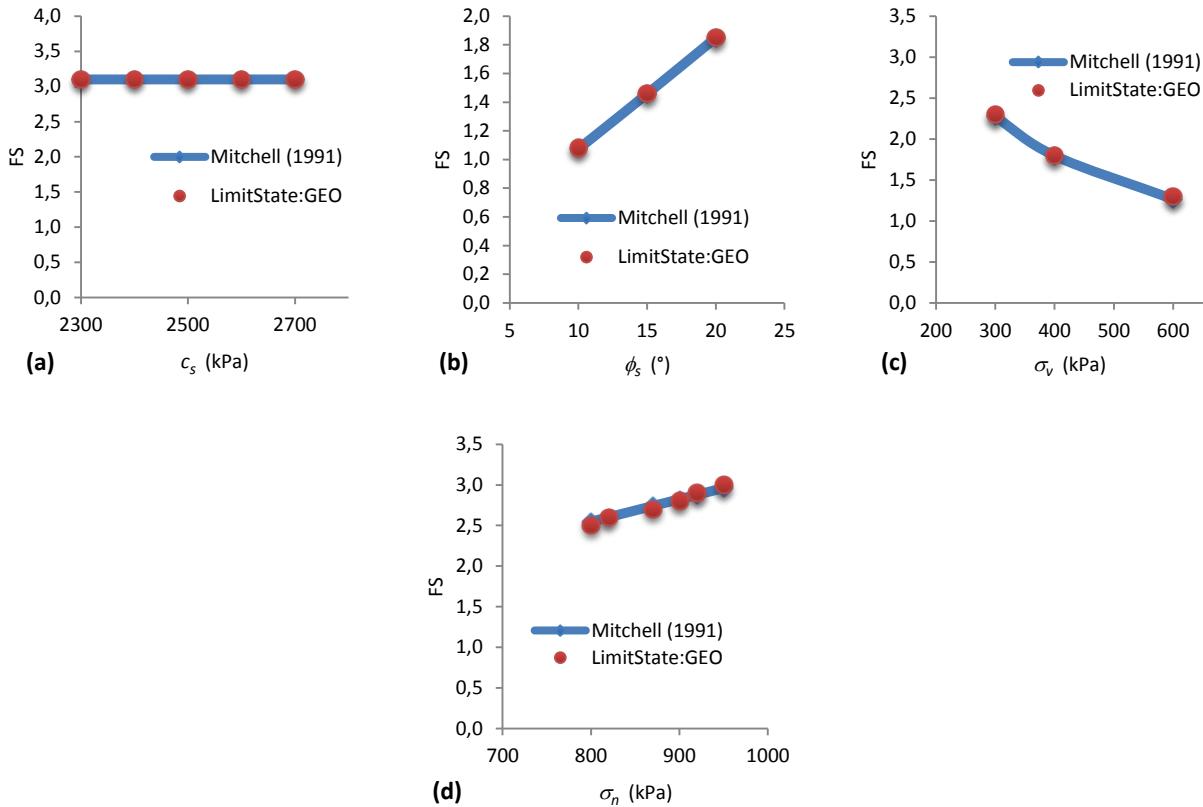


Figure 3.7 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la cohésion du pilier-dalle, (b) l'angle de frottement du pilier-dalle, (c) la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle et (d) la contrainte de confinement latérale pour les cas $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3 \phi_s$. Autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.

D'autre part, on peut observer sur la figure 3.7 que les tendances de variation des FS en fonction des paramètres étudiés sont similaires à celles présentées dans les deux cas $\beta = 90^\circ$, $\phi_i = (2/3)\phi_s$ et $\phi_i = \phi_s$. Pour les cas de $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$, la figure 3.8 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.8a), de l'épaisseur du pilier-dalle (figure 3.8b), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.8c), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.8d), de la cohésion à l'interface éponte - pilier-dalle, c_i (figure 3.8e), de la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.8f) et de la contrainte de confinement latérale σ_n (figure 3.8g). À partir de cette figure, on peut voir que la corrélation entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991) est encore quasiment parfaite.

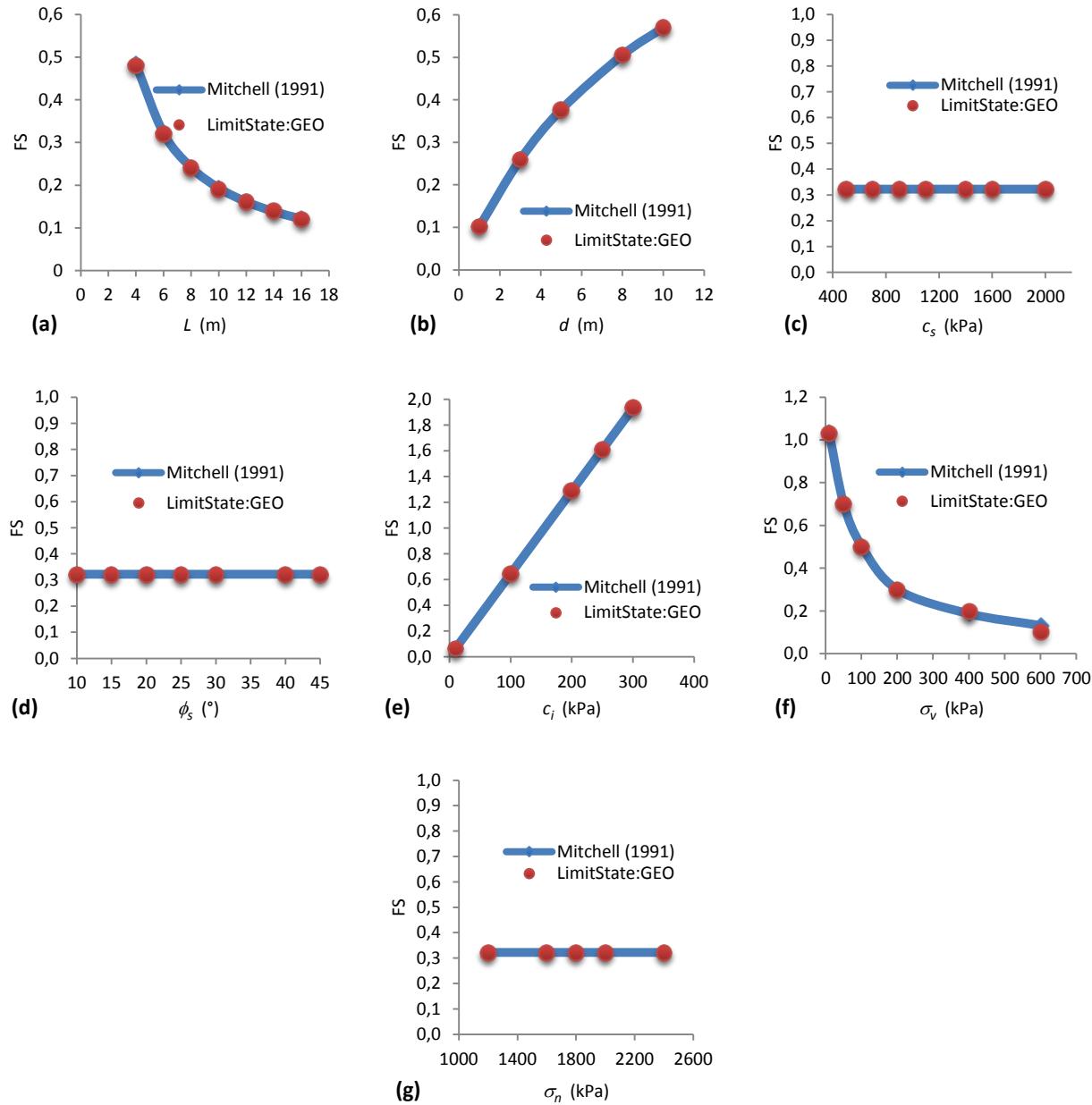


Figure 3.8 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) l'angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la pression verticale exercée sur le pilier-dalle, et (g) la contrainte de confinement latérale; paramètres considérés ($\beta = 60^{\circ}$ et $\phi_i = 0^{\circ}$); autres propriétés sont données dans le tableau 3.4

À partir de la figure 3.8, on observe les même tendances de variation des FS en fonction des paramètres considérés que celles observées pour le cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$. Mais les FS montrés ici sont plus élevés que le cas $\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$.

Concernant les cas de $\beta = 50^\circ$, $\phi_i = (2/3) \phi_s$ et $\phi_i = \phi_s$, aucune rupture en glissement n'a été produite par les simulations numériques, encore une fois en raison du chantier fort incliné et des interfaces très compétentes entre le pilier-dalle et les épontes rocheuses.

Pour les cas $\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$, la figure 3.9 présente la variation des facteurs de sécurité calculés avec la solution analytique (équation (2-41)) de Mitchell (1991) et avec LimitState:GEO, en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.9a), de l'épaisseur du pilier-dalle (figure 3.9b), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.9c), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.9d), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, c_i (figure 3.9e), de la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.9f) et de la contrainte de confinement latérale σ_n (figure 3.9g). À partir de cette figure, on peut voir que la corrélation entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991) est encore quasiment parfaite. De plus, on observe les même tendances de variation des FS en fonction des paramètres considérés, que celles observées pour le cas $\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$, mais avec une plus haute stabilité.

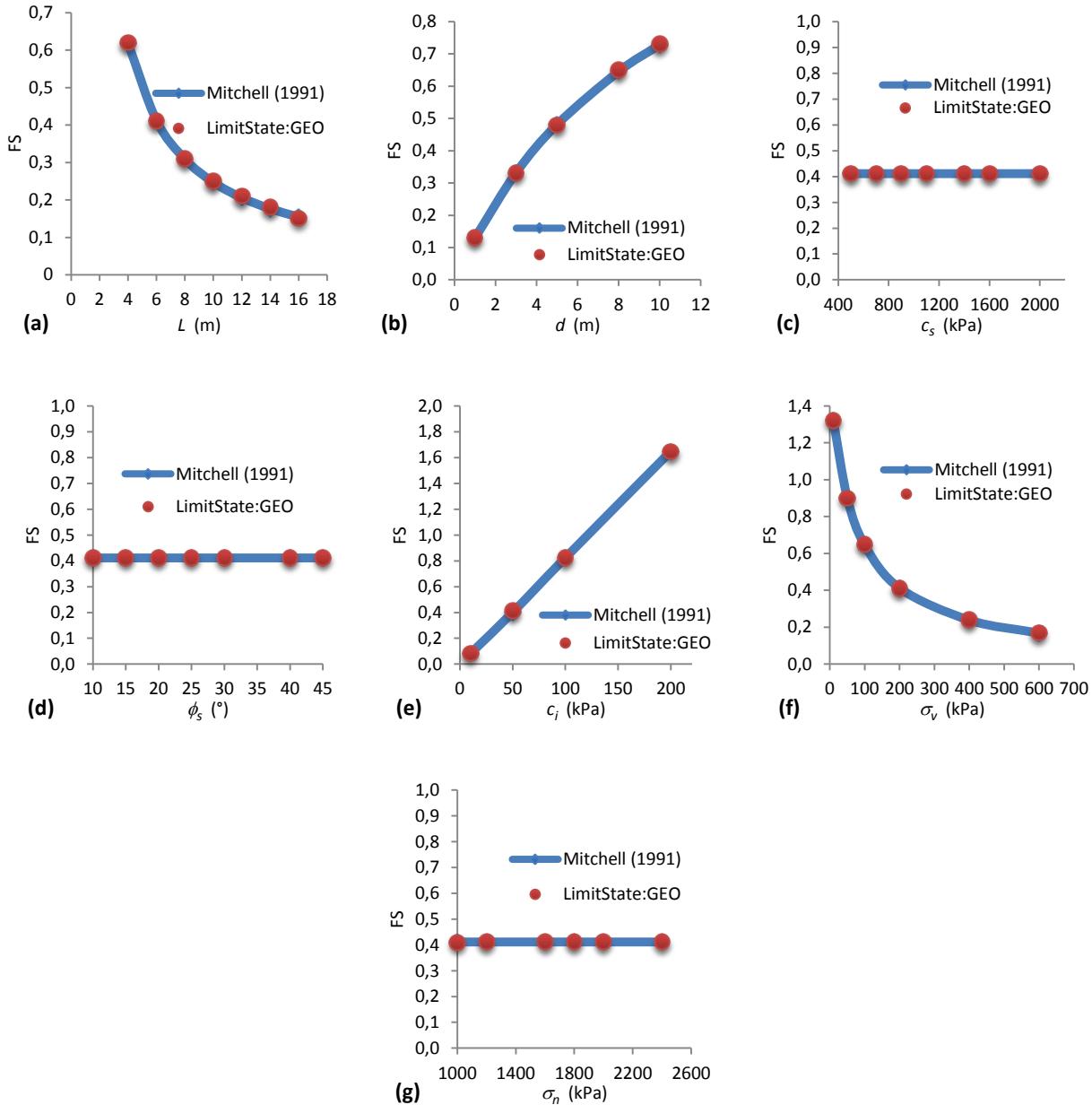


Figure 3.9 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) la cohésion du pilier-dalle, (d) angle de frottement du pilier-dalle, (e) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (f) la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle et (g) la contrainte de confinement latérale exercée sur le pilier-dalle; paramètres considérés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont données dans le tableau 3.4

En résumé, les résultats montrés ci-haut indiquent que la stabilité d'un pilier-dalle par une rupture par glissement dépend essentiellement de la résistance au cisaillement des interfaces entre le pilier-dalle et les épontes rocheuses et de l'angle d'inclinaison du chantier. Il y a plus de chances qu'une rupture en glissement se produise lorsque les interfaces sont peu compétentes et le chantier est vertical ou sub-vertical.

3.3.2.2 Mode de rupture par flexion

Dans cette partie, la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture en flexion sera investiguée de la même manière que précédemment. Le cas de référence consiste en un pilier-dalle de largeur $L = 10$ m, d'épaisseur $d = 1.5$ m et d'une inclinaison $\beta = 90^\circ$ (chantier vertical). Pour les propriétés de référence du pilier-dalle, on considère une cohésion $c_s = 1500$ kPa et un angle de frottement interne $\phi_s = 35^\circ$, ce qui équivaut à une résistance en traction $\sigma_t = 1561.7$ kPa. Quant aux interfaces épontes-pilier dalle, on considère que la cohésion de référence est $c_i = 1300$ kPa et l'angle de frottement $\phi_i = 35^\circ$. Le pilier-dalle sera soumis à une contrainte verticale de référence égale à $\sigma_v = 150$ kPa, et une contrainte de confinement latéral de $\sigma_n = 1000$ kPa. Le tableau 3.5 présente le programme de simulations numériques destiné à vérifier la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture en flexion.

Tableau 3.5 : Programme de simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par flexion

Figure	L (m)	d (m)	β °	c_s (kPa)	ϕ_s (°)	c_i (kPa)	ϕ_i (°)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)
Référence	10	1.5	90	1500	35	1300	35	150	1000
3.10 a	Var	1.5	90	1500	35	1300	35	150	1000
3.10 b	10	Var	90	1500	35	1300	35	150	1000
3.10 c	10	1.5	Var	1500	35	1300	35	150	1000
3.10 d	10	1.5	90	Var	35	1300	35	150	1000
3.10 e	10	1.5	90	1500	Var	1300	35	150	1000
3.10 f	10	1.5	90	1500	35	Var	35	150	1000
3.10 g	10	1.5	90	1500	35	1300	Var	150	1000
3.10 h	10	1.5	90	1500	35	1300	35	Var	1000
3.10 i	10	1.5	90	1500	35	1300	35	150	Var

Note: Var = valeurs variables

La figure 3.10 illustre deux cas de ruptures en flexion obtenus avec le logiciel LimitState:GEO pour un pilier-dalle vertical (figure 3.10a) et incliné (figure 3.10b). On voit que la rupture en flexion au centre du pilier est souvent accompagnée des ruptures le long des contacts entre le pilier et les parois rocheuses.

La figure 3.11 présente la variation des facteurs de sécurité obtenus avec la modélisation numérique et avec la solution analytique (équation 2-46) de Mitchell (1991) en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.11a), de l'épaisseur du pilier-dalle, d (figure 3.11b), de l'inclinaison du pilier-dalle, β (figure 3.11c), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.11d), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.11e), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, c_i (figure 3.11f), de l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, ϕ_i (figure 3.11g), la pression verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v (figure 3.11h), et de la pression de confinement latérale sur le pilier-dalle σ_n (figure 3.11i).

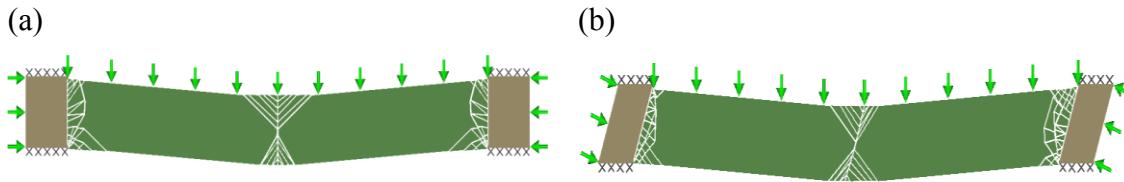


Figure 3.10 : Illustration de ruptures en flexion typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle vertical vertical ($\beta = 90^\circ$), et (b) un pilier-dalle incliné ($\beta = 75^\circ$) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.5).

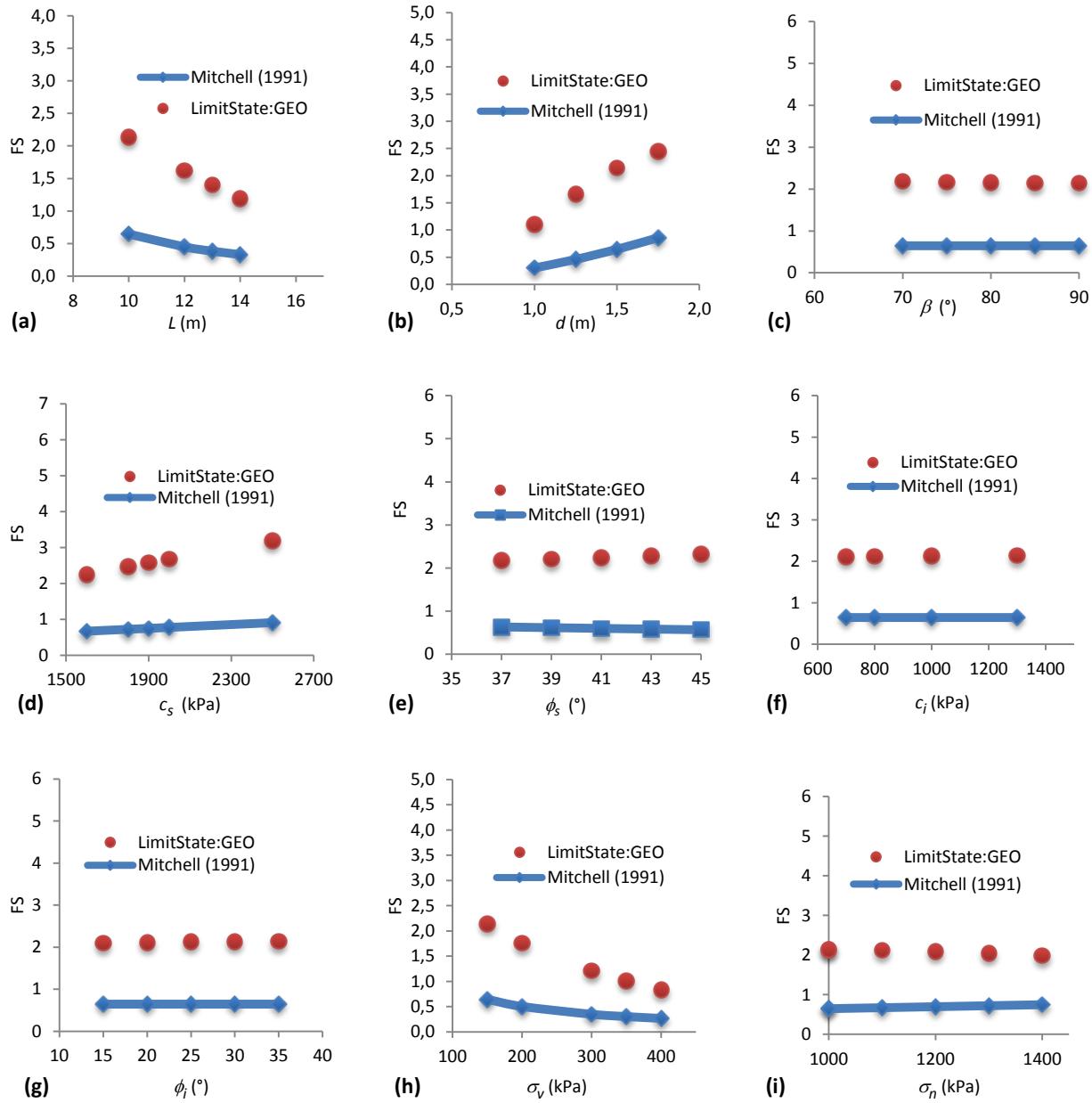


Figure 3.11 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle, (e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle, et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.5.

Les résultats présentés dans la figure 3.11 montrent que les tendances de variation entre les FS et les divers paramètres prédites par la solution analytique de Mitchell (1991) et obtenues avec les modélisations numériques sont similaires, sauf pour le cas de la variation de la contrainte de confinement latérale, σ_n dont l'augmentation devrait engendrer une légère augmentation du FS alors qu'une tendance inverse a été obtenue par la modélisation numérique. D'ailleurs, les résultats montrent clairement que la solution analytique de Mitchell (1991) sous-estime largement la stabilité des piliers-dalles selon les modélisations numériques.

À partir de la figure 3.11, on peut aussi observer que l'augmentation de la largeur du pilier-dalle L (figure 3.11a) réduit la stabilité des piliers-dalles alors qu'une augmentation de l'épaisseur du pilier-dalle d (figure 3.11b) a un effet de croire la stabilité des piliers-dalles. Concernant l'inclinaison du pilier-dalle β , la figure 3.11c montre que la stabilité des piliers-dalles est peu sensible à la variation de ce paramètre. Cela est compréhensible étant donné que la rupture en flexion est essentiellement contrôlée par la résistance au milieu du pilier-dalle qui se comporte comme une poutre. Cela explique aussi pourquoi la cohésion c_i (figure 3.11f) et l'angle de frottement ϕ_i (figure 3.11g) des interfaces entre les épontes et le pilier-dalle n'ont pas d'influence significative sur la stabilité des piliers-dalles.

À propos de l'influence de la résistance au cisaillement du pilier-dalle, la figure 3.11d montre que la stabilité des piliers-dalles augmente avec une augmentation de la cohésion c_s alors qu'une augmentation de l'angle de frottement ϕ_s (figure 3.11e) peut légèrement diminuer la stabilité des piliers-dalles, principalement à cause de l'association entre la résistance en traction et l'angle de frottement en supposant que le critère de Mohr-Coulomb s'applique (voir équation (3-1)). Pour une cohésion donnée au pilier, l'augmentation de l'angle de frottement a pour effet de diminuer la résistance en traction et donc de réduire la stabilité des piliers-dalles.

En ce qui concerne l'influence des charges externes, la figure 3.11h montre que la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v a pour effet de réduire la stabilité des piliers-dalles alors que la figure 3.11i montre que la contrainte de confinement latérale σ_n n'engendre pas une influence significative sur la stabilité des piliers-dalles. Ce dernier résultat est un peu à l'encontre de nos attentes (aussi prévue par la solution analytique de Mitchell 1991); plus de travaux sont nécessaires pour comprendre ce phénomène.

En résumé, on constate que le mode de rupture en flexion survient lorsque le pilier-dalle est assez large et peu épais. L'angle d'inclinaison du chantier a peu d'influence sur la production de la rupture en flexion tant que les interfaces entre les épontes et le pilier-dalle sont suffisamment compétentes.

Les résultats numériques montrent que la stabilité des piliers-dalles est clairement sous-estimée par la solution analytique de Mitchell (1991). Le détail du développement de l'équation pour la rupture par flexion n'a pas été montré par Mitchell (1991), mais il a expliqué qu'il a considéré le pilier dalle se comportant comme une poutre encastrée à deux extrémités et chargée uniformément.

La figure 3.12 montre une poutre encastrée chargée uniformément à travers sa largeur. La poutre a une largeur L , une épaisseur d , une résistance à la traction σ_t , soumise à une contrainte de confinement latéral σ_n , et à un chargement vertical uniforme q ($= \sigma_v + \gamma d$; une contrainte verticale σ_v plus le poids). Dans ce cas, les moments prennent des valeurs extrêmes aux encastrements et au centre de la poutre). La grandeur maximale (valeur absolue) des moments se trouve aux encastrements (Crawley et Dillon 1993).

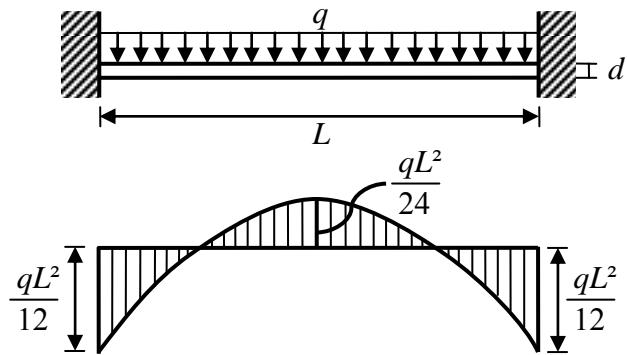


Figure 3.12 : Diagramme des moments pour une poutre encastrée chargée uniformément (adaptée de Crawley et Dillon 1993)

En considérant une rupture par traction en haut et aux extrémités de la poutre, on obtient l'expression suivante pour atteindre un état de rupture par le pilier :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max} y}{I} > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-2)$$

Où σ_{max} est la contrainte maximale en traction en haut et aux extrémités de la poutre due à la flexion; M_{max} ($= qL^2/12$) est le moment maximal le long de la poutre, I ($= \frac{d^3}{12}$) le moment quadratique et y ($= d/2$) le bras de levier (c.f. figure 3.13).

En incorporant les expressions des termes y , I et M_{max} dans l'équation (3-2), on obtient l'expression suivante :

$$\frac{\left(\frac{(\sigma_v + \gamma d) L^2}{12}\right) \left(\frac{d}{2}\right)}{d^3/12} > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-3)$$

ou:

$$\frac{(\sigma_v + \gamma d)}{2} \left(\frac{L}{d}\right)^2 > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-4)$$

Ou encore

$$\left(\frac{L}{d}\right)^2 > \frac{2(\sigma_t + \sigma_n)}{\sigma_v + \gamma d} \quad (3-5)$$

C'est l'expression de Mitchell (équation 2-46) pour prédire le mode de rupture en flexion.

Cette procédure de démonstration montre que l'expression de Mitchell (1991) pour le mode de rupture en flexion a été obtenue en supposant que la rupture se produit aux extrémités de la poutre où la résistance en traction est dépassée par la contrainte maximale en traction causée par le moment maximal aux extrémités de la poutre. Or, cela ne correspond pas tout à fait à ce que l'on peut observer dans les ruptures produites numériquement (figure 3.10) où la rupture a eu lieu également au centre de la poutre.

Si l'on considère la stabilité de la poutre au centre où la rupture peut se produire lorsque la résistance en traction est excédée par la contrainte en traction due au moment au centre de la poutre, on obtient l'expression suivante :

$$\sigma_{centre} = \frac{M_{centre} y}{I} > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-6)$$

Où σ_{centre} est la contrainte en traction maximale due à la flexion au centre de la poutre; I ($= \frac{d^3}{12}$) est le moment quadratique; y ($= d/2$) est le bras de levier (c.f. figure 3.13); M_{centre} est le moment au centre de la poutre :

$$M_{centre} = \frac{q L^2}{24} \quad (3-7)$$

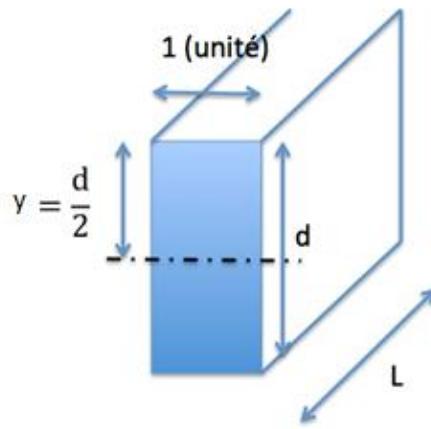


Figure 3.13 : Illustration d'une vue de côté d'une poutre

En introduisant les expressions des termes y , I et M centre dans l'équation (3-6), on peut obtenir l'expression suivante :

$$\frac{\left(\frac{(\sigma_v + \gamma d) L^2}{24}\right)\left(\frac{d}{2}\right)}{d^3/12} > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-8)$$

ou :

$$\frac{(\sigma_v + \gamma d)}{4} \left(\frac{L}{d}\right)^2 > \sigma_t + \sigma_n \quad (3-9)$$

ou encore :

$$\left(\frac{L}{d}\right)^2 > \frac{4(\sigma_t + \sigma_n)}{\sigma_v + \gamma d} \quad (3-10)$$

Cette expression est différente de celle de Mitchell (1991) (équation (2-46)) par un facteur de 2 dans le numérateur.

La figure 3.14 montre une comparaison entre les facteurs de sécurité obtenus numériquement et les FS calculés avec l'équation (3-10) et l'équation de Mitchell (équation (3-5)). On voit que la considération de la stabilité de la poutre au centre (équation (3-10)) permet de décrire légèrement mieux les résultats numériques, en comparaison avec la solution de Mitchell (1991). Cependant, on constate que la nouvelle solution sous-estime encore largement la stabilité du pilier-dalle, par rapport aux résultats numériques. D'ailleurs, il serait paradoxal d'ignorer l'influence du moment maximal aux extrémités de la poutre sur la stabilité du pilier-dalle.

Une raison fort probable à cette contradiction provient de la différence entre le modèle de Mitchell (1991) et le modèle numérique. Le premier considère une poutre encastrée aux extrémités alors que dans le modèle numérique, la poutre peut bouger dans la direction horizontale. Le problème traité numériquement est entre une poutre encastrée aux extrémités et une poutre fixée d'un côté et libre de l'autre côté. Pour ce dernier cas, le moment est zéro aux extrémités et atteint son maximal au centre. Plus de travaux sont nécessaires pour obtenir une solution analytique pour un tel cas plus complexe que les deux cas précédents.

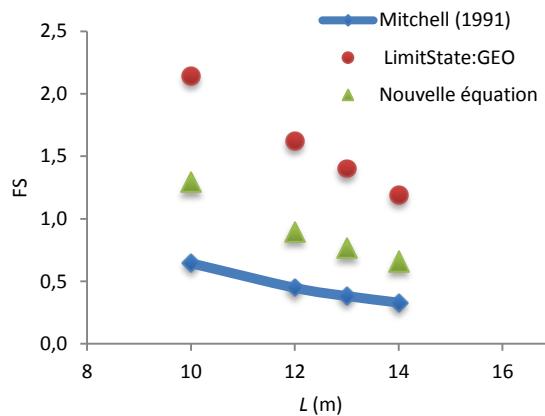


Figure 3.14 : Comparaison entre les FS numériques et les FS analytiques obtenus avec la solution de Mitchell (équation (3-5)) et l'équation (3-10) (les autres propriétés sont données dans le tableau 3.5)

3.3.2.3 Mode de rupture par rotation

Cette partie apporte l'investigation des solutions analytiques de Mitchell (1991) et de Caceres (2005), en particulier cette dernière, pour la rupture par rotation. Une série de simulations numériques est effectuée de la même manière que les modes de rupture précédents. Les paramètres de référence consistent en une largeur du pilier-dalle $L = 8$ m, une épaisseur $d = 3$ m et une inclinaison $\beta = 70^\circ$. La cohésion du pilier-dalle de référence est $c_s = 2500$ kPa et l'angle de frottement interne est $\phi_s = 35^\circ$. La résistance à la traction de référence est $\sigma_t = 2602.8$ kPa. Concernant les propriétés des interfaces épontes-pilier dalle, la cohésion est $c_i = 150$ kPa et l'angle de frottement est $\phi_i = 35^\circ$. La contrainte verticale de référence appliquée sur le pilier-dalle est $\sigma_v = 250$ kPa. La contrainte normale de confinement latérale de référence est $\sigma_n = 1400$ kPa. Le tableau 3.6 présente le programme des simulations numériques destiné à vérifier les solutions analytiques de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) pour la rupture par rotation.

La figure 3.15 présente deux cas typiques de rupture par rotation obtenus avec le logiciel LimitState:GEO pour un pilier-dalle peu incliné (figure 3.15a) ou très incliné (figure 3.15b). On peut constater que le coin supérieur gauche du pilier a un effet d'empêcher la rotation du pilier-dalle de sorte qu'une partie de ce coin doit être écrasée pour la production d'une rupture en rotation. La taille de la partie à écraser pour permettre une rupture en rotation diminue en fonction de l'augmentation du degré de l'inclinaison (i.e. diminution de l'angle de l'inclinaison) du chantier.

Tableau 3.6 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par rotation.

Figure	<i>L</i> (m)	<i>d</i> (m)	β (°)	c_s (kPa)	ϕ_s (°)	c_i (kPa)	ϕ_i (°)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)
Référence	8	3	70	2500	35	150	35	250	1400
3.12 a	Var	3	70	2500	35	150	35	250	1400
3.12 b	8	Var	70	2500	35	150	35	250	1400
3.12 c	8	3	Var	2500	35	150	35	250	1400
3.12 d	8	3	70	Var	35	150	35	250	1400
3.12 e	8	3	70	2500	Var	150	35	250	1400
3.12 f	8	3	70	2500	35	Var	35	250	1400
3.12 g	8	3	70	2500	35	150	Var	250	1400
3.12 h	8	3	70	2500	35	150	35	Var	1400
3.12i	8	3	70	2500	35	150	35	250	Var

Note: Var = valeurs variable

La figure 3.16 présente la variation des facteurs de sécurité obtenus avec la modélisation numérique et avec les solutions analytiques de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) en fonction de la largeur du pilier-dalle, *L* (figure 3.16a), de l'épaisseur du pilier-dalle, *d* (figure 3.16b), de l'inclinaison du pilier-dalle, β (figure 3.16c), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.16d), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.16e), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle c_i (figure 3.16f), de l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, ϕ_i (figure 3.16g), de la contrainte verticale sur le pilier-dalle, σ_v (figure 3.16h), et de la contrainte de confinement latérale, σ_n (figure 3.16i). On voit que la solution analytique de Caceres (2005) correspond généralement bien à la solution numérique lorsque l'angle d'inclinaison du chantier β est autour de 70° (figure 3.16c). Quand cet angle est égal ou inférieur à 70°, on voit que la solution de Caceres (2005) surestime largement la stabilité des piliers-dalles.

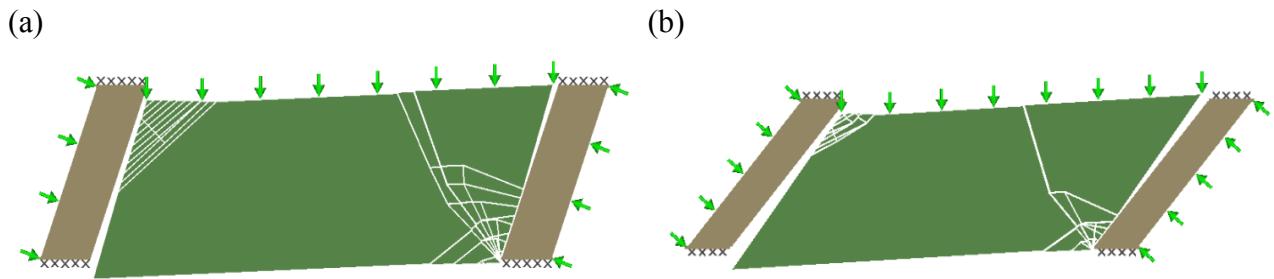


Figure 3.15 : Illustration de ruptures par rotation typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle peu incliné ($\beta = 75^\circ$), et (b) un pilier-dalle très incliné ($\beta = 50^\circ$) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.6).

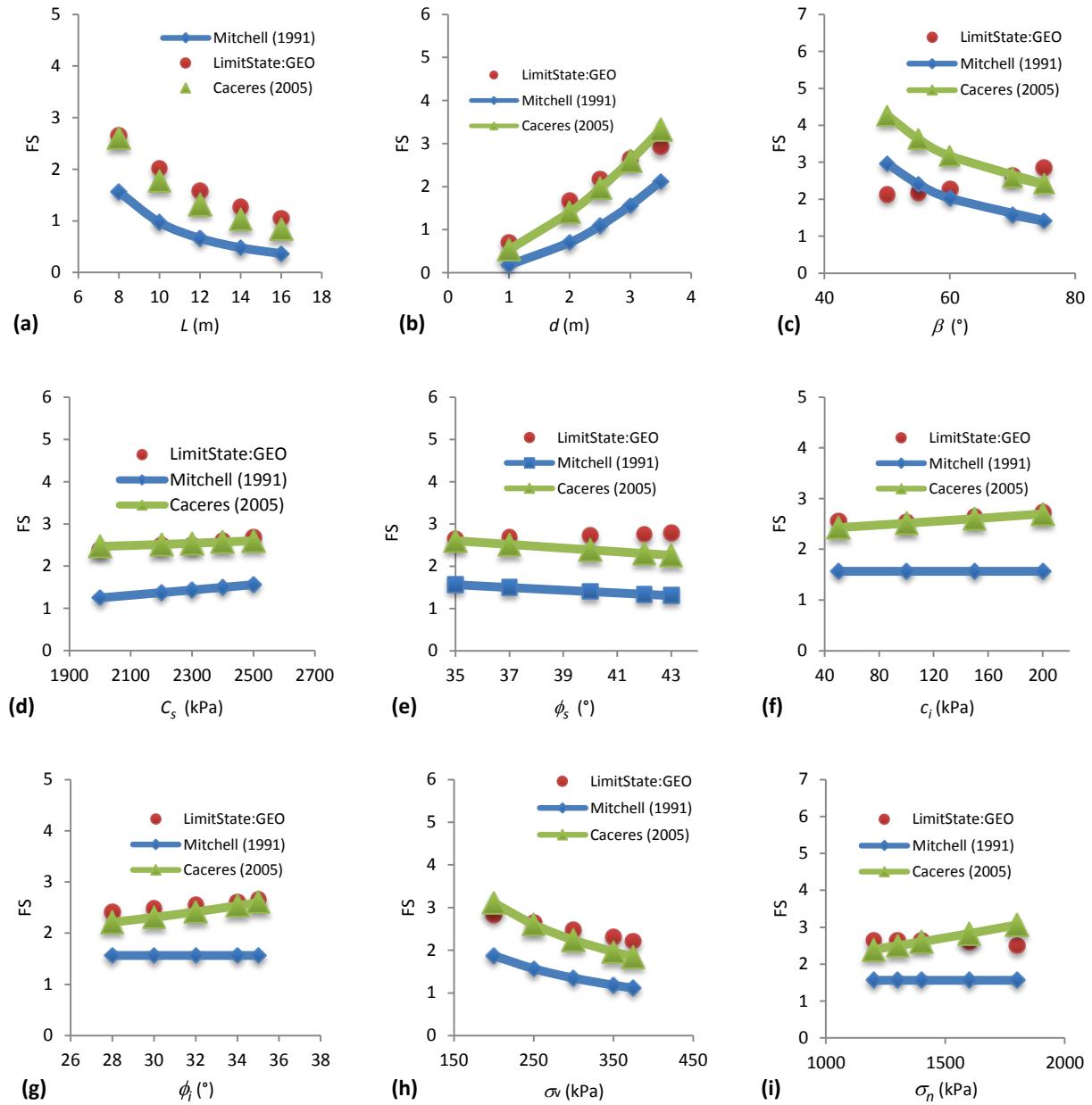


Figure 3.16 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle, (e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle, et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.6.

Les résultats présentés dans la figure 3.16 montrent que la largeur du pilier-dalle L (figure 3.16a) diminue la stabilité des piliers-dalles alors que l'épaisseur du pilier-dalle d (figure 3.16b) augmente la stabilité des piliers-dalles. Pour l'inclinaison du pilier-dalle β , la figure 3.16c montre que la solution analytique de Caceres (2005) prédit une réduction de la stabilité avec une augmentation de cet angle, alors que les résultats numériques montrent que la stabilité des piliers-dalles s'améliore avec une augmentation de cet angle vers 90° . Il semble que les résultats numériques sont plus raisonnables. Comme ce qui est indiqué en haut, la dimension du coin en haut à gauche à cisailleur pour que le pilier-dalle puisse tourner autour de l'axe O augmente avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison. La rotation devient donc plus difficile et la stabilité des pilier-dalles augmente avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison.

En ce qui concerne l'influence de la résistance au cisaillement des piliers-dalles, la figure 3.16d montre qu'une augmentation de la cohésion c_s engendre une amélioration de la stabilité des piliers-dalles alors que la figure 3.16e indique qu'une augmentation de l'angle de frottement ϕ_s engendre une légère baisse de la stabilité des pilier-dalles. Encore une fois, cette dernière est probablement en raison de la liaison imposée entre la résistance en traction et l'angle de frottement selon le critère de Mohr-Coulomb (équation 3-1) et une augmentation de l'angle de frottement mène à une réduction de la résistance en traction.

Pour la résistance au cisaillement des interfaces entre les épontes et le pilier, la figure 3.16 montre que la cohésion c_i (figure 3.16f) et l'angle de frottement ϕ_i (figure 3.16g) ont tous l'effet d'améliorer la stabilité des piliers-dalles contre la rupture par rotation. Cela correspond à notre attente puisqu'une meilleure résistance le long de l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle a un effet de mieux retenir le pilier contre le détachement et/ou glissement le long de l'éponte supérieure.

À propos de l'influence des charges externes, la figure 3.16h montre que la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle σ_v a un effet de déstabiliser les piliers-dalle alors que la figure 3.16i indique que la contrainte de confinement latérale σ_n a un effet d'augmenter la stabilité des piliers-dalles selon les résultats numériques et analytiques de Caceres (2005).

En résumé, on observe qu'une rupture en rotation se produit plus facilement lorsque le pilier-dalle est assez large, peu épais et incliné avec une interface faible entre l'éponte supérieure et le pilier-dalle.

3.3.2.4 Mode de rupture par effondrement

Cette partie traite de la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture par effondrement. Le pilier-dalle de référence a une largeur $L = 4$ m, une épaisseur $d = 4$ m et une inclinaison $\beta = 90^\circ$. La résistance au cisaillement de référence du pilier-dalle est $c_s = 1500$ kPa (cohésion) et $\phi_s = 35^\circ$ (angle de frottement interne). La résistance à la traction de référence du pilier-dalle est $\sigma_t = 1561.7$ kPa. La résistance au cisaillement de référence à l'interface éponte-pilier dalle est $c_i = 1500$ kPa (cohésion) et $\phi_i = 35^\circ$ (angle de frottement). La contrainte verticale normale de référence sur le pilier-dalle est $\sigma_v = 600$ kPa. La contrainte normale de confinement latérale de référence est $\sigma_n = 1000$ kPa. Le tableau 3.7 présente le programme de simulations numériques destiné à vérifier la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture par effondrement.

Tableau 3.7 : Programme des simulations numériques pour étudier la rupture des piliers-dalles par effondrement

Figure	L (m)	d (m)	β ($^\circ$)	c_s (kPa)	ϕ_s ($^\circ$)	c_i (kPa)	ϕ_i ($^\circ$)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)
Référence	6	4	90	1500	35	1500	35	600	1000
3.14a	Var	4	90	1500	35	1500	35	600	1000
3.14b	6	Var	90	1500	35	1500	35	600	1000
3.14c	6	4	Var	1500	35	1500	35	600	1000
3.14d	6	4	90	Var	35	1500	35	600	1000
3.14e	6	4	90	1500	Var	1500	35	600	1000
3.14f	6	4	90	1500	35	Var	35	600	1000
3.14g	6	4	90	1500	35	1500	Var	600	1000
3.14h	6	4	90	1500	35	1500	35	Var	1000
3.14i	6	4	90	1500	35	1500	35	600	Var

Note: Var = valeurs variables

La figure 3.17 montre deux cas typiques de ruptures par effondrement obtenus avec le logiciel LimitState:GEO pour un pilier-dalle de faible (figure 3.17a) et forte (figure 3.17b) résistance. Par rapport au modèle de Mitchell (1991), on voit d'abord que les surfaces de rupture ne sont pas circulaires. Lorsque la résistance du pilier-dalle est faible, on voit un détachement du bloc un peu comme ce qui est prévu par le modèle de Mitchell (1991) pour le mode de rupture par effondrement. Par contre, lorsque la résistance du pilier-dalle est très forte, on voit des surfaces

de rupture passant à travers les piliers-dalles du bas vers le haut. Cela n'est pas prévu dans le modèle de Mitchell (1991) pour le mode de rupture par effondrement.

La figure 3.18 présente la variation des facteurs de sécurité obtenus avec la modélisation numérique et avec la solution analytique de Mitchell (1991) en fonction de la largeur du pilier-dalle, L (figure 3.18a), de l'épaisseur du pilier-dalle, d (figure 3.18b), de l'inclinaison du pilier-dalle, β (figure 3.18c), de la cohésion du pilier-dalle, c_s (figure 3.18d), de l'angle de frottement du pilier-dalle, ϕ_s (figure 3.18e), de la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, c_i (figure 3.18f), de l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, ϕ_i (figure 3.18g), de la contrainte verticale exercée sur le pilier dalle, σ_v (figure 3.18h), et de la contrainte de confinement latérale exercée sur le pilier dalle, σ_n (figure 3.18i). On voit que dans tous les cas la solution analytique de Mitchell (1991) surestime grandement la stabilité des piliers-dalles. Cela est principalement à cause de l'utilisation d'une grande valeur pour la cohésion du pilier-dalle ($c_s = 1500$ kPa). Quand la cohésion du pilier-dalle est très faible, la figure 3.19 montre que les FS calculés avec la solution de Mitchell (1991) peuvent s'approcher ou même sous-estimer les FS des résultats numériques. Dans ce qui suit, on exploite uniquement les résultats montrés dans la figure 3.18.

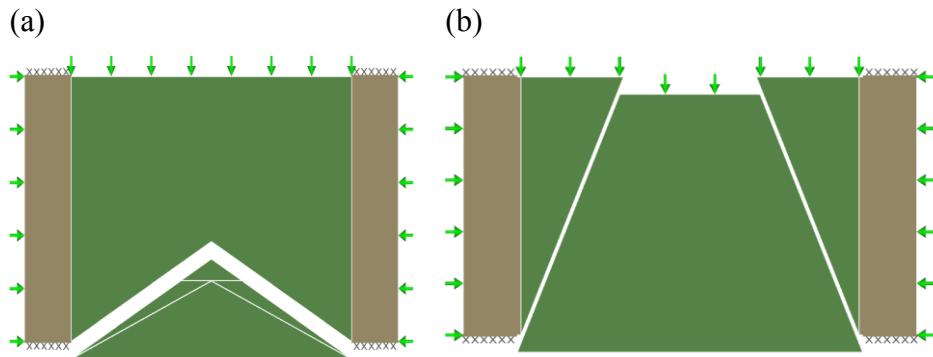


Figure 3.17 : Illustration des ruptures par effondrement typiques obtenues avec le logiciel LimitState:GEO pour : (a) un pilier-dalle de faible résistance ($c_s = 10$ kPa), et (b) un pilier-dalle de forte résistance ($c_s = 1500$ kPa) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.7).

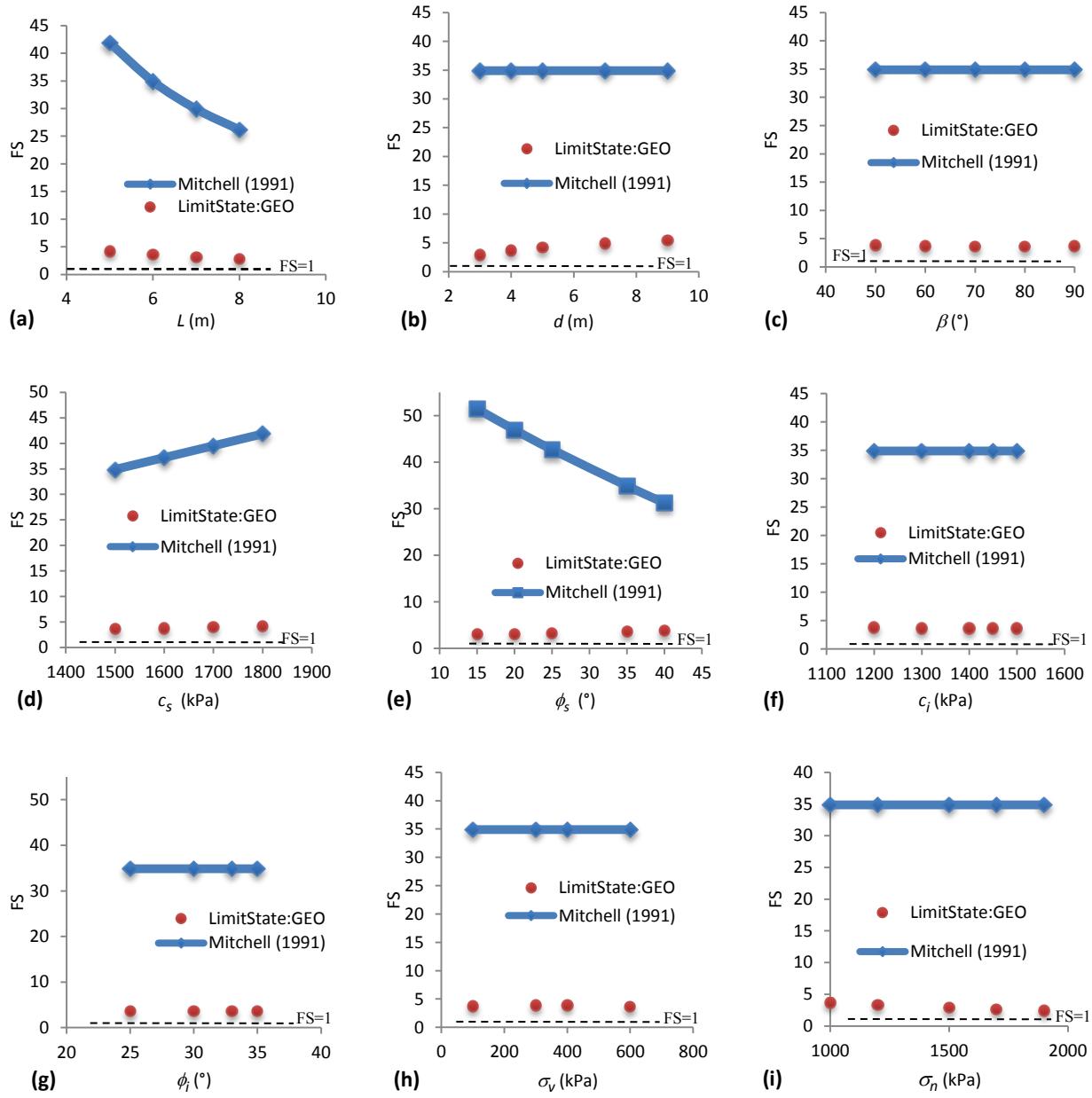


Figure 3.18 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus (a) la largeur du pilier-dalle, (b) l'épaisseur du pilier-dalle, (c) l'inclinaison du pilier-dalle, (d) la cohésion du pilier-dalle, (e) l'angle de frottement du pilier-dalle, (f) la cohésion à l'interface éponte-pilier dalle, (g) l'angle de frottement à l'interface éponte-pilier dalle, (h) la contrainte verticale sur le pilier-dalle et (i) la contrainte de confinement latérale; autres propriétés sont données dans le tableau 3.7.

À partir des résultats numériques de la figure 3.18, on observe que les piliers-dalles sont moins stables quand ils sont plus larges (figure 3.18a) et plus stables quand ils sont plus épais (figure 3.18b). Ce dernier ne correspond pas à la tendance prédictive de la solution de Mitchell qui indique une réponse indifférente de la variation de l'épaisseur du pilier-dalle. À propos de l'inclinaison du chantier, les résultats numériques montrés dans la figure 3.18c indiquent qu'elle n'a pas d'influence significative sur la stabilité des piliers pour une rupture par effondrement, alors que la solution analytique de Mitchell (1991) prédit une réponse totalement insensible à ce paramètre.

En ce qui concerne la résistance au cisaillement du pilier-dalle, la figure 3.18d indique que la solution analytique et numérique prévoient toutes les deux une amélioration de la stabilité du pilier-dalle avec une augmentation de la cohésion c_s . Une telle coïncidence de tendance ne se voit pas sur la figure 3.18e où la modélisation numérique prévoit une amélioration de la stabilité du pilier-dalle avec une augmentation de l'angle de frottement interne ϕ_s alors que la solution analytique prévoit une détérioration de la stabilité des piliers-dalles. On rappelle qu'une augmentation de l'angle de frottement a un effet d'augmenter la résistance en traction (voir équation 3-1). Cela indique que la rupture du pilier-dalle obtenue numériquement est la conséquence d'un excès à la résistance au cisaillement, et non pas un excès de résistance en traction. Ce mode de rupture n'est donc pas pris en compte dans les modèles de Mitchell (1991).

Pour les géométries et propriétés données, les figures 3.18f et 3.18g montrent que la cohésion c_i (figure 3.18f) et l'angle de frottement ϕ_i (figure 3.18g) le long des interfaces entre les épontes et le pilier-dalle n'ont pratiquement pas d'influence sur la stabilité des piliers-dalles, principalement à cause de la production des ruptures au sein du pilier-dalle.

En ce qui concerne les charges externes, la figure 3.18h montre que la contrainte verticale σ_v n'a pas d'influence significative sur la stabilité des piliers-dalles alors que la figure 3.18i indique que la contrainte de confinement latérale, σ_n a un effet de rendre les piliers-dalles moins stables. Ce dernier semble indiquer que la contrainte de confinement joue un rôle d'écraser le pilier-dalle comme un essai de compression uniaxiale dans la direction horizontale. Plus de travaux sont nécessaires pour comprendre ce phénomène.

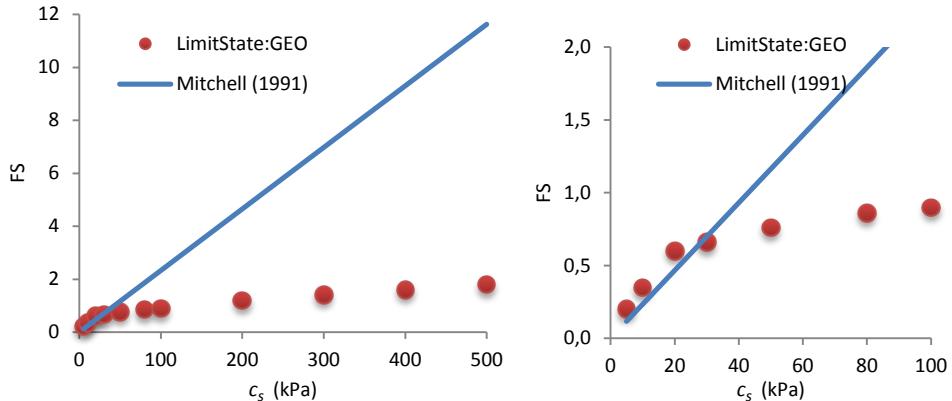


Figure 3.19 : Facteurs de sécurité numériques et analytiques versus la cohésion du pilier-dalle (gauche : échelle normale; droite : une vue élargie) (les autres paramètres sont donnés dans le tableau 3.7).

3.3.3 Discussion

Les modèles de Mitchell (1991) pour le design des piliers-dalles ont été examinés numériquement avec le logiciel LimitState:GEO. Il faut mentionner tout d'abord que les modèles de Mitchell(1991) présentent plusieurs limitations. Par exemple, il a considéré un chantier isolé sans tenir compte des excavations adjacentes. Les épontes rocheuses ont été supposées rigides et la profondeur du chantier a été négligée. Certains paramètres utilisés dans ses solutions analytiques sont inconnus, comme la résistance au cisaillement le long des parois rocheuses τ ou la contrainte normale de confinement σ_n . Aucune équation n'a été proposée par Mitchell pour déterminer ces paramètres.

Dans l'optique d'examiner la validité et l'applicabilité des modèles de Mitchell (1991), nous avons procédé aux modélisations numériques avec les même modèles de Mitchell. Certaines limitations impliquées dans les modèles de Mitchell ont été héritées. C'est notamment le cas en considérant des épontes rigides. La séquence de minage et de remblayage des chantiers au-dessus et en dessous du pilier-dalle est totalement ignorée. Les études récentes ont montré que cette séquence affecte significativement la distribution des contraintes sur le pilier-dalle (Sobhi 2014; Sobhi et Li 2014).

Une autre limitation de notre étude est dans l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb pour représenter le comportement du matériau et pour déduire la résistance en traction du pilier-dalle à partir de la cohésion et de l'angle de frottement. Ce critère de rupture est couramment utilisé en géotechnique, principalement pour sa simplicité. Il est connu que le critère de Mohr-Coulomb n'est pas représentatif du comportement des matériaux avec cohésion, comme les roches, les bétons et les remblais miniers cimentés. Il néglige l'influence de la contrainte principale intermédiaire. Il a tendance de surestimer la résistance des matériaux à grande pression de confinement ou la résistance en extension. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte un critère plus représentatif pour les piliers-dalles.

Une autre limitation des analyses effectuées ici est d'avoir considéré une distribution uniforme de la contrainte verticale exercée sur le pilier-dalle le long de sa largeur. Cependant, des études antérieures ont montré que cette distribution est non-uniforme à cause de l'effet d'arche (Li et Aubertin 2008, 2010). Plus de travaux sont nécessaires pour analyser l'influence d'une distribution de la contrainte verticale plus réaliste sur la stabilité des piliers-dalles.

Dans les simulations numériques, la contrainte normale de confinement latéral σ_n a été imposée sur les parois rocheuses qui sont libres dans la direction horizontale, mais fixes dans la direction verticale. Pour calculer les FS avec les solutions analytiques de Mitchell (1991) et de Caceres (2005), cette valeur a été utilisée directement sans considérer le pourcentage du transfert de la charge appliquée sur les épontes. Pour le cas d'un chantier vertical, on peut comprendre que la charge appliquée sur les épontes sera transférée à 100% sur le pilier-dalle. Dans le cas d'un chantier incliné d'un angle β , la valeur transférée est plutôt mystérieuse dans les modélisations numériques. La figure 3.20 montre la distribution des contraintes normales le long des deux côtés de l'interface entre le pilier-dalle et la roche pour un chantier incliné de 50° (Fig. 3.20a) et un chantier incliné de 60° (Fig. 3.20b). La contrainte normale imposée σ_n est égale à 1600 kPa. On peut constater tout d'abord que du côté de la roche, la contrainte normale moyenne à l'interface roche-pilier est inférieure à la contrainte normale imposée tandis que du côté du pilier-dalle, celle-ci est supérieure à la contrainte normale imposée. La moyenne des deux valeurs est égale à σ_n imposée. Cela révèle un aspect étrange du logiciel : le long d'une interface, deux contraintes différentes s'appliquent sur les deux faces. Le système n'est pas dans un état d'équilibre. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour comprendre cet aspect. Malgré cela, les quasi-parfaites corrélations entre les FS calculés avec la solution de Mitchell (1991) et

ceux obtenus numériquement pour le mode de rupture par glissement dans les cas de chantiers inclinés (c.f. figures 3.7 à 3.9) ont tendance d'indiquer que les charges appliquées sur les épontes sont transférées à 100% sur les pilier-dalles.

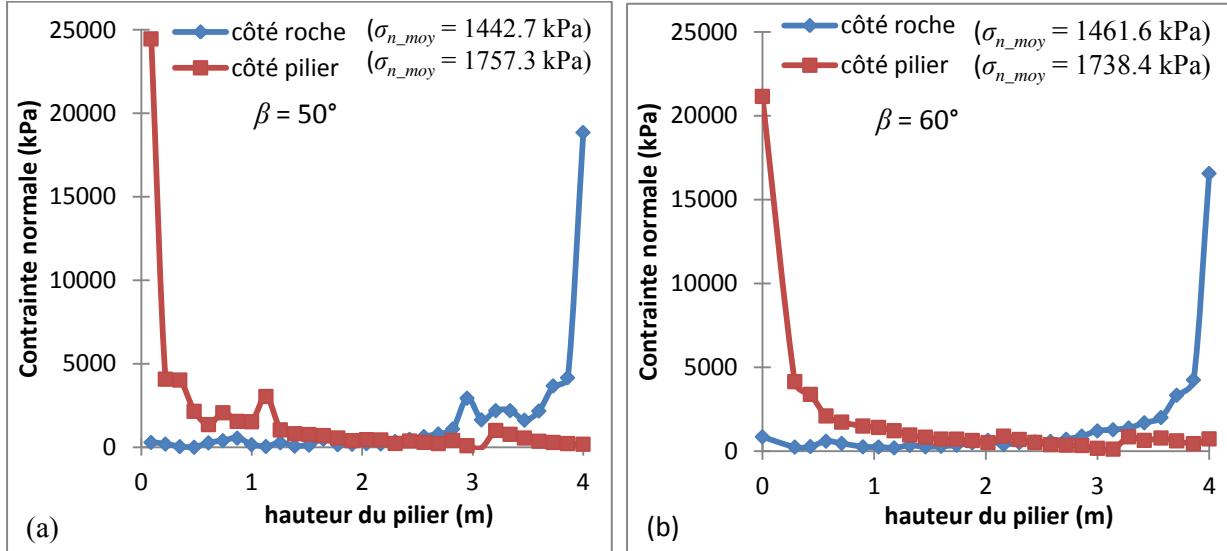


Figure 3.20 : Distribution de la contrainte normale des deux côtés de l'interface roche-pilier pour un chantier incliné de $\beta = 50^\circ$ (a) et de $\beta = 60^\circ$ (b), obtenue par la simulation numérique avec LimitState :GEO. Les calculs ont été faits avec $\sigma_n = 1600 \text{ kPa}$, $L = 6 \text{ m}$, $d = 4 \text{ m}$, $c_s = 1500 \text{ kPa}$, $\phi_s = 35^\circ$, $c_i = 50 \text{ kPa}$, $\phi_i = 0^\circ$, $\sigma_v = 350 \text{ kPa}$.

CHAPITRE 4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

4.1 Conclusions

La vérification générale de l'applicabilité des modèles de Mitchell (1991) a montré que les solutions analytiques ne prédisent pas correctement les quatre modes de rupture, d'une façon systématique.

Les vérifications par mode de rupture montrent que la stabilité des piliers-dalles est systématiquement surestimée largement par la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture en effondrement quand on utilise une cohésion de référence pour les piliers-dalles égale à la cohésion de référence pour les piliers-dalles dans la vérification générale. Dans ce cas, la cohésion des piliers-dalles est très élevée (1600 kPa). Quand on utilise des valeurs faibles pour la cohésion des piliers-dalles, la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture en effondrement a tendance à légèrement sous-estimer la stabilité des piliers-dalles.

Les analyses du mode de rupture par glissement ont donné de très bonnes corrélations entre les FS numériques et analytiques. Cela veut dire que la solution de Mitchell (1991) est validée pour ce mode de rupture. L'analyse a montré aussi que la rupture par glissement est conditionnée principalement par l'interface entre le pilier-dalle et les épontes rocheuses et par l'inclinaison du chantier. Lorsque cette interface est peu rugueuse et le chantier est peu incliné, le pilier-dalle devient susceptible à la rupture par glissement. Cela indique qu'il est important de bien caractériser les propriétés de l'interface roche-pilier dans la pratique pour être capable de prédire correctement le mode de rupture par glissement d'un pilier-dalle.

L'analyse du mode de rupture par flexion a montré que celui-ci peut avoir lieu dans les chantiers verticaux ou inclinés jusqu'à 70°. La solution analytique de Mitchell (1991) pour ce mode de rupture sous-estime largement la stabilité des piliers-dalles pour les géométries et propriétés des matériaux considérées dans cette étude. Nous avons montré que la solution analytique de Mitchell (1991) a été développée en considérant le moment maximal aux extrémités d'une poutre encastrée et chargée uniformément. Les grandes différences entre les résultats numériques et analytiques de Mitchell (1991) sont probablement dues au fait que notre modèle numérique ne

correspond pas au modèle de Mitchell. Dans notre modèle numérique, la poutre est fixée d'un côté et libre de l'autre côté mais la rotation aux deux extrémités est restreinte. Le modèle numérique est donc dans un intermédiaire entre une poutre encastré aux extrémités et une poutre libre dans une extrémité et fixée de l'autre. Cela explique en partie pourquoi on observe des ruptures au centre du pilier-dalle et une amélioration dans la corrélation entre les résultats numériques et la nouvelle solution analytique développée en considérant la rupture par flexion au centre de la poutre. Plus de travaux sont nécessaires soit pour développer une solution analytique qui permettrait de décrire les résultats numériques actuels, soit pour effectuer de nouvelles simulations numériques avec un modèle plus proche de celui de Mitchell (poutre encastré aux deux extrémités).

Concernant l'analyse du mode de rupture par rotation, de bonnes corrélations ont été obtenues entre les résultats numériques et les résultats analytiques de la solution de Caceres (2005) lorsque l'angle d'inclinaison des chantiers est autour de 70° . Quand l'angle d'inclinaison des chantiers est supérieur à 70° , la solution analytique de Caceres (2005) a tendance à sous-estimer la stabilité du pilier-dalle. Lorsque l'inclinaison est inférieure à 70° , la solution analytique de Caceres (2005) surestime la stabilité des piliers-dalles. D'ailleurs, il a été constaté que la solution analytique de Caceres (2005) prévoit une détérioration de la stabilité des piliers-dalles avec une augmentation de l'angle d'inclinaison des chantiers, alors qu'une tendance inverse a été observée par les modélisations numériques. Les résultats numériques montrent que plus le pilier-dalle est incliné (i.e. l'angle d'inclinaison est plus faible), moins l'aire d'écrasement est nécessaire au coin supérieure proche de l'épingle supérieure pour avoir une rotation, ce qui signifie une réduction de la stabilité du pilier-dalle. Tous ces éléments indiquent que la solution analytique de Caceres (2005) a besoin d'être améliorée.

Pour le mode de rupture par effondrement, les résultats montrent que la solution analytique de Mitchell (1991) peut largement surestimer la stabilité des piliers-dalles lorsque leur cohésion est élevée. Dans ce cas, les surfaces de rupture peuvent passer à travers la hauteur du pilier-dalle. Il semble que ce mécanisme de rupture est engendré par un excès de la résistance au cisaillement et non par un excès de la résistance en traction. Ce mode de rupture ne correspond pas au mode de rupture par effondrement de Mitchell (1991). Plus de travaux sont nécessaires pour développer une nouvelle solution analytique qui peut mieux décrire la stabilité des piliers-dalles soumis à ce nouveau mode de rupture. Quand la cohésion des piliers-dalles est faible, la solution analytique

de Mitchell (1991) peut légèrement sous-estimer leur stabilité. D'ailleurs, il a été constaté dans ce cas que les surfaces de rupture ne sont pas circulaires. Il faut mentionner aussi que la solution analytique de Mitchell (1991) pour la rupture par effondrement suppose une rupture par traction suivant une surface de rupture semi-circulaire, mais considère la résistance à la traction sur toute la largeur du pilier-dalle. Il semblerait que la résistance à la traction devrait être considérée le long du périmètre semi-circulaire qui est supposé comme plan de rupture. Tous ces éléments indiquent que la solution de Mitchell (1991) pour la rupture par effondrement a besoin d'être améliorée aussi.

4.2 Recommandations

La vérification générale pour l'application des solutions analytiques disponibles de Mitchell (1991) et de Caceres (2005) et les investigations individuelles des quatre modes de rupture ont permis de mettre en évidence certaines limitations de ces solutions analytiques existantes. Des travaux d'amélioration ou d'approfondissement sont proposés comme suit :

- 1) Pour le mode de rupture en rotation, les FS calculés avec la solution analytique de Caceres (2005) correspondent bien aux résultats numériques lorsque l'angle d'inclinaison des chantiers est proche d'une certaine valeur critique (70° dans les études ici). Quand l'angle d'inclinaison s'éloigne de cette valeur critique, la stabilité des piliers-dalles pourrait être surestimée par la solution analytique de Caceres (2005) lorsque l'angle d'inclinaison du chantier est inférieur à cette valeur critique ou sous-estimée lorsque l'angle d'inclinaison du chantier est supérieur à cette valeur critique. Une révision du modèle et de la solution analytique de Caceres (2005) est nécessaire.
- 2) Pour le mode de rupture en flexion, les résultats ont montré que la solution analytique de Mitchell (1991) a tendance de sous-estimer grandement la stabilité des piliers-dalles. Toutefois, notre modèle numérique n'est pas très représentatif du modèle de Mitchell (1991). Ce dernier considère le pilier-dalle comme une poutre encastrée aux deux extrémités, alors que dans notre modèle, les déplacements horizontaux sont permis. Plus de travaux sont nécessaires soit pour développer une solution analytique qui permettrait de décrire les résultats numériques actuels,

soit pour effectuer de nouvelles simulations numériques avec un modèle plus proche de celui de Mitchell.

3) Pour le mode de rupture en effondrement, les résultats numériques ont montré que les surfaces de rupture ne sont pas circulaires. Elles peuvent rester à l'intérieur des piliers-dalles lorsque la cohésion est faible ou passer à travers la hauteur du pilier-dalle. Pour le dernier cas, il semble que la rupture du pilier-dalle est la conséquence d'un excès de la résistance au cisaillement, et non d'un excès de la résistance en traction. Une nouvelle solution analytique est nécessaire pour ce mode de rupture, qui n'est pas pris en compte dans les modèles de Mitchell (1991). D'ailleurs, il n'est pas clair pourquoi la contrainte de confinement latérale a un effet de déstabiliser le pilier-dalle. Une explication possible est qu'elle joue un rôle d'écraser le pilier-dalle comme dans un essai de compression uniaxiale dans la direction horizontale. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux comprendre cet aspect.

4) Dans ces études, on a pris la contrainte de confinement latérale comme un paramètre. Les deux épontes rocheuses ont été considérées comme rigides. Dans la pratique, les épontes rocheuses ne sont pas rigides. La contrainte de confinement latérale dépend de plusieurs facteurs d'influence, tels que l'excavation du chantier au-dessous du pilier-dalle, des géométries des chantiers et des piliers-dalles, des contraintes naturelles dans les massifs rocheux, des propriétés des roches et du remblai pour les piliers-dalles (Sobhi 2014; Sobhi et Li 2014). Plus de travaux sont nécessaires en tenant compte de ces facteurs d'influence pour analyser la stabilité des piliers-dalles.

5) Le critère de rupture de Mohr-Coulomb n'est pas approprié pour décrire le comportement des remblais miniers cimentés. Plus de travaux sont nécessaires afin de considérer des critères de rupture plus représentatifs du comportement des remblais.

BIBLIOGRAPHIE

- Aubertin, M., & Simon, R. (1996). A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. Rock Mechanics, Tools and Techniques: *Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium, NARMS '96*, v. 2, p. 1729-1736.
- Aubertin, M., & Simon, R. (1998). Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragiles. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 25, no. 2, p. 277-290.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. & Khalfi, S. (1999). Formulation and application of a short-term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, no. 5, p. 947-960.
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 37, no. 8, p. 1169-1193.
- Aubertin, M., Bernier, L. & Bussière, B. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers. (CD-ROM), Presses internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B. & Benzaazoua, M. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America*, v. 1, p. 1157-1164.
- Aubertin, M., & Li, L. (2004). A porosity-dependent inelastic criterion for engineering materials. *International Journal of Plasticity*, v. 20, no. 12, p. 2179-2208.
- Azam, S., Wilson, G. W., Herasymuk, G., Nichol, C. & Barbour, L. S. (2007). Hydrogeological behavior of an unsaturated waste rock pile: a case study at the Golden Sunlight Mine, Montana, USA. *Bulletin of engineering geology and the environment*, v. 66, no. 3, p. 259-268.
- Bates, R. C., & Wayment, W. R. (1967). Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill: classified mill tailings, v. 7034. US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Beam formulas with shear and moment diagrams, (2014). Consulté au http://www.linsgroup.com/MECHANICAL_DESIGN/Beam/beam_formula.htm.
- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., & Dagenais, A. M. (2002, January). Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. In *Proceedings of the 9th International Conference, Tailings and Mine Waste*, v. 2, p. 139-148.

Belem, T., & Benzaazoua, M., (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I: De sa fabrication à sa mise en place sous terre. *Proc. of GISOS, Nancy*.

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, p. 28–30.

Belem, T. (2009). Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés. *Rapport R-622*, IRSST.

Belem, T. (2013). Note du cours de GML6603 - Remblais miniers. UQAT – École Polytechnique de Montréal, 2013.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussiere, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, v. 32, no. 7, p. 1133-1144.

Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerals Engineering*, v. 17, no. 2, p. 141-152.

Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., & St-Onge, J. F. (2005). Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique. *20th Colloque de contrôle de terrains*. Association Minière du Québec, Val d'Or, Québec, p. 22-23.

Beruar O.N.S., Thibodeau D., Sharan S.K., & Cai M. (2013). Consideration of post-peak response of the pillar-rock system in sill pillar design. *23rd World Mining Congress*, Montreal. CIM.

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 44, no. 9, p. 1019-1052.

Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. M.S. thesis, University of British Columbia, Vancouver, B.C.

Caceres C., Pakalnis R., Hughes P., & Brady T. (2007, May). Numerical modeling approach of failure modes for cemented backfill sill mats. *Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics Meeting Society's Challenges and Demands*, v 2, p. 1575-1580.

- Clarke, S., Smith, C. & Gilbert, M. (2010). Analysis of the stability of sheet pile walls using discontinuity layout optimization. *Proc. 7th European Conference in Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Trondheim*, p. 163–168.
- Crawley, S. W., & Dillon, R. M. (1993). Steel buildings: analysis and design. John Wiley & Sons.
- De Souza, E., Degagne, D., & Archibald, J. F. (2001). Minefill applications, practices and trends in Canadian mines. In *Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill*, p. 311-319.
- Donovan, J. G. (1999). The effects of backfilling on ground control and recovery in thin-seam coal mining. Doctoral dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Donovan, J., Dawson, J., & Bawden, W. F. (2007, April). David Bell Mine underhand cut and fill sill mat test. In *Proceedings of the ninth international symposium on mining with backfill. Montreal, Can Inst of Mining Metall Petrol*.
- Es-Saheb, M., Al-Witry, A., & Albedah, A. (2013). Analyses of plane-strain compression using the upper bound method. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, v. 6, no. 5, p. 761-767.
- Fall, M., Belem, T., Aubertin, M., & Benzaazoua, M., (2005). Tensile and compressive properties of underground paste backfill. *58th Canadian Geotechnical Conference; and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Speciality Conferences*, September, Saskatchewan, Canada.
- Fall, M., Adrien, D., Celestin, J. C., Pokharel, M., & Toure, M. (2009). Saturated hydraulic conductivity of cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, v. 22 (Compendex), p. 1307-1317.
- Fall, M., Célestin, 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*, v. 114, no. 3, p. 397-413.
- Gamache-Rochette, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Gauthier, P. (2004). Valorisation des liants et des rejets industrielles dans les remblais miniers. Mémoire de DESS encadré par Mostafa Benzaazoua. Université du Québec en Abitibi

Témiscamingue.

Geo-Slope (2007). Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007. GEO-SLOPE International Ltd, Canada.

Gilbert, M., Smith, CC., Haslam, IW, & Pritchard, TJ. (2009). Plastic limit analysis using discontinuity layout optimization (DLO). In *17th UK Conference on Computational Mechanics* ACME-UK, Nottingham.

Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage. In *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference*, p. 24-27.

Grice, T. (1998). Underground mining with backfill. *Proceedings of the 2nd Annual Summit-Mine Tailings Disposal Systems*, p. 234-239.

Grabinsky, M.W., Simms, P., Bawden, W.F. & le Roux, K. (2005). In situ properties of cemented paste backfill and implications for mine design. In *Proceedings of Symposium on Mines and the Environment 2005*, Rouyn- Noranda, p. 157–167.

Grabinsky, M. W. (2010, May). In situ monitoring for ground truthing paste backfill designs. In *Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, p. 3-6.

Hartman, H. L. (Ed.). (1992). Mining engineering handbook. Society for Mining, Metallurgy and Exploration.

Hassani, F., & Archibald, J. (1998). Mine backfill (CD-ROM), *Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum*, Montreal.

Helinski, M., Fourie, A., Fahey, M. & Ismail, M. (2007). Assessment of the self-desiccation process in cemented mine backfills. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 44, p. 1148–1156.

Hernandez, M. A. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.

Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1962). Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Mem. Fac. Eng. Kyoto Univ*, v. 24, p. 56-76.

Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1968, July). Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. *In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v. 5, no. 4, p. 337-353.

Itasca Consulting Group, Inc. (2002). *FLAC Fast Lagrangian analysis of continua, user's guide*, Minneapolis.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering*, ASCE, v. 106, p.1013-1035.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 34, no. 8, p. 1165-1186.

Janssen, H. A. (1895). Versuche über getreidedruck in silozellen. *Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure*, v. 39, no. 35, p. 1045-1049.

Kermani, M. F., Hassani, F. P., Isagon, I., Nokken, M., & Haj-Zamani, S. (2011). Investigation into mechanical & microstructural properties of Gelfill. PQ corporations.

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*, v. 59, no. 28, p. 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*, p. 261-268.

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, p. 14-18.

Landriault, D. (2006). Keynote Address: They said “It will never work”–25 years of paste backfill 1981–2006. *In Proceedings of the Ninth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Paste2006*, Limerick, Ireland, p. 277-292.

Lessard, G. (2011). Essais d'infiltration sur la halde à stériles Petit-Pas de la mine Tio, Havre- St-Pierre. Rapport de projet de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.

- Lee, Y., Smith, C. & Cheuk, C. Y. (2008). Bearing capacity of embedded foundations. *2nd International Conference on Foundations*, p. 961–972, ICOF, Dundee.
- 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*, p. 233-241.
- Ley, G. M. M., Steed, C. M., Bronkhorst, D., & Gustas, R. (1998). Mining under backfill. *CIM bulletin*, v. 91, no. 1020, p. 65-71.
- Li, L. (1997). Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture. Thèse de doctorat, Institut de Physique du Globe de Paris (IPGP), Université Paris 7.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. In *Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics*, Ontario, Canada, p. 211-219.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, no. 6, p. 1705-1717.
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007). Stress distribution in inclined backfilled stopes. In *Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*, v. 29.
- Li, L. & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 45, no. 10, p. 1487-1496.
- Li, L. & Aubertin, M. (2009a). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 27, no. 1, p. 1-11.
- Li, L. & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 27, no. 4, p. 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, v. 9, no. 2, p. 52-62.

Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering*, v. 5, no. 4, p. 237-245.

Li, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 49, no. 8, p. 877–890.

Li, L. (2014a). A generalized solution for mining backfill design. *ASCE International Journal of Geomechanics*, v. 14, no.3.

Li, L. (2014b). Analytical solution for determining the required strength of a side-exposed minebackfill containing a plug. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 51, no. 5, p. 508-519.

LimitState Ltd (2013). Limit-State:GEO Manual, version 3.0. The Innovation Centre, 217 Portobello, Sheffield S1 4DP, United Kingdom.

LimitState (2014). About LimitState:GEO. Consulté au <http://www.limitstate.com/geo/details>

Marcinyshyn, K. W. (1996). Sill mat design for narrow vein mining. M.A.Sc., University of British Columbia.

Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. In *Highway Research Board Proceedings*, v. 9.

McKeown, R., Barbour, L., Rowlett, D. & Herasymuk, G. (2000). Characterization of the grain-size distribution for waste rock of metal mines - a review of the existing data and evaluation of the implications for hydrogeologic behavior. *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, p.203-209.

Mitchell, R.J., Olsen, R.S., & Smith, J.D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 19, p. 14–28.

Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, v. 13, no 3, p. 301-313.

Nicholson, D. E., & Wayment, W. R. (1964). Properties of hydraulic backfills and preliminary vibratory compaction tests. US Department of the Interior, Bureau of Mines.

Nicholson, D. E., & Wayment, W. R. (1967). Vibratory compaction of mine hydraulic backfill, v. 6922. US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.

- Ouattara, D. (2011). Étude des propriétés rhéologiques de résidus miniers densifiés. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T. & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. *Proceedings of 107th CIM-AGM*, Toronto.
- Pan, X. D., & Hudson, J. A. (1988, January). A simplified three dimensional Hoek-Brown yield criterion. In ISRM International Symposium. *International Society for Rock Mechanics*.
- Pierce, M. E. (1997). Laboratory and numerical analysis of the strength and deformation behaviour of paste backfill. M.S., Queen's University.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 25, no. 1, p. 25-35.
- Potvin, Y., & Thomas, E. (Eds.). (2005). Handbook on mine fill. *Australian Centre for Geomechanics*.
- Rankine, K. J., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine fill and fill barricades. In *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, v.16, no.2, p. 579. A.A Balkema Publishers.
- Rankine, K., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 24, no. 1, p. 1-14.
- Robertson, A. M., Moss, A., & Niemi, W. R (1986). A Simple tool to measure stress in mine backfill. *Proceeding of the Fifth Conference on Ground Control in Mining*.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 20, no. 4, p. 718-733.
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité a symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des ponts et chaussées*, v. 4, p. 231-236.
- Sivakugan, N., Rankine, R. M., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *Journal of Cleaner Production*, v. 14, no. 12, p. 1168-1175.

- Smith, C., & Gilbert, M. (2007). Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Science*, v. 463, no. 2086, p. 2461-2484.
- Smith, C. & Gilbert, M. (2008). Limit analysis of the stability of foundations on inclined ground. *2nd International Conference on Foundations, ICOF 2008, Dundee*, p. 1683–1692.
- Sobhi, M. A. (2014). Analyse numérique du coefficient de pression latérale des terres et des contraintes dans un chantier remblayé au-dessus d'une pilier-dalle. Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Sobhi M.A., Li L., (2014). A numerical study of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *International Congress on Rock Mechanics 2015* (accepté avec changements mineurs).
- Sofra, F., & Boger, D.V. (2002). Environmental rheology for waste minimisation in the minerals industry. *Chemical Engineering Journal*, v. 86, p. 319 – 330.
- 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*, v. 2, no. 4.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 49, no. 7, p. 755-772.
- Ting, C. H., S. K. Shukla & N. Sivakugan (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *International Journal of Geomechanics* v. 11, no. 1, p. 29-35.
- Williams, D. J. (2000). Assessment of embankment parameters. *Slope Stability in Surface Mining*, p. 275-284.
- Williams, T. J., Bayer, D. C., Bren, M. J., Pakalnis, R. T., Marjerison, J. A., & Langston, R. B. (2007). Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States. In *Proceedings of the CIM conference exhibition*, p. 1-11.

Yilmaz, E., Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2009). Effect of curing under pressure on compressive strength development of cemented paste backfill. *Materials Engineering*, v. 22, p. 772-78.

ANNEXE A - VÉRIFICATION DE SIGMA/W

A1. Problème étudié

Le problème étudié consiste à excaver un cylindre de longueur infinie dans un espace infini, et définir les champs de contraintes et déplacements développés.

Deux modèles de comportement de matériaux très couramment utilisés seront testés. Il s'agit du comportement linéaire-élastique et élastique-plastique.

A2. Modèle linéaire-élastique

A2.1 Solution analytique correspondant au problème étudié

La solution analytique étudiée, et correspondant au modèle linéaire élastique, est donnée par (Hiramatsu & Oka, 1962, Hiramatsu & Oka, 1968). Cette solution exprime le champ des contraintes comme suit :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4} - 4\frac{a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4} - 4\frac{a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta \quad (A-1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta - \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad (A-2)$$

Où, σ_r et σ_θ sont respectivement la contrainte radiale et orthoradiale; a est le rayon du cylindre; r , θ sont les coordonnées cylindriques; σ_x^∞ , σ_y^∞ , σ_z^∞ , τ_{xy}^∞ sont les composantes du champ de contraintes à l'infini; et ν est le coefficient de Poisson du matériau étudié.

Les déplacements U et V respectifs selon les coordonnées cylindriques r , θ sont donnés par la solution analytique développée par Li (1997), comme suit:

$$U = \frac{1}{E} \left\{ \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} (1 + \nu) + \left[-(1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} + 4(1 - \nu^2) \right] \left(\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \sin 2\theta \right) \right\} \frac{a^2}{r} \quad (\text{A-3})$$

$$V = -\frac{1 + \nu}{E} \left[\frac{a^2}{r^2} + 2(1 - 2\nu) \right] \left(\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy}^\infty \cos 2\theta \right) \frac{a^2}{r} \quad (\text{A-4})$$

Où E est le module de Young du matériau étudié et τ_{xz}^∞ , τ_{yz}^∞ les composantes du champ de contraintes à l'infini.

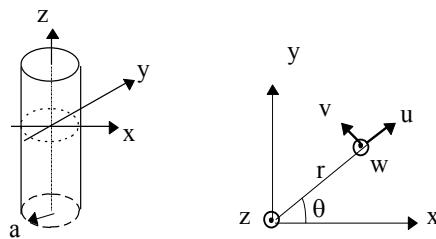


Figure A.1: Cylindre à longueur infinie dans un espace infini avec un champ de contrainte régional

Il est important de noter que ces solutions analytiques, suivent la convention des signes du génie civil, en termes de contraintes (Traction positive, compression négative) et déplacements (positifs dans la direction de l'axe).

Dans le cas du problème étudié, l'étude est réduite en deux dimensions, uniquement les composantes σ_r et σ_θ sont considérées pour les contraintes et les composantes U et V pour les déplacements.

A2.2 Modélisation numérique du problème étudié

A2.2.1 Établissement de la géométrie, propriétés du matériau et conditions aux frontières

La modélisation numérique du problème étudié en utilisant SIGMA/W, est réalisée en deux étapes. Un fichier père est d'abord créé contenant la géométrie du massif rocheux sans cylindre excavé, les propriétés du matériau et les conditions aux frontières (cf. figure A.2).

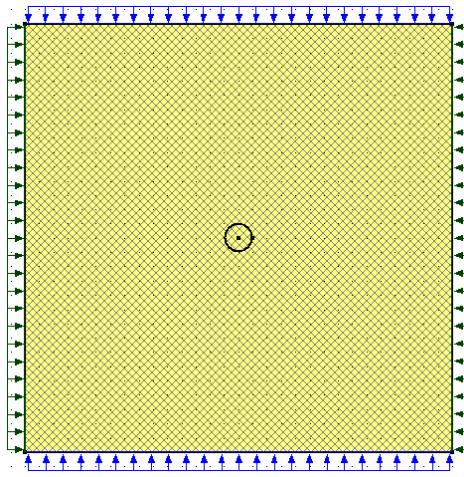


Figure A.2: Massif rocheux modélisé avant excavation (Fichier père)

Les propriétés attribuées au matériau sont résumées ci-dessous dans la figure A.3:

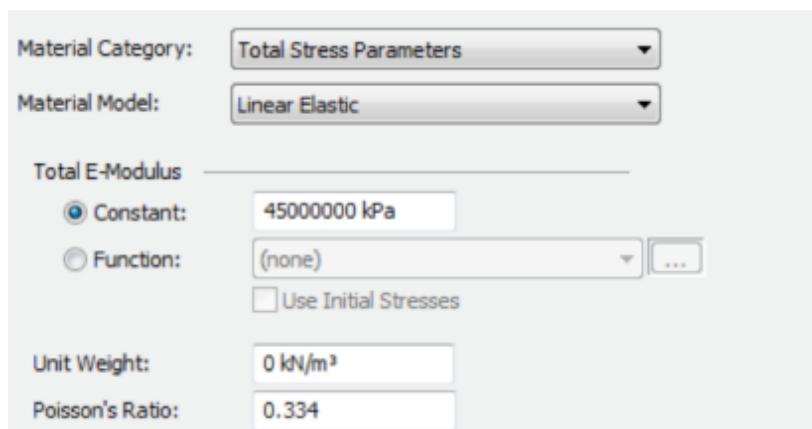


Figure A.3: Propriétés du matériau en modèle linéaire élastique

Aux frontières de la géométrie du massif rocheux sont appliquées des contraintes compressives de 20 MPa horizontalement et 30 MPa verticalement comme illustré dans les figure A.4 et A.5.

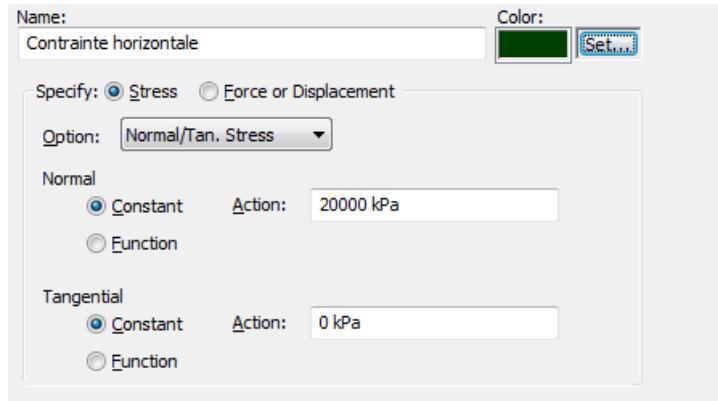


Figure A.4: Contrainte compressive horizontale

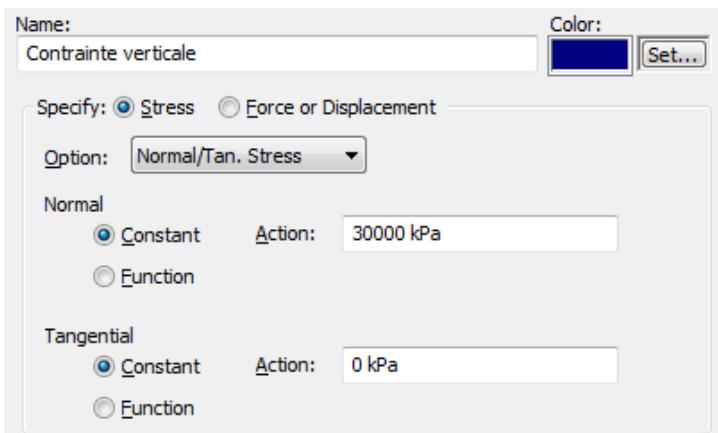


Figure A.5: Contrainte compressive verticale

La deuxième étape de la modélisation consiste à engendrer un fichier fils, doté de la même géométrie et propriétés du matériau du fichier père, et dans lequel un cylindre de 2m de diamètre est excavé (cf. figure A.6).

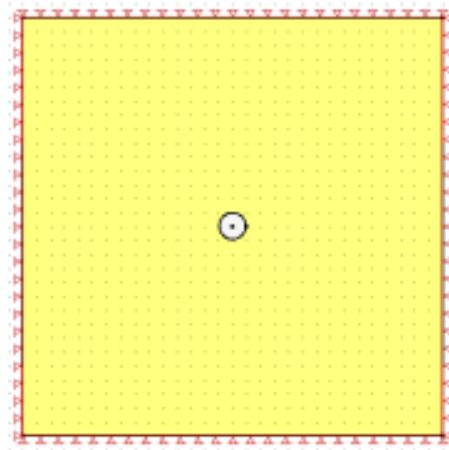


Figure A.6: Massif rocheux modélisé après excavation (Fichier fils)

Les conditions aux frontières dans le fichier fils consistent à fixer les déplacements horizontaux sur les parois verticales, et fixer les déplacements verticaux sur les parois horizontales (cf. figure A.6).

Il est important de noter que le fichier fils est configuré, de telle sorte à ne pas hériter les déformations du fichier père (cf. figure A.7).

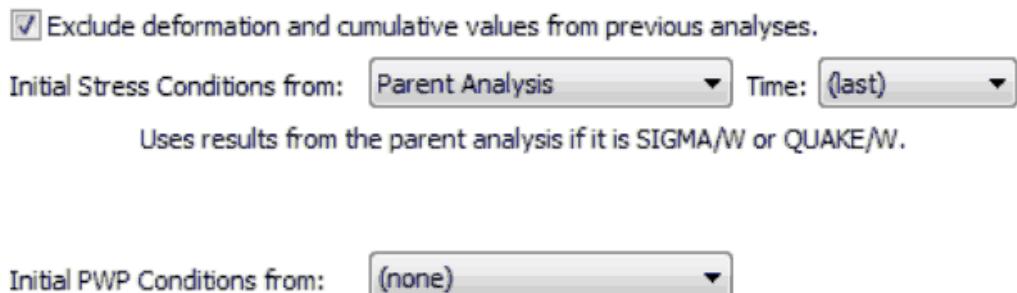


Figure A.7: Exclusion des déplacements du fichier père dans le fichier fils

Après cette étape, pour pouvoir réaliser une modélisation numérique optimale sans temps de calcul excessif, il est nécessaire d'effectuer une étude sur la sensibilité du domaine et du maillage.

A2.2.2 Étude de la sensibilité du domaine

L'effet du domaine est évalué, en faisant varier la distance A (cf. figure A.8), selon les valeurs suivantes : 1D, 2D, 3D, 4D, 5D, 6D et 7D, avec D étant le diamètre du cylindre, égal à 2m.

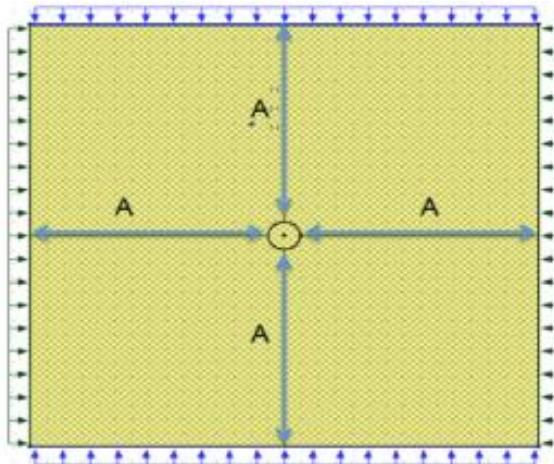


Figure A.8: Massif rocheux avec le paramètre de variation du domaine

Les calculs numériques des contraintes et déplacements dans le fichier fils sont réalisés au niveau de deux points, comme montré dans la figure A.9 ci-dessous :

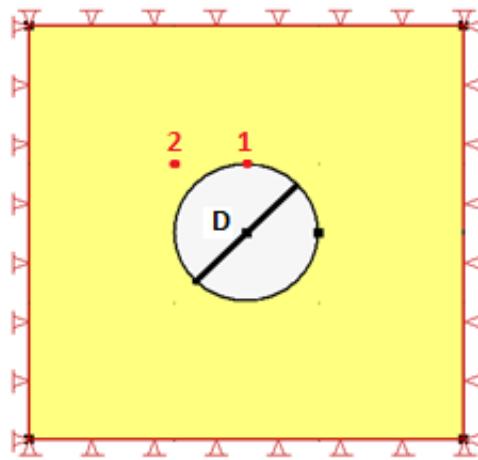


Figure A.9: Points de calcul

Les résultats de la variation des contraintes et déplacements en fonction du domaine (caractérisé par la variation de la distance A) sont donnés ci-dessous :

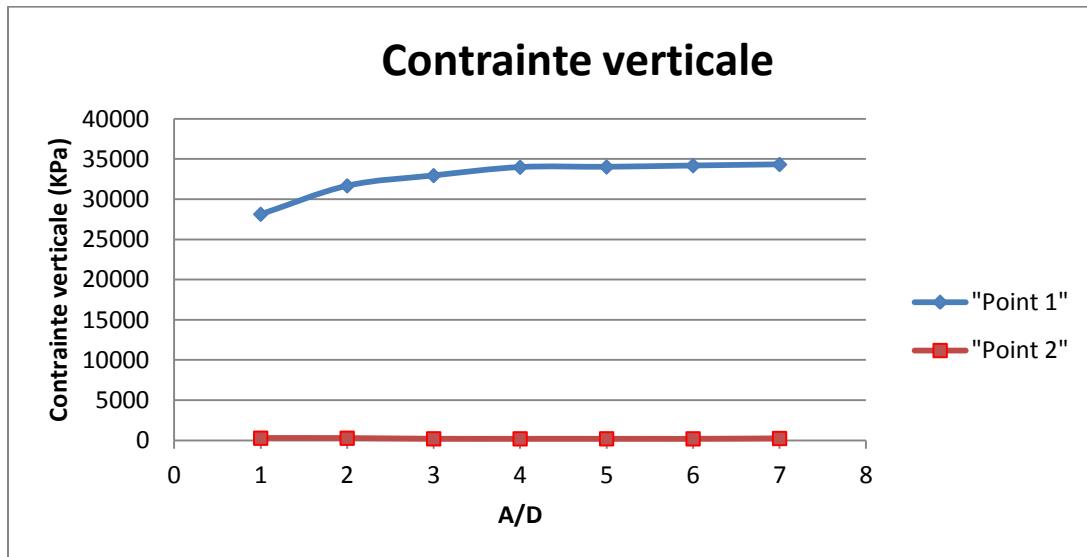


Figure A.10 : Contrainte verticale vs le rapport A/D dans les points 1 et 2

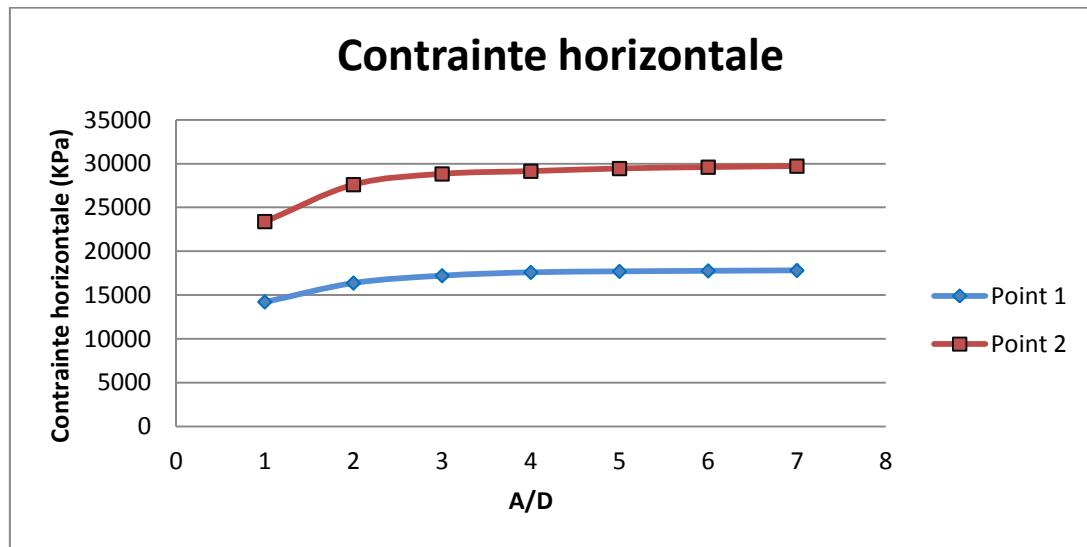


Figure A.11 : Contrainte horizontale vs le rapport A/D dans les points 1 et 2

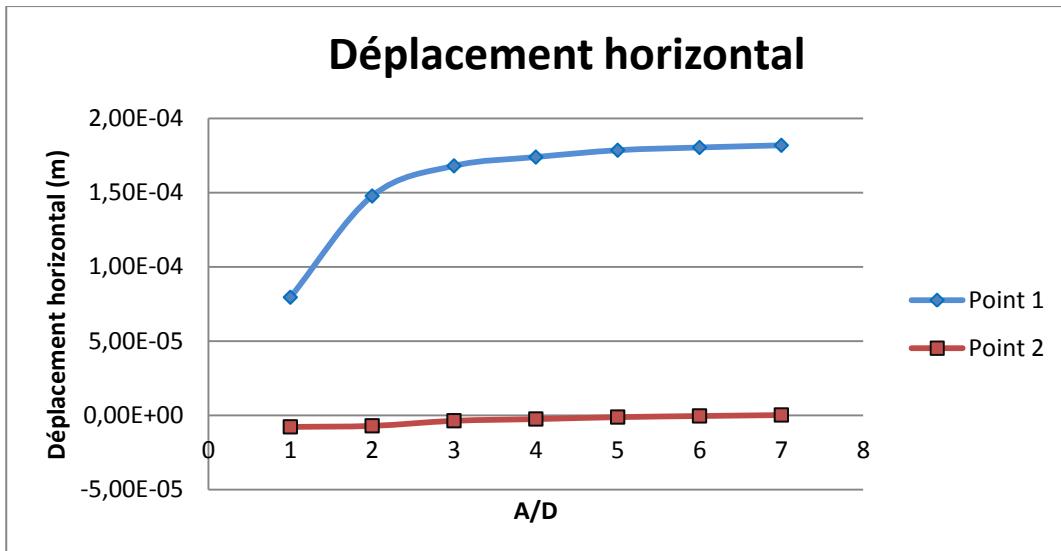


Figure A.12 : Déplacement horizontal vs le rapport A/D dans les points 1 et 2

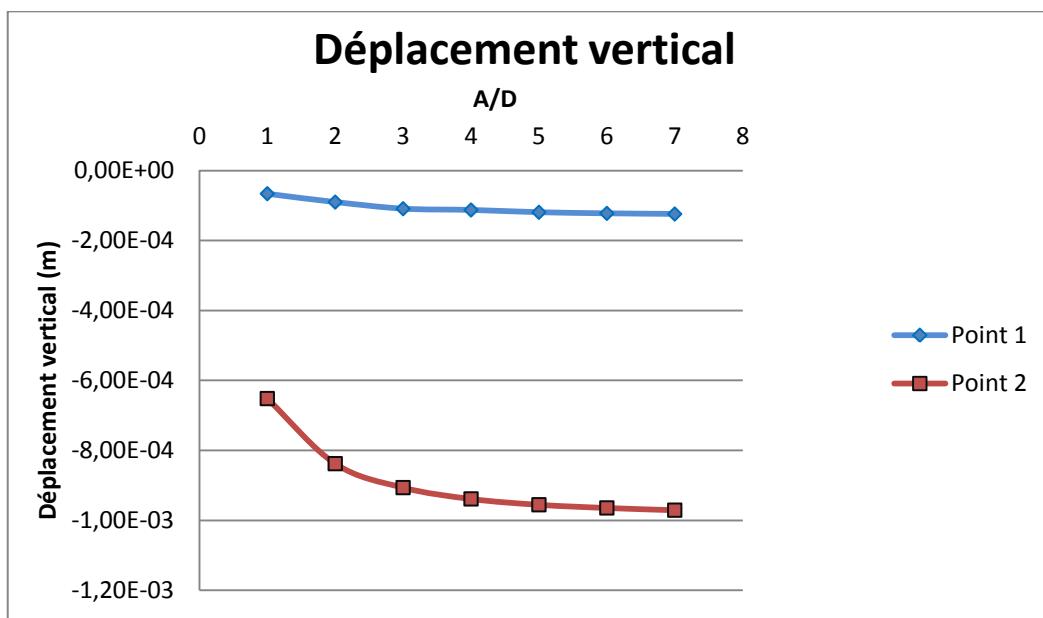


Figure A.13 : Déplacement vertical vs le rapport A/D dans les points 1 et 2

Les résultats pour les déplacements et les contraintes, montrent qu'à partir du domaine 5D, les résultats se stabilisent, donc il est suffisant de prendre 5D comme domaine optimal.

A2.2.3 Étude de la sensibilité du maillage

En général pour étudier la sensibilité du maillage, l'évaluation de la taille globale des éléments suffit. Pour le cas d'une excavation circulaire, le logiciel doit pouvoir, avec des éléments de forme rectangulaire et/ou triangulaire, modéliser un cercle qui ne sera pas parfait. La zone autour de l'excavation est donc une zone sensible. En faisant varier seulement la taille globale des éléments, le logiciel prend beaucoup de temps et ne réussit pas à stabiliser les calculs autour de l'excavation avec un très grand nombre d'éléments. Par contre si la zone d'intérêt est loin de l'excavation, l'évaluation de la taille globale des éléments suffit pour optimiser les calculs.

En ce sens, pour optimiser les calculs dans toute la géométrie, il est possible de combiner l'évaluation de la taille globale des éléments et le raffinement du maillage autour de l'excavation uniquement.

Le raffinement du maillage autour de l'excavation se fait en effectuant des divisions du cercle. L'étude de la sensibilité du maillage pour ce cas étudié procède comme suit :

Premièrement, à une taille d'éléments globale fixe par défaut, les divisions du cercle seront variées pour vérifier leur influence sur les calculs. Une fois le nombre optimal de divisions du cercle trouvé, il sera fixé et la taille globale des éléments sera variée pour trouver la valeur stabilisant les résultats dans la globalité de la géométrie. Cette combinaison permet d'optimiser les calculs dans toute la géométrie.

Les résultats de la variation des contraintes et déplacements en fonction du maillage régulé par le nombre des divisions du cercle dans le point étudié sont montrés dans la figure A.14 ci-dessous :

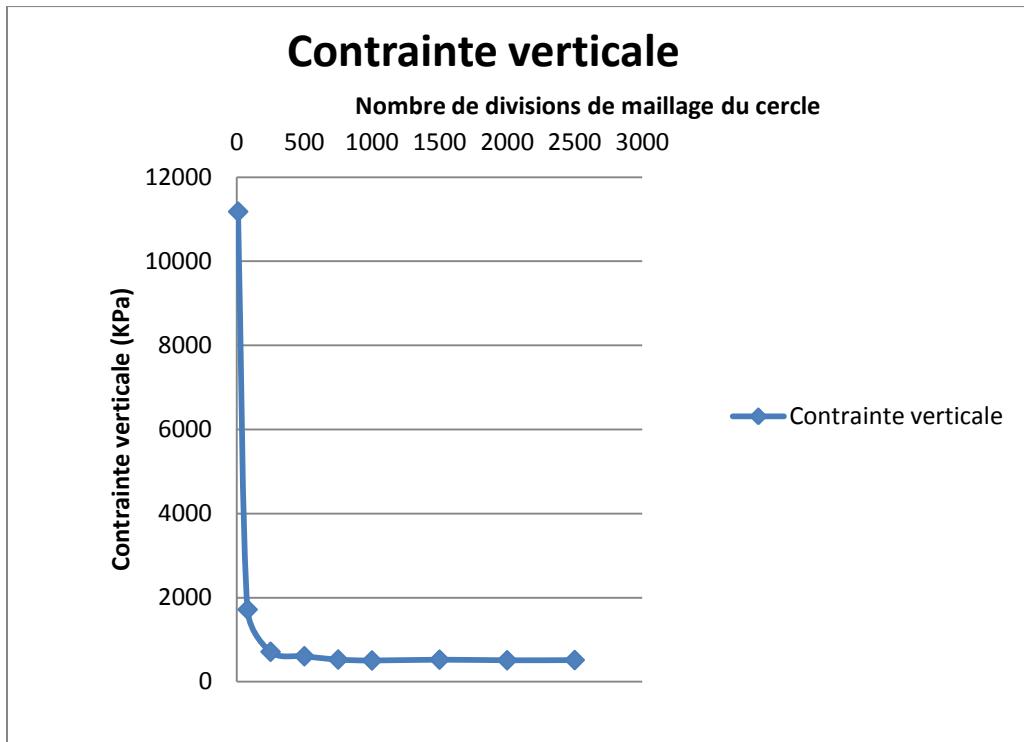


Figure A.14 : Contrainte verticale vs le nombre de divisions de maillage du cercle

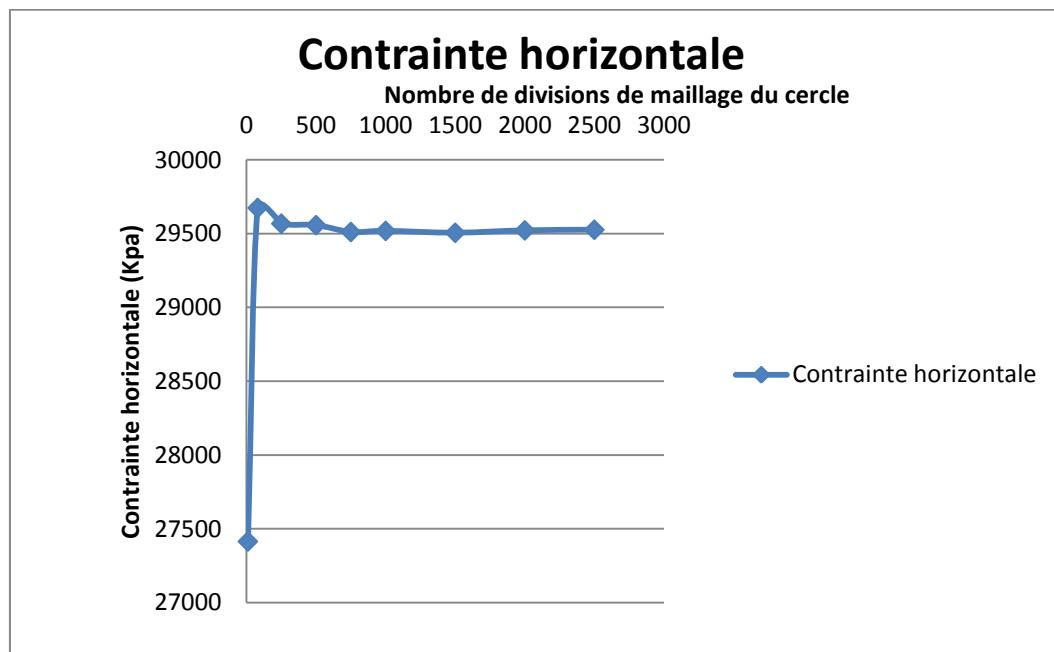


Figure A.15 : Contrainte horizontale vs le nombre de divisions de maillage du cercle

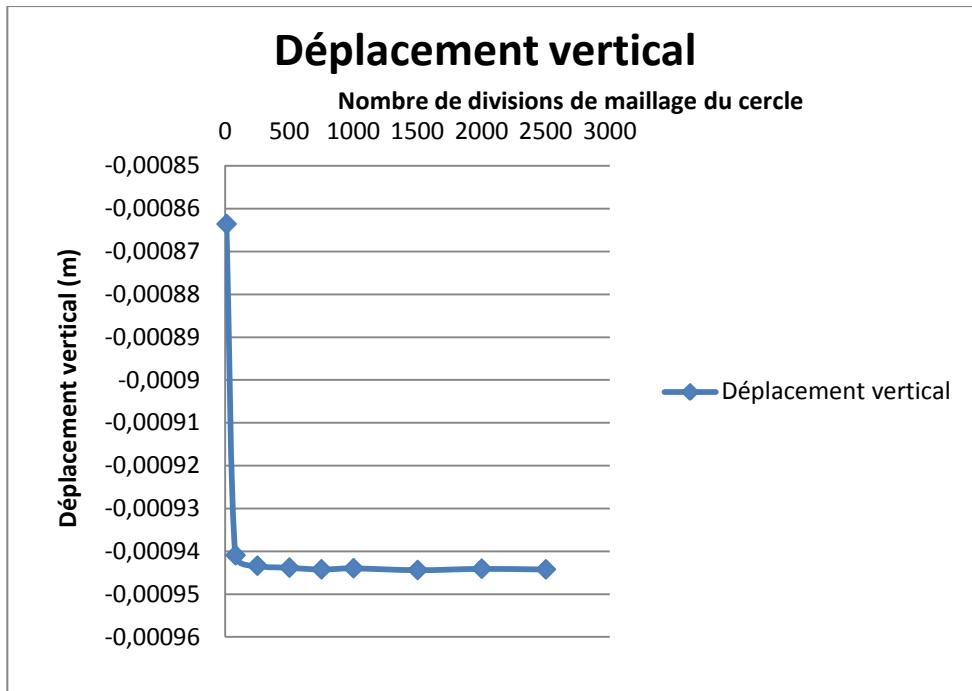


Figure A.16 : Déplacement vertical vs le nombre de divisions de maillage du cercle

Les courbes montrent bien qu'à 750 divisions du cercle, les valeurs se stabilisent. Ainsi, 750 divisions du cercle, sont suffisantes pour des résultats stables. Le nombre optimal des divisions du cercle étant fixé à 750, la taille globale des éléments est variée pour voir son effet sur les résultats dans la globalité de la géométrie.

Les valeurs de la taille des éléments testées sont : 1m, 2m, 3m, 4m, 5m et 7m. Les calculs sont faits selon un profil vertical étendu sur la globalité de la géométrie et les résultats sont montrés ci-dessous :

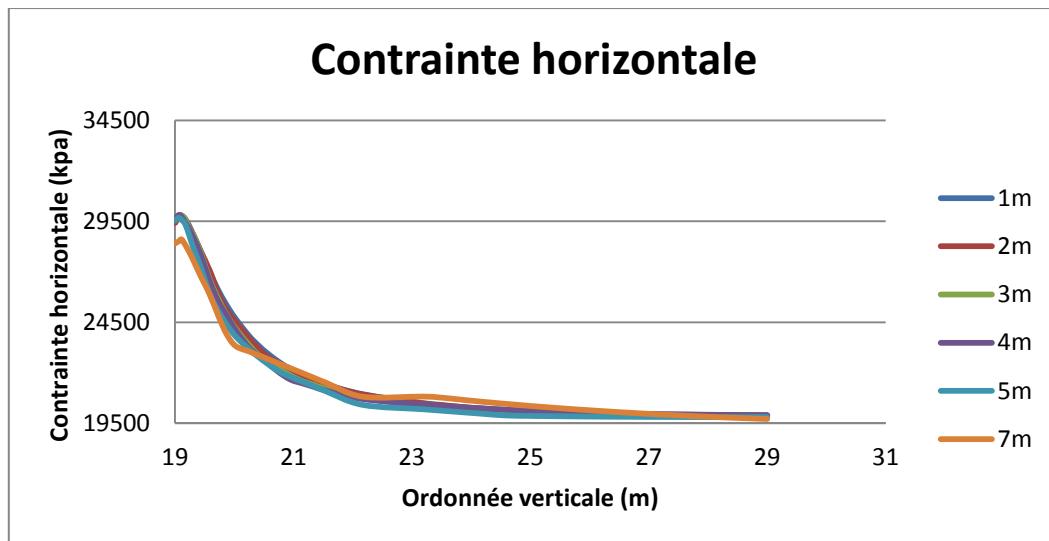


Figure A.17 :Contrainte horizontale vs l'ordonnée verticale

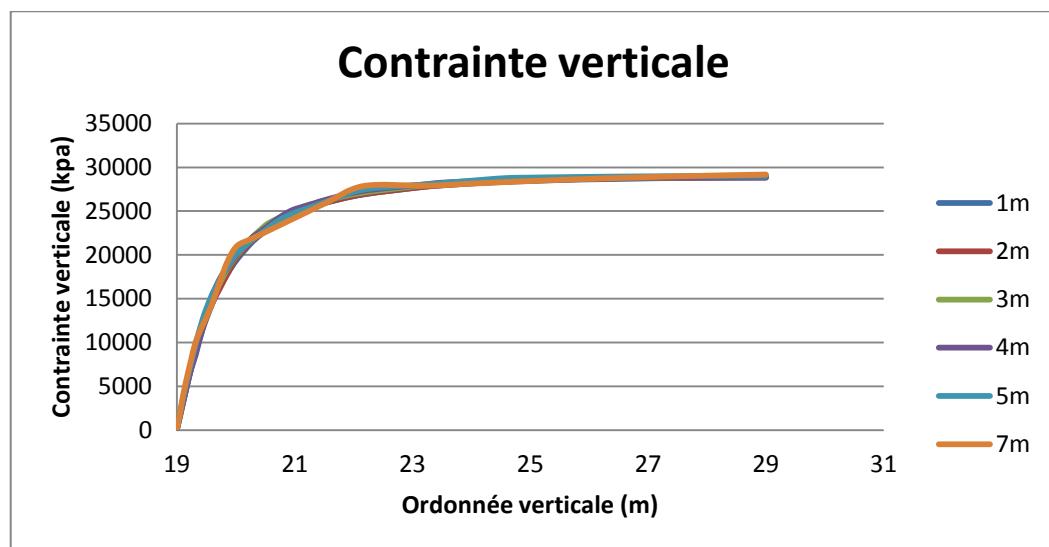


Figure A.18 : Contrainte verticale vs l'ordonnée verticale

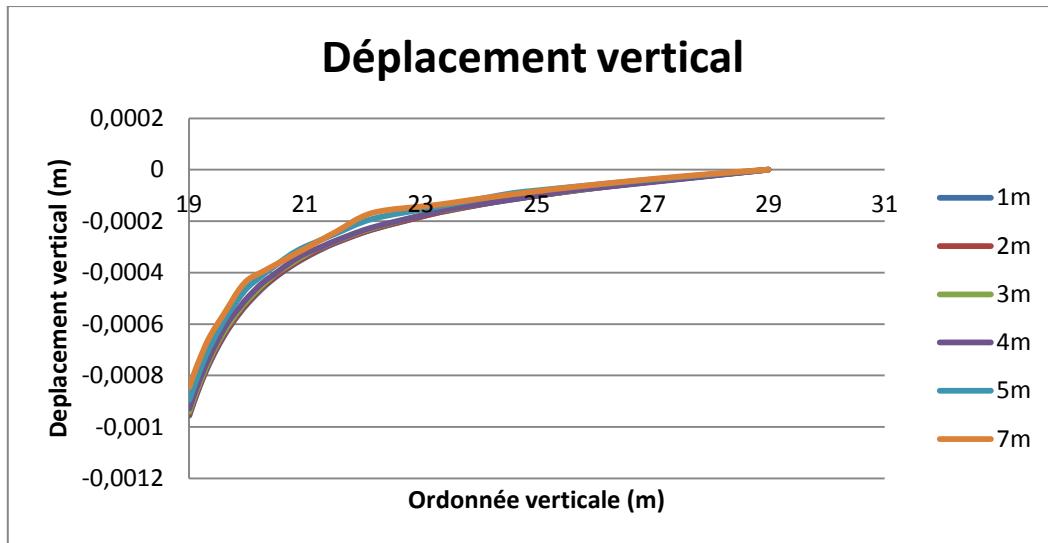


Figure A.19 : Déplacement vertical vs l'ordonnée verticale

Les résultats montrent, qu'une taille d'éléments de 5m est suffisante, pour avoir des résultats stables près et loin de la paroi. Pour des calculs numériques optimaux, le maillage optimal consistera à diviser le cercle par 750, et utiliser une taille d'éléments globale de 5m.

Un maillage plus fin dans la globalité de la géométrie peut fournir de bons résultats mais le temps de calcul est très grand. Le graphe ci-dessous montre la variation de la contrainte horizontale selon un profil de calcul horizontal. La comparaison par rapport à la solution analytique, est faite entre les résultats par variation de la taille globale des éléments exclusivement et le résultat avec 750 divisions du cercle et 3m de taille d'éléments globale.

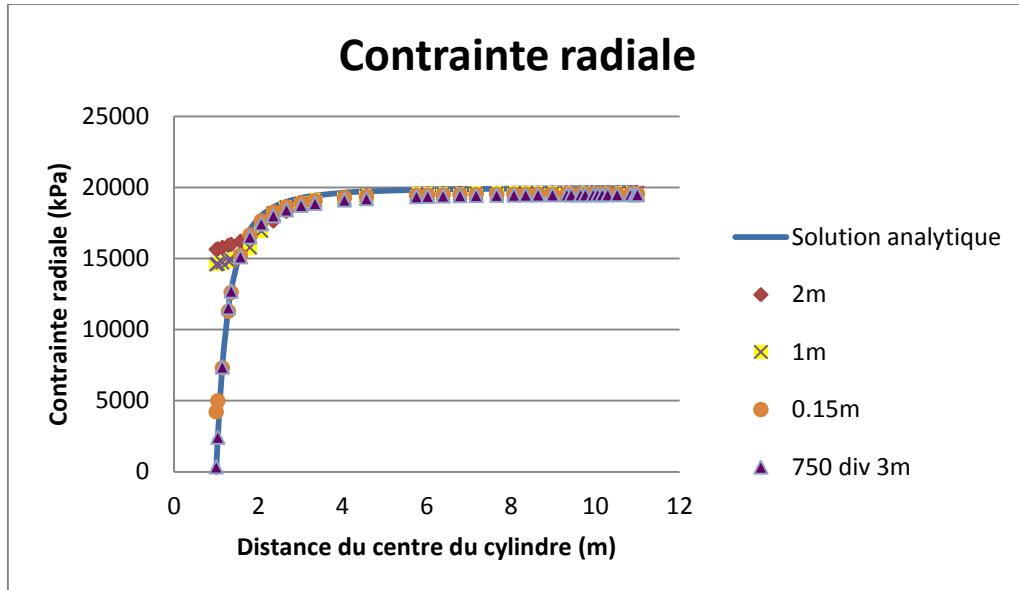


Figure A.20 : Contrainte radiale vs la distance du centre du cylindre

Le graphe de la figure A.20 montre qu'avec une taille d'éléments globale de 0.15m, correspondant à 22186 éléments, les résultats ne se stabilisent toujours pas autour de la paroi. Tandis que pour une taille globale de 3m avec un cercle maillé par 750 divisions, cela correspond à 4215 éléments et des résultats identiques à la solution analytique sont trouvé partout dans la géométrie. En conclusion, un maillage optimal pour des résultats stable partout dans la géométrie, consiste en une taille d'éléments globale de 5m et un cercle maillé par 750 divisions.

A2.3 Comparaison entre les résultats de la solution numérique et la solution analytique

Pour le modèle linéaire élastique, la comparaison des résultats numériques et analytiques est faite dans le plan cylindrique, selon trois profils : horizontal (correspondant à une inclinaison $\theta = 0^\circ$), incliné de 30° (correspondant à $\theta = 30^\circ$), et vertical (correspondant à $\theta = 90^\circ$). Les résultats pour les contraintes et déplacements sont donnés ci-dessous :

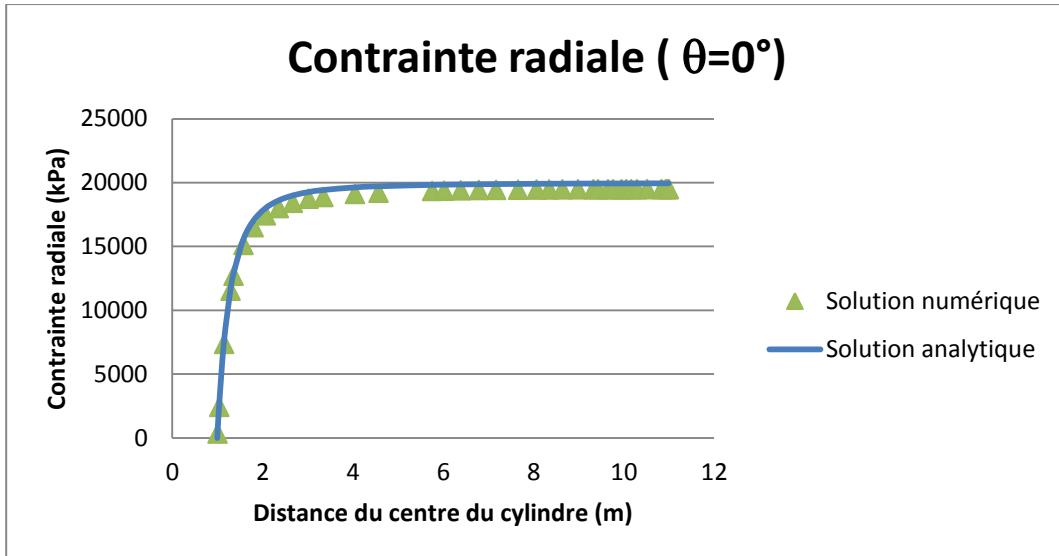


Figure A.21 : Contrainte radiale vs la distance du centre du cylindre pour $\theta=0^\circ$

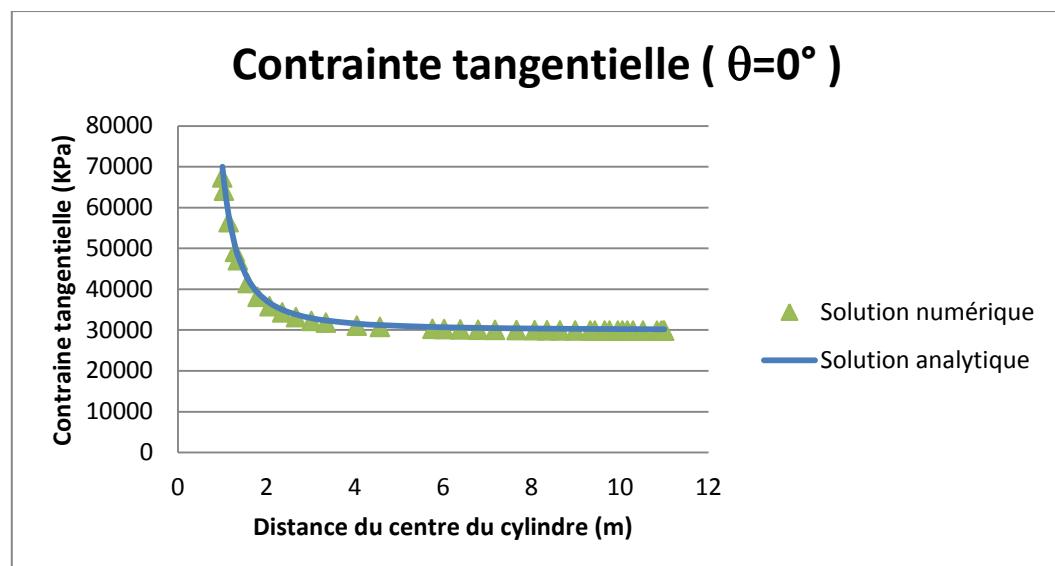


Figure A.22 : Contrainte tangentielle vs la distance du centre du cylindre pour $\theta=0^\circ$

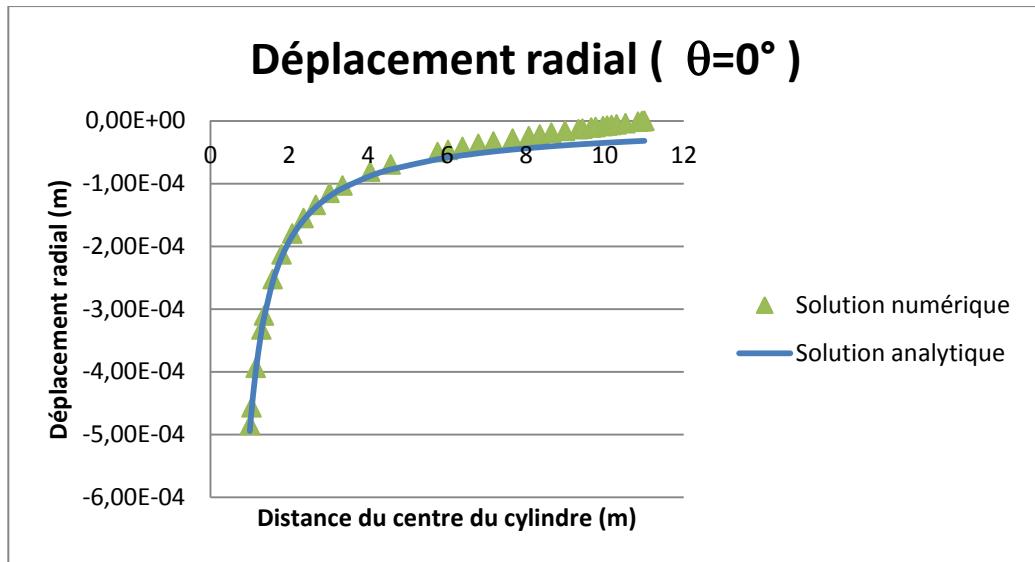


Figure A.23 : Déplacement radial vs la distance du centre du cylindre pour $\theta=0^\circ$

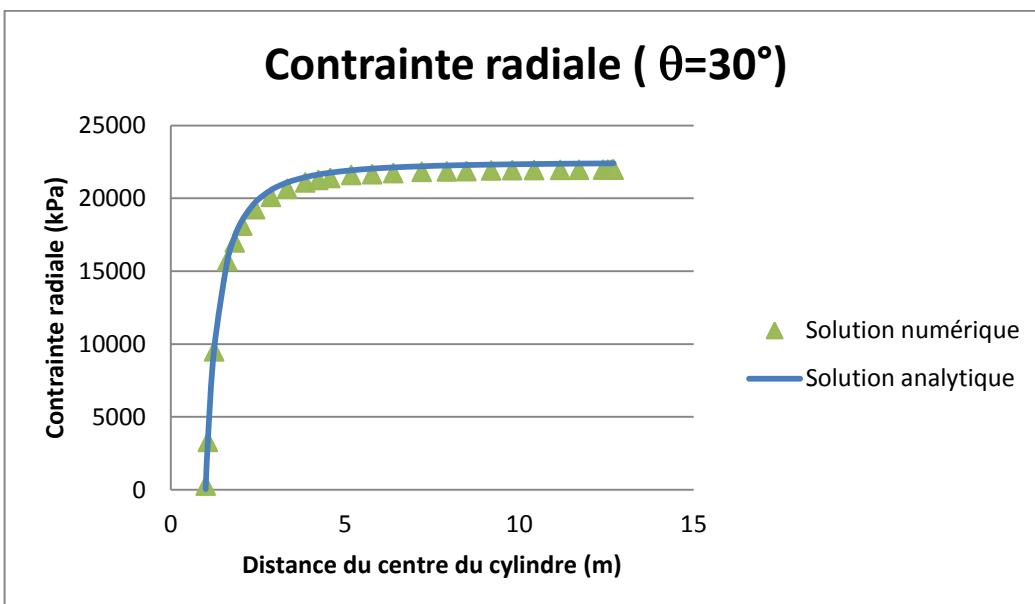


Figure A.24 : Contrainte radiale vs la distance du centre du cylindre pour $\theta=30^\circ$

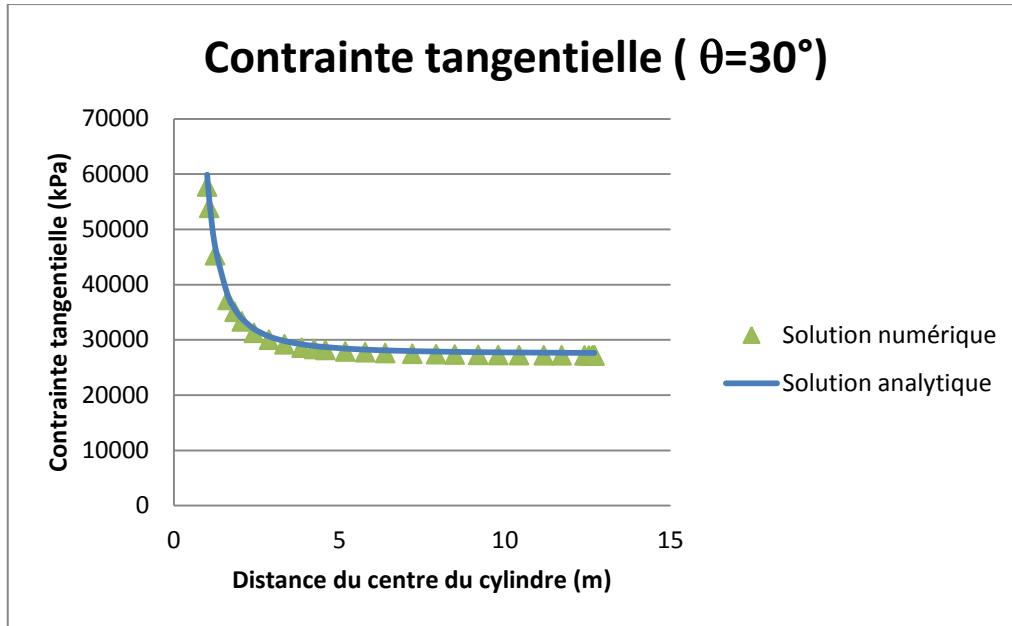


Figure A.25 : Contrainte tangentielle vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 30^\circ$

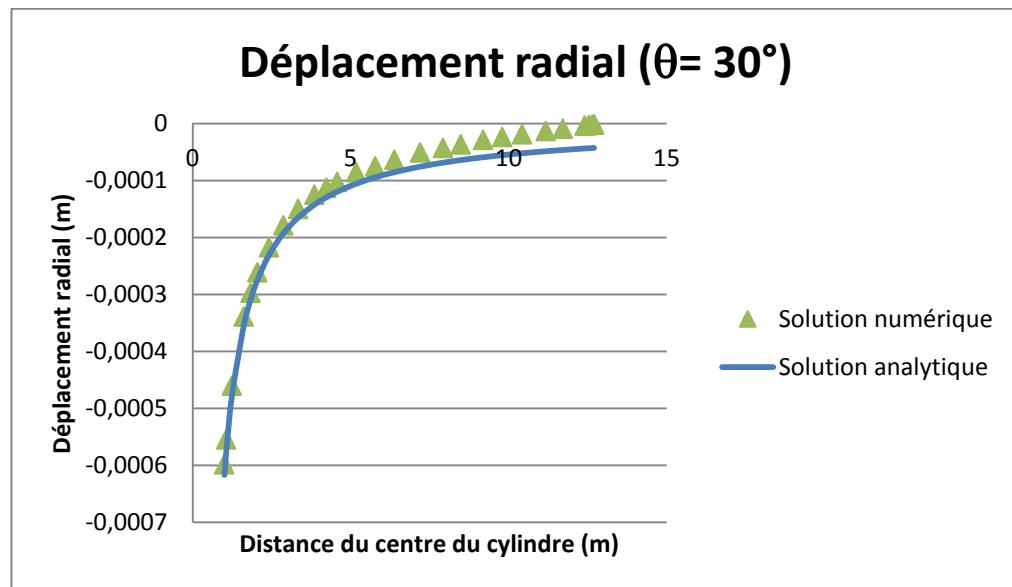


Figure A.26 : Déplacement radial vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 30^\circ$

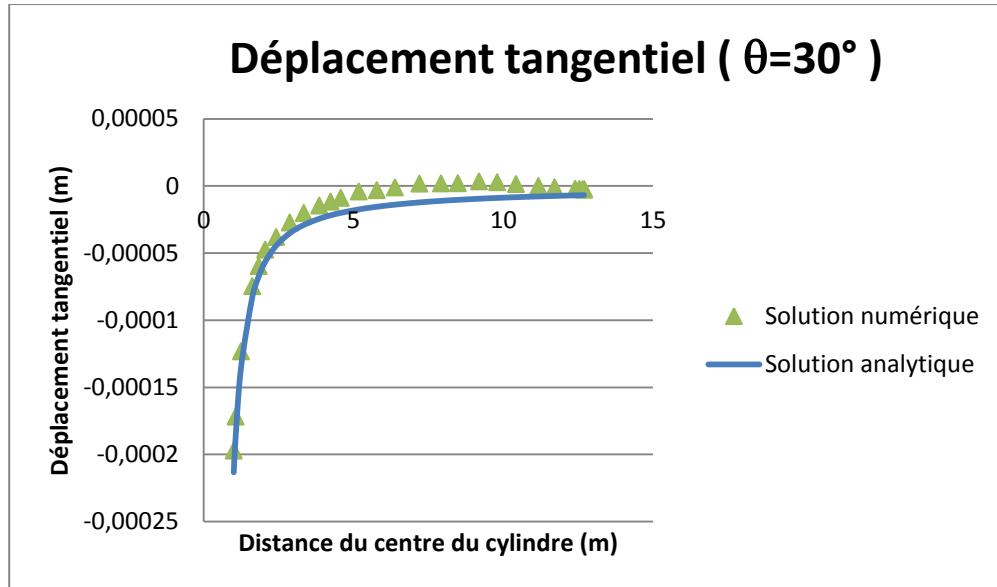


Figure A.27 : Déplacement tangentiel vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 30^\circ$

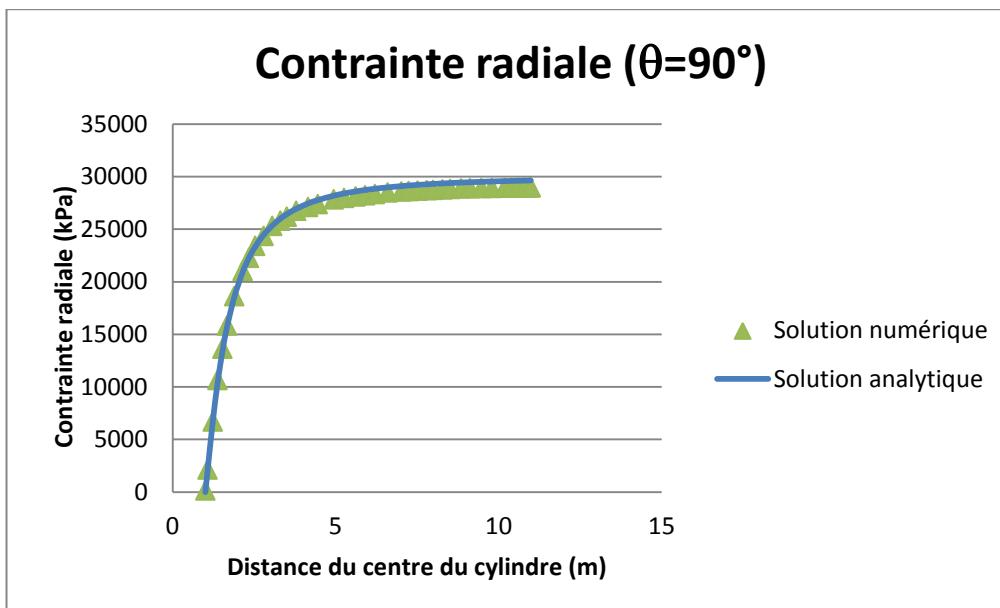


Figure A.28 : Contrainte radiale vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 90^\circ$

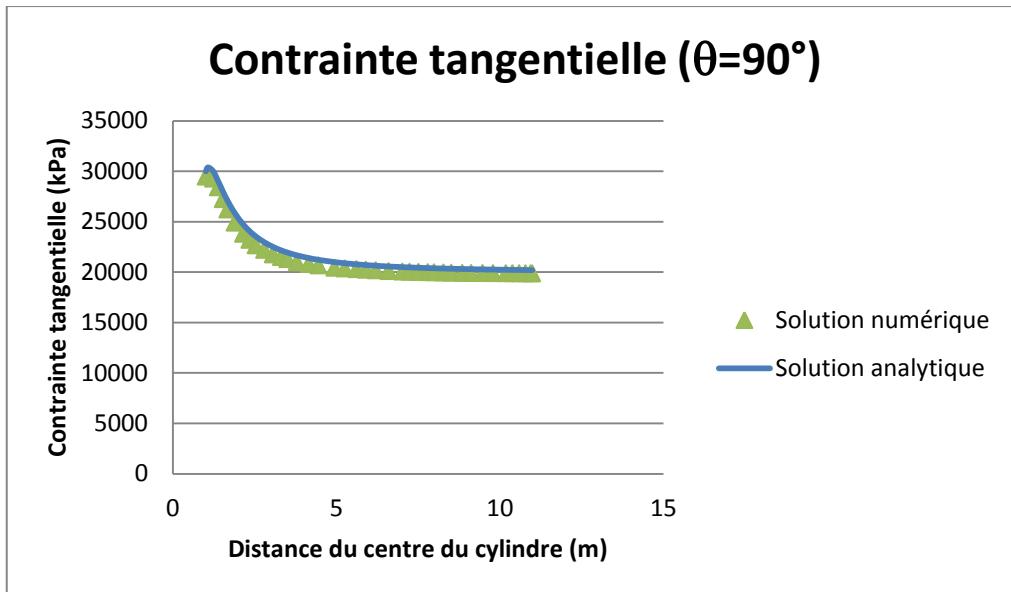


Figure A.29 : Contrainte tangentielle vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 90^\circ$

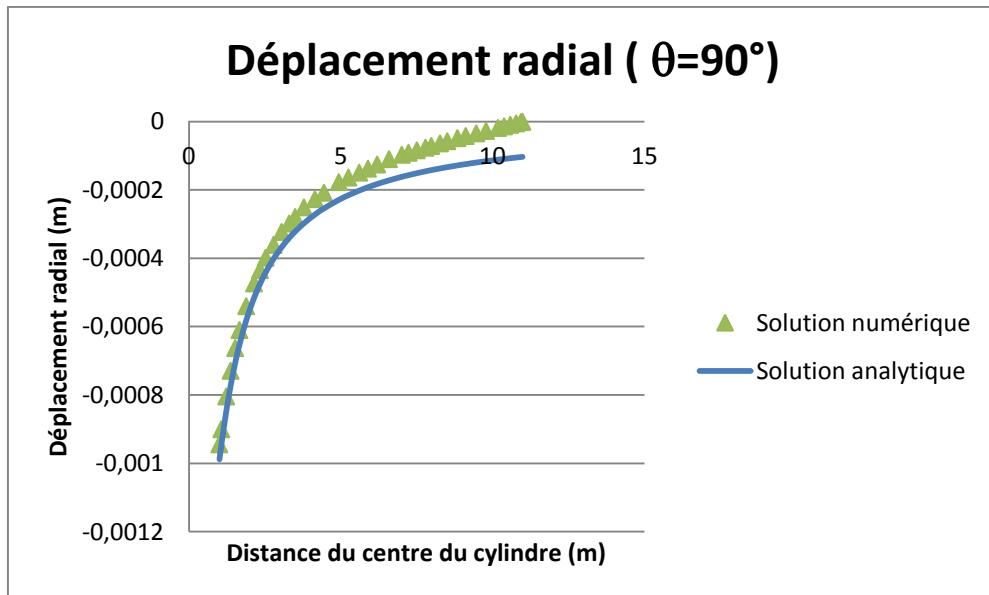


Figure A.30 : Déplacement radial vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 90^\circ$

Ainsi pour les trois profils étudiés, les résultats des contraintes concordent bien dans toute la géométrie, donc les résultats des contraintes dans la globalité de la géométrie, pour d'autres problèmes à étudier en modèle linéaire-élastique, peuvent être considérés comme crédibles.

Concernant les déplacements, ces derniers concordent bien autour de l'excavation, et prennent la valeur zéro aux extrémités de la géométrie à cause des conditions frontières imposées.

Donc les résultats des déplacements proches de l'excavation, pour d'autres problèmes à étudier en comportement linéaire-élastique peuvent être considérés comme crédibles.

Si la zone d'intérêt pour les déplacements est loin de l'excavation, il est possible à ce moment d'agrandir le domaine encore plus, et voir les résultats jusqu'à la zone d'intérêt.

Dans une tentative d'obtenir de bons résultats pour les déplacements loin de l'excavation sans avoir à agrandir le domaine, une nouvelle configuration du fichier fils est testée.

Dans cette configuration, le fichier fils est configuré identiquement au fichier père, c'est à dire soumis aux mêmes contraintes compressives aux frontières. Les déformations dans le fichier fils, ne sont pas héritées du fichier père. La configuration du fichier fils (avec cylindre excavé) est montrée dans la figure A.31 ci-dessous :

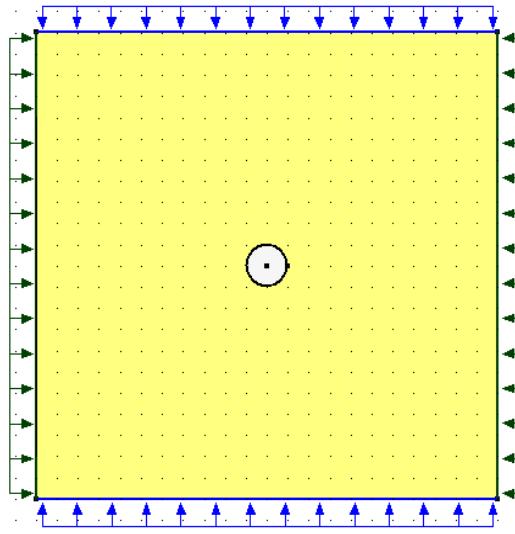


Figure A.31: Deuxième configuration du massif rocheux après excavation du cylindre (fichier fils)

Le calcul numérique des contraintes et déplacements, est testé selon un profil horizontal, pour vérifier l'effet de la nouvelle configuration adoptée.

Les résultats sont comparés à la solution numérique de la configuration précédente du fichier fils et à la solution analytique étudiée. Les résultats sont donnés ci-dessous :

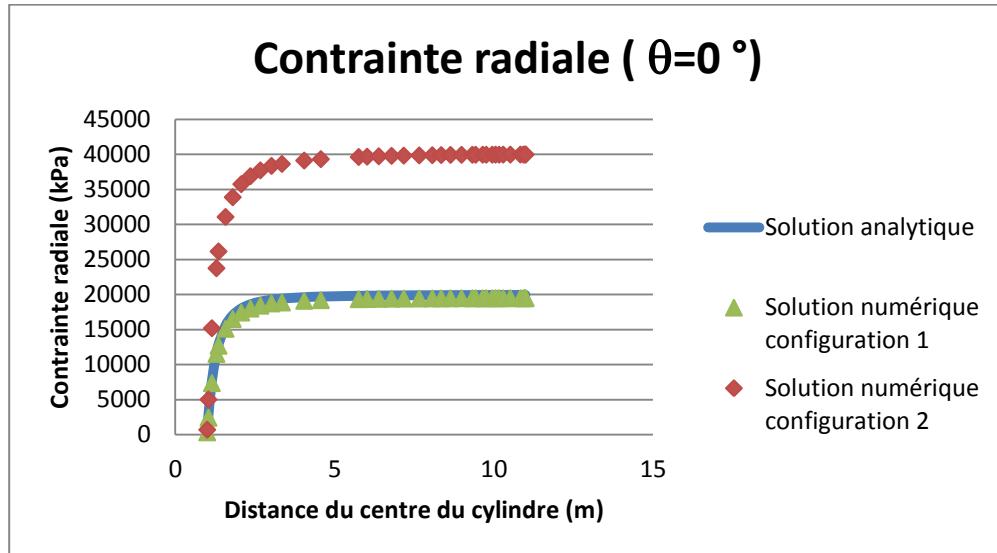


Figure A.32 : Contrainte radiale vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 0^\circ$

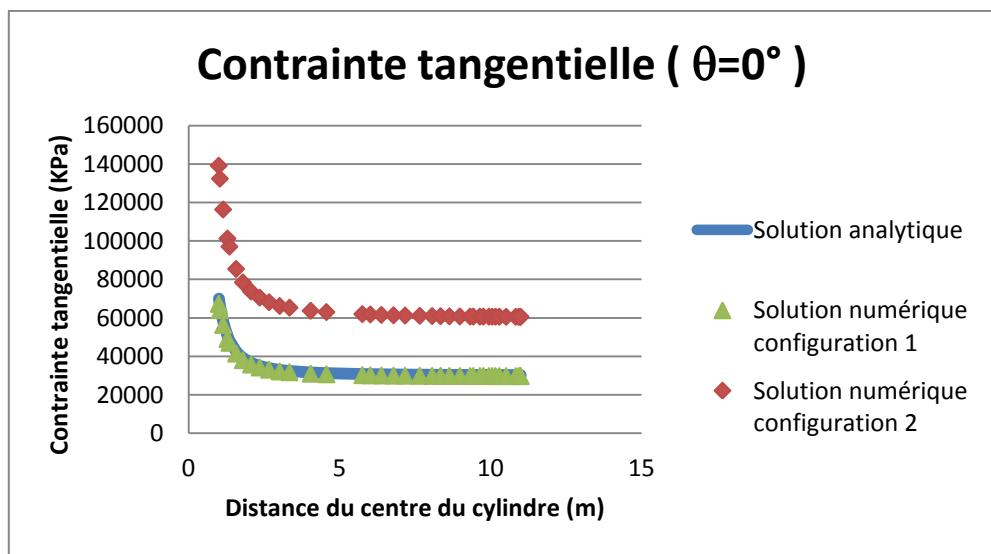


Figure A.33 : Contrainte tangentielle vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 0^\circ$

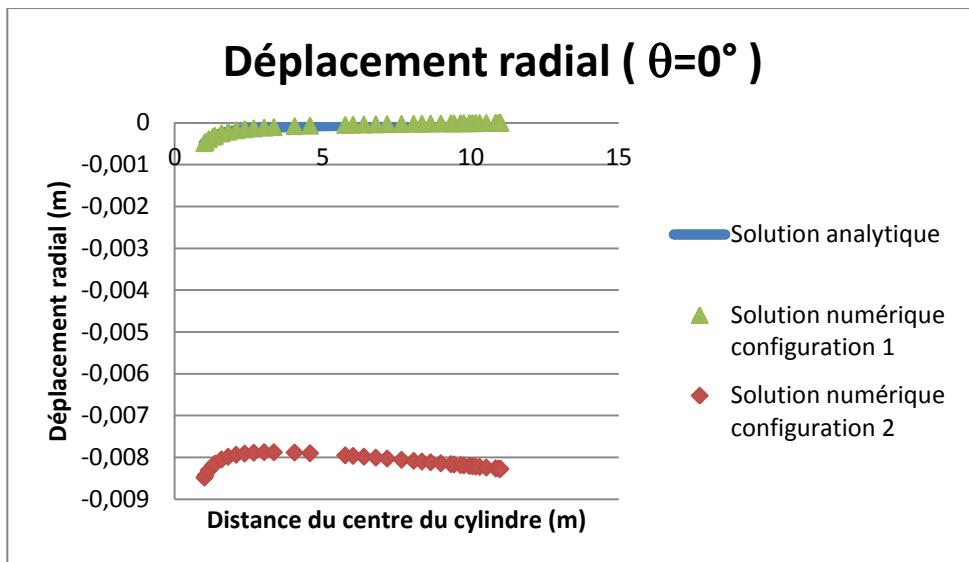


Figure A.34 : Déplacement radial vs la distance du centre du cylindre pour $\theta = 0^\circ$

Les résultats montrent que pour la nouvelle configuration du fichier fils, les contraintes sont doublées par rapport à l'ancienne configuration. Ceci s'explique par le fait que les contraintes du fichier père s'additionnent à celles du fichier fils. En termes de déplacements, les résultats ne sont pas en corrélation avec la solution analytique. Donc cette dernière configuration du fichier fils n'est pas à adopter pour le problème étudier.

A3. Modèle élastique-plastique

A3.1 Solution analytique correspondant au problème étudié

La solution analytique étudiée dans le cas du modèle élastique-plastique, est celle de Salençon (1969).

Cette solution analytique exprime les contraintes dans la zone plastique de la manière suivante :

$$\sigma_r = \frac{q}{K_p - 1} - (P_i + \frac{q}{K_p - 1}) \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p-1} \quad (\text{A-5})$$

$$\sigma_\theta = \frac{q}{K_p - 1} - K_p (P_i + \frac{q}{K_p - 1}) \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p-1} \quad (\text{A-6})$$

Où :

$q = 2 \times c \times \tan(45 + \phi/2)$ avec c la cohésion et ϕ l'angle de frottement ;

$K_p = [(1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)]$;

P_i = la pression interne dans le cylindre ;

r = la distance à partir du centre du cylindre ;

a = le rayon du cylindre.

Les déplacements dans la zone plastique sont exprimés comme suit :

$$u_r = -\frac{r}{2G}\chi \quad (\text{A-7})$$

$$\begin{aligned} \chi &= (2\nu - 1) \left(P_o + \frac{q}{K_p - 1} \right) \\ &+ \left(\frac{(1 - \nu)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}} \right) \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{R_o}{a} \right)^{K_p-1} \left(\frac{R_o}{r} \right)^{K_{ps}+1} \\ &+ \left((1 - \nu) \frac{(K_p K_{ps} + 1)}{(K_p + K_{ps})} - \nu \right) \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p-1} \end{aligned} \quad (\text{A-8})$$

Où :

$K_{ps} = [(1 + \sin\psi) / (1 - \sin\psi)]$ avec ψ étant l'angle de dilatance ;

ν = le coefficient de Poisson ;

G = le module de cisaillement ;

R_o = le rayon de la zone plastique à partir du centre du cylindre.

R_o est exprimé comme suit :

$$R_o = a \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{P_o + \frac{q}{K_p - 1}}{P_i + \frac{q}{K_p - 1}} \right]^{1/(K_p - 1)} \quad (\text{A-9})$$

Où :

P_o = la pression isotrope appliquée aux parois de la géométrie ;

a = le rayon du cylindre ;

La contrainte radiale à l'interface élastique-plastique est exprimée comme suit :

$$\sigma_{re} = -\frac{1}{K_p + 1} (2P_o - q) \quad (\text{A-10})$$

Au niveau de la zone élastique, les contraintes sont exprimées comme suit :

$$\sigma_r = -P_o + (P_o - \sigma_{re}) \cdot \left(\frac{R_o}{r}\right)^2 \quad (\text{A-11})$$

$$\sigma_\theta = -P_o - (P_o - \sigma_{re}) \cdot \left(\frac{R_o}{r}\right)^2 \quad (\text{A-12})$$

Les déplacements dans la même zone sont exprimés comme suit :

$$u_r = - \left(P_o - \left(\frac{2P_o - q}{K_p + 1} \right) \right) \left(\frac{R_o}{2G} \right) \left(\frac{R_o}{r} \right) \quad (\text{A-13})$$

Cette solution analytique, utilise la convention de signe de géotechnique pour les contraintes et déplacements (positifs si dans le sens opposé à l'axe et vice-versa).

A3.2 Modélisation numérique du problème étudié

A3.2.1 Modélisation sans pression interne dans l'excavation

Un fichier père est d'abord créé contenant la géométrie du massif rocheux sans cylindre excavé, les propriétés du matériau et les conditions aux frontières (cf. figure A.35).

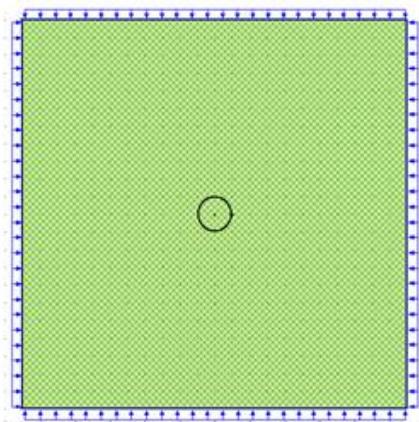


Figure A.35: Massif rocheux modélisé avant excavation (Fichier père)

Des contraintes isotropes compressives de 30 MPa sont appliquées aux quatre parois de la géométrie (cf. figure A.36). Aucune pression interne à l'excavation ne sera appliquée.

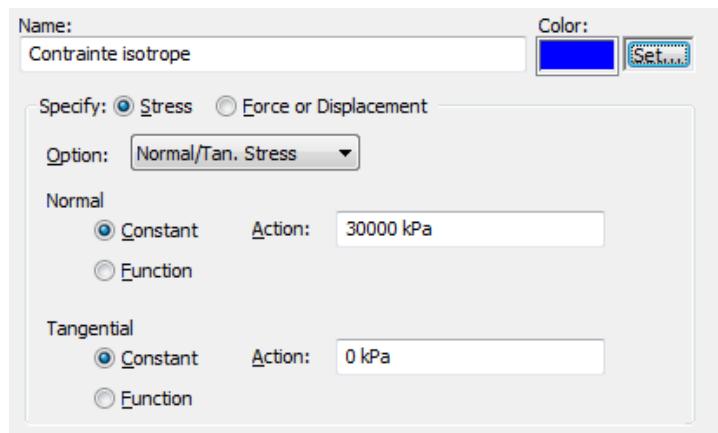


Figure A.36: Contrainte isotrope appliquée

Concernant les propriétés attribuées au matériau, une étude sera faite avec une loi d'écoulement non-associée ($\psi \neq \phi$ avec $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$) (figure A.37) et une autre étude sera faite avec une loi associée ($\phi = \psi$ avec $\phi = \psi = 30^\circ$) (figure A.38).

Name: Color:

Material Category:

Material Model:

Total E-Modulus

Constant:

Function: Use Initial Stresses

Total Cohesion

Constant:

Function: Use Initial Stresses

Unit Weight: Total Phi:

Poisson's Ratio: Dilation Angle:

Specify Insitu K₀:

Figure A.37: Propriétés du matériau pour une loi d'écoulement non-associée

Name: Color:

Material Category: Material Model:

Total E-Modulus
 Constant:
 Function:
 Use Initial Stresses

Total Cohesion
 Constant:
 Function:
 Use Initial Stresses

Unit Weight: Total ϕ_f :
Poisson's Ratio: Dilation Angle:
 Specify Insitu K_0 :

Figure A.38: Propriétés du matériau pour une loi d'écoulement associée

La deuxième étape de la modélisation consiste à engendrer un fichier fils, doté de la même géométrie et propriétés du matériau du fichier père, et dans lequel un cylindre de 2m de diamètre est excavé (cf. figure A.39). Les déformations du fichier fils sont configurées pour ne pas être hérités du fichier père.

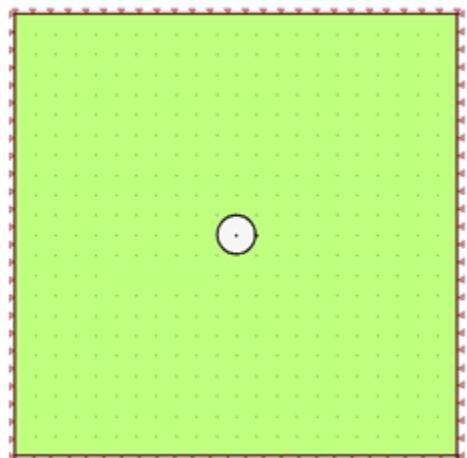


Figure A.39: Massif rocheux modélisé après excavation (Fichier fils)

A3.2.2 Modélisation avec pression interne dans l'excavation

Cette modélisation du problème étudié est réalisée en trois étapes. Un fichier père est généré d'abord, suivi par un premier fichier fils (n'héritant pas les déformations du père) et un second fichier fils généré en dernier (héritant les déplacements du premier fichier fils) dans lequel une pression interne de 100 kPa est appliquée au niveau de l'excavation. Le fichier père subit des contraintes initiales compressives isotropes de 800 kPa et est doté des propriétés du matériau illustré dans la figure A.40 comme suit :

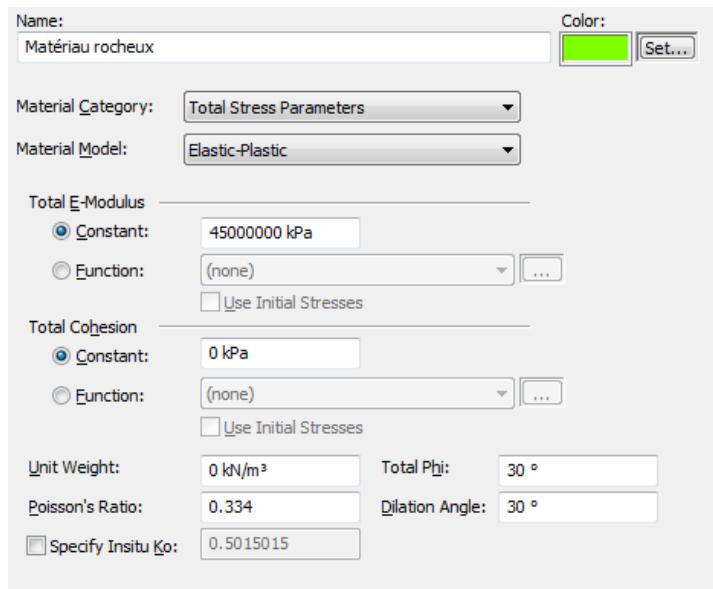


Figure A.40: Propriétés du matériau

Les deux fichiers fils héritent des mêmes propriétés du matériau du fichier père et les déplacements horizontaux sont fixes aux parois verticales frontières et vice-versa.

A3.3 Étude de sensibilité du domaine et du maillage

La sensibilité du domaine et du maillage est étudiée de la même manière que pour le modèle linéaire élastique. Les résultats donnent un domaine optimal de 6D et une taille d'éléments globale de 3m avec un cercle divisé en 750 divisions.

A3.4 Comparaison des résultats numériques et analytiques

Un profil de calcul quelconque est suffisant pour comparer les résultats analytiques et numériques, car dans la solution de Salençon (1969), les contraintes et déplacements sont indépendants de l'inclinaison du profil.

Les résultats pour avec une loi d'écoulement associée et zéro pression interne sont donnés ci-dessous dans la figure A.41, A.42 et A.43 :

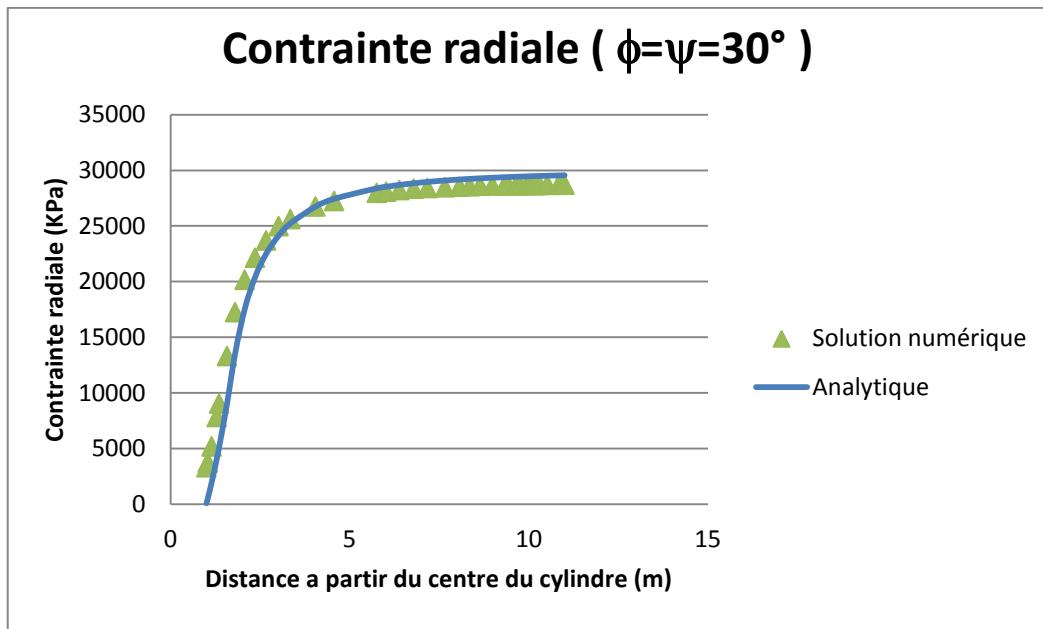


Figure A.41 : Contrainte radiale vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi=\psi=30^\circ$

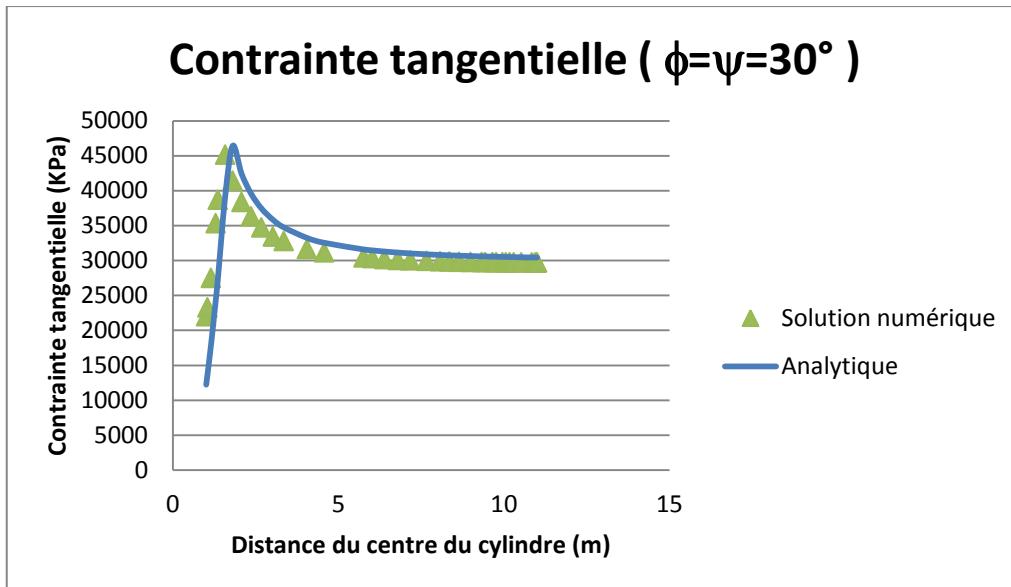


Figure A.42 : Contrainte tangentielle vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi = \psi = 30^\circ$

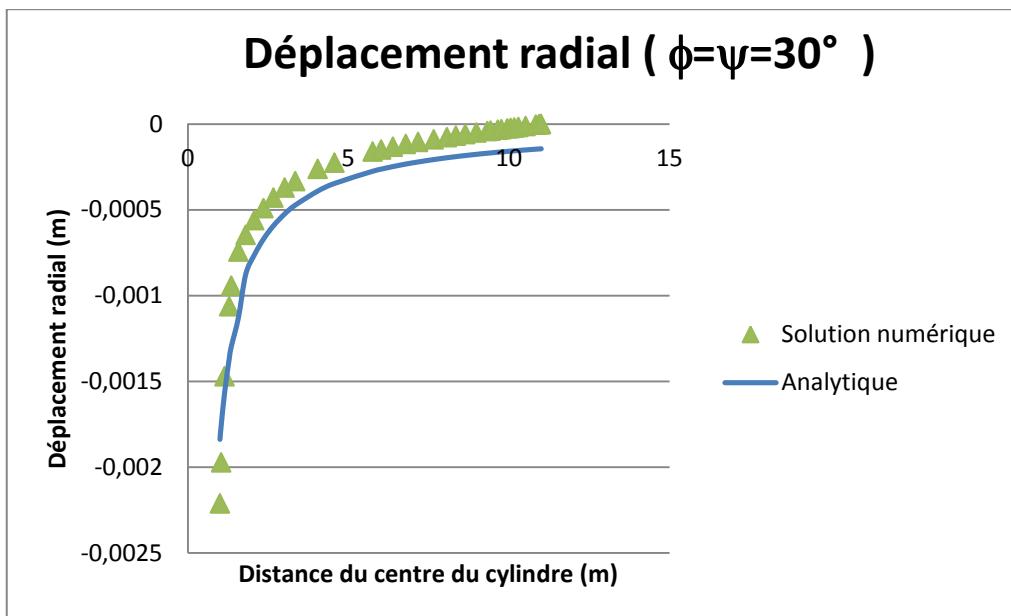


Figure A.43 : Déplacement radial vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi = \psi = 30^\circ$

Les résultats pour une loi d'écoulement non associée et zéro pression interne sont donnés ci-dessous dans les figures A.44, A.45 et A.46 :

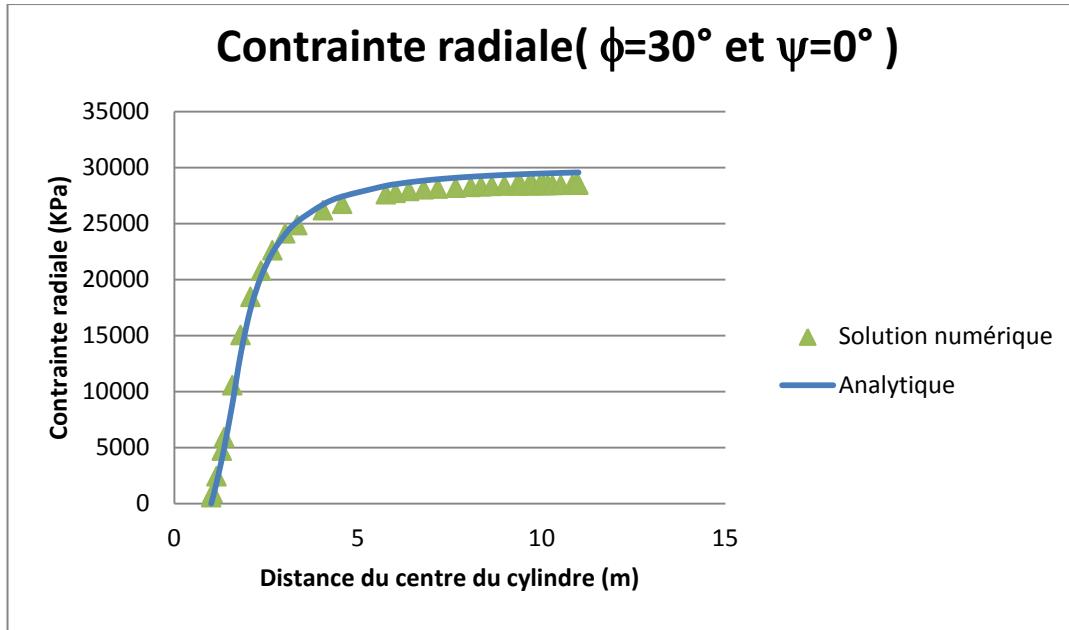


Figure A.44 : Contrainte radiale vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$

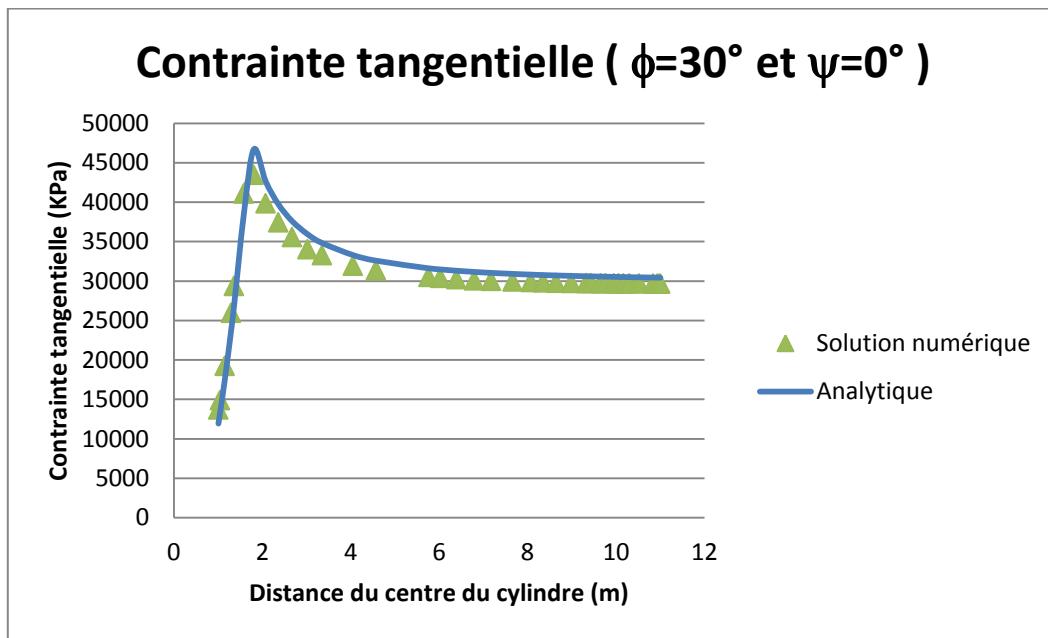


Figure A.45 : Contrainte tangentielle vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$

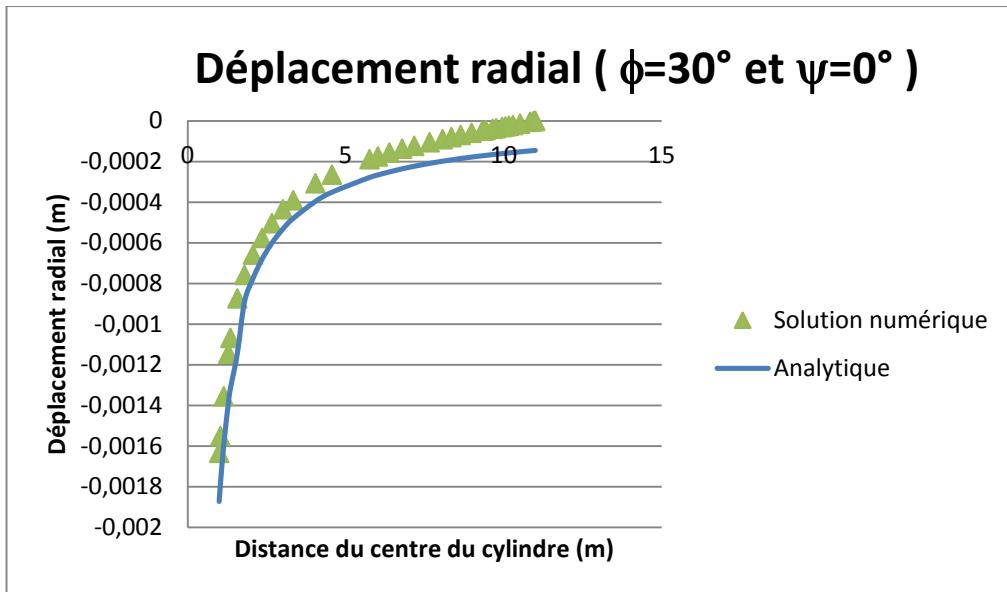


Figure A.46 : Déplacement radial vs la distance à partir du centre du cylindre pour $\phi = 30^\circ$ et $\psi = 0^\circ$

Les figures A.47 et A.48 ci-dessous montrent respectivement une comparaison des contraintes radiales et tangentielles en loi associée et non-associée par rapport à la solution analytique de Salençon (1969) :

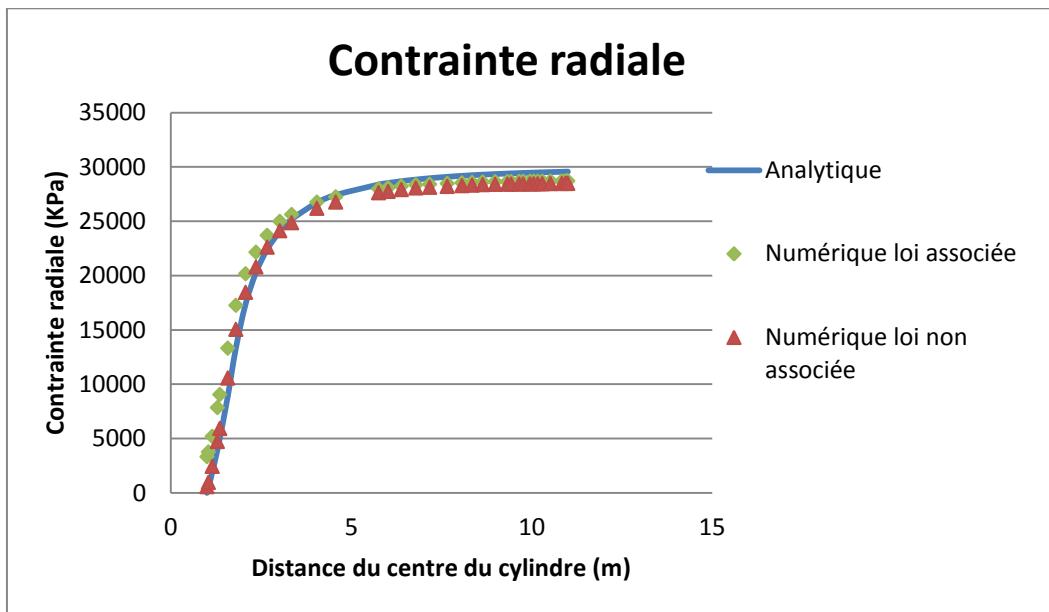


Figure A.47 : Contrainte radiale vs la distance à partir du centre du cylindre

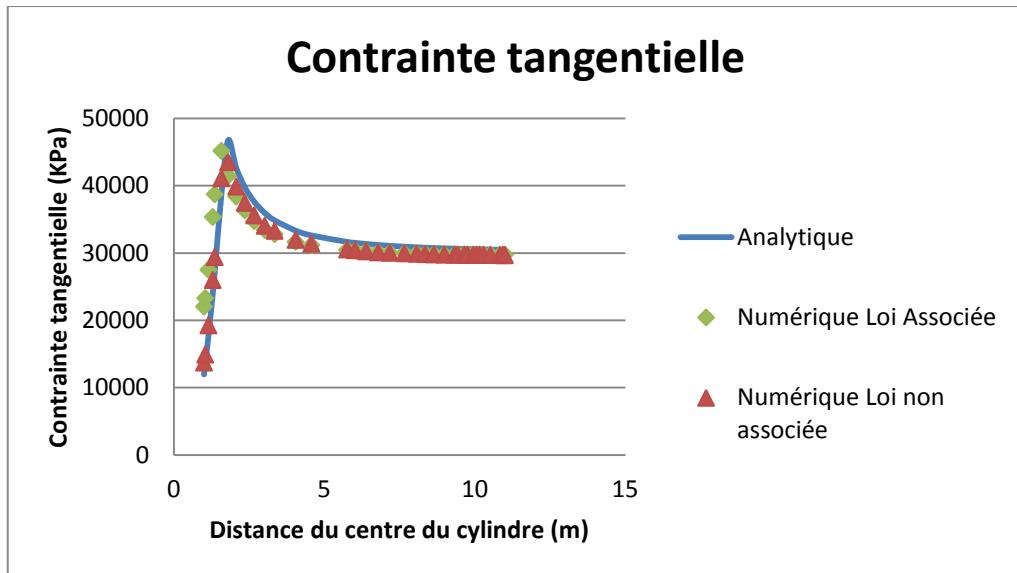


Figure A.48 : Contrainte tangentielle vs la distance à partir du centre du cylindre

Les résultats pour une modélisation avec pression interne sont donnés ci-dessous dans les figures A.49, A.50 et A.51:

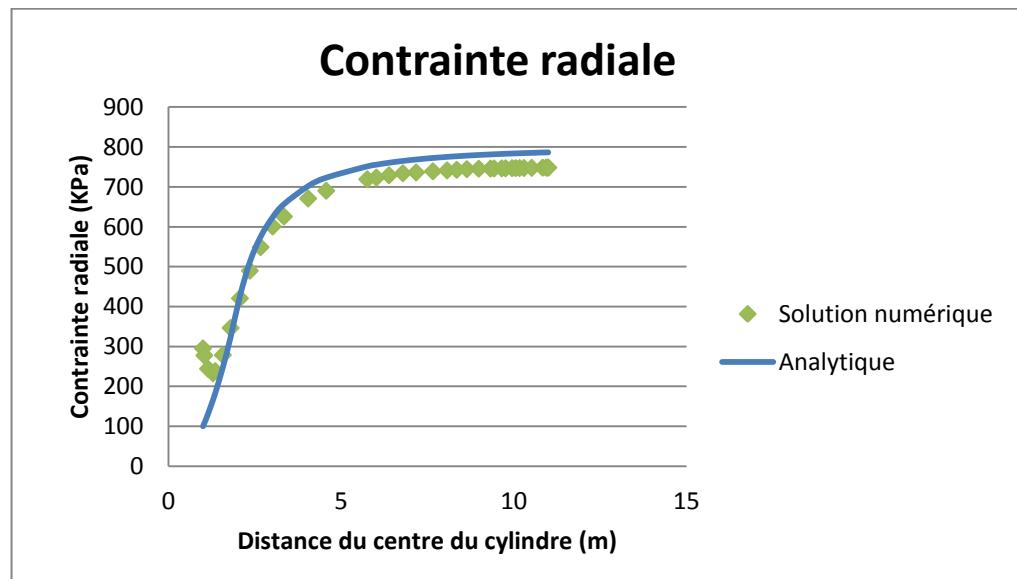


Figure A.49 : Contrainte radiale vs la distance à partir du centre du cylindre pour une pression interne dans le cylindre non-nulle

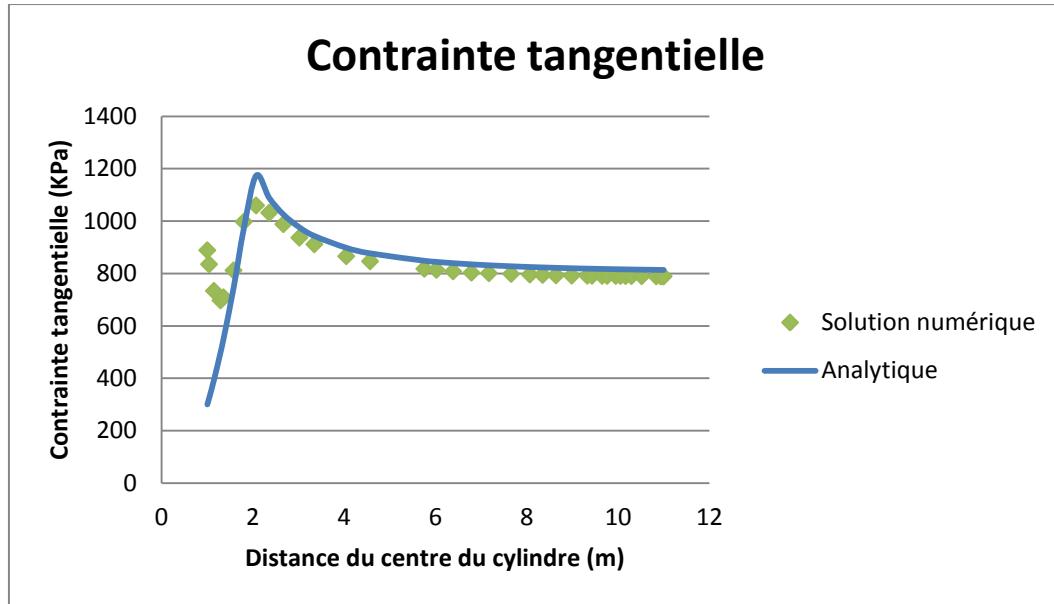


Figure A.50 : Contrainte tangentielle vs la distance à partir du centre du cylindre pour une pression interne dans le cylindre non-nulle

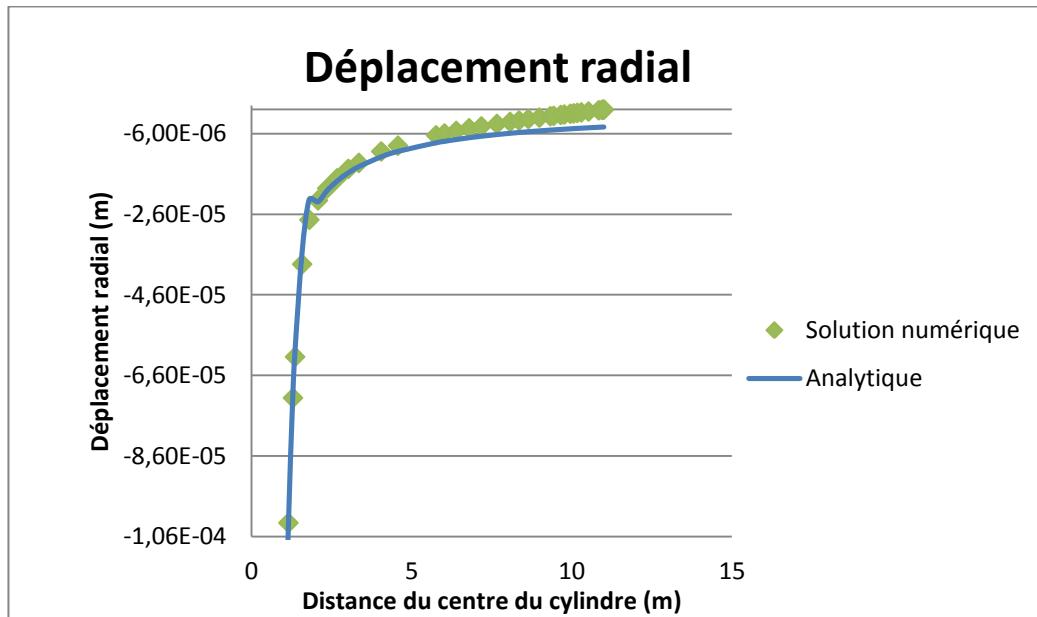


Figure A.51 : Déplacement radial vs la distance à partir du centre du cylindre pour une pression interne dans le cylindre non-nulle

Globalement, en utilisant un modèle de comportement de matériaux élastique-plastique, la solution numérique s'approche de la solution analytique.

Concernant la loi d'écoulement non associée, les résultats numériques et analytiques concordent bien, excepté pour les déplacements aux extrémités de la géométrie, du aux conditions frontières imposées. Dans le cas où l'intérêt des déplacements est loin de l'excavation, il est possible d'agrandir le domaine et de voir les résultats jusqu'à la zone d'intérêt.

Concernant la loi d'écoulement associée, dans la globalité les mêmes allures sont obtenues entre la solution analytique et numérique avec une légère divergence. La divergence est plus accentuée proche de l'excavation excepté pour les déplacements avec pression interne non-nulle dans l'excavation. Loin de l'excavation, les résultats concordent bien excepté pour les déplacements à cause des conditions frontières imposées.

Dans la solution analytique, les contraintes sont indépendantes de l'angle de dilatance, or dans la solution numérique une influence de ce paramètre sur les contraintes est constatée. Cela reste inexplicable.

Il est donc possible d'effectuer des simulations numériques fiables avec le code Sigma/W en modèle de comportement élastique plastique. Cependant, une attention particulière doit être attribuée à la loi d'écoulement où l'angle de dilatance joue une influence sur les résultats numériques.

ANNEXE B - VÉRIFICATION DE LIMITSTATE:GEO

B1. Première vérification

Considérons un bloc soumis à son poids propre et retenu par deux murs verticaux comme illustré dans la figure B.1. Le bloc est doté d'une largeur de $L = 6$ m, d'une épaisseur $d = 2.5$ m et d'un poids volumique $\gamma = 19$ kN/m³. Au long des interfaces de contact avec les murs, l'angle de frottement est considéré nul $\phi = 0^\circ$. Selon l'analyse analytique de l'équilibre limite, le glissement du bloc se produit lorsque la cohésion c à l'interface avec les murs est décrite par l'équation (B-1):

$$c = \frac{\gamma L}{2} = 57 \text{ kPa} \quad (\text{B-1})$$

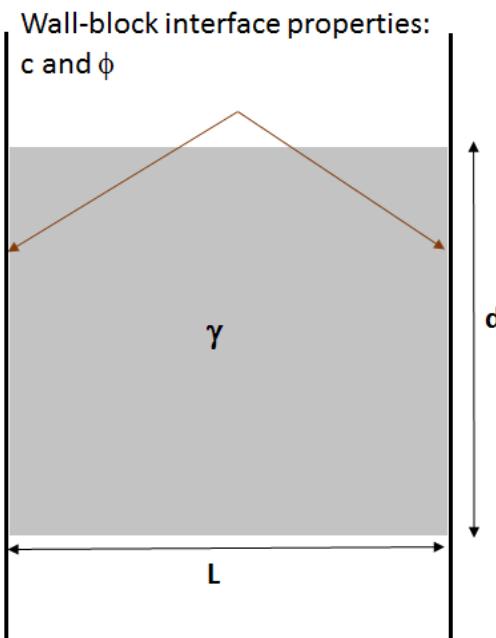


Figure B.1 : Illustration d'un bloc confiné par deux murs rigides latéraux fixes

En modélisant à l'aide LimitState:GEO le problème décrit en haut avec les mêmes données, le logiciel indique un facteur de sécurité de valeur 1 et montre un glissement du bloc (Figure B.2), ce qui montre une correspondance analytique et numérique.

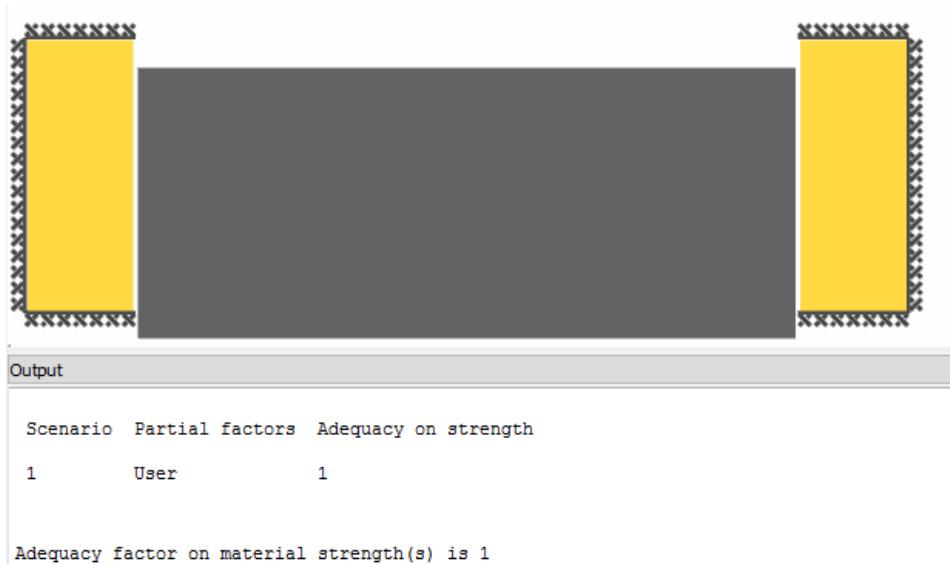


Figure B.2: Résultats de la modélisation numérique du bloc confiné par deux murs rigides latéraux fixes

B2. Deuxième vérification

Considérons un bloc soumis à un chargement vertical et horizontal, et en contact avec un mur latéral fixe par l'intermédiaire d'une interface rugueuse comme montré dans la figure B.3.

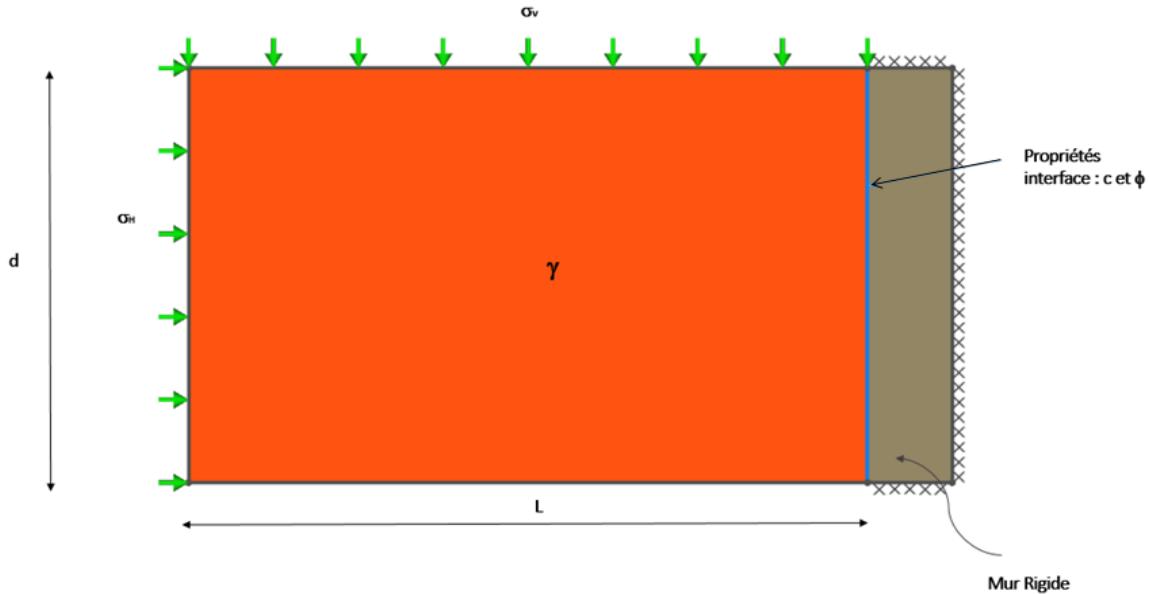


Figure B.3 : Illustration du modèle du bloc soumis à des chargements et en contact avec un mur latéral fixe

Le bloc est doté d'une largeur de $L = 8\text{m}$, d'une épaisseur $d = 5\text{ m}$ et d'un poids volumique $\gamma = 19\text{ kN/m}^3$. Au long de l'interface de contact avec le mur, l'angle de frottement est considéré $\phi = 20^\circ$ et la cohésion $c = 400\text{ kPa}$. La contrainte verticale exercée sur le bloc est $\sigma_v = 200\text{ kPa}$, et la contrainte horizontale vaut $\sigma_H = 700\text{ kPa}$.

Selon l'analyse analytique de l'équilibre limite, le facteur de sécurité peut être calculé analytiquement par l'équation (B-2) comme suit :

$$FS = \frac{\tau d}{L\sigma_v + L\gamma d} = 1.387 \quad (\text{B-2})$$

En modélisant le même problème à l'aide de LimitState:GEO, le logiciel indique un résultat identique ($FS = 1.387$) comme illustré dans la figure B.4.



Figure B.4 : Résultat de la modélisation numérique du bloc soumis à des chargements et en contact avec un mur latéral fixe

ANNEXE C - ILLUSTRATIONS DE CAS DE MODES DE RUPTURES

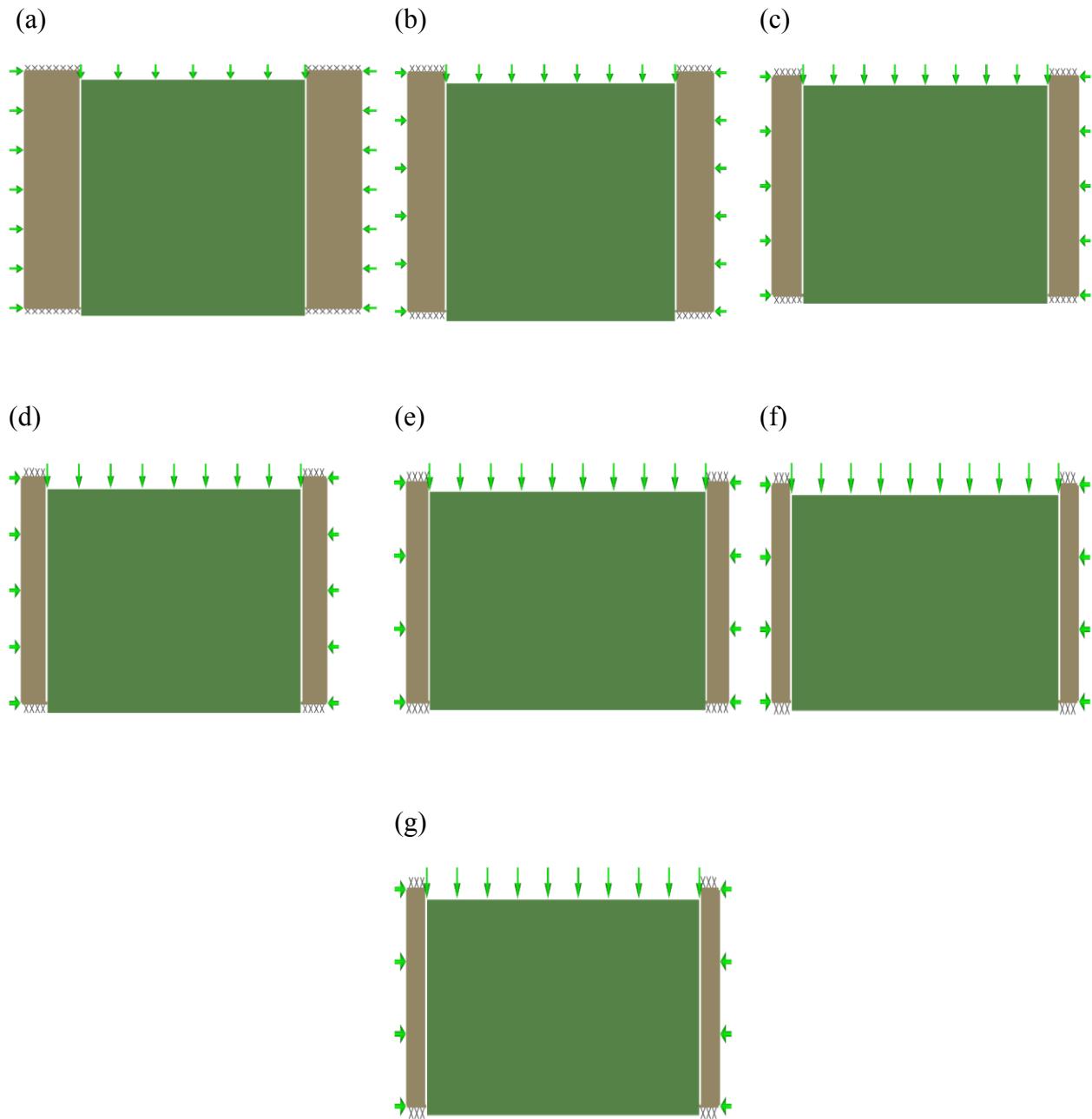


Figure C.1 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 4\text{m}$, (b) $L = 6\text{m}$, (c) $L = 8\text{m}$, (d) $L = 10\text{m}$, (e) $L = 12\text{m}$, (f) $L = 14\text{m}$, (g) $L = 16\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

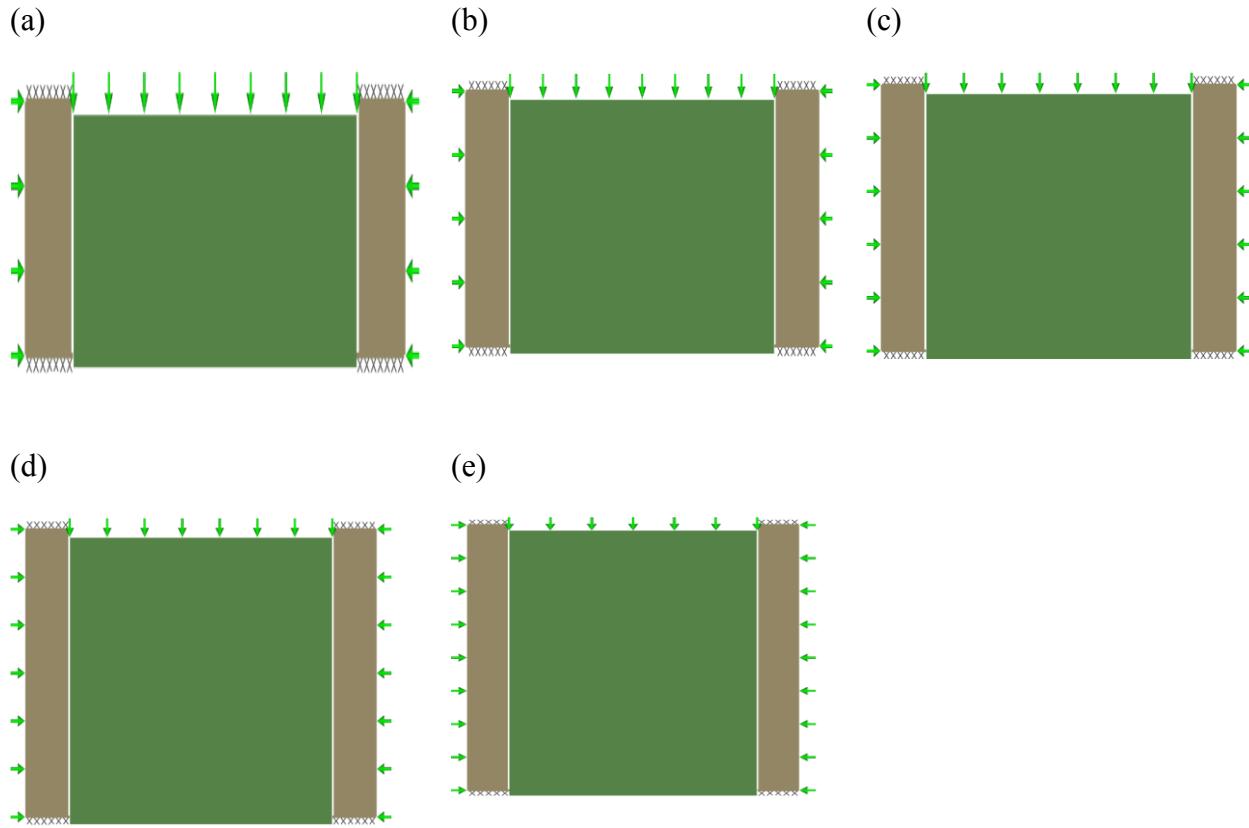


Figure C.2 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 3\text{m}$, (c) $d = 4\text{m}$, (d) $d = 5\text{m}$, (e) $d = 8\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

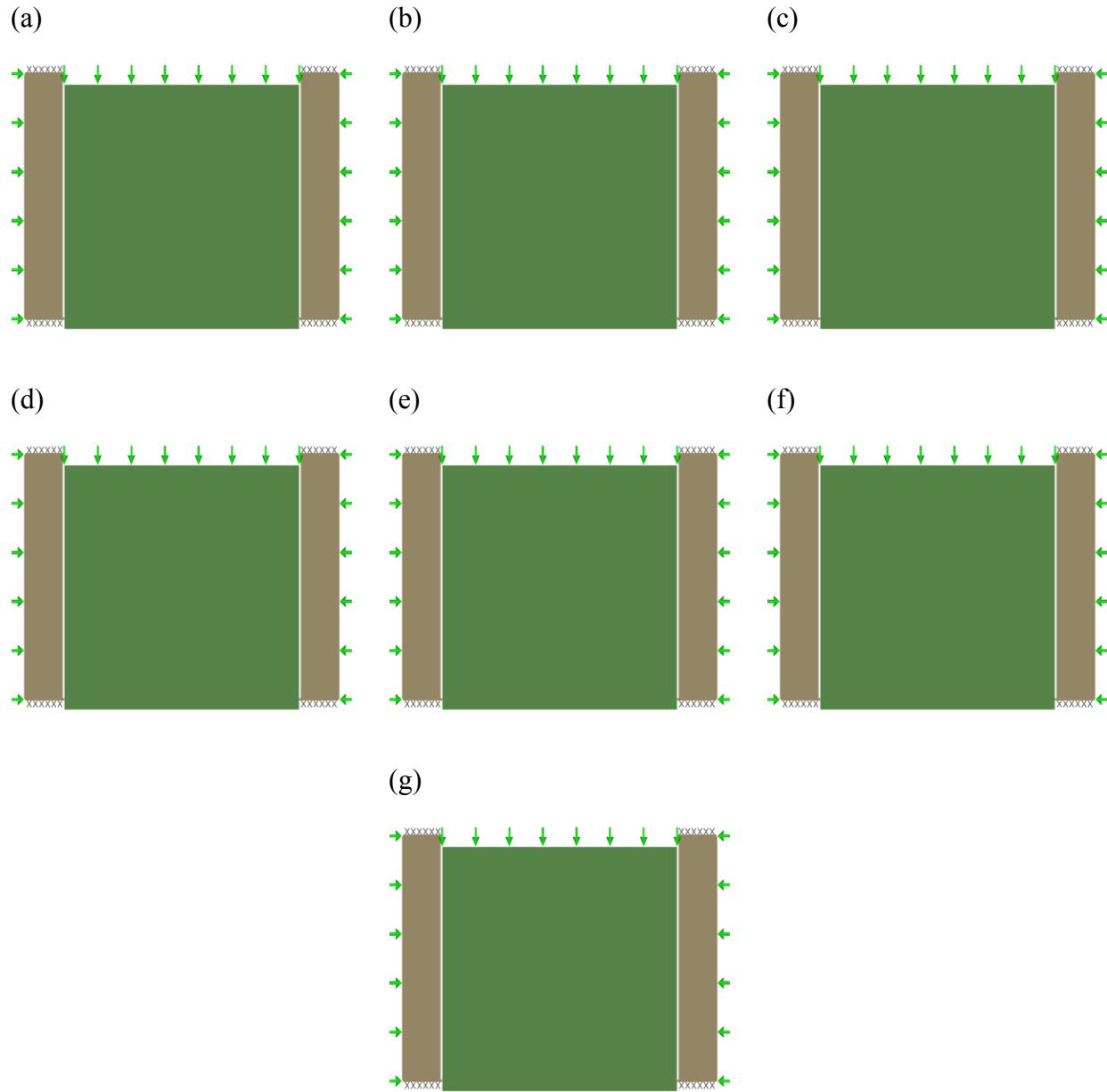


Figure C.3 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 500\text{kPa}$, (b) $c_s = 700\text{kPa}$, (c) $c_s = 900\text{kPa}$, (d) $c_s = 1100\text{kPa}$, (e) $c_s = 1400\text{kPa}$, (f) $c_s = 1600\text{kPa}$, (g) $c_s = 2000\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

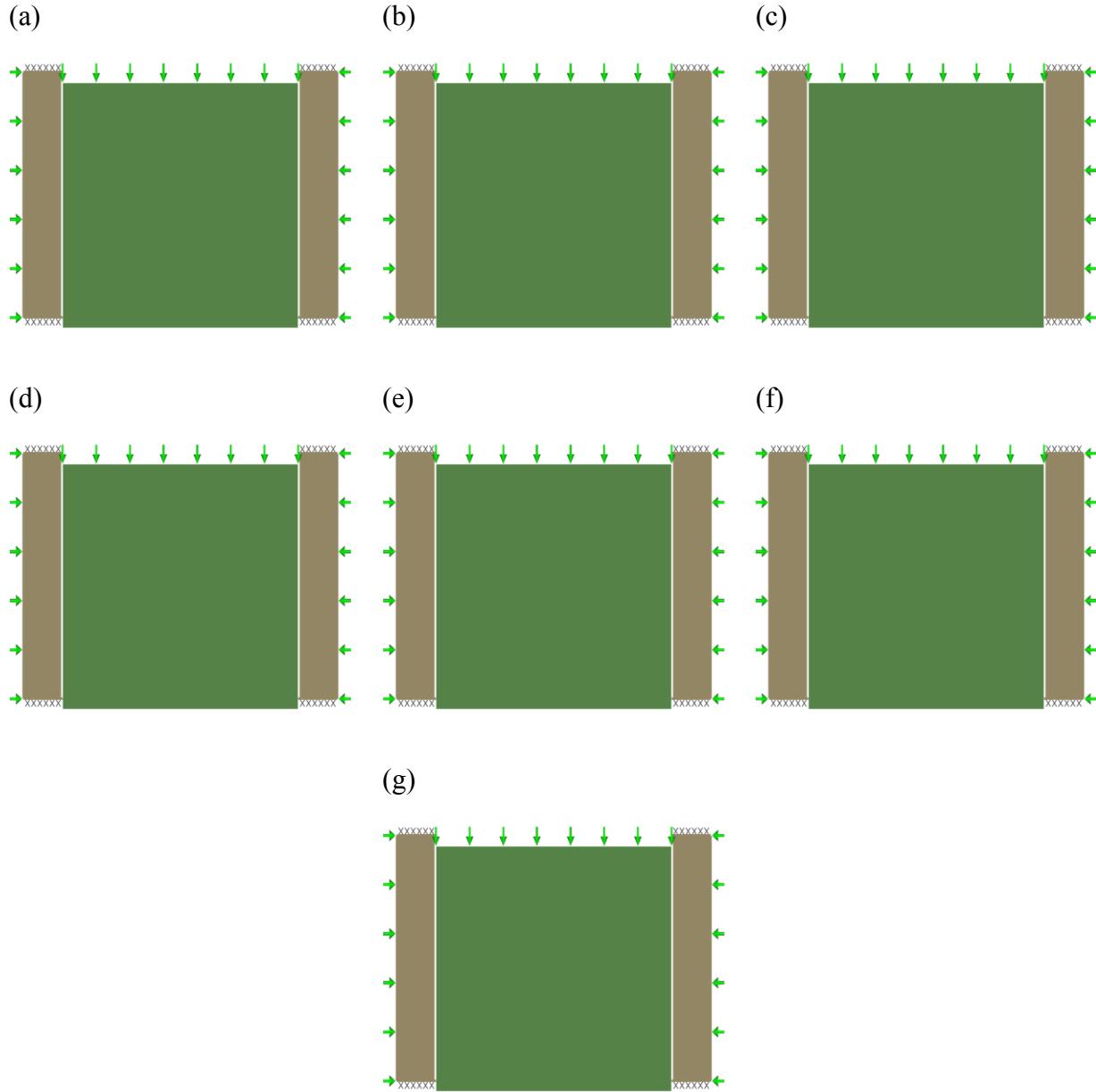


Figure C.4 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$, (d) $\phi_s = 25^\circ$, (e) $\phi_s = 30^\circ$, (f) $\phi_s = 35^\circ$, (g) $\phi_s = 40^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

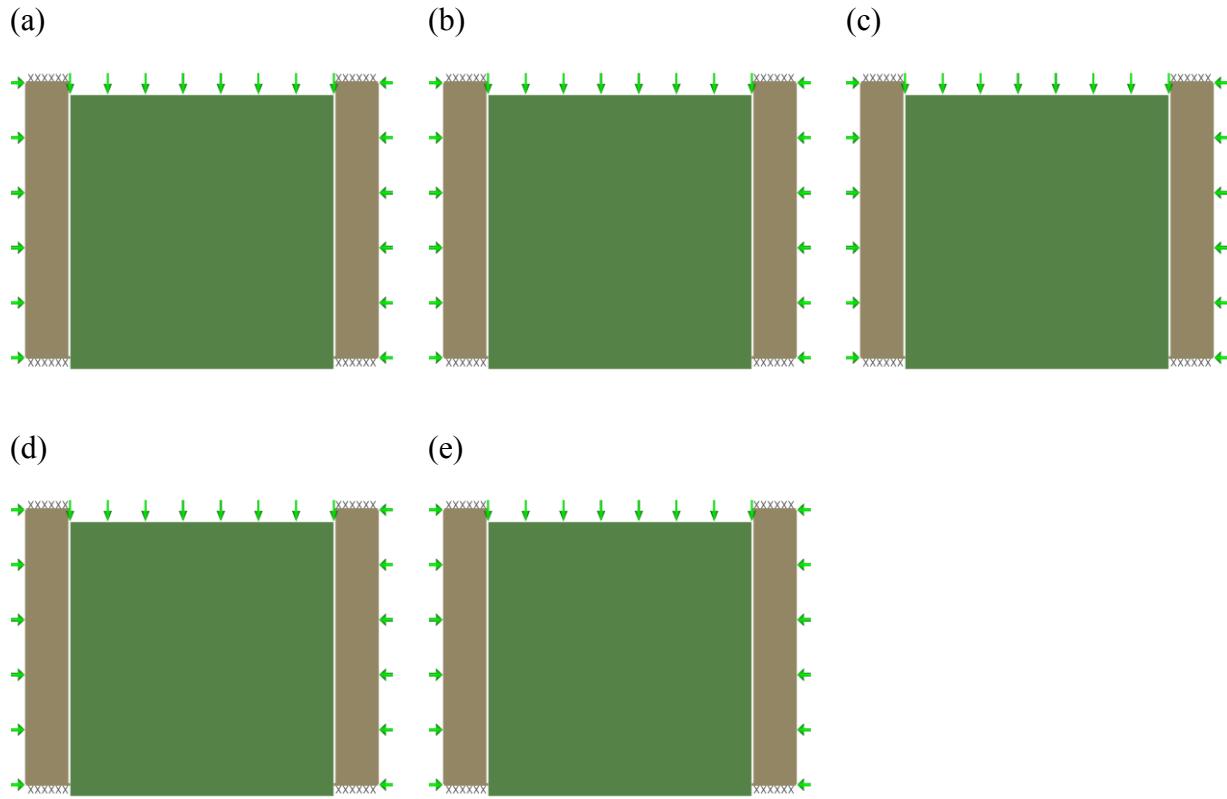


Figure C.5 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 10\text{kPa}$, (b) $c_i = 50\text{kPa}$, (c) $c_i = 100\text{kPa}$, (d) $c_i = 200\text{kPa}$, (e) $c_i = 300\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

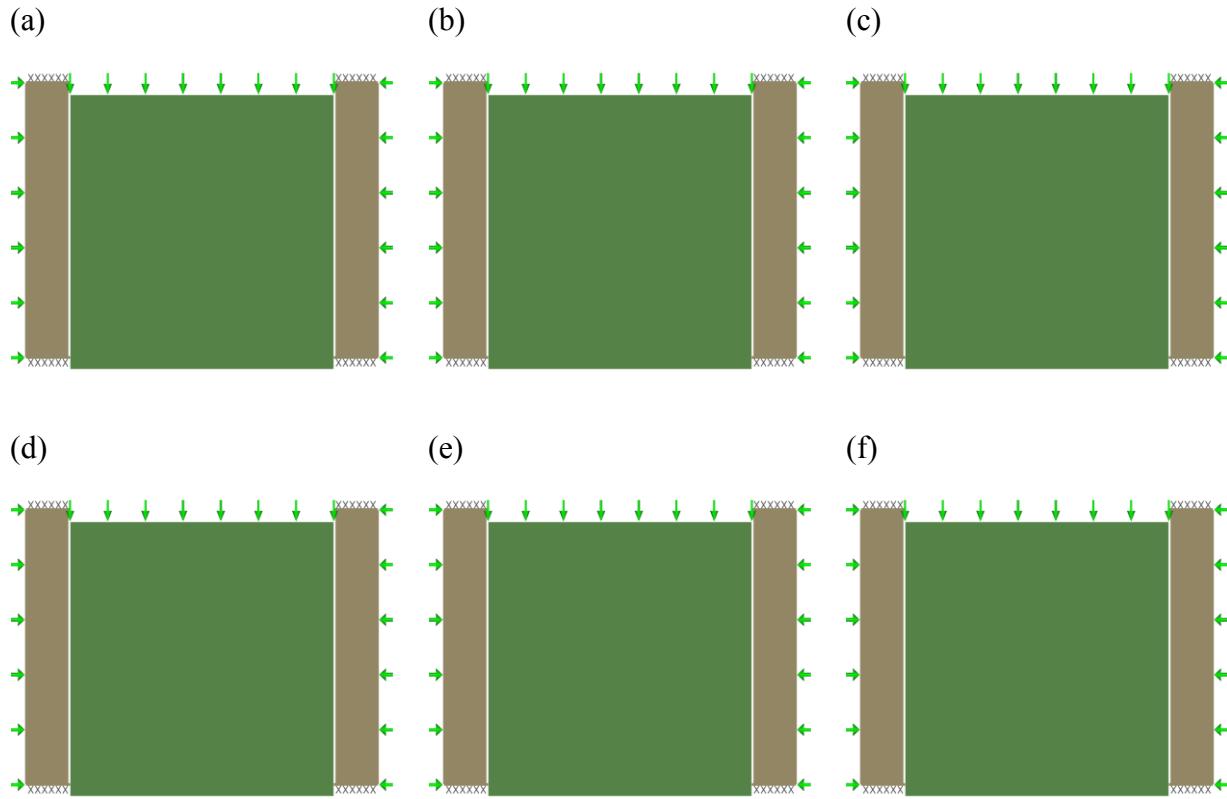


Figure C.6 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 10\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (f) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

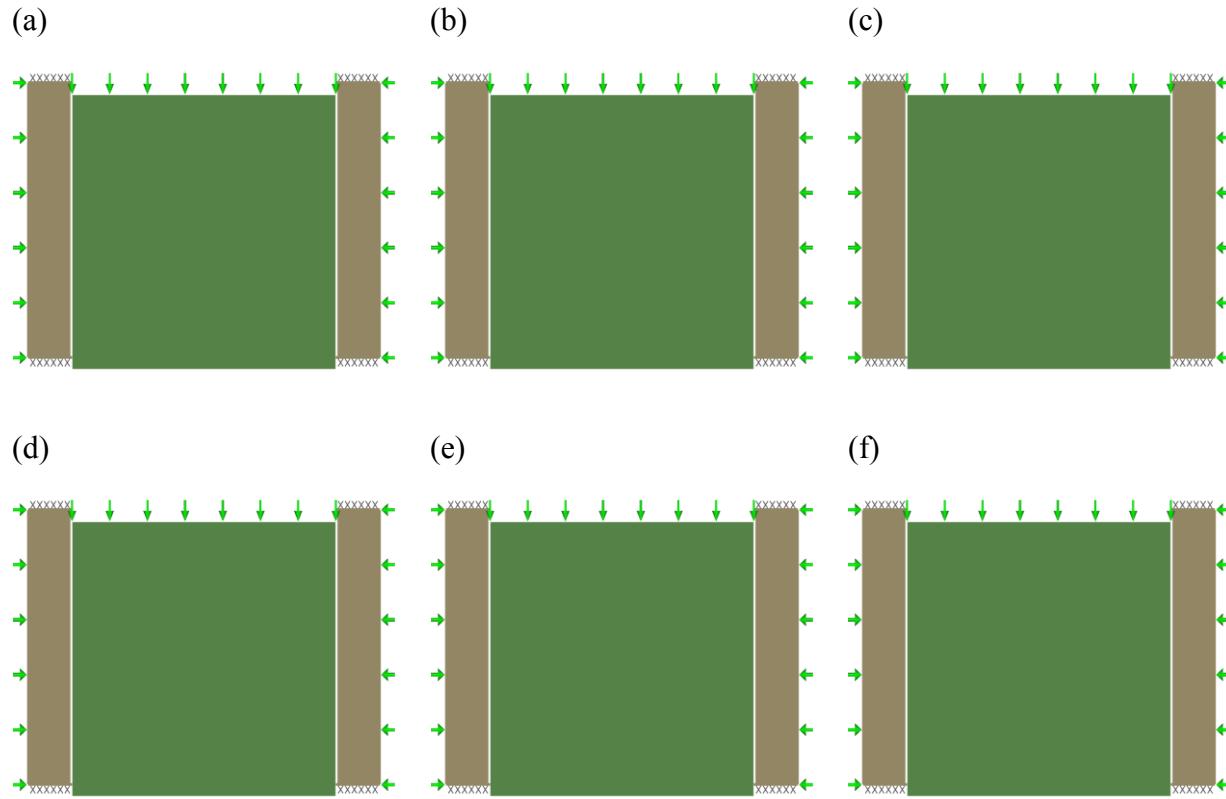


Figure C.7 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 1000\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1050\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1100\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 1150\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (f) $\sigma_n = 1250\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

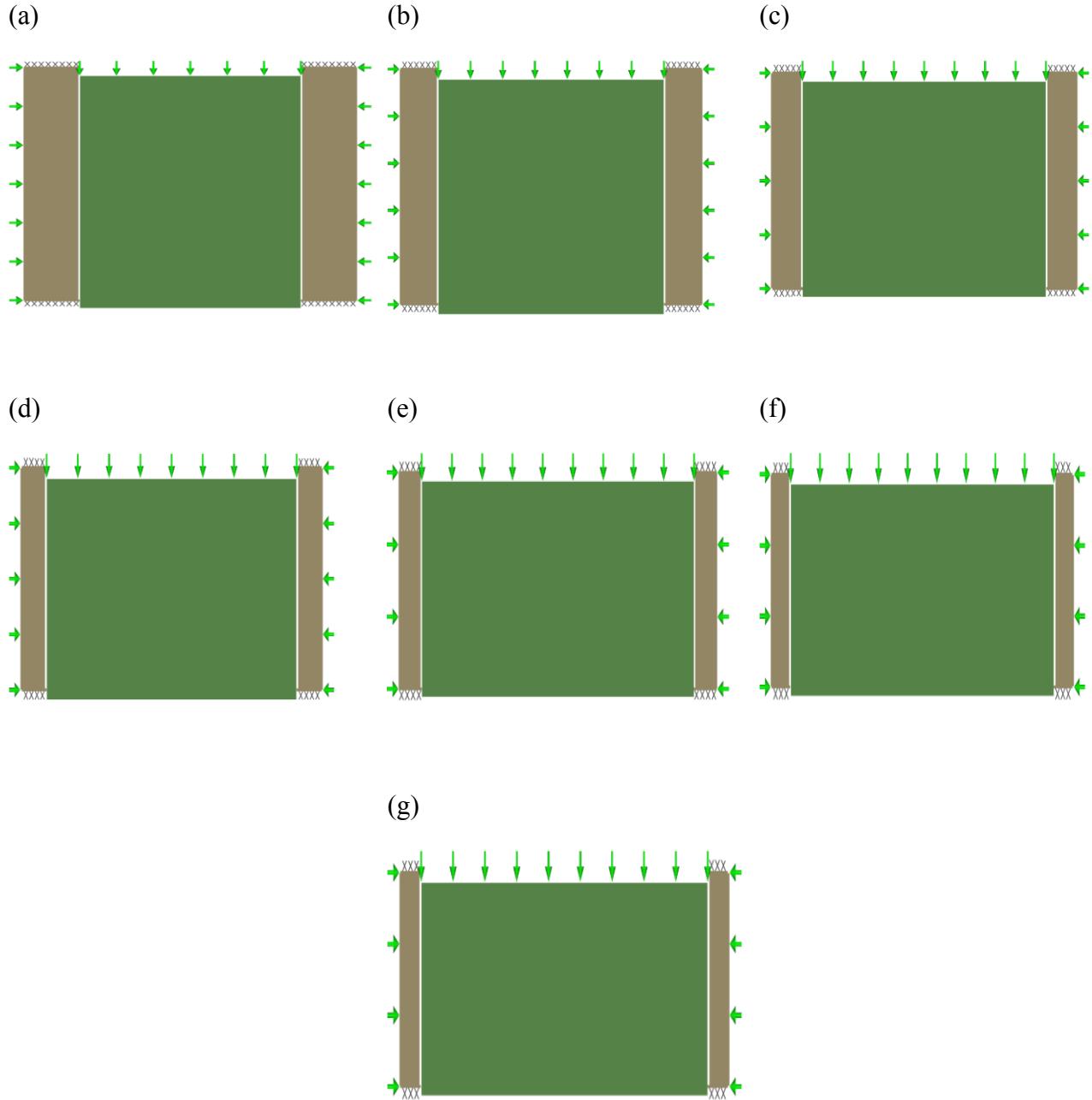


Figure C.8 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 4\text{m}$, (b) $L = 6\text{m}$, (c) $L = 8\text{m}$, (d) $L = 10\text{m}$, (e) $L = 12\text{m}$, (f) $L = 14\text{m}$, (g) $L = 16\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

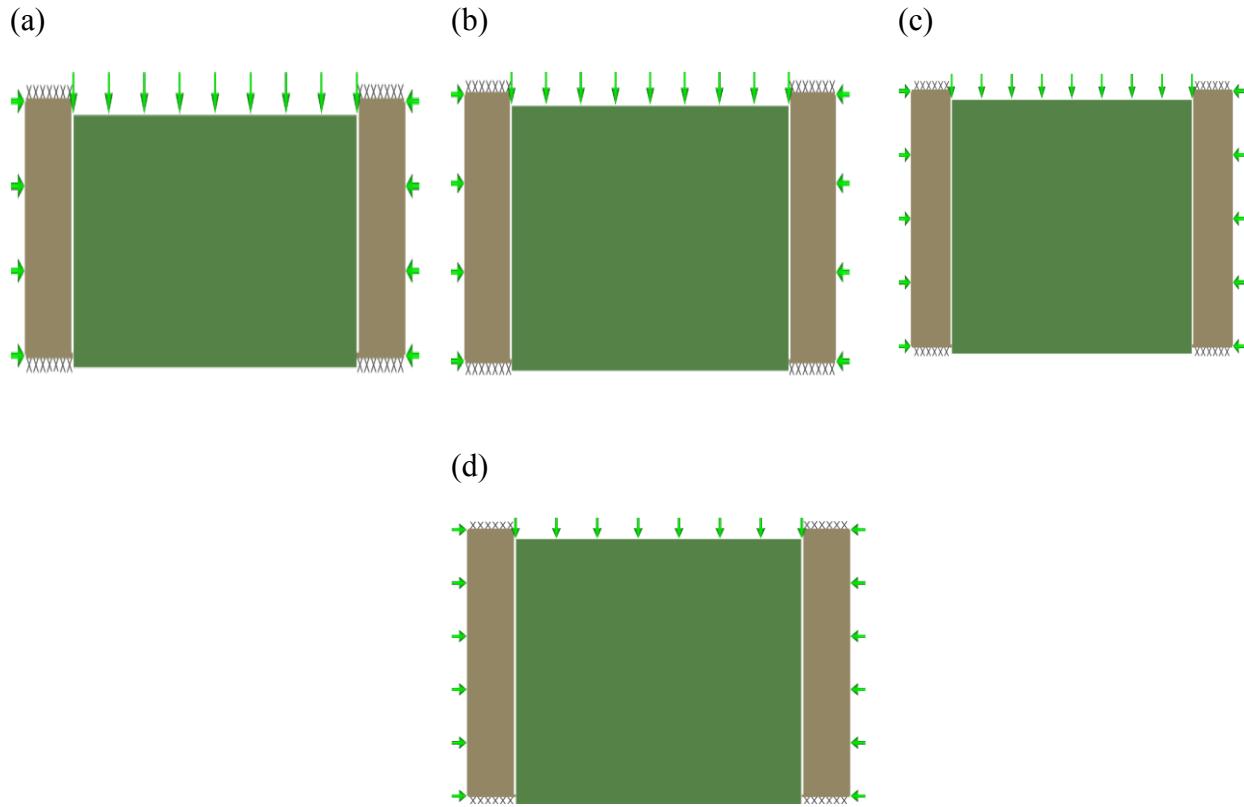


Figure C.9 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 2\text{m}$, (c) $d = 3\text{m}$, (d) $d = 4\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont données dans le tableau 3.4.

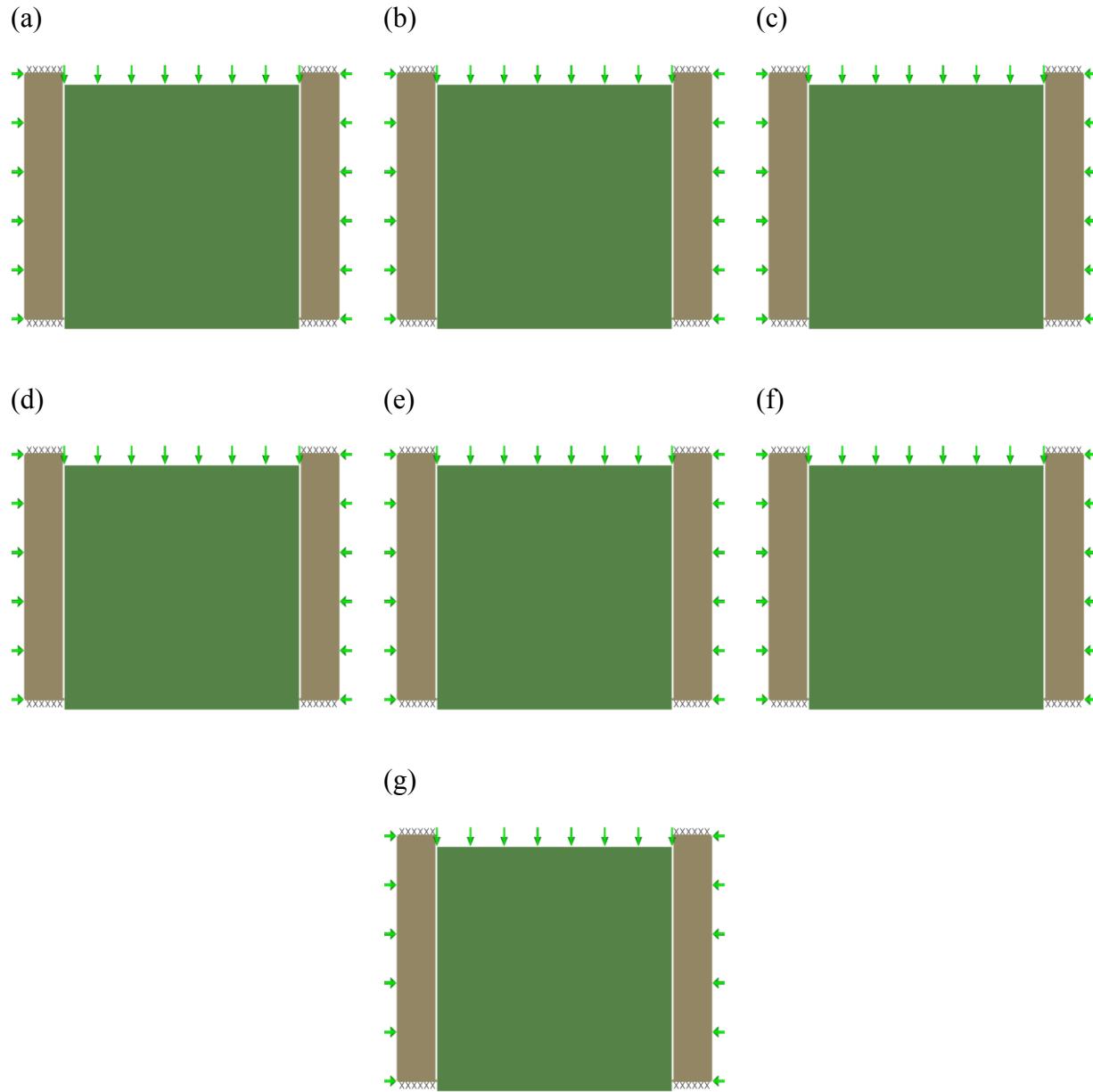


Figure C.10 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 500\text{kPa}$, (b) $c_s = 700\text{kPa}$, (c) $c_s = 900\text{kPa}$, (d) $c_s = 1100\text{kPa}$, (e) $c_s = 1400\text{kPa}$, (f) $c_s = 1600\text{kPa}$, (g) $c_s = 2000\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

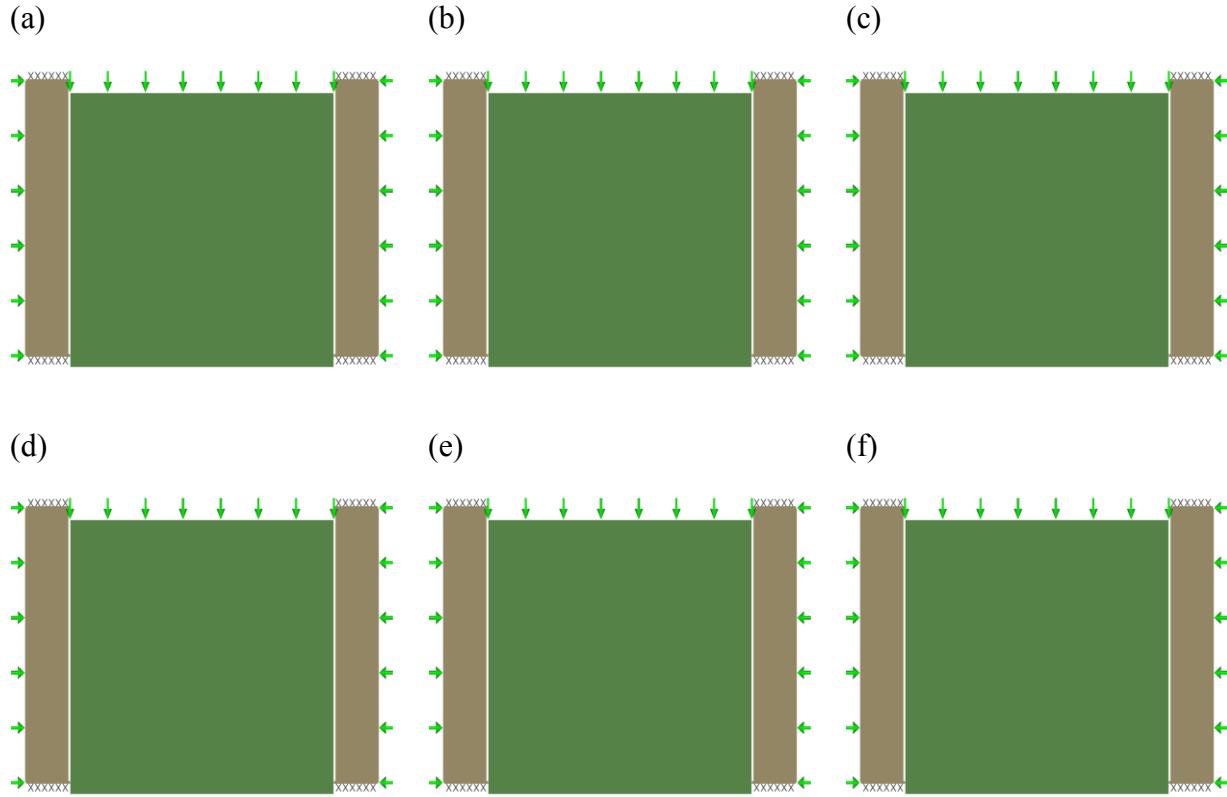


Figure C.11 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$, (d) $\phi_s = 25^\circ$, (e) $\phi_s = 30^\circ$, (f) $\phi_s = 35^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

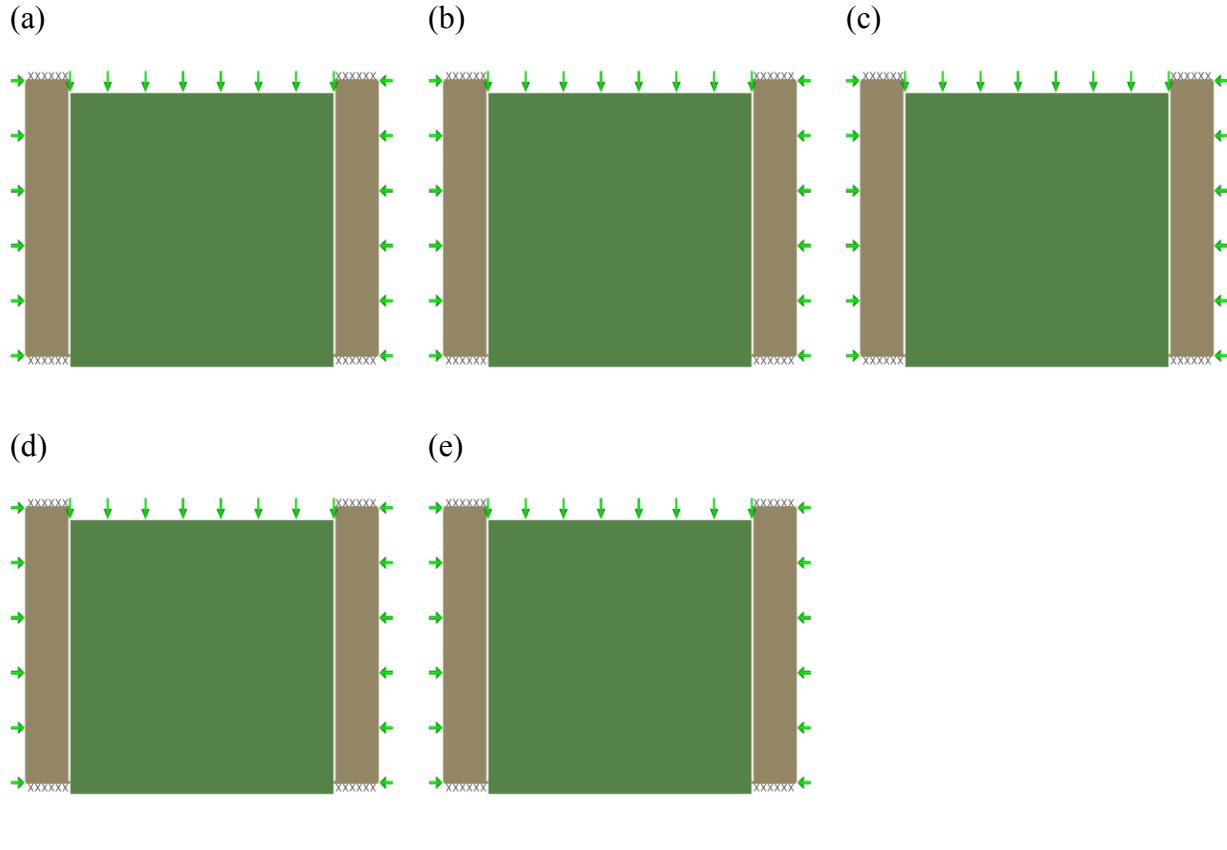


Figure C.12 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 10\text{kPa}$, (b) $c_i = 50\text{kPa}$, (c) $c_i = 100\text{kPa}$, (d) $c_i = 200\text{kPa}$, (e) $c_i = 300\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

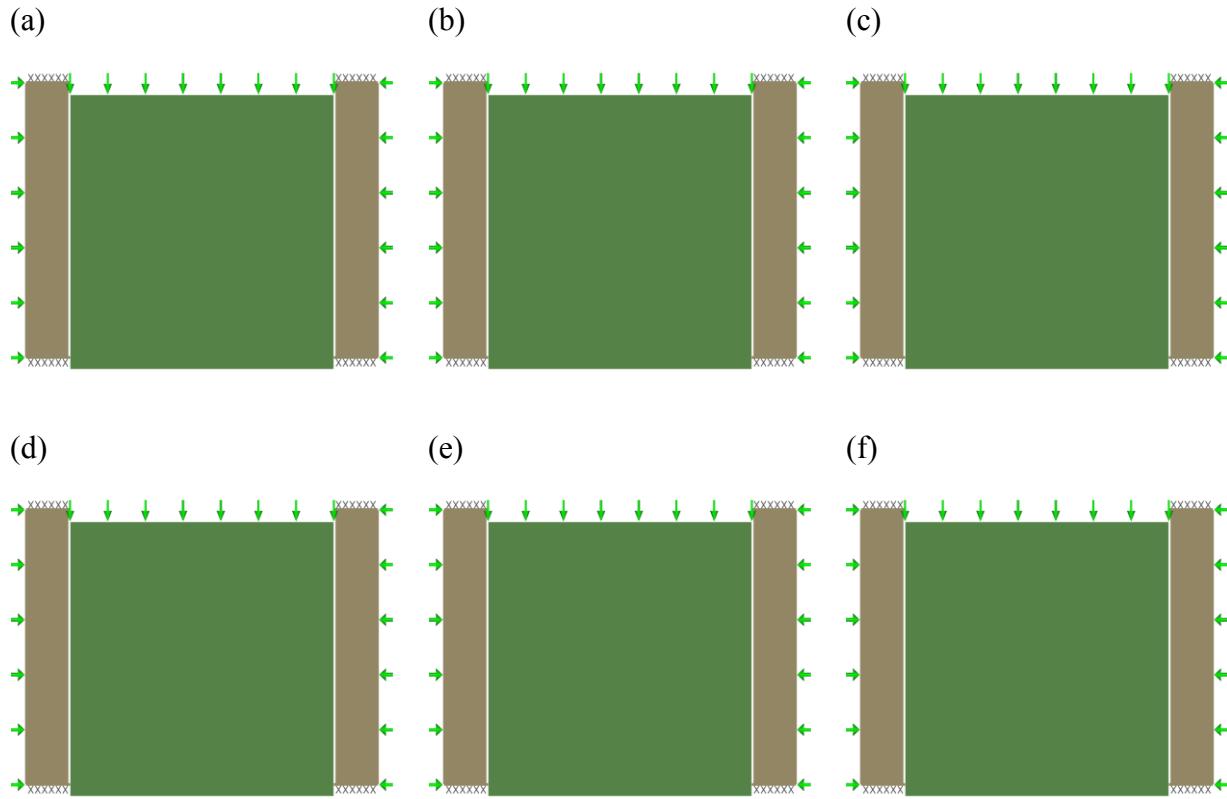


Figure C.13 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 10\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (f) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

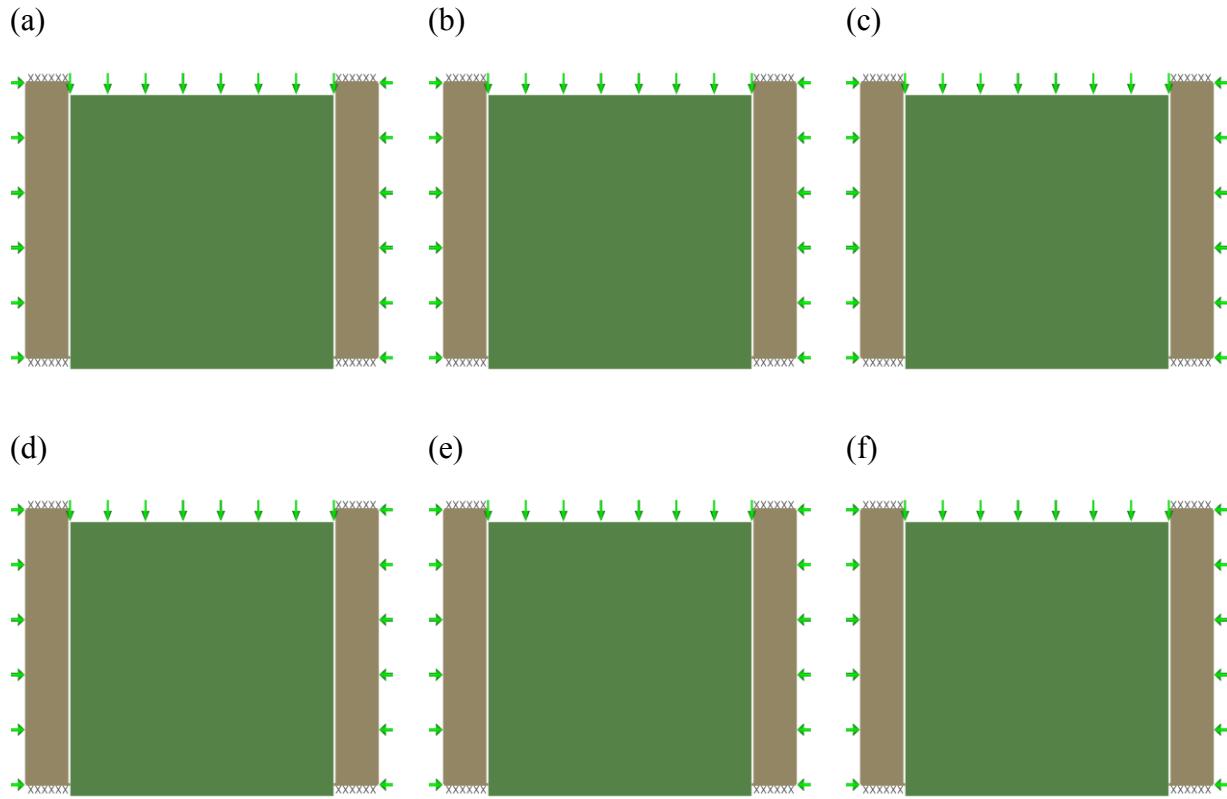


Figure C.14 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 850\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 880\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 900\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 950\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 980\text{kPa}$, (f) $\sigma_n = 1020\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

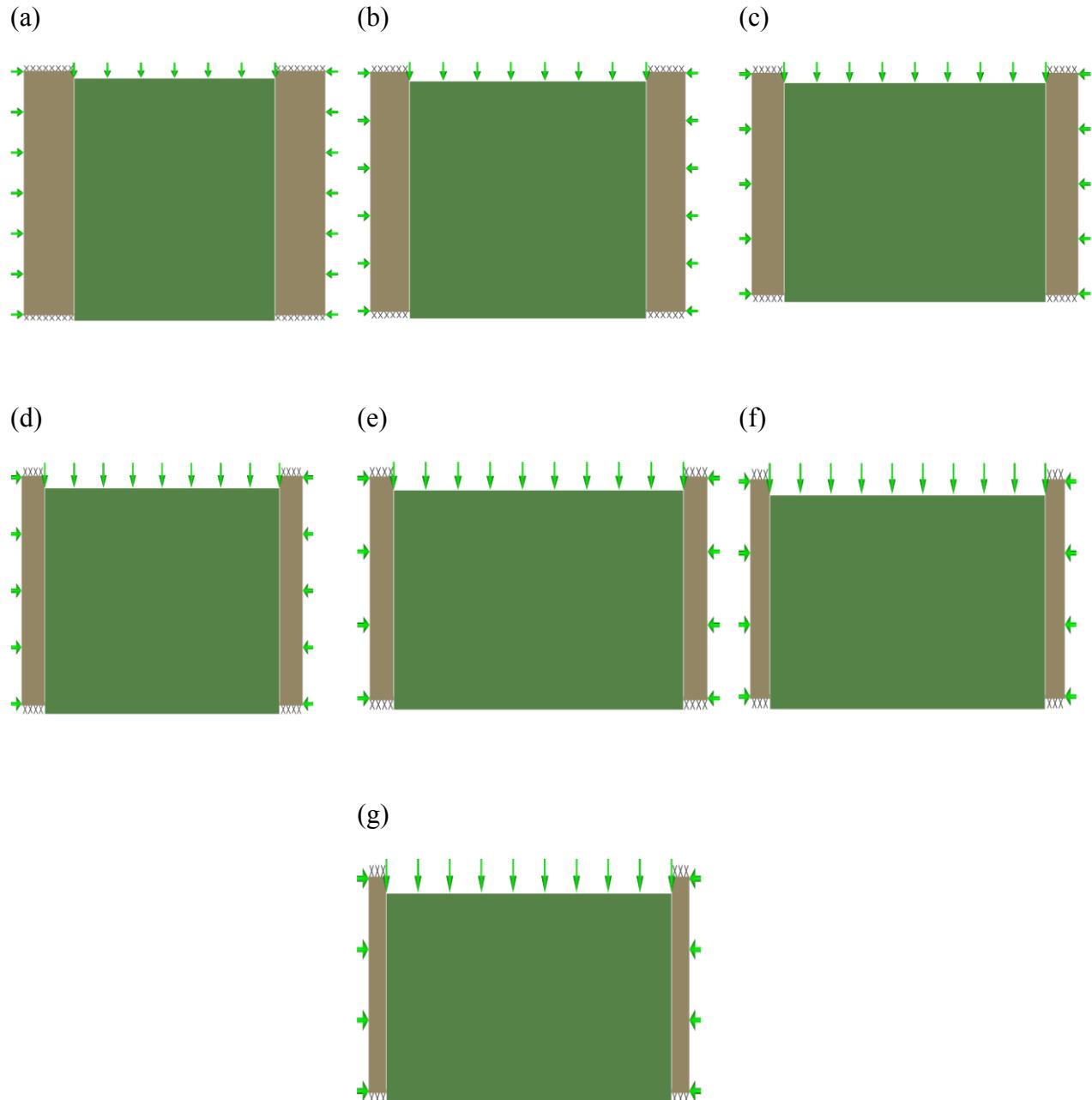


Figure C.15 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 2\text{m}$, (b) $L = 4\text{m}$, (c) $L = 8\text{m}$, (d) $L = 10\text{m}$, (e) $L = 12\text{m}$, (f) $L = 14\text{m}$, (g) $L = 16\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

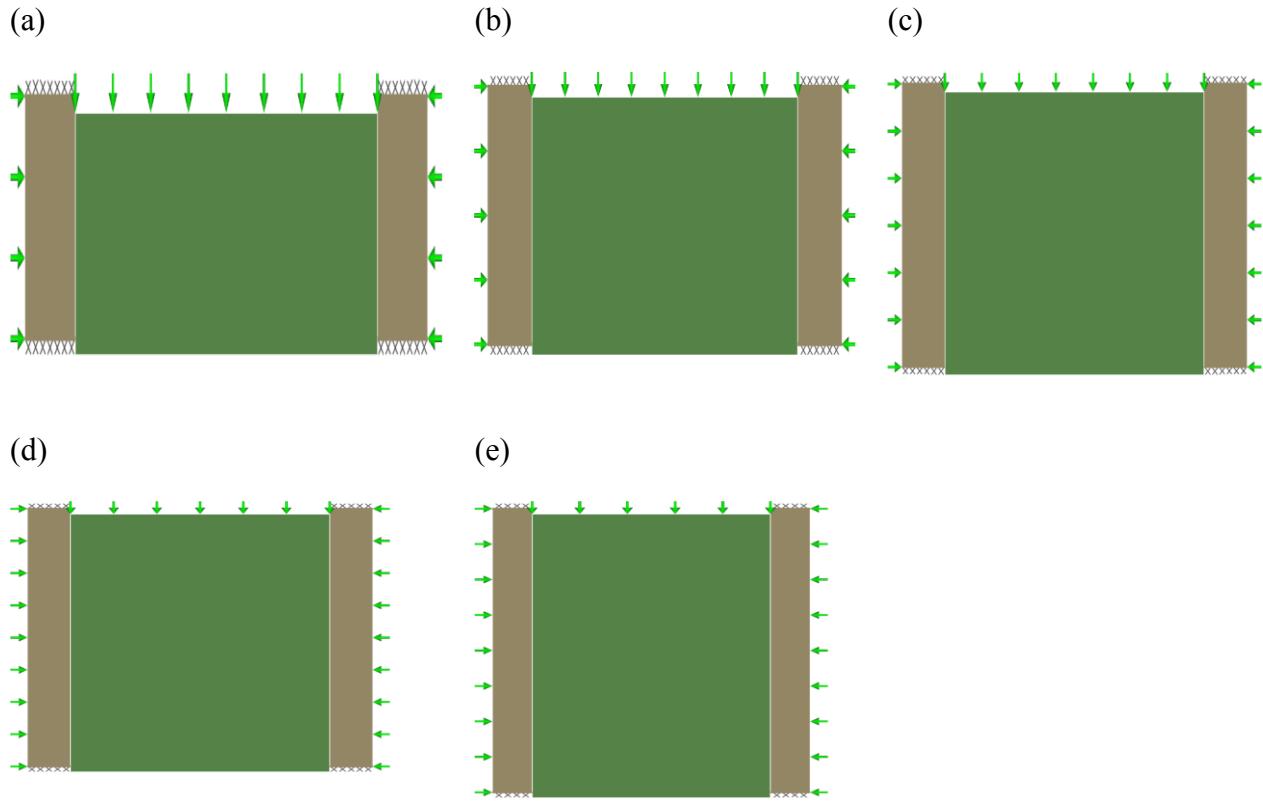


Figure C.16 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 3\text{m}$, (c) $d = 5\text{m}$, (d) $d = 8\text{m}$, (e) $d = 10\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

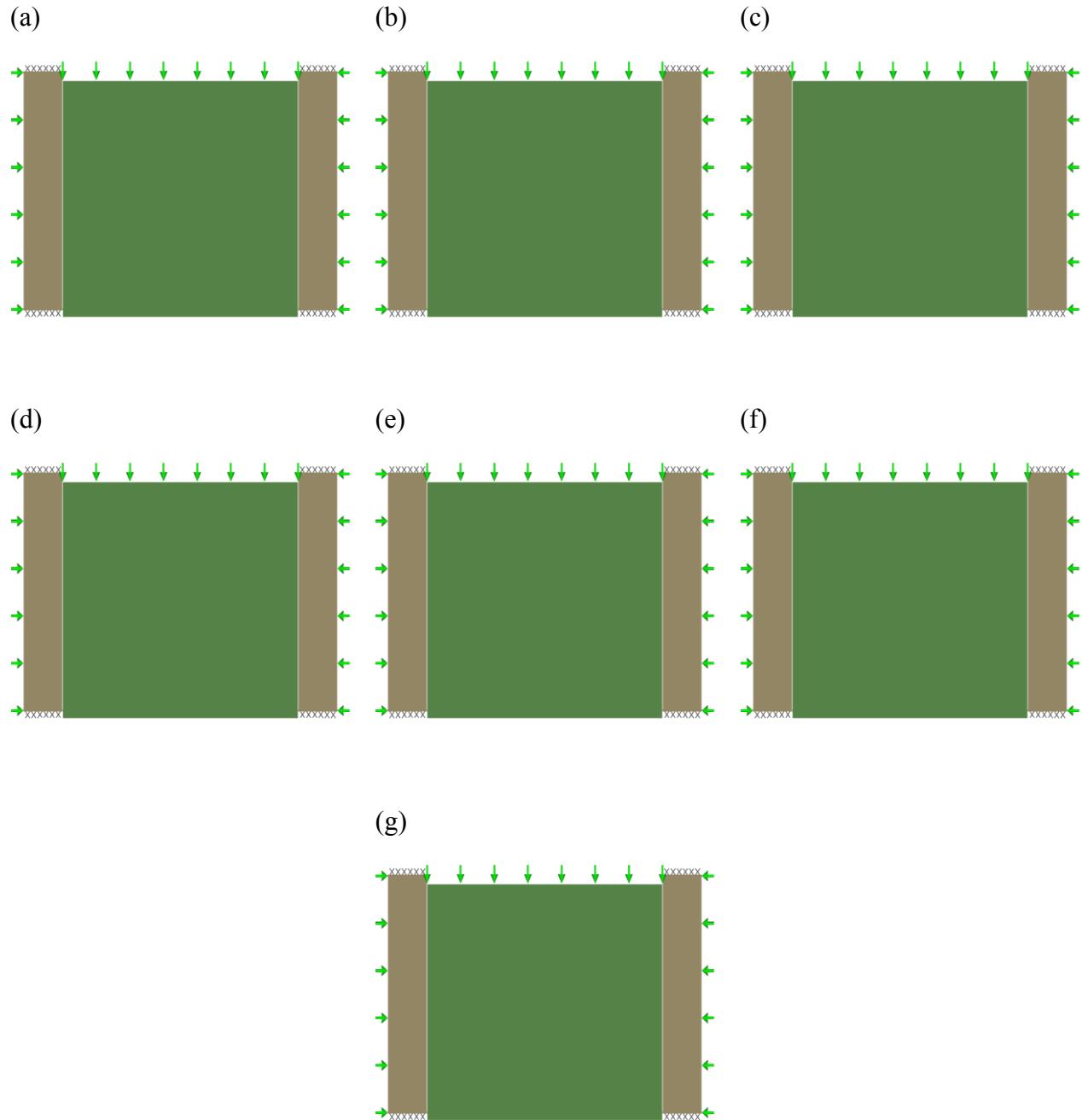


Figure C.17 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 500\text{kPa}$, (b) $c_s = 700\text{kPa}$, (c) $c_s = 900\text{kPa}$, (d) $c_s = 1100\text{kPa}$, (e) $c_s = 1400\text{kPa}$, (f) $c_s = 1600\text{kPa}$, (g) $c_s = 2000\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

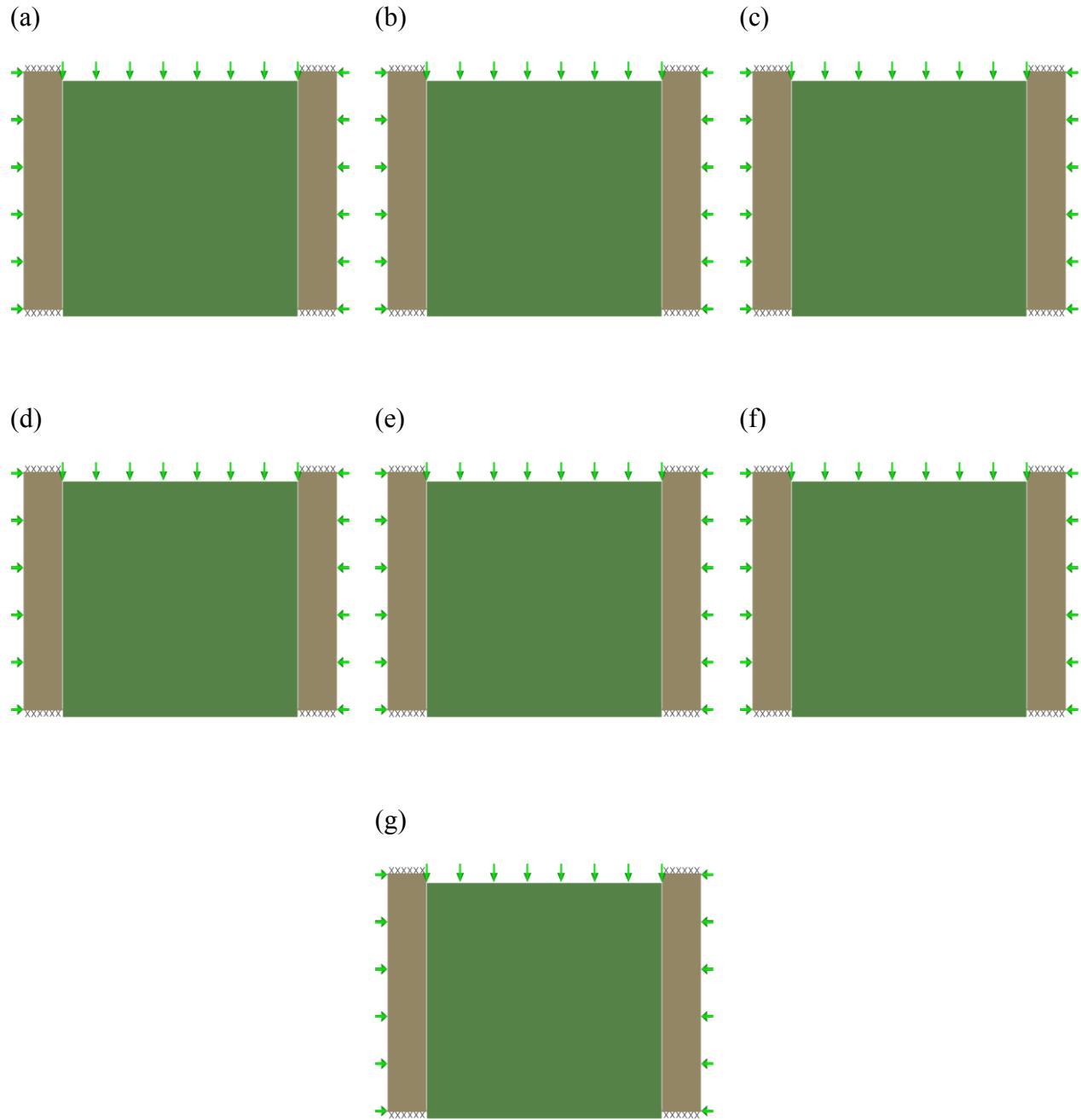


Figure C.18 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$, (d) $\phi_s = 25^\circ$, (e) $\phi_s = 30^\circ$, (f) $\phi_s = 40^\circ$, (g) $\phi_s = 45^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = \phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

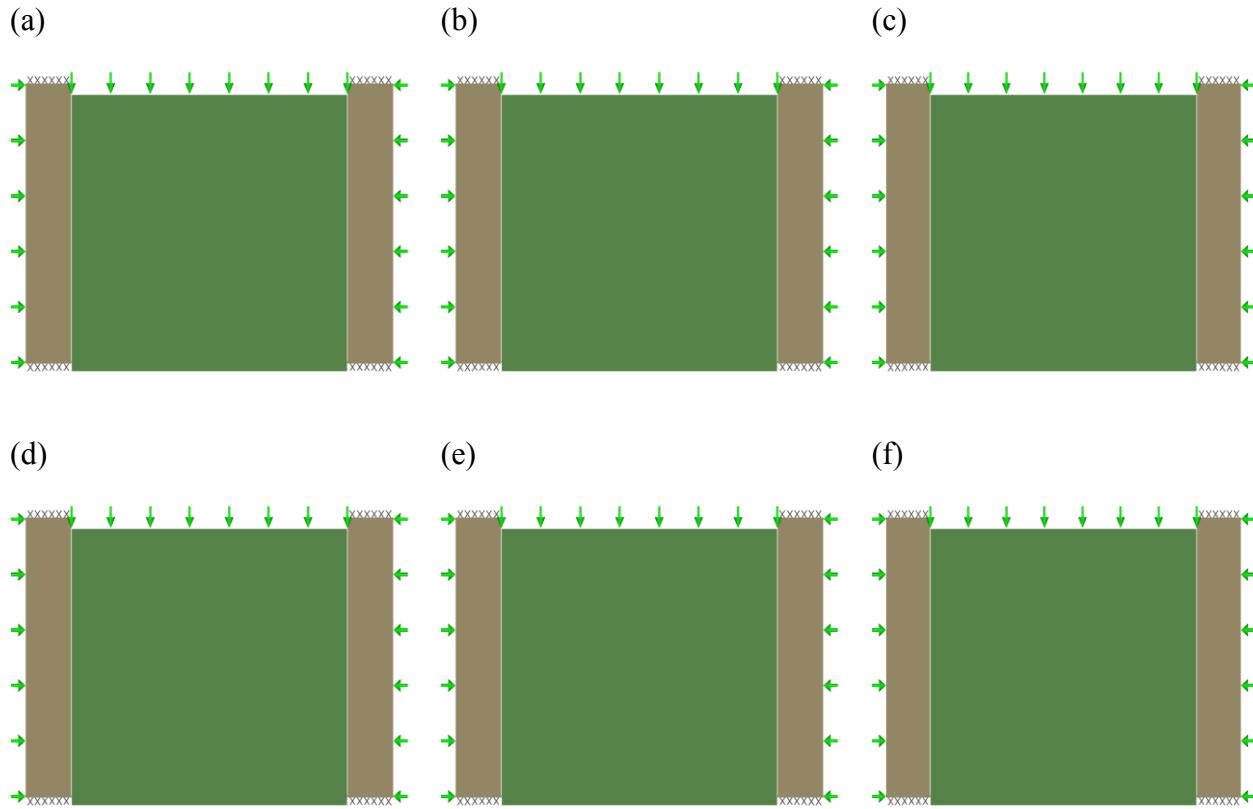


Figure C.19 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 10\text{kPa}$, (b) $c_i = 100\text{kPa}$, (c) $c_i = 200\text{kPa}$, (d) $c_i = 400\text{kPa}$, (e) $c_i = 600\text{kPa}$, (f) $c_i = 700\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

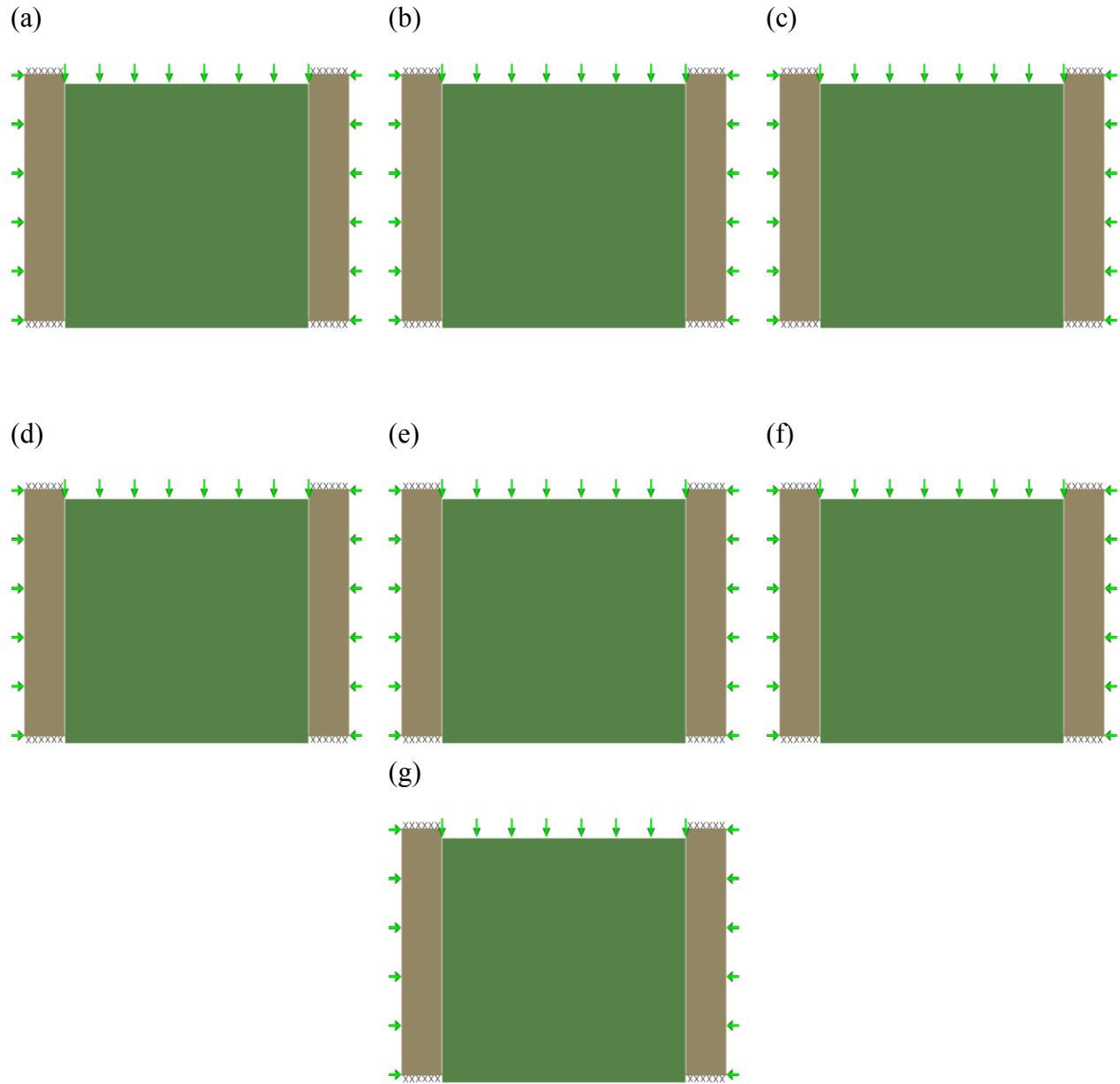


Figure C.20 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 10\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 300\text{kPa}$, (f) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (g) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

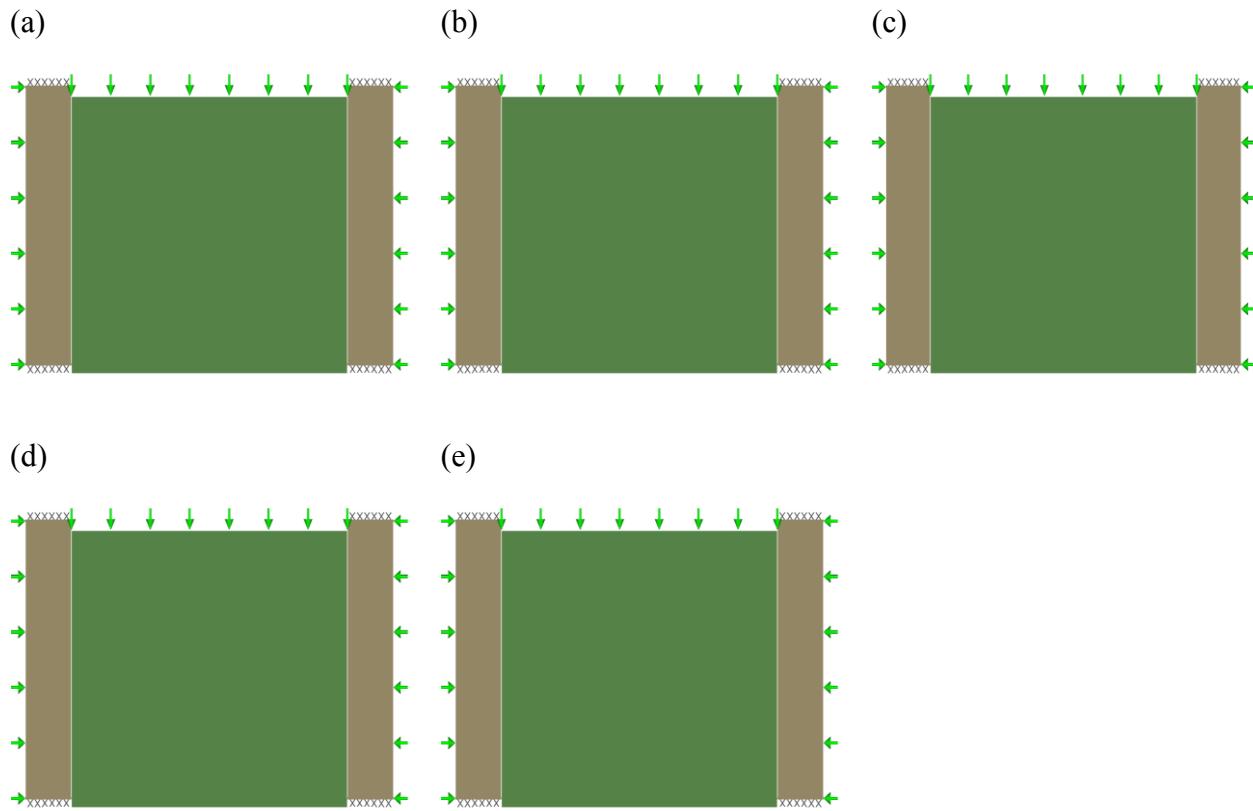


Figure C.21 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1600\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1800\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 2000\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 2400\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 90^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

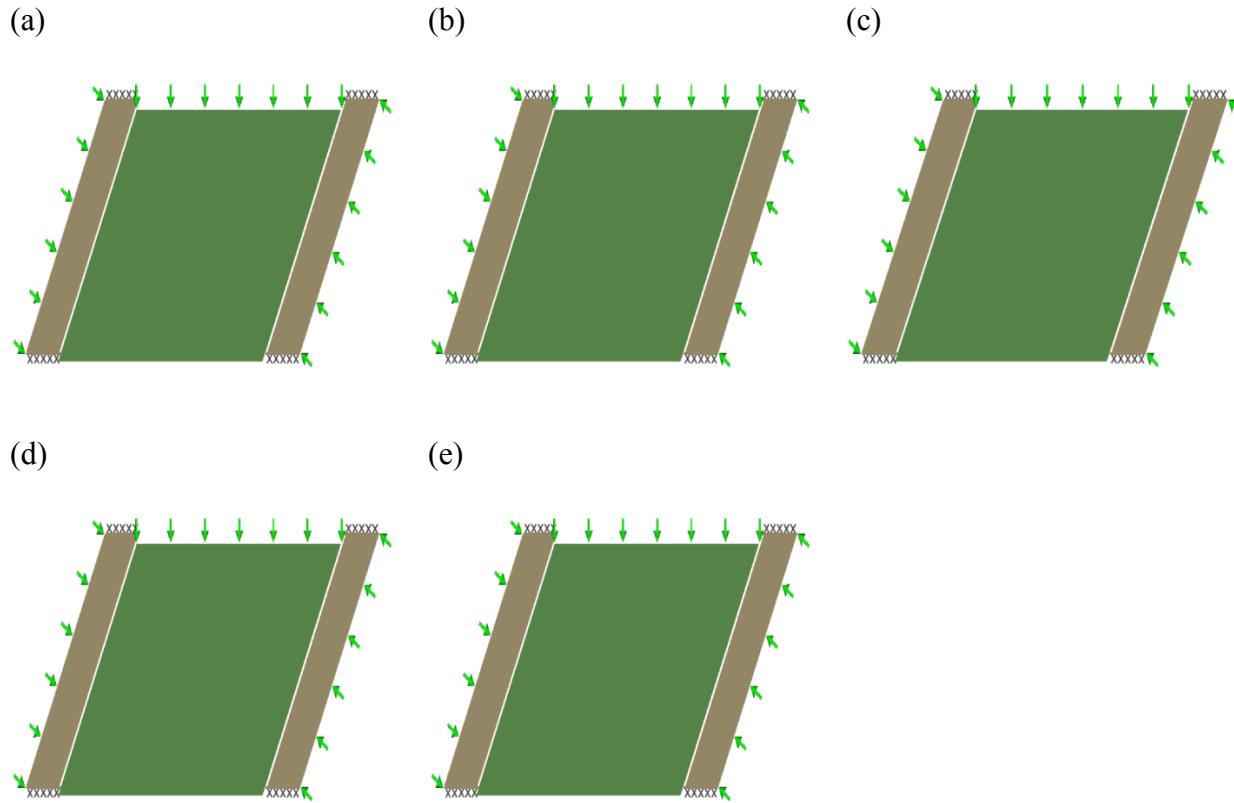


Figure C.22 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 2300\text{kPa}$, (b) $c_s = 2400\text{kPa}$, (c) $c_s = 2500\text{kPa}$, (d) $c_s = 2600\text{kPa}$, (e) $c_s = 2700\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

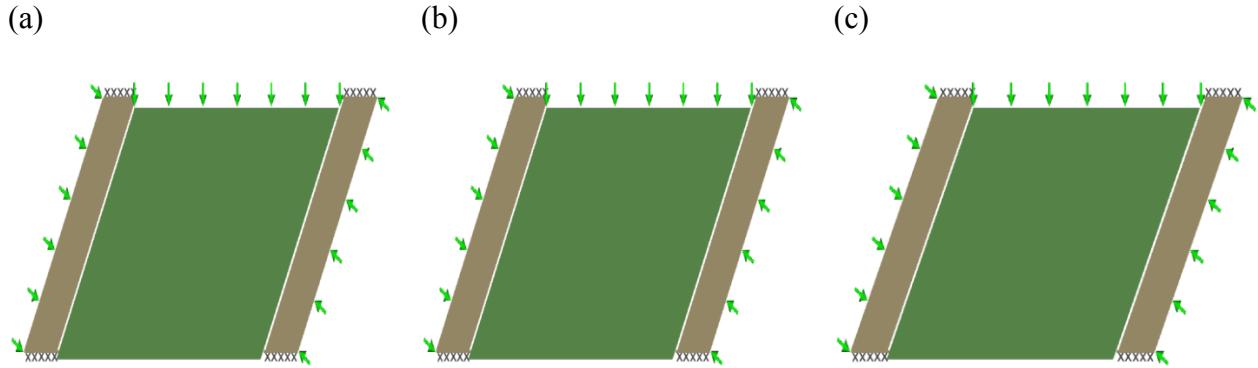


Figure C.23 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

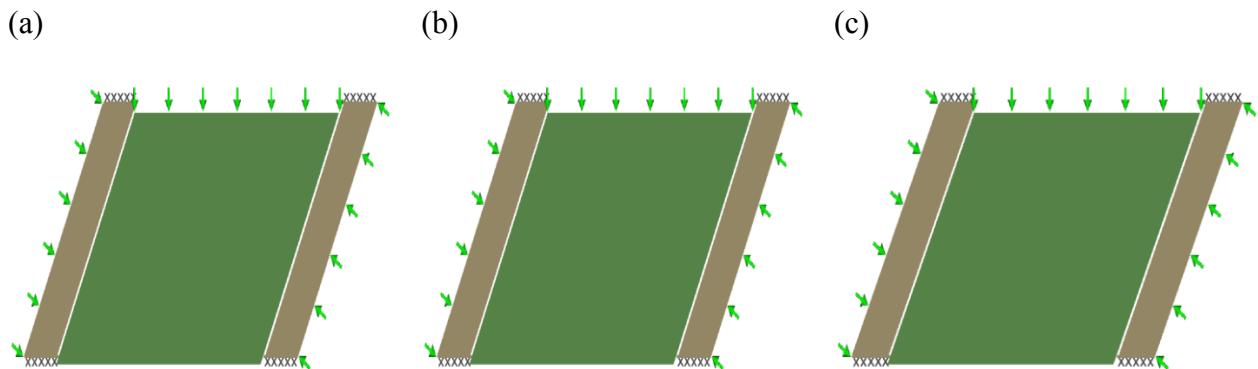


Figure C.24 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 300\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

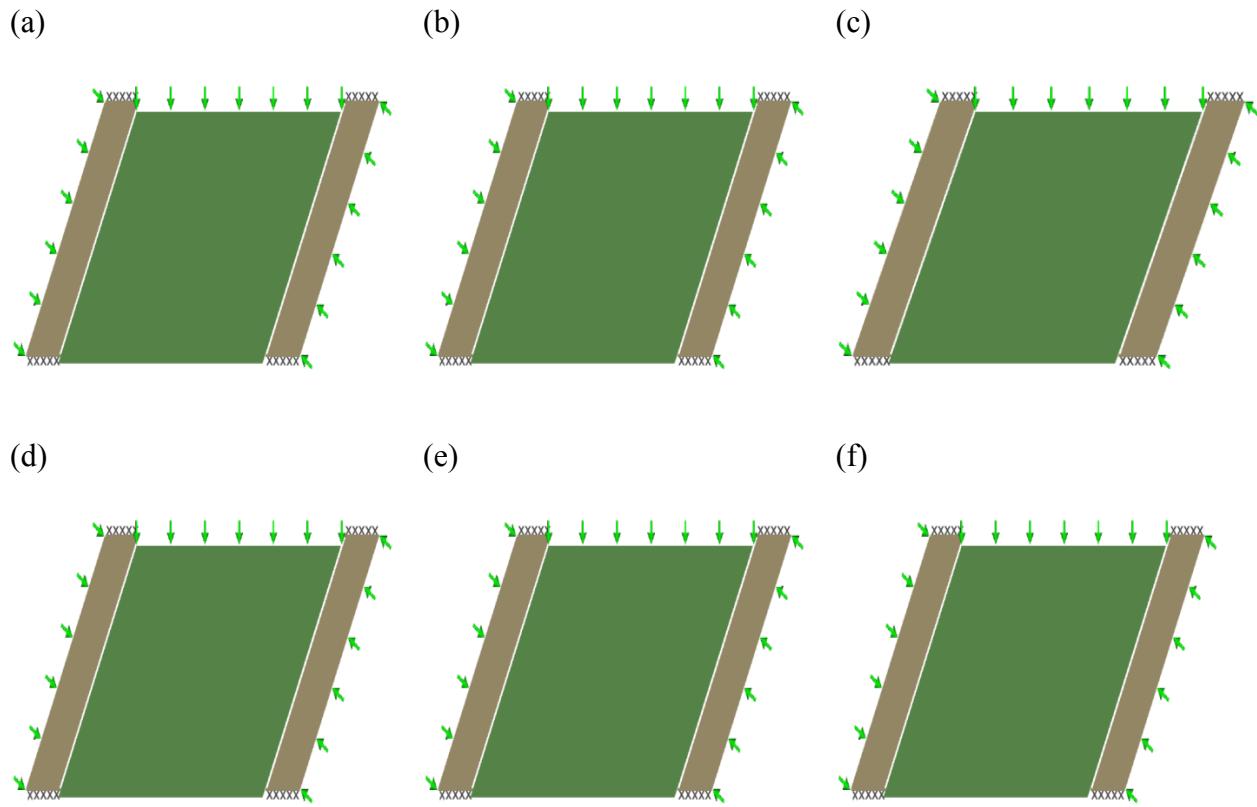


Figure C.25 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 800\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 820\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 870\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 900\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 920\text{kPa}$, (f) $\sigma_n = 950\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 2/3\phi_s$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

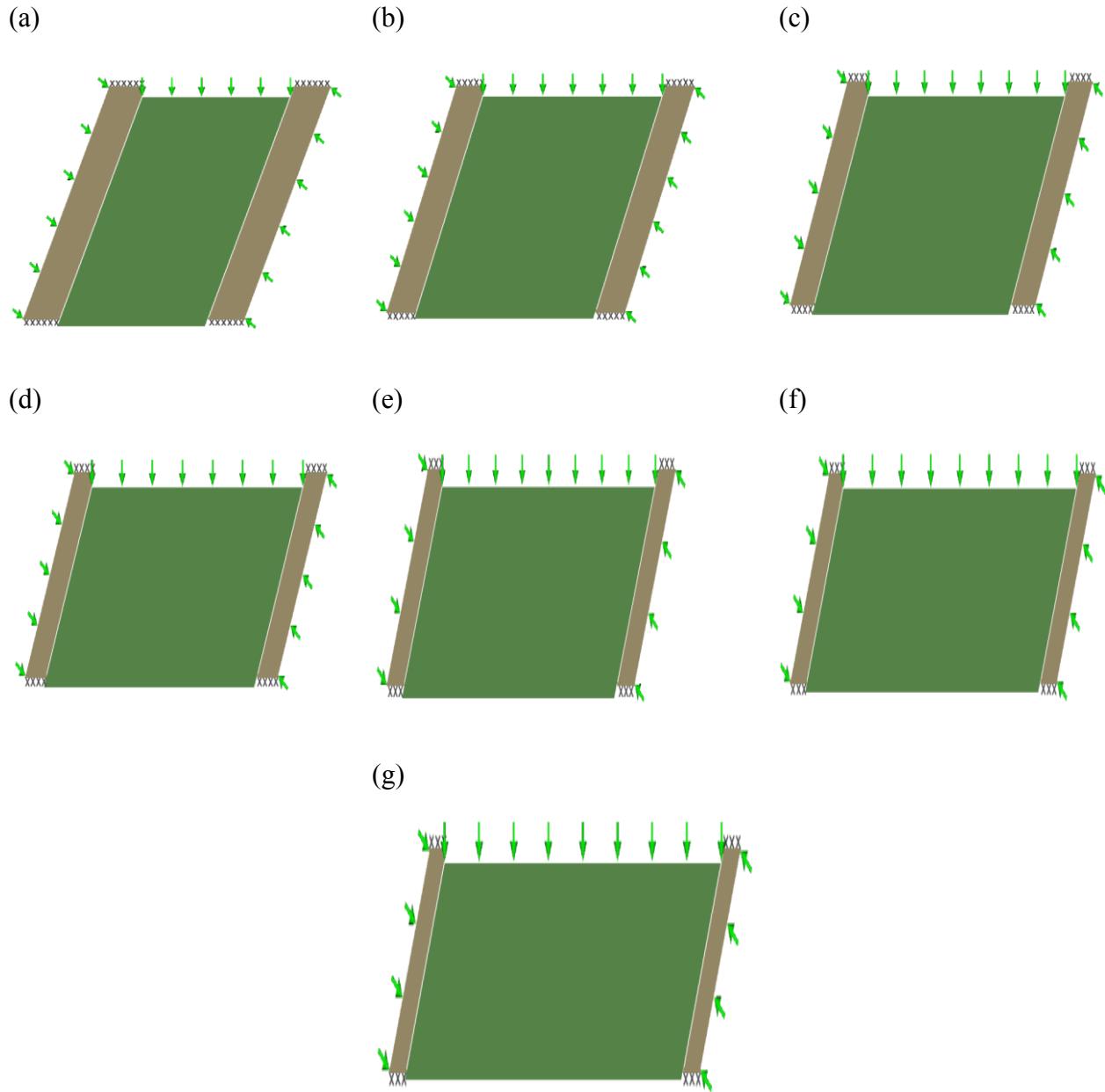


Figure C.26 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 4\text{m}$, (b) $L = 6\text{m}$, (c) $L = 8\text{m}$, (d) $L = 10\text{m}$, (e) $L = 12\text{m}$, (f) $L = 14\text{m}$, (g) $L = 16\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

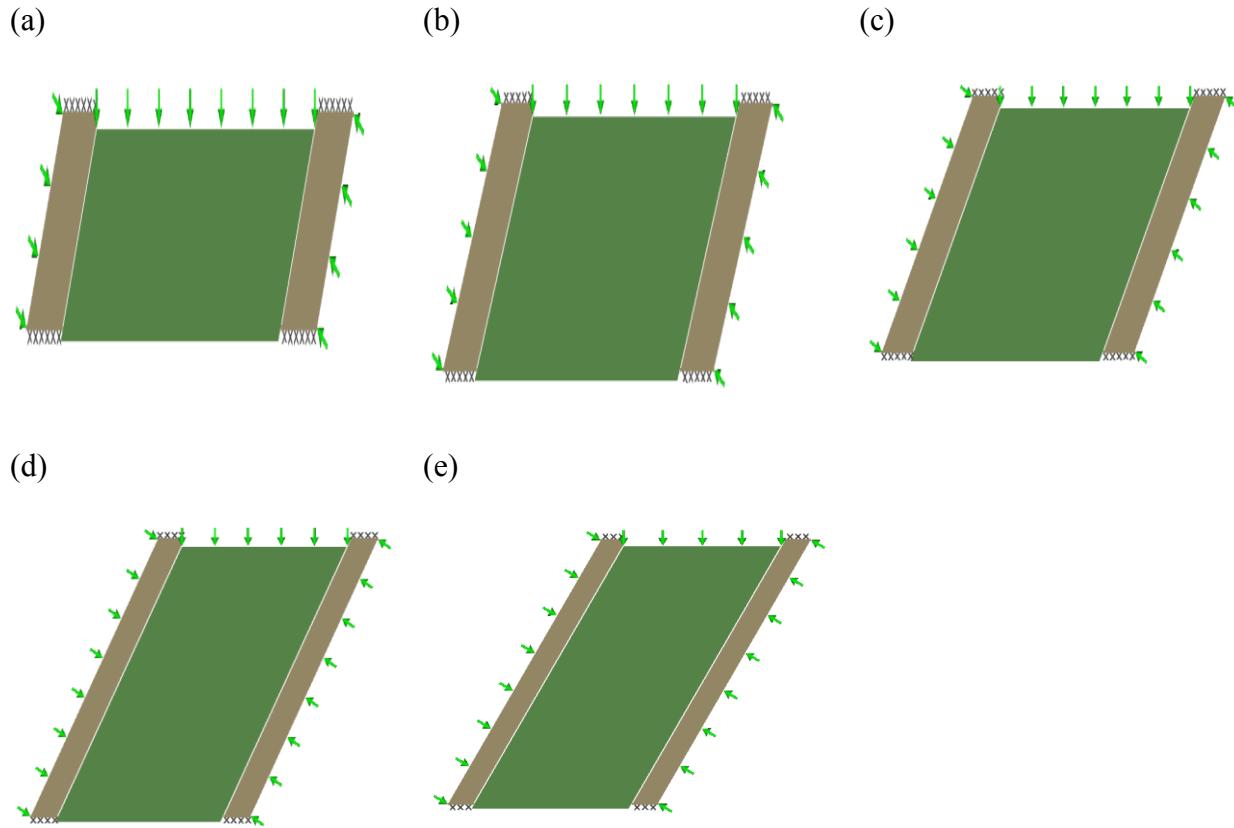


Figure C.27 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 3\text{m}$, (c) $d = 5\text{m}$, (d) $d = 8\text{m}$, (e) $d = 10\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

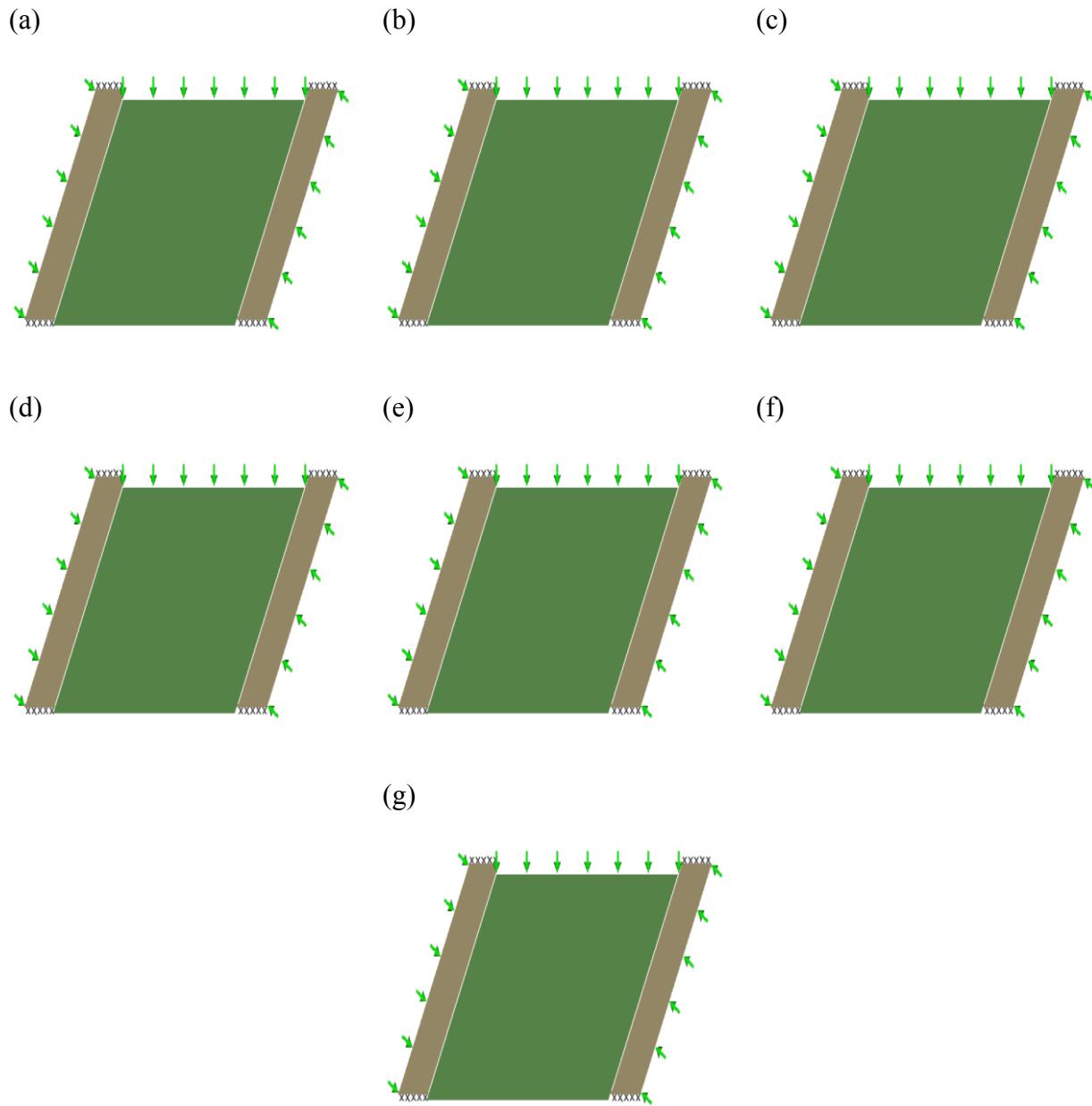


Figure C.28 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 500\text{kPa}$, (b) $c_s = 700\text{kPa}$, (c) $c_s = 900\text{kPa}$, (d) $c_s = 1100\text{kPa}$, (e) $c_s = 1400\text{kPa}$, (f) $c_s = 1600\text{kPa}$, (g) $c_s = 2000\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

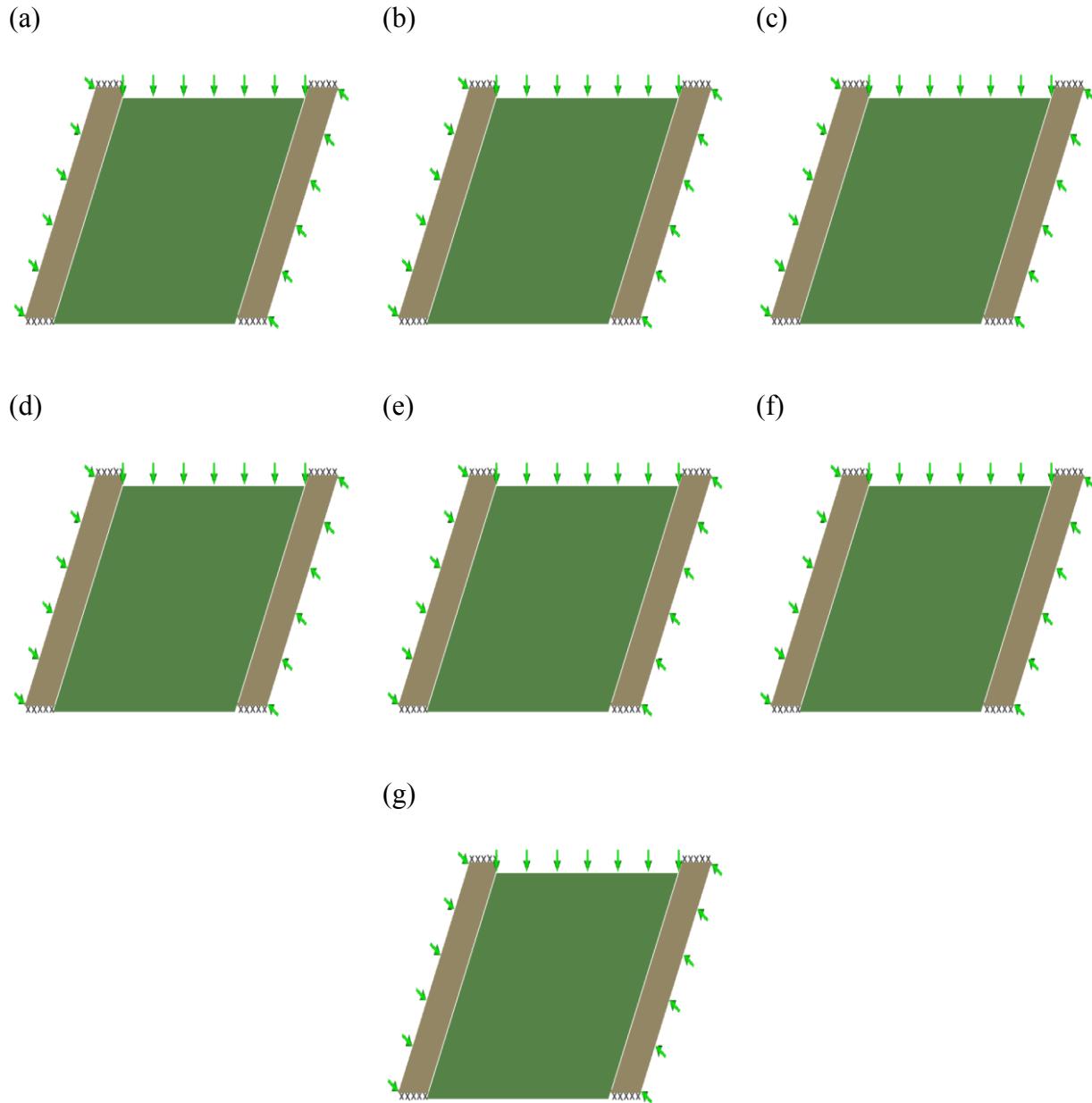


Figure C.29 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$, (d) $\phi_s = 25^\circ$, (e) $\phi_s = 30^\circ$, (f) $\phi_s = 40^\circ$, (g) $\phi_s = 45^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

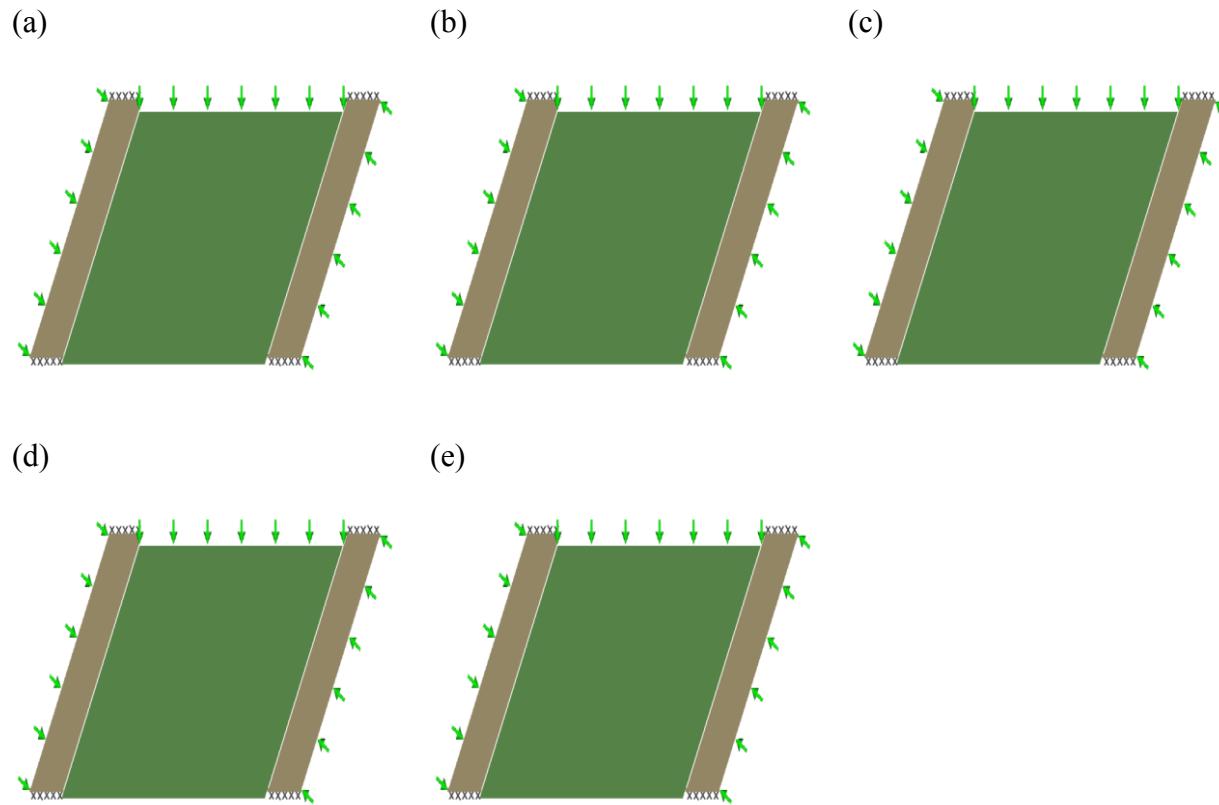


Figure C.30 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 10\text{kPa}$, (b) $c_i = 100\text{kPa}$, (c) $c_i = 200\text{kPa}$, (d) $c_i = 250\text{kPa}$, (e) $c_i = 300\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

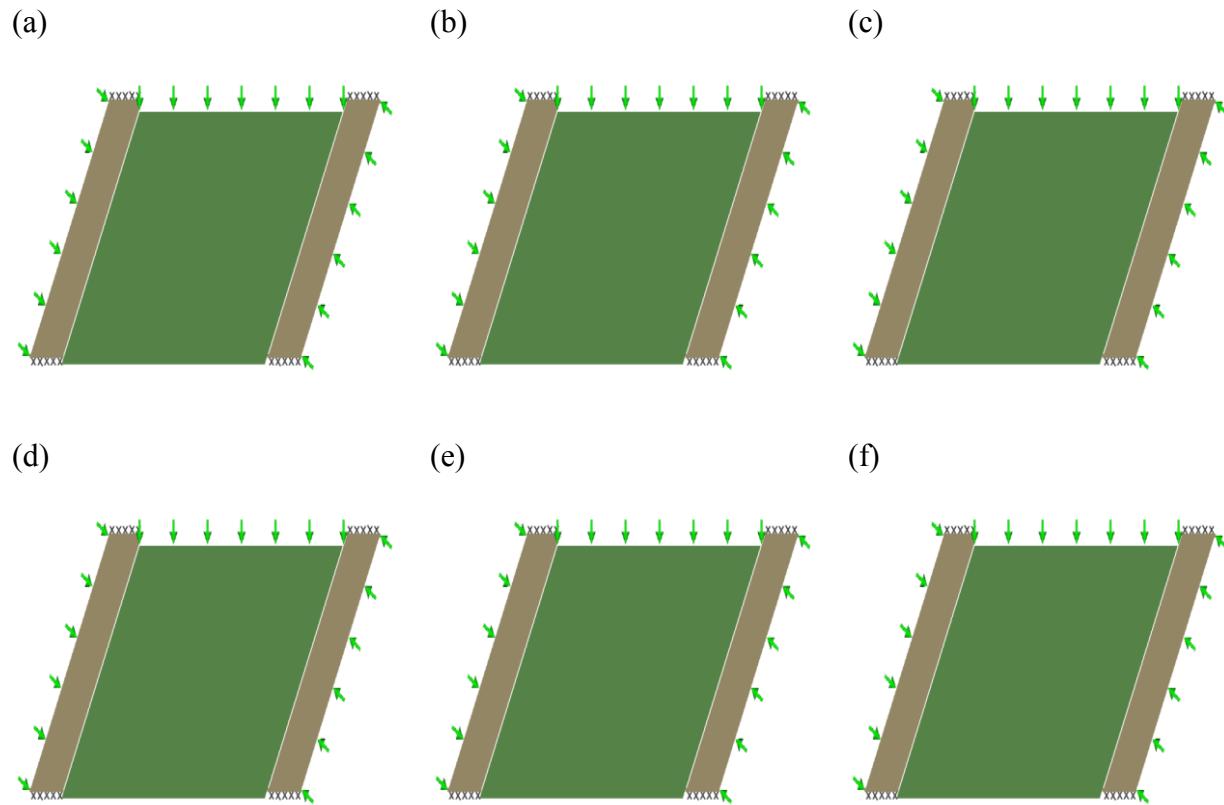


Figure C.31 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 10\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (f) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

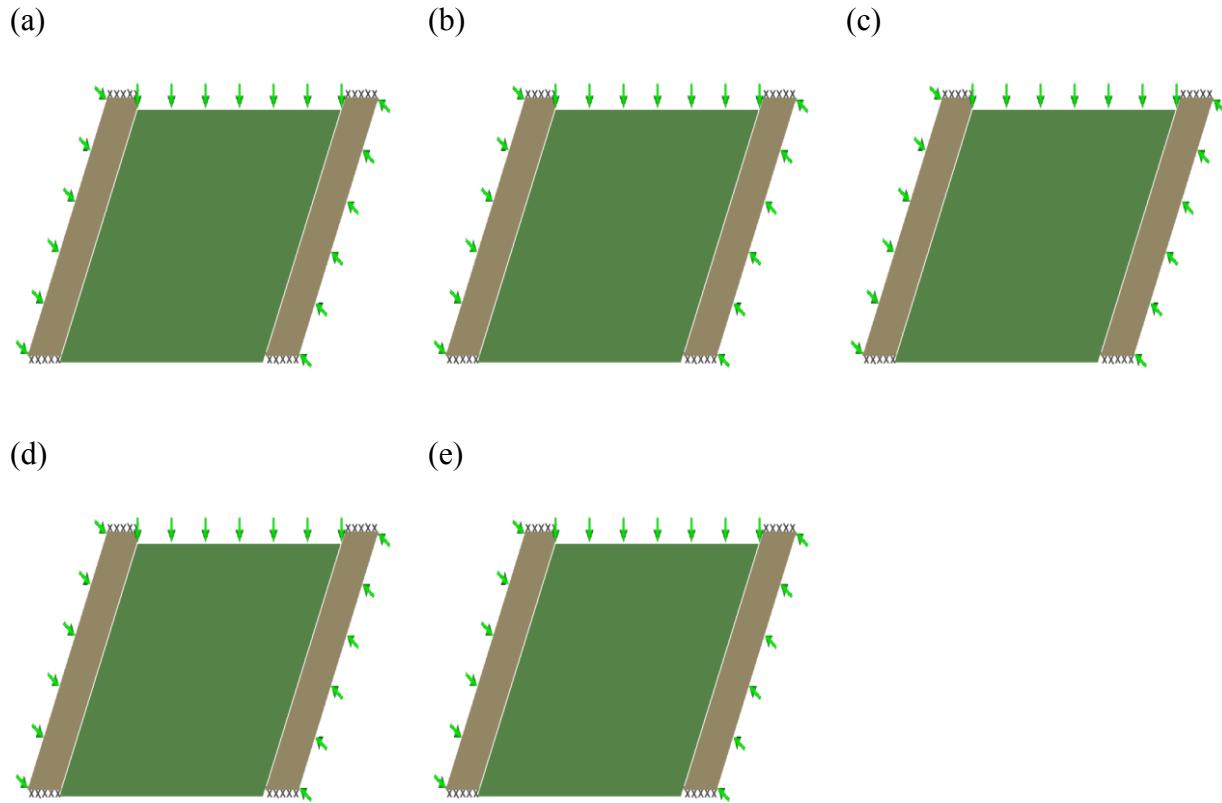


Figure C.32 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1600\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1800\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 2000\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 2400\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

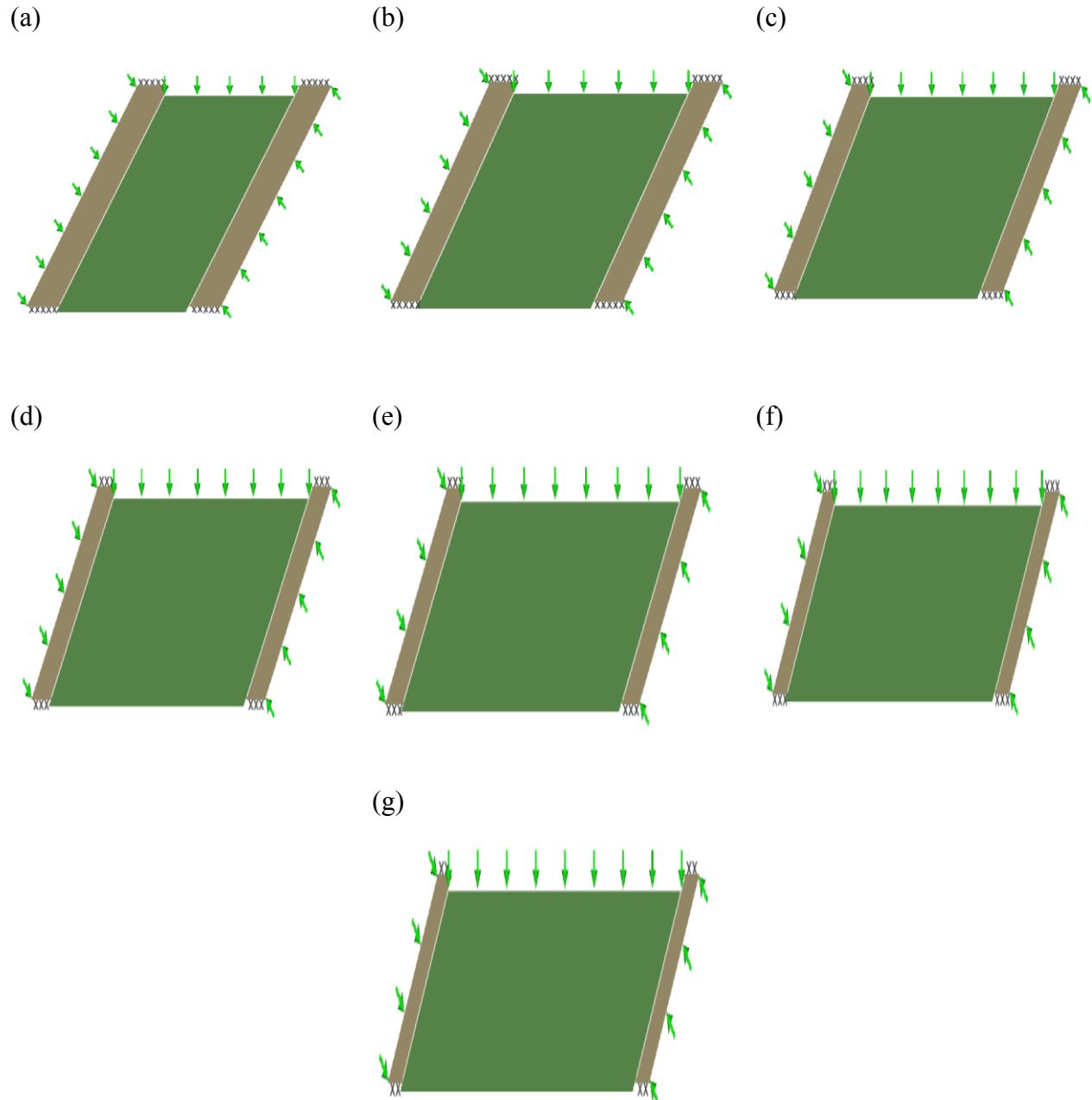


Figure C.33 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 4\text{m}$, (b) $L = 6\text{m}$, (c) $L = 8\text{m}$, (d) $L = 10\text{m}$, (e) $L = 12\text{m}$, (f) $L = 14\text{m}$, (g) $L = 16\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

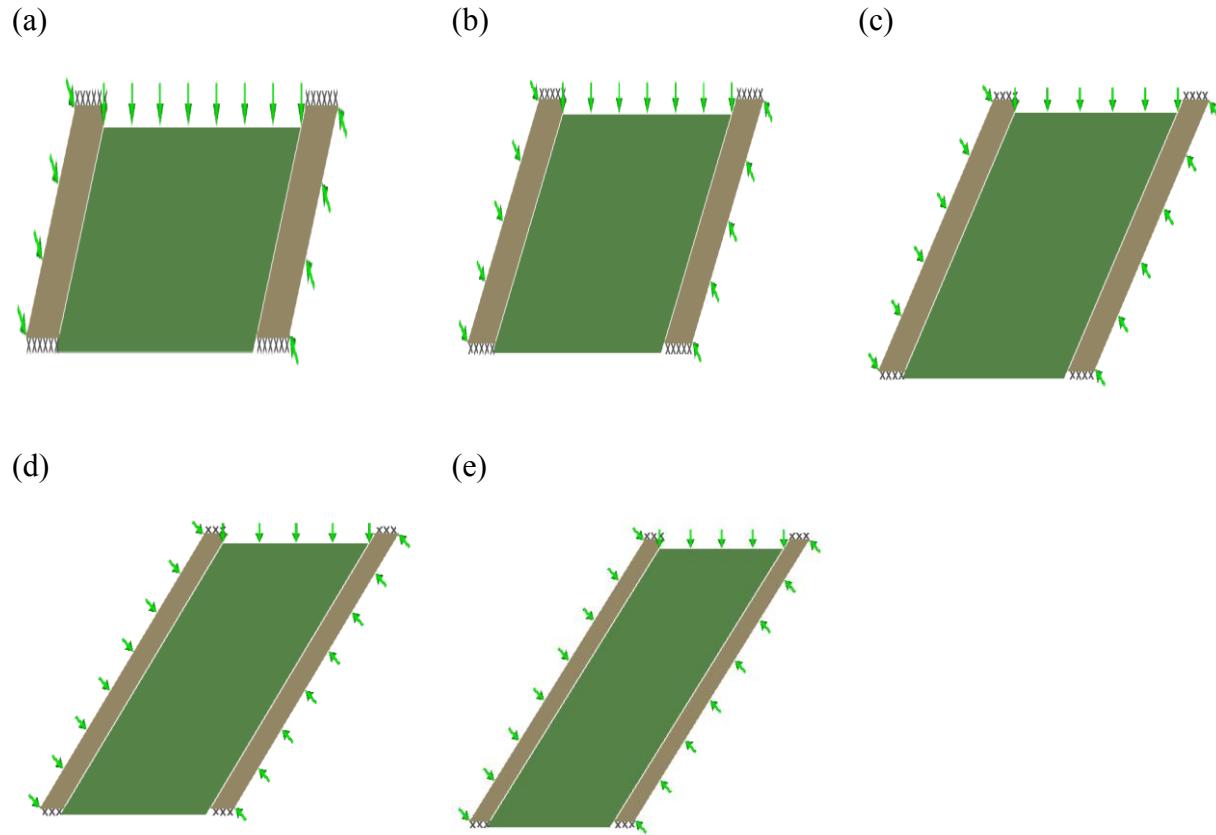


Figure C.34 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 3\text{m}$, (c) $d = 5\text{m}$, (d) $d = 8\text{m}$, (e) $d = 10\text{m}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

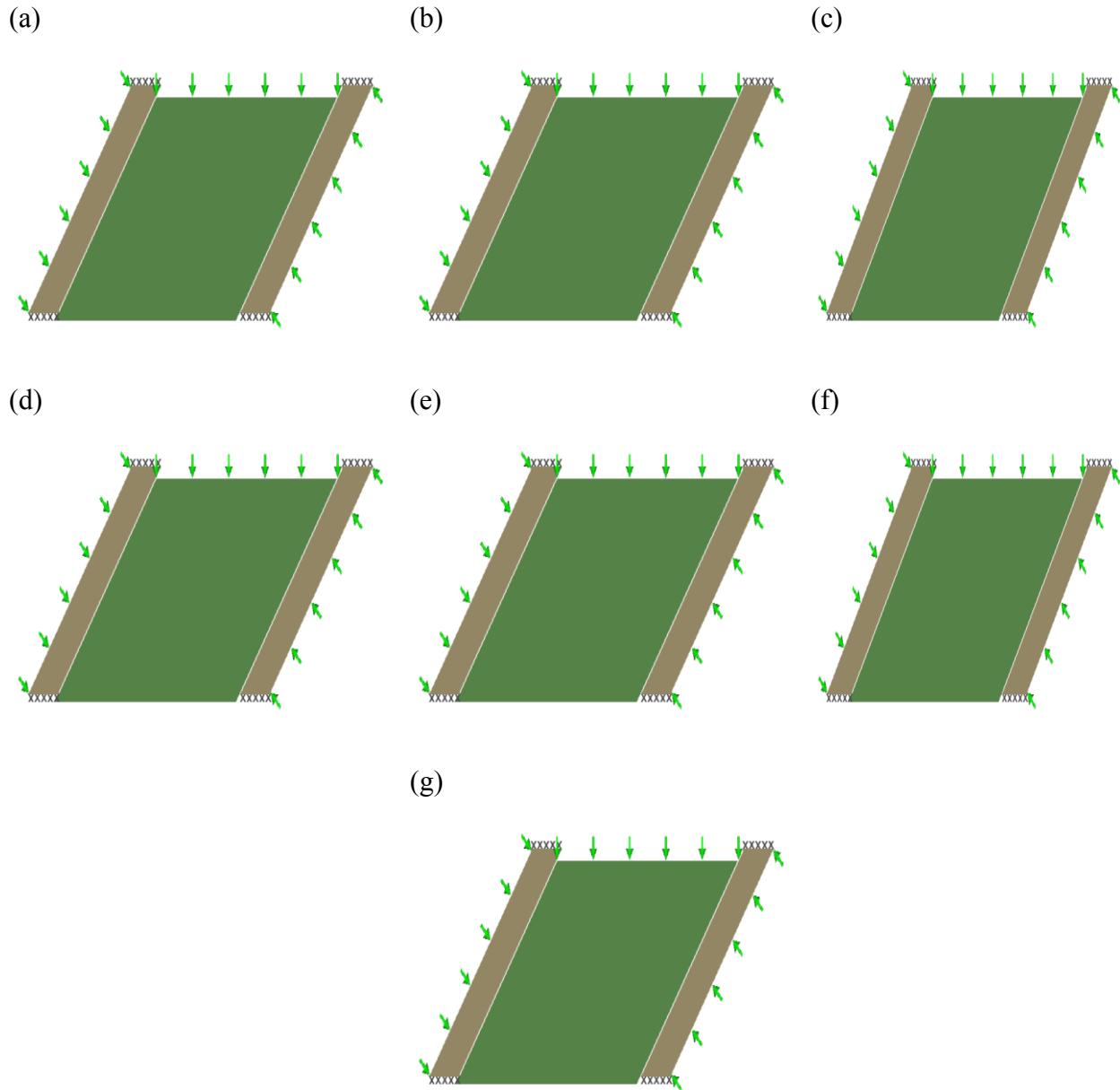


Figure C.35 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 500\text{kPa}$, (b) $c_s = 700\text{kPa}$, (c) $c_s = 900\text{kPa}$, (d) $c_s = 1100\text{kPa}$, (e) $c_s = 1400\text{kPa}$, (f) $c_s = 1600\text{kPa}$, (g) $c_s = 2000\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

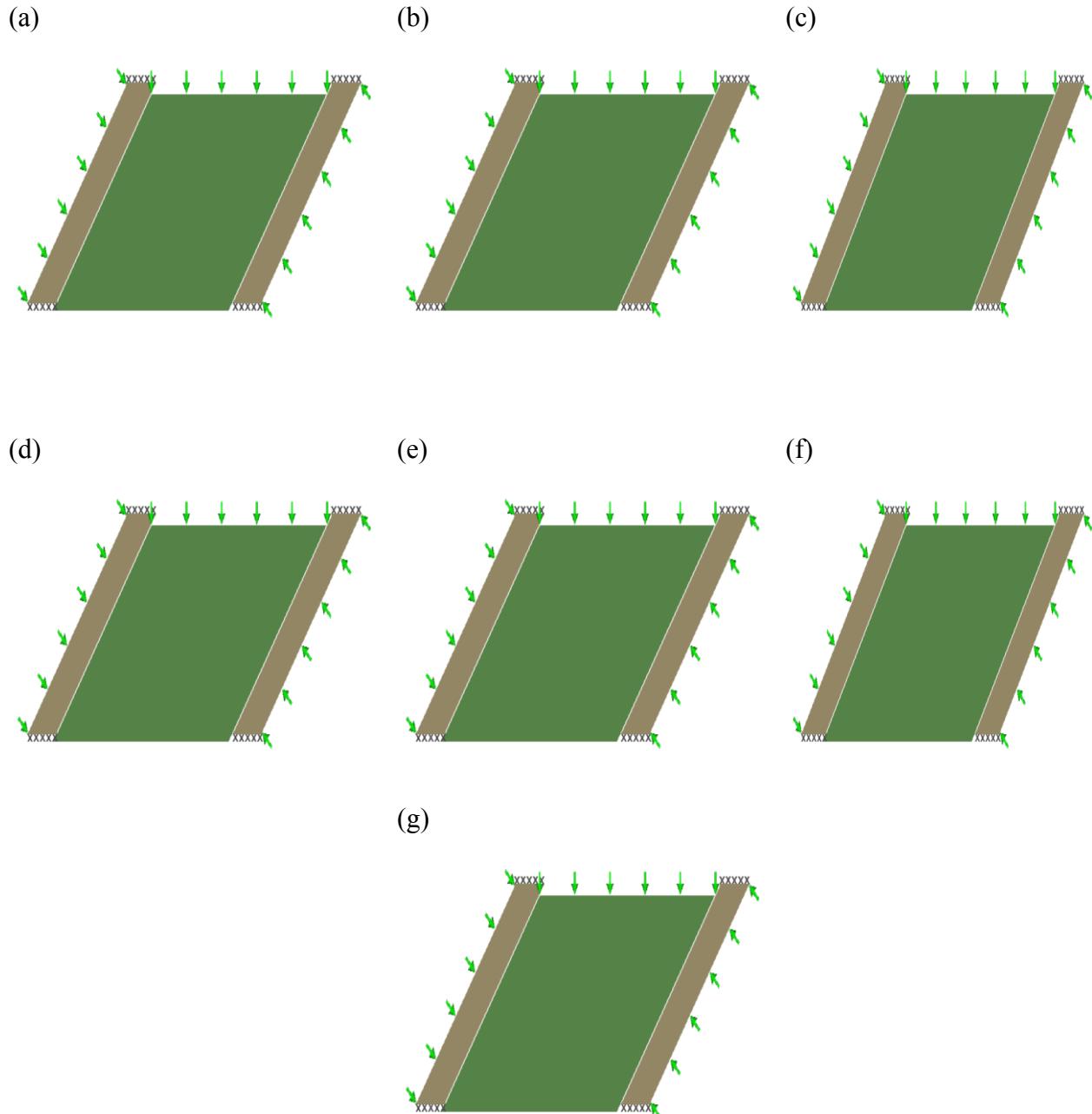


Figure C.36 : Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 10^\circ$, (b) $\phi_s = 15^\circ$, (c) $\phi_s = 20^\circ$, (d) $\phi_s = 25^\circ$, (e) $\phi_s = 30^\circ$, (f) $\phi_s = 40^\circ$, (g) $\phi_s = 45^\circ$; paramètres utilisés ($\beta = 60^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

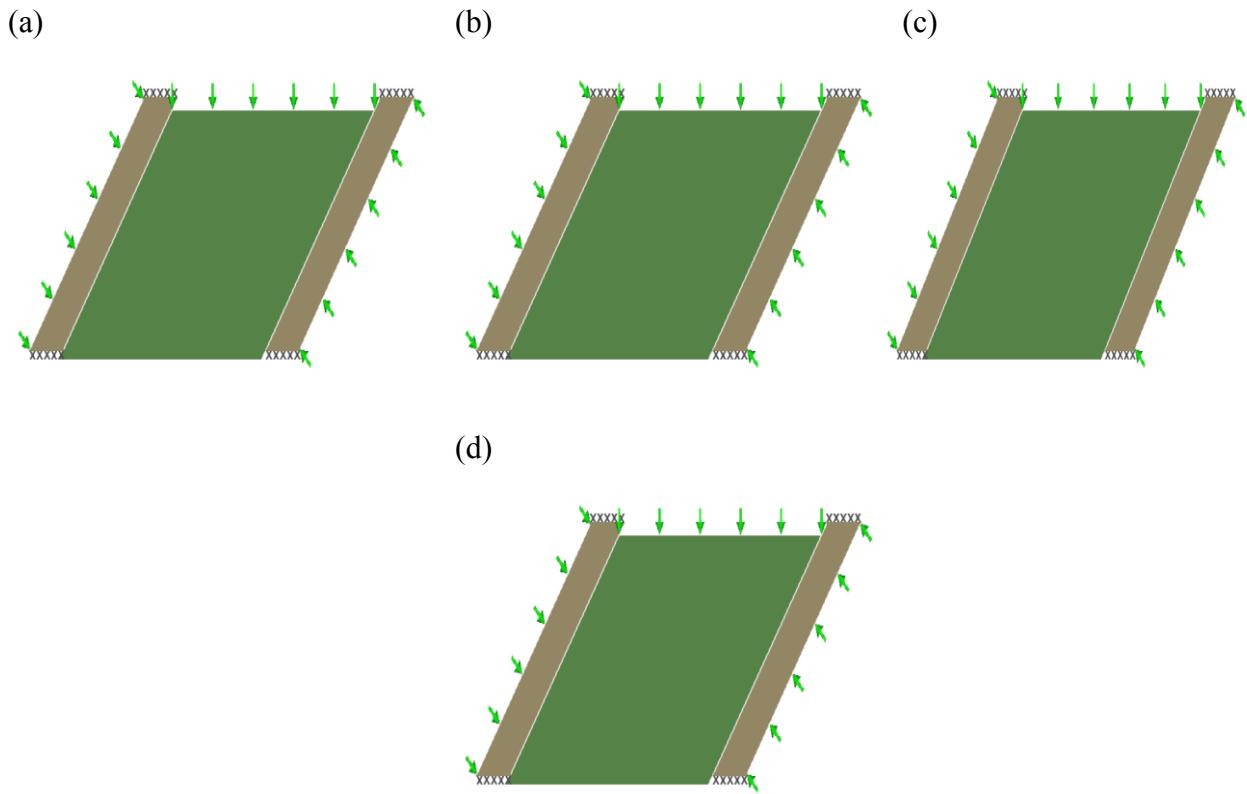


Figure C.37: Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 10\text{kPa}$, (b) $c_i = 50\text{kPa}$, (c) $c_i = 100\text{kPa}$, (d) $c_i = 200\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

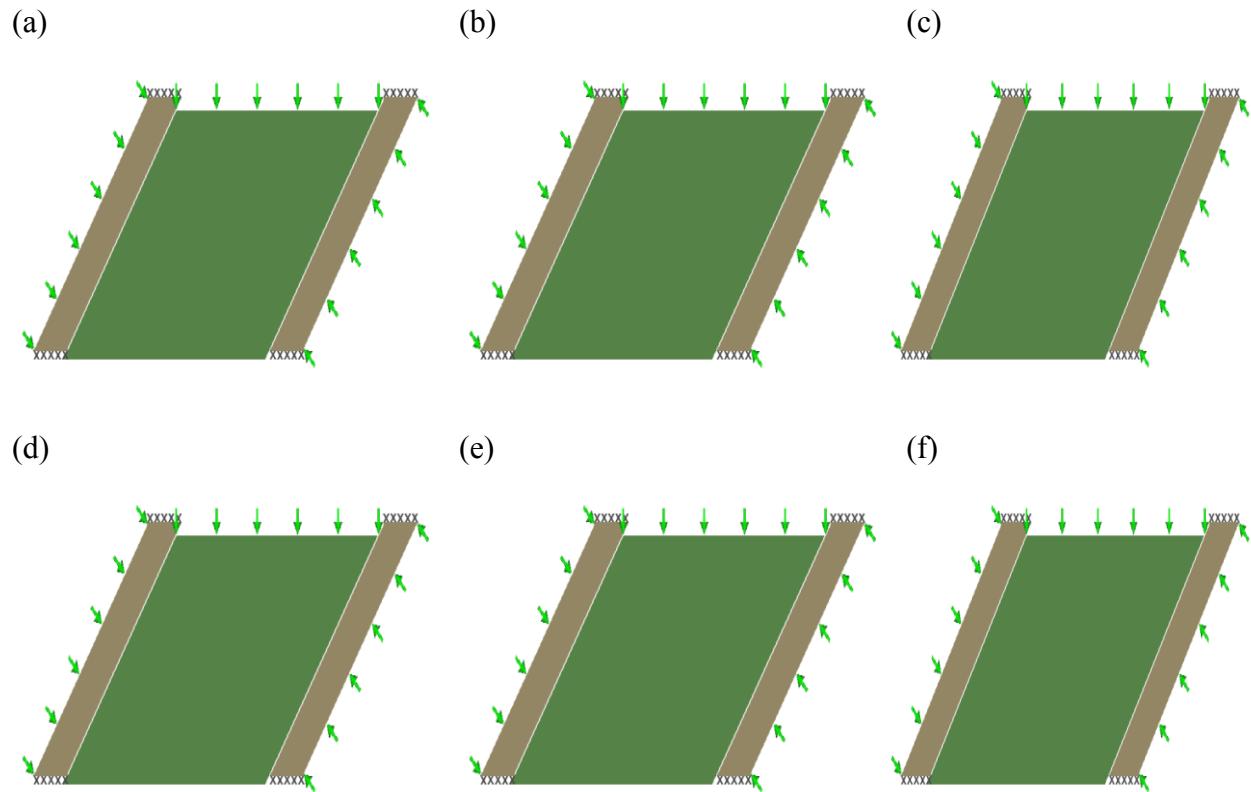


Figure C.38: Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 10\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 50\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (f) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

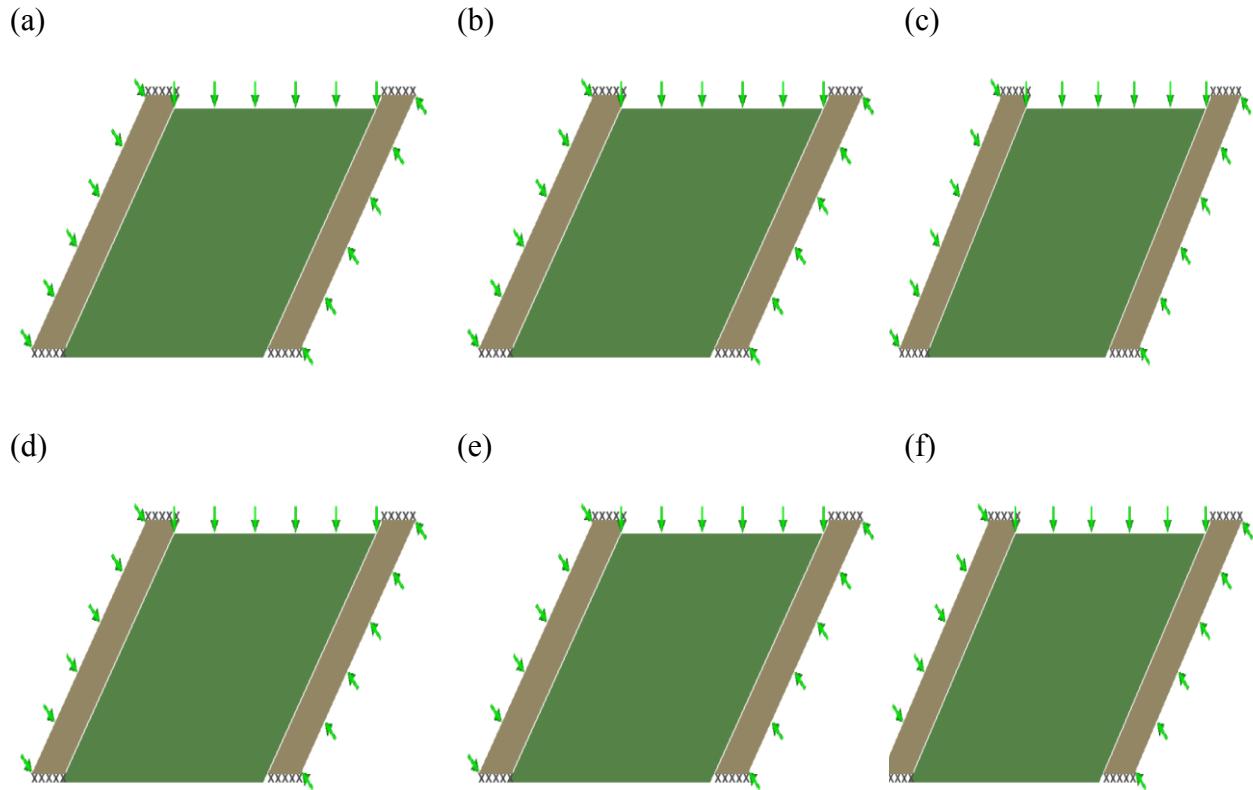


Figure C.39: Illustration de la rupture par glissement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 1000\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1600\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 1800\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 2000\text{kPa}$, (f) $\sigma_n = 2400\text{kPa}$; paramètres utilisés ($\beta = 50^\circ$ et $\phi_i = 0^\circ$); autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.4.

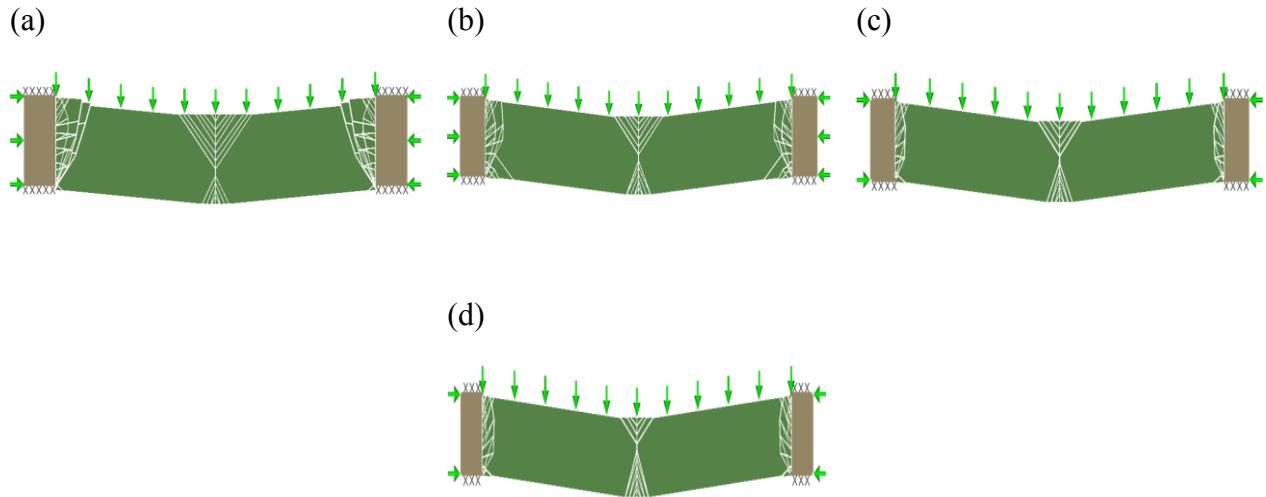


Figure C.40: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 10\text{m}$, (b) $L = 12\text{m}$, (c) $L = 13\text{m}$, (d) $L = 14\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

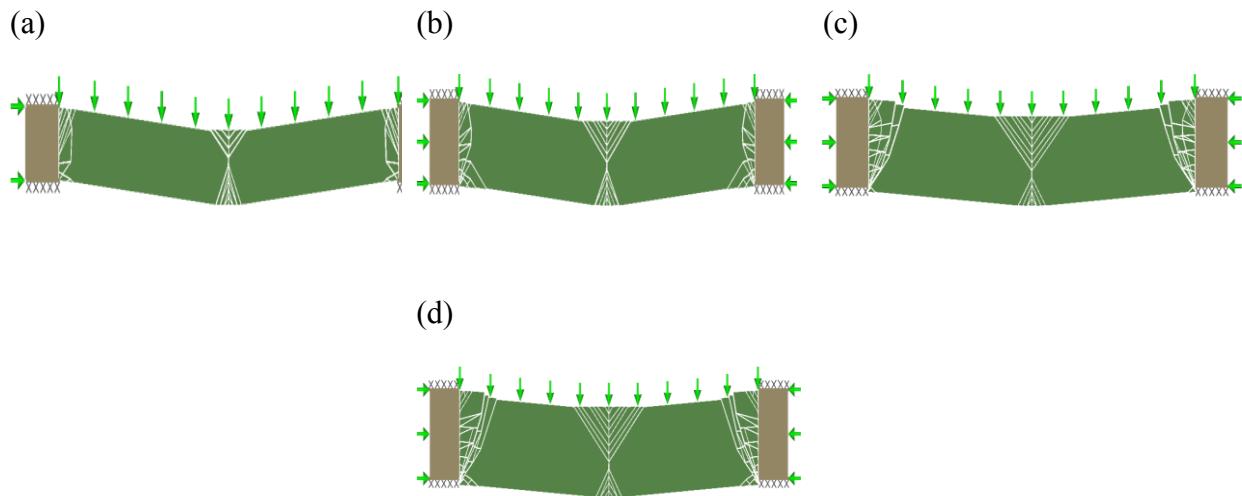


Figure C.41: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 1.25\text{m}$, (c) $d = 1.5\text{m}$, (d) $d = 1.75\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

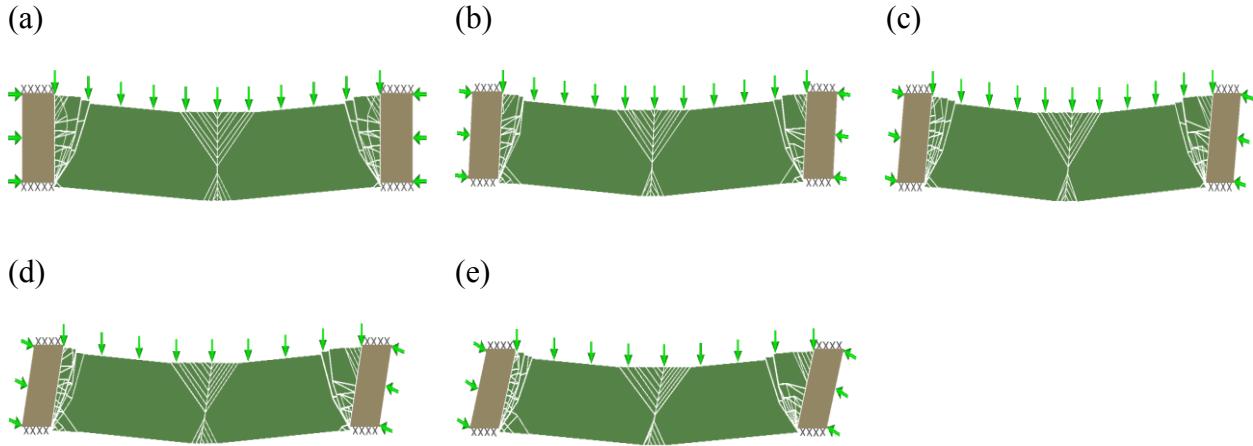


Figure C.42: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $\beta = 90^\circ$, (b) $\beta = 85^\circ$, (c) $\beta = 80^\circ$, (d) $\beta = 75^\circ$, (e) $\beta = 70^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

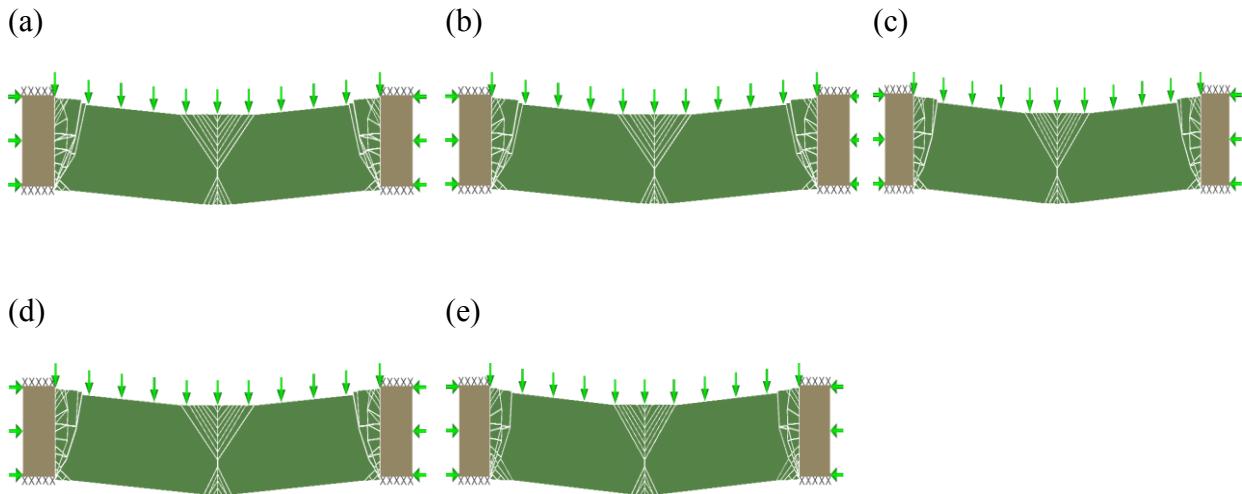


Figure C.43: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 1600\text{kPa}$, (b) $c_s = 1800\text{kPa}$, (c) $c_s = 1900\text{kPa}$, (d) $c_s = 2000\text{kPa}$, (e) $c_s = 2500\text{kPa}$; autres propriétés sont données dans le tableau 3.5.

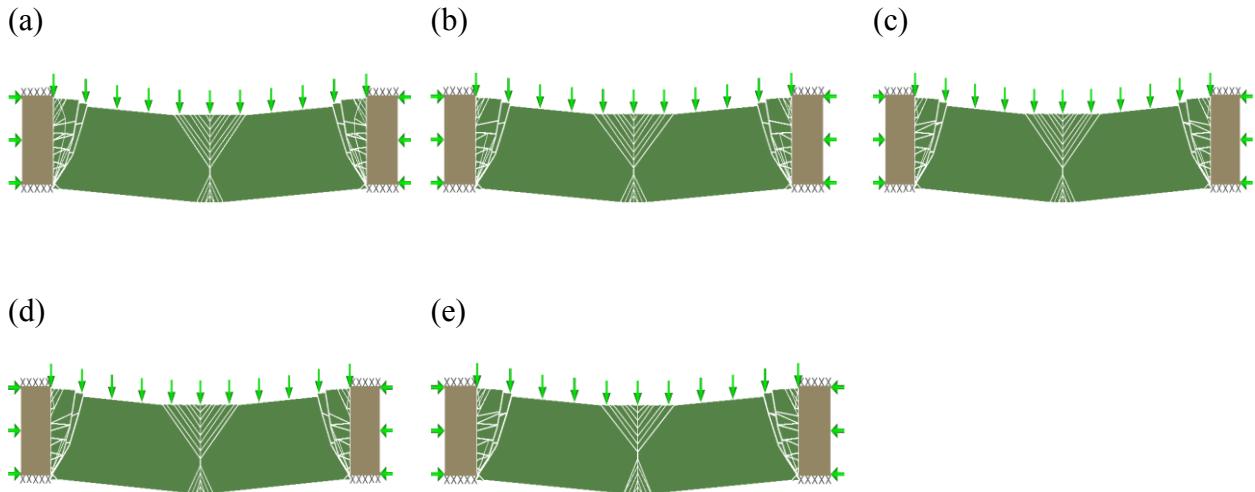


Figure C.44: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 37^\circ$, (b) $\phi_s = 39^\circ$, (c) $\phi_s = 41^\circ$, (d) $\phi_s = 43^\circ$, (e) $\phi_s = 45^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

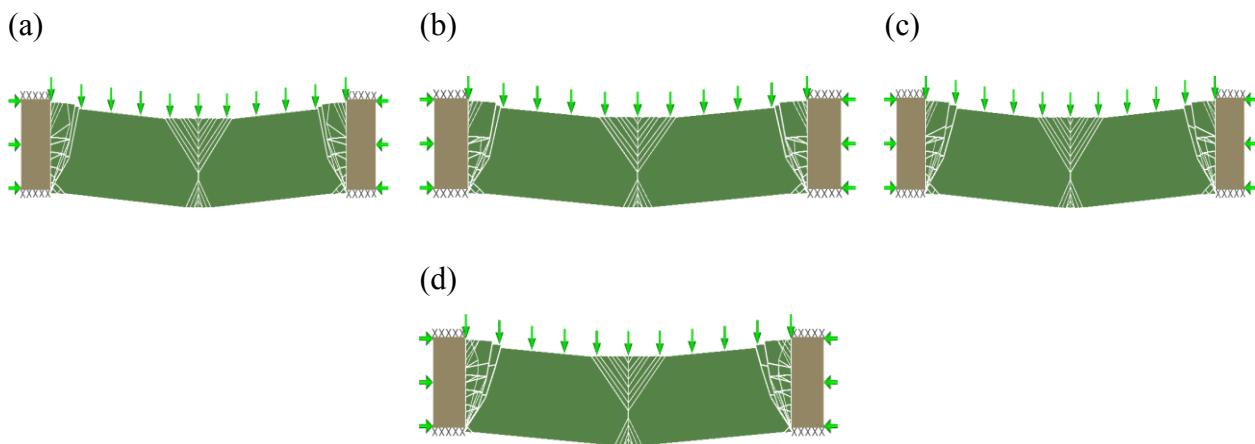


Figure C.45: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 700\text{kPa}$, (b) $c_i = 800\text{kPa}$, (c) $c_i = 1000\text{kPa}$, (d) $c_i = 1300\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

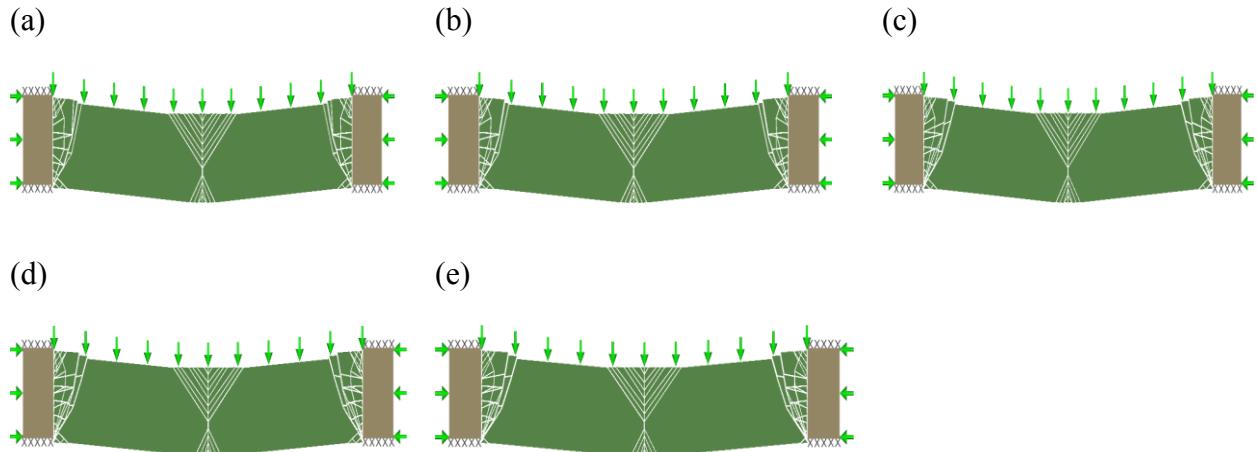


Figure C.46: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_i = 15^\circ$, (b) $\phi_i = 20^\circ$, (c) $\phi_i = 25^\circ$, (d) $\phi_i = 30^\circ$, (e) $\phi_i = 35^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

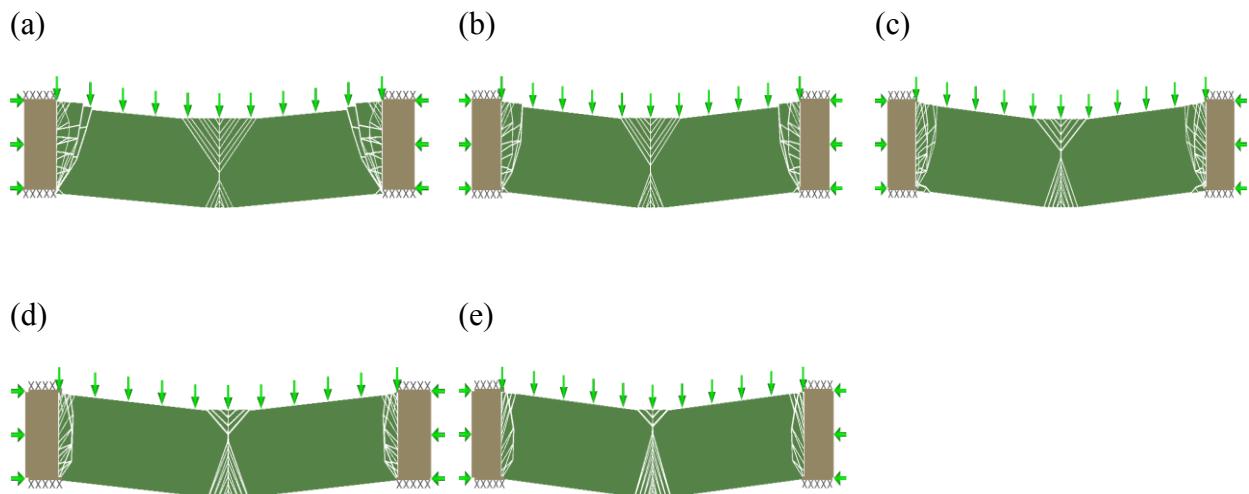


Figure C.47: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 150\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 300\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 350\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 400\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.5.

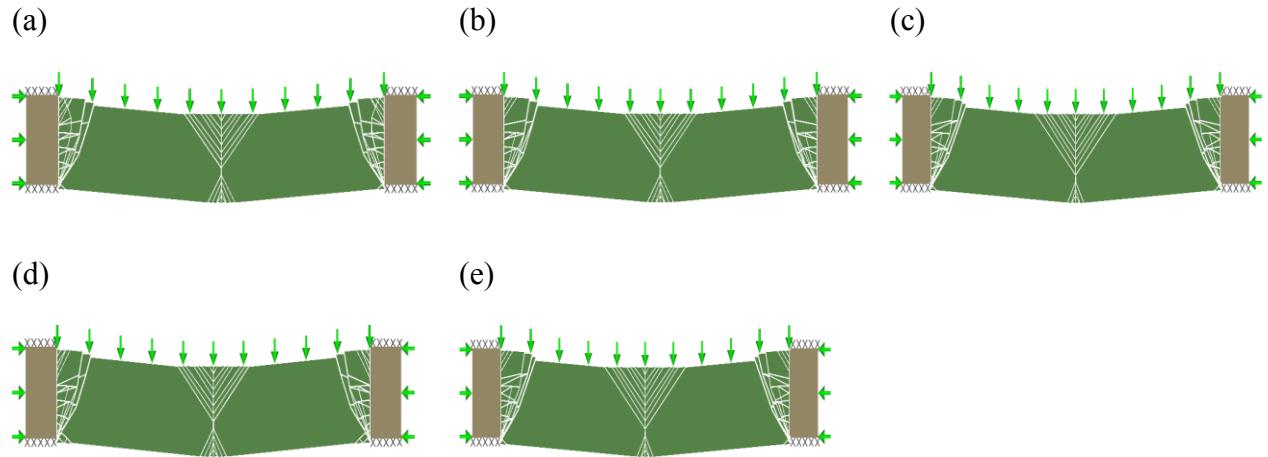


Figure C.48: Illustration de la rupture en flexion du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_n = 1000\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1100\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 1300\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 1400\text{kPa}$; autres propriétés sont données dans le tableau 3.5.

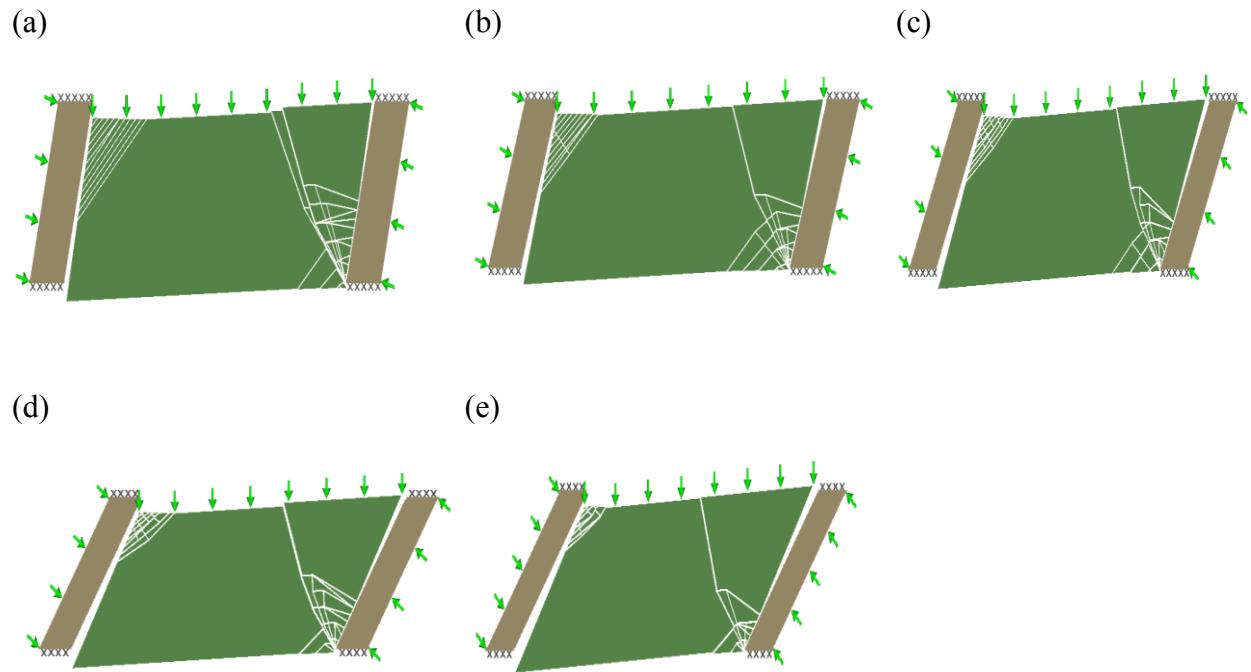


Figure C.49: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $\beta = 75^\circ$, (b) $\beta = 70^\circ$, (c) $\beta = 60^\circ$, (d) $\beta = 55^\circ$, (e) $\beta = 50^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

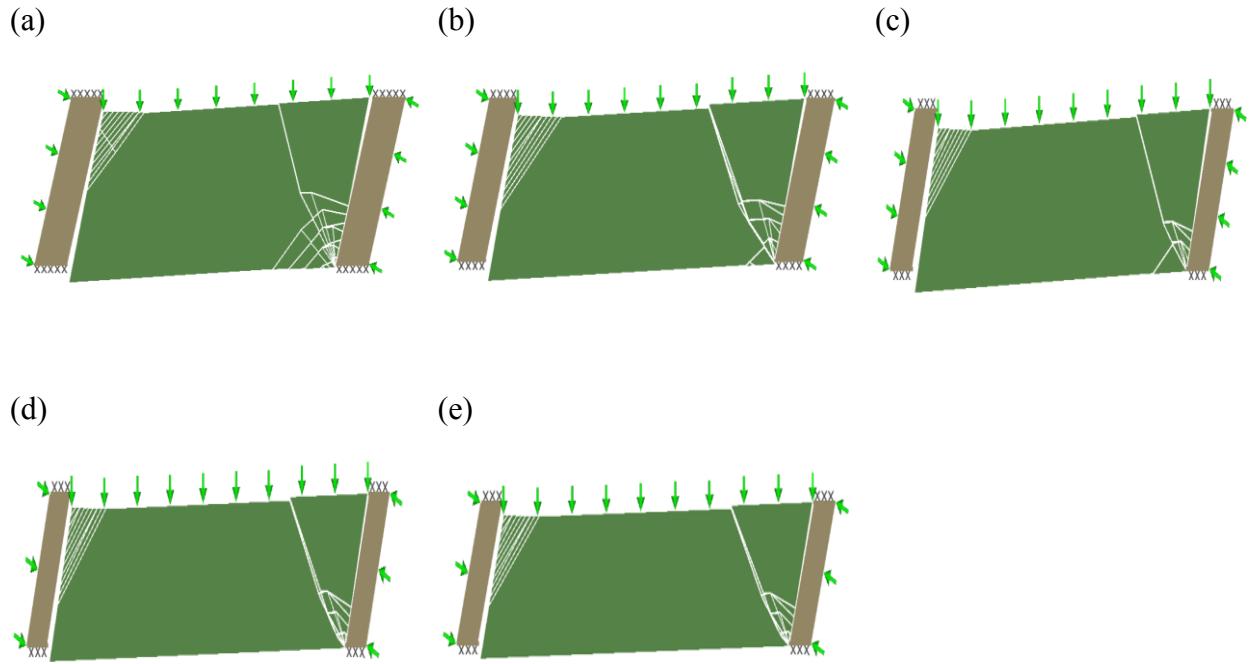


Figure C.50: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 8\text{m}$, (b) $L = 10\text{m}$, (c) $L = 12\text{m}$, (d) $L = 14\text{m}$, (e) $L = 16\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

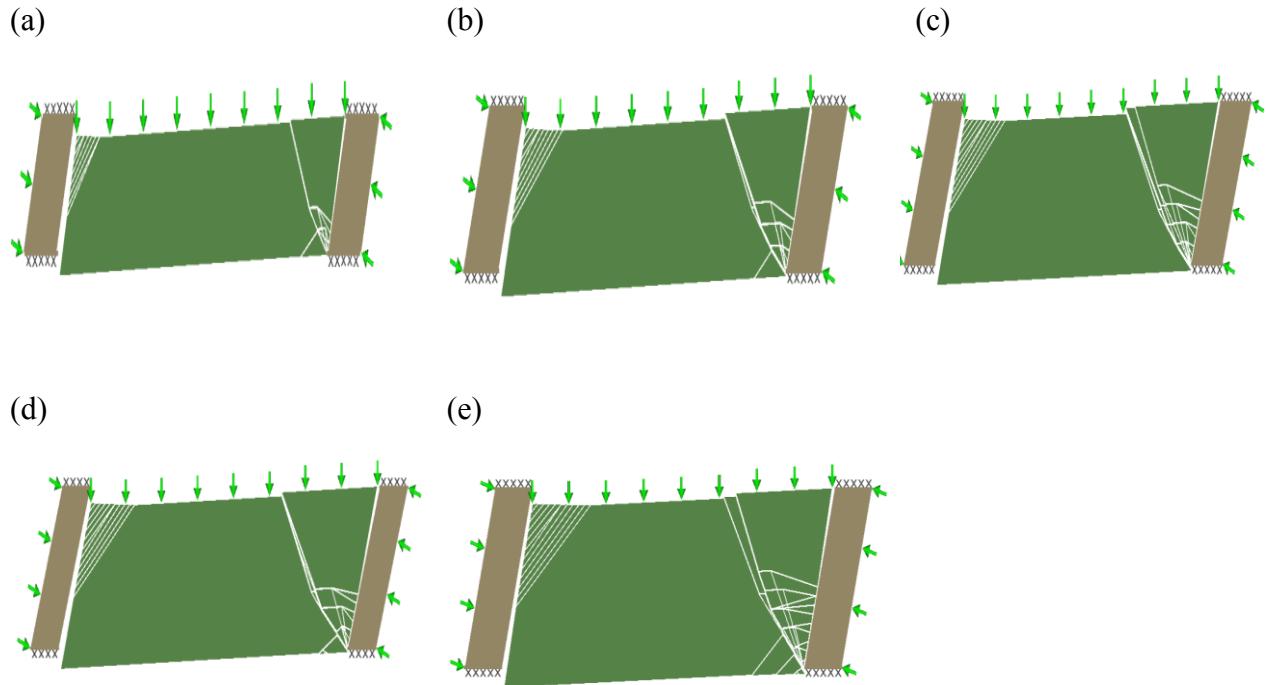


Figure C.51: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 1\text{m}$, (b) $d = 2\text{m}$, (c) $d = 2.5\text{m}$, (d) $d = 3\text{m}$, (e) $d = 3.5\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

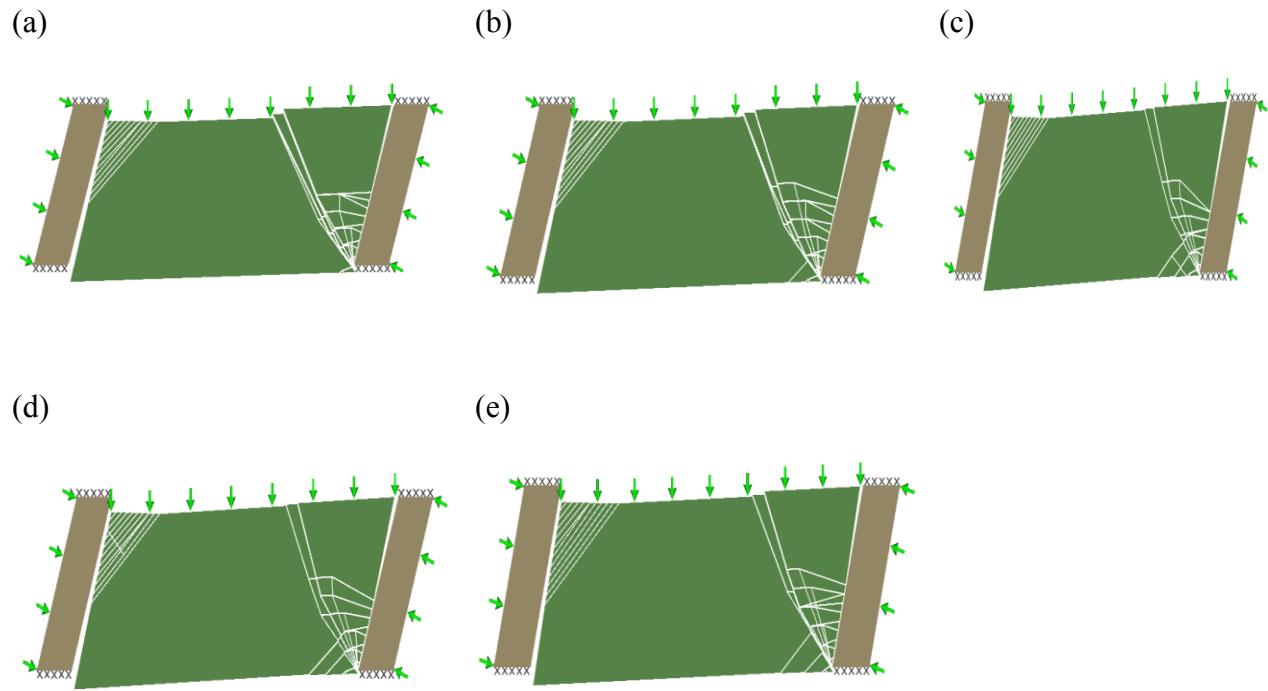


Figure C.52: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 2000\text{kPa}$, (b) $c_s = 2200\text{kPa}$, (c) $c_s = 2300\text{kPa}$, (d) $c_s = 2400\text{kPa}$, (e) $c_s = 2500\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

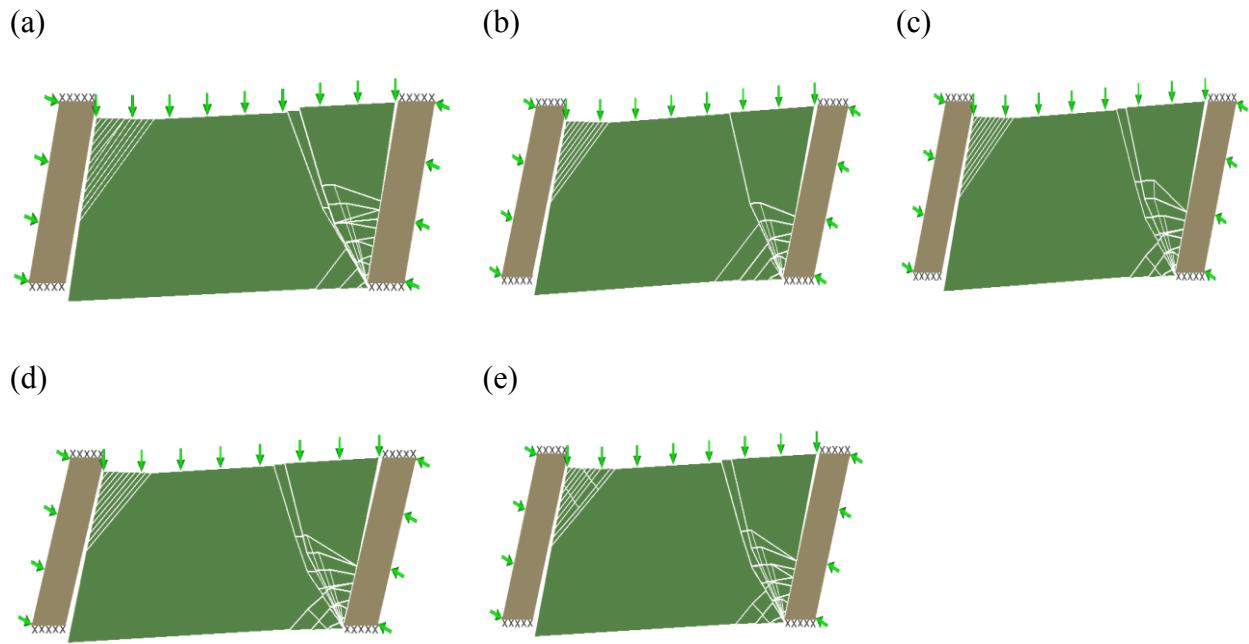


Figure C.53: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 35^\circ$, (b) $\phi_s = 37^\circ$, (c) $\phi_s = 40^\circ$, (d) $\phi_s = 42^\circ$, (e) $\phi_s = 43^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

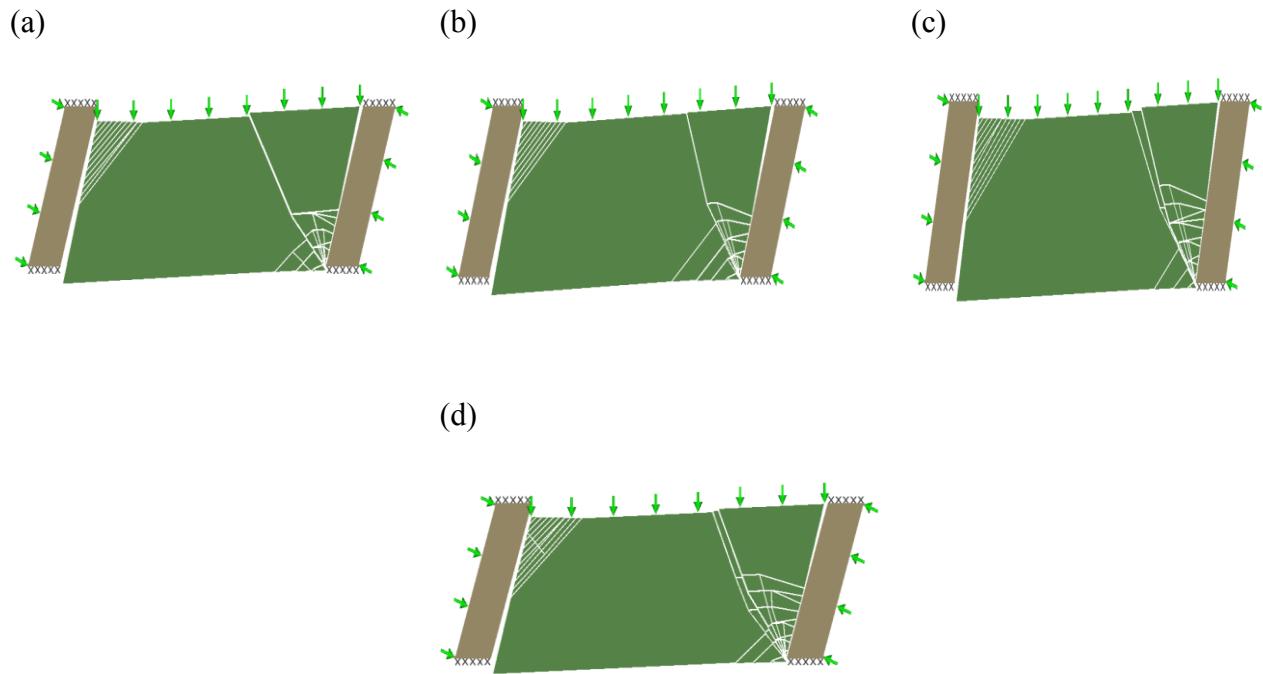


Figure C.54 : Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 50\text{kPa}$, (b) $c_i = 100\text{kPa}$, (c) $c_i = 150\text{kPa}$, (d) $c_i = 200\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

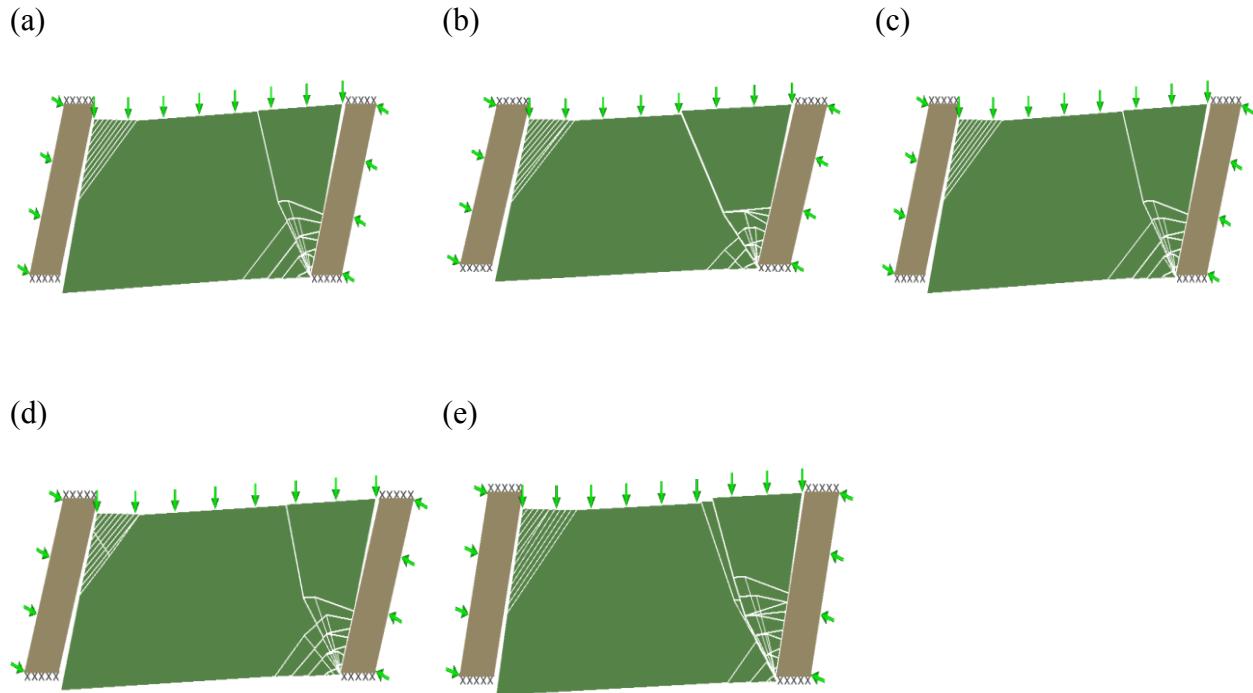


Figure C.55: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas (a) $\phi_i = 28^\circ$, (b) $\phi_i = 30^\circ$, (c) $\phi_i = 32^\circ$, (d) $\phi_i = 34^\circ$, (e) $\phi_i = 35^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

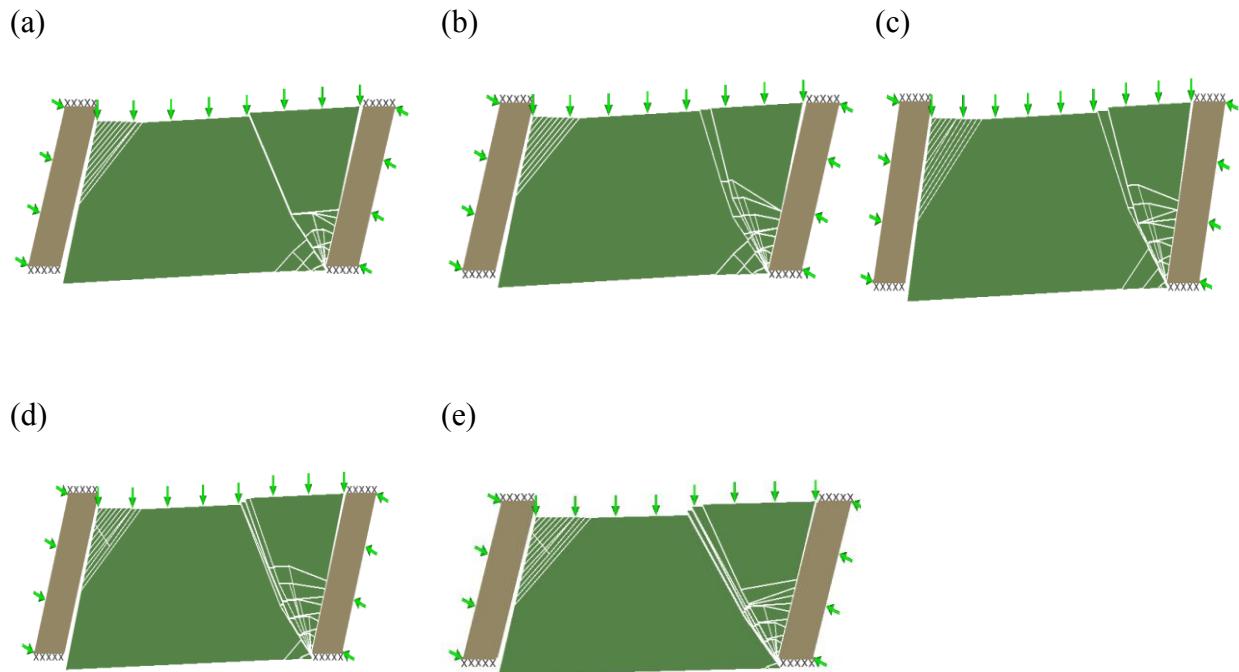


Figure C.56: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 200\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 250\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 300\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 350\text{kPa}$, (e) $\sigma_v = 375\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.6.

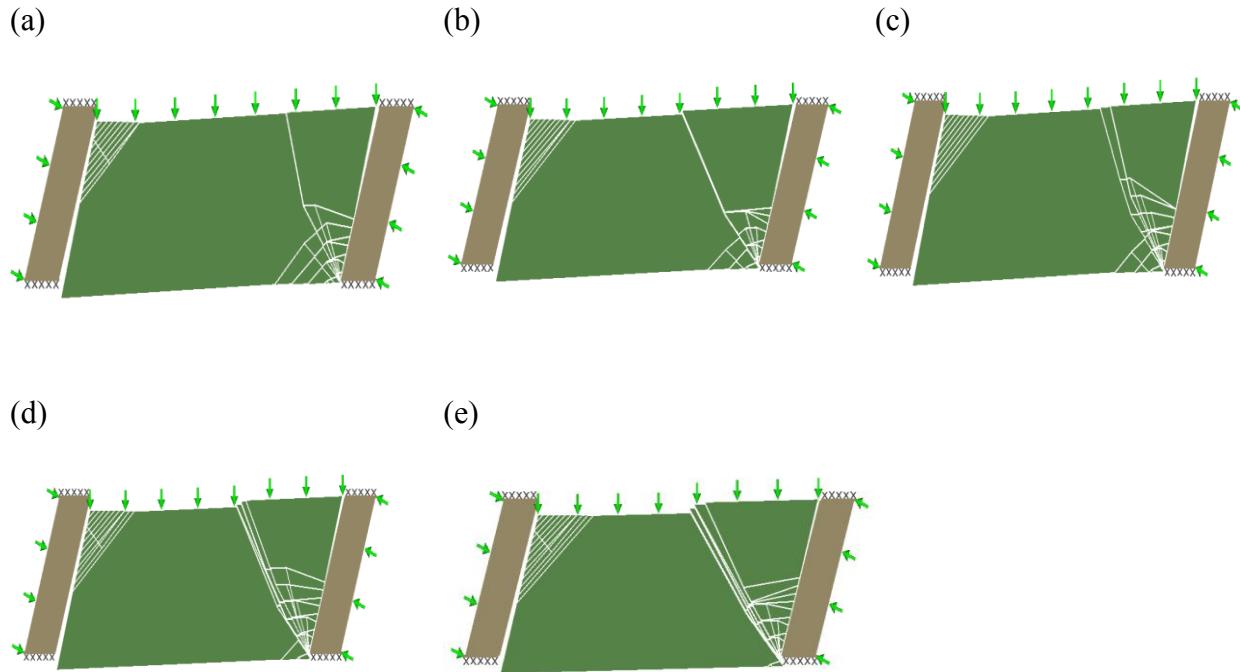


Figure C.57: Illustration de la rupture en rotation du pilier-dalle dans le cas (a) $\sigma_n = 1200\text{ kPa}$, (b) $\sigma_n = 1300\text{ kPa}$, (c) $\sigma_n = 1500\text{ kPa}$, (d) $\sigma_n = 1600\text{ kPa}$, (e) $\sigma_n = 1800\text{ kPa}$; autres propriétés sont données dans le tableau 3.6.

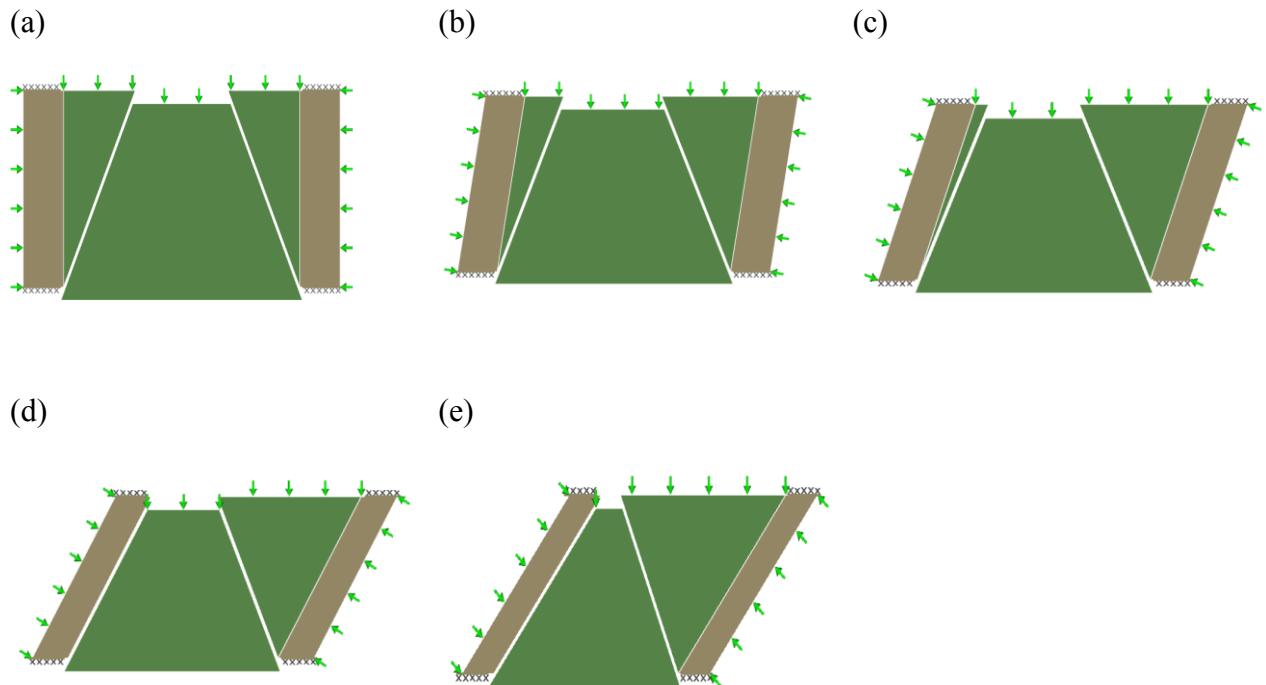


Figure C.58: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\beta = 90^\circ$, (b) $\beta = 80^\circ$, (c) $\beta = 70^\circ$, (d) $\beta = 60^\circ$, (e) $\beta = 50^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

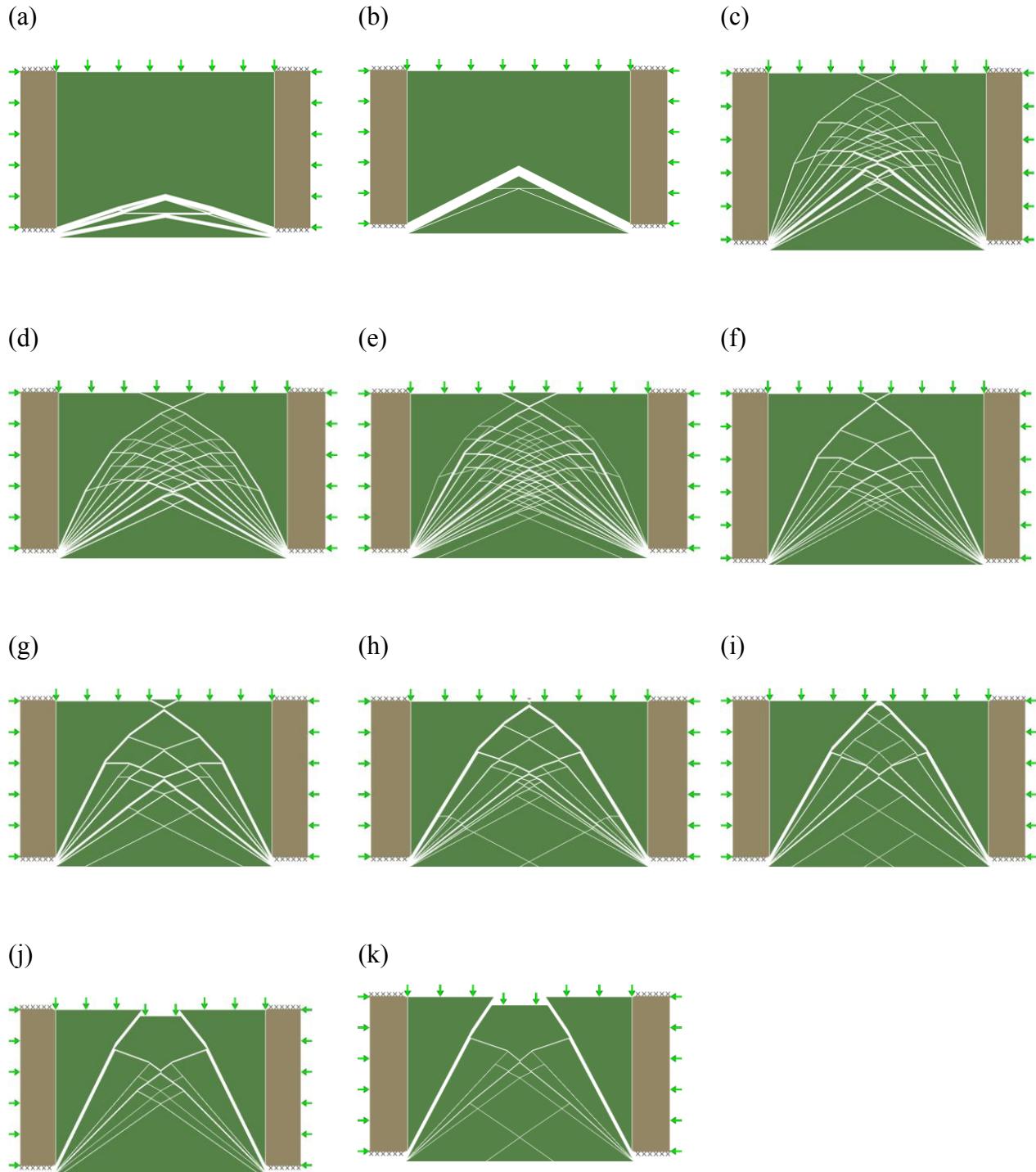


Figure C.59: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 5\text{kPa}$, (b) $c_s = 10\text{kPa}$, (c) $c_s = 20\text{kPa}$, (d) $c_s = 30\text{kPa}$, (e) $c_s = 50\text{kPa}$, (f) $c_s = 80\text{kPa}$, (g) $c_s = 100\text{kPa}$, (h) $c_s = 200\text{kPa}$, (i) $c_s = 300\text{kPa}$, (j) $c_s = 400\text{kPa}$, (k) $c_s = 500\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

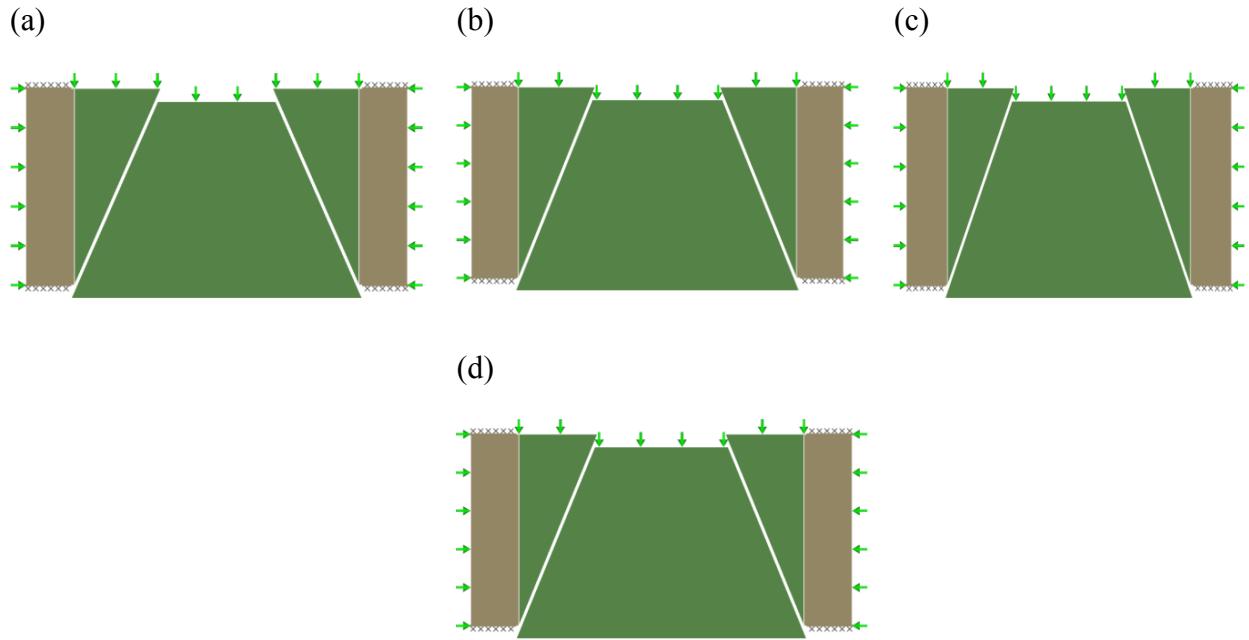


Figure C.60: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_s = 1500\text{kPa}$, (b) $c_s = 1600\text{kPa}$, (c) $c_s = 1700\text{kPa}$, (d) $c_s = 1800\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

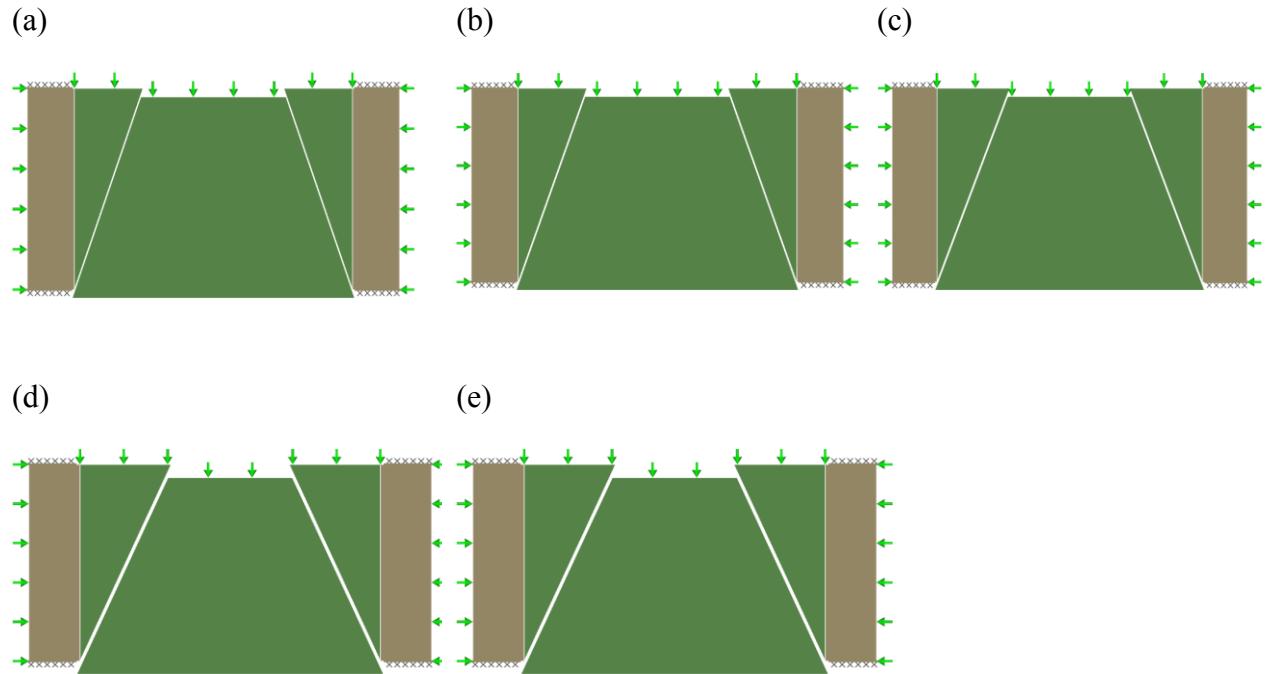


Figure C.61: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_s = 15^\circ$, (b) $\phi_s = 20^\circ$, (c) $\phi_s = 25^\circ$, (d) $\phi_s = 35^\circ$, (e) $\phi_s = 40^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

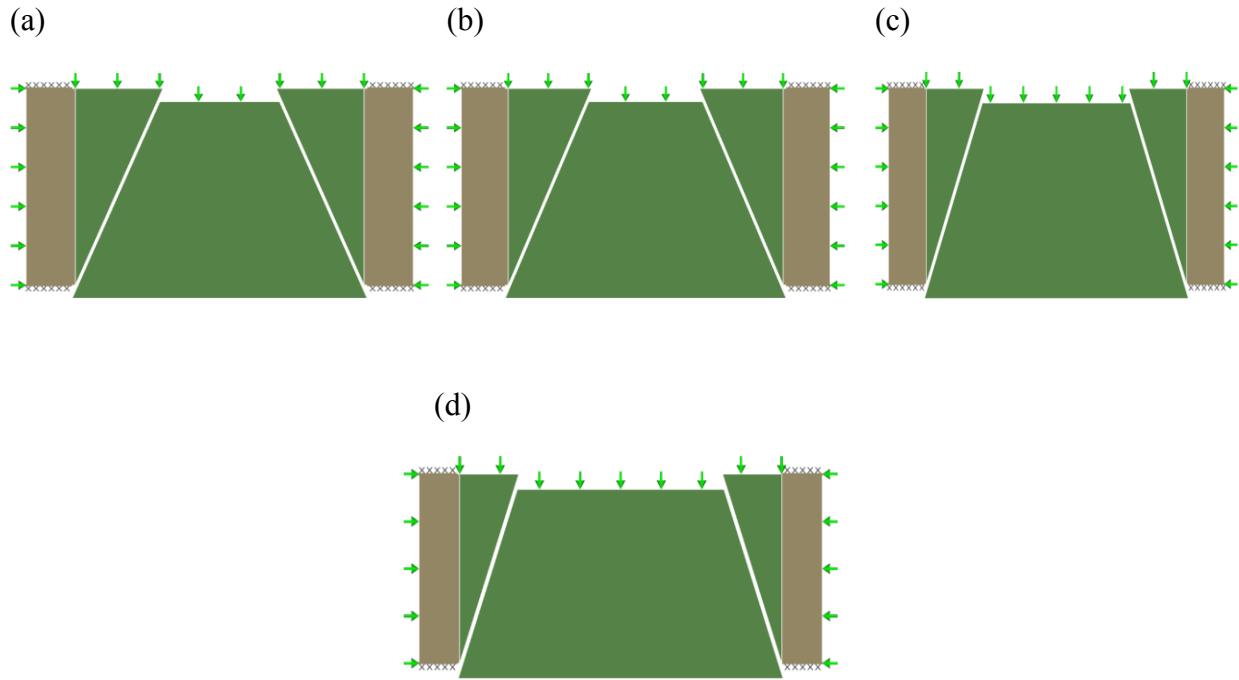


Figure C.62: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $L = 5\text{m}$, (b) $L = 6\text{m}$, (c) $L = 7\text{m}$, (d) $L = 8\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7

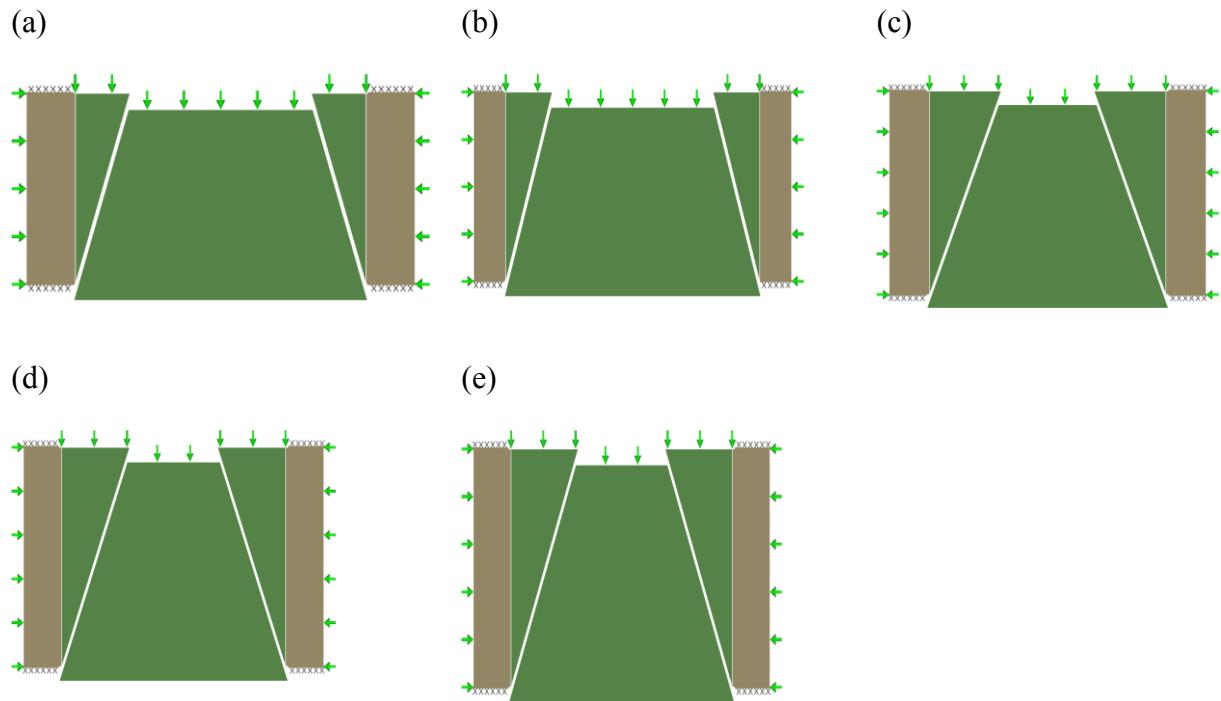


Figure C.63: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $d = 3\text{m}$, (b) $d = 4\text{m}$, (c) $d = 5\text{m}$, (d) $d = 7\text{m}$, (e) $d = 9\text{m}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

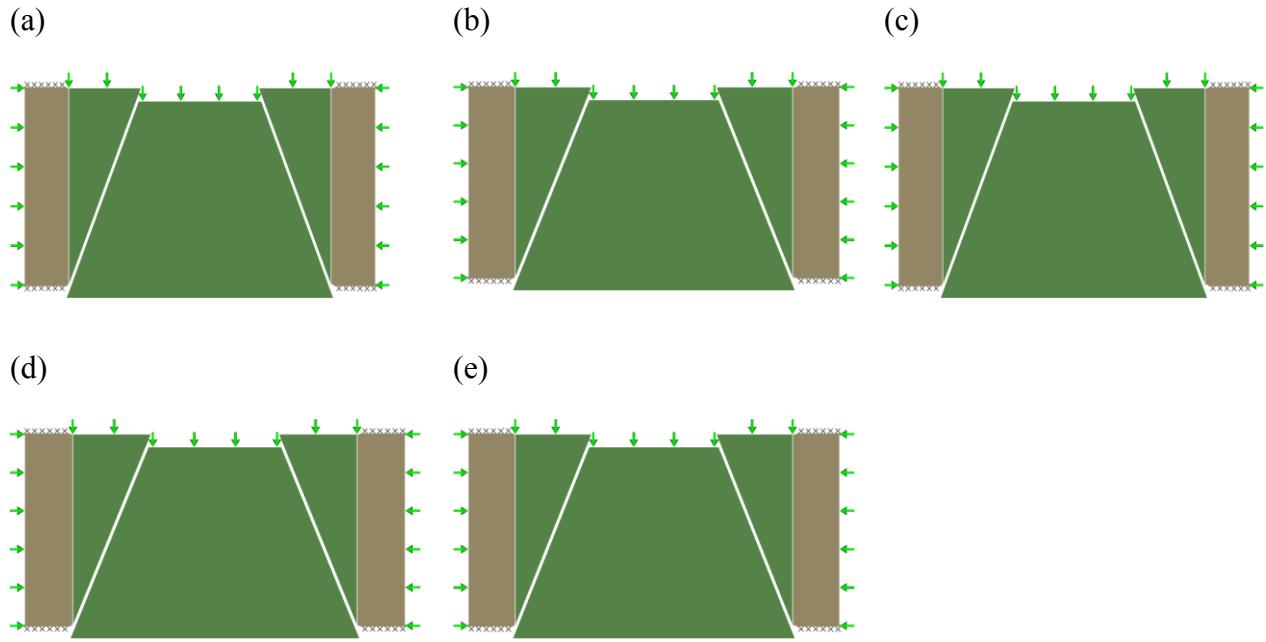


Figure C.64: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $c_i = 1200\text{kPa}$, (b) $c_i = 1300\text{kPa}$, (c) $c_i = 1400\text{kPa}$, (d) $c_i = 1450\text{kPa}$, (e) $c_i = 1500\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

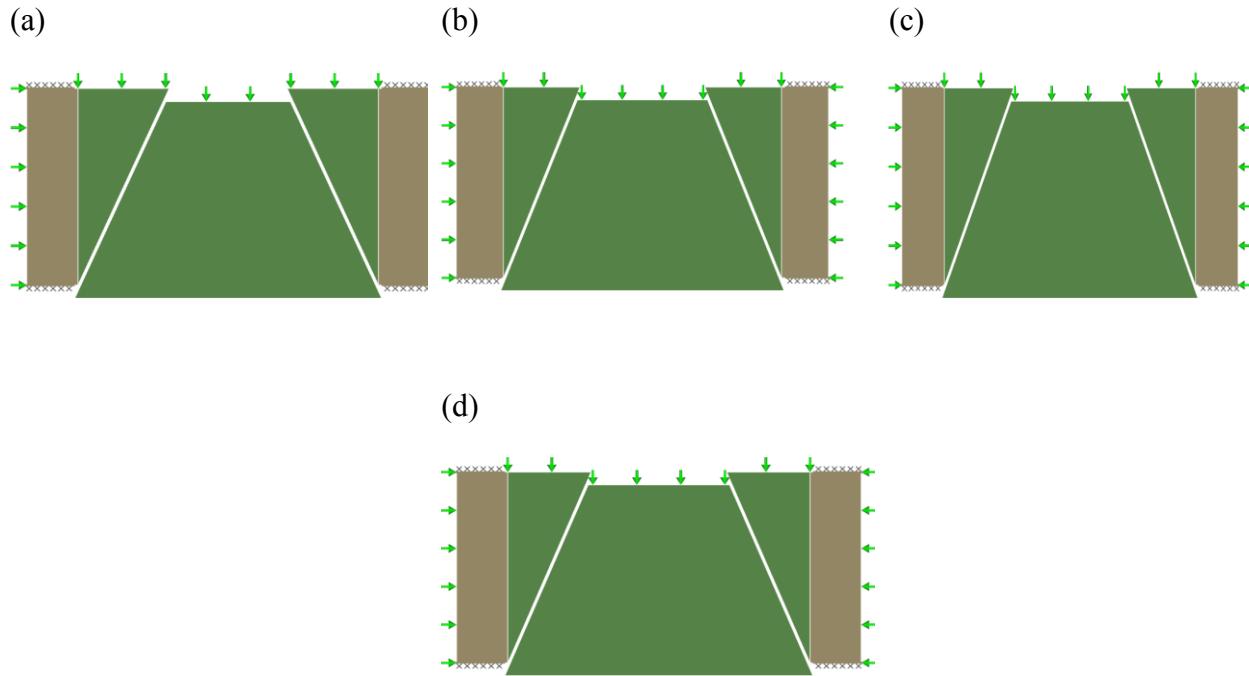


Figure C.65: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\phi_i = 25^\circ$, (b) $\phi_i = 30^\circ$, (c) $\phi_i = 33^\circ$, (d) $\phi_i = 35^\circ$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

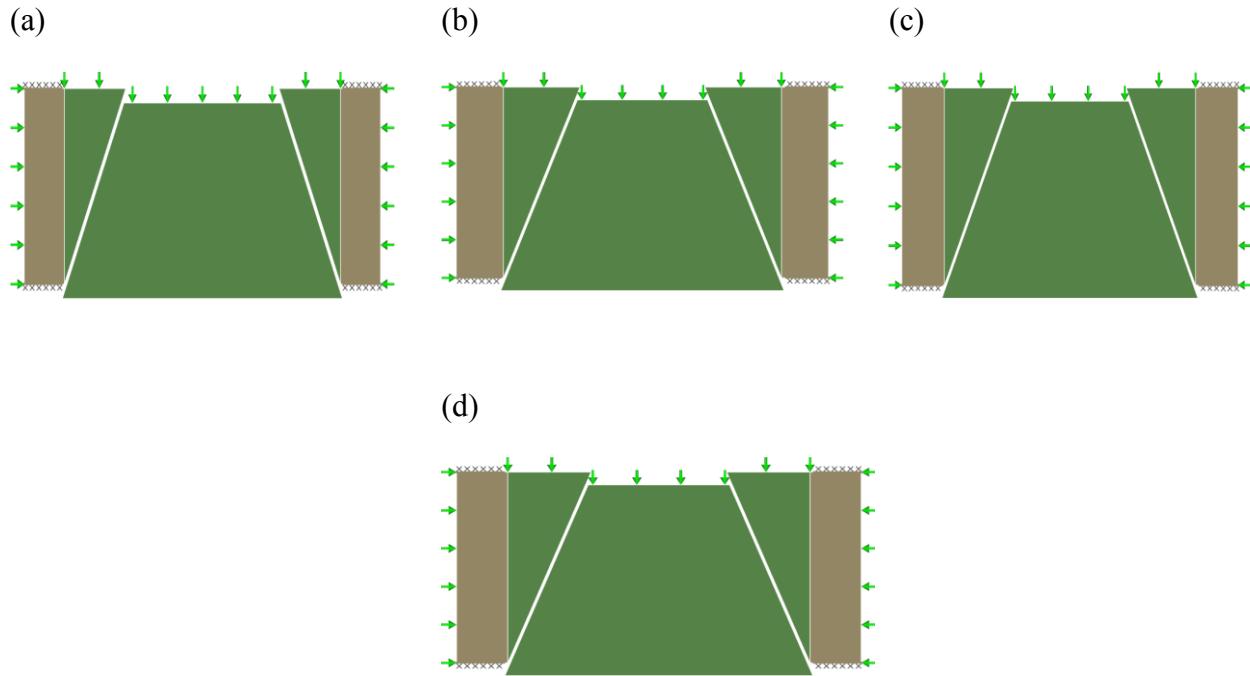


Figure C.66: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas de (a) $\sigma_v = 100\text{kPa}$, (b) $\sigma_v = 300\text{kPa}$, (c) $\sigma_v = 400\text{kPa}$, (d) $\sigma_v = 600\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.

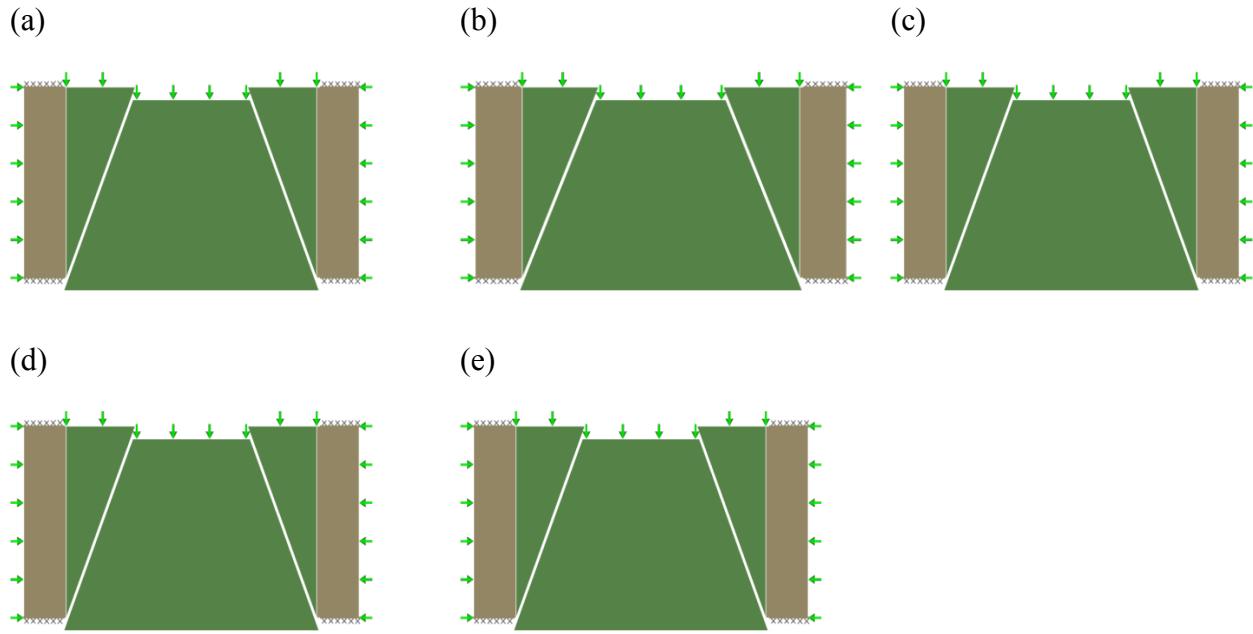


Figure C.67: Illustration de la rupture en effondrement du pilier-dalle dans le cas (a) $\sigma_n = 1000\text{kPa}$, (b) $\sigma_n = 1200\text{kPa}$, (c) $\sigma_n = 1500\text{kPa}$, (d) $\sigma_n = 1700\text{kPa}$, (e) $\sigma_n = 1900\text{kPa}$; autres propriétés sont donnés dans le tableau 3.7.