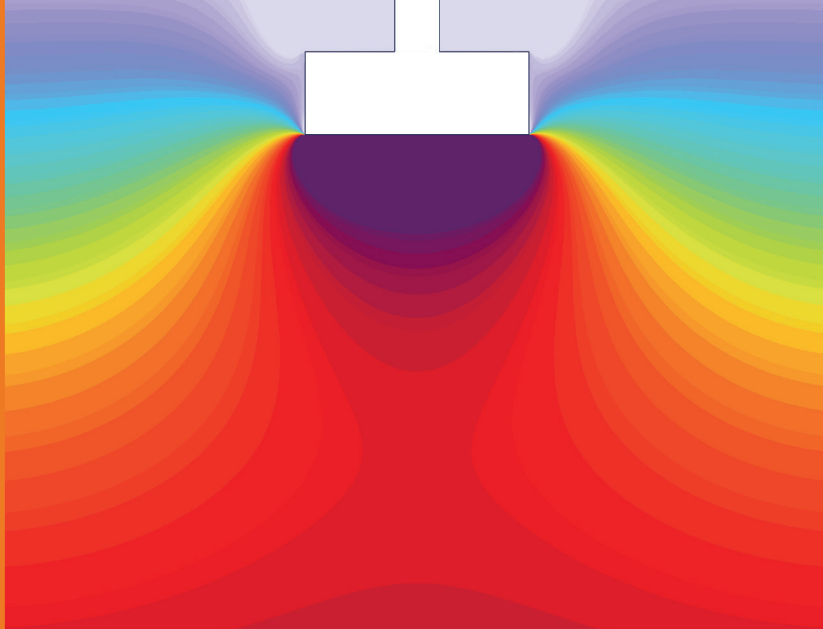




Andrea
DOMINIJANNI

Mario
MANASSERO

Consolidation des sols par injections de résine expansive

Guide de conception

2^{ème} édition

Mise à jour avec le système d'injection par tubes multipercés
et le logiciel de calcul.

**Mc
Graw
Hill**

Andrea DOMINIJANNI
Mario MANASSERO

Consolidation des sols par injections de résine expansive

Guide de conception

Deuxième édition





Copyright © 2026, 2025 2014 McGraw-Hill Education (Italy) S.r.l.
Corso Vercelli, 40 – 20145 Milano
Tel. 02535718.1 – www.mheducation.it

Les droits de traduction, de reproduction, de stockage électronique et d'adaptation totale et partielle par tout moyen (y compris les microfilms et les copies photostatiques) sont réservés pour tous les pays.

Compte tenu des caractéristiques intrinsèques d'Internet, l'éditeur n'est pas responsable des éventuelles modifications apportées aux adresses et aux contenus des sites Internet mentionnés.

L'éditeur a fait tout son possible pour contacter les ayants droit des images qui figurent dans le texte, et reste à la disposition des personnes qu'il n'a pas pu contacter.

Les noms et les marques mentionnés dans le texte sont généralement déposés ou enregistrés par leurs fabricants respectifs.

Les photocopies à usage personnel du lecteur peuvent être faites dans la limite de 15 % de chaque volume/numéro de périodique, moyennant paiement à la SIAE (Société italienne des Auteurs et Éditeurs) de la redevance prévue à l'art. 68, alinéas 4 et 5, de la loi n° 633 du 22 avril 1941

Les reproductions effectuées à des fins professionnelles, économiques ou commerciales ou, en tout état de cause, à des fins autres que personnelles, peuvent être réalisées après autorisation spécifique délivrée par CLEARedi, Corso di Porta Romana n. 108, 20122 Milano, e-mail info@clearedi.org, site web www.clearedi.org.

Réalisation éditoriale : Feel Italia Srl, Milano

Graphisme de couverture : Uretek Service S.C.A.R.L.

Image de couverture : © Uretek Service S.C.A.R.L.

Impression :

ISBN 9788838625534

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 - 29 28 27 26 25

Guide de conception
rédigé dans le cadre du projet de recherche
URETEK – Ecole Polytechnique de TURIN

Étude théorique et expérimentale sur l'interaction des injections de résine expansive avec les sols traités, et pour la justification des interventions de consolidation réalisées à l'aide de la technologie Uretek Deep Injections dans le but d'atténuer les effets induits par une activité sismique.



Sommaire abrégé

1	Propriétés physiques et mécaniques des résines polyuréthanes	1
2	Domaines d'application des injections de résines polyuréthanes dans les sols	11
3	Types d'injections et comparaisons	31
4	Modèles théoriques	41
5	Modèles numériques	85
6	Modèles numériques pour les développements technologiques	127
7	Risque de liquéfaction	165
8	Exemples de calcul	191
9	Introduction et utilisation des logiciels de calcul	215
10	Bibliographie	265
11	Annexe A	273
12	Annexe B	297
13	Annexe C	309

Table des matières



Préface	XIII
Auteurs	XV

Chapitre 1

Propriétés physiques et mécaniques des résines polyuréthanes	1
1.1 Résines polyuréthanes expansives	1
1.2 Propriétés mécaniques et hydrauliques des résines polyuréthanes	7
1.3 Injections de résines polyuréthanes dans les sols	9
1.4 Développements technologiques des injections de résines polyuréthanes dans le sous-sol	10

Chapitre 2

Domaines d'application des injections de résines polyuréthanes dans les sols	11
2.1 Introduction	11
2.2 Comblement de cavités	13
2.3 Réduction de la conductivité hydraulique	15
2.4 Allègement	17
2.5 Amélioration des propriétés mécaniques	19
2.6 Relevage	25

Chapitre 3

Types d'injections et comparaisons	31
3.1 Introduction	31
3.2 Injections par imprégnation	32
3.3 Injections solides	33
3.4 Injections pour le contrôle et la récupération des affaissements	36

Chapitre 4

Modèles théoriques	41
4.1 Introduction	41
4.2 Comportement de la résine dans les sols	43
4.3 Modèles théoriques pour les sols grossiers	50
4.3.1 Effet de pénétration initiale	50
4.3.2 Détermination de la pression d'équilibre	59
4.3.3 Variation de l'état de contraintes dans le sol	66
4.3.4 Variation de l'état de déformations dans le sol	68
4.4 Modèles théoriques pour les sols fins	75
4.4.1 Critères d'apparition du phénomène de fracturation	75
4.4.2 Critères de propagation des fractures	78
4.4.3 Soulèvements induits par les injections de résine	81
4.5 Conclusion	83

Chapitre 5

Modèles numériques	85
5.1 Introduction	85
5.2 Interventions par injection solide	87
5.2.1 Expansion de la cavité sphérique	87
5.2.2 Expansion de la cavité cylindrique	96
5.2.3 Effets induits dans le sol par des injections rapprochées	103
5.3 Interventions de récupération des affaissements	110
5.4 Conclusion	126

Chapitre 6

Modèles numériques pour les développements technologiques	127
6.1 Introduction	127
6.2 Analyse des essais d'injection à l'air libre de tubes Multipoint	127
6.2.1 Résultats des simulations	139
6.3 Analyse des systèmes d'ancrage visant à augmenter l'efficacité des injections	142
6.3.1 Résultats des simulations numériques	149
6.3.1.1 Modèle de référence	149
6.3.1.2 Effet de la profondeur d'injection	153
6.3.1.3 Effet de la charge de fondation	154
6.3.1.4 Effet de l'espacement des injections	157
6.3.1.5 Effet des ancrages	158

Chapitre 7

Risque de liquéfaction 165

7.1 Introduction	165
7.2 Évaluation du risque de liquéfaction	166
7.2.1 Évaluation du taux de contrainte cyclique (CSR)	168
7.2.2 Évaluation du taux de résistance cyclique (CRR)	169
7.2.2.1 Évaluation du taux CRR dans des essais SPT	171
7.2.3 Indice du potentiel de liquéfaction	177
7.3 Exclusion de la vérification du risque de liquéfaction	180
7.4 Mesures d'atténuation du risque de liquéfaction	182

Chapitre 8

Exemples de calcul 191

8.1 Introduction	191
8.2 Injections de résines expansives dans les sols grossiers	192
8.2.1 Injections de résines moins expansives	198
8.3 Exemple de projet d'une intervention de consolidation d'un sol grossier	203
8.3.1 Couche 1	204
8.3.2 Couche 2	207
8.3.3 Résultats finaux	209
8.4 Injections de résines expansives dans les sols fins	211

Chapitre 9

Introduction et utilisation des logiciels de calcul 215

9.1 Introduction	215
9.2 Utilisation des logiciels	216
9.2.1 Données d'entrée	217
9.2.1.1 Paramètres du site	217
9.2.1.2 Paramètres mécaniques du sol	218
9.2.1.3 Données sur la fondation	218
9.2.1.4 Paramètres de la résine	219
9.2.1.5 Géométrie de l'injection	220
9.2.1.6 Projet Vs vérification	220
9.2.2 Exécution du script Matlab	221
9.2.3 Données de sortie	222
9.2.3.1 Vérification du potentiel de soulèvement	223
9.2.3.2 Vérification du potentiel de fracturation	225
9.2.4 Sommaire sur l'utilisation du logiciel	228

9.3 Critères de définition des paramètres géotechniques et mécaniques	229
9.3.1 Essai de pénétration dynamique en continu	230
9.3.2 Paramètres de résistance	232
9.3.2.1 Sols grossiers	232
9.3.2.2 Sols fins en conditions drainées	234
9.3.2.3 Sols fins cohésifs en conditions non drainées	236
9.3.2.4 Angle de dilatance	238
9.3.2.5 Résistance à la traction	241
9.3.3 Paramètres de déformabilité	241
9.3.3.1 Sols grossiers	242
9.3.3.2 Sols fins en conditions drainées	244
9.3.4 Estimation des paramètres physiques	246
9.3.5 Estimation empirique du rayon b_0 pour le milieu fini	248
9.4 Analyse des données de chantier	252
9.5 Configurations optimisées	256
9.6 Conclusion	260

Chapitre 10

Bibliographie

265

Chapitre 11

Annexe A

273

11.1 Introduction et définition du problème	273
11.2 État de contraintes et de déformations dans des conditions purement élastiques	276
11.2.1 Cavité cylindrique	276
11.2.2 Cavité cylindrique ou sphérique	278
11.2.3 Cavité cylindrique en milieu fini	279
11.3 État de contraintes et de déformations dans des conditions élasto-plastiques	281
11.3.1 Estimation de la pression avant plastification	283
11.3.1.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant	283
11.3.1.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif	283
11.3.1.3 Cavité cylindrique, sol frottant et cohésif, milieu fini	284
11.3.2 Approche par « analyse du sol aux petites déformations »	284
11.3.2.1 État de contraintes-déformations du sol dans le domaine élastique	284
11.3.2.1.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant	284

11.3.2.1.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif	285
11.3.2.2 �tat de contraintes-déformations du sol dans la région de plastification	286
11.3.2.2.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant	286
11.3.2.2.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif	288
11.3.2.3 Calcul de l'extension de la région de plastification	289
11.3.2.3.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant	290
11.3.2.3.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif	290
11.3.3 Approche par « analyse du sol aux grandes déformations »	291
11.3.3.1 �tat de contraintes-déformations du sol dans le domaine élastique	291
11.3.3.2 �tat de contraintes- déformations du sol dans la région de plastification	291
11.3.3.3 Calcul de l'extension de la région de plastification	293
11.3.3.4 Calcul de la pression limite (P_{LIM})	293
11.3.4 Approche par « analyse du sol aux grandes déformations » dans le cas de milieu fini	294

Chapitre 12

Annexe B **297**

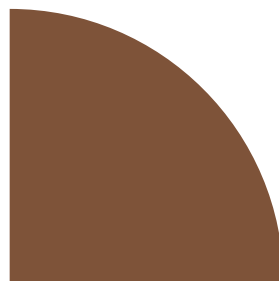
12.1 Introduction et définition du problème	297
12.2 Fracturation du sol en conditions non drainées	298
12.3 Fracturation du sol en conditions drainées	305

Chapitre 13

Annexe C **309**

13.1 Procédure expérimentale de la mesure de la pression de gonflement	309
13.2 Description de l'équipement de laboratoire	310
13.3 �talonnage de l'équipement de laboratoire	312
13.4 Procédure d'essai	313
13.5 Analyse des essais en laboratoire	315
13.6 Résines ayant fait l'objet d'essais	315
13.7 Procédure expérimentale	316
13.8 Programme expérimental	319
13.9 Résultats des essais expérimentaux	320

Préface



Jusqu'à la fin des années 1980, les techniques de consolidation et de confortement des sols étaient élaborées en fonction des progrès accomplis dans la connaissance du comportement mécanique, hydraulique et physico-chimique des sols.

Par la suite, un développement résolument technologique s'est imposé, dont les progrès les plus notables portant sur les profondeurs et distances atteignables par les sondes, ainsi que par l'amélioration de la productivité et en contrôle des équipements. Le principal effet de cette évolution a été de minimiser l'importance des caractéristiques du sol à consolider dans le choix du traitement, parfois au détriment d'une utilisation optimale de la technique mise en œuvre.

Ces dernières années, l'évolution du contexte économique et environnemental a redonné un rôle central aux études et analyses détaillées. Au delà des seuls aspects productifs et économiques, elles permettent d'optimiser l'intervention envisagée en intégrant la nécessité de réduire les impacts environnementaux, de préserver l'intégrité structurelle et la fonctionnalité des ouvrages en interaction avec le sol, tout en tenant compte des contraintes liées à leur localisation, leur historique et des enjeux liés à leur réhabilitation ou à leur réutilisation à court et à long terme.

Selon les auteurs, les techniques de consolidation des sols par injection de résines expansives répondent pleinement à ces nouvelles exigences, car elles sont peu invasives, très flexibles, peu énergivores et présentent un impact environnemental très faible, notamment durant la phase de construction.

À l'inverse, jusqu'à présent, la conception de ce type d'intervention, tout comme celle de la majorité des autres techniques de consolidation et de renforcement des sols par injection de fluides, a longtemps reposé sur des approches purement empiriques. Ces approches, limitées à des indications qualitatives, nécessitent systématiquement une validation par des planches d'essais préalables sur le terrain ainsi qu'un suivi continu durant les phases d'exécution.

Dans ce contexte, le projet de recherche mené par le département d'Ingénierie des Structures, de Génie civil et de Géotechnique de l'Ecole Polytechnique de Turin, financée par la société Urettek ITALIA S.P.A., et dont les résultats sont publiés dans ce livre, avait pour objectif de développer un premier cadre théorique général pour la modélisation analytique et numérique de cette technique d'injection particulière. L'étude visait à schématiser ses interactions avec le sol et les superstructures en s'appuyant sur les principes fondamentaux de la mécanique des milieux poreux et particuliers, ainsi que sur les développements récents en modélisation, tant théorique qu'expérimentale.

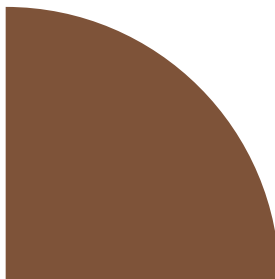
Pour conclure cette brève préface, il convient de souligner que l'essor des techniques d'injection de résine pour la consolidation et le renforcement des sols s'inscrit pleinement dans un contexte où la protection, la restauration et la conservation des bâtiments existants sont devenus des enjeux majeurs, particulièrement dans les centres urbains comme ceux en Italie, où le patrimoine bâti historique est important et souvent dégradé notamment au niveau des fondations.

Par ailleurs, les techniques d'injection à base de résines expansives sont aujourd'hui largement répandues dans ce secteur. À ce titre, on peut mentionner, parmi les nombreuses interventions réalisées par Urettek sur des bâtiments de tailles variées, l'opération de restauration et de renforcement des fondations du palais de la Punta della Dogana (XVII^e siècle), surplombant le Grand Canal à Venise, menée à bien grâce à la contribution et au travail de conception du regretté ingénieur en charge du projet, Claudio Mascardi, du Studio Geotecnico Italiano de Milan, sous la coordination du Professeur Michele Jamiolkowski de l'Ecole Polytechnique de Turin. Ce projet a été réalisé avec le soutien logistique, organisationnel et financier du concessionnaire Consorzio Venezia Nuova.

Les auteurs tiennent enfin à remercier les ingénieurs, Luca Buffa et Giacomo Boffa, pour leur contribution essentielle au projet de recherche et à la rédaction de la première édition de cette publication. Ils souhaitent également exprimer leur profonde gratitude à l'ingénieur Alberto Minardi, pour son apport fondamental à la préparation de la deuxième édition de cet ouvrage, en particulier pour le développement des modèles théoriques et des programmes de calcul.

*Andrea Dominijanni
Mario Manassero*

Auteurs



Andrea DOMINIJANNI, professeur associé en Ingénierie géotechnique, exerce à l'Ecole Polytechnique de Turin, où il mène depuis plusieurs années des activités d'enseignement et de recherche dans le domaine de la géotechnique et de la géotechnique environnementale. Depuis 2022, il préside le Comité technique international de la Société internationale de Mécanique des sols et de géotechnique (ISSMGE) dédié à la Géotechnique environnementale. Il est l'auteur de nombreuses publications scientifiques sur les phénomènes de transport et le comportement mécanique des sols fins. En tant que consultant et concepteur, il s'est spécialisé dans la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques et d'interventions de protection environnementale en Italie et à l'étranger.

Mario MANASSERO est professeur titulaire de géotechnique à l'Ecole Polytechnique de Turin. Ses principaux thèmes de recherche portent sur l'étude théorique et expérimentale de la mécanique des milieux poreux, la caractérisation géotechnique des sols par des essais in situ, la consolidation et le renforcement des sols, ainsi que le contrôle et l'extraction des contaminants du sous-sol, et en particulier, les processus d'interaction physico-chimique entre le squelette solide et les fluides interstitiels. De 2001 à 2014, il a présidé le Comité technique international de la Société internationale de Mécanique des sols et de géotechnique (ISSMGE) dédié à la géotechnique environnementale. Il a été président pour l'Europe de l'ISSMGE de 2017 à 2022. En tant que consultant et ingénieur géotechnicien, il a participé à d'importants projets de consolidation et d'amélioration des sols, ainsi qu'à des interventions de réhabilitation et de protection environnementale, en Italie et à l'étranger.

Propriétés physiques et mécaniques des résines polyuréthanes

1

1.1 RÉSINES POLYURÉTHANES EXPANSIVES

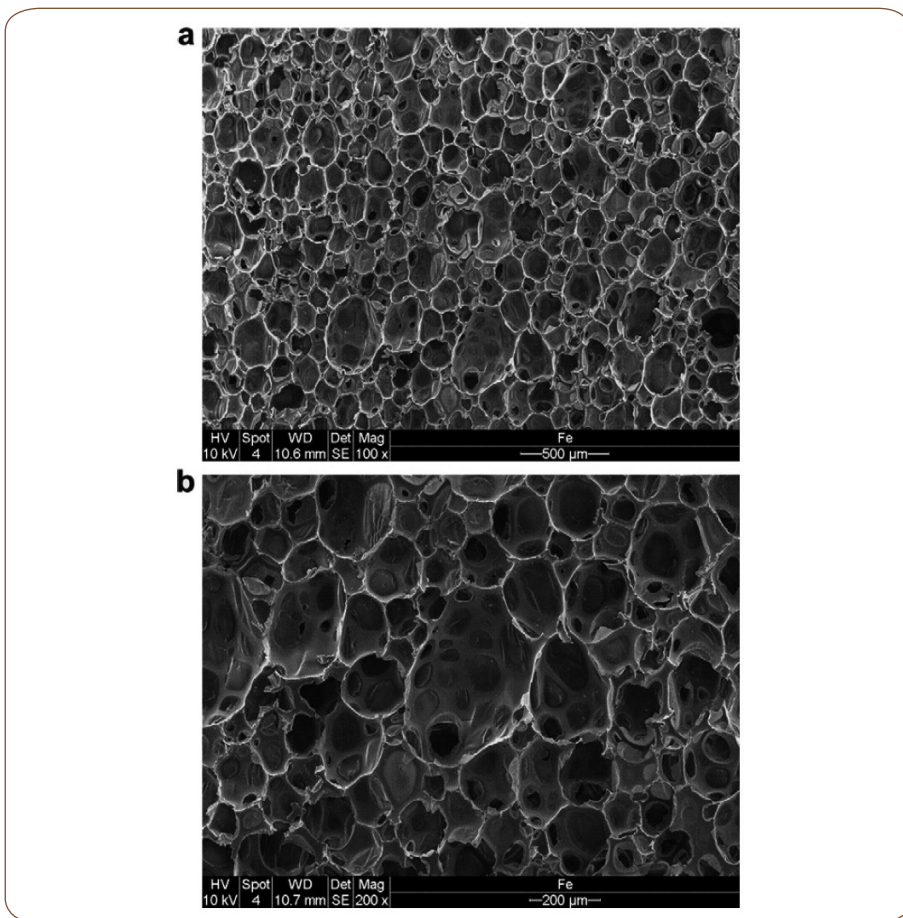
Les polymères d'uréthane, ou polyuréthanes, forment une grande famille de polymères qui peuvent présenter diverses propriétés physiques, dont la capacité d'expansion (gonflement).

La réaction chimique pour la synthèse des polyuréthanes a été découverte par Bayer en 1947. Les résines polyuréthanes expansives sont produites à partir d'une réaction exothermique entre un polyol et un isocyanate, mélangés dans des proportions volumétriques définies selon des spécifications de production particulières. Au cours de cette réaction, une grande quantité de dioxyde de carbone est générée, ce qui provoque l'expansion volumétrique du mélange et la formation d'une structure spongieuse, dans laquelle les bulles de gaz restent piégées. La production de dioxyde de carbone nécessite la présence d'eau, qui réagit avec le groupe isocyanate ; en l'absence d'eau, on a recours à un agent d'expansion liquide, chimiquement inerte et à point d'ébullition faible, qui se vaporise en utilisant une partie de la chaleur de polymérisation.

Dans un laps de temps très court (de quelques secondes à quelques minutes), le mélange durcit, passant de l'état liquide à l'état solide. Le temps de réaction, qui dépend des caractéristiques de la résine spécifique et, entre autres, de l'utilisation de catalyseurs, est influencé par la température des composants mélangés. Le contrôle de la température des composants permet donc d'accélérer ou de retarder le temps de réaction.

La pression exercée lors du gonflement et la densité finale de la résine dépendent de la capacité d'expansion du gaz contenu dans les bulles, avant le durcissement. La structure à « cellules fermées » de la résine expansive est montrée à la **figure 1.1**, qui présente les images obtenues au microscope électronique par Buzzi *et al.* (2008). Les images reproduisent la structure microscopique de la résine utilisée par Uretek (Canteri, 1998) pour des ap-

plications dans le domaine géotechnique, en conditions de gonflement libre, correspondant à une densité de 37 kg/m^3 (à titre de comparaison, la densité de l'eau est de $1\,000 \text{ kg/m}^3$). Dans ces conditions, le volume expansé est 30 fois supérieur au volume initial du mélange (Dei Svaldi *et al.*, 2005; Buzzi *et al.*, 2008 ; Buzzi *et al.*, 2010). La densité du mélange à l'état liquide est de $1\,070 \text{ kg/m}^3$, très proche de celle de l'eau ($= 1\,000 \text{ kg/m}^3$). En revanche, la résine expansée se caractérise par une densité sensiblement plus faible, qui dépend de la pression de gonflement.



■ **Figure 1.1.** Observation au microscope électronique d'une résine polyuréthane Uretek expansée sans confinement (densité égale à 37 kg/m^3). (a) Grossissement $\times 100$; (b) Grossissement $\times 200$. (Buzzi *et al.*, 2008).

De nombreux essais en laboratoire ont été réalisés sur la résine Uretek afin d'en déterminer les principales propriétés physiques et mécaniques (Favaretti *et al.*, 2004).

En particulier, la relation entre la pression de gonflement et la densité (ou poids spécifique) a été étudiée en conditions œdométriques, à l'aide d'un dispositif adapté permettant l'injection de la résine à l'intérieur d'un cylindre métallique rigide, muni d'un piston. Immédiatement après l'injection, la résine commence à s'expanser, ce qui, en raison de la forte rigidité du contenant, ne peut se faire que dans le sens vertical. Lors de l'expansion, le mélange pousse un piston vers le haut. Après une course de quelques centimètres, celui-ci est bloqué par une butée transversale équipée d'un manomètre. La pression de gonflement est déterminée comme étant celle nécessaire que doit exercer la butée transversale pour empêcher la remontée du piston vers le haut. La relation entre la pression de gonflement et la densité de la résine, obtenue expérimentalement, est représentée à la **figure 1.2**.

La relation empirique suivante a été obtenue à partir des résultats expérimentaux :

$$P = \exp[0.23 \cdot (\gamma_{rf} - 0.36)] - 1 \quad [1.1]$$

où :

P = pression de gonflement, déterminée en conditions œdométriques (exprimée en MPa) ;

γ_{rf} = poids par unité de volume (ou poids spécifique) de la résine expansée (exprimé en kN/m³)

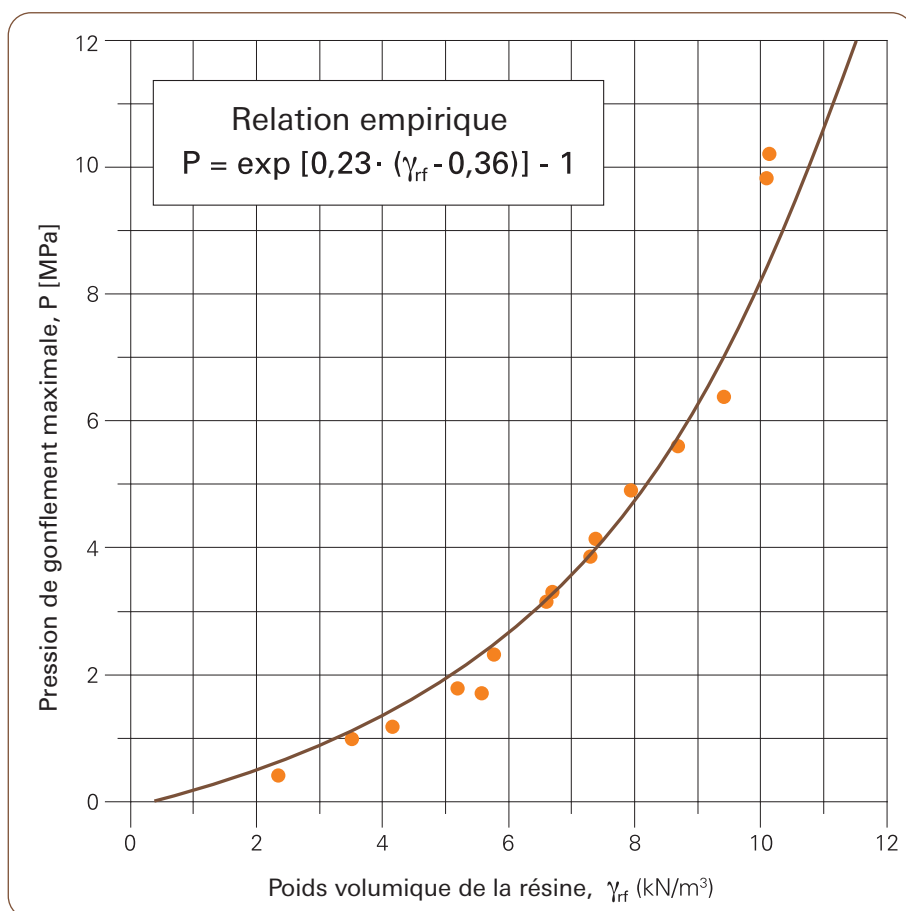
Les essais effectués ont permis de mesurer des valeurs de pression de gonflement comprises entre 0,40 et 10,00 MPa, dans la gamme étudiée des poids par unité de volume (γ_{rf} = 2,00 à 10,00 kN/m³).

Par ailleurs, Buzzi *et al.* (2008) ont mis en évidence des conditions de gonflement libre de la résine, c'est-à-dire où la pression de gonflement est nulle, pour un poids spécifique

$$\gamma_{rf} = 37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

où g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s²). La relation empirique de l'équation [1.1] a été obtenue en minimisant l'erreur d'approximation sur les données de Favaretti *et al.* (2004) et en imposant

$$\gamma_{rf} = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ pour } P = 0 \text{ kPa.}$$



■ **Figure 1.2.** Pression de gonflement de la résine Uretek en fonction du poids par unité de volume (données expérimentales de Favaretti *et al.*, 2004).

Ces résultats montrent que la pression de gonflement décroît à mesure que la densité diminue et que l'expansion augmente. Cette propriété revêt une importance notable pour les applications dans lesquelles les résines polyuréthanes sont injectées dans le sol et par conséquent, soumises à un effet de confinement.

À partir de l'équation [1.1], on peut déterminer le rapport entre le volume expansé de la résine (volume final de la résine, V_{rf}) et le volume initial du mélange injecté à l'état liquide dans le sol (volume initial de la résine, V_{ri}). En effet, la masse de résine, M_r , ne varie pratiquement pas lors du passage de l'état liquide initial à l'état de solide expansé final et par conséquent, les volumes V_{ri}

et V_{rf} peuvent être exprimés de la façon suivante :

$$V_{ri} = \frac{M_r}{\gamma_{ri}} \quad [1.2a]$$

$$V_{rf} = \frac{M_r}{\gamma_{rf}} \quad [1.2b]$$

où :

M_r = masse de la résine, constante lors du passage de l'état liquide à l'état solide ;

$\gamma_{ri} = 1070 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ = poids spécifique de la résine à l'état liquide ;

γ_{rf} = poids spécifique de la résine expansée.

En combinant les équations [1.1], [1.2a] et [1.2b], le rapport de gonflement, défini comme V_{rf}/V_{ri} , est égal à :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{\gamma_{ri}}{\gamma_{rf}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \cdot \ln[1 + P(\text{MPa})]} \quad [1.3]$$

La relation entre V_{rf}/V_{ri} , obtenue avec cette approche, est illustrée à la **figure 1.3**.

Comme mentionné précédemment, lorsque la réaction de polymérisation a lieu dans un environnement exempt de confinement (air libre), la résine se solidifie avec un poids volumique de $0,36 \text{ kN/m}^3$ et un taux d'expansion volumétrique d'environ 30 (Dei Svaldi *et al.*, 2005).

La relation reproduite à la **figure 1.3** revêt une importance capitale pour évaluer les injections de résine dans les sols (Foti & Manassero, 2009).

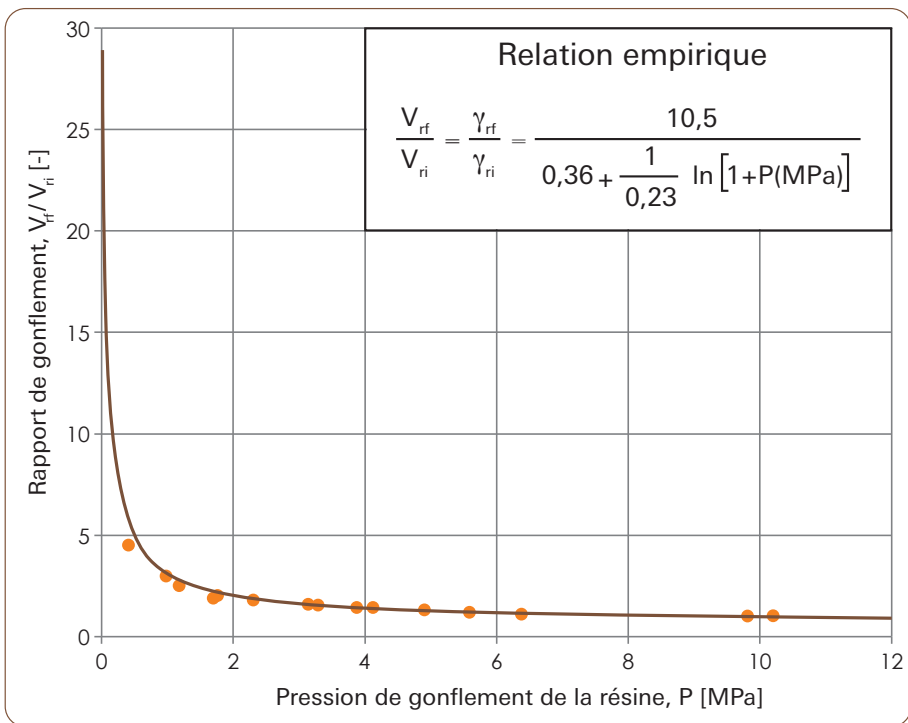


Figure 1.3. Relation expérimentale entre le rapport de gonflement et la pression de gonflement de la résine Uretek.

1.2 Propriétés mécaniques et hydrauliques des résines polyuréthanes

À la suite des processus de gonflement et de durcissement, les résines polyuréthanes développent des caractéristiques mécaniques (à savoir : rigidité et résistance) très élevées, en fonction du poids spécifique final γ_{rf} .

Pour les résines Uretek, on a déterminé de manière expérimentale (Favaretti *et al.*, 2004 ; Dei Svaldi *et al.*, 2005 ; Foti & Manassero, 2009) :

1. le module de rigidité (ou module d'Young), E , correspondant à une déformation de 1 % (**figure 1.4**) ;
2. la résistance à la compression uniaxiale, σ_c (**figure 1.5**).

Ces deux paramètres ont été évalués en fonction du poids spécifique γ_{rf} , dans une plage de valeurs comprise entre 0,50 et 3,50 kN/m³.

Concernant le module de rigidité, les essais ont permis de déterminer des valeurs comprises entre 10 et 80 MPa, comparables aux modules caractéristiques des sols compactés.

Les résistances à la compression mesurées sont significativement élevées (0,25 à 6,50 MPa). À partir de ces valeurs, on peut en déduire la résistance au cisaillement de la résine, supposée comme purement cohésive par la relation :

$$\tau_f = \frac{\sigma_c}{2} \quad [1.4]$$

Il en résulte que la résistance au cisaillement varie entre 0,125 et 3,25 MPa en fonction de la densité finale, à savoir du degré d'expansion de la résine.

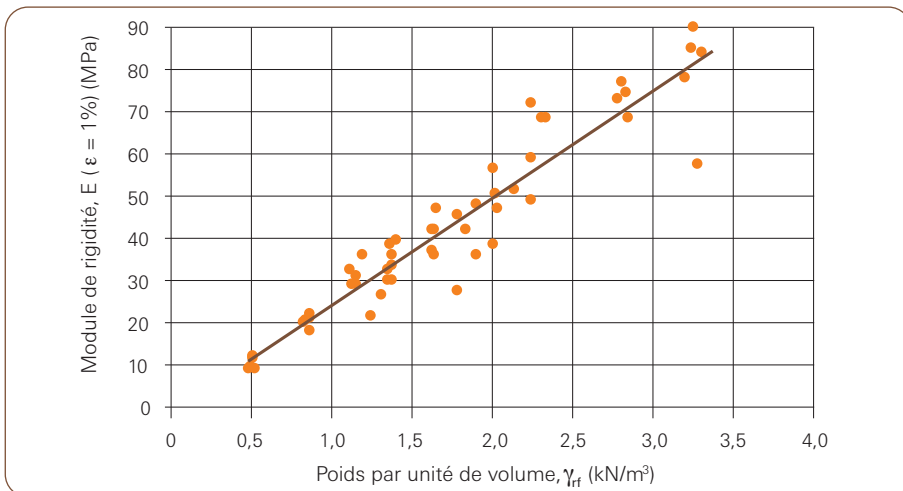
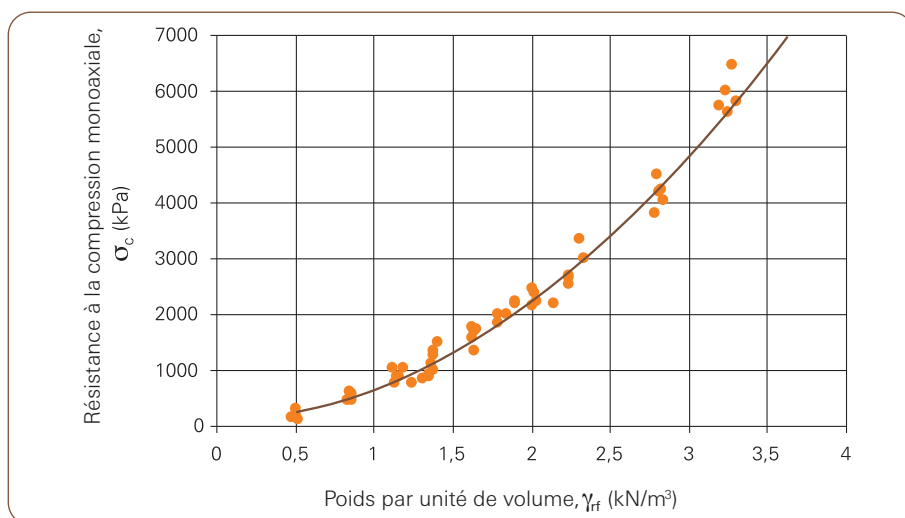


Figure 1.4. Module de rigidité en fonction du poids par unité de volume final de la résine Uretek.



■ **Figure 1.5.** Résistance à la compression uniaxiale en fonction du poids par unité de volume final de la résine Uretek.

Des essais d'imbibition dans l'eau ont également été réalisés sur les résines Uretek. Ils montrent des variations du poids spécifique comprises entre 2 et 3 % à une température de 23 °C (Gabassi, 2011). Les variations les plus importantes ont été observées pour des températures comprises entre 75 et 85°, afin de simuler les effets de la dégradation sur le long terme. Dans ces conditions, les variations de poids spécifique peuvent atteindre l'ordre de 50 %. Il convient toutefois de souligner que ces variations ont été obtenues dans des conditions artificielles, très différentes de celles que l'on peut rencontrer dans des sols naturels.

Buzzi *et al.* (2010) ont également réalisé des essais de conductivité hydraulique sur les résines Uretek pures, ainsi que sur des échantillons constitués par un mélange sol-résine. Pour la densité minimale (0,36 kN/m³), correspondant au gonflement maximal, les valeurs de conductivité hydraulique mesurées étaient comprises entre $1 \cdot 10^{-9}$ et $1 \cdot 10^{-8}$ m/s sur la résine pure, indiquant l'existence d'une faible porosité interconnectée. Pour les échantillons de sol injectés, la conductivité hydraulique était de l'ordre de 10^{-10} m/s.

D'après ces résultats, on peut en conclure que la structure de la résine est constituée presque exclusivement de pores fermés, imperméables à l'eau. La très faible conductivité hydraulique, mesurée sur les échantillons de sol injectés, est due à la présence de micro-défauts aléatoires. Dans des conditions naturelles, le poids spécifique de la résine ne varie pas en situations d'immersion dans l'eau, sauf en cas de dégradation artificielle.

Ces résines peuvent donc être considérées comme étant pratiquement imperméables et quasiment étanches à l'eau.

1.3 Injection de résines polyuréthanes dans les sols

Les résines polyuréthanes peuvent être injectées dans les sols à différentes profondeurs, à partir de forages de petits diamètres, évitant ainsi de fragiliser les ouvrages existants et/ou les dallages traités en surface. Une description détaillée de la technologie Uretek, appelée Deep Injections, est fournie par Canteri (1998). Cette technologie permet de réaliser des forages d'un diamètre inférieur à 30 mm (généralement de 14 à 26 mm), avec un espacement minimum compris entre 50 et 150 cm. Des tubes en acier sont insérés dans ces forages pour injecter la résine polyuréthane. Les interventions sont réalisées par une équipe de techniciens spécialisés, disposant d'un camion-atelier équipé. Selon le type d'intervention et l'accessibilité du chantier, des camions de différentes dimensions sont disponibles. Dans des cas exceptionnels, le matériel et la résine peuvent être acheminés par d'autres moyens de transport : train, avion, bateau ou téléphérique. L'intérieur du camion-atelier contient, outre divers équipements, les réservoirs des deux composants chimiques nécessaires à la production de la résine. Ces deux composants sont mélangés avant leur entrée dans le tube d'injection, avec un temps de réaction variable, allant de quelques secondes à quelques minutes. L'injection est contrôlée par un opérateur à l'aide d'un pistolet d'injection spécifique.

1.4 Développements technologiques des injections de résines polyuréthanes dans le sous-sol

Au fil du temps, l'essor des applications à base de résine polyuréthane a favorisé le développement de nouvelles technologies visant à accroître l'efficacité des traitements d'amélioration des sols de fondation.

En particulier, les deux technologies suivantes ont été mises au point :

- De nouveaux tubes en acier perforés (comportant généralement 6 orifices) répartis sur une longueur d'environ 2 m. Ce procédé sous brevet italien (Uretek, n° 102018000007020) permet :
 - de réaliser un traitement en colonne ;
 - de répartir l'injection en fonction de la déformabilité des différentes couches de sol traversées, en concentrant le traitement au niveau des couches les plus compressibles ;
 - d'optimiser la consommation et les performances des injections.
- Un nouveau système d'ancrage des structures, consistant à mettre en œuvre des micro-ancrages (composés de câbles en acier munis d'une pointe) scellés dans les forages d'injection, et directement solidarisés à l'ouvrage. Ce système d'ancrage augmente le confinement vertical exercé par la structure vis-à-vis du soulèvement du terrain naturel. Il permet ainsi d'injecter des quantités de résine plus importantes, optimisant par conséquent l'effet de densification du sol d'assise de fondation (Uretek, brevet italien n° 1020170000037754).

Ces nouvelles technologies, de par leur caractère innovant et leur efficacité validée par de nombreux retours d'expérience, constituent des leviers majeurs pour évaluer la performance des interventions de consolidation de sols de fondations par injection de résines polyuréthanes expansives.

Domaines d'application des injections de résines polyuréthanes dans les sols

2

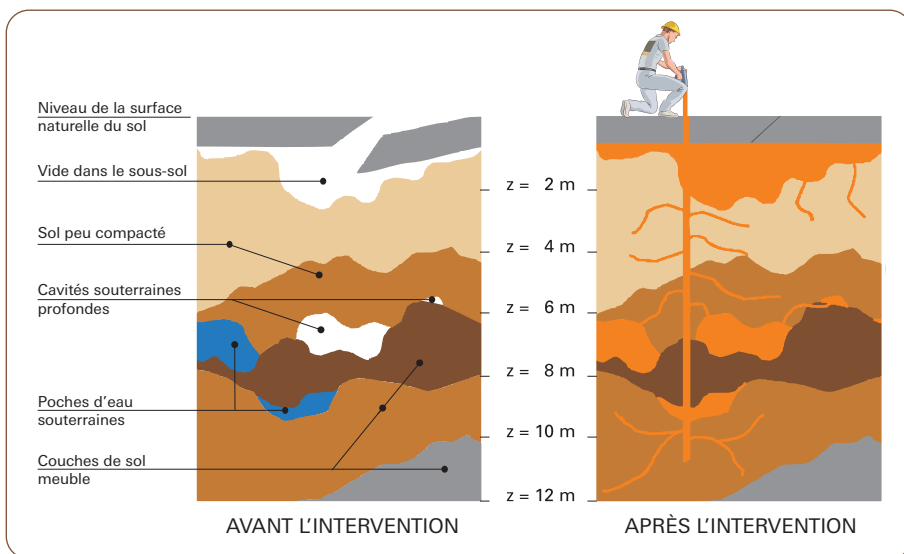


2.1 Introduction

Au cours des dernières années, les techniques d'injection utilisant des résines polyuréthanes se sont perfectionnées (Foti & Manassero, 2009) et sont désormais employées dans de nombreuses applications (**figure 2.1**), telles que :

- le comblement et la stabilisation des cavités souterraines ;
- le déplacement de l'eau et la réduction de la conductivité hydraulique ;
- la réduction des charges appliquées aux couches de terrains situées sous le sol traité, afin de limiter les tassements (allègement) ;
- la consolidation des sols, pour augmenter la rigidité et la résistance au cisaillement ;
- le relevage des fondations et des dallages, pour récupérer les tassements superficiels ou absolus.

Ce chapitre présente brièvement les critères de conception des interventions de consolidation par injections de résines polyuréthanes expansives, en fonction de l'objectif recherché.



■ **Figure 2.1.** Exemple d'application des injections de résine polyuréthane (adapté par www.uretekusa.com).

Pour concevoir un projet de traitement adapté par injections de résines polyuréthanes expansives, il est nécessaire de réaliser une étude de site complète incluant le contexte géologique, les paramètres géotechniques, l'hydrogéologie ainsi que les contraintes environnantes.

À l'issue de l'examen des différentes options possibles, en tenant compte des coûts et des délais d'exécution estimés, le traitement par injection le plus approprié est retenu.

Une fois la zone à consolider identifiée, des études spécifiques sont menées afin de définir les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol, permettant de préciser les objectifs du traitement.

Après l'analyse détaillée des données issues des investigations *in situ*, des essais en laboratoire et de la modélisation théorique, il devient possible d'élaborer un projet de traitement par injection de résines expansives.

L'importance des essais d'injection *in situ* est soulignée, car ils permettent de valider les hypothèses prises pour le dimensionnement et justifier l'efficacité du traitement de sols.

2.2 Comblement de cavités

La technologie Cavity Filling, développée par Uretek, a pour objectif d'assurer le comblement intégral et la stabilisation complète des cavités souterraines et vides sanitaires en soufflant des billes d'argile expansée, à granulométrie contrôlée, suivie d'une injection de résine polyuréthane expansive. L'action combinée des deux matériaux utilisés, dont les caractéristiques techniques sont présentées à la **figure 2.2**, apporte une solution complète au problème.

La forte expansion de la résine permet de remplir intégralement le volume interne, de compacter les billes d'argile expansée constituant le matériau de comblement, et d'appliquer une précontrainte contrôlée sur les parois de la cavité.

Le remplissage de la cavité avec des billes d'argiles joue le rôle de stabilisation immédiate en évitant des affaissements de surface dus à des effondrements soudains des parois de la cavité, tandis que la précontrainte générée par la résine expansive empêche les tassements de surface causés par les déformations des parois et du toit de la cavité.

L'intervention débute par une première phase de vérification des dimensions et de la géométrie de la cavité souterraine ; suivie de la mise en place d'un maillage de forages destiné au soufflage des billes d'argile expansée et à l'injection de la résine. L'utilisation d'une buse directionnelle pour le soufflage des billes d'argile expansée assure un remplissage optimal de la cavité, atteignant jusqu'à 95 % de son volume initial. L'injection de résine expansive, réalisée après le soufflage des billes d'argile expansée, permet le comblement intégral de la cavité, avec une mise en compression des parois et du toit de la cavité (par clavage), conformément aux objectifs préalablement déterminés. Les principales phases du comblement de cavités souterraines sont schématisées à la **figure 2.3**.

L'intervention présente plusieurs avantages, notamment le rétablissement de la continuité mécanique entre la cavité comblée et le sol, ainsi qu'une distribution uniforme des contraintes dans le massif de sol.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

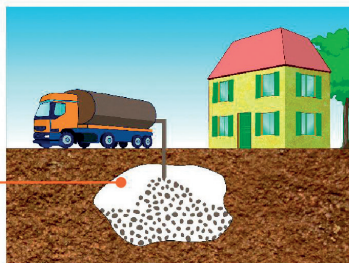
ARGILE EXPANSÉE		RÉSINE URETEK GEOPLUS	
0-30 à usage géotechnique			
Masse volumique de la résine en vrac UNI EN -13055-1	$\leq 4,5 \text{ kN/m}^3$ (450 kg/m ³)	Forte pression d'expansion	10.000 kPa (100 kg/cm ²)
Angle de frottement	$\cong 40^\circ$	Temps d'expansion	extrêmement bas
Absorption d'eau UNI EN 13055-1	< 75 %	Degré élevé d'expansion	(de 2 à 20 fois)
Module de déformation Md avec $D_R > 80 \%$	$\geq 25 \text{ MPa}$ (250 kg/cm ²)	Module d'élasticité comparable à celui d'un sol de fondation	10 - 180 MPa (100 à 1800 kg/cm ²)
Résistance des granulats à l'écrasement UNI EN 13055-1	> 1.300 kPa (> 13 kg/cm ²)	Poids volumique variable en fonction du degré d'expansion	1 - 3 kN/m ³ (100 - 300 kg/m ³)

Figure 2.2. Caractéristiques techniques de l'argile expansée et de la résine Uretek Geoplus utilisées dans la technologie Cavity Filling (par www.uretek.it).

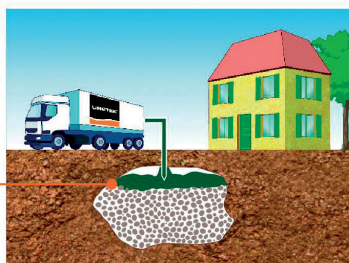
De plus, l'expansion de la résine provoque la compression du sol environnant, améliorant sa rigidité et sa résistance.

Comme les billes d'argile expansée et la résine polyuréthane présentent toutes deux une densité inférieure à celle de l'eau, cette méthode évite également toute surcharge supplémentaire sur le sol situé sous la cavité.

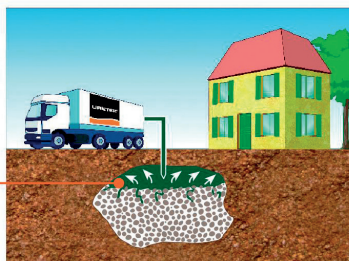
Phase 1 :
Remplissage avec des billes
d'argile expansée



Phase 2 :
Injection de résine expansive
Uretek Geoplus®



Phase 3 :
Expansion de la résine Geoplus® et
mise en compression de la cavité



■ **Figure 2.3.** Principales phases de la technologie Uretek Cavity Filling (d'après www.uretek.it).

2.3 Réduction de la conductivité hydraulique

Les résines polyuréthanes sont caractérisées par une structure presque entièrement constituée de cellules fermées et étanches, une caractéristique qui les rend pratiquement imperméables à l'eau. Les injections de résines polyuréthanes expansives peuvent être utilisées pour remplacer ou refouler l'eau du sol et, par conséquent, réduire la conductivité hydraulique du milieu traité.

Selon les résultats expérimentaux de Buzzi *et al.* (2008) obtenus sur des argiles fissurées, la résine Uretek Geoplus est en mesure de pénétrer dans des fissures d'environ 1/10 mm d'ouverture, tandis que l'interface argile-résine atteint une épaisseur comprise entre 1 et 3 mm. Cette pénétration de la résine dans les macropores de l'argile entraîne une diminution de la perméabilité, qui dépend principalement de l'état de la fissuration (nombre, longueur et ouverture des fissures).

L'analyse des essais de perméabilité (figure 2.4) menés sur des échantillons de sols argileux traités par injections de résines polyuréthanes montre, selon Buzzi *et al.* (2010), que l'injection de résine peut réduire la macro-perméabilité d'environ un facteur 50. Les perméabilités intrinsèques mesurées des sols injectés sont comparables à celles d'un sol argileux non fissuré, en moyenne de 30 à 100 fois inférieures à celles d'un sol argileux fissuré. La perméabilité intrinsèque K (m^2) est corrélée à la conductivité hydraulique k (m/s) par la relation

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu_w}$$

où μ_w ($Pa \cdot s$) est la viscosité dynamique de l'eau et γ_w (Pa/m) est le poids spécifique de l'eau.

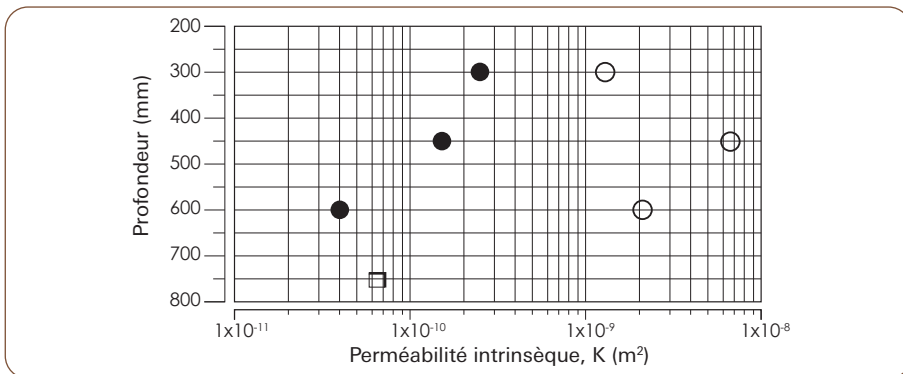


Figure 2.4. Évolution de la perméabilité intrinsèque estimée par des essais de perméabilité à l'air. Les cercles vides représentent des échantillons de sol non traité, tandis que les cercles pleins (noirs) représentent des sols traités ; le carré vide représente la perméabilité intrinsèque d'un sol argileux non fissuré. Profondeur de fissuration : 700 mm ; profondeur d'injection : 750 mm (modifié par Buzzi *et al.*, 2010).

L'injection de résines expansives peut constituer un outil particulièrement efficace pour réduire la conductivité hydraulique des sols et combler au passage les fissures préexistantes du sol provoquées par les cycles de dessiccation et de réhydratation.

Dans l'étude menée par Pasquetto *et al.* (2008), il a été démontré que l'augmentation de la densité des sols fissurés, due à l'expansion de la résine au sein des fissures, permet de prévenir des variations de volume importantes susceptibles de se produire ultérieurement. Par ailleurs, la substitution instantanée de l'eau interstitielle par la résine réduit la sensibilité du sol traité aux variations de la teneur en eau initiale.

La densification du sol et la réduction de sa teneur en eau naturelle, résultant de l'injection de résine polyuréthane, diminuent considérablement le risque de retrait lors de variations des conditions climatiques, notamment en périodes de sécheresse prolongée.

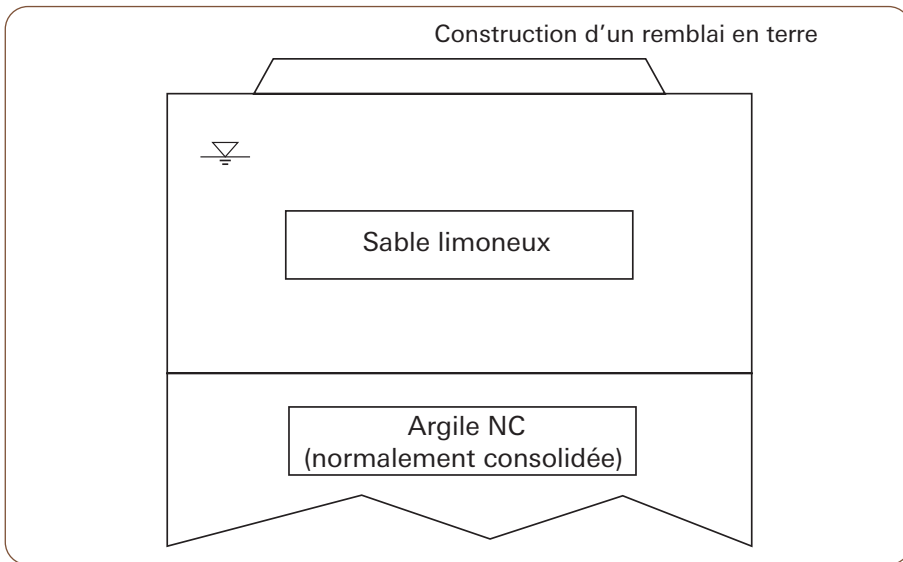
Dans le cadre de projets de consolidation des fondations, les injections effectuées à l'interface sol-fondation permettent de remplir les vides éventuellement présents directement sous les fondations et d'imperméabiliser l'interface proprement dite.

Les résines polyuréthanes expansives trouvent aussi d'autres applications avec par exemple, dans les ouvrages de soutènement pour combler les vides à l'interface entre la structure et le sol, ce qui réduit la probabilité d'apparition de chemins préférentiels d'infiltrations le long de ces discontinuités.

2.4 Allègement

Les injections de résines Uretek peuvent se révéler particulièrement efficaces pour alléger les couches de sol très compressibles qui se trouvent sous des couches de sols plus grossiers, sensibles à la présence de la nappe.

La **figure 2.5** présente un exemple dans lequel une couche de sable limoneux surmonte une couche argileuse normalement consolidée, très compressible et sujette au fluage, avec une nappe phréatique atteignant la base de la couche de sable superficielle. Sous le poids exercé par la couche de sable limoneux, l'argile sous-jacente normalement consolidée subit un tassement important.



■ **Figure 2.5.** Stratigraphie de référence.

Les injections de résines expansives permettent de réduire les charges transmises aux argiles sous-jacentes et, par conséquent, de limiter son tassement progressif.

En effet, grâce à leur poids spécifique nettement inférieur à celui de l'eau, les injections de résines expansives permettent d'alléger la couche sableuse, réduisant ainsi les charges transmises à la couche argileuse d'assise. Les injections se diffusent dans le sol par imprégnation, expansion de cavités et fracturation sub-verticale, puis pénètrent dans les pores du sol autour des fractures en refoulant l'eau contenue initialement dans ces pores.

En conséquence, les injections d'allègement permettent d'obtenir :

- (1) la substitution de l'eau contenue dans les pores de la couche sableuse, dont le poids par unité de volume $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ est très supérieur à celui de la résine polyuréthane ($\gamma_{rf} = 1,20 - 1,50 \text{ kN/m}^3$);
- (2) le déplacement latéral du sol (solides et eau), qui est refoulé et remplacé par la résine, entraînant un allègement significatif du poids total appliqué sur l'argile sous-jacente.

2.5 Amélioration des propriétés mécaniques

L'expansion de la résine après son injection dans le sous-sol peut être assimilée à l'expansion d'une cavité de forme irrégulière, plus ou moins sphérique ou cylindrique en première approximation, en fonction du positionnement et du procédé d'injection. L'effet sur le sol environnant se traduit par une augmentation des deux paramètres fondamentaux des milieux particuliers (c.a.d. la densité et l'état de contraintes de confinement), améliorant ainsi la rigidité et la résistance d'un volume significatif du massif de sol traité. Ce type d'approche conceptuelle peut être assimilée aux techniques d'interventions par injections solides ou injections de compactage (*compaction grouting*), qui consistent à injecter sous pression un coulis cimentaire à haute viscosité dans le sol (Foti & Manassero, 2009).

Pour les interventions visant à améliorer les caractéristiques mécaniques des sols de fondation, la technologie Uretek Deep Injections a été brevetée (**figure 2.6**). Il s'agit d'une méthode de consolidation non invasive, adaptée tant aux sols grossiers qu'aux sols fins, et qui peut être mise en œuvre sous tout type de fondations (semelle isolée, filante ou radier), quel que soit le matériau de construction.



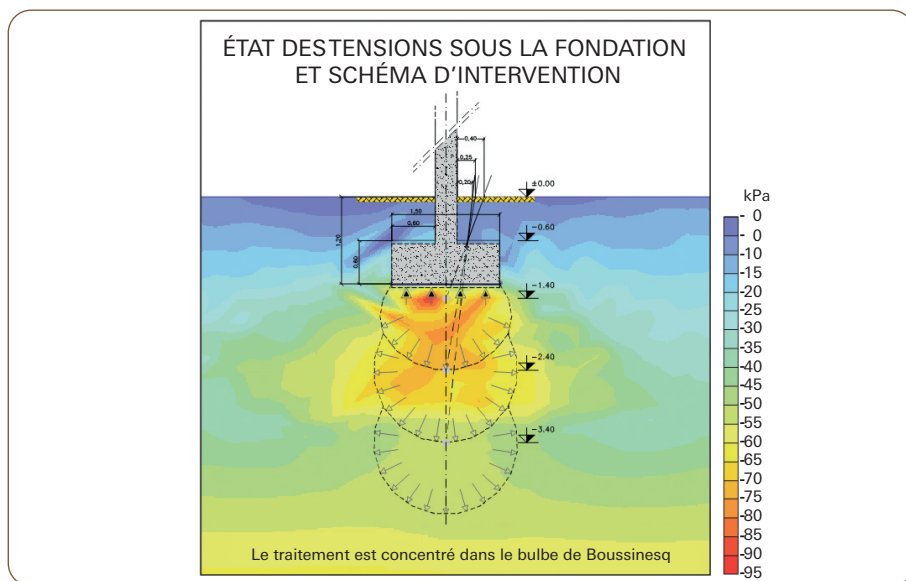
■ **Figure 2.6.** Schéma d'intervention par injections de résine pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol sous les fondations et stabiliser le bâtiment (de www.uretek.it).

L'intervention prévoit tout d'abord des percements d'un diamètre inférieur à 30 mm à travers la fondation, selon un espacement de 50 à 150 cm, de manière à atteindre avec précision le volume de sol à traiter. Des tubes sont ensuite insérés à l'intérieur de ces forages pour injecter la résine Geoplus dans le sol.

Les injections sont effectuées alors que la résine est encore en phase liquide, mais déjà en phase d'expansion. La résine voit son volume augmenter d'un facteur compris entre 10 à 15 en l'espace de quelques secondes, développant une pression de gonflement de la résine pouvant atteindre une valeur de 10 000 kPa.

L'expansion de la résine se poursuit, en fonction de la résistance rencontrée dans le sol, jusqu'à ce que le sol traité soit suffisamment densifié au point de refuser une compression supplémentaire, et de contraindre la résine à poursuivre son expansion dans le sens de moindre résistance (vers le haut), ce qui provoque le relevage du bâtiment. Des niveaux laser, capables de détecter des mouvements de l'ordre du millimètre, sont installés sur le bâtiment, assurant un contrôle en temps réel du comportement de l'ouvrage pendant la phase d'injection : dès qu'un début de relevage est observé, l'injection est interrompue et le traitement est finalisé en toute sécurité.

Il convient de préciser que les injections sont concentrées dans le bulbe de pression significatif, évalué de manière approximative selon la théorie de Boussinesq (voir **figure 2.7**), c.a.d. dans le volume de sol majoritairement le plus sollicité par la charge appliquée en surface. De plus, la rapidité de la réaction d'expansion et de solidification permet de contrôler la propagation de la résine au-delà du point d'injection (généralement à quelques mètres).



■ **Figure 2.7.** État de contraintes sous la fondation et schéma d'intervention (de www.uretek.it)..

L'efficacité de l'intervention peut être vérifiée non seulement par le début du relevage de la fondation observé au cours des injections, mais également par des essais géotechniques *in situ*, tels que des essais pénétrométriques ou pressiométriques comparatifs avant/après intervention.

La technologie Urettek Deep Injections peut constituer une alternative pertinente aux techniques traditionnelles, telles que les plots béton, les micropieux ou le jet grouting, pour consolider les sols d'assise de bâtiments ayant subi un tassement différentiel lié aux faibles caractéristiques mécaniques du sol. Les injections de résines se révèlent souvent avantageuses, tant en termes de coût que d'une mise en œuvre peu intrusive, avec une durée d'intervention particulièrement réduite.

Un exemple intéressant d'intervention réalisée avec la technologie Urettek Deep Injections est celui de la consolidation du sol d'assise des fondations du bâtiment historique de la Punta della Dogana à Venise (illustré à la **figure 2.8**), décrite par Gabassi *et al.* (2011).

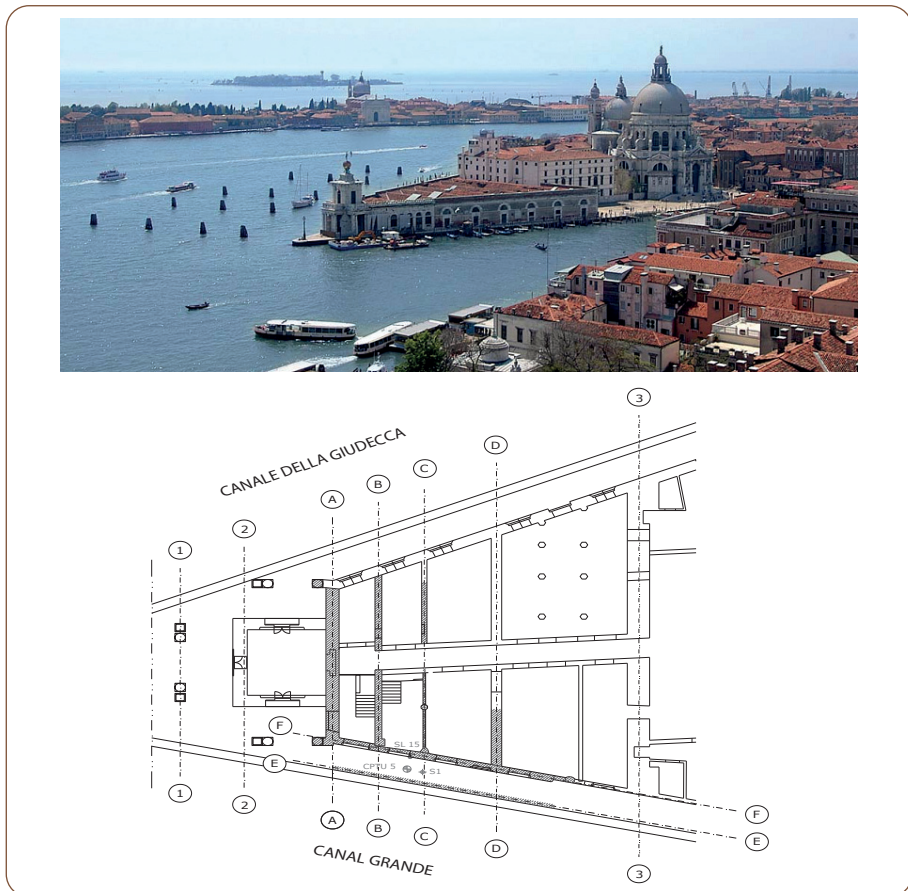
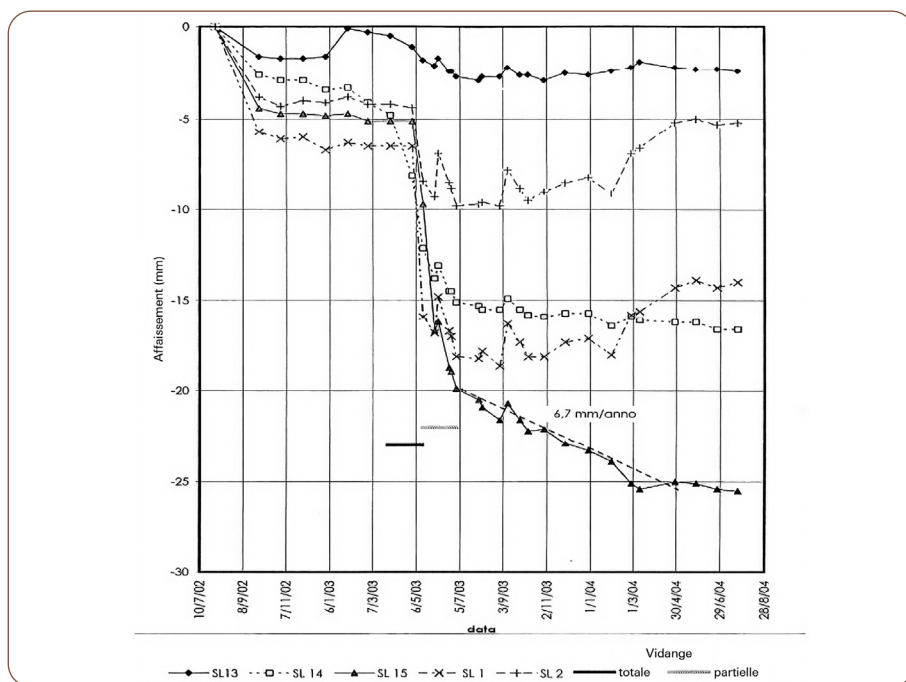


Figure 2.8. Punta della Dogana, Venise : bâtiment affecté par un tassement de ses fondations (Gabassi *et al.*, 2011).

En mai 2003, le bâtiment a subi des tassements importants et soudains des fondations de la partie bordant le Grand Canal, à la suite d'une série de travaux d'entretien du lit du canal, qui ont entraîné un abaissement du niveau piézométrique et déclenché un phénomène de siphonage, déstabilisant le sol situé en pied de mur du canal.

Des études détaillées ont été menées, s'appuyant sur une campagne importante d'investigations géotechniques *in situ* et en laboratoire, complétée par une surveillance de précision. Après avoir examiné les différentes technologies possibles permettant de stabiliser l'édifice dans un tel contexte, il a été décidé de retenir la solution de consolidation par injections de résine expansive au moyen de la technologie Uretrek Deep Injections.

Il a été jugé opportun de réaliser des interventions ciblées visant exclusivement à stopper la progression des déformations en cours (**figure 2.9**) et, dans la mesure du possible, de récupérer partiellement leurs conséquences sur les structures concernées, avec un relevage limité des parties les plus affaissées.



■ **Figure 2.9.** Suivi des tassements dans le temps de la façade donnant sur le Grand Canal de Venise (Gabassi *et al.*, 2011).

Le traitement a porté sur le massif de sol situé immédiatement sous les fondations ; les injections ont été effectuées dans les volumes de sol affectés par le phénomène

de siphonage, selon un espacement régulier, et réparties sur plusieurs niveaux de profondeur, de quatre à sept niveaux au total selon les secteurs (**figure 2.10**).

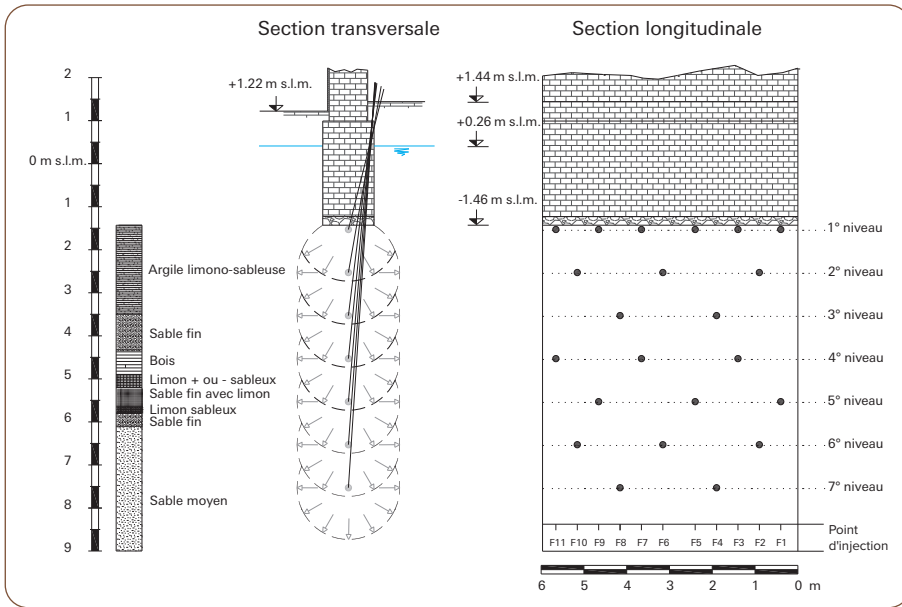


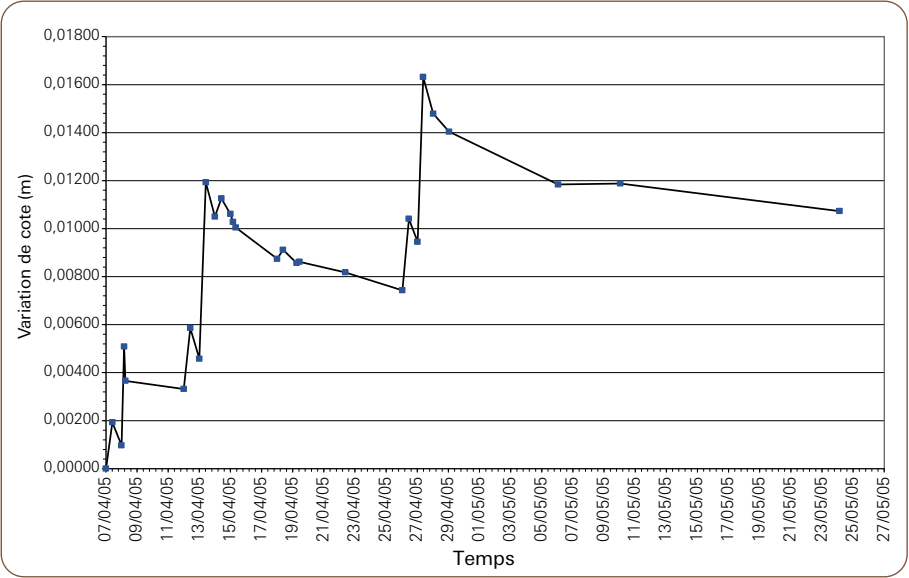
Figure 2.10. Coupes types représentant la répartition spatiale des injections – phase 1 de l'intervention, à sept niveaux (Gabassi *et al.*, 2011).

Il convient également de préciser que les injections ont été réalisées en plusieurs phases, afin de permettre la dissipation quasiment complète des surpressions interstitielles induites par les injections (Gabassi *et al.*, 2011).

L'intervention, divisée en trois phases distinctes et réalisée sur une période de six mois, a permis de rétablir la stabilité et la fonctionnalité du bâtiment, tout en stoppant l'évolution des affaissements et en restaurant les conditions initiales du sol. Tout au long des travaux, et durant les périodes intermédiaires entre les différentes phases, le comportement de la structure a fait l'objet d'un suivi renforcé, en plus du monitoring déjà en place, par des relevés altimétriques sur des cibles solidement fixées aux maçonneries, effectués à l'aide de niveaux optiques de précision.

Les bénéfices apportés par les injections de résine dans le sol ont été confirmés, à la fois par les résultats du système de surveillance (**figure 2.11**), mais également par des essais de pénétration dynamique comparatifs réalisés pendant et entre les différentes phases.

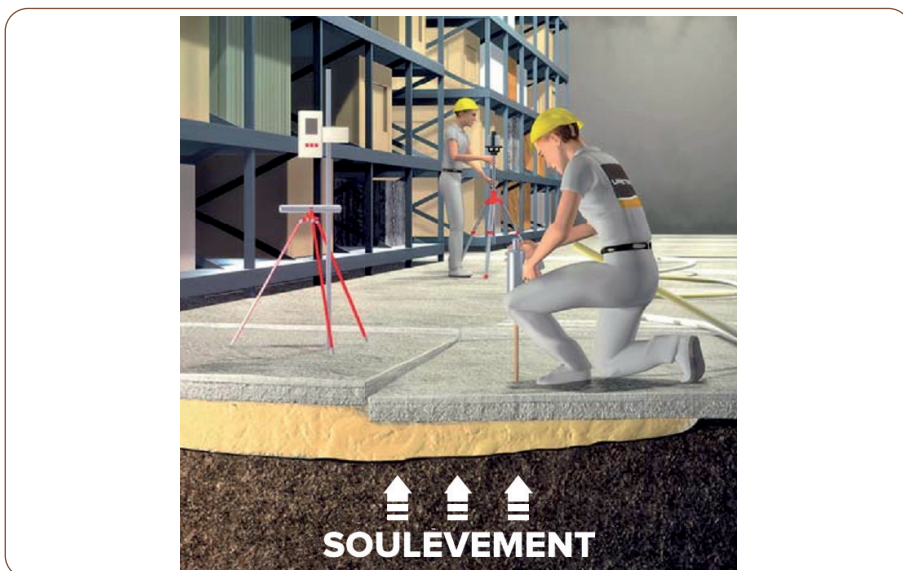
En plus de ces essais, des sondages ont été effectués afin d'identifier le matériau injecté et d'en prélever des échantillons pour en déterminer les propriétés mécaniques.



■ **Figure 2.11.** Évolution altimétrique dans le temps d'un point surveillé du bâtiment, correspondant au point ayant subi les tassements les plus importants – façade du côté du Grand Canal (Gabassi *et al.*, 2011).

2.6 Relevage

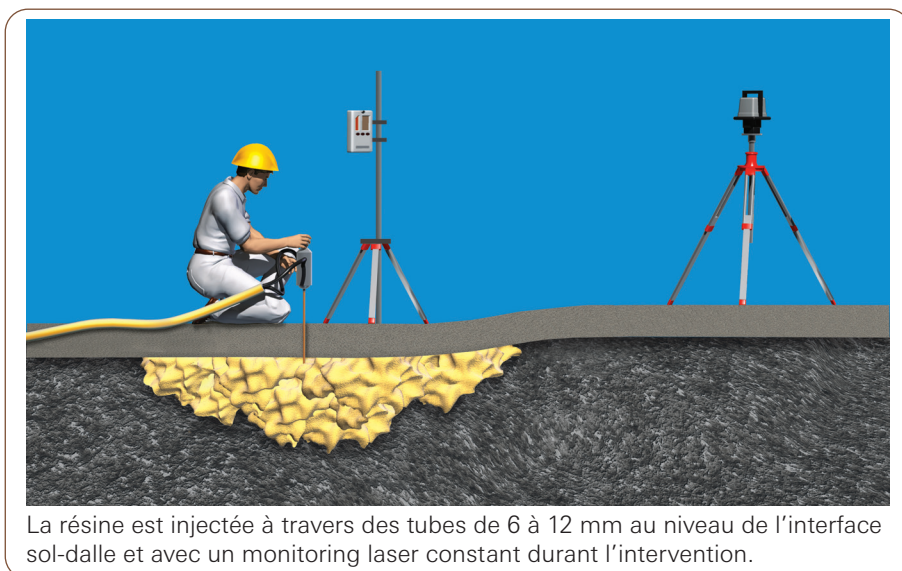
La technologie brevetée Uretek Floor Lift® (**figure 2.12**) est utilisée pour assurer le relevage et la remise à niveau des dallages (rigides et souples) dans des bâtiments industriels, des magasins, des entrepôts, des habitations, des infrastructures linéaires (routes, pistes aéroportuaires) concernés par des phénomènes de subsidence.



■ **Figure 2.12.** Technologie Uretek Floor Lift (de www.uretek.it).

La technologie Floor Lift prévoit dans un premier temps la mise en place d'un équipement laser dans les zones affectées par l'affaissement, afin de mesurer avec une précision millimétrique les tassements survenus. De plus, des comparateurs d'une précision de l'ordre du centième de millimètre sont utilisés au niveau des joints.

Ensuite, le dallage est percé avant la mise en place de tubes métalliques de petit diamètre, disposés selon un maillage régulier. La résine expansive est ensuite injectée jusqu'à provoquer le relevage du dallage grâce à la capacité d'expansion de la résine logée entre la dalle et la couche d'assise (**figure 2.13**).



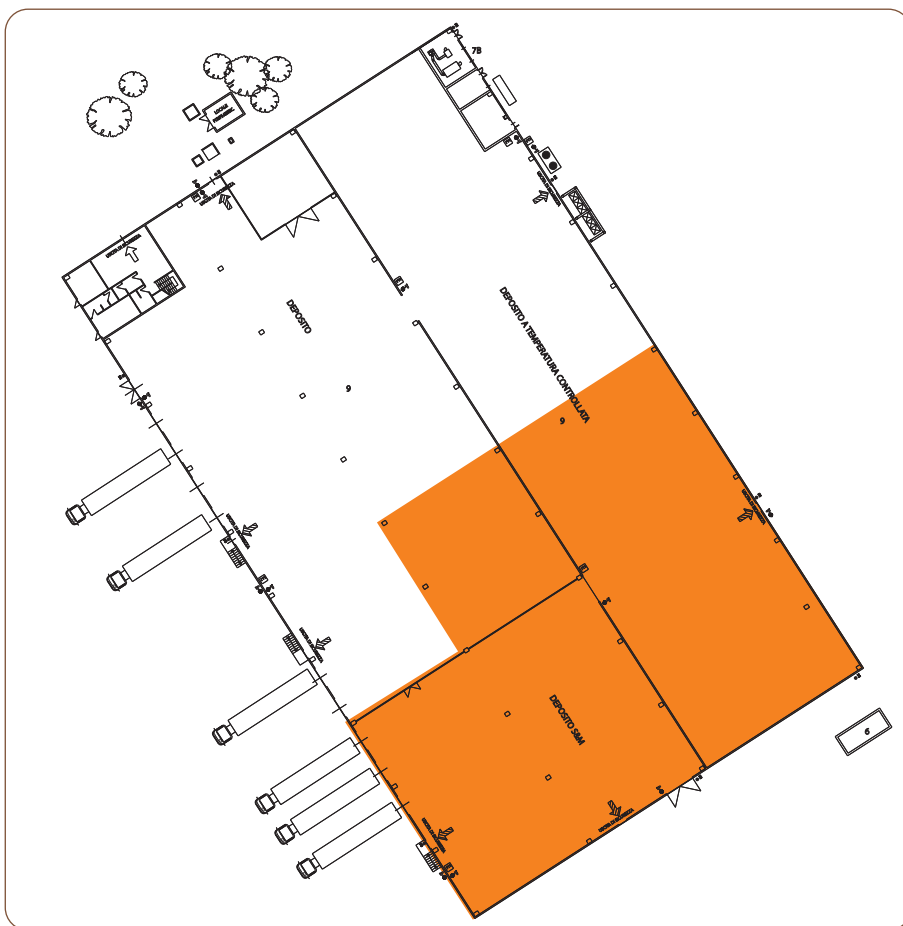
■ **Figure 2.13.** Intervention avec la technologie Uretek Floor Lift (de www.uretek.it)..

Le relevage est contrôlé à l'aide d'un système de surveillance laser, qui permet d'avoir une précision de l'ordre du dixième de millimètre. Le résultat se traduit par un dallage avec une planéité restaurée, et une couche d'assise homogène et stabilisée. Si on le couple avec la technologie Uretek Deep Injections dans une seconde phase de travaux, il sera possible, si nécessaire, d'augmenter la capacité portante de la couche d'assise en profondeur.

Un exemple significatif de relevage de dallage d'un bâtiment industriel est présenté ci-après (**figure 2.14**).

L'intervention, couplant les technologies Uretek Floor Lift et Deep Injections, a consisté à injecter une résine polyuréthane à pression de gonflement élevée dans la couche d'appui du dallage, afin de rétablir le contact entre le sol et le dallage, ainsi que d'obtenir le relevage de ce dernier.

Avant l'intervention, plusieurs essais au pénétromètre ont été réalisés dans le voisinage immédiat, concentrés dans une zone d'essai de 60 m².

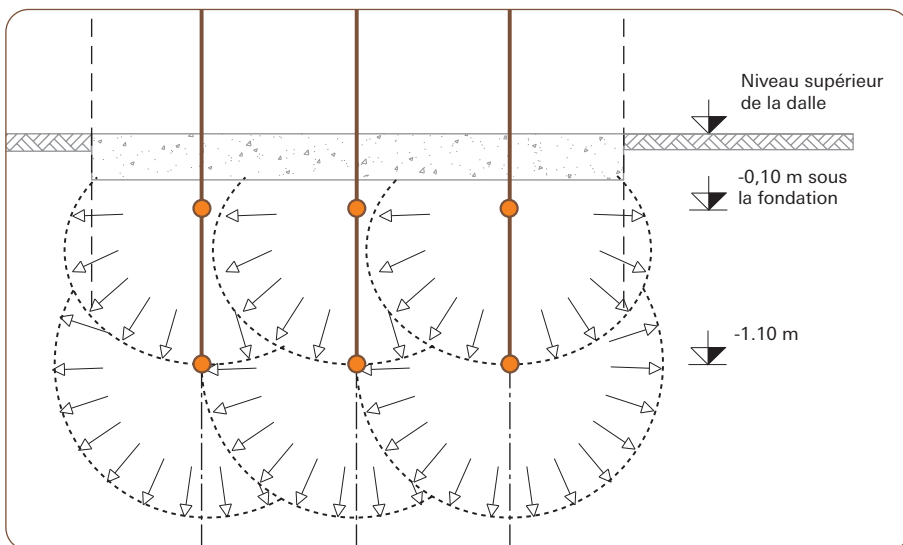


■ **Figure 2.14.** Planimétrie du bâtiment industriel traité avec la technologie Uretex Floor Lift.

Les injections ont été effectuées en sous-face du dallage et dans le remblai graveleux, selon un maillage avec un espacement d'environ 1,00 m, après percement du plancher en béton armé constituant le dallage proprement dit. Des injections complémentaires ont été effectuées là où il était nécessaire de récupérer un tassement plus important et dans les zones où, au cours des premières injections, le relevage de la structure ne s'était pas révélé homogène en raison de la présence de discontinuités structurelles ou d'une hétérogénéité du sous-sol.

Des percements, de 18 mm de diamètre, ont été effectués à travers l'épaisseur du plancher bas et prolongés jusqu'à une profondeur maximale de 1,10 m au-delà de sa sous-face. Le niveau d'origine de la couche d'assise du dallage a été identifié à environ 25 cm de profondeur sous la surface du plancher.

Les niveaux d'injection se situaient à une profondeur de 0,10 m et 1,10 m par rapport au niveau d'assise du dallage (**figure 2.15**). Les injections ont d'abord été effectuées dans les niveaux les plus superficiels, puis dans les niveaux plus profonds.

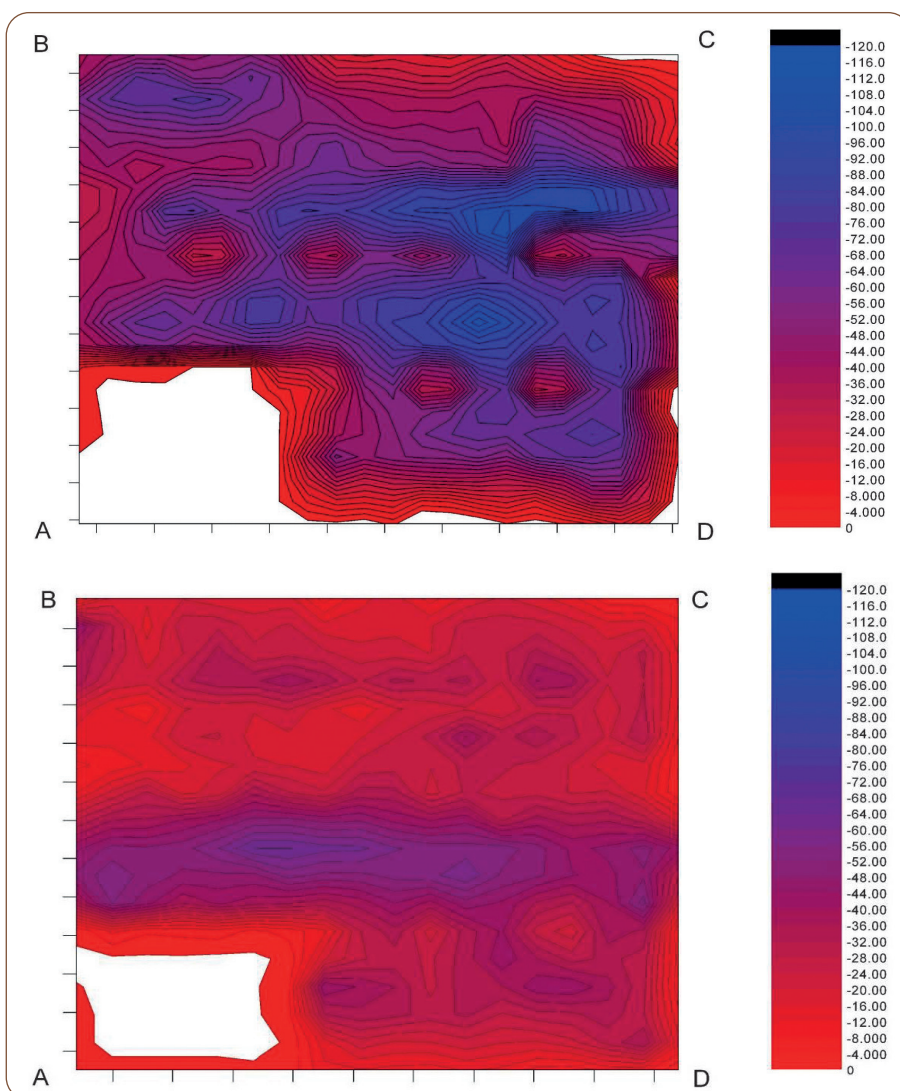


■ **Figure 2.15.** Schématisation des injections.

La consommation totale enregistrée pendant la phase d'injection a été de l'ordre de 14 800 kg de matériau expansé, pour un total d'environ 2 600 m² de dallage relevé.

Au cours des travaux, le dallage a fait l'objet d'une surveillance à l'aide d'une instrumentation laser de précision, qui a permis d'assurer un contrôle permanent des mouvements verticaux. L'interruption de l'injection de résine était en règle générale effectuée lorsque le relevage prévu du dallage était atteint, et dans certains cas, lorsque la pression seuil de la pompe d'injection de résine était atteinte.

La **figure 2.16** représente les courbes de niveau du dallage avant et après injection, ce qui permet de valider l'intervention.



■ **Figure 2.16.** En haut : courbes de niveau du dallage avant intervention ; en bas : courbes de niveau du dallage après intervention. L'échelle est exprimée en mm.

Types d'injections et comparaisons

3

3.1 Introduction

Ce chapitre présente les différents types de techniques d'injection de résines polyuréthanes expansives, en faisant quelques comparaisons avec les techniques d'injection traditionnelles les plus couramment utilisées aujourd'hui.

En général, les méthodes de traitement des sols par injections peuvent se classer de manière synthétique comme :

- injections par imprégnation (ou *permeation grouting*) pour réduire la conductivité hydraulique et consolider les sols ;
- injections solides (ou *compaction grouting*) pour densifier les sols ;
- injections pour le contrôle (ou *compensation grouting*) et pour la récupération des tassements de bâtiments et d'autres ouvrages.

Les finalités et objectifs du traitement, ainsi que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du sol, constituent les critères fondamentaux pour choisir le type de système d'injection et les composés les plus adaptés à utiliser.

Les techniques d'injection traditionnelles reposent sur l'emploi de mélanges eau-ciment (avec des additifs fluidifiants), des composés silicatés ou des résines (non expansives). Pour des mélanges à caractéristiques rhéologiques identiques, les techniques d'injection traditionnelles permettent le contrôle opérationnel du traitement uniquement par le réglage de la pression et des débits à la sortie du système de pompage.

En revanche, comme cela a déjà été illustré au chap.1, les résines polyuréthanes se caractérisent par de remarquables propriétés de gonflement, qui se développent durant le processus de solidification. Par conséquent, après son injection et sa propagation dans le sol en conditions fluides, la résine s'expande jusqu'à atteindre un état d'équilibre des contraintes avec le sol environnant

lorsque la pression de gonflement de la résine, résultant de la réaction de synthèse, coïncide avec la pression moyenne de confinement du sol environnant.

Cette caractéristique propre aux résines polyuréthanes offre des possibilités opérationnelles supplémentaires de réglage et de contrôle du traitement, mais nécessite, pour sa mise au point et son calibrage, une connaissance et une expérience approfondies à la fois des caractéristiques rhéologiques du mélange d'injection et des propriétés géotechniques du sol environnant.

Les comparaisons avec les traitements traditionnels n'incluent pas la technique du jet grouting, trop différente des méthodes utilisant des résines expansives, car elle consiste à réaliser des éléments rigides d'un mélange de sol-ciment.

3.2 Injections par imprégnation

En règle générale, les injections par imprégnation sont employées pour réduire la conductivité hydraulique naturelle du sol, ou pour créer des éléments de renfort à l'intérieur du sol contribuant à la stabilisation des structures.

Dans la technique traditionnelle du *permeation grouting*, la sélection des composants du mélange est essentielle, car celui-ci doit pouvoir pénétrer dans les pores du sol sans en altérer la structure ni modifier son état de contraintes. Ce choix dépend à la fois de la conductivité hydraulique du sol et de la technique d'injection utilisée, influençant fortement le résultat final du traitement. Si la viscosité du coulis est trop élevée, ou si la granulométrie des particules en suspension est trop grossière, une imprégnation complète et uniforme devient impossible, et il ne sera donc pas possible d'atteindre les objectifs prévus.

En raison de leur forte capacité de gonflement, les injections de résines polyuréthanes expansives ne peuvent pas être utilisées pour réaliser de simples injections d'imprégnation, puisqu'inévitablement elles modifient l'état de contraintes et de déformations du sol durant la phase de solidification et de gonflement. Une certaine similitude avec les principes des injections par imprégnation peut être toutefois observée dans la technologie Cavity Filling, développée par Uretek pour le comblement des cavités souterraines.

Cette technologie n'a pas pour but d'améliorer les caractéristiques mécaniques ou de modifier l'état de contraintes et de déformations du sol, excepté pour res-

taurer l'état antérieur à la formation de la cavité. L'expansion de la résine polyuréthane, dans ce type particulier d'applications, est surtout exploitée pour obtenir le comblement intégral de la cavité, et non pour provoquer le compactage du sol environnant la cavité. Enfin, on peut également noter que le comblement de cavités souterraines, ou de fissures formées à l'interface sol-structure, engendre une réduction de la conductivité hydraulique à grande échelle, en empêchant le passage de l'eau à travers d'éventuels chemins préférentiels d'infiltration.

3.3 Injections solides

Les injections solides sont une méthode d'amélioration efficace des caractéristiques mécaniques du sol, grâce à la densification des particules de sol provoquée par le matériau injecté sous pression dans le sol.

L'injection solide (ou *compaction grouting*) est la technique la plus répandue pour densifier le sol, afin d'augmenter la rigidité et la résistance au cisaillement. Cette technique consiste à injecter sous pression un coulis très visqueux pour former un bulbe, dont l'expansion provoquera la déformation et la densification du sol environnant. L'expansion du bulbe est contrôlée par la pression d'injection du coulis et par les caractéristiques mécaniques du sol à traiter.

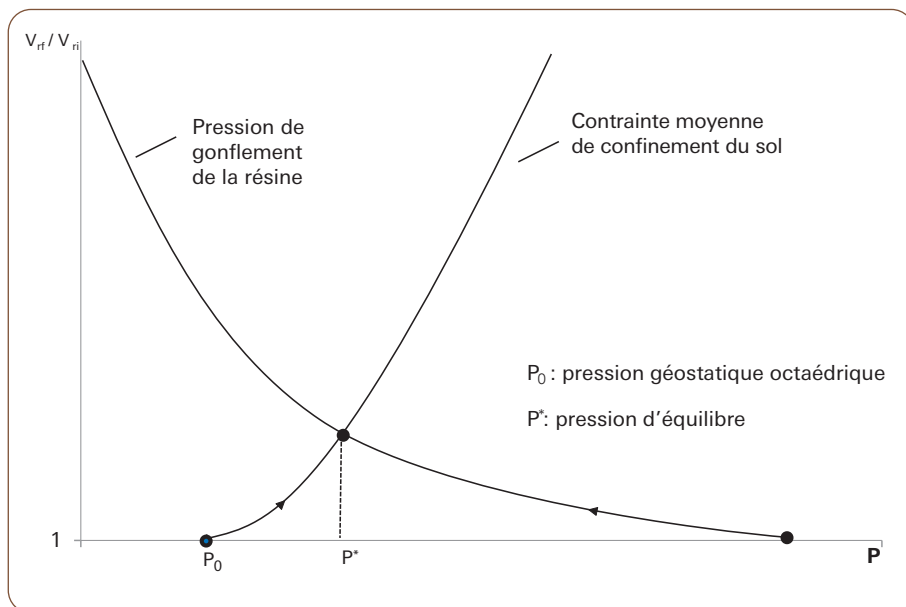
La méthode la plus couramment employée pour valider une technique d'injection solide consiste à comparer les essais *in situ* réalisés avant et après traitement, par exemple à partir d'essais de pénétration statique CPT (*Cone Penetration Test*) ou dynamique SPT (*Standard Penetration Test*). Le concepteur doit en principe définir une valeur minimale de référence pour la comparaison, laquelle constitue le minimum d'amélioration requis pour valider le traitement.

Les interventions avec des résines polyuréthanes expansives, en particulier la technologie Uretek Deep Injections, reposent sur des principes de fonctionnement analogues.

Une densification importante peut être obtenue avec la technologie Uretek Deep Injections dans les sols grossiers (sables et graviers) dans lesquels, après une imprégnation initiale de la résine, se forme un véritable bulbe au sein du sol. L'expansion de la résine dans la phase de solidification provoque l'augmentation du volume du bulbe, ce qui se traduit par un compactage du sol environnant.

Dans le cadre de la modélisation du projet, on peut généralement supposer que l'expansion de la résine est, dans un premier temps, comparable à l'expansion d'une cavité cylindrique ou sphérique, et que le processus s'arrête lorsqu'un état d'équilibre est atteint entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte moyenne de confinement mobilisée dans le sol envi-

ronnant. L'évolution du rapport entre le volume de résine final et le volume de résine initial peut être évalué en fonction de la pression de gonflement de la résine et de la contrainte moyenne de confinement du sol, à la valeur P^* , tel que représenté à la **figure 3.1**.



■ **Figure 3.1.** Évolutions qualitatives du rapport de gonflement (V_{rf}/V_{ri}) en fonction de la pression de gonflement de la résine et de la contrainte moyenne de confinement du sol.

En fonction de la pression d'équilibre P^* , atteinte à la fin du processus d'expansion, il est possible d'évaluer les variations des contraintes de confinement du sol, à partir desquelles il est possible d'estimer l'augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité du sol autour de la cavité.

Il convient également de souligner que, contrairement aux injections utilisant d'autres résines à faible capacité de gonflement, la technologie Uretek permet d'atteindre des pressions d'équilibre P^* nettement plus élevées, comme cela est expliqué de manière détaillée dans les prochains chapitres.

À titre d'exemple, on peut se reporter à la **figure 3.2**, dans laquelle la courbe rhéologique des résines Uretek est comparée à celle d'une résine dotée d'une moindre capacité de gonflement. L'intersection avec la courbe, représentant la contrainte moyenne de confinement du sol, apparaît pour la résine Uretek à une valeur de pression et un rapport de gonflement nettement supérieurs à ceux associés à la courbe de la résine à capacité de gonflement plus limitée.

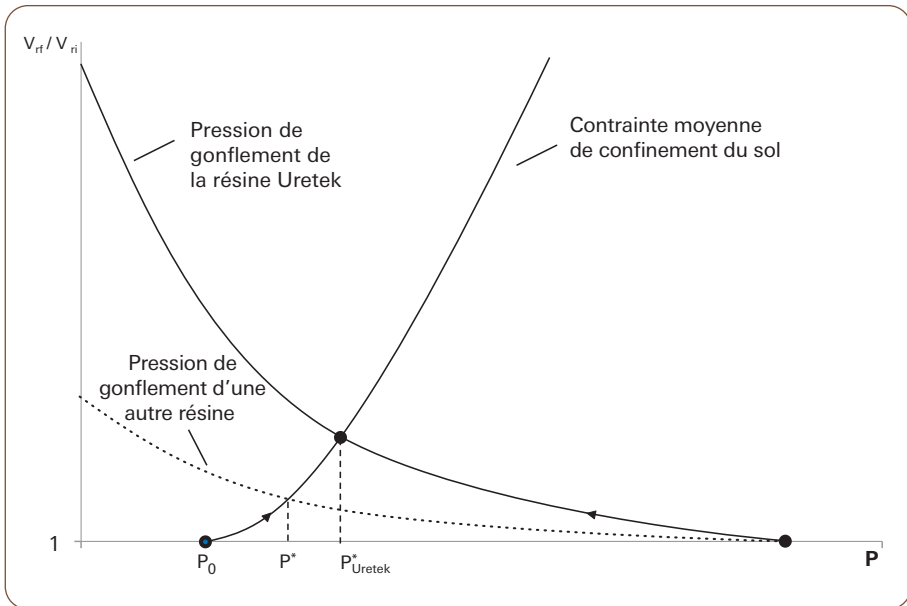


Figure 3.2. Évolutions qualitatives du rapport de gonflement (V_{if}/V_{ii}) en fonction de la pression de gonflement la résine Uretek (courbe continue descendante) et des autres résines (courbe descendante en pointillée), et de la contrainte moyenne de confinement du sol (courbe continue ascendante).

Puisque l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol autour du bulbe initialement imprégné par le mélange d'injection résulte à la fois de la densification provoquée par son expansion et de l'augmentation de la contrainte de confinement, il est donc évident que la résine Uretek peut offrir des résultats nettement supérieurs à ceux d'une résine ayant des propriétés de gonflement significativement inférieures.

3.4 Injections pour le contrôle et la récupération des affaissements

Les injections dites préventives, destinées au contrôle ou à la compensation des affaissements (*compensation grouting*), sont utilisées pour neutraliser ou minimiser les tassements susceptibles d'affecter les structures lors de travaux d'excavations souterraines réalisées à faible distance.

La **figure 3.3** présente un exemple de structure fondée sur pieux, susceptible de subir des tassements dus à des excavations souterraines réalisées à proximité immédiate. Dans ce genre de situation, les injections préventives de compensation peuvent s'avérer particulièrement efficaces et adaptées (Mair *et al.* (1994), Harris *et al.* (1994), Harris *et al.* (1996), Mair & Taylor (1997), Harris (2001), Mair (2008), Mair *et al.* (2009), Pigorini *et al.* (2009), Bezuijen *et al.* (2011)).

La **figure 3.4** schématise les principaux éléments et paramètres caractérisant la technique des injections préventives de compensation, sur un exemple d'excavations pour la construction de tunnels.

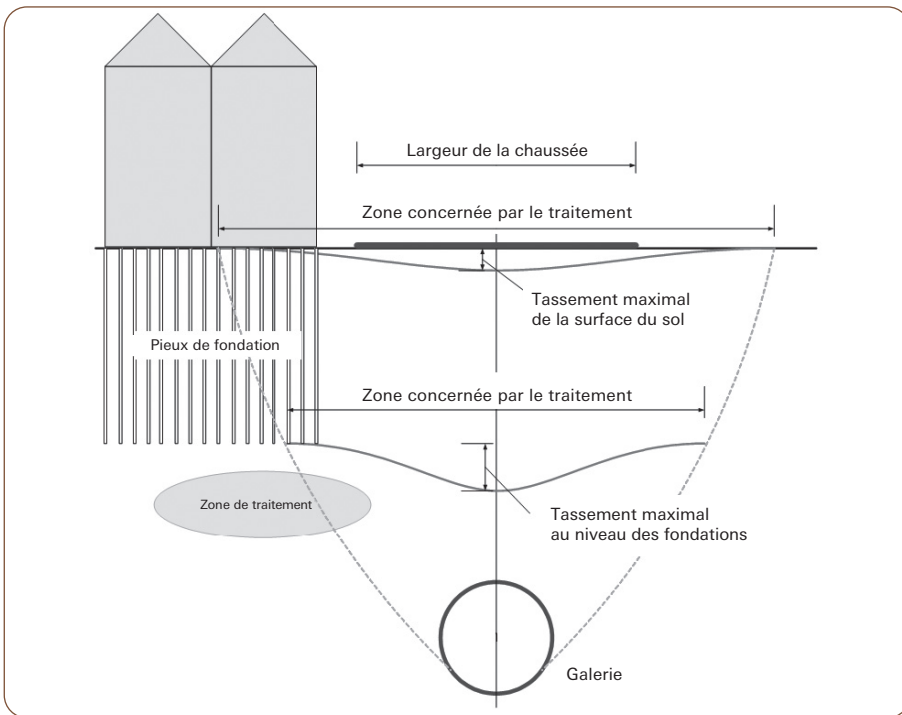
Les principales étapes de traitement requises pour ce type d'intervention peuvent se résumer comme suit :

- Mise en œuvre d'une campagne d'essais sur site pour caractériser avec précision le comportement des mélanges à injecter, et en particulier, pour vérifier les mécanismes de propagation et de diffusion dans le sol, l'évolution de la viscosité de la phase liquide, les temps de solidification/durcissement et, dans le cas de résines expansives, le comportement rhéologique durant la phase d'expansion.
- En amont de l'arrivée du front d'excavation du tunnel, et après l'installation des systèmes de surveillance (en profondeur comme en surface), on procède aux percements qui sont équipés de tubes d'injection à clapets ou à manchettes, et positionnés entre la future excavation et les fondations des ouvrages en surface. Ensuite, une quantité contrôlée de mortier de conditionnement est injectée à basse pression pour densifier le sol, combler les vides résiduels et provoquer une augmentation, même minime, de l'état de contraintes du sol.
- À l'approche du front d'excavation, l'injection du mortier débute, sous pression et débit contrôlés, afin de neutraliser ou de minimiser les éventuels tassements des superstructures en compensant les variations de l'état de contraintes et les déformations générées par le creusement.
- Le traitement par injection s'achève lorsque le front d'excavation de la galerie s'est suffisamment éloigné du volume de sol influencé par les charges transmises par les fondations des structures.

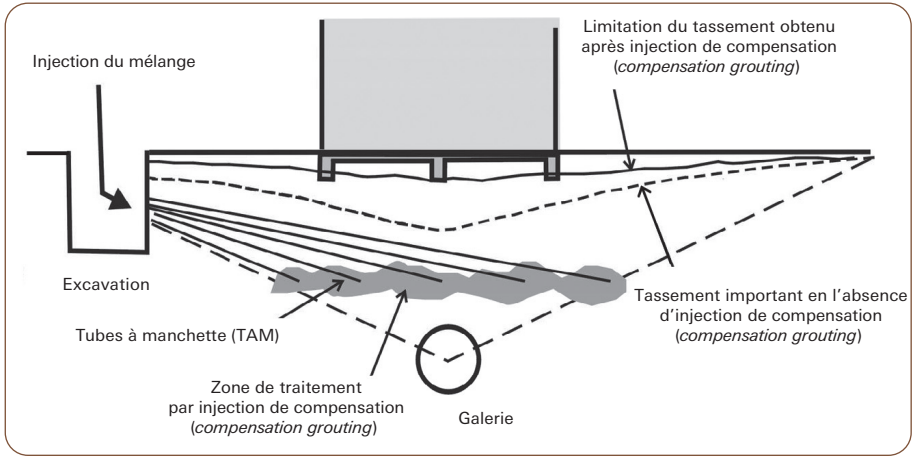
Le contrôle des contraintes et des déformations, générées par les excavations souterraines, sous les bâtiments et/ou tout type d'ouvrages au moyen d'injections préventives, repose principalement sur le déplacement du sol en place provoqué, soit par la fracturation hydraulique dans les sols fins, soit par l'expansion des bulbes d'injections dans les sols grossiers.

Dans ce domaine, les injections de résines expansives présentent des avantages incomparables par rapport aux autres technologies, puisqu'elles permettent de contrôler l'expansion des bulbes injectés et/ou la fracturation hydraulique uniquement par le seul réglage des pressions et des débits d'injection.

En revanche, le développement et le calibrage des systèmes d'injection de résines expansives requièrent un niveau élevé de connaissances et d'expérience quant aux interactions entre les mélanges injectés et le sol environnant, notamment en ce qui concerne les processus de transformation de la phase fluide à la phase solide.



■ **Figure 3.3.** Exemple d'injection préventive de compensation à Amsterdam, pour compenser les affaissements induits par l'excavation d'un tunnel du métro (modifié par Bezuijen *et al.*, 2011).



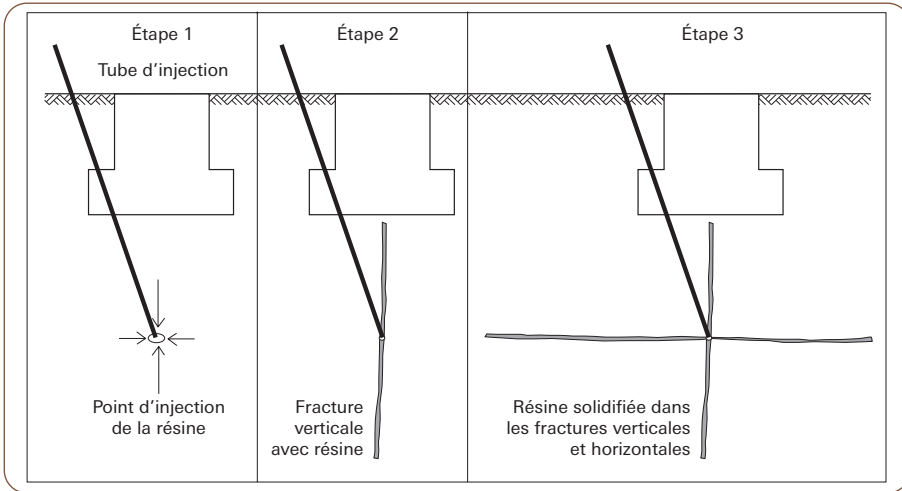
■ **Figure 3.4.** Principaux éléments et paramètres de la technique d'injection de compensation (modifié par Mair *et al.* 2009).

Les injections de résines expansives peuvent également être très efficaces dans le cadre des interventions de relevage de structures (bâtiment, dallage ou autre) pour consolider les sols qui ont subi des tassements par le passé.

À titre d'exemple, le schéma de la **figure 3.5** présente les principales phases du processus d'injection, d'expansion et de diffusion d'une résine injectée dans un sol fin pour la récupération des tassements sous une fondation.

On suppose que l'injection est réalisée dans un sol normalement consolidé (degré de surconsolidation, $OCR = 1$; coefficient de pression des terres au repos, $K_0 < 1$), caractérisé initialement par des contraintes géostatiques horizontales σ_{h_0} , inférieures aux contraintes verticales σ_{v_0} . La première étape du traitement génère une fracturation hydraulique orientée selon un plan vertical. L'expansion de la résine au sein de ces discontinuités verticales contribue à augmenter leur ouverture.

Cette expansion provoque une augmentation des contraintes horizontales, générant une inversion de direction des contraintes ($\sigma_1 = \sigma_{h_0}$, $\sigma_3 = \sigma_{v_0}$) dans le sol environnant.



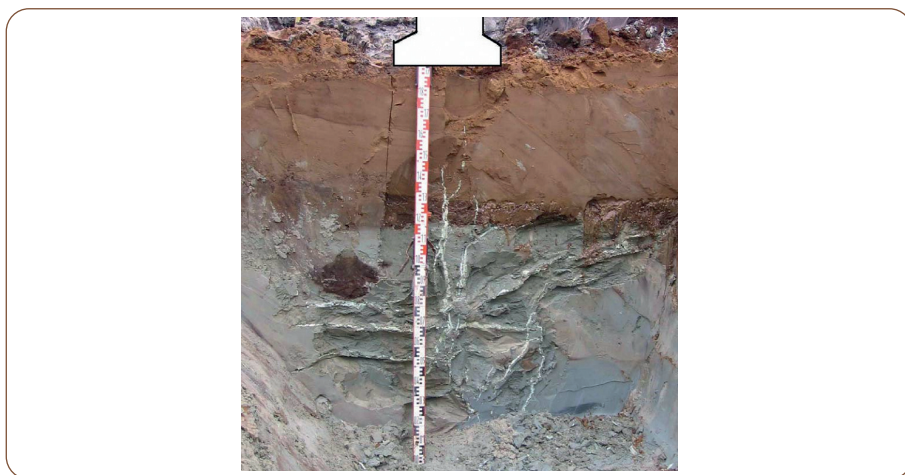
■ **Figure 3.5.** Schématisation du processus de fracturation dans un sol fin normalement consolidé.

Sous l'effet de la rotation des contraintes principales, une nouvelle injection de résine réalisée ultérieurement dans le même volume de sol, provoquera l'ouverture d'un nouveau réseau de fractures dont l'orientation, au cours de cette seconde phase d'injection, devient majoritairement horizontale. L'ouverture des fractures horizontales produit le relevage de la fondation et la récupération des tassements observés sur les structures en surface.

Ces mécanismes apparaissent clairement sur la photographie de la **figure 3.6** prise lors d'essais sur le site de Wolvega (Pays-Bas), menés par Uretek Nederland en collaboration avec l'Université de Technologie de Delft (TU-Delft). Dans les sols fins, l'expansion de la résine expansive au sein du réseau de fractures, généré par fracturation hydraulique, contribue également à une réduction de l'indice des vides, parfois significative, ce qui se traduit par une augmentation de la rigidité et de la résistance au cisaillement du sol traité. Ceci est particulièrement marqué dans les cas où se développe un réseau de fractures interconnectées remplies de résine (**figure 3.6**), capable de confiner le volume de sol traité qu'il renferme.

Que ce soit pour les traitements préventifs de contrôle/compensation des potentiels tassements liés aux excavations souterraines à proximité, ou pour les interventions de relevage visant à récupérer les tassements subis dans le passé sur des bâtiments ou d'autres types de structure, les paramètres contrôlant le mode de diffusion du mélange injecté, dans les techniques traditionnelles, sont principalement la pression d'injection et les caractéristiques rhéologiques du mélange à l'état fluide ; notamment la viscosité et les temps de solidification.

Pour ces deux types d'intervention (compensation et récupération des affaissements) mentionnées dans ce paragraphe, les résines polyuréthanes expansives représentent une solution alternative crédible aux techniques traditionnelles. En outre, l'expansion des fractures et/ou des cavités dans le sous-sol peut être contrôlée à la fois pendant la phase d'injection, par le réglage des pressions, des débits et des temps de solidification, et durant la phase d'expansion du mélange. Par ailleurs, ce domaine offre encore de vastes perspectives de recherche théorique et d'expérimentation, pour perfectionner les procédures de dimensionnement et améliorer les techniques d'exécution.



■ **Figure 3.6.** Excavation de contrôle après des essais d'injections de résine expansive, effectués sur le terrain par Uretek Nederland, en collaboration avec l'Université de Technologie de Delft (TUDelft). Les fractures verticales et horizontales sont bien mises en évidence, avec une forme discoïdale.

Modèles théoriques

4.1 Introduction

Les injections de résines polyuréthanes expansives trouvent leur principale application dans les interventions visant à améliorer les propriétés mécaniques des sols et à consolider les sols d'assise sous fondations superficielles ayant subi des tassements, absolus et/ou différentiels.

L'approche théorique adoptée pour la conception de ces interventions dépend de la granulométrie du sol à consolider.

Dans le cas de sols grossiers (sables moyen/grossier et graviers), la conductivité hydraulique est suffisamment élevée pour permettre à la résine de pénétrer dans les pores, et entraîner la formation d'un bulbe composé d'un mélange sol-résine. L'expansion de ce bulbe se poursuit jusqu'à atteindre un état d'équilibre avec les contraintes de confinement engendrées dans le sol environnant.

Dans le cas des sols fins (sable fin, limon et argile), la résine ne parvient pas à pénétrer dans les pores par imprégnation, et par conséquent, son expansion (par fracturation hydraulique) provoque la formation de nouvelles fractures, dont la direction dépend principalement de l'homogénéité et de l'isotropie du sol, ainsi que de son état de contraintes initial. La résine se diffuse dans les fractures, ce qui génère des variations de l'état de densification et des déplacements significatifs dans le sol environnant.

Pour l'analyse des effets produits par les injections de résines polyuréthanes, les conditions de drainage sont d'une importance majeure, celles-ci étant directement fonction de la granulométrie du sol traité.

Les sols grossiers sont supposés être en conditions drainées, puisque la dissipation des surpressions interstitielles engendrées par l'expansion du bulbe injecté se révèle très rapide.

Dans les sols fins, en revanche, l'expansion de la résine se produit en conditions non drainées, entraînant la formation de surpressions interstitielles dont la dis-

sipation s'effectue sur un laps temps appréciable. Dans ce cas, les variations de l'état de contraintes évoluent avec le temps, ce qui peut nécessiter l'exécution d'injections supplémentaires pour atteindre les objectifs de consolidation prédéfinis. Étant donné qu'il est très difficile d'évaluer les surpressions interstitielles générées dans le sol par l'expansion de la résine, on a généralement recours à une analyse en termes de contraintes totales, dans laquelle le sol est assimilé à un milieu monophasique, caractérisé par un critère de rupture de Tresca (matériau purement cohésif). De cette façon, il est possible d'estimer les effets produits à court terme par les injections, à la fois en termes de variation de l'état de contraintes et en termes de déplacements induits dans le sol.

Différents modes de consolidation sont possibles en fonction de la résine polyuréthane retenue et de son comportement dans le sol. L'expansion en conditions drainées du bulbe de sol traité entraîne la densification du sol environnant, par analogie avec ce qui se passe dans le cas des injections solides. De plus, le bulbe constitue un élément de renforcement, caractérisé par des valeurs de rigidité et de résistance au cisaillement supérieures à celles du sol environnant. Dans ces conditions, l'exécution des injections verticales provoque surtout des déplacements horizontaux dans le sol, se traduisant par une densification de celui-ci, tandis que les déplacements verticaux restent négligeables. S'il s'avère nécessaire de générer des déplacements verticaux significatifs pour compenser les tassements sous fondations superficielles, une discontinuité horizontale doit être créée, moyennant le prétraitement d'une partie du sol au-dessous des ouvrages de fondation : les injections successives, effectuées au-dessus du sol déjà traité, auront tendance à se propager horizontalement et produiront, lors de l'expansion de la résine, le relevage attendu.

Dans les sols fins, la formation de fractures horizontales permet d'expliquer le soulèvement du niveau de la surface du sol lors de l'expansion de la résine. Les fractures horizontales se produisent lorsque les contraintes horizontales sont supérieures aux contraintes verticales : lorsque le coefficient de pression des terres au repos est supérieur à 1, cette condition peut être atteinte à la suite de l'expansion des fractures verticales initiales. La densification du sol est d'autant plus importante que le réseau de fractures nouvellement créé est dense, de sorte que des volumes entiers de sol se retrouvent comprimés entre deux fractures contiguës.

Dans le cadre de ce chapitre, les méthodes d'analyse théorique du comportement des résines polyuréthanes dans les sols seront présentées en faisant davantage référence aux aspects fondamentaux qu'aux applications. Deux approches théoriques différentes seront exposées, respectivement pour les sols grossiers et pour les sols fins, d'après les résultats obtenus dans une série d'essais d'injection à petite échelle. Pour les sols grossiers, il sera fait référence à la théorie d'expansion des cavités, tandis que pour les sols fins, quelques concepts de la mécanique à la rupture dans les milieux élastiques seront introduits.

4.2 Comportement de la résine dans les sols

Les résines polyuréthanes expansives ont un comportement différent en fonction de la granulométrie du sol dans lequel elles sont injectées.

Afin d'évaluer, ne serait-ce que visuellement, cette différence de comportement, une série d'essais d'injection ponctuelle a été menée sur un échantillon de sol fin (argile compactée) et sur un sol grossier (sable sec déposé par gravité), contenus respectivement dans deux moules en acier de 27,50 cm de diamètre et 50,00 cm de hauteur.

Au cours de la préparation des échantillons dans le moule, le sol a été placé jusqu'à une hauteur inférieure à celle du moule, en laissant un volume libre en partie supérieure, correspondant à un espace d'une hauteur d'environ 3,00 cm. Ce dispositif a été adopté afin d'éviter d'atteindre des pressions trop élevées à l'intérieur du moule lorsqu'il est fermé en partie supérieure, compte tenu de la capacité de gonflement de la résine et du degré de confinement de l'échantillon.

Dans chaque moule, 4 kg de résine Uretek Geoplus ont été injectés à une profondeur d'environ 15,00 cm depuis le couvercle supérieur du moule. L'injection a été effectuée en plusieurs fois, chacune d'une durée variable de deux à quatre secondes, séparées par une pause de deux secondes entre elles.

L'injection de résine dans l'argile compactée a entraîné l'expulsion d'une certaine quantité d'eau vers le fond du moule, démontrant ainsi que l'expansion de la résine provoque la formation de surpressions interstitielles dans le sol comprimé.

À la fin de la phase d'injection, on a ouvert le couvercle supérieur et on a constaté la présence d'un bouchon de résine dans l'espace laissé libre lors de la préparation de l'échantillon.

À l'ouverture du couvercle inférieur, il a été observé la présence d'une fracture dans le sol, à l'intérieur de laquelle la résine s'est propagée, comme représenté à la **figure 4.1**.



■ **Figure 4.1.** Ouverture du couvercle inférieur du moule contenant l'argile compactée ; on note les traces de deux fractures principales qui se sont propagées jusqu'au fond du moule.

Par la suite, en retirant le sol du moule, on a constaté l'apparition de deux fractures principales (**figure 4.2**) à partir du point d'injection, dans lesquelles la résine s'est propagée sur toute la hauteur disponible, atteignant en partie les parois latérales jusqu'à épouser partiellement la forme du moule, comme on peut le voir à la **figure 4.3**.



■ **Figure 4.2.** Résine solidifiée à l'intérieur des fractures qui se sont propagées dans le sol argileux ; vue depuis le fond du moule.



■ **Figure 4.3.** Extraction de la résine hors du moule.

Le même essai d'injection, réalisé sur des échantillons de sable, a produit un résultat significativement différent.

En effet, l'ouverture du couvercle inférieur n'a révélé la formation d'aucune fracture, ni la présence de résine sur le fond du moule. À la fin de l'essai, on a retiré également le sol du moule, ce qui a permis de découvrir, à partir d'une certaine profondeur, un agglomérat bulbiforme de résine (**figure 4.4**).



■ **Figure 4.4.** Agglomérat bulbiforme de résine à l'intérieur du sable ; vue depuis le fond du moule.

Le sable a été ensuite retiré afin d'en extraire l'agglomérat bulbiforme (**figures 4.5 et 4.6**), à l'extrémité duquel un bouchon composé uniquement de résine s'était formé dans l'espace vide supérieur. La longueur du bulbe était de l'ordre de 30,00 cm (pour une longueur du de 50,00 cm).



■ **Figure 4.5.** Taille réelle de l'agglomérat bulbiforme de résine obtenu par injection dans un échantillon de sable. Dans ce cas aussi, on a constaté la formation d'un bouchon de résine en contact avec le couvercle supérieur, où l'on avait laissé un espace vide d'environ 3 à 4 cm.



■ **Figure 4.6.** Agglomérat bulbiforme de résine extrait du moule.

Les agglomérats bulbiformes ont été ensuite sectionnés à l'aide d'une scie circulaire pour en observer la composition interne. La photographie de la **figure 4.7** représente un bulbe dans lequel deux sections transversales ont été découpées, l'une à proximité du point d'injection et l'autre plus en profondeur (c.a.d. dans le tronçon final de l'agglomérat).



■ **Figure 4.7.** Photographie du bulbe reconstitué, après la réalisation de coupes transversales à l'aide d'une scie circulaire. Deux coupes ont été réalisées : une à proximité du point d'injection et l'autre plus en profondeur (on observe sur la photographie que le bulbe est présenté à l'envers, c.a.d. la tête servant de base de support).

Les images des coupes sont présentées sur les **figures 4.8** et **4.9**, où il ressort clairement que la résine a pénétré entre les grains de sable en formant un agglomérat.

D'après ces observations, on peut donc considérer que dans les sols grossiers, il existe un processus très rapide de pénétration de la résine entre les grains de sol, entraînant la formation d'un bulbe, lequel, en se solidifiant, s'expande et compacte le sol environnant.



■ **Figure 4.8.** Coupe transversale de l'agrégat bulbiforme, réalisée à proximité du point d'injection. La résine a pénétré entre les grains de sable à partir de la zone d'injection, reconnaissable au fait qu'elle est entièrement remplie de résine pure. Autour du point d'injection, la résine a formé un agglomérat associant la résine et les grains de sable, par un processus de pénétration ou d'imprégnation.



■ **Figure 4.9.** Coupe transversale de l'agrégat bulbiforme, effectuée au-dessous du point d'injection. La résine a complètement pénétré entre les grains de sable.

La différence de comportement de la résine, liée à la différence de granulométrie des deux sols, nous conduit à envisager deux approches d'étude différentes.

Dans le cas du sable, la formation du bulbe résulte d'abord de la pénétration de la résine à l'état liquide dans les pores du sol, suivie par une phase d'expansion lors de la solidification de la résine. La modélisation de l'expansion du bulbe peut être ramenée à l'étude du problème de l'expansion d'une cavité (sphérique ou cylindrique) à l'intérieur d'un milieu élasto-plastique (**annexe A**).

En revanche, pour évaluer les conditions de déclenchement des fractures dans l'argile compactée, il est possible de faire appel à la mécanique de la rupture en milieu élasto-plastique purement cohésif, en se référant à des conditions non drainées (**annexe B**).

Cependant, étant donné l'impossibilité théorique de prédire le nombre, la direction et l'étendue des fractures, la capacité de prévision des effets induits par les injections dans les sols fins, même lorsqu'elle repose sur des modèles théoriques, reste inévitablement limitée.

4.3 Modèles théoriques pour les sols grossiers

L'étude de la propagation des résines expansives dans les sols grossiers (sables moyen/grossier et graviers) peut s'appuyer sur la théorie de l'expansion d'une cavité dans les milieux élasto-plastiques, en conditions drainées. En raison de la forte conductivité hydraulique de ces sols, l'injection engendre un effet de pénétration initial significatif, dépendant de la viscosité de la résine ainsi que du nombre et de la taille des pores dans le sol.

Dans le cas des sols grossiers, l'ensemble des corrélations rapportées provient d'analyses réalisées en conditions drainées : dès lors, les contraintes mentionnées doivent être interprétées comme étant effectives.

4.3.1 Effet initial de pénétration

Pour les sols grossiers, en raison de la granulométrie qui leur confère une perméabilité élevée, cela favorise un phénomène de pénétration initiale important de la résine après l'injection.

En fonction de la viscosité dynamique de la résine (μ_r) et du coefficient de conductivité hydraulique du sol imprégné de résine (k_r), il est possible d'estimer le rayon du bulbe initial α_0 (qui est supérieur au rayon du trou d'injection α_f), selon que l'on considère une imprégnation à travers une cavité cylindrique ou une cavité sphérique, comme illustré à la **figure 4.10**.

D'après la loi de Darcy et le bilan massique de la phase liquide, on peut établir les équations ci-après pour le rayon du bulbe initial α_0 [m], qui sont utilisées respectivement dans le cas d'une injection avec une source sphérique [4.1] et avec une source cylindrique [4.2] (Hausmann, 1990) :

$$\alpha_0 = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \alpha_f \cdot k_r \cdot \Delta H \cdot t}{n}} + \alpha_f^3 = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \alpha_f \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r}} + \alpha_f^3 \quad [4.1]$$

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot k_r \cdot \Delta H \cdot t}{n \cdot \ln\left(\frac{\alpha_0}{\alpha_f}\right)}} + \alpha_f^2 = \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r \cdot \ln\left(\frac{\alpha_0}{\alpha_f}\right)}} + \alpha_f^2 \quad [4.2]$$

où :

k_r = coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine [m/s] ;

ΔH = différence de charge engendrée par la pression d'injection p_i [m] ;

n = porosité du sol [-] ;

$p_i = \gamma_{ri} \Delta H$ = pression d'injection de la résine [Pa] ;

γ_{ri} = poids volumique de la résine à l'état liquide [N/m³] ;

K = perméabilité intrinsèque du sol [m²] ;

μ_r = viscosité dynamique de la résine (Vinson & Mitchell, 1972) ;

a_f = rayon du trou d'injection [m] ;

t = temps de réaction de la résine [s].

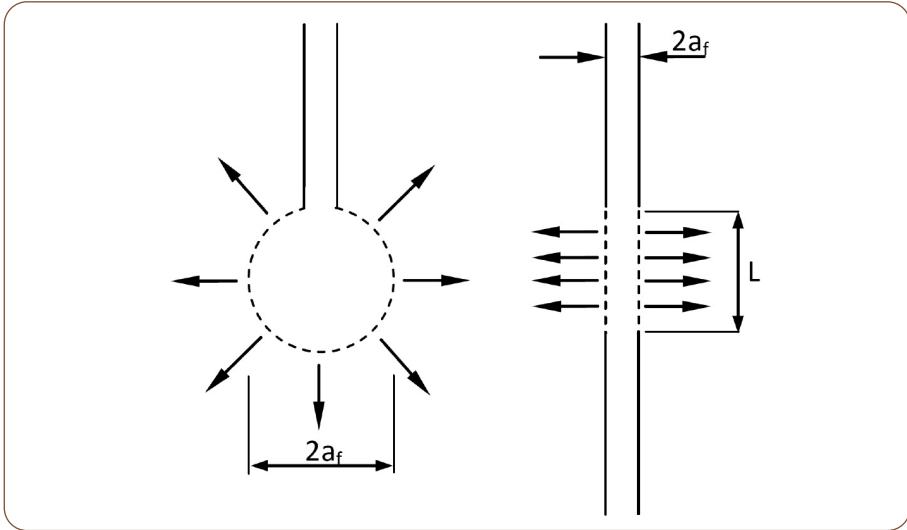


Figure 4.10. Imprégnation dans le cas d'une cavité sphérique (à gauche) et dans le cas d'une cavité cylindrique (à droite).

Le coefficient de conductivité hydraulique du sol imprégné de résine et la perméabilité intrinsèque du sol sont liés par la relation suivante :

$$k_r = K \frac{\gamma_{ri}}{\mu_r} \quad [4.3]$$

Étant donné que la perméabilité intrinsèque (K) est uniquement fonction des caractéristiques du squelette solide, il est possible d'établir une corrélation entre le coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine (k_r) et le coefficient de conductivité hydraulique du sol à l'eau (k_w) :

$$k_r = k_w \frac{\mu_w}{\mu_r} \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \quad [4.4]$$

où :

k_w = coefficient de conductivité hydraulique du sol à l'eau [m/s] ;

k_r = coefficient de conductivité hydraulique du sol à la résine [m/s] ;

μ_w = coefficient de viscosité dynamique de l'eau ;

γ_w = poids volumique de l'eau.

À partir de ces considérations, en supposant des valeurs du rayon du trou d'injection égales à $\alpha_{f1} = 6$ mm, $\alpha_{f2} = 15$ mm, $\alpha_{f3} = 30$ mm, et des temps de réaction de la résine égaux à $t_1 = 5$ s, $t_2 = 10$ s, $t_3 = 30$ s, $t_4 = 60$ s, $t_5 = 120$ s, on a évalué le rayon du bulbe initial (α_0) en fonction de la conductivité hydraulique à l'eau (k_w). Les valeurs attendues pour les différents paramètres sont les suivantes :

$$\mu_r = 0,465 \text{ Pa} \cdot \text{s};$$

$$\mu_w = 0,001 \text{ Pa} \cdot \text{s};$$

$$\gamma_{ri} = 10,50 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_w \approx 9,80 \text{ kN/m}^3;$$

$$n = 0,30;$$

$$\rho_i = 101,3 \text{ kPa}; 202,7 \text{ kPa}.$$

Les résultats obtenus dans le cas d'une cavité sphérique sont indiqués dans les **figures 4.11 à 4.16**, tandis que ceux obtenus dans le cas d'une cavité cylindrique sont indiqués dans les **figures 4.17 à 4.22**.

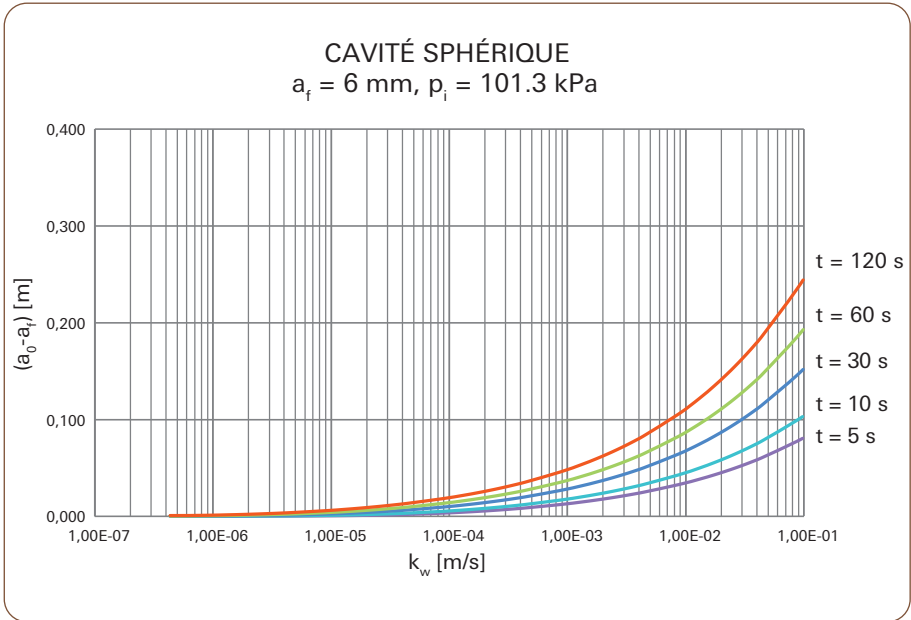


Figure 4.11. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f = 6 \text{ mm}$).

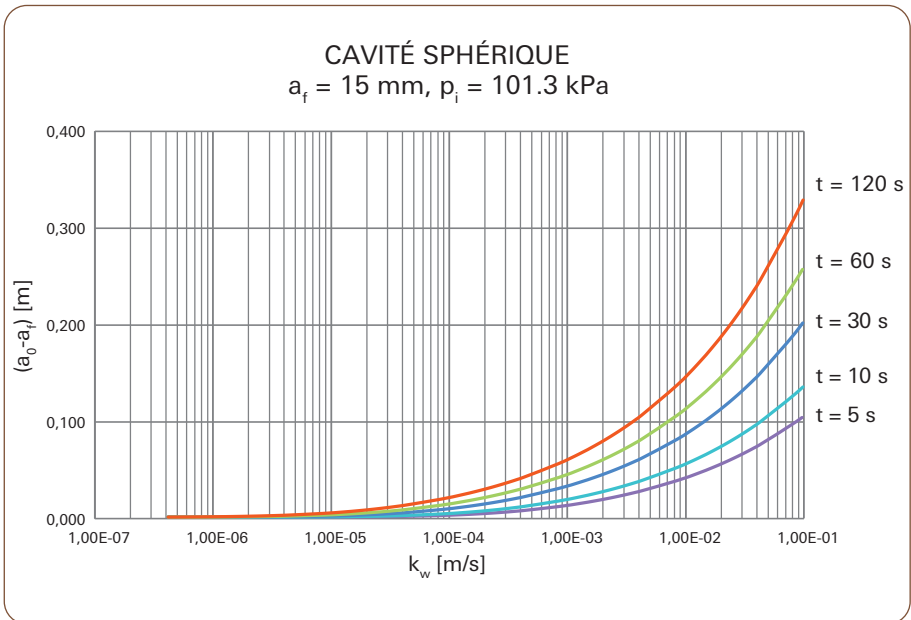


Figure 4.12. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f = 15 \text{ mm}$).

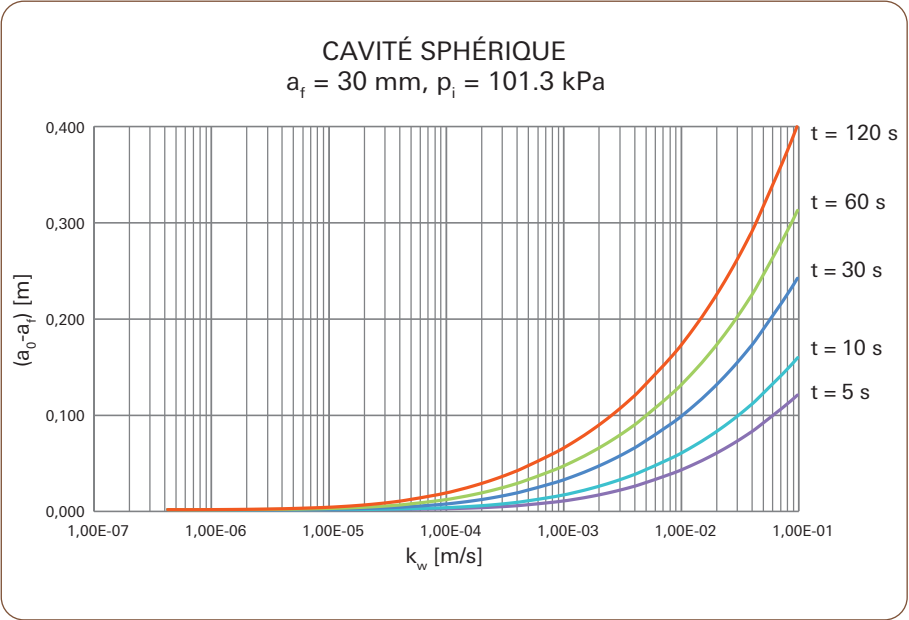


Figure 4.13. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f=30 \text{ mm}$).

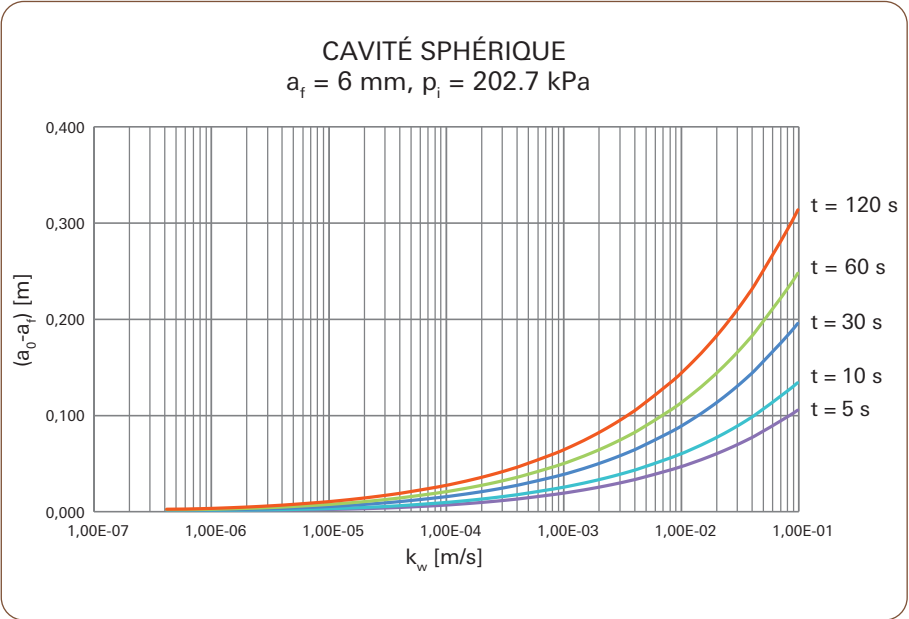


Figure 4.14. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f=6 \text{ mm}$).

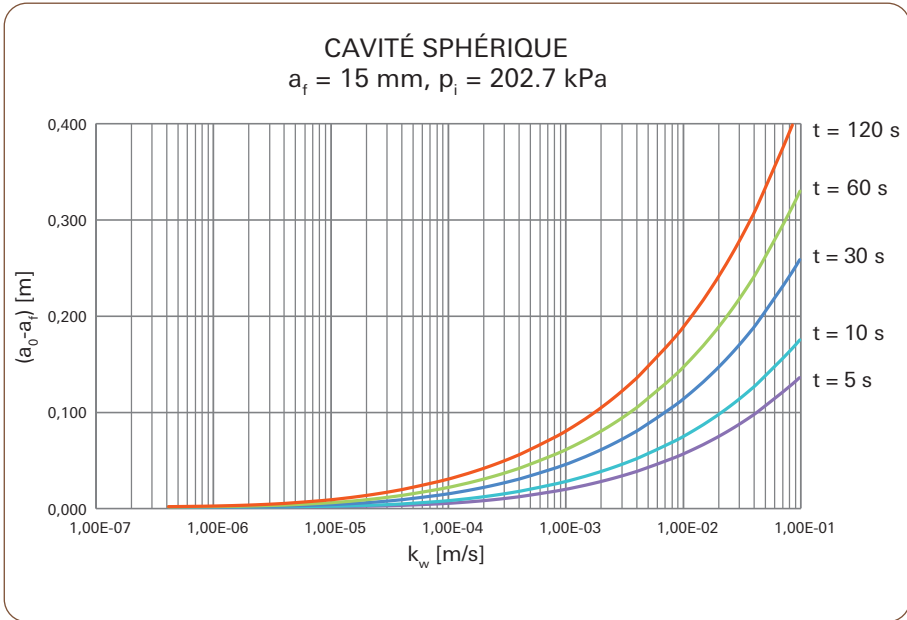


Figure 4.15. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f = 15 \text{ mm}$).

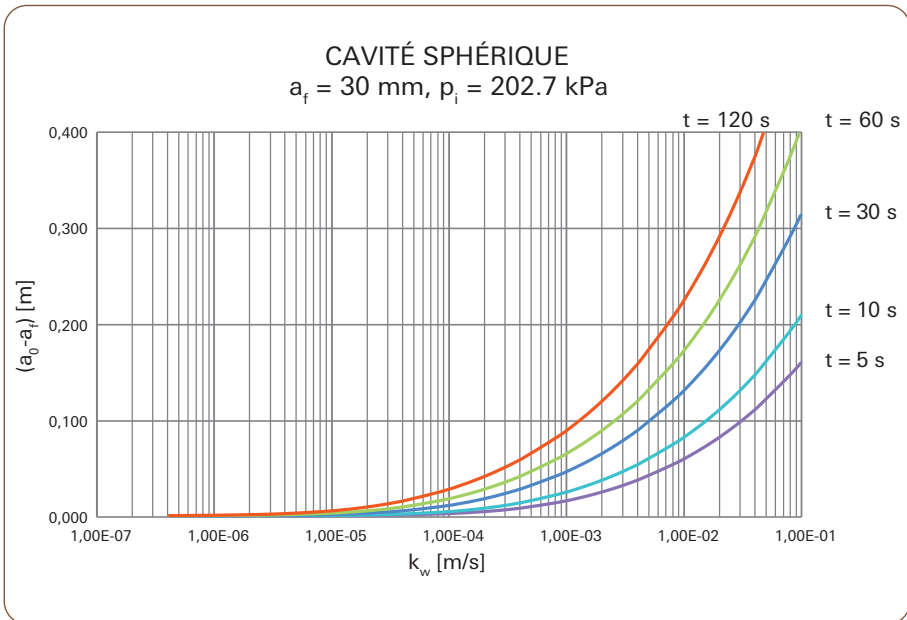
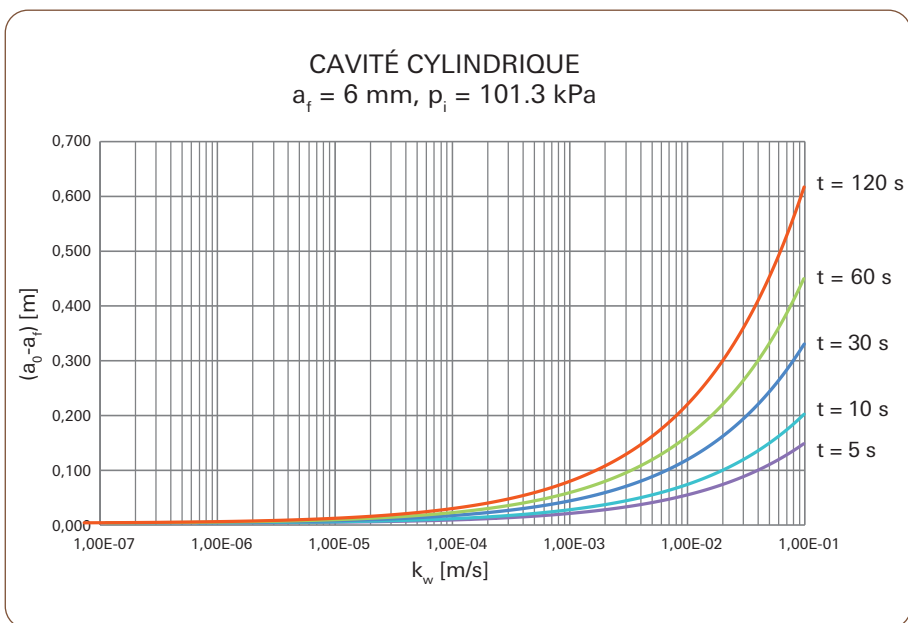
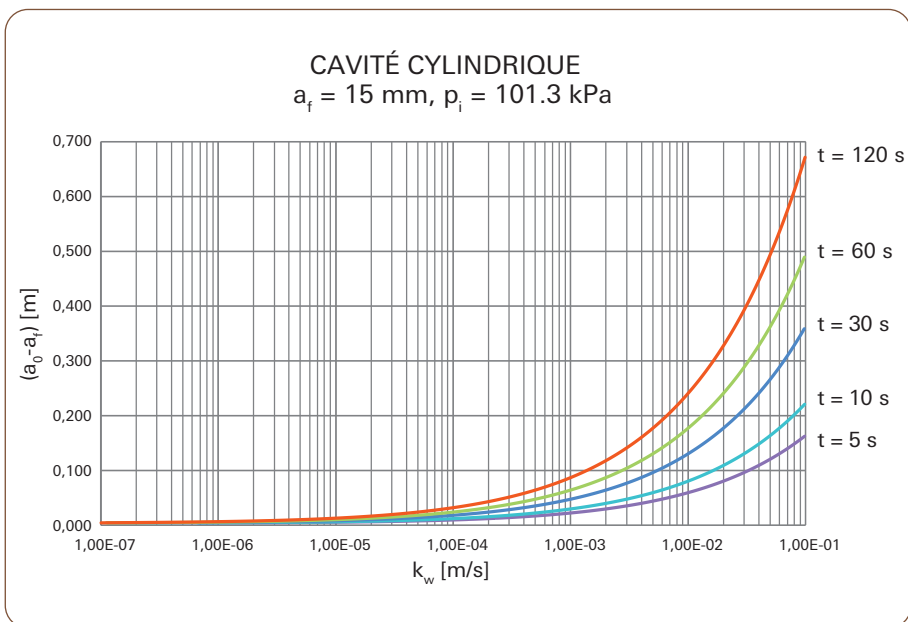


Figure 4.16. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité sphérique ($a_f = 30 \text{ mm}$).



■ **Figure 4.17.** Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f=6 \text{ mm}$).



■ **Figure 4.18.** Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f=15 \text{ mm}$).

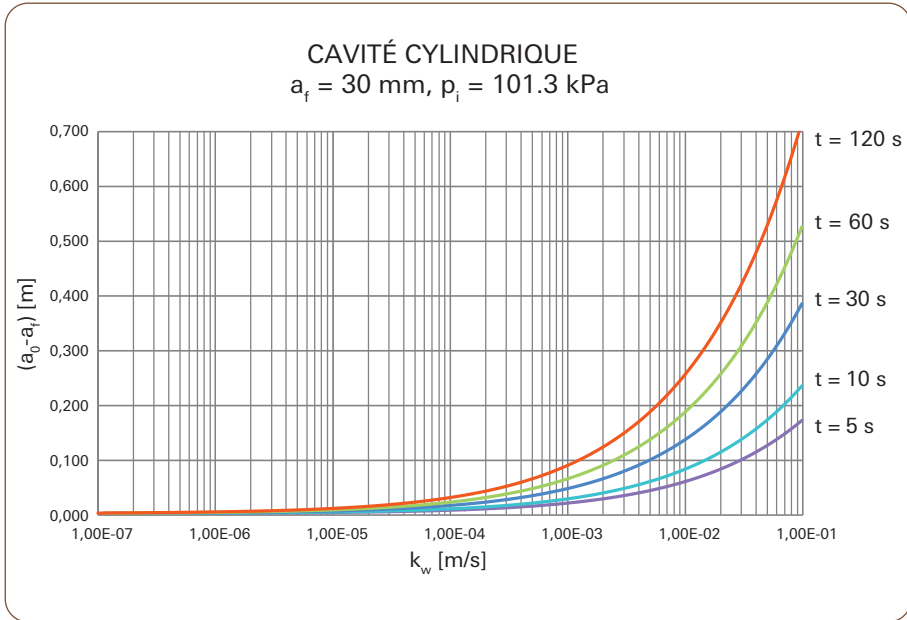


Figure 4.19. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f=30 \text{ mm}$).

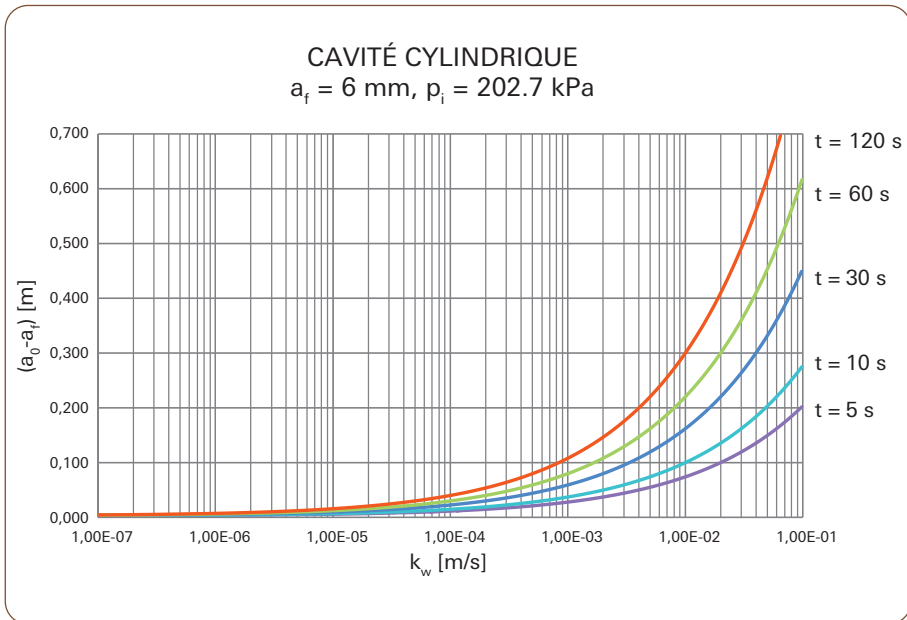


Figure 4.20. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f=6 \text{ mm}$).

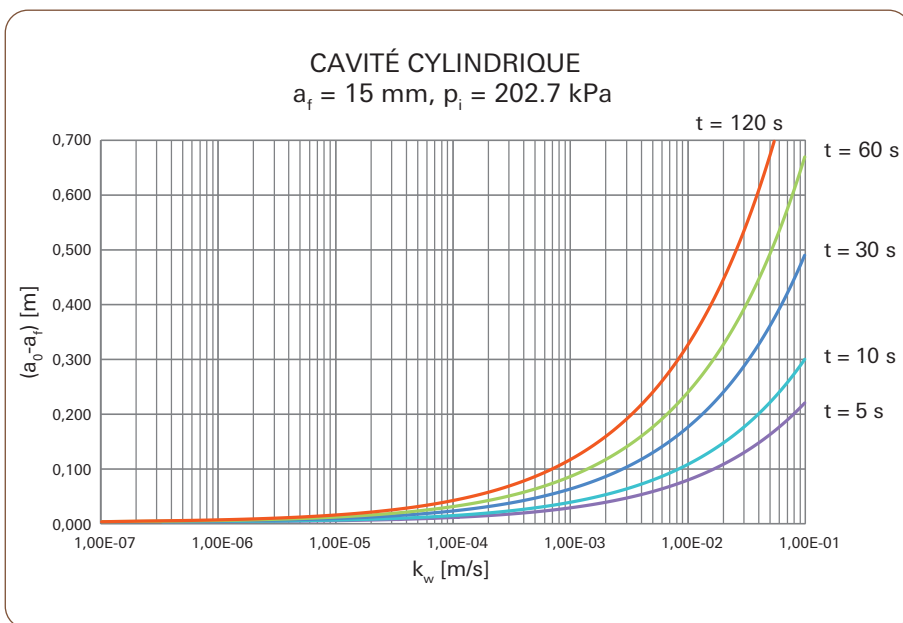


Figure 4.21. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f = 15 \text{ mm}$).

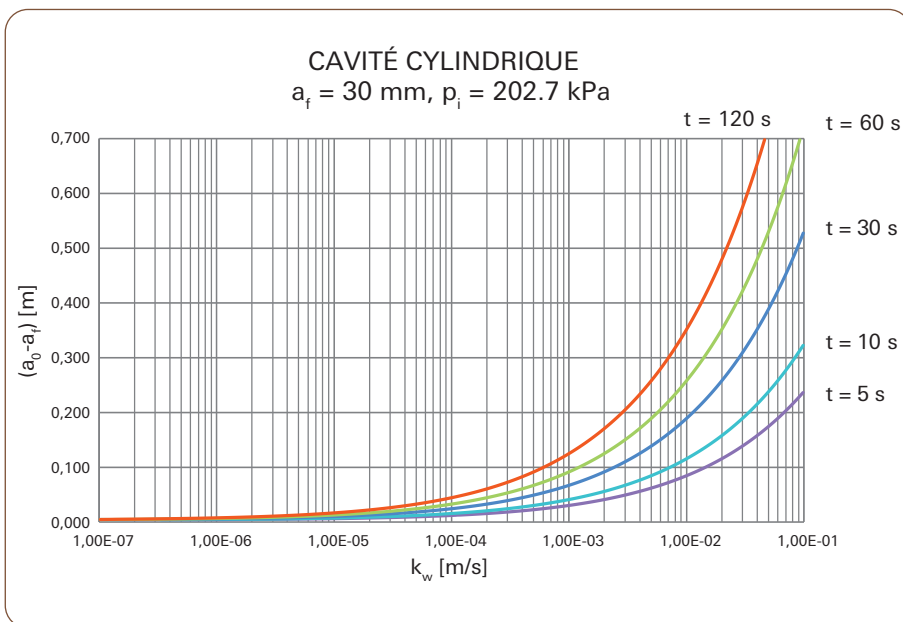


Figure 4.22. Différence entre le rayon du bulbe initial et le rayon du trou d'injection en fonction de la conductivité hydraulique du sol dans le cas d'une cavité cylindrique ($a_f = 30 \text{ mm}$).

4.3.2 Détermination de la pression d'équilibre

Lors de la phase d'injection dans les sols grossiers, la résine polyuréthane parvient à pénétrer dans les pores du sol à l'état liquide, en formant un bulbe de sol traité dont la forme dépend du mode d'injection. Dans le cas d'injections ponctuelles, le bulbe prend une forme sphérique, tandis que dans le cas de traitements en colonne, le bulbe se caractérise par une forme cylindrique.

Lors de l'étape suivante de solidification, la résine, et par conséquent le bulbe de sol traité, s'expansent jusqu'à atteindre un état d'équilibre avec le sol environnant.

Au fur et à mesure de l'augmentation de la déformation radiale du bulbe, la pression de gonflement de la résine diminue, tandis que la contrainte radiale de confinement du sol environnant augmente.

Le processus d'expansion s'arrête dès lors qu'un état d'équilibre est atteint, où la pression de gonflement de la résine est égale à la contrainte radiale de confinement du sol.

La déformation radiale du bulbe peut être évaluée au moyen du rapport sans dimension :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} \quad [4.5]$$

où :

V_{ri} = volume initial de la résine à l'état liquide [m^3] ;

V_{rf} = volume final de la résine expansée [m^3].

La relation entre le rapport V_{rf}/V_{ri} et la pression de gonflement de la résine est donnée par la loi rhéologique indiquée au chapitre 1 :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \ln(1 + P(\text{MPa}))} \quad [4.6]$$

où P est la pression de gonflement de la résine (exprimée en MPa).

Afin de déterminer la contrainte de confinement générée dans le sol, on peut faire appel à la théorie de la cavité en expansion dans les milieux élasto-plastiques.

Cette théorie est exposée en détail dans l'**annexe A**, où sont présentés les développements théoriques développés par Yu & Houlsby (1991), pour tenir compte des grandes déformations rencontrées dans la zone plastique.

Le comportement d'un sol grossier dans des conditions limites maximales peut être assimilé à celui d'un matériau régi par un critère de rupture de Mohr-Coulomb d'un sol frottant et cohésif.

En désignant par f la fonction de déformation plastique, par σ_r la contrainte radiale et par σ_θ la contrainte tangentielle, le critère de rupture peut être exprimé de la manière suivante :

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \quad [4.7]$$

avec :

$$N = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [4.8]$$

$$Y = \frac{2 \cdot C' \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [4.9]$$

où :

φ = angle de résistance au cisaillement du sol ;

C' = cohésion effective du sol.

Le comportement d'un sol grossier à l'état critique peut être simulé en considérant un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau purement frottant, ce qui revient à poser $Y = 0$ dans l'équation [4.7].

Les paramètres géotechniques du sol utilisés sont les suivants :

- module d'Young (E') et coefficient de Poisson (ν) pour la caractérisation du comportement élastique du sol ;
- cohésion (C') et angle de résistance au cisaillement (φ) ;
- angle de dilatançe (ψ).

Pour obtenir la relation entre le rapport V_{rf}/V_{ri} et la contrainte de confinement générée dans le sol, il faut tout d'abord déterminer le rayon de la cavité (a) sous l'action d'une pression interne générique (P). Le long des limites de la cavité, la contrainte de confinement est égale à P , pour assurer l'équilibre. Le rayon de la cavité peut être déterminé selon les équations suivantes dans le cas d'un milieu d'extension infinie :

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_0 & P \leq P_0 \\ \alpha_0 + \frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0}{2 \cdot m \cdot G} & P_0 < P \leq P_1 \\ \alpha_0 \cdot R_\alpha & P > P_1 \end{cases} \quad [4.10]$$

où :

α_0 rayon initial de la cavité ou du bulbe de sol traité ;

P_0 pression initiale, supposée égale à la contrainte géostatique horizontale dans le cas d'une cavité cylindrique, et à la contrainte géostatique moyenne dans le cas d'une cavité sphérique ;

P_1 pression de première plastification, évaluée par l'expression suivante :

$$P_1 = \frac{m \cdot [\gamma + (N-1) \cdot P_0]}{m + N} + P_0 \quad [4.11]$$

m coefficient géométrique, étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

G module de cisaillement, évalué comme $G = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu)}$;

R_α rapport entre le rayon de la cavité (a) à une pression générique $P > P_1$ et le rayon initial de la cavité (α_0).

Le paramètre R_α peut être déterminé en se référant à la solution de Carter *et al.* (1986) basée sur l'hypothèse de petites déformations, soit à la solution de Yu & Houlsby (1991), basée sur l'hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique et de petites déformations dans la zone élastique la plus extérieure.

Dans l'hypothèse de petites déformations, R_α , peut être déterminé de la manière suivante :

$$R_\alpha = 1 + \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} \right] \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{\frac{m}{M}} + \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} - \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}} \quad [4.12]$$

où :

$$\delta = \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \quad [4.13]$$

$$\xi = \frac{[1 - v^2 \cdot (2-m)] \cdot (1+m) \cdot \delta}{(1+v) \cdot (N-1) \cdot M} \times \left[N \cdot M + m \cdot (1-2 \cdot v) + 2 \cdot v - \frac{m \cdot v \cdot (N+M)}{1-v \cdot (2-m)} \right] \quad [4.14]$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(M+m) \cdot (1-2 \cdot v) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0] \cdot [1 + (2-m) \cdot v]}{E \cdot (N-1) \cdot M} \right\} \quad [4.15]$$

$$M = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad [4.16]$$

N voir [4.8]

Y voir [4.9]

Dans l'équation [4.12], b représente le rayon plastique, lequel est corrélé à l'intensité de la pression P agissant à l'intérieur de la cavité, selon les relations présentées en **annexe A**.

Si l'on considère l'hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique, l'évaluation de R_a est plus complexe et implique d'évaluer une intégrale ne pouvant être résolue dans un domaine fermé (Yu & Houlsby, 1991). Une solution approximative a été proposée par Yu & Houlsby (1991) sous la forme suivante :

$$R_a = \left\{ \frac{R^{\frac{N(M+m)}{m(N-1) \cdot M}}}{(1-\delta)^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N \cdot (M+m)}{[m \cdot (N-1) \cdot M] \cdot \eta} \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\frac{M}{(M+m)}} \quad [4.17]$$

dans laquelle :

$$R = \frac{(m+N) \cdot [Y + (N-1) \cdot P]}{N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]} \quad [4.18]$$

$$\Lambda_1(R, \xi) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad [4.19]$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \frac{\xi^n}{n!} \cdot \ln R & \text{si } n = \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \\ \frac{\xi^n}{n! \cdot \left(n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \right)} \cdot \left[R^{\frac{n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}}{m \cdot (N-1) \cdot M}} - 1 \right] & \text{si } n \neq \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \end{cases} \quad [4.20]$$

Dans le cas d'un milieu d'extension radiale fini égal à b_0 , la détermination du rayon de la cavité expansée devient plus complexe. Il est en effet nécessaire d'imposer à la distance $r = b_0$ la condition aux limites de déplacement radial nul. L'**annexe A** décrit la solution développée par Shrivastava *et al.* (2017) pour une cavité cylindrique, en appliquant la même approche théorique développée par Yu & Houlsby (1991) dans le cas d'un milieu infini.

Cette solution permet donc de tenir compte des grandes déformations qui se produisent dans la zone de sol plastifiée.

À partir du rayon final de la cavité, il est possible de déterminer le volume final du bulbe (V_{bf}) :

$$V_{bf} = \begin{cases} \pi \cdot \alpha^2 \cdot H & \text{cavité cylindrique} \\ \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot \alpha^3 & \text{cavité sphérique} \end{cases} \quad [4.21]$$

où H est la hauteur de la cavité cylindrique, égale à la hauteur de la portion de colonne traitée par injection.

Si l'on connaît le volume initial du bulbe, donné par :

$$V_{bi} = \begin{cases} \pi \cdot \alpha_0^2 \cdot H & \text{cavité cylindrique} \\ \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot \alpha_0^3 & \text{cavité sphérique} \end{cases} \quad [4.22]$$

il est possible de déterminer la variation de volume subie par le bulbe, en fonction de la pression P :

$$\Delta V_b = V_{bf} - V_{bi} \quad [4.23]$$

En supposant que la variation de volume du bulbe soit uniquement imputable à l'expansion volumique de la résine, on peut en déduire le volume final de résine (V_{rf}) au moyen de la relation suivante :

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V_b \quad [4.24]$$

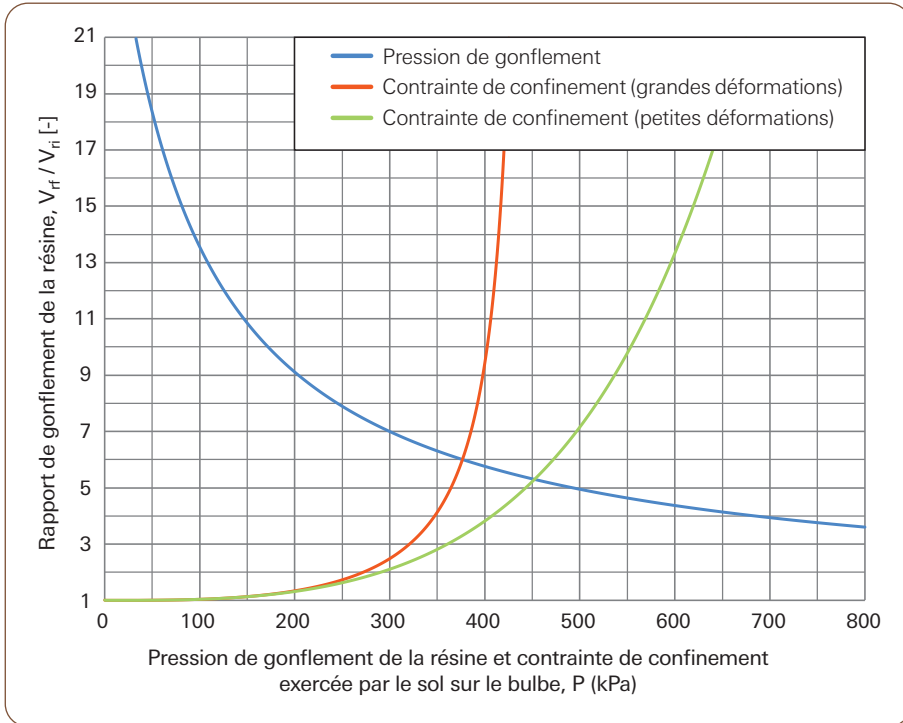
Si l'on connaît le volume de résine injecté, il est ainsi possible de déterminer la relation entre le rapport V_{rf}/V_{ri} et la contrainte de confinement générée dans le sol, égale à la pression dans la cavité P .

À titre d'exemple, prenons le cas d'un sable sec présentant les paramètres géotechniques suivants :

- poids par unité de volume du sol, $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;
- module élastique d'Young, $E' = 30 \text{ MPa}$;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0,25$;
- cohésion effective, $C' = 0 \text{ kPa}$;
- angle de frottement au pic, $\varphi_p = 32^\circ$;
- angle de frottement à l'état critique, $\varphi_{CV} = 32^\circ$;
- angle de dilatance, $\psi = 0^\circ$;
- degré de surconsolidation, $OCR = 1$.

On souhaite dimensionner une injection de résine polyuréthane expansive de type Uretek Geoplus, à une profondeur de 3,50 m ; et on considère qu'au niveau du terrain naturel, une surcharge est appliquée avec $Q = 10 \text{ kPa}$. En outre, on prend comme hypothèse que l'expansion de la résine se produit selon une cavité cylindrique (donc $m = 1$), ayant une hauteur $H = 3 \text{ m}$, dans un milieu supposé infini et on fixe un rayon initial du bulbe, $\alpha_0 = 0,10 \text{ m}$. Le volume initial de la résine (V_{ri}) est égal à $0,019 \text{ m}^3$ (ce qui correspond à une masse initiale d'environ 20 kg pour une porosité du sol $n = 0,30$).

La **figure 4.21** représente la loi rhéologique ainsi que la relation entre le rapport V_{rf}/V_{ri} et la contrainte de confinement générée dans le sol, calculée à partir de la théorie de la cavité en expansion, avec l'hypothèse de petites déformations et de grandes déformations dans la zone plastique.



■ **Figure 4.23.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne verte) et de la contrainte de confinement du sol, dans l'hypothèse de petites déformations (ligne bleue) et de grandes déformations (ligne rouge).

Comme on peut le voir à la **figure 4.23**, pour des valeurs du rapport V_{rf}/V_{ri} légèrement supérieures à 1, la pression de gonflement devient très élevée, tandis que la contrainte de confinement demeure proche de la contrainte géostatique horizontale. Il est donc possible de déterminer une condition de non-équilibre qui provoque une déformation supplémentaire du bulbe, se traduisant par une augmentation du rapport V_{rf}/V_{ri} . Le point d'intersection entre les deux courbes correspond au point d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement exercée par le sol entourant le bulbe. La valeur de pression correspondante représente alors la valeur d'équilibre finale.

Le point d'intersection entre les deux courbes est obtenu pour une pression d'équilibre $P \approx 450$ kPa, ce qui correspond à un rapport $V_{rf}/V_{ri} \approx 5,3$, dans le cas de petites déformations.

Dans le cas de grandes déformations dans la zone plastique, on obtient $P \approx 375$ kPa, ce qui correspond à un rapport $V_{rf}/V_{ri} \approx 6$.

Il convient de noter que, si l'on néglige l'hypothèse de grandes déformations

dans la zone plastique, on a tendance à surestimer la pression d'équilibre et à sous-estimer le rapport de gonflement.

4.3.3 Variation de l'état de contraintes dans le sol

Après avoir déterminé la valeur de la pression d'équilibre selon la procédure décrite au paragraphe précédent, il est possible, avec la théorie de la cavité en expansion, d'évaluer la modification de l'état de contraintes induit dans le sol entourant le bulbe.

L'état de contraintes dans le domaine élastique extérieur au rayon plastique (c'est-à-dire pour $r > b$, où b est le rayon plastique) peut être exprimé par les relations suivantes, dans le cas d'un milieu infiniment étendu :

$$\sigma_r = P_0 + \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [4.25]$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [4.26]$$

Dans la région de plastification (c.a.d $a < r < b$), la contrainte radiale et la contrainte tangentielle peuvent être calculées à partir des équations suivantes :

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [4.27]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{\frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}}}{N} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [4.28]$$

Dans l'hypothèse de petites déformations, le rayon plastique, b est donné par l'équation suivante :

$$\frac{b}{a_0} = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \quad [4.29]$$

Dans le cas où l'on prend pour hypothèse de grandes déformations dans la zone plastique, b est donné par :

$$\frac{b}{a} = R^{\frac{N}{m(N-1)}}, \quad [4.30]$$

où a est le rayon du bulbe après expansion.

À partir de la détermination de la pression d'équilibre (P), il est donc possible d'évaluer la modification de l'état de contraintes dans le sol. Dans le cas de la cavité cylindrique, l'augmentation de la contrainte verticale ($\Delta\sigma_v$) peut être finalement évaluée d'après la relation élastique :

$$\Delta\sigma_v = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta). \quad [4.31]$$

Dans le cas d'un milieu d'extension radiale fini égal à b_0 , Shrivastava *et al.* (2017) ont établi les équations suivantes pour la détermination de l'état de contraintes en dehors de la zone plastifiée, c.a.d. pour $r \geq b < b_0$:

$$\sigma_r = -\frac{(1-2\nu)(P_0+B)}{\left(\frac{r}{b_0}\right)^2} - B \quad [4.32]$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1-2\nu)(P_0+B)}{\left(\frac{r}{b_0}\right)^2} - B \quad [4.33]$$

où le paramètre B est donné par :

$$B = \frac{\gamma + \frac{[(1-2\nu)(N+1)P_0]}{(b/b_0)^2}}{\left[(N-1) - \frac{(1-2\nu)(1+N)}{(b/b_0)^2} \right]}. \quad [4.34]$$

où le paramètre B est donné par $a < r < b$, les contraintes sont fournies par les relations suivantes, basées sur le comportement élastique linéaire :

$$\sigma_r = \frac{-\gamma}{N-1} - A \cdot r^{\frac{N-1}{N}} \quad [4.35]$$

$$\sigma_\theta = \frac{-\gamma}{N-1} - A \cdot r^{\frac{N-1}{N}} \quad [4.36]$$

où le paramètre A est donné par :

$$A = \frac{\frac{2N(1-2\nu)[Y + (N-1)P_0]}{(b/b_0)^2}}{(N-1)\left[(N-1) - \frac{(1-2\nu)(1+N)}{(b/b_0)^2}\right]} b^{\frac{N-1}{N}}. \quad [4.37]$$

Les relations qui relient les paramètres α et b à la pression P dans la cavité, pour un rayon initial donné α_0 de la cavité, sont présentées à l'**annexe A**.

4.3.4 Variation de l'état de déformations dans le sol

L'expansion du bulbe provoque, en plus de l'augmentation de la contrainte moyenne, une déformation volumétrique positive (c.a.d. de compression) à l'intérieur de la zone plastique.

L'évaluation de cette déformation peut être effectuée de manière analytique, en se référant uniquement à l'hypothèse des petites déformations. Dans ce cas, la déformation volumétrique ε_v , égale à :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + m \cdot \varepsilon_\theta \quad [4.38]$$

où :

ε_r = déformation radiale, donnée par :

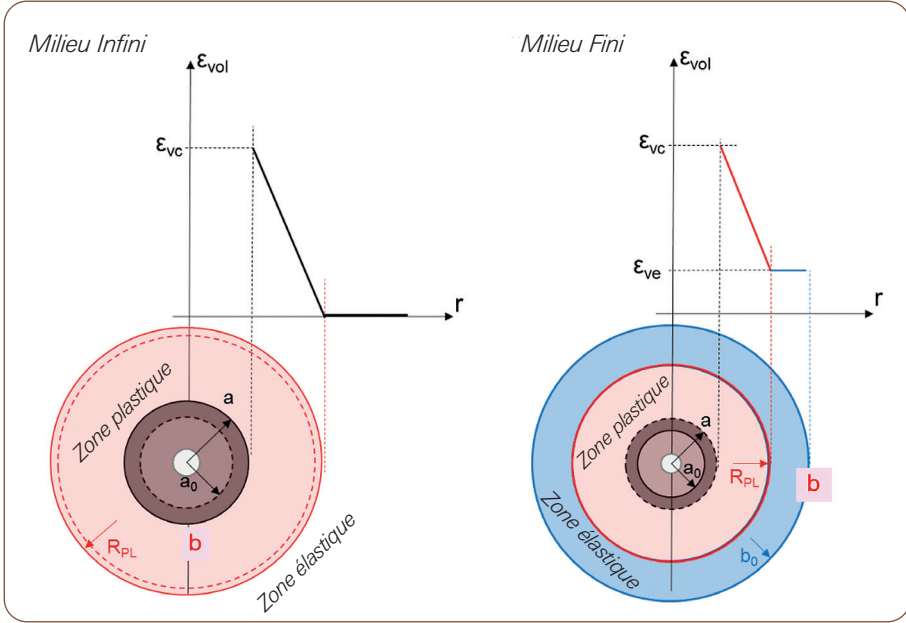
$$\varepsilon_r = \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} \right] \cdot m \cdot M \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{1+\frac{m}{M}} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left[1 - \frac{m \cdot (N-1)}{N} \right] \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}}; \quad [4.39]$$

ε_θ = déformation tangentielle, donnée par :

$$\varepsilon_\theta = - \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} \right] \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{1+\frac{m}{M}} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}}. \quad [4.40]$$

À partir des formules [4.38] à [4.40], il est possible d'évaluer la diminution de volume qui se produit à l'intérieur de la zone plastique, pour une valeur de pression de la cavité expansée égale à la pression d'équilibre.

La théorie des grandes déformations, utilisée par Yu & Houlsby (1991) et Shrivastava (2017), ne permet pas d'obtenir une solution analytique pour le calcul du déplacement radial dans la zone plastique, contrairement à la théorie des déformations infinitésimales. En adoptant les solutions décrites à l'**annexe A**, tant pour le milieu



■ **Figure 4.24.** Évolution de la déformation volumétrique et de la distance radiale pour le cas d'un milieu infini (gauche) et d'un milieu fini (droite).

infini que pour le milieu fini, il est possible d'évaluer le déplacement radial au bord du bulbe, à la limite élasto-plastique et dans la zone élastique. Par conséquent, dans la zone plastique, on peut supposer en première approximation un comportement linéaire du déplacement radial, ce qui correspond à une variation linéaire de la déformation volumétrique, comme illustré à la **figure 4.24**. En revanche, dans la zone élastique, les déformations (radiale et tangentielle) peuvent être calculées avec la théorie des déformations infinitésimales à partir du déplacement radial. Dans le cas d'un milieu infini, puisque la déformation volumétrique dans la zone élastique doit être nulle, dans la zone plastique elle varie entre une valeur maximale (ε_{vc}), correspondant au bord du bulbe ($r = 0$), et zéro à l'emplacement du rayon plastique ($r = b$). Dans le cas d'un milieu fini, on retrouve une situation similaire, avec en plus une déformation volumétrique constante et non nulle dans la zone élastique (ε_{ve}), due à la présence du rayon extérieur fixe. Compte tenu de ces conditions aux limites, l'évolution linéaire de la déformation volumétrique est définie par les équations suivantes pour le milieu infini et fini :

$$\varepsilon_{vol}^{pl} = \frac{-\varepsilon_{vc}}{b-a} r + \frac{\varepsilon_{vc} b}{b-a} \rightarrow \text{milieu infini} \quad [4.41]$$

$$\varepsilon_{vol}^{pl} = -\frac{\varepsilon_{vc} - \varepsilon_{ve}}{b-a} r + \frac{\varepsilon_{vc} b - \varepsilon_{ve} a}{b-a} \rightarrow \text{milieu fini} \quad [4.42]$$

La déformation volumétrique en bord du bulbe (ϵ_{ve}) est calculée à l'aide de la théorie des déformations infinitésimales, à partir du déplacement radial (U_{re}) calculé dans la zone élastique ($r \geq b$), comme suit :

$$U_{re} = \frac{r(1+\nu)(1-2\nu) \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{r}{b_0}\right)^2} \right]}{\left[\frac{E'}{P_0(N-1)+Y} \right] \left[(N-1) - \frac{(1+N)(1-2\nu)}{\left(\frac{b}{b_0}\right)^2} \right]}. \quad [4.43]$$

La déformation volumétrique en bord du bulbe (ϵ_{vc}) est calculée à l'aide des équations suivantes, en remplaçant ϵ_{vol}^{pl} par l'expression correspondante dans les équations [4.41] ou [4.42] :

$$\int_a^b \bar{\epsilon}_{vol} 2\pi r \cdot dr = \int_a^b \epsilon_{vol}^{pl} 2\pi r \cdot dr \rightarrow \text{milieu infini} \quad [4.44]$$

$$\int_a^{b_0} \bar{\epsilon}_{vol} 2\pi r \cdot dr = \int_a^b \epsilon_{vol}^{pl} 2\pi r \cdot dr + \int_b^{b_0} \epsilon_{ve} 2\pi r \cdot dr \rightarrow \text{milieu fini} \quad [4.45]$$

où $\bar{\epsilon}_{vol}$ est la déformation volumétrique moyenne dans l'intervalle considéré, obtenue à partir des formules :

$$\bar{\epsilon}_{vol} = -\frac{V_f - V_i}{V_i} = -\frac{\pi(b^2 - a^2) - \pi[(b - u_{pl})^2 - a_0^2]}{\pi[(b - u_{pl})^2 - a_0^2]} \rightarrow \text{milieu infini} \quad [4.46]$$

$$\bar{\epsilon}_{vol} = -\frac{V_f - V_i}{V_i} = -\frac{\pi(b_0^2 - a^2) - \pi(b_0^2 - a_0^2)}{\pi(b_0^2 - a_0^2)} \rightarrow \text{milieu fini} \quad [4.47]$$

où u_{pl} (milieu infini) est calculé à partir de l'équation suivante :

$$u_{pl} = \left[\frac{Y + (N-1)P_0}{2(1+N)G} \right] \cdot b. \quad [4.48]$$

Connaissant la déformation volumétrique dans la zone plastique, il est possible de déterminer la variation correspondante de densité relative.

La densité relative est fonction de l'indice des vides, selon la relation suivante :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.49]$$

où $e_{\min}$ et $e_{\max}$ représentent respectivement les indices minimum et maximum des vides du sol. La variation de l'indice des vides peut être corrélée à la déformation (ε_{vol}), à l'aide de la relation suivante :

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad [4.50]$$

Étant donné que la variation de densité relative (ΔD_r) peut être corrélée à la variation d'indice des vides (Δe), la relation suivante :

$$\Delta D_r = -\frac{\Delta e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.51]$$

permet d'obtenir :

$$\Delta D_r = \frac{\varepsilon_{vol} \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.52]$$

où e_0 est l'indice initial des vides.

Une évaluation théoriquement plus rigoureuse de la variation de la déformation volumétrique peut être obtenue en appliquant les formules théoriques proposées par Yu & Houlsby (1991) pour le cas d'un milieu infini, et par Shrivastava *et al.* (2017) pour le cas d'un milieu fini. Celles-ci permettent de calculer la coordonnée radiale finale r (en condition déformée) d'un point de coordonnée radiale initiale r_0 (en condition non déformée). De cette manière, on peut obtenir le déplacement par la différence entre les deux coordonnées ($r-r_0$). À partir de ce déplacement radial, il est possible de calculer, dans la zone plastique, les déformations radiale, tangentielle et volumétrique selon la théorie des grandes déformations, de la manière suivante :

$$\varepsilon_{r,pl} = -\ln\left(\frac{dr}{dr_0}\right) \quad [4.53]$$

$$\varepsilon_{\theta,pl} = -\ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \quad [4.54]$$

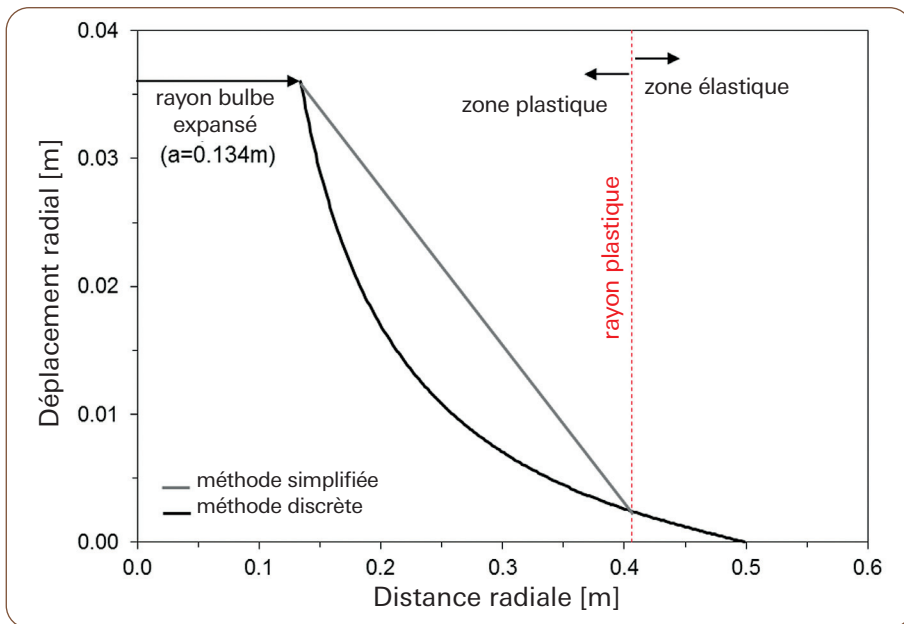
$$\varepsilon_{v,pl} = \varepsilon_{r,pl} + \varepsilon_{\theta,pl} \quad [4.55]$$

Ce qui suit est un exemple permettant de comparer la méthode simplifiée présentée précédemment et la méthode plus rigoureuse, appelée également « discrète ».

L'exemple fait référence à une injection cylindrique dans un sol présentant les caractéristiques mécaniques suivantes : angle de résistance au cisaillement 34° , cohésion 0 kPa, angle de dilatance -5° , module d'Young 10 000 kPa, coefficient de Poisson 0,25 et densité relative initiale de 30 %. L'injection est simulée en milieu fini avec un rayon extérieur fixe $b_0=0,50$ m et une charge superficielle de 150 kPa. L'état de contraintes initial dans la couche de sol analysée, d'une épaisseur de 1,10 m, est le suivant : 162 kPa de contrainte verticale effective, et 65 kPa de contrainte horizontale effective. La pression de l'eau est supposée égale à 0 kPa.

L'état d'équilibre est identifié par les valeurs suivantes :

- Rayon initial du bulbe $a_0 = 0,098$ m.
- Rayon expansé du bulbe $a = 0,134$ m.
- Déplacement radial en bord du bulbe $u_r = 0,036$ m.
- Rayon plastique $b = 0,406$ m.
- Rapport de gonflement = 3,4.
- Pression d'expansion effective $P' = P = 865$ kPa.



■ **Figure 4.25.** Comparaison du déplacement radial obtenu avec la méthode simplifiée et avec la méthode discrète.

Le déplacement à la limite élasto-plastique obtenu avec l'équation [4.43] est égal à 0,002 m. La **figure 4.25** compare le déplacement radial obtenu avec les deux méthodes. La méthode simplifiée tend à surestimer les déplacements dans la zone plastique pour les points situés entre le rayon du bulbe expansé et le rayon plastique. Dans la zone élastique, les deux solutions coïncident parfaitement, car le déplacement radial est calculé dans les deux cas à l'aide de l'équation [4.43].

La **figure 4.26** illustre la comparaison des déformations volumétriques ; pour la méthode discrète, celles-ci ont été obtenues à l'aide des équations [4.53] à [4.55]. Le graphique montre que dans la zone la plus proche de l'injection (dans les sept premiers centimètres depuis le bord du bulbe expansé), la méthode simplifiée conduit à sous-estimer la déformation. En particulier, cette sous-estimation atteint sa valeur maximale (-37 %) au bord du bulbe. À partir d'une distance radiale de 0,20 m de l'injection, la méthode simplifiée donne une légère surestimation de la déformation, qui atteint sa valeur maximale (+21 %) à 0,146 m du bord du bulbe. Au niveau du rayon plastique, les valeurs obtenues par les deux méthodes convergent (0,023), et dans la zone élastique, la même valeur de déformation volumétrique est observée. En particulier, dans le cas de la méthode discrète, une discontinuité de la déformation apparaît au niveau du rayon plastique. Cette discontinuité résulte du changement de pente dans l'évolution du déplacement radial (**figure 4.25**) observé au niveau du rayon plastique.

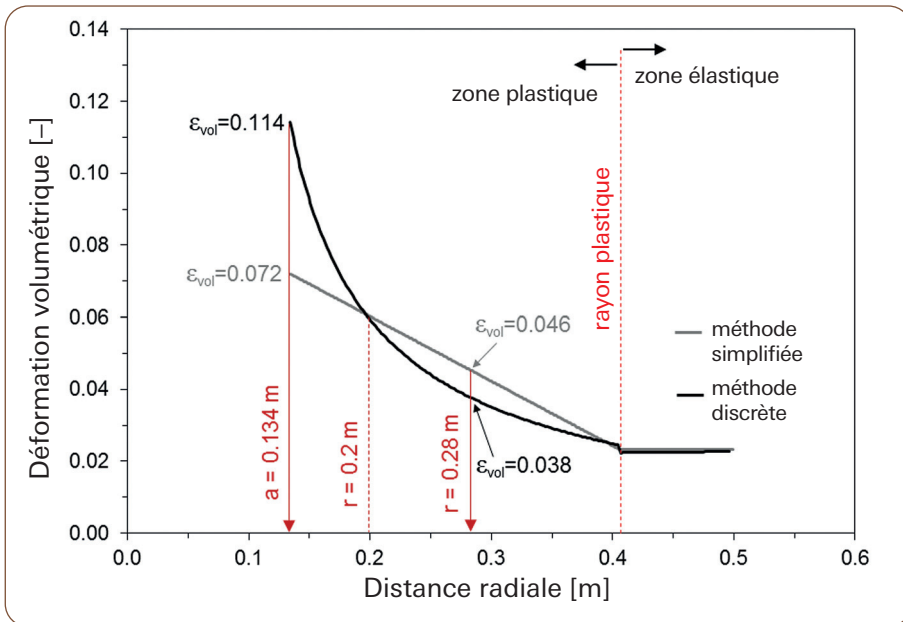


Figure 4.26. Déformation volumétrique dans la zone plastique : comparaison entre la méthode simplifiée et la méthode discrète.

Cette divergence entre les deux méthodes se reflète également sur l'évolution de la densité relative, calculée à partir de la déformation volumétrique. Toutefois, pour une évaluation moyenne dans la région comprise entre le rayon du bulbe expansé et le rayon plastique, les deux méthodes aboutissent aux mêmes valeurs finales moyennes de déformation volumétrique et de densité relative. Il est également important de noter que l'utilisation de la solution discrète rend la procédure de calcul plus exigeante. De plus, il faut souligner que les différences dans l'estimation des variations de densité relative entre le profil exact et le profil linéarisé restent largement comprises dans la plage d'incertitude caractéristique des méthodes expérimentales de mesure de la densité relative *in situ*.

4.4 Modèles théoriques pour les sols fins

Le processus d'expansion des résines polyuréthanes injectées ponctuellement dans les sols fins (sables fins, limons et argiles) peut être analysé théoriquement suivant l'approche de la théorie de la fracturation appliquée à un milieu élasto-plastique en conditions non drainées. Le processus de fracturation apparaît lorsque la résine, ne parvenant pas à pénétrer dans les pores du sol, développe une pression de gonflement très élevée pendant la phase d'injection.

Les résines polyuréthanes se propagent à l'intérieur des fissures préexistantes dans le sol, et dans les fractures générées par leur propre expansion après l'injection.

L'étude de la propagation des fractures dans le sol est particulièrement complexe et difficile à prévoir, parce qu'elle est conditionnée par les hétérogénéités présentes dans le massif de sol. On peut seulement émettre l'hypothèse que la résine injectée pénètre dans les micro-fractures qui se sont formées au niveau des zones où se concentrent les déformations de cisaillement (bandes de cisaillement), provoquant leur propagation dans le sol.

4.4.1 Critères d'apparition du phénomène de fracturation

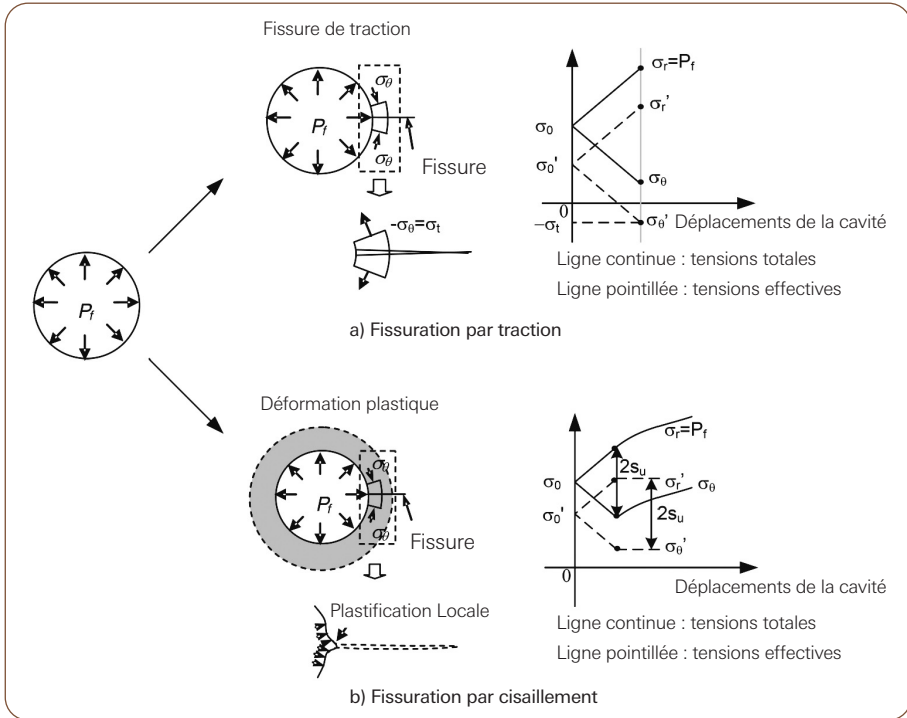
Dans un sol cohésif, l'injection de résines expansives provoque la formation de fractures dans le matériau. Le premier résultat que l'on peut déterminer théoriquement est la valeur de la pression de gonflement nécessaire pour initier le processus de fracturation. Cette pression est appelée « pression de fracturation » (P_f).

D'un point de vue macroscopique, le déclenchement d'une fracture peut être attribué à des mécanismes de rupture en traction ou en cisaillement (**figure 4.27**).

La rupture en traction se produit lorsque la plus faible contrainte effective devient nulle ou atteint la résistance à la traction du matériau (σ'_t) lorsque celle-ci est différente de zéro.

Dans le cas d'une cavité sphérique ou cylindrique, cette rupture se produit dans des conditions élastiques, parce que la contrainte tangentielle effective (σ'_θ) diminue avec l'augmentation de la déformation radiale de la cavité, jusqu'à ce que la résistance à la traction du sol soit atteinte (**figure 4.27a**).

En revanche, la fracturation est engendrée par une rupture en cisaillement lorsque, avant même que la contrainte tangentielle n'atteigne la valeur de la résistance à la traction, une rupture par cisaillement se produit (**figure 4.24b**).



■ **Figure 4.27.** Fracturation du sol provoquée par l'injection d'un fluide sous pression dans une cavité : (a) rupture par traction en conditions non drainées et (b) rupture imputable à la résistance au cisaillement atteinte en conditions non drainées (modifié par Mitchell & Soga, 2005).

D'après les indications de Mitchell & Soga (2005), à partir des lois de l'élasticité linéaire, on obtient l'expression analytique suivante, relative à la pression de fracturation selon le mécanisme de rupture en traction :

$$P_{f_traz} = (1+m) \cdot \sigma_{3i} - m \cdot u_0 + m \cdot \sigma'_t \quad [4.56]$$

où :

- P_{f_traz} pression à l'intérieur de la cavité, qui conduit à la fracturation du sol par traction ;
- m coefficient géométrique, étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- σ_{3i} contrainte principale totale inférieure à l'état initial ;
- u_0 pression interstitielle initiale en conditions hydrostatiques ;
- σ'_t résistance à la traction du sol.

Cette équation établit une relation linéaire entre la pression de confinement et la pression de fracturation, avec un coefficient de proportionnalité égal à deux dans le cas d'une cavité cylindrique, et égal à trois dans le cas d'une cavité sphérique.

Dans le cas d'un mécanisme de fracturation par cisaillement, le processus peut être déclenché par la formation de microfissures locales sur le contour de la cavité en expansion. La résine peut s'infiltrer dans les fractures et générer des efforts de traction aux extrémités de la fracture proprement dite (**figure 4.27b**). Dans l'hypothèse où le critère analytique d'amorçage de la fracturation correspond à la déformation initiale de la paroi d'une cavité cylindrique en expansion, on peut alors établir la relation suivante pour la pression de fracturation dans le cas d'un mécanisme de rupture par cisaillement :

$$P_{\text{f_cisaillement}} = \frac{2mc_u}{m+1} + \sigma_{3i} \quad [4.57]$$

où :

$P_{\text{cisaillement}}$ pression à l'intérieur de la cavité qui conduit à la fracturation du sol par cisaillement, correspondant à la pression de première plastification ;

C_u résistance au cisaillement en conditions non drainées du sol.

L'équation [4.57], contrairement à l'équation [4.56], implique une relation linéaire entre la pression de confinement et la pression de fracturation, avec un coefficient de proportionnalité unitaire dans le cas d'une cavité cylindrique, et égal à 4/3 dans le cas d'une cavité sphérique.

Dans la région de plastification, il est possible d'avoir, localement, une concentration des déformations de cisaillement et, par conséquent, l'apparition de micro-fractures dans le matériau. Dans de telles conditions, il est permis de supposer que les injections de résines polyuréthanes provoquent l'ouverture de micro-fractures et favorisent leur propagation dans le sol traité.

Les expressions analytiques [4.56] et [4.57] permettent d'établir, en première approximation, si la fracturation autour de la cavité se produit par traction ou par cisaillement.

D'un point de vue théorique, il est possible d'établir en première approximation les conditions de contraintes dans lesquelles le système de fracturation se révèle sub-vertical ou sub-horizontale. La fracturation se produit dans une direction sub-verticale si les contraintes horizontales (σ'_{h_0}) sont inférieures aux contraintes verticales effectives (σ'_{v_0}) en conditions géostatiques, c'est-à-dire si le coefficient de pression des terres au repos $K_0 < 1$. En situation inverse, c'est-à-dire si $K_0 > 1$, le système de fracturation est sub-horizontale.

L'extension, la fréquence et l'ouverture des fractures sont difficiles à prédire d'un point de vue théorique, parce qu'elles dépendent de la présence de micro-défauts et de fissures préexistantes dans le sol.

4.4.2 Critères de propagation des fractures

Si une injection est réalisée dans un sol superficiel, les conditions d'amorçage de la fracturation (qu'elle résulte d'une rupture par traction ou par cisaillement) sont facilement réunies. Dans ce cas, si au point d'injection la contrainte horizontale est inférieure à la contrainte verticale ($K_0 < 1$), il se forme une fracture sub-verticale ; inversement, si la contrainte horizontale est supérieure à la contrainte verticale ($K_0 > 1$), il se forme une fracture sub-horizontale.

En première approximation, les fractures peuvent prendre la forme d'une pièce de monnaie (« *penny-shaped fracture* » en anglais). Ce type de fractures a fait l'objet d'une analyse théorique par Sneddon & Lowengrub (1969), lesquels ont obtenu des résultats utiles pour évaluer leur longueur et leur ouverture.

La longueur de la fracture dépend essentiellement de critères énergétiques (Griffith, 1920) ou mécaniques (Irwin, 1948). Ces critères sont difficilement applicables en présence de matériaux non homogènes, comme les sols, qui présentent des propriétés physiques et mécaniques variables. En se référant au critère énergétique de Griffith, la demi-longueur de la fracture (L) peut être associée à la pression interne (P) par une relation qui est fonction de l'énergie de surface du matériau (G_s) (Sneddon & Lowengrub, 1969)

$$L = \frac{\pi \cdot E \cdot G_s}{2 \cdot (1 - \nu) \cdot P} \quad [4.58]$$

où E est le module de rigidité du matériau.

Une autre option est d'adopter le critère mécanique d'Irwin, où la demi-longueur (L) est égale à :

$$L = \frac{\pi \cdot K_{IC}^2}{4 \cdot P^2} \quad [4.59]$$

où K_{IC} représente la ténacité à la fracture (en anglais « *fracture toughness* »), dont la valeur dépend de la résistance mécanique du matériau.

Les relations [4.58] et [4.59] sont équivalentes car il peut être démontré que

$$G_s = \frac{1}{2} \frac{(1 - \nu)}{E} K_{IC}^2 \quad [4.60]$$

Dans le domaine des sols, la littérature ne fournit que peu de données concernant les valeurs de l'énergie de surface (G_s) et de la ténacité à la fracture (K_{IC}). Ces paramètres restent donc très incertains et difficiles à déterminer. Fang (1994) rapporte les résultats d'une série d'essais réalisés sur des échantillons

d'argile compactée, afin de déterminer la ténacité à la fracture. Dans ces essais, réalisés pour différents types de sols, de teneurs en eau et degrés de compactage, la ténacité à la fracture s'est toujours révélée supérieure à $0,08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$. Dans tous les cas, ces données à elles seules ne sont pas suffisantes pour tirer des conclusions sur les valeurs que l'on peut atteindre dans tous les types de sols.

Il en résulte que la détermination de la longueur des fractures présente une grande incertitude et ne peut être estimée qu'à partir des résultats d'essais sur le terrain, dans lesquels des excavations appropriées sont effectuées afin de reconstruire la géométrie de la propagation de la résine.

Après avoir fixé la longueur de la fracture, il est possible d'identifier la pression d'équilibre au moyen des relations fournies par Sneddon & Lowengrub (1969) pour le calcul de l'ouverture de la fracture, en fonction de la pression interne (P) dans un milieu purement élastique. En particulier, le rapport de gonflement est de :

$$\frac{V_{\text{rf}}}{V_{\text{ri}}} = \begin{cases} 1 & \text{si } P \leq \sigma_{3i} \\ 1 + \frac{\pi}{V_{\text{ri}}} \left[\frac{16 \cdot (1 - \nu^2) \cdot L^3}{3 \cdot E} (P - \sigma_{3i}) \right] & \text{si } P > \sigma_{3i} \end{cases} \quad [4.61]$$

En conditions non drainées, on suppose que $\nu = 0,50$ et $E = E_u$, où E_u est le module de rigidité en conditions non drainées.

À partir de l'intersection entre la relation [4.61] et la loi rhéologique [4.6], il est possible de déterminer la pression d'équilibre pour une demi-longueur donnée de la fracture.

À titre d'exemple, supposons une injection à une profondeur de 3,50 m dans une argile saturée, caractérisée par les paramètres physiques et mécaniques suivants :

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi = 25^\circ;$$

$$\text{OCR} = 1;$$

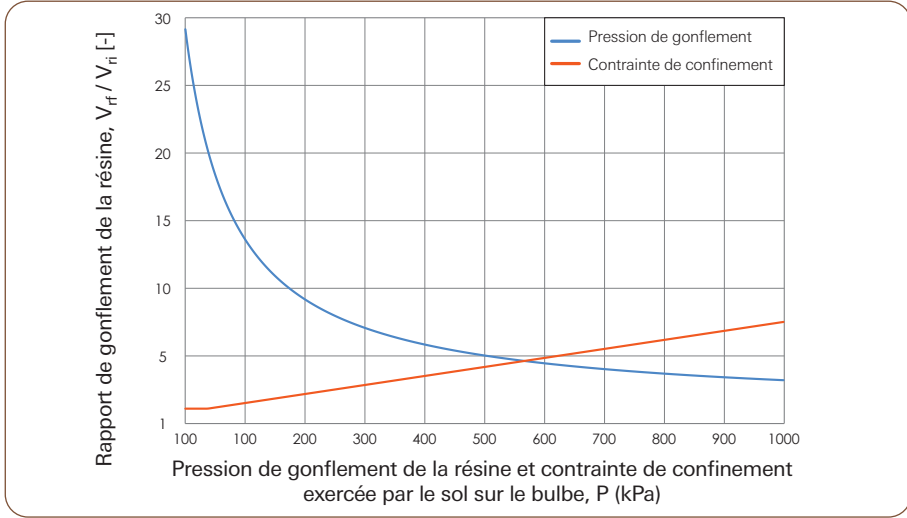
$$E_u = 1 \text{ MPa}.$$

La contrainte verticale est égale à 64,75 kPa. L'argile étant normalement consolidée, le coefficient de pression au repos peut être calculé au moyen de la relation suivante :

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi), \quad [4.62]$$

ce qui donne $K_0 = 0,577$.

Étant donné que la valeur de K_0 est inférieure à l'unité, on peut s'attendre à la formation d'une fracture sub-verticale. En supposant une demi-longueur de la fracture égale à 0,25 m, on obtient le résultat de la **figure 4.28**.



■ **Figure 4.28.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement (ligne bleue) et de la contrainte de confinement exercée par le sol environnant (ligne rouge).

La pression d'équilibre est d'environ 570 kPa. En prenant l'hypothèse par $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, on obtient de l'équation [4.59] une pression critique, associée à la demi-longueur de la fracture $L = 0,25 \text{ m}$, soit

$$P = \frac{K_{IC}}{2} \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 179 \text{ kPa} \quad [4.63]$$

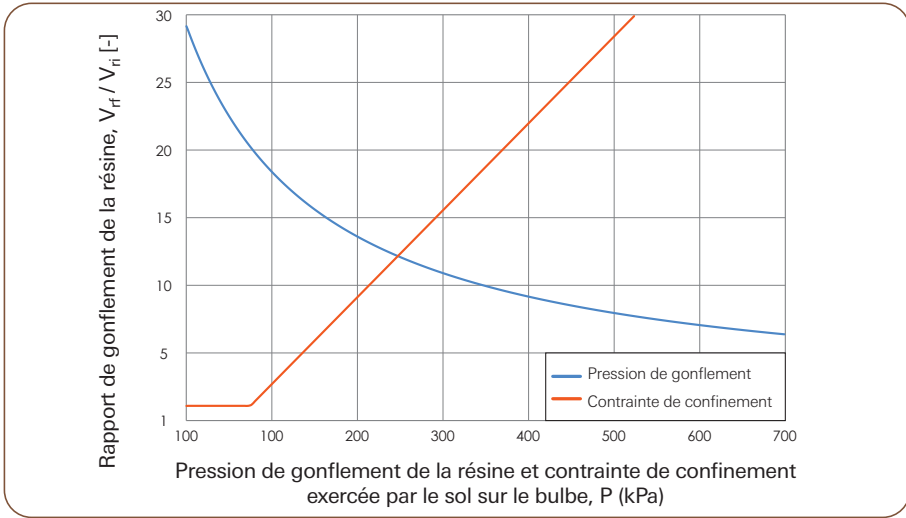
Dans ce cas, où pour $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, les résultats ne sont pas concluants. Il convient alors d'envisager une plus grande longueur de la fracture, pour rechercher la correspondance entre la pression d'équilibre et la pression critique. Si l'on suppose une demi-longueur de la fracture $L = 0,67$, on arrive au résultat de la **figure 4.29**.

La pression d'équilibre est, dans ce cas, d'environ 124 kPa.

Pour $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, on obtient une pression critique égale à :

$$P = \frac{K_{IC}}{2} \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 124 \text{ kPa} \quad [4.64]$$

On peut donc conclure que pour l'argile considérée, en supposant une ténacité à la fracture $K_{IC} = 0,08 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, la demi-longueur $L = 0,67$ représente la valeur exacte, qui permet la concordance entre la pression critique dérivée du critère d'Irwin et la pression d'équilibre.

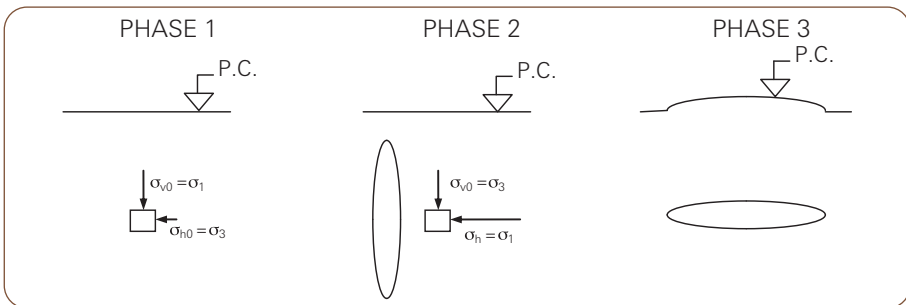


■ **Figure 4.29.** Rapport de gonflement de la résine, en fonction de la pression de gonflement (ligne bleue) et de la contrainte de confinement exercée par le sol environnant (ligne rouge).

4.4.3 Soulèvements induits par les injections de résine

Pour produire le soulèvement du niveau de la surface du sol et des éventuelles superstructures qui se trouvent à la surface, il convient de favoriser la formation de fractures sub-horizontales.

Même lorsque les sols sont caractérisés par des valeurs du coefficient de pression au repos (K_0) inférieures à l'unité, la formation initiale de fractures sub-verticales, suivie de leur ouverture, provoque localement une inversion des contraintes principales, ce qui permet ensuite la formation de fractures sub-horizontales (**figure 4.30**).



■ **Figure 4.30.** Formation de fractures sub-horizontales dans les sols ayant un coefficient de pression au repos, $K_0 < 1$ (phase 1) : l'ouverture d'une fracture verticale provoque l'augmentation des contraintes horizontales, entraînant une rotation des directions principales (Phase 2) ; l'exécution d'une nouvelle injection détermine la formation d'une fracture sub-horizontale, dont l'ouverture provoque le soulèvement du niveau de la surface du sol.

À proximité du point d'injection, l'ouverture d'une fracture verticale produit une augmentation de la contrainte horizontale du sol, égale à la pression d'équilibre nette.

Si l'on prend pour référence l'exemple final du paragraphe précédent, les contraintes géostatiques valent :

$$\sigma_{v_0} = 65 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h_0} = 37 \text{ kPa}$$

La pression d'équilibre nette est égale à :

$$P - \sigma_{h_0} = 124 - 37 = 87 \text{ kPa.}$$

Il en résulte qu'à proximité du point d'injection, la contrainte horizontale est égale à la pression d'équilibre, soit :

$$\sigma_h = P = 124 \text{ kPa} > \sigma_{v_0}.$$

La prévision de la longueur d'une fracture horizontale peut être déterminée selon les mêmes critères que ceux décrits précédemment, c.a.d. en recherchant l'état d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement (dans ce cas vertical) générée dans le sol.

En négligeant la compression de la couche de sol située au-dessus du point d'injection, l'ampleur du soulèvement peut être estimée, dans un premier temps, à l'aide de la formule proposée par Sneddon & Lowengrub (1969) pour calculer l'ouverture de la fracture :

$$w(x) = \frac{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (P - \sigma_v) \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E_u} \quad [4.65]$$

où :

x = distance depuis le point d'injection.

Le déplacement maximal est obtenu au niveau du point d'injection, c'est-à-dire pour $x = 0$.

Pour l'application de l'équation [4.65], les incertitudes liées à l'identification de la demi-longueur (L) de la fracture sont confirmées. De plus, même avec une estimation de cette grandeur, le recours aux solutions analytiques ne permet pas de prendre en compte la géométrie réelle du problème. De ce point de vue, les solutions numériques permettent d'obtenir des résultats plus précis et plus fiables.

4.5 Conclusion

Les injections de résines polyuréthanes se différencient des autres types d'injections, par leur capacité à développer spontanément une pression de gonflement élevée, laquelle atteint un état d'équilibre avec la contrainte de confinement exercée par le sol environnant.

Dans les sols grossiers, les injections entraînent la formation d'un bulbe de sol traité, dont le gonflement provoque le compactage et la densification du sol environnant. De plus, ce bulbe constitue un élément de renforcement, capable d'augmenter la résistance au cisaillement ainsi que la rigidité du sol traité.

La mise en place de conditions non drainées provoque, en revanche, la formation de fractures dans les sols fins. L'ouverture de fractures horizontales peut être mise à profit pour compenser les tassements absolus et/ou différentiels des fondations superficielles. Par ailleurs, le sol est d'autant plus densifié que le maillage des injections est resserré. Puisque la dissipation progressive des pressions interstitielles produit une modification de l'état de contraintes au cours du temps, il peut s'avérer nécessaire, le cas échéant, de devoir répéter les injections pour atteindre les objectifs fixés. L'évaluation de la variation du soulèvement induite par la dissipation des pressions interstitielles, ainsi que de la durée du processus de consolidation, ne peut s'appuyer sur des modèles analytiques simplifiés, tels que ceux décrits dans le présent chapitre.

Le **chapitre 5** ci-après présente un exemple d'analyse numérique par éléments finis du processus de fracturation d'un sol argileux, dans lequel sont évaluées les surpressions interstitielles se développant au cours de l'expansion de la résine, ainsi que les déplacements résultant de leur dissipation. Ce n'est qu'à l'aide d'une analyse numérique aux éléments finis que l'on peut appréhender avec précision le processus de consolidation ainsi que les déplacements qui en découlent.

Modèles numériques

5

5.1 Introduction

Ce chapitre décrit certaines analyses effectuées au moyen du logiciel Plaxis 2D, afin de simuler les effets induits dans le sol par des injections localisées de résines expansives.

Les analyses effectuées peuvent servir de référence ou d'exemple pour la modélisation par éléments finis d'interventions effectuées au moyen d'injections de résines polyuréthanes, que ce soit pour améliorer les caractéristiques mécaniques du sol (*compaction grouting*) ou de récupérer les tassements excessifs de fondations superficielles.

Le logiciel Plaxis 2D est un logiciel de calcul aux éléments finis à deux dimensions, permettant de simuler le comportement du sol en fonction des variations de l'état de contraintes et de déformations en différents points du sol, ainsi que son interaction avec les différents éléments structurels du projet. Il est couramment utilisé pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité dans de nombreuses applications géotechniques, et permet de simuler des situations réelles relevant aussi bien de conditions de déformation plane (*plane strain*) que de conditions axisymétriques (*axisymmetric*).

Le comportement mécanique du sol peut être modélisé à l'aide des modèles de comportement suivants :

- Modèle linéaire élastique – Simule le comportement d'un milieu élastique linéaire isotrope. Ce modèle implique de définir deux paramètres de déformabilité dans le domaine élastique : le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν).
- Modèle de Mohr-Coulomb - Simule le comportement d'un milieu élastique linéaire isotrope parfaitement plastique. En plus des paramètres de déforma-

bilité dans le domaine élastique (E et ν), il est nécessaire de définir des paramètres de résistance, à savoir : cohésion effective (C'), angle de résistance au cisaillement (φ') et angle de dilatance (ψ').

- **Modèle Jointed-Rock** - Simule le comportement d'un milieu élasto-plastique anisotrope le long des plans de discontinuité.
- **Modèle Hardening-Soil** - Modèle hyperbolique de type élasto-plastique permettant d'examiner les variations de la rigidité du sol en fonction de l'état de contraintes et du degré de consolidation.
- **Modèle Hardening-Soil Small** - Modèle analogue au modèle Hardening-Soil, permettant de différencier le comportement du sol en petites déformations de son comportement en grandes déformations.
- **Modèle Cam-Clay modifié** - Modèle simplifié adopté pour simuler le comportement des sols cohésifs normalement consolidés.
- **Modèle Soft Soil (Cam-Clay)** - Modèle permettant de simuler le comportement de sols ou de matériaux très compressibles tels que les argiles normalement consolidées ou la tourbe.
- **Modèle Soft Soil Creep** - Modèle analogue au modèle Soft Soil, permettant d'examiner le comportement visqueux du matériau.

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs par éléments finis, en distinguant l'analyse de type plastique (*plastic*), l'analyse de consolidation (*consolidation*), l'analyse de stabilité fondée sur la réduction des paramètres de résistance (*phi, c reduction*) et l'analyse dynamique (*dynamic*), le tout sous conditions drainées ou non drainées.

Le logiciel Plaxis a été utilisé pour simuler les effets liés à l'expansion de la résine polyuréthane dans le sol, en imposant une déformation volumétrique au cluster représentatif de la zone occupée par le volume initial du fluide injecté.

La version du logiciel adoptée pour les analyses réalisées dans le présent document est Plaxis 2D v. 8.6.

5.2 Interventions par injection solide

Ainsi qu'il a été mentionné dans les chapitres précédents, les interventions par injection solide sont généralement effectuées dans le but d'augmenter la densité du sol autour du ou des points d'injection et, par conséquent, d'améliorer les propriétés mécaniques du matériau.

Dans le présent paragraphe, le logiciel Plaxis 2D a servi à simuler certaines applications possibles de ce type d'intervention, afin d'évaluer la capacité du modèle numérique à reproduire les effets induits dans le sol environnant par l'expansion locale des résines expansives de polyuréthane injectées.

5.2.1 Expansion de la cavité sphérique

La première analyse, réalisée avec le logiciel Plaxis 2D dans le cadre d'interventions par injection solide, a consisté à simuler les effets d'une injection ponctuelle de résine polyuréthane dans un milieu granulaire homogène et isotrope en l'absence de nappe souterraine (c.a.d. dans un sable lâche ou faiblement compacté).

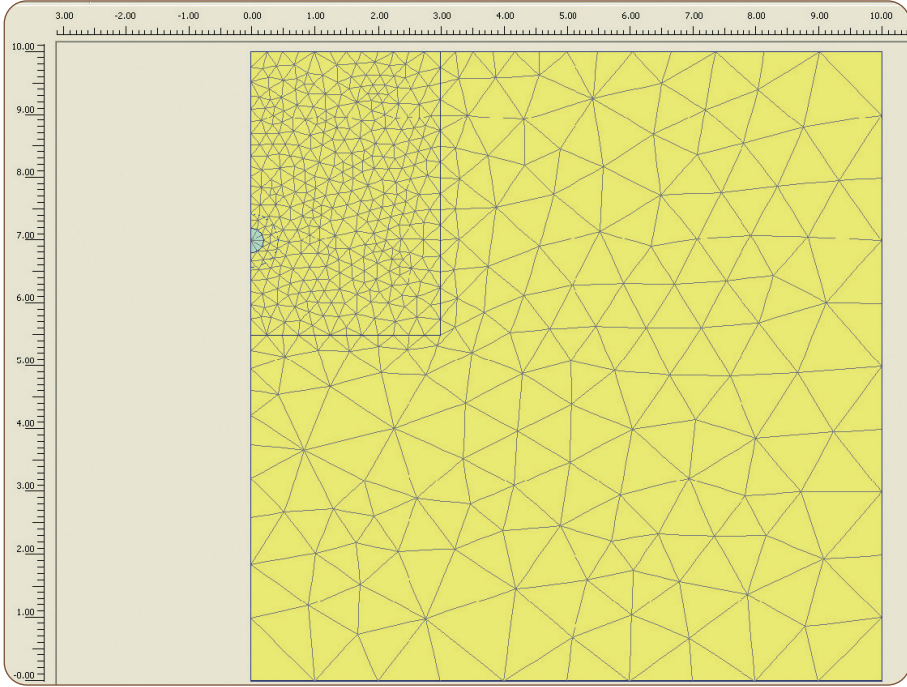
Le comportement mécanique de ce matériau a été modélisé à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb, dont les paramètres caractéristiques retenus pour l'analyse sont présentés dans le **tableau 5.1**.

Tableau 5.1 Paramètres géotechniques attribués pour l'analyse.

Matériau	Paramètres de déformabilité		Paramètres de résistance		
	Module d'Young, E [MPa]	Coefficient de Poisson, ν [-]	Cohésion effective, c [kPa]	Angle de résistance au cisaillement, φ [°]	Angle de dilataance, ψ [°]
Sable meuble ou légèrement compact	30	0,25	0	32	0

Le bulbe d'injection, généré par la pénétration de la résine à l'état liquide dans les vides interstitiels entre les grains de sable, a été considéré comme une forme d'une sphère de 20 cm de rayon autour du point d'injection. La loi de comportement pour un matériau de ce type est la même que celle d'un sable lâche ou faiblement compacté (**tableau 5.1**).

Le modèle géométrique de référence, représenté à la **figure 5.1**, adopte une configuration axisymétrique et des dimensions suffisantes (largeur = 10 m, hauteur = 10 m) de manière à ce que les « effets de bord » sur les résultats de l'analyse puissent être négligés.



■ **Figure 5.1.** Modèle géométrique de référence pour l'analyse.

Le point d'injection de la résine était situé à une profondeur de 3 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol.

Afin d'évaluer la pression de gonflement caractéristique de la résine, la première étape a consisté à définir la courbe de réaction du sol lors du processus d'expansion de la résine.

Cette courbe a été obtenue en appliquant différentes valeurs de déformation volumétrique au cluster du matériau représentant le bulbe d'injection. Pour chacune de ces valeurs, le logiciel de calcul a permis de calculer la valeur de la pression de confinement exercée par la formation sableuse sur la zone en expansion.

À partir de la déformation volumétrique définie par l'utilisateur, la variation de volume (ΔV) due à l'expansion de la résine peut être calculée à partir de la relation suivante :

$$\Delta V = \Delta \varepsilon_v \cdot V_0 \quad [5.1]$$

où:

$\Delta\varepsilon_V$ déformation volumétrique définie par l'utilisateur ;

V_0 volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection :

$$V_0 = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_0^3 = 0.033510 \text{ m}^3 \quad [5.2]$$

dans laquelle :

r_0 rayon du bulbe d'injection, supposé dans le cas présent égal à 0,20 m.

Le volume initial de résine injectée (V_{ri}) peut être calculé comme suit :

$$V_{ri} = V_0 \cdot n = 0.010053 \text{ m}^3 \cong 10 \text{ litres} \quad [5.3]$$

où:

V_0 volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection ;

n porosité totale du sable lâche ou faiblement compacté, supposée dans le cas présent égal à 0,30

Enfin, pour chaque valeur de déformation volumétrique définie par l'utilisateur, il est possible de déduire le volume final de la résine après le processus d'expansion (V_{rf}) :

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V \quad [5.4]$$

dans laquelle :

V_{ri} volume initial de résine injectée ;

ΔV variation de volume due à l'expansion de la résine.

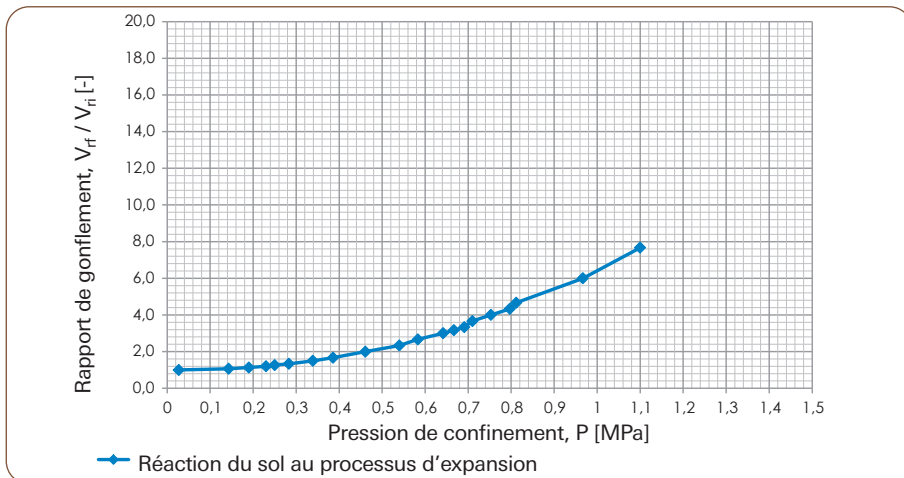


Figure 5.2. Courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée par le logiciel Plaxis 2D.

En comparant le résultat obtenu avec la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986) (**figure 5.3**), on observe une correspondance optimale, grâce à la cohérence des conditions aux limites adoptées dans les deux solutions.

Dans ce cas, les prévisions issues de la solution analytique concordent avec celles obtenues par l'approche de type numérique aux éléments finis. Cette dernière offre néanmoins la possibilité de modéliser des géométries plus complexes et des sols présentant des hétérogénéités.

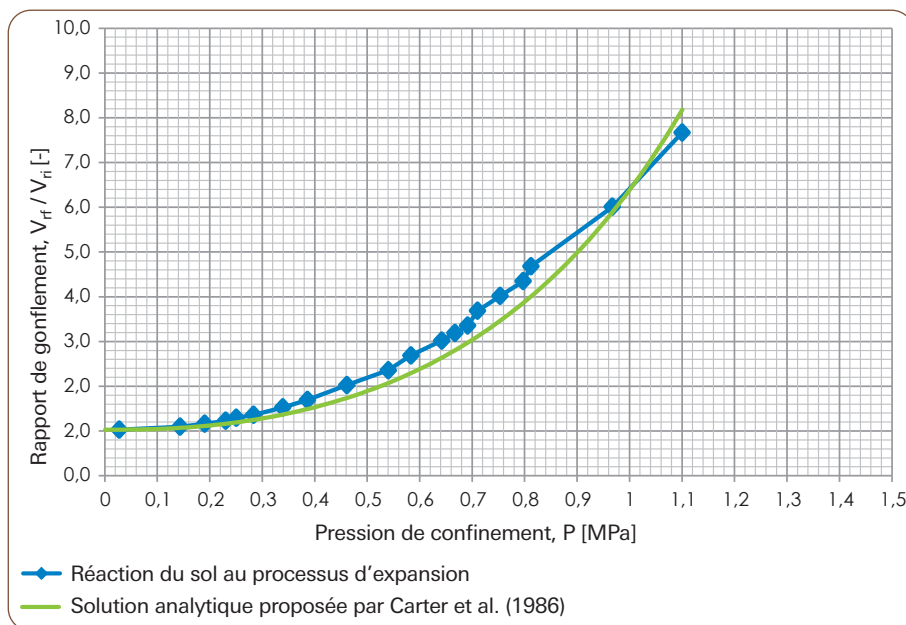
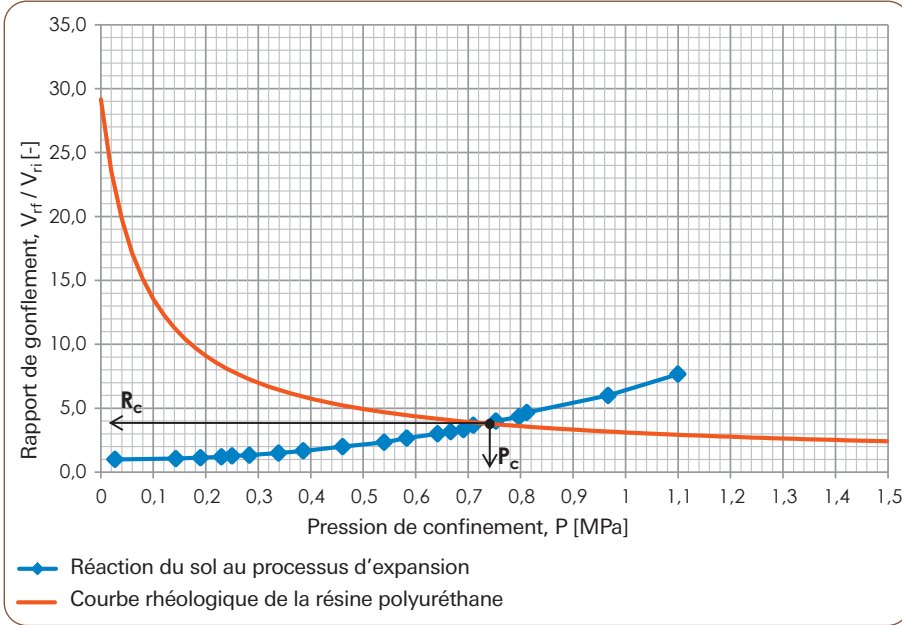


Figure 5.3. Comparaison entre la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, et la courbe définie à partir de la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986).

En analysant la réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, il a été possible de déterminer la pression de gonflement caractéristique de la résine proprement dite pour le traitement étudié (P_C), en identifiant le point d'intersection entre la courbe obtenue précédemment et la courbe rhéologique propre au fluide injecté (**figure 5.4**).



■ **Figure 5.4.** Définition de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

À partir de la valeur de P_C obtenue, nous avons procédé à l'évaluation de la déformation volumétrique correspondante à appliquer dans la modélisation numérique, afin de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites par le processus d'injection et d'expansion dans le sol environnant.

En premier lieu, la loi rhéologique de la résine a servi à évaluer le rapport de gonflement caractéristique de l'intervention (R_C) associé à la pression caractéristique (P_C) (**figure 5.4**), permettant de calculer le volume final de la résine (V_{rf}) après expansion :

$$R_C = \frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \cdot \ln(1 + P_C)} = 3.83 \quad \text{avec } P_C \text{ exprimée en MPa} \quad [5.5]$$

où :

P_C pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, égale à 0,73 MPa.

$$V_{rf} = R_c \cdot V_{ri} = 0.038503 \text{ m}^3 \cong 38.5 \text{ litres} \quad [5.6]$$

dans laquelle :

V_{ri} volume initial de résine injectée.

Ensuite, la variation de volume de la résine survenue pendant le processus d'expansion (ΔV) a été calculée, à partir de laquelle il a été possible de déduire la valeur de la déformation volumétrique à appliquer dans l'analyse numérique ($\Delta \varepsilon_v$):

$$\Delta V = V_{rf} - V_{ri} = 0.028450 \text{ m}^3 \quad [5.7]$$

où :

V_{rf} volume final de la résine après le processus d'expansion ;

V_{ri} volume initial de résine injectée.

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = 84.9\% \quad [5.8]$$

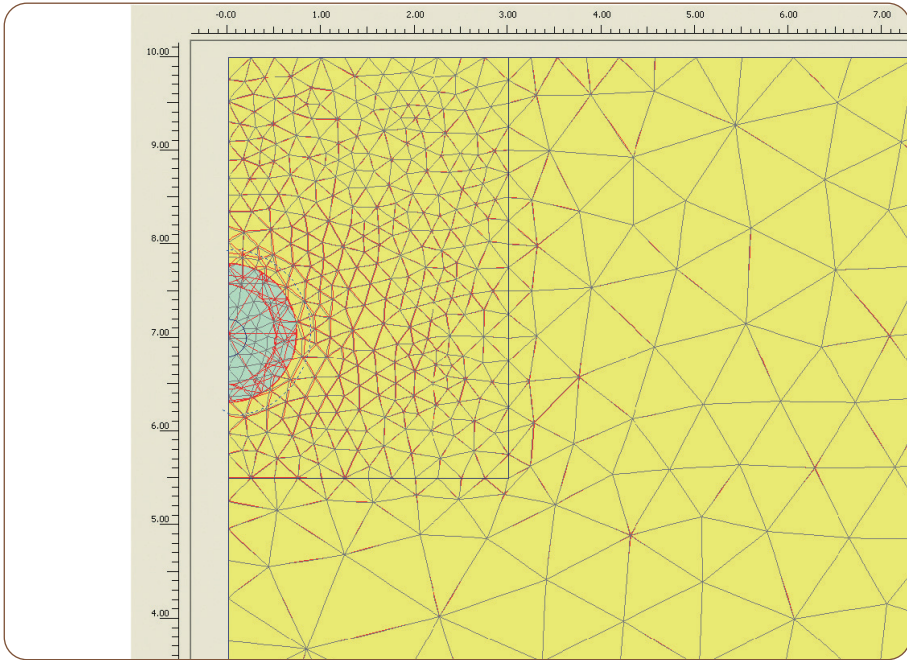
avec :

V_0 volume initial du cluster représentant le bulbe d'injection.

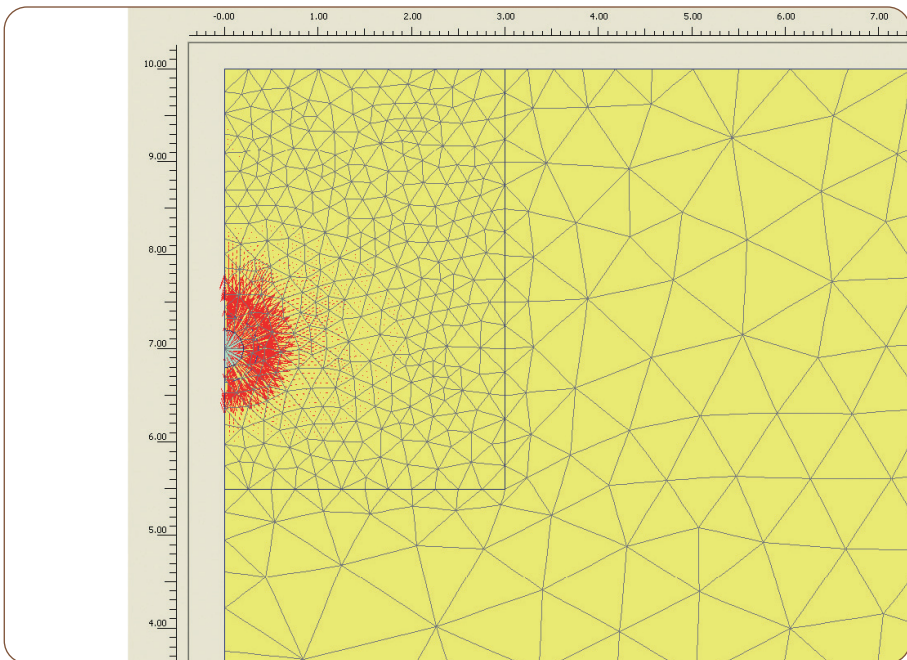
Les **figures 5.5 à 5.10** présentent les résultats obtenus par la modélisation numérique réalisée avec le logiciel Plaxis 2D. Ces résultats mettent en évidence les déplacements totaux subis par le sol entourant le bulbe d'injection de la résine lors de son expansion, les variations de l'état de contraintes ainsi que les zones de la formation sableuse ayant atteint les conditions de plastification.

En ce qui concerne les déplacements totaux, on constate qu'ils se produisent principalement selon une direction radiale par rapport au point d'injection, et affectent la formation sableuse jusqu'à une distance maximale d'environ 1 m par rapport au point d'injection proprement dit. Le déplacement total maximal mesuré est observé au niveau du périmètre extérieur du bulbe d'injection, et atteint 59,8 mm.

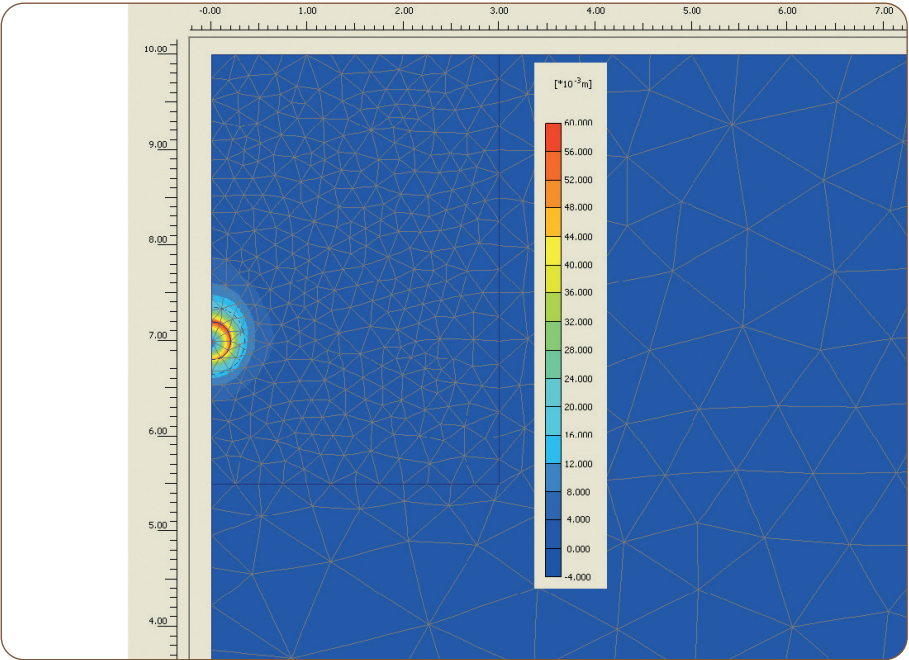
Il est important de noter que la géométrie du modèle influence considérablement les résultats obtenus. En effet, les déplacements induits montrent que le traitement affecte davantage la portion de sol située au-dessus du point d'injection, en raison de contraintes de confinement inférieures à celles agissant sur le massif de sol situé à plus grande profondeur.



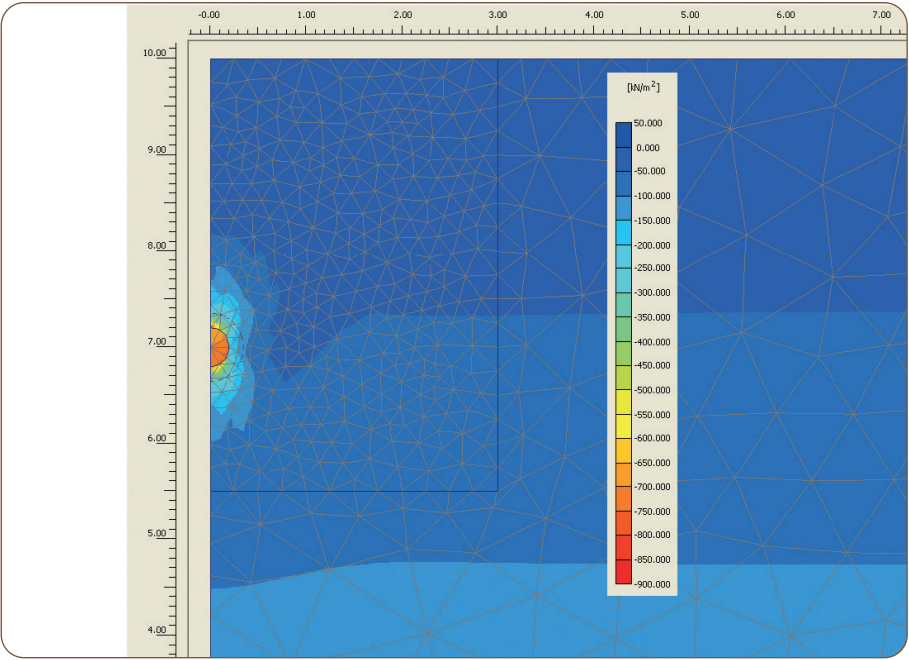
■ **Figure 5.5.** Déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.



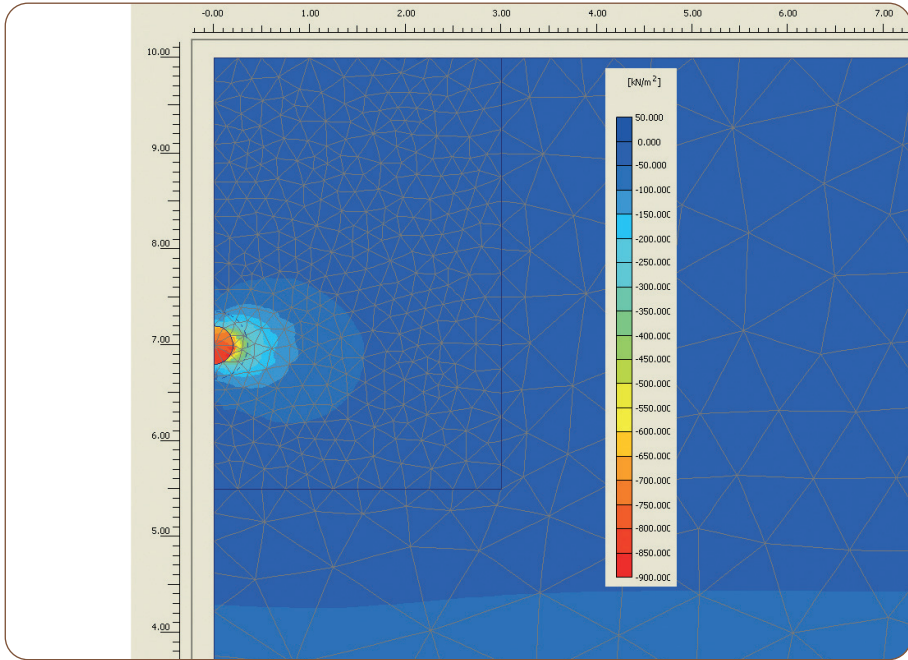
■ **Figure 5.6.** Déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).



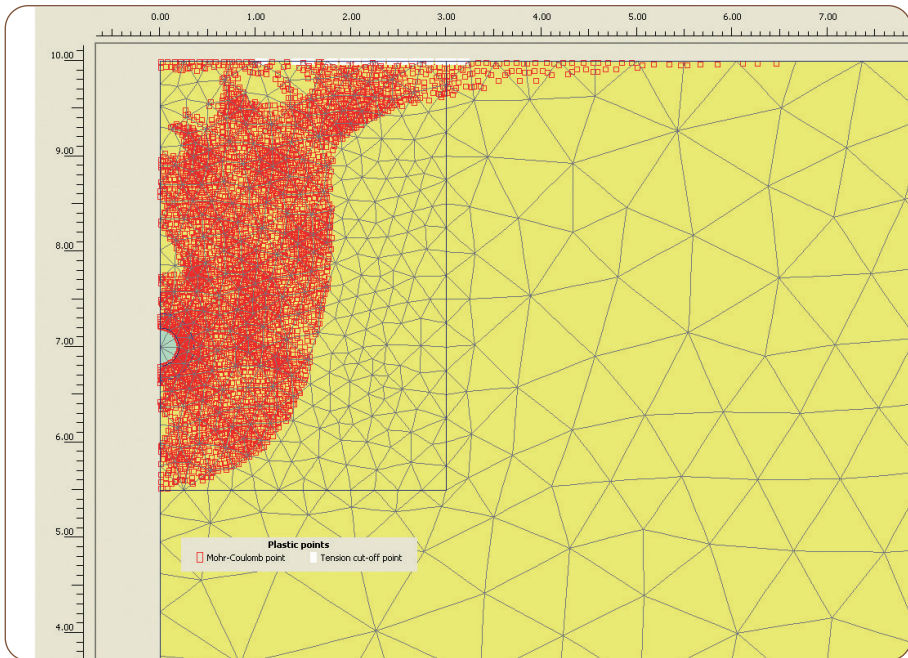
■ **Figure 5.7.** Déplacements totaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.8.** Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.9.** Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »)



■ **Figure 5.10.** Zones de plastification du sol.

En ce qui concerne l'état de contraintes, les résultats obtenus montrent que le sol entourant le point d'injection subit une variation des contraintes horizontales jusqu'à une distance maximale d'environ 1,50 m, tandis que l'influence sur les contraintes verticales se limite à environ 1,00 m du point d'injection proprement dit. De plus, comme pour les déplacements, on observe également que le sol situé au-dessus du bulbe est davantage affecté par la variation des contraintes verticales que celui situé en dessous. En outre, il apparaît clairement que la pression de gonflement exercée par la résine sur les parois du bulbe d'injection n'est pas parfaitement uniforme, contrairement à l'hypothèse dans la solution analytique formulée par Yu & Houlsby (1991), mais elle varie en fonction de l'état de contraintes de confinement du sol environnant, avec des valeurs maximales observées dans la partie inférieure du bulbe, et qui diminuent progressivement vers la partie supérieure.

Enfin, la **figure 5.10** montre que les conditions du traitement analysées conduisent à l'atteinte des conditions de plastification dans une zone de sol assez étendue, jusqu'au niveau de la surface du sol, ce qui pourrait s'avérer critique pour anticiper la réponse en déformation du massif de sol en cas d'éventuelles variations de charge en surface.

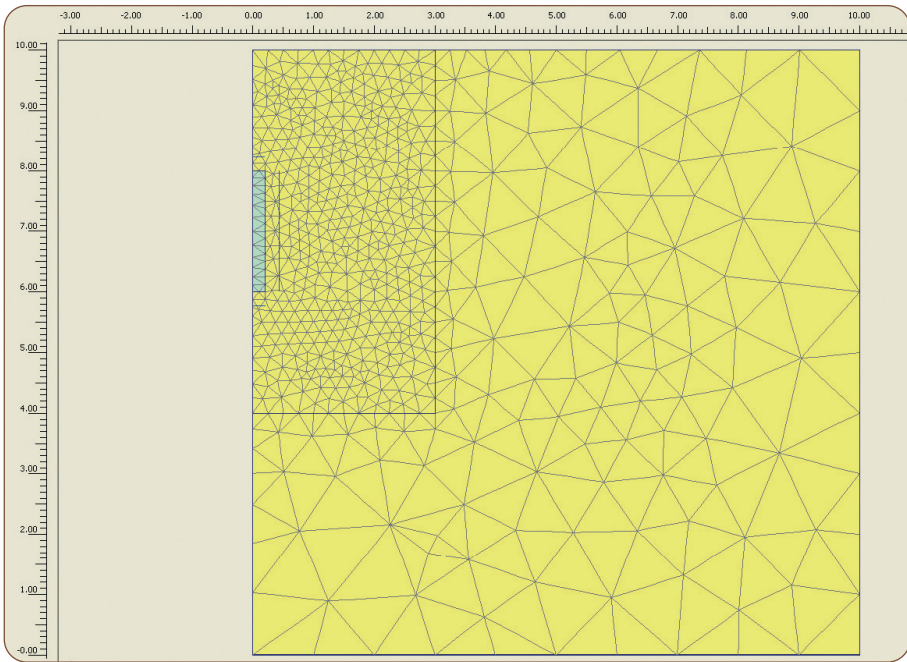
5.2.2 Expansion de la cavité cylindrique

Le deuxième exemple d'intervention par injection solide, simulée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, a pour objectif d'effectuer la simulation d'un traitement « en colonne » d'un milieu granulaire homogène et isotrope en l'absence de nappe souterraine (c.a.d. un sable lâche ou faiblement compacté).

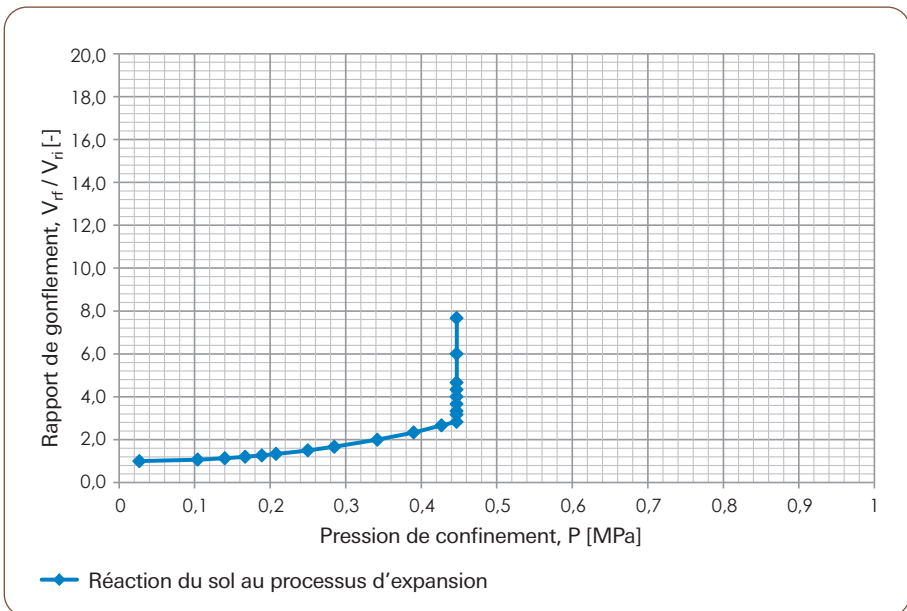
Le modèle géométrique de référence et les caractéristiques mécaniques attribuées aux matériaux sont similaires à ceux adoptés dans l'analyse décrite au paragraphe précédent, à l'exception de la géométrie du bulbe d'injection, qui a été supposé de forme cylindrique avec une hauteur égale à 2 m et un rayon de 0,20 m (**figure 5.11**).

Dans ce cas-là également, le point d'injection est situé à une profondeur moyenne de 3 m par rapport au niveau d'origine de la surface du sol. Par analogie avec l'analyse présentée au paragraphe précédent, on a procédé à l'évaluation de la pression de gonflement caractéristique de la résine pour l'intervention étudiée.

En premier lieu, on a défini la courbe de réaction du sol vis-à-vis du processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D (**figure 5.12**).



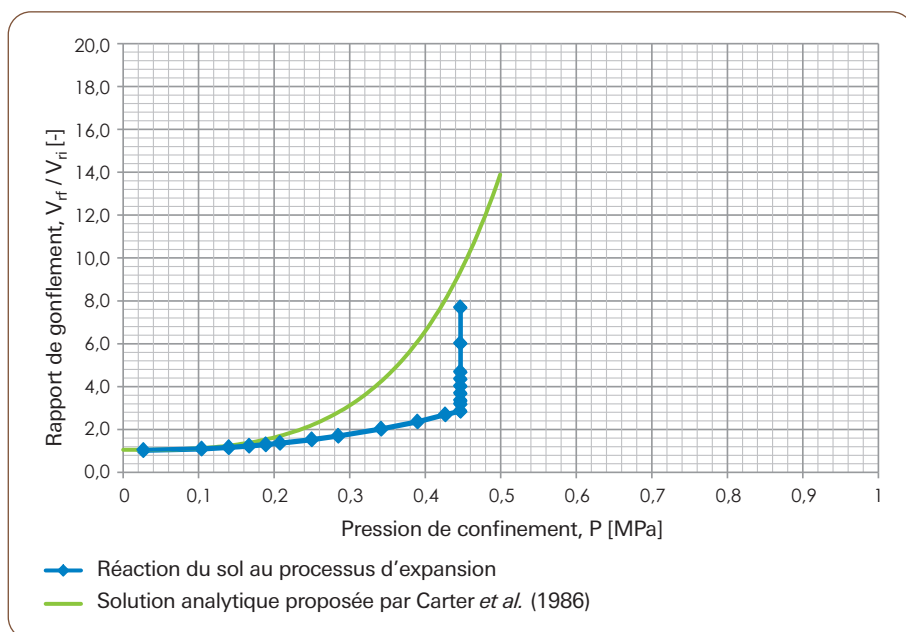
■ **Figure 5.11.** Modèle géométrique de référence pour l'analyse.



■ **Figure 5.12.** Courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Il ressort de l'analyse que la pression limite de la formation sableuse, de l'ordre de 0,45 MPa, a été atteinte, ce qui correspond au seuil au-delà duquel la résine poursuit son processus d'expansion sans provoquer d'augmentation supplémentaire de la pression de confinement dans le sol environnant.

En comparant le résultat obtenu avec la solution proposée par Carter *et al.* (1986) (**figure 5.13**), on observe une bonne concordance jusqu'à des pressions de l'ordre de 2 MPa. Pour des valeurs de pression plus élevées, la solution numérique tend à diverger de la solution analytique, notamment en raison de la géométrie différente de la zone de plastification qui, dans la solution numérique, est influencée par la présence du niveau de la surface du sol.



■ **Figure 5.13.** Comparaison entre la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, et la courbe définie à partir de la solution analytique proposée par Carter *et al.* (1986).

Enfin, l'intersection entre la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane et la courbe rhéologique du fluide injecté a permis de définir à la fois la pression caractéristique (P_C) et le rapport de gonflement du projet (R_C) (**figure 5.14** et **tableau 5.2**).

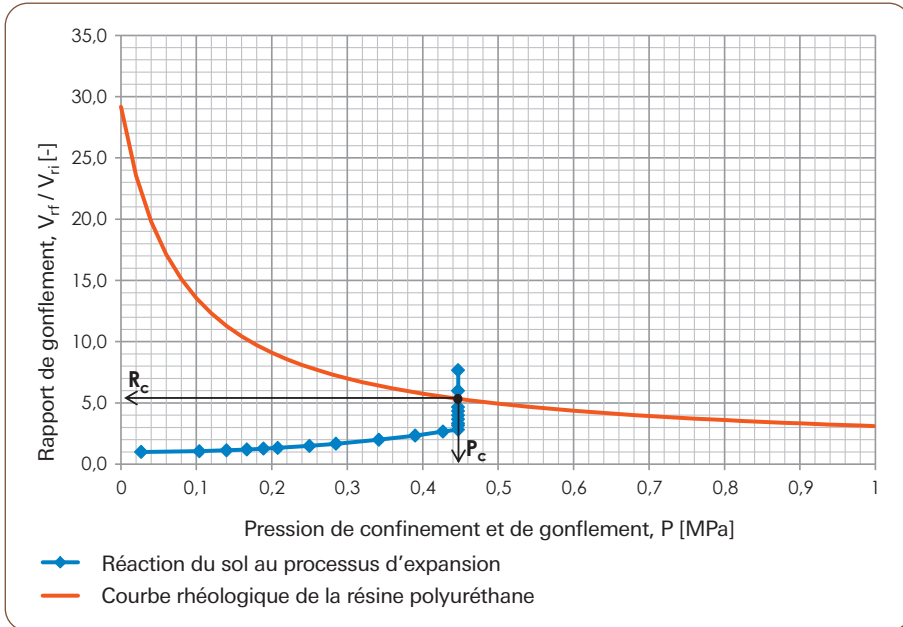


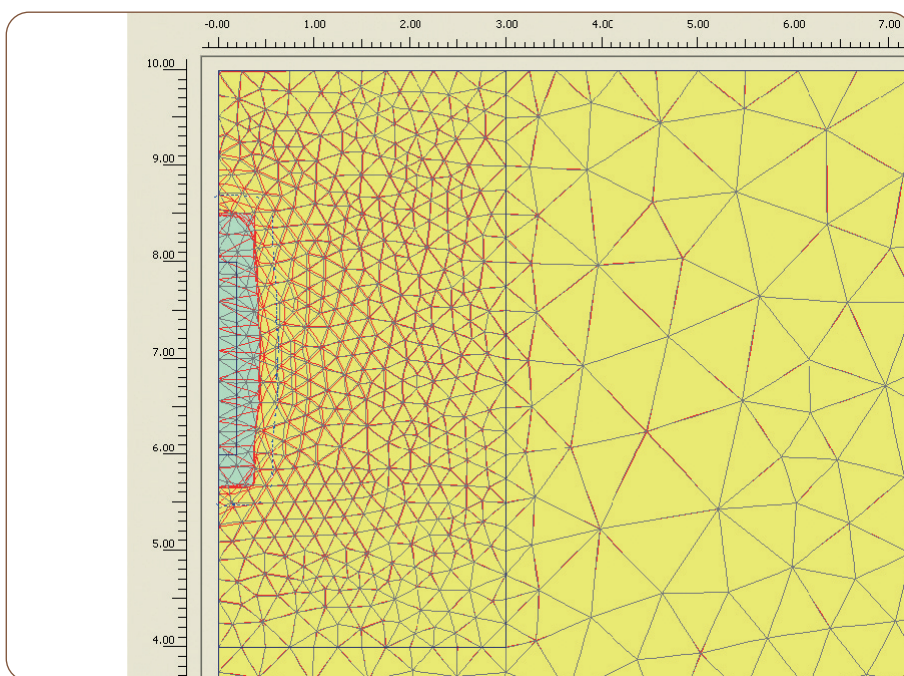
Figure 5.14. Définition de la pression de de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

Tableau 5.2 Caractéristiques de conception du traitement envisagé.

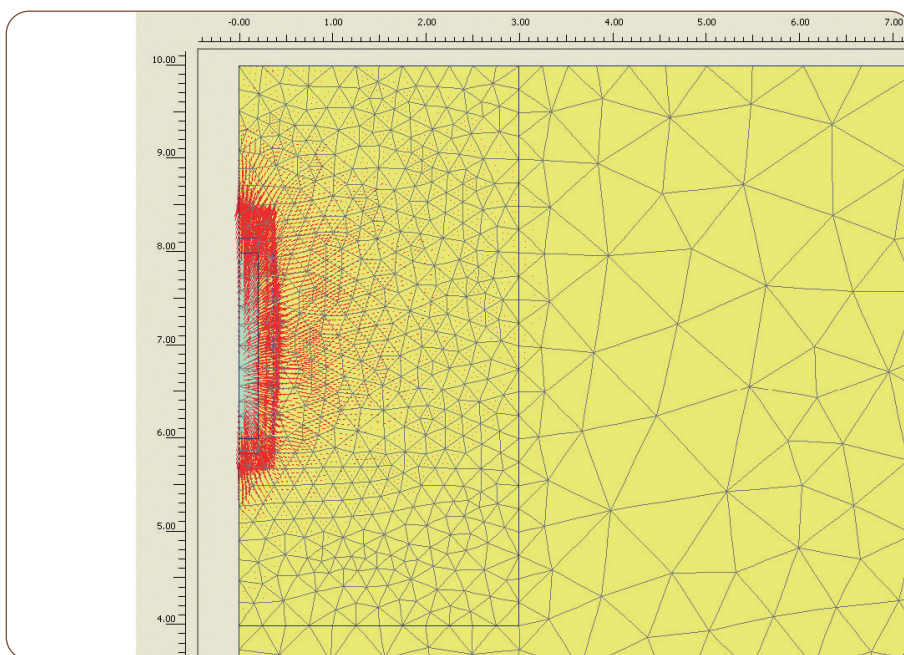
Volume initial de la résine injectée, V_{ri} [m ³]	Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, P_c [MPa]	Taux de gonflement du projet, R_c [-]	Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, V_{rf} [m ³]
0,075398 ($\cong$ 75 litres)	0,450	5,32	0,401119 ($\cong$ 401 litres)

À partir des résultats obtenus, une analyse complémentaire a été conduite sous Plaxis 2D afin de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites par un traitement en colonne. Il convient toutefois de souligner qu'il n'a pas été possible de déterminer l'état de déformation final, dans la mesure où la pression limite de confinement du sol a été atteinte avant que l'état d'équilibre avec la pression de gonflement de la résine ne puisse s'établir. Par conséquent, la seule information que l'on peut déduire de l'analyse numérique est celle relative à la variation de l'état de contraintes dans des conditions limites.

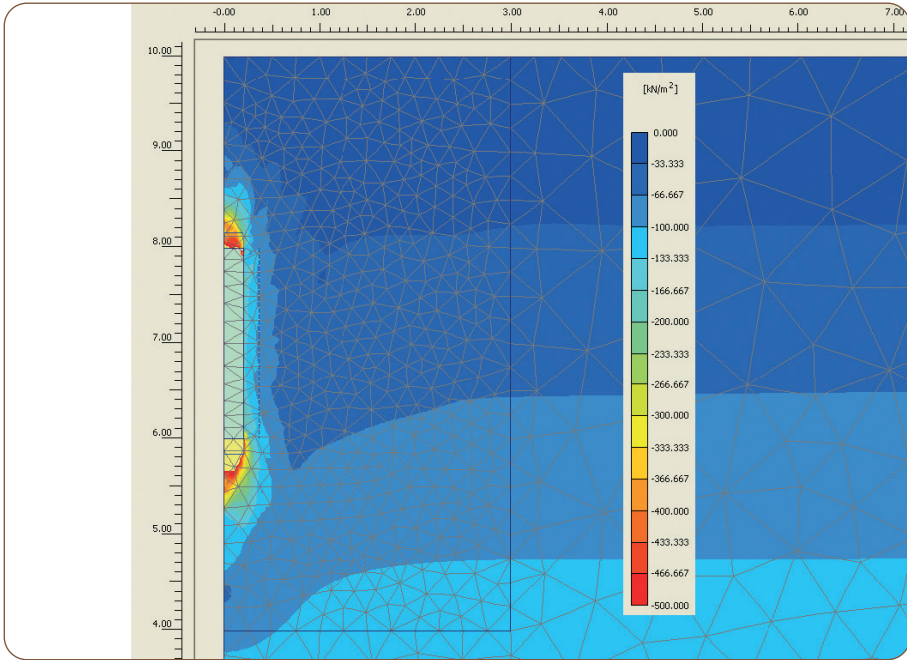
Les **figures 5.15, 5.16, 5.17, 5.18 et 5.19** montrent les résultats obtenus avec l'analyse numérique.



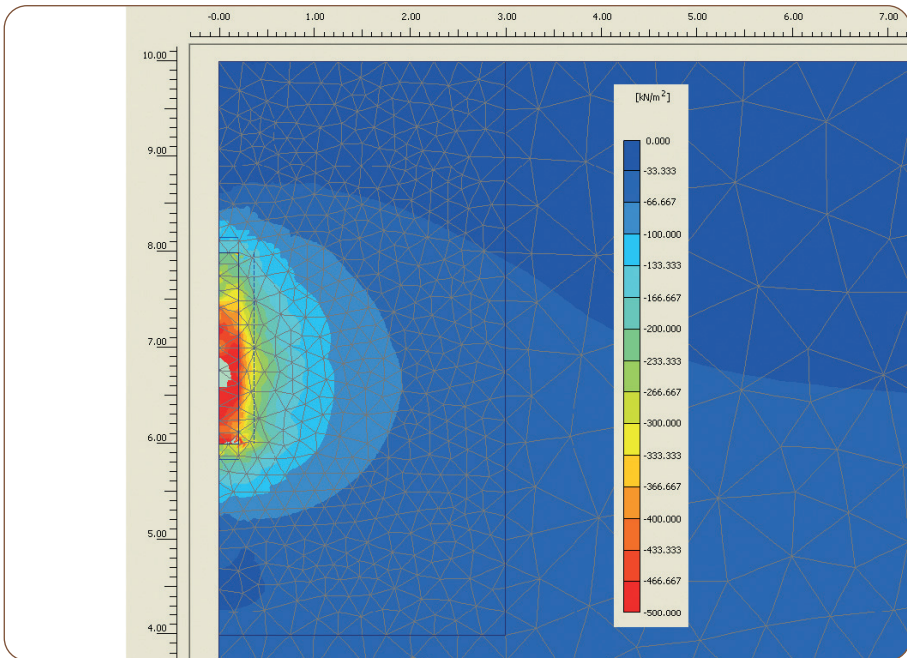
■ **Figure 5.15.** Déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.



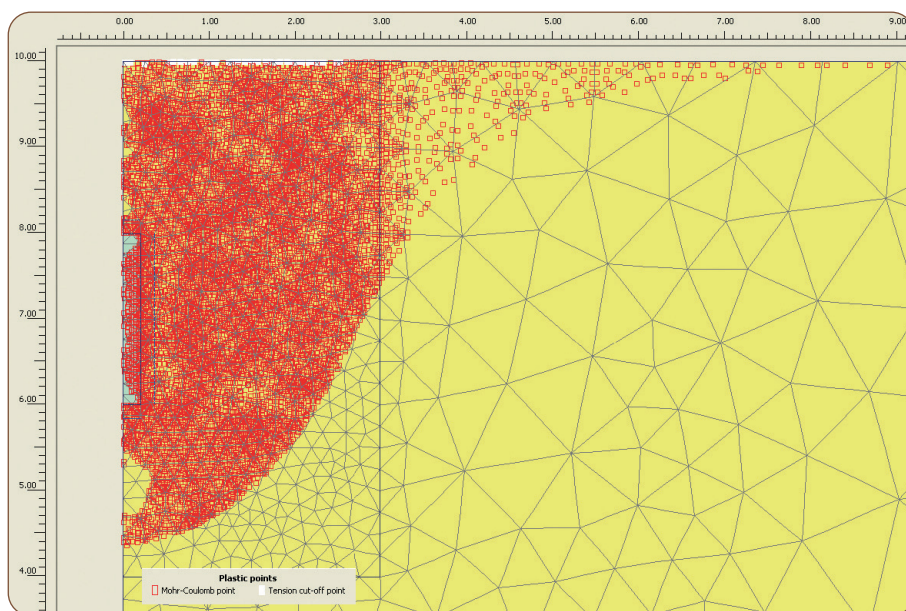
■ **Figure 5.16.** Déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).



■ **Figure 5.17.** Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.18.** Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.19.** Zones de plastification du sol.

Sur les **figures 5.17** et **5.18**, il peut être observé que le traitement en colonne génère dans le sol environnant à la fois une variation des contraintes verticales et une variation des contraintes horizontales. Globalement, on constate que les variations observées s'étendent sur une zone maximale comprise entre 1,50 à 2,00 m environ à partir du bulbe d'injection.

En ce qui concerne la pression d'expansion à l'intérieur de la résine, on observe ici également qu'elle n'est pas répartie de manière homogène le long de la surface du bulbe d'injection. Elle atteint ses valeurs maximales dans la partie inférieure du bulbe, et tendent à diminuer progressivement à mesure que l'on se rapproche de sa partie supérieure.

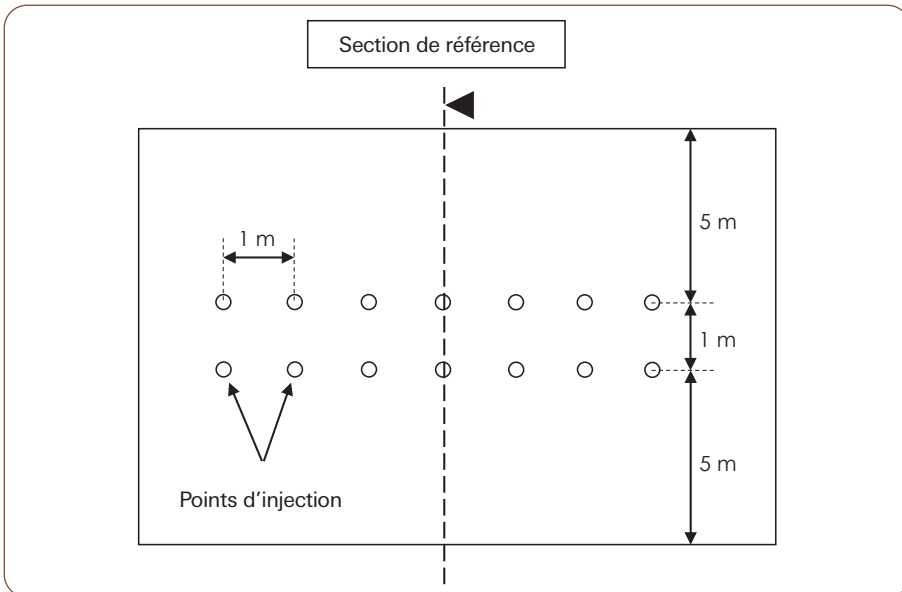
Enfin, l'examen de la **figure 5.19** permet de constater qu'une grande partie de la formation sableuse se trouve dans un état de plastification, résultant du processus d'expansion de la résine. Ces observations confirment que le sol entourant le bulbe a atteint un état limite au-delà duquel il n'est plus en mesure d'opposer une résistance au processus d'expansion de la résine, cette dernière poursuivant son expansion jusqu'à atteindre l'équilibre avec la pression limite.

5.2.3 Effets induits dans le sol par des injections rapprochées

Le troisième exemple de traitement des sols par injection solide (*compaction grouting*) a pour objectif de simuler les effets induits par des injections rapprochées réalisées dans un milieu granulaire homogène et isotrope en l'absence de nappe souterraine (c.a.d. un sable lâche ou faiblement compacté).

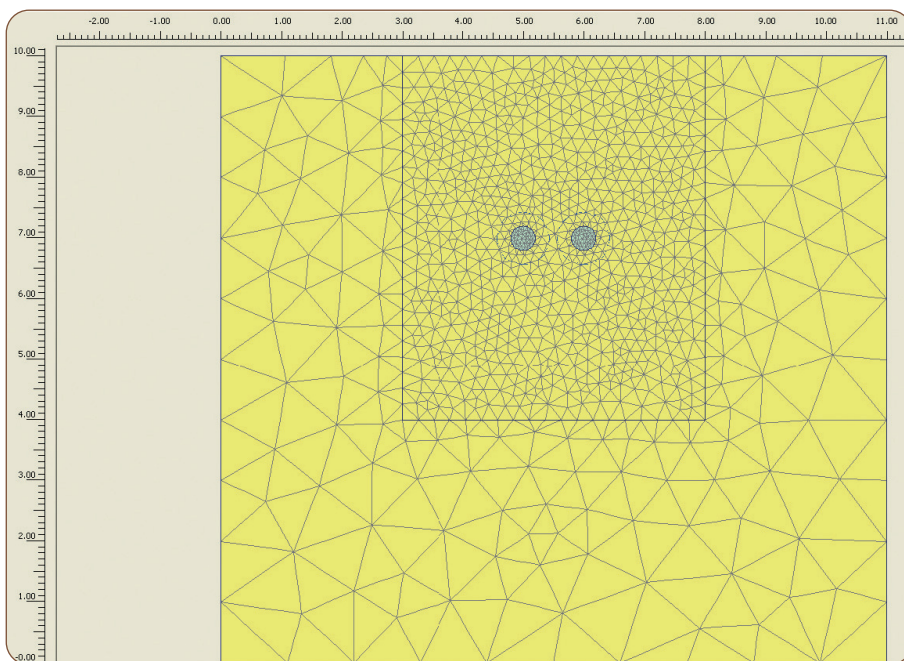
Le comportement mécanique de la formation sableuse et du bulbe d'injection a été mis en évidence en appliquant des lois de comportement identiques à celles adoptées dans les exemples illustrés aux paragraphes précédents (**tableau 5.1**).

Le modèle géométrique retenu dans l'analyse a été défini dans des conditions de déformation plane (*plane strain*), impliquant que la section étudiée doit être imaginée comme s'étendant à l'infini dans le sens longitudinal. Cette schématisation ne permet pas de simuler avec précision les effets associés au processus d'expansion de la résine injectée localement en deux points d'injection rapprochés, assimilables à l'expansion de deux cavités de forme sphérique. En revanche, elle peut représenter de manière pertinente la section transversale d'une intervention plus étendue, dans laquelle les injections sont réalisées de façon alignée le long de deux rangées parallèles (**figure 5.20**).



■ **Figure 5.20.** Vue en plan de l'intervention de traitement.

Dans l'analyse, on a supposé que les points d'injection sont situés à une profondeur de 3 m par rapport au terrain naturel et que les bulbes d'injection pouvaient être assimilés à des sphères de rayon égal à 0,20 m.



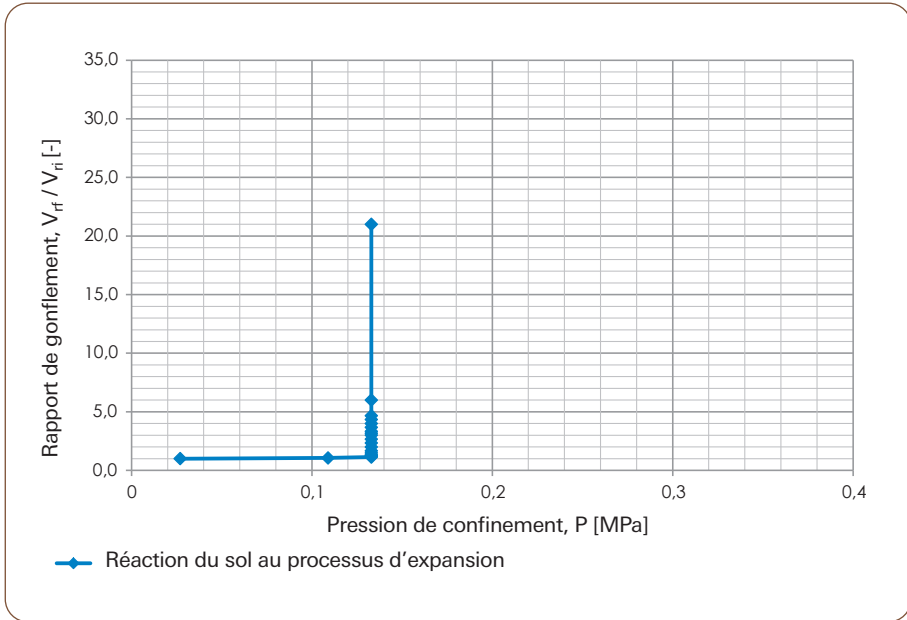
■ **Figure 5.21** . Modèle géométrique de référence pour l'analyse.

De la même manière que dans les exemples précédents, on a procédé en premier lieu à la définition de la courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane.

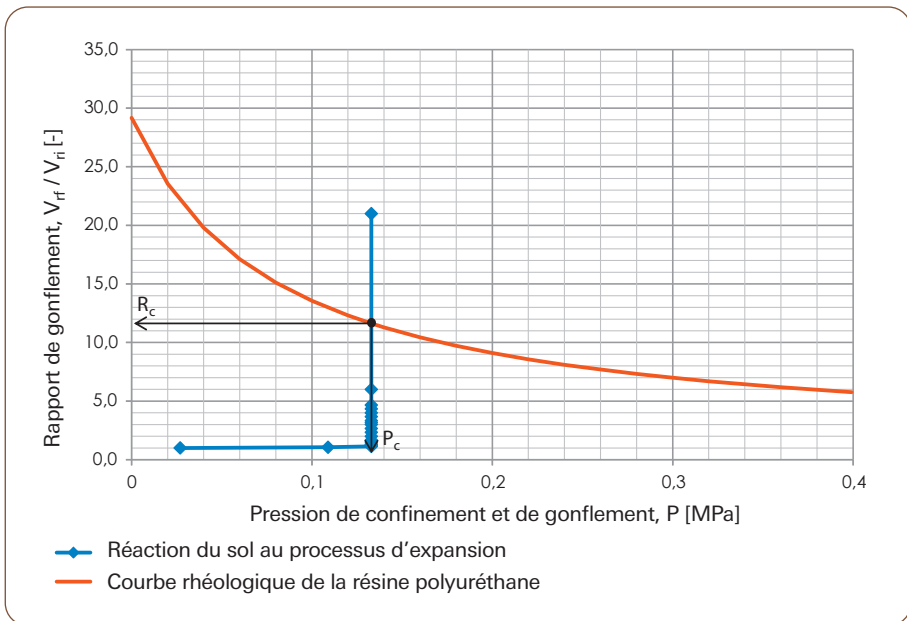
Cette analyse a été menée en prenant pour référence l'une des deux injections réalisées, la symétrie géométrique et de charge du modèle permettant de supposer que l'état de contraintes du matériau au niveau des parois de chaque bulbe d'injection est sensiblement équivalent. Le résultat obtenu est illustré à la **figure 5.22**.

Comme on peut l'observer, il suffit d'une expansion réduite de la résine pour atteindre la pression critique de confinement dans le sol entourant les bulbes d'injection, égale à environ 0,133 MPa.

Ce scénario peut être corrélé à un phénomène diffus de plastification du matériau, lié à la proximité des points d'injection avec la surface, ce qui provoque une chute rapide de la résistance du sol, qui n'est plus capable de s'opposer au processus d'expansion de la résine polyuréthane. Par conséquent, une fois la pression critique atteinte, le fluide injecté continue à se dilater à pression constante jusqu'à atteindre les conditions d'équilibre dictées par la courbe rhéologique (**figure 5.23**).



■ **Figure 5.22.** Courbe de réaction du sol au processus d'expansion de la résine polyuréthane, calculée à l'aide du logiciel Plaxis 2D.



■ **Figure 5.23.** Définition de la pression de de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

Le **tableau 5.3** présente de façon synthétique les principales caractéristiques du traitement effectué.

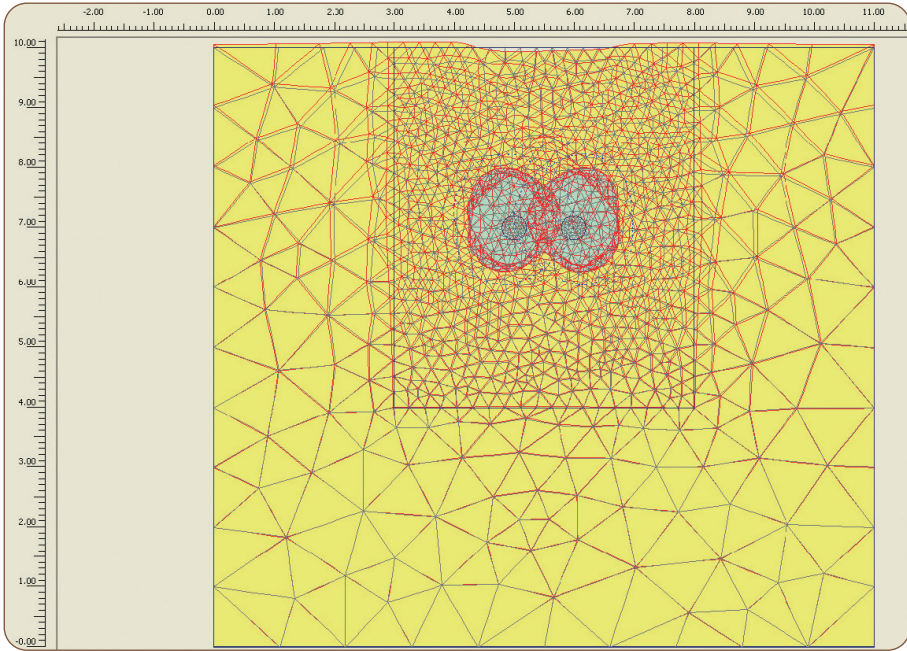
■ **Tableau 5.3** Caractéristiques de conception du traitement envisagé.

Volume initial de la résine injectée, pour chaque injection, V_{ri} [m ³]	Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, P_C [MPa]	Taux de gonflement du projet, pour chaque injection, R_C [-]	Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, pour chaque injection, V_{rf} [m ³]
0,075398 ($\cong$ 75 litres)	0,450	5,32	0,401119 ($\cong$ 401 litres)

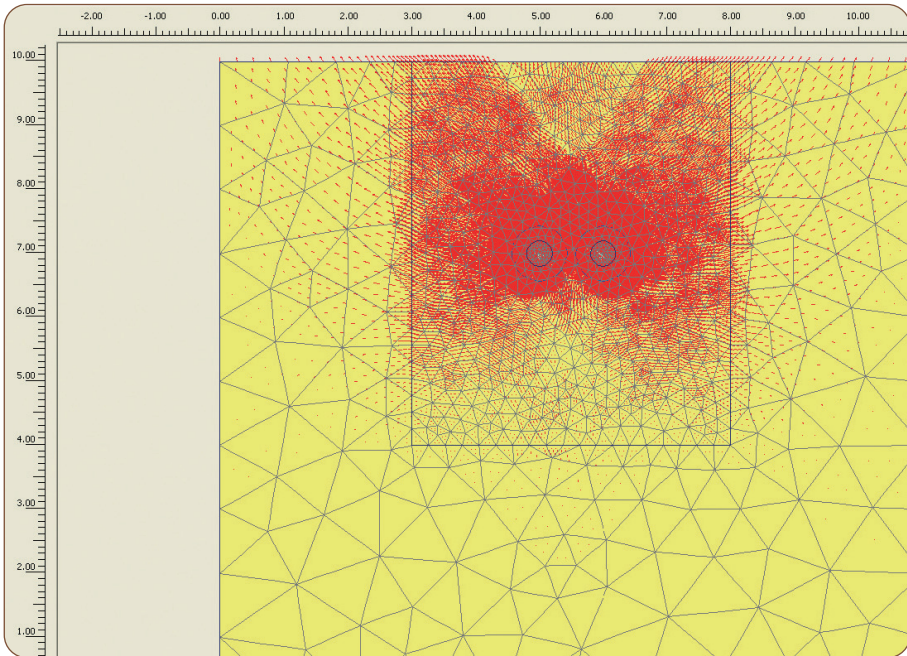
À partir des observations effectuées précédemment, une analyse numérique a été réalisée afin d'évaluer l'état de contraintes et de déformations du sol au niveau de la zone traitée. Cependant, il convient de préciser que l'atteinte de la pression limite de confinement du matériau naturel entourant les bulbes d'injection n'a pas permis de définir avec précision les déplacements associés à l'expansion complète de la résine, car le logiciel n'est pas en mesure de simuler des expansions volumétriques supérieures à celle ayant conduit à atteindre cette pression limite.

Les **figures 5.24, 5.25, 5.26, 5.27 et 5.28** montrent les principaux résultats obtenus avec les analyses effectuées à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Dans les **figures 5.24, 5.25 et 5.28**, on peut observer que dans la zone où sont effectuées les injections, les conditions de plastification sont atteintes dans un grand nombre de points, dictées par l'obtention de la pression limite de confinement.



■ **Figure 5.24.** Déplacements totaux du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.



■ **Figurea 5.25.** Déplacements totaux du sol (*arrows*, « flèches »).

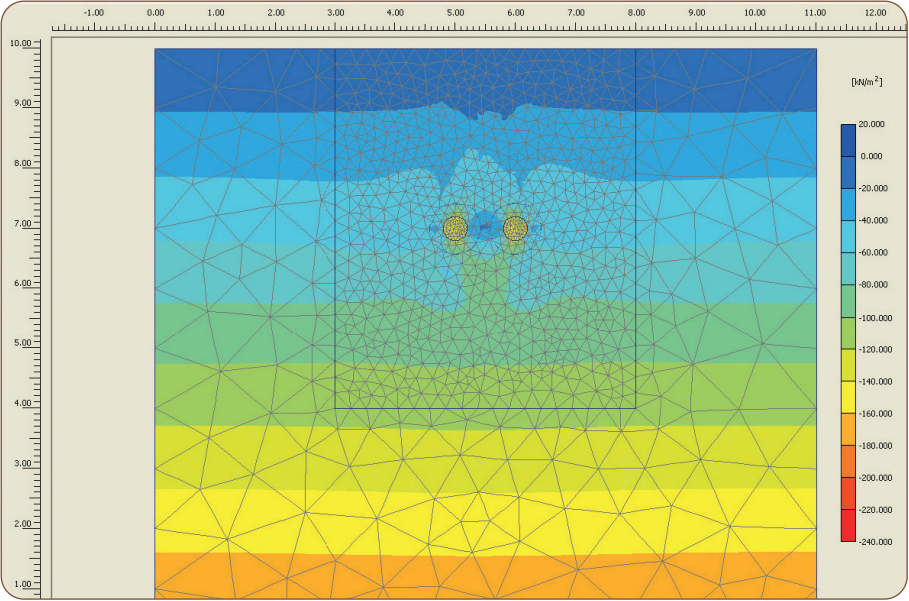


Figure 5.26. Contraintes verticales (*shadings*, « dégradés »).

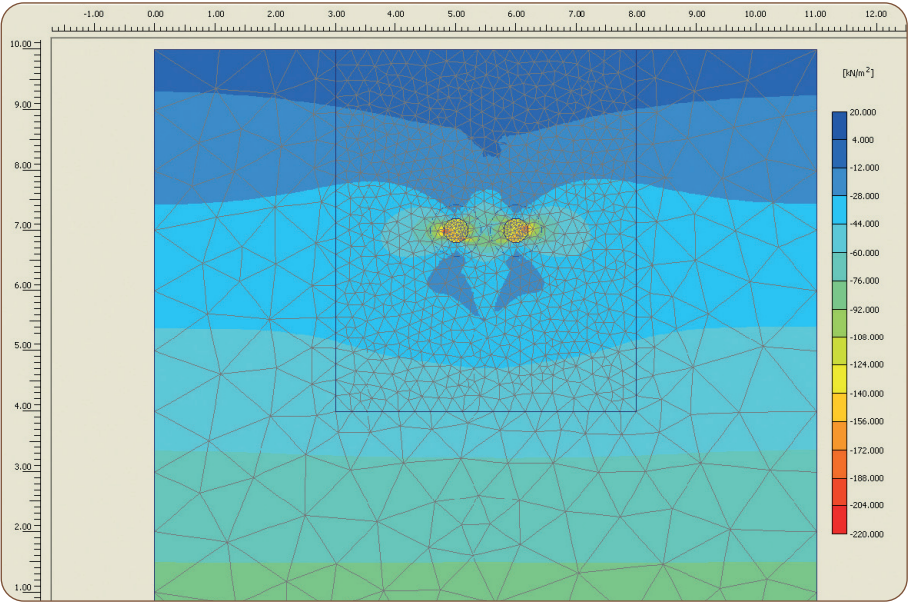
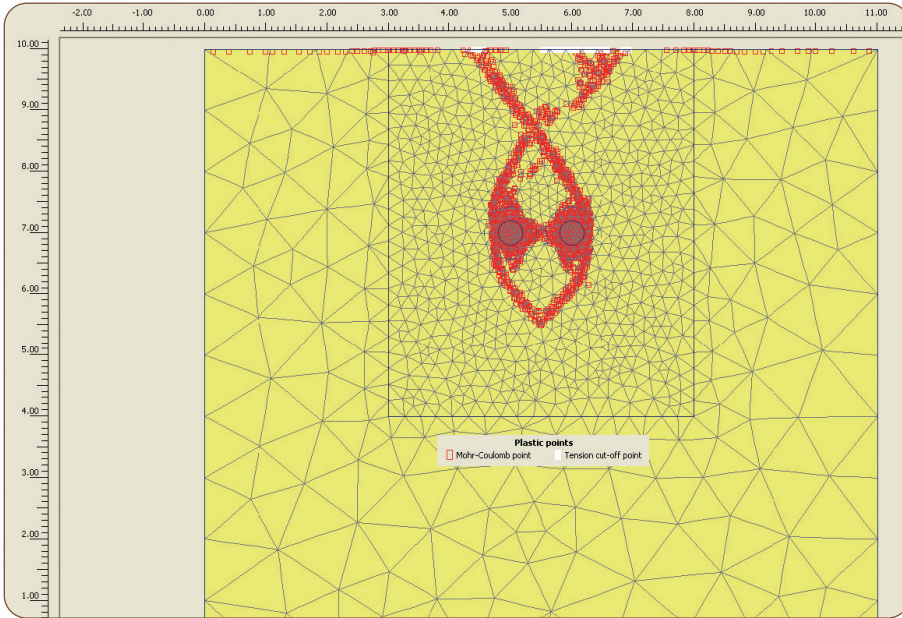


Figure 5.27. Contraintes horizontales (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.28.** Zones de plastification du sol.

Ce phénomène, que le logiciel interprète de la même façon qu'une cinématique de rupture en cas de dépassement de la capacité portante du sol, doit en réalité être considéré comme un indicateur de l'atteinte de la pression limite de confinement de la formation sableuse, au-delà de laquelle la résine poursuit librement son expansion jusqu'à atteindre l'équilibre défini par la courbe rhéologique. Sur les **figures 5.26** et **5.27** sont représentées les variations de l'état de contraintes induites par le processus d'expansion de la résine polyuréthane dans le sol environnant. Lorsque la valeur limite de la pression de confinement est atteinte, ces variations restent inchangées, bien que le fluide injecté continue à gonfler jusqu'à atteindre l'équilibre associé à la courbe rhéologique.

En particulier, on peut observer que la formation sableuse est affectée par le traitement jusqu'à une distance d'environ 2 à 3 m par rapport aux points d'injection. La valeur maximale de la variation des contraintes se manifeste dans le matériau situé entre les deux bulbes, lequel subit une compression significative pendant le processus d'expansion de la résine.

En conclusion, on peut affirmer que le traitement réalisé est en mesure d'influencer le massif de sol sur une distance maximale de 2 à 3 m autour des points d'injection, provoquant une augmentation des contraintes de confinement initiales et, par conséquent, une amélioration des caractéristiques mécaniques due à la densification du sol.

5.3 Intervention de récupération des affaissements

Les interventions de récupération sont destinées à compenser partiellement les tassements excessifs susceptibles d'apparaître sous des fondations superficielles.

Cet objectif est atteint grâce à l'expansion de la résine polyuréthane à l'intérieur des fissures préexistantes ou de celles qui se sont formées à la suite du processus d'injection à proximité des ouvrages faisant l'objet d'un traitement.

Les développements théoriques exposés dans les chapitres précédents, concernant la théorie de la fracturation, permettent de supposer que les interventions de récupération des affaissements sont plus efficaces dans les sols saturés et caractérisés par de faibles valeurs de conductivité hydraulique (par ex. : argiles, limons).

D'excellents résultats sont obtenus lorsque la fracturation du sol situé sous la fondation se développe selon une direction horizontale (c.a.d. parallèlement au niveau de la surface du sol), étant donné que dans ces conditions, le gonflement de la résine provoque le relevage maximal de l'ouvrage.

Les sols de fondation pour lesquels des interventions de récupération de tassements s'avèrent généralement nécessaires sont des sols normalement consolidés ou peu consolidés ($OCR \approx 1$), et caractérisés par un coefficient de pression des terres au repos ($K_0 = \sigma_{h_0}/\sigma_{v_0}$) inférieur à 1.

Dans ces conditions, l'injection de résine provoque l'ouverture d'une fracture orientée dans la direction des contraintes principales minimales, c.a.d. selon une direction sub-horizontale, suivie d'une propagation de la fracture dans une direction sub-verticale.

Le gonflement de la résine induit une augmentation des contraintes horizontales, jusqu'à provoquer une rotation des contraintes principales. Une fois atteint un état de contraintes dans lequel la contrainte verticale devient la contrainte principale minimale, la poursuite des injections entraîne la formation de fractures orientées dans le plan horizontal.

Par conséquent, le schéma d'exécution du traitement prévoit généralement les étapes suivantes :

- 1** une première série d'injections de résine polyuréthane dans le sol d'assise situé au-dessous de la fondation. Ces injections aboutissent généralement à la fracturation du sol dans la direction verticale ; l'ouverture de ces fractures est à l'origine d'une inversion des contraintes principales aux alentours de la zone traitée.
- 2** une seconde série d'injections de résine polyuréthane, avec formation de fractures horizontales dont l'ouverture provoque un relevage significatif des fondations superficielles.

À la lumière de ce qui précède, une analyse a été menée à l'aide du logiciel Plaxis 2D, afin de simuler les mécanismes d'ouverture des fractures dans le sol.

Le modèle géométrique adopté dans les analyses a été défini en conditions de déformation plane (*plane strain*), de sorte que la section étudiée doit être imaginée comme s'étendant à l'infini dans le sens longitudinal.

Cette simplification ne permet pas de simuler avec précision la géométrie réelle des fractures se développant dans le sous-sol, dont l'étendue dans le sens longitudinal est limitée. Mais elle peut être considérée comme la représentation en coupe transversale d'une intervention dans laquelle les injections sont alignées selon la direction longitudinale.

Par ailleurs, l'analyse en déformation plane demeure représentative des variations de l'état de contraintes et de déformations qui se produisent au voisinage d'une fracture isolée.

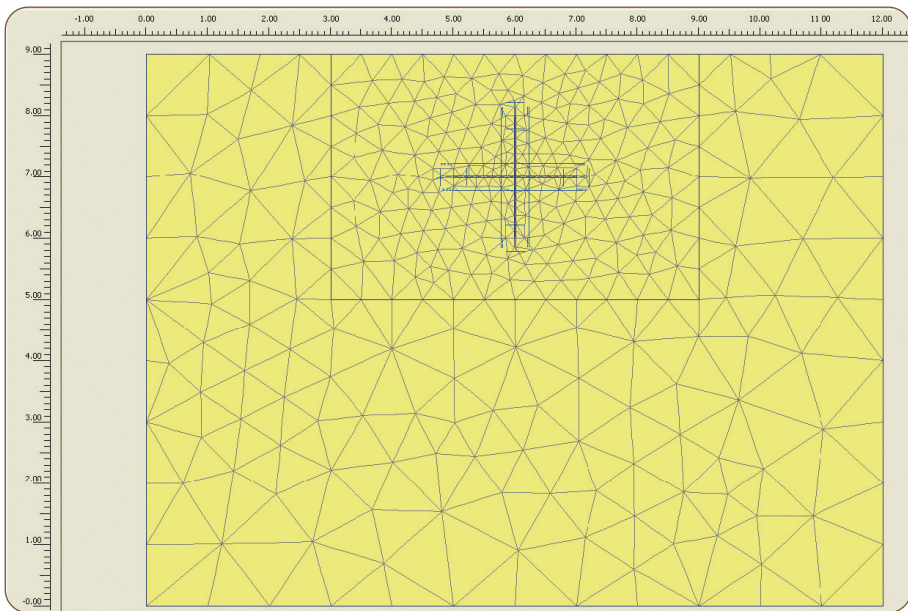
Le matériau utilisé dans l'analyse est une argile saturée normalement consolidée sous nappe, dont la loi de comportement est linéaire élastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres mécaniques caractéristiques de ce matériau sont indiqués dans le **tableau 5.4**.

La **figure 5.29** présente la géométrie de la section de référence, dont les dimensions ont été choisies de manière à éviter l'apparition d'effets de bord (largeur de 12 m, hauteur de 9 m). Le point d'injection se situe à une profondeur de 2 m par rapport au niveau de la surface du sol.

Il a été attribué au matériau un comportement non drainé, mais l'analyse a été conduite en termes de contraintes effectives, étant donné que le logiciel est capable de calculer les surpressions interstitielles générées par les charges et les déplacements imposés.

■ **Tableau 5.4** Paramètres géotechniques retenus pour l'analyse.

Matériau	Paramètres de déformabilité		Paramètres de résistance		
	Module d'Young, E [MPa]	Coefficient de Poisson, ν [-]	Cohésion effective, c' [kPa]	Angle de résistance au cisaillement, φ [°]	Angle de dilatance, ψ [°]
Argile saturée normalement consolidée	4	0,25	0	30	0



■ **Figure 5.29.** Modèle géométrique adopté pour l'analyse.

Il a été supposé que la fracture présente une longueur fixe de 2 m, dans laquelle 10 kg de résine polyuréthane expansive sont injectés. Comme exposé dans les chapitres précédents, il est impossible de prédire théoriquement le processus de propagation d'une fracture dans le sol, en raison des incertitudes inhérentes au comportement réel du matériau naturel. C'est pourquoi il a fallu s'appuyer sur les observations réalisées sur des terrains d'essais où des excavations ont été effectuées, afin d'évaluer la longueur des fractures produites par la résine.

Étant donné que le coefficient de pression au repos du matériau utilisé dans le modèle est inférieur à 1 ($K_0 = 0,5$), on a procédé en simulant les phases suivantes :

- Phase 1 : Expansion de la résine à l'intérieur d'une fracture verticale ;
- Phase 2 : Après inversion des contraintes principales autour de la fracture verticale, expansion de la résine à l'intérieur d'une fracture horizontale ;
- Phase 3 : Consolidation avec dissipation des surpressions interstitielles.

Dans la phase 1, on a simulé des ouvertures croissantes de la fracture verticale, en calculant les pressions de gonflement correspondantes. À partir de ces résultats, il a été possible de déterminer la pression et le rapport de gonflement à l'équilibre de la résine, en se référant à la courbe rhéologique du fluide injecté (tableau 5.5, figure 5.30).

Tableau 5.5 Caractéristiques de conception du traitement étudié.

Volume initial de la résine injectée, V_{ri} [m ³]	Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, P_c [MPa]	Taux de gonflement du projet, R_c [-]	Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, V_{rf} [m ³]
0,009346 ($\cong$ 9 litres)	0,059	17,05	0,159346 ($\cong$ 159 litres)

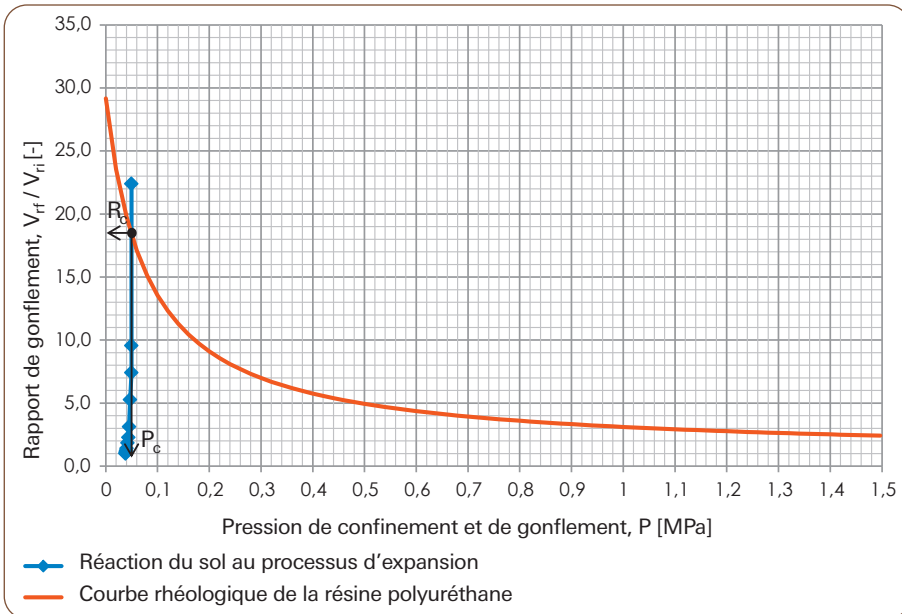
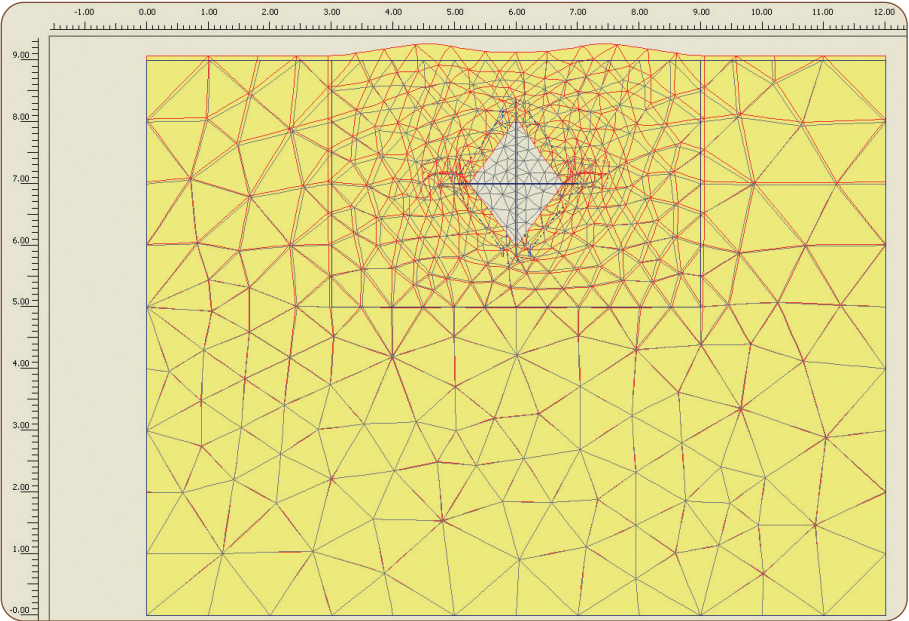


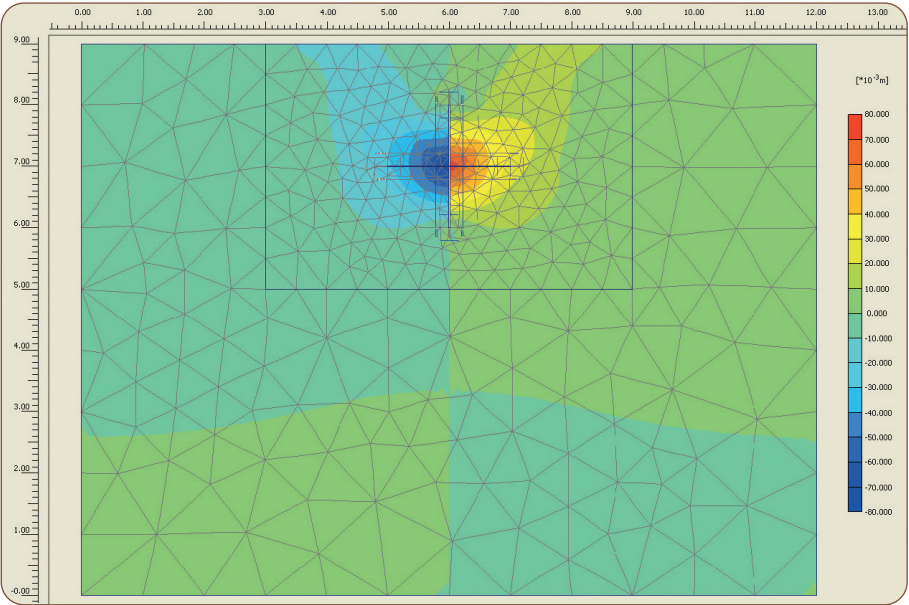
Figure 5.30. Phase 1 - Définition de la pression de de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.

À l'état d'équilibre, le logiciel a permis de calculer les variations de l'état de contraintes et de déformations induites dans le matériau environnant.

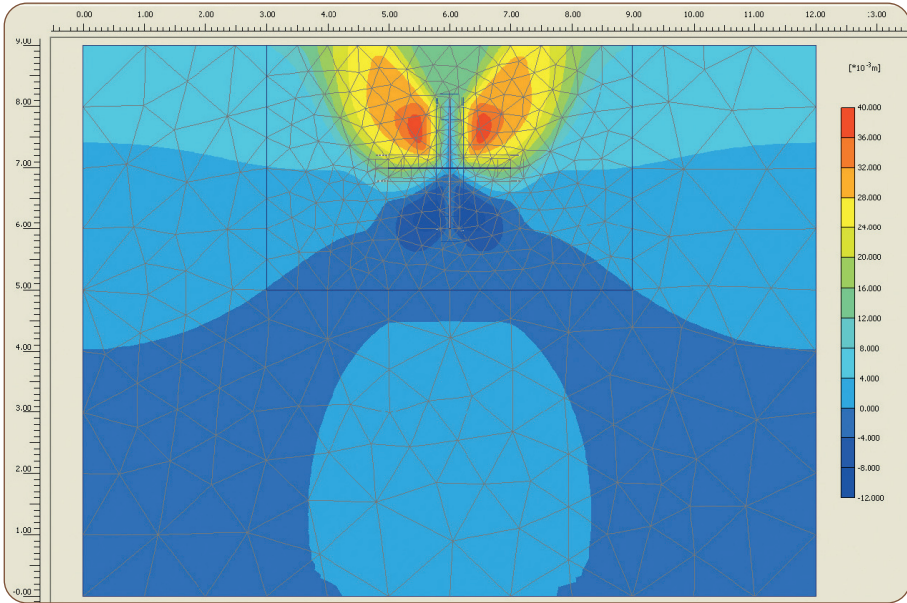
Les **figures 5.31 à 5.37** présentent le maillage déformé, les contraintes totales verticales et horizontales, les surpressions interstitielles ainsi que les zones de plastification.



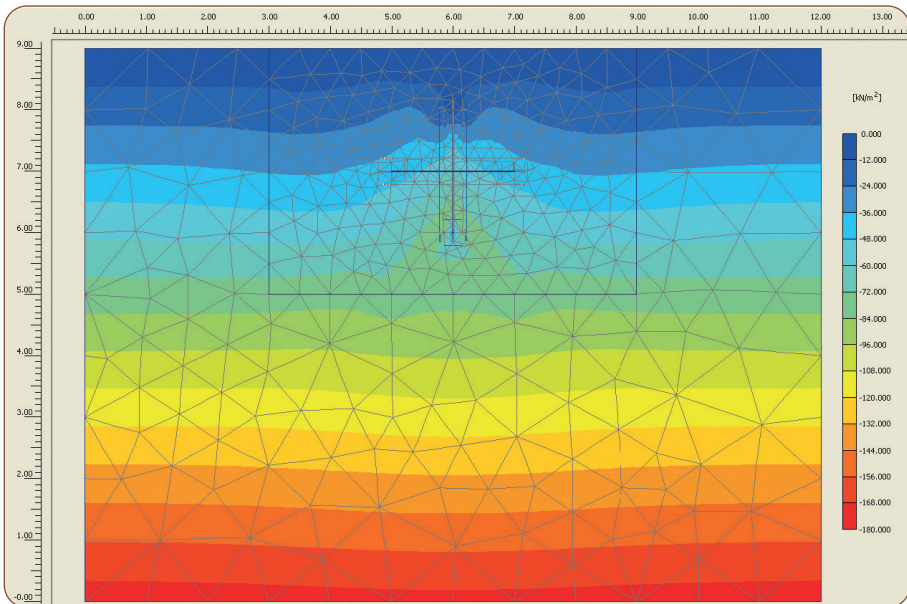
■ **Figure 5.31** . Phase 1 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »).



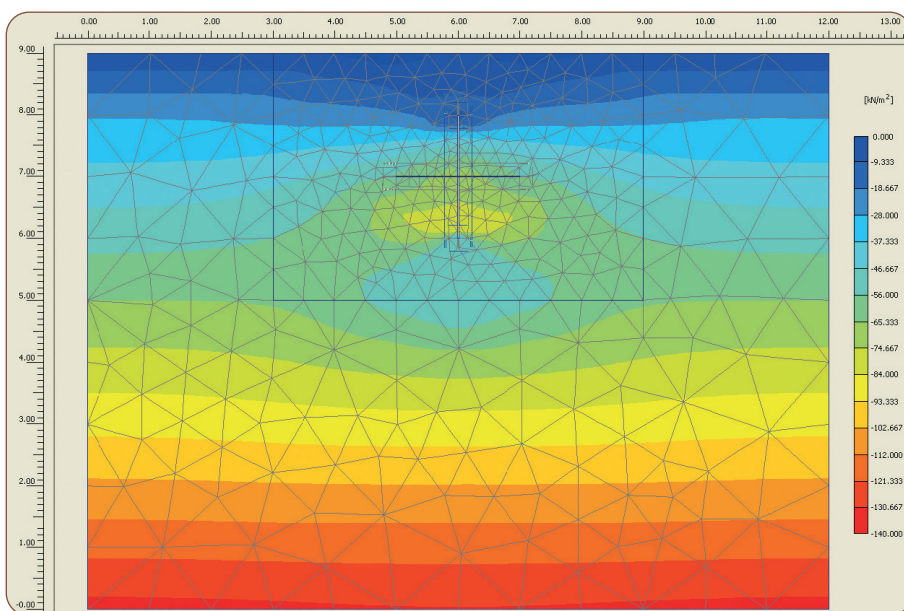
■ **Figure 5.32** . Phase 1 - Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



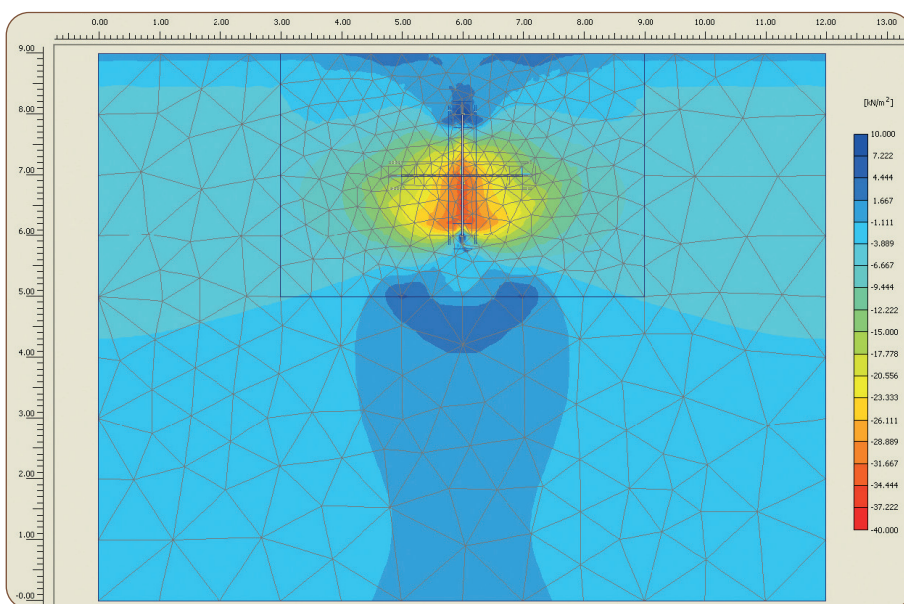
■ **Figure 5.33.** Phase 1 - Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



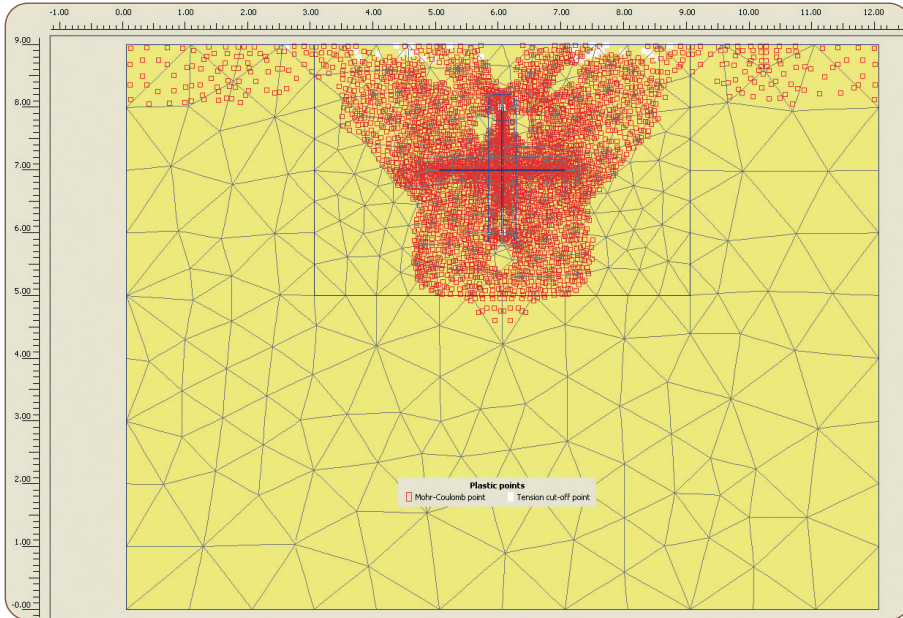
■ **Figure 5.34.** Phase 1 - Contraintes verticales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.35.** Phase 1 - Contraintes horizontales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.36.** Phase 1 – Surpressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.37.** Zones de plastification (*plastic points*).

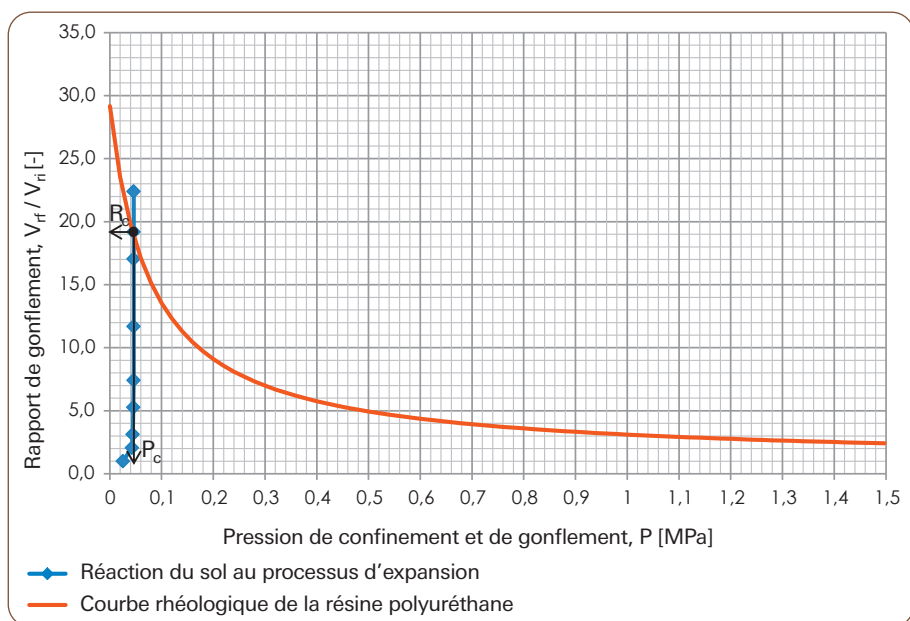
Les résultats obtenus mettent en évidence une inversion des contraintes principales à proximité du point d'injection. Cette observation nous a permis de passer à la simulation de la phase 2. En appliquant un mode opératoire analogue à celui de la phase 1, on a recherché ici aussi la condition d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine contenue dans la fracture horizontale et la contrainte de confinement du sol environnant (**tableau 5.6, figure 5.38**).

Les **figures 5.39 à 5.45** présentent le maillage déformé, les contraintes totales verticales et horizontales, les surpressions interstitielles ainsi que les zones de plastification.

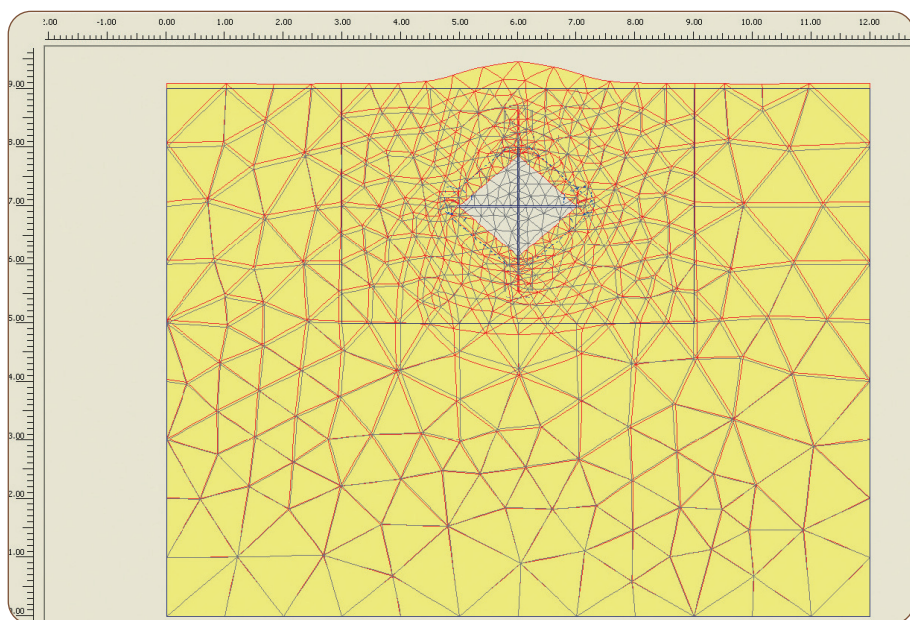
Il convient de souligner que les déplacements indiqués dans la phase 2 ont été calculés après remise à zéro de ceux de la phase précédente. À l'inverse, l'état de contraintes tient compte de la phase précédente.

■ **Tableau 5.6** Caractéristiques de conception du traitement étudié.

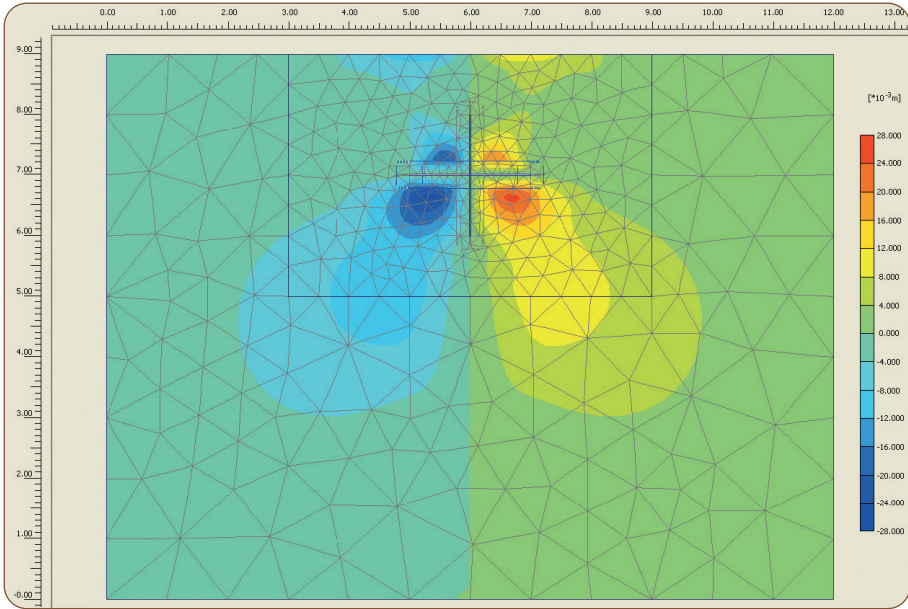
Volume initial de la résine injectée, V_{ri} [m ³]	Pression de gonflement caractéristique de la résine pour le traitement étudié, P_c [MPa]	Taux de gonflement du projet, R_c [-]	Volume final de la résine à la suite du processus d'expansion, V_{rf} [m ³]
0.009346 (≈ 9 litres)	0.046	19.19	0.179345 (≈ 179 litres)



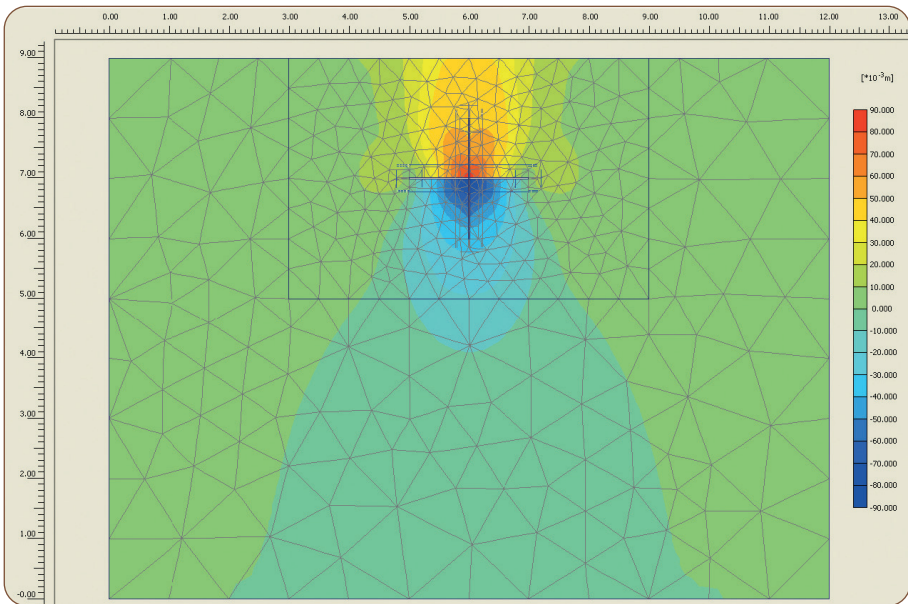
■ **Figure 5.38.** Phase 2 - Définition de la pression de gonflement caractéristique de la résine et du rapport de gonflement pour le traitement objet de l'étude.



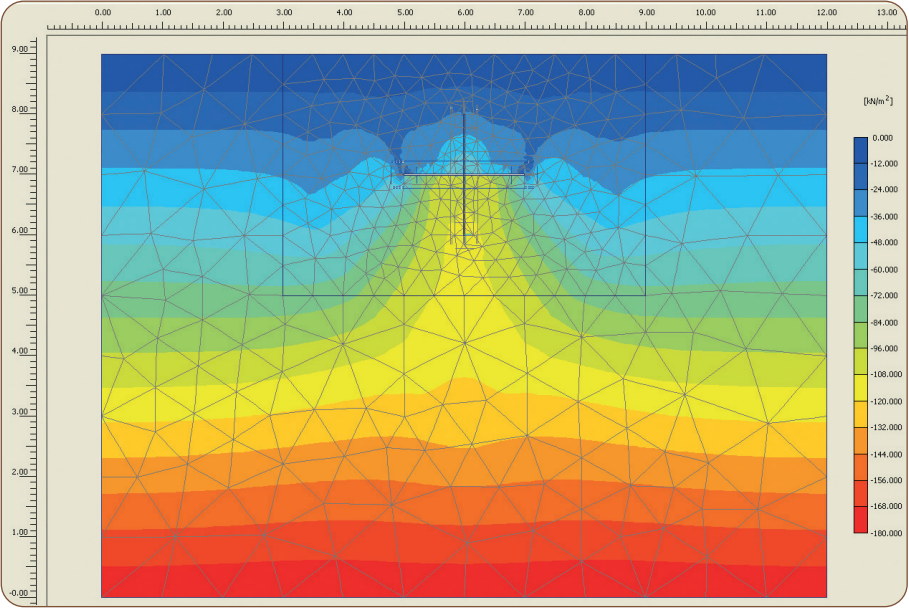
■ **Figure 5.39.** Phase 2 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.



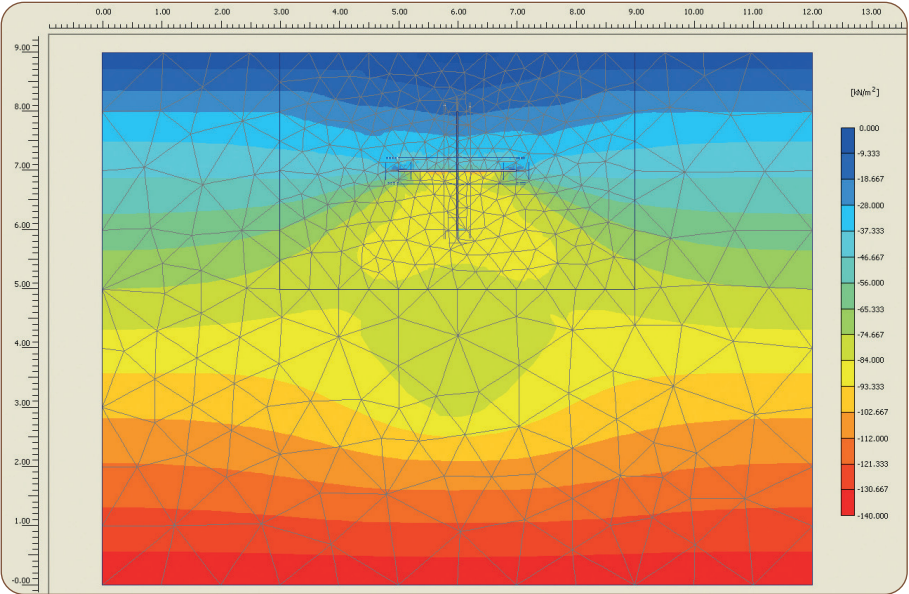
■ **Figure 5.40.** Phase 2 - Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.41.** Phase 2 - Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.42.** Phase 2 - Contraintes verticales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.43.** Phase 2 - Contraintes horizontales totales dans le sol (*shadings*, « dégradés »).

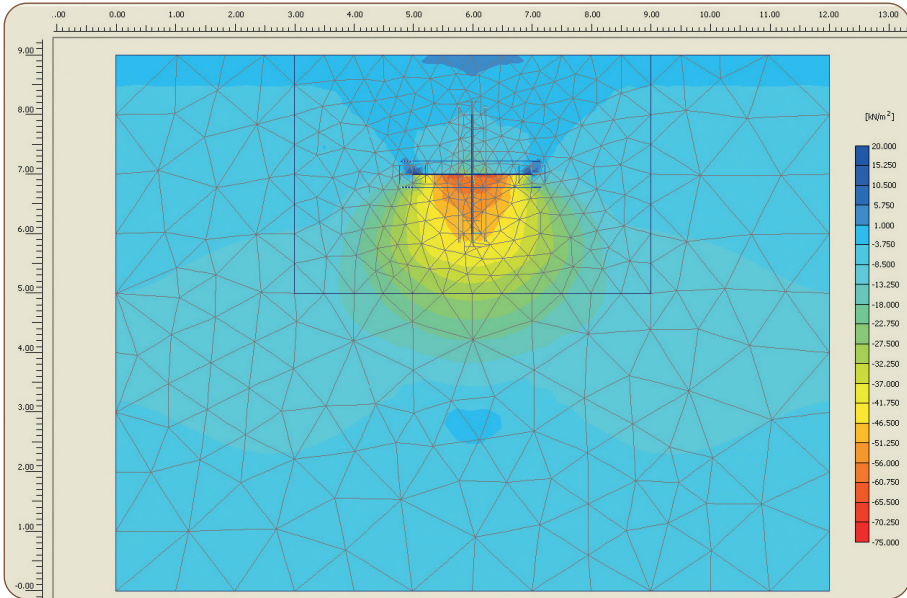


Figure 5.44. Phase 2 – Surpressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).

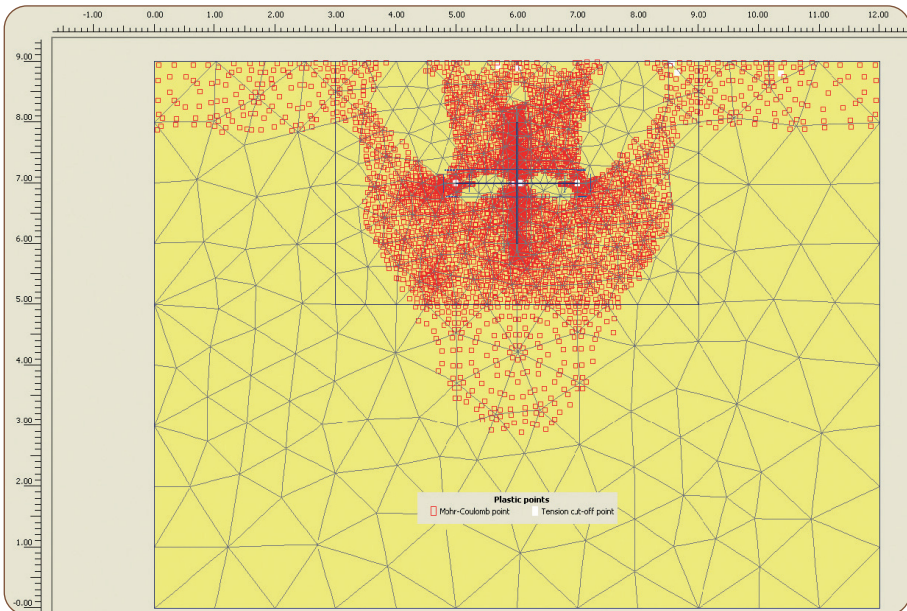


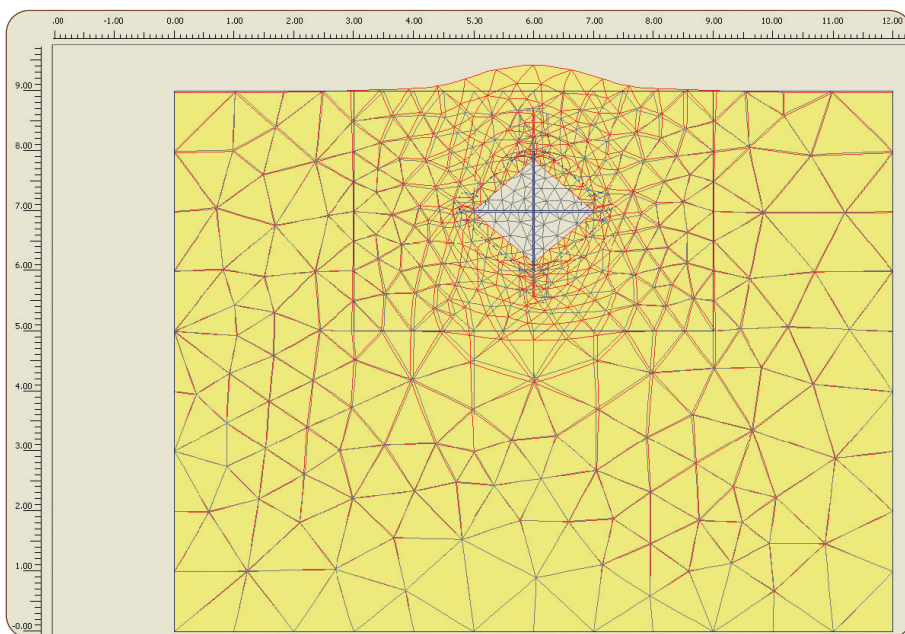
Figure 5.45. Phase 2 - Zones de plastification (*plastic points*).

Le soulèvement maximal calculé au niveau de la surface du sol est égal à 4,50 cm (voir **figure 5.41**), soit environ 50 % de l'ouverture moyenne de la fracture horizontale (à savoir : $17/2 = 8,50$ cm).

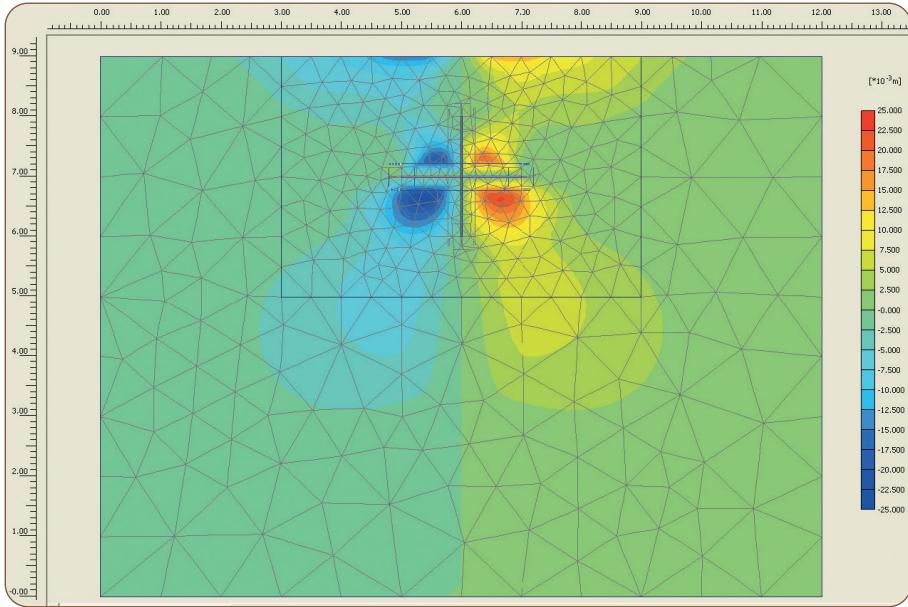
Puis, la phase 3 a été engagée, au cours de laquelle la consolidation du matériau a été simulée, ce qui a permis d'obtenir la dissipation totale des surpressions interstitielles générées par les processus d'expansion de la fracture.

Les **figures 5.46 à 5.50** présentent les résultats obtenus en termes de maillage déformé, de déplacements totaux, de surpressions interstitielles et de zones de plastification.

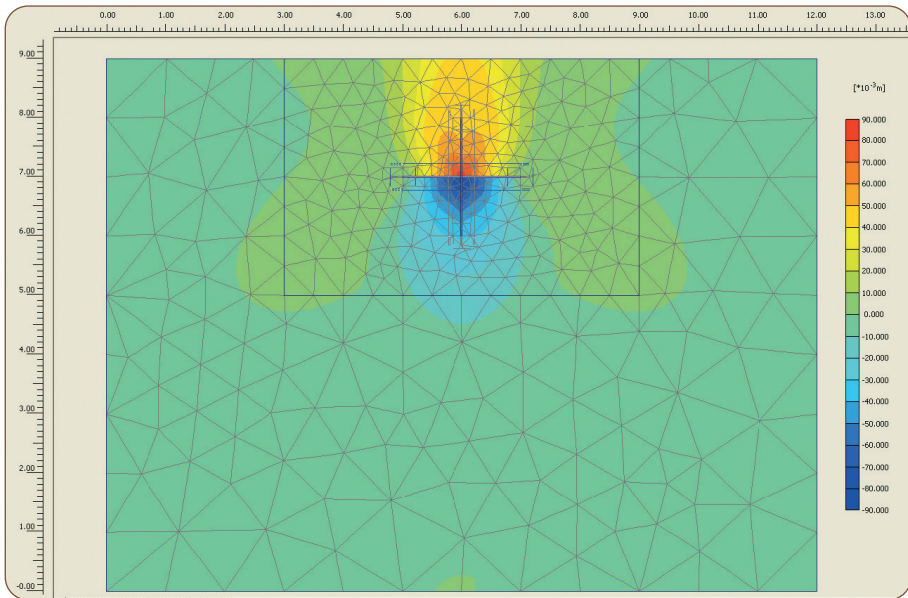
Dans ce cas, les déplacements ainsi que l'état de contraintes ont été calculés en tenant compte des résultats obtenus dans la simulation de la phase 2.



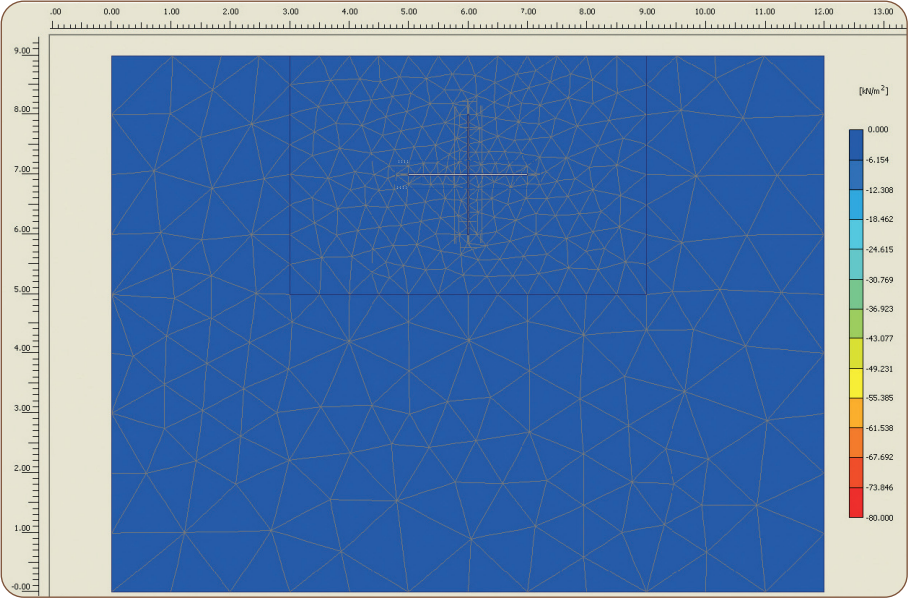
■ **Figure 5.46.** Phase 3 – Modèle déformé du sol (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.



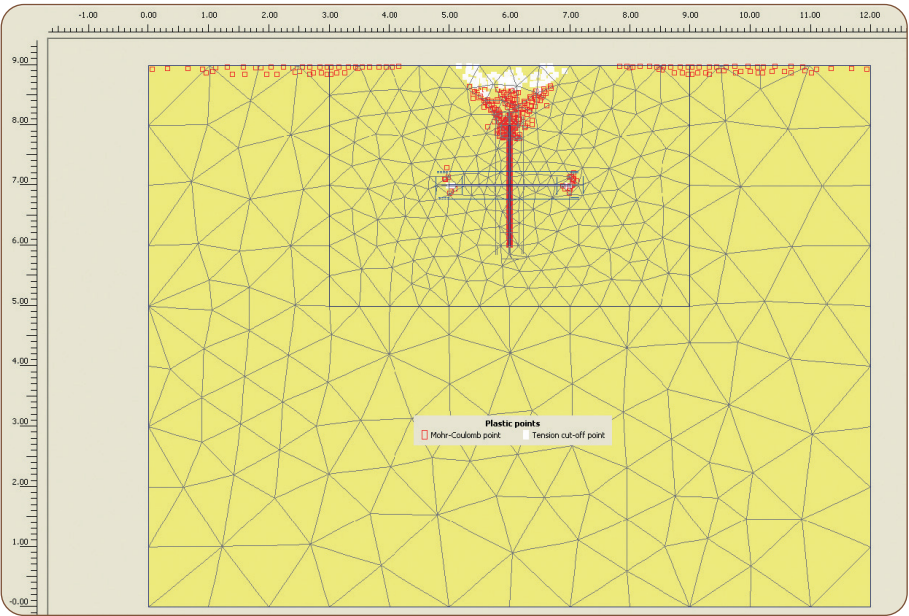
■ **Figure 5.47.** Phase 3 - Déplacements horizontaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.48.** Phase 3 - Déplacements verticaux du sol (*shadings*, « dégradés »).



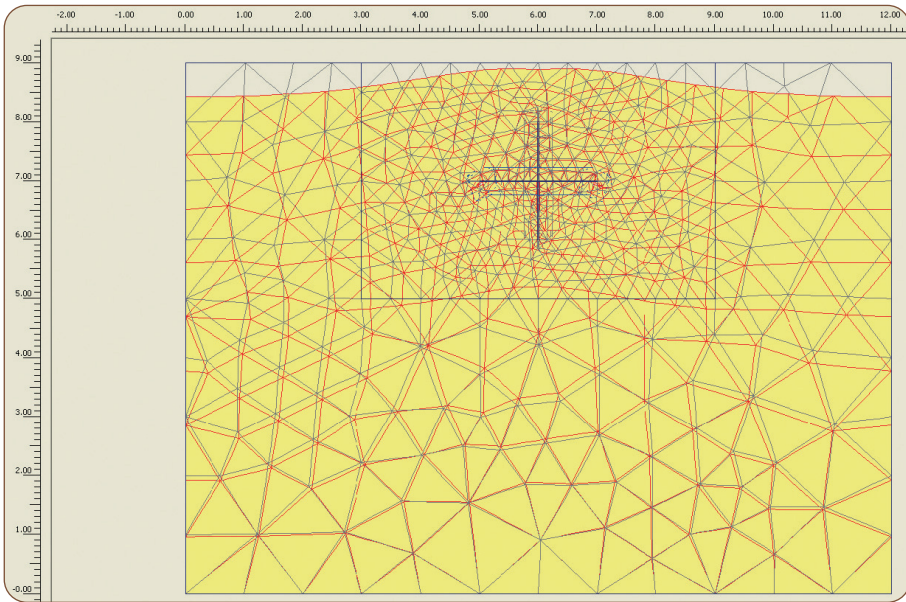
■ **Figure 5.49.** Phase 3 – Suppressions interstitielles (*shadings*, « dégradés »).



■ **Figure 5.50.** Phase 3 - Zones de plastification (*plastic points*).

La **figure 5.51** illustre également les déplacements subis par le matériau au cours du processus de dissipation des surpressions interstitielles, sans tenir compte de ceux calculés à la phase précédente, afin de mettre en évidence les variations de l'état de déformations associées à la consolidation.

On peut observer que la phase de consolidation entraîne une légère réduction du soulèvement obtenu en conditions non drainées (phase 2) (l'abaissement du niveau de la surface du sol varie de 0,45 cm au droit de l'axe de la fracture à 1,10 cm, vers les bords du modèle).



■ **Figure 5.51.** Modèle déformé du sol avec remise à zéro (réinitialisation) des déplacements calculés dans les phases précédentes (*deformed mesh*, « maillage déformé »). Échelle déformée.

Les résultats obtenus avec le modèle numérique mettent en évidence l'importance des conditions de plastification dans l'évaluation de l'état de contraintes et de déformations au voisinage de la fracture. Il en résulte que les modèles purement élastiques, généralement utilisés pour l'analyse analytique de la propagation des fractures, conduisent à des résultats très éloignés du comportement réel des sols.



5.4 Conclusion

L'analyse numérique est l'outil le plus approprié pour étudier les effets induits par les injections de résine polyuréthane dans les sols, car elle permet de tenir compte des effets de bord (c.a.d. la proximité du niveau de la surface du sol par rapport au point d'injection), des conditions de plastification du sol, ainsi que les hétérogénéités et anisotropies propres au site étudié.

Les analyses présentées dans ce chapitre sont des exemples de la façon dont peuvent être abordés différents problèmes d'application, dans lesquels les effets produits par les injections dans le sol peuvent être très différents les uns des autres (injections solides ou récupération des tassements). Dans tous les cas, les résultats obtenus ne peuvent pas être estimés avec des modèles analytiques simplifiés, fondés sur des hypothèses simplificatrices, comme celles d'un milieu infiniment étendu ou d'un comportement purement élastique.

Il convient néanmoins de noter que pour atteindre une grande précision, l'analyse numérique exige une caractérisation géotechnique très détaillée ; de plus, cette approche numérique reste nettement plus complexe que l'utilisation de solutions analytiques. Ainsi, il incombe au concepteur d'évaluer le degré de précision de l'analyse qu'il souhaite effectuer, en adoptant toujours des marges de sécurité suffisantes pour tenir compte des simplifications retenues.

Modèles numériques pour les développements technologiques

6

6.1 Introduction

Nous présentons ici les résultats d'une série d'analyses numériques menées afin d'évaluer les effets produits par de nouvelles technologies développées pour accroître l'efficacité des traitements d'amélioration des sols de fondation. En particulier, les deux technologies suivantes ont été étudiées :

- Des tubes en acier Multipoint (Uretek, brevet européen n° EP 3 821 079 B1), qui permettent :
 - de réaliser un traitement en colonne ;
 - de répartir l'injection en fonction de la déformabilité des différentes couches de sol traversées, en concentrant le traitement au niveau des couches les plus compressibles ;
 - d'optimiser la consommation et les performances des injections.
- Des systèmes d'ancrage du bâtiment sont mis en place en installant, dans certains forages d'injection, des micro-ancrages verticaux (constitués de câbles en acier munis d'une pointe) reliés au bâtiment proprement dit, de manière à augmenter la résistance verticale du bâtiment au soulèvement. Cela permet d'injecter des volumes plus importants de résine et d'obtenir un compactage du sol de fondation plus important (Uretek, brevet européen n° EP 3 607 146 B1).

6.2 Analyse des tests d'injection à l'air libre de tubes Multipoint

L'efficacité des schémas de percement des tubes Multipoint a été évaluée au moyen d'une modélisation numérique des flux de résine à travers ces tubes.

L'analyse visait à simuler les résultats d'essais d'injection réalisés à l'air libre. Vingt-et-un tubes Multipoint, correspondant à six configurations de perce-

ments différents (désignés par les lettres A, B, C, D, E et F), ont été utilisés pour les essais d'injection réalisés à l'air libre. Dans tous les cas, la longueur totale du tube est de 5 m, tandis que les trous latéraux sont répartis uniquement sur les 2 derniers mètres du tube. Plus précisément, leur répartition est symétrique par rapport à l'axe principal du tube, avec deux trous opposés pour chaque profondeur donnée depuis la tête du tube.

L'efficacité des tubes a été évaluée principalement par une analyse visuelle de la quantité de résine sortant des trous aux différentes profondeurs du tube pendant l'essai. À la suite de ces essais, il a été établi qu'un nombre excessif de trous (36 trous au total pour les schémas de percement A, B et C) conduit à une distribution très déséquilibrée de la résine, concentrée dans la première partie du tube (correspondant aux 5/6 premiers trous), tandis que la partie inférieure du tube ne reçoit qu'un très faible flux de résine (**figure 6.1**). Les schémas de percement D et F, qui comportent un nombre réduit de trous latéraux (respectivement 8 pour le schéma D et 12 pour le schéma F), ont quant à eux montré une distribution de la résine nettement plus homogène (**figures 6.2 et 6.3**)



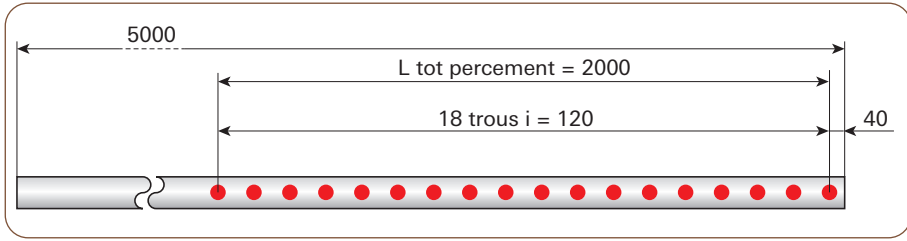
■ **Figure 6.1.** Essai d'injection à l'air libre dans un tube Multipoint avec schéma de percement A.



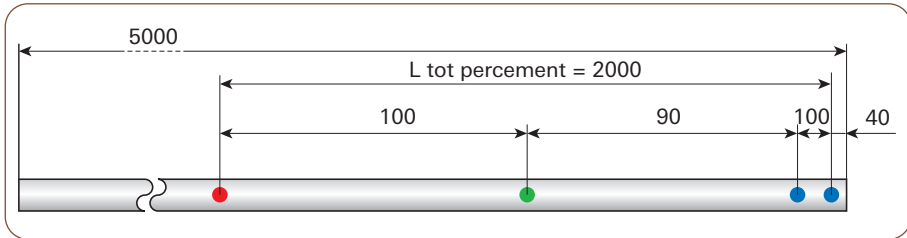
■ **Figure 6.2.** Essai d'injection à l'air libre dans un tube Multipoint avec schéma de percement D.



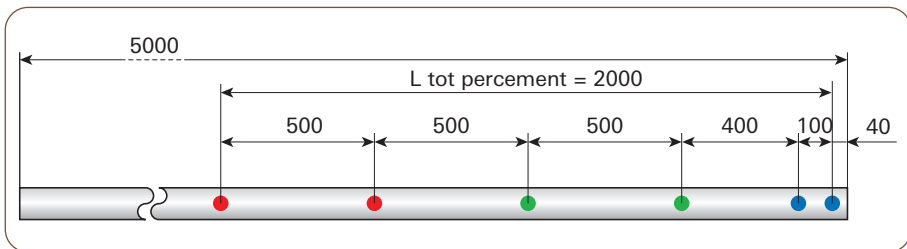
■ **Figure 6.3.** Essai d'injection à l'air libre dans un tube Multipoint avec schéma de percement F.



■ **Figure 6.4.** Tube avec schéma de percement de type A.



■ **Figure 6.5.** Tube avec schéma de percement de type D.



■ **Figure 6.6.** Tube avec schéma de percement de type F.

À partir des résultats de ces essais d'injection, l'analyse s'est principalement focalisée sur les tubes avec les schémas de percement de type D et F. Pour valider les conclusions obtenues, un tube doté du schéma de percement A a également été analysé. Les géométries des tubes correspondant aux schémas de percement A, D, F, examinés dans la suite du rapport, sont illustrées respectivement aux **figures 6.4, 6.5 et 6.6**.

Parmi les vingt-et-un tubes testés à l'air libre, les quatre tubes suivants ont été retenus pour les simulations numériques :

- A_06 : tube n°6 avec type de percement A ;
- D_13 : tube n°13 avec type de percement D ;
- F_14 : tube n°14 avec type de percement F ;
- F_16 : tube n°16 avec type de percement F.

Le **tableau 6.1.** présente les principales caractéristiques géométriques des schémas de percement correspondant à ces tubes.

- diamètre extérieur du tube (d_e) ;
- épaisseur du tube (t) ;
- diamètre intérieur du tube (d_i) ;
- surface utile du tube (A_U) ;
- type de percement ;
- nombre total de trous ($n^{\circ}\text{tot trous}$) ;
- nombre de trous latéraux pour un diamètre donné ($n^{\circ}\text{trous}$) ;
- diamètre des trous latéraux (d_f).

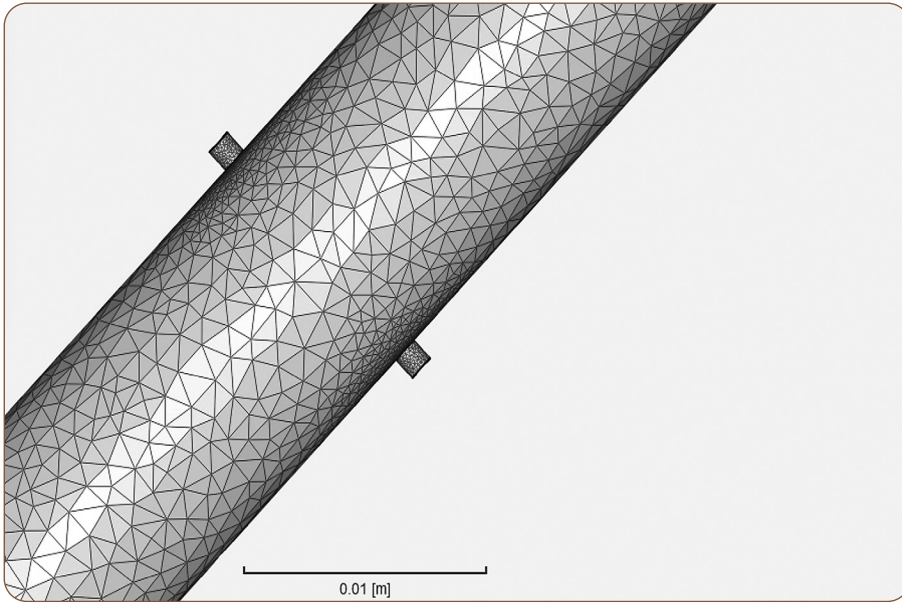
Les essais d'injection à l'air libre ont permis d'identifier un schéma de percement optimal basé sur le type F, qui a été ensuite utilisé pour la réalisation d'une série d'interventions. La géométrie de ce dernier tube est donnée dans le **tableau 6.2** et a également été pris en compte dans l'analyse. Dans la suite du rapport, ce tube est désigné par le code « "F_finale" ».

Tableau 6.1 Données principales des schémas de perçement des tubes utilisés pour les essais d'injection réalisés à l'air libre.

Caractéristiques du tube						Caractéristiques du perçement						
Code	Tube	d _e [mm]	t [mm]	d _i [mm]	A _u [mm ²]	Schéma de perçement	n° trous	d _f [mm]	n°	d _f [mm]	n° trous	d _f [mm]
D_13	13	12	0.95	10.1	80.12	D	8	1.0	2	1.5	4	3.0
F_14	14	12	0.95	10.1	80.12	F	12	1.0	4	1.5	4	3.0
F_16	16	20	4	12	113.10	F	12	1.5	4	3.5	-	-
A_06	6	12	0.95	10.1	80.12	A	36	2.0	-	-	-	-

Tableau 6.2 Données principales du schéma de perçement du tube utilisé pour les interventions...

Caractéristiques du tube					Caractéristiques du perçement							
Code du tube	d _e [mm]	t [mm]	d _i [mm]	A _u [mm ²]	Schéma de perçement	n° trous	d _f [mm]	n° trous	d _f [mm]	n° trous	d _f [mm]	
F_finale	12	0.95	10.1	80.12	F	12	1.8	2	2.0	2	2.5	3.0



■ **Figure 6.7.** Exemple d'une partie du modèle géométrique d'un tube Multipoint, avec le maillage détaillé au niveau des trous latéraux.

L'étude a été menée en modélisant l'écoulement de la résine à l'intérieur d'un tube Multipoint pendant l'injection, à l'aide de la méthode aux éléments finis et du logiciel Simscales. Ce logiciel permet de simuler l'écoulement d'un fluide dans un tube en régime turbulent.

En règle générale, la géométrie du modèle inclut toute la longueur du tube Multipoint, constitué d'une section amont non perforée et d'une section finale perforée latéralement ; la base du tube est fermée pour empêcher toute fuite de la résine. La **figure 6.7** montre un exemple d'une partie du modèle géométrique correspondant à un trou latéral, ainsi que le maillage associé généré par le logiciel. Comme le montre l'image, le logiciel ne nécessite pas de modéliser l'épaisseur du tube Multipoint. En effet, comme il sera précisé dans les paragraphes suivants qui traitent des conditions aux limites, le fluide ne peut se déplacer qu'à l'intérieur du volume défini par la géométrie. Par conséquent, au niveau des sorties latérales, des saillies sont modélisées afin de représenter les trous latéraux traversant l'épaisseur du tube Multipoint.

Les tubes analysés présentent une longueur totale de 5 m. La partie perforée du tube est concentrée sur les 2 derniers mètres, avec le premier trou systématiquement situé à 3 m de la tête du tube. Le diamètre et l'épaisseur du tube Multipoint sont respectivement de 12 mm et 0,95 mm, en général.

Une fois la géométrie du modèle définie, les principaux paramètres à spécifier concernent les caractéristiques du fluide et les conditions aux limites. Le logiciel permet de réaliser des simulations pour un fluide incompressible à

viscosité constante. Les simulations ont été effectuées en supposant que la résine reste à l'état liquide pendant le processus d'injection. Les valeurs de référence de la masse volumique et de la viscosité dynamique de la résine à l'état liquide, utilisées dans les simulations numériques, sont respectivement de $1\,070\text{ kg/m}^3$ et de $0,456\text{ Pa}\cdot\text{sec}$. Cette hypothèse ne permet toutefois pas de reproduire l'évolution de l'état de la résine, dont la viscosité augmente progressivement en raison des réactions chimiques conduisant à sa solidification. Néanmoins, l'hypothèse d'une viscosité constante peut être considérée comme acceptable si le temps de séjour de la résine à l'intérieur du tube reste limité.

La définition des conditions aux limites est un aspect fondamental dans les simulations numériques. Trois conditions aux limites ont été définies dans les modèles étudiés.

La première condition est appliquée à l'entrée du tube Multipoint pour fixer le débit d'entrée. Ce débit a été déterminé en considérant que la résine est injectée dans le tube par le pistolet d'injection au rythme d'une injection par seconde. En supposant qu'une injection corresponde à une masse de $0,25\text{ kg}$ de résine, le débit d'entrée retenu est de $0,25\text{ kg/sec}$. Cette valeur est appliquée de manière constante sur toute la surface utile située à la tête du tube, calculée à partir du diamètre intérieur du tube.

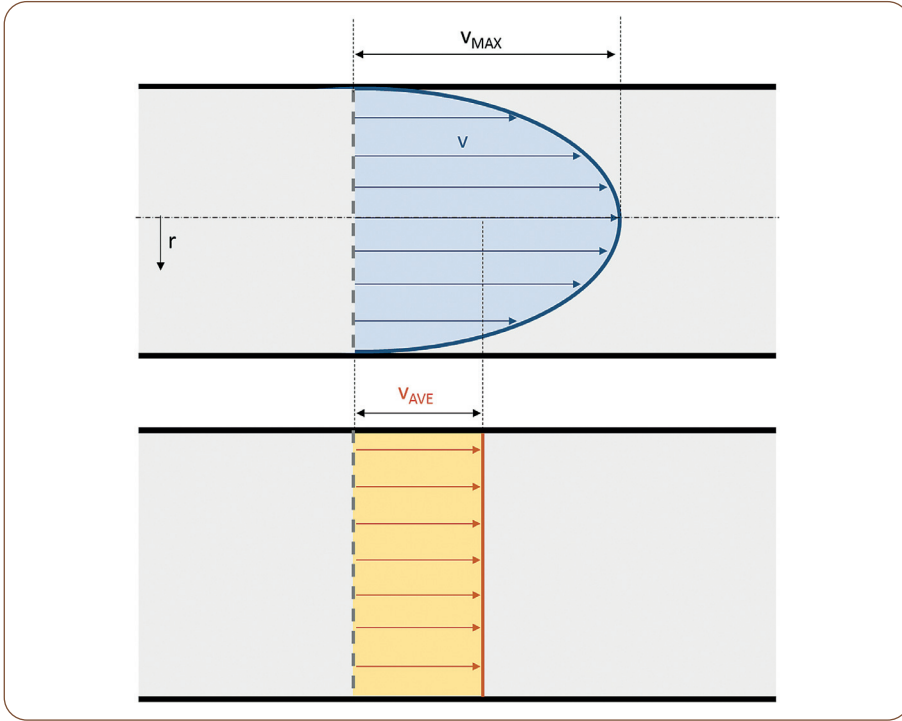
La seconde condition aux limites consiste en une pression imposée sur les trous latéraux de sortie de la résine, où une pression constante est appliquée sur l'ensemble de la surface de chaque trou individuel. En règle générale, cette pression est imposée à 0 kPa .

La troisième et dernière condition aux limites est appliquée le long de la surface latérale interne du tube ainsi que sur la surface fermée à la base du tube. Ces surfaces servent à confiner le fluide et elles sont modélisées comme des surfaces de frottement (c.a.d. que la vitesse du fluide en contact avec la paroi est nulle). Cette condition aux limites implique que la résine ne peut se déplacer qu'à l'intérieur du modèle géométrique aux éléments finis.

L'objectif principal des simulations numériques est d'évaluer le débit de résine sortant des trous latéraux en conditions stationnaires, pour un débit donné à l'entrée de la tête du tube et un schéma de percement latéral défini. Plus précisément, les débits sont calculés à partir de la vitesse de la résine dans le tube Multipoint, ce qui en fait le principal paramètre à analyser.

La **figure 6.8** (dessin du haut) présente la distribution de la vitesse (v) d'un fluide visqueux s'écoulant à l'intérieur d'un tube de section circulaire, en fonction de la distance radiale (r) par rapport au centre du tube. Concrètement, pour une section générique du tube, la vitesse du fluide adopte un profil parabolique, avec une vitesse maximale (v_{MAX}) atteinte au centre du tube ($r = 0$) et une vitesse nulle au niveau du bord du tube ($r = R$, où R désigne le rayon du tube). À partir de cette distribu-

tion, il est possible de calculer une vitesse moyenne (v_{AVE}) du fluide à l'intérieur du tube comme étant la moitié de la vitesse maximale (image du bas de la **figure 6.8**).

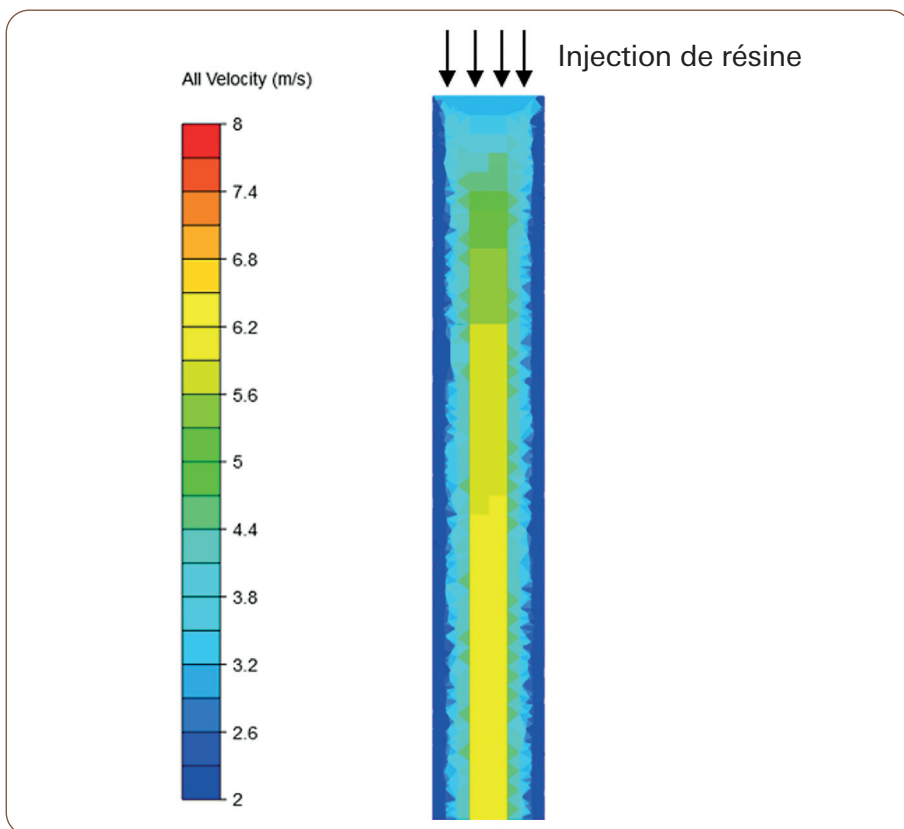


■ **Figure 6.8.** Distribution parabolique de la vitesse du fluide dans un tube de section circulaire et son profil de vitesse moyenne.

Les simulations numériques permettent d'évaluer la vitesse de la résine en tout point du domaine géométrique défini. La **figure 6.9** illustre un exemple des valeurs de vitesse de la résine à l'entrée du tube Multipoint. L'image met en évidence une vitesse comprise entre 2 m/s et 3 m/s au niveau de la surface en tête du tube. Cette valeur peut également être calculée à partir du débit d'entrée défini dans les conditions aux limites, en appliquant l'équation suivante :

$$v = \frac{Q}{A_u} \quad [6.1]$$

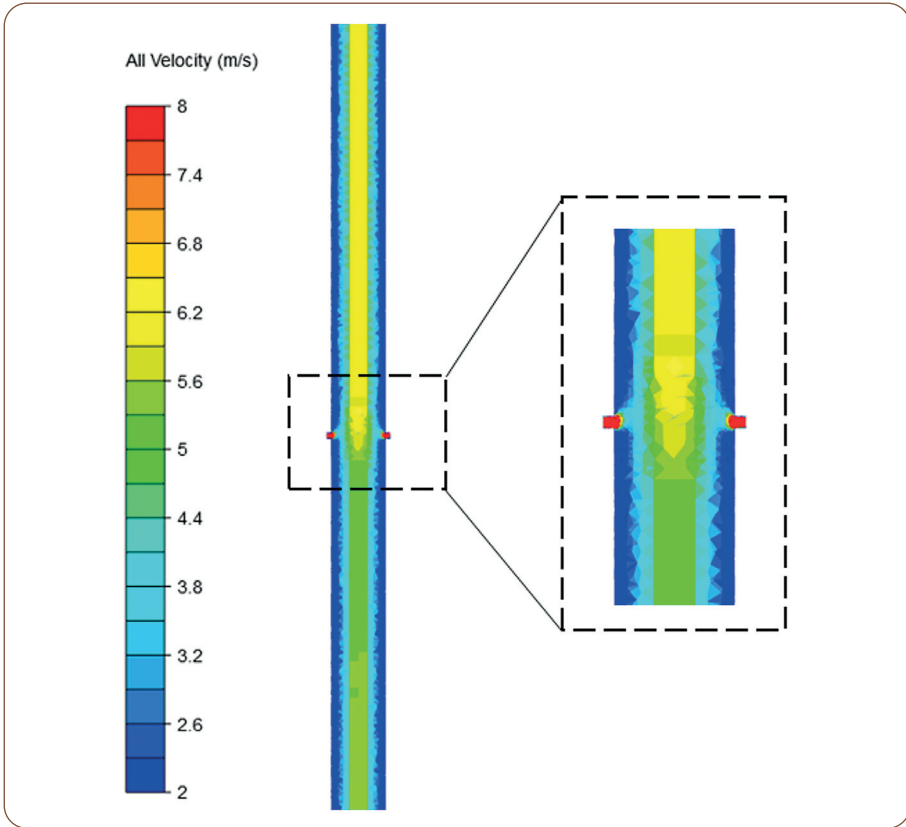
où v est la vitesse du fluide, Q est le débit d'entrée de la résine, et A_u est la surface utile du tube Multipoint, obtenue à partir de son diamètre intérieur (généralement égal à 10,10 mm).



■ **Figure 6.9.** Exemple du champ de vitesse de la résine en tête du tube Multipoint (diamètre intérieur du tube = 10,10 mm).

Sur une courte distance (quelques centimètres), la simulation montre qu'une distribution parabolique de la vitesse du fluide se met en place à l'intérieur du tube. Sur la **figure 6.9**, la vitesse dans la partie centrale du tube (représentant également la vitesse maximale) atteint environ 6 m/s. Cette configuration demeure constante jusqu'à l'arrivée au premier trou latéral, ce qui permet de vérifier le calcul de la vitesse moyenne ainsi que le débit correspondant (lequel doit être égal à 0,25 kg/sec) en utilisant l'équation 6.1 dans le premier tronçon du tube Multipoint.

Au niveau de la première paire de trous latéraux, une partie de la résine s'échappe latéralement, entraînant une diminution de la vitesse dans la section du tube Multipoint située juste en dessous de ces trous latéraux. L'exemple présenté à la **figure 6.10** montre que la vitesse maximale de la résine passe d'environ 6 m/s au-dessus des trous latéraux à environ 5 m/s en dessous de ces derniers. L'image met également en évidence l'augmentation de la vitesse du fluide lorsqu'il est canalisé vers les ouvertures latérales du tube Multipoint.



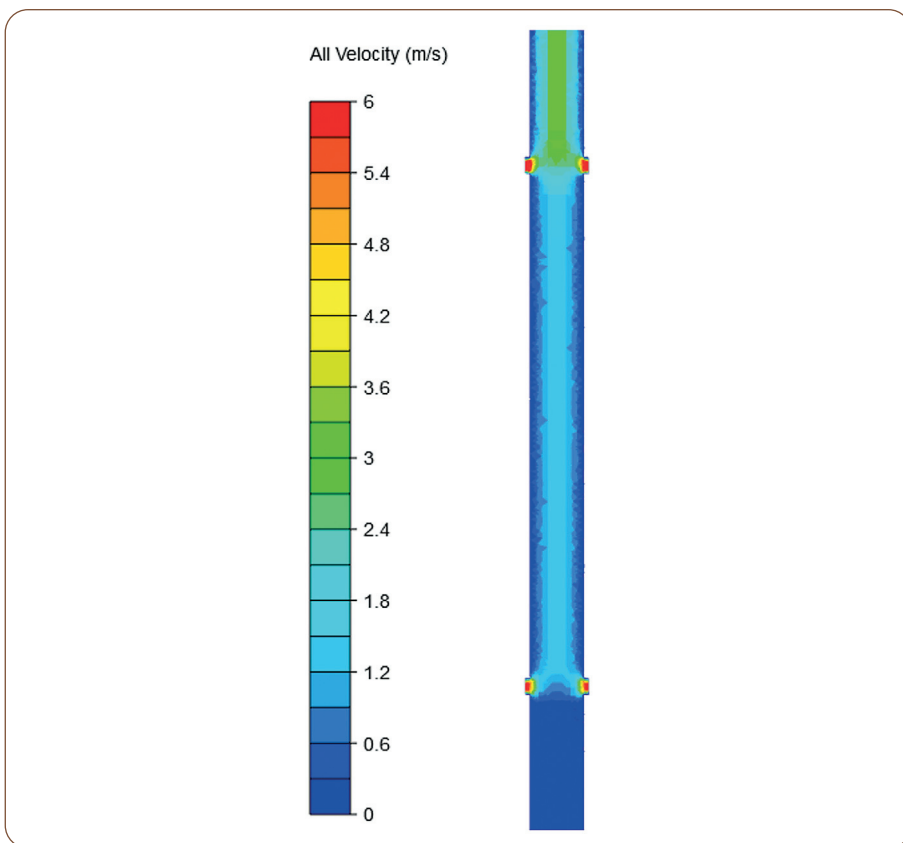
■ **Figure 6.10.** Vitesse de la résine dans le tube Multipoint au niveau de la première paire de trous latéraux.

À partir des vitesses maximales, évaluées en dehors de la zone d'influence des trous latéraux, il est possible de calculer les vitesses moyennes de la résine ainsi que les débits de résine correspondants dans le tube Multipoint. La différence entre le débit mesuré au-dessus des trous latéraux et celui mesuré en dessous des trous latéraux représente le débit de résine sortant latéralement par ces trous. De cette manière, il est possible d'obtenir la quantité de résine qui sort des trous latéraux du tube Multipoint, à chaque profondeur. Ce débit dépend directement du diamètre des trous latéraux : plus le diamètre est grand, plus le débit à la sortie est élevé, et plus la vitesse du fluide diminue en traversant la paire de trous latéraux. La présence de trous latéraux de diamètre excessif peut entraîner un écoulement excessif de résine dès les premiers trous, réduisant fortement la quantité de résine susceptible d'atteindre la base du tube Multipoint.

Un autre exemple est présenté à la **figure 6.11**, illustrant la vitesse de la résine au niveau des deux dernières paires rapprochées de trous latéraux, situés à proximité de la base du tube Multipoint. L'image met de nouveau en évidence

la diminution de la vitesse au passage de la première paire de trous latéraux, passant d'environ 3,5 m/s à environ 1,8 m/s. Une situation similaire se produit au niveau des trous inférieurs : dans ce cas, la vitesse chute d'une valeur d'environ 1,8 m/s à une valeur proche de 0 m/s, en raison de la présence du fond du tube.

Cette méthode permet d'évaluer le débit de résine sortant des différentes paires de trous latéraux situés à différentes profondeurs. La somme des débits de résine sortant par les trous latéraux doit être égale au débit entrant dans le tube Multipoint. Ce résultat s'explique par le fait que les simulations numériques sont réalisées en conditions stationnaires.



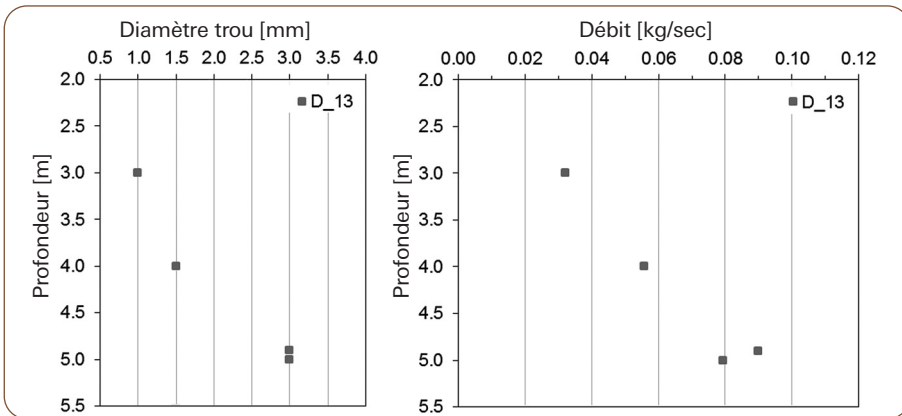
■ **Figure 6.11.** Exemple du champ de vitesse du fluide au niveau de deux trous rapprochés (espacement = 0,10 m) situés à la base du tube Multipoint.

6.2.1 Résultats des simulations

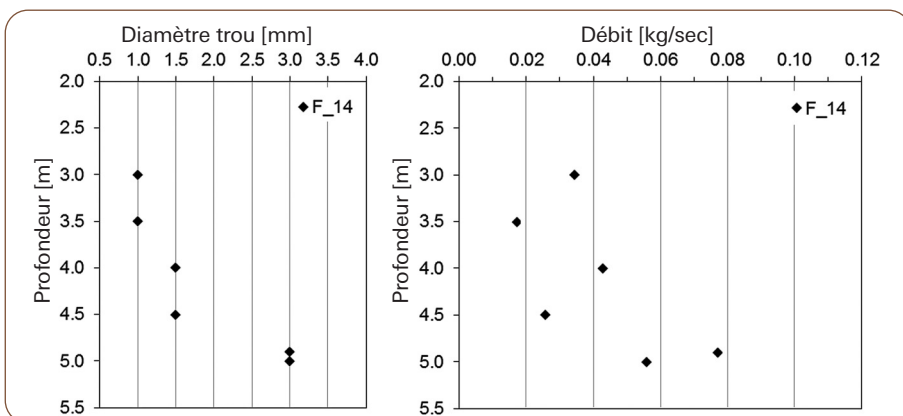
Cette section présente les résultats des simulations numériques effectuées. Les graphiques suivants montrent le diamètre des trous latéraux et le débit de résine correspondant en fonction de la profondeur.

La **figure 6.12** présente les résultats obtenus pour le tube D_13 et met en évidence une augmentation globalement linéaire du débit du sommet vers la base du tube. Cette configuration conduit à une distribution déséquilibrée de la résine le long du tube : en effet, plus de la moitié de la quantité de résine injectée (0,167 kg/sec) sort par les deux derniers trous, situés à l'extrémité du tube. Ce résultat est corroboré par la **figure 6.2**, qui montre une accumulation plus importante de résine à l'extrémité du tube d'injection.

Le schéma de percement F apporte une amélioration de la répartition de la résine le long du tube, grâce à l'ajout de deux trous situés à 3,50 m et 4,50 m de profondeur. La **figure 6.13** présente les résultats de la simulation numérique effectuée pour le tube F_14. Dans ce cas, le débit sortant des deux derniers trous est réduit à 0,133 kg/sec. Cette configuration montre également que la présence de deux trous consécutifs de même diamètre entraîne une diminution du débit sortant du second trou. Cette diminution est d'autant plus importante que la distance séparant les deux trous se réduit.

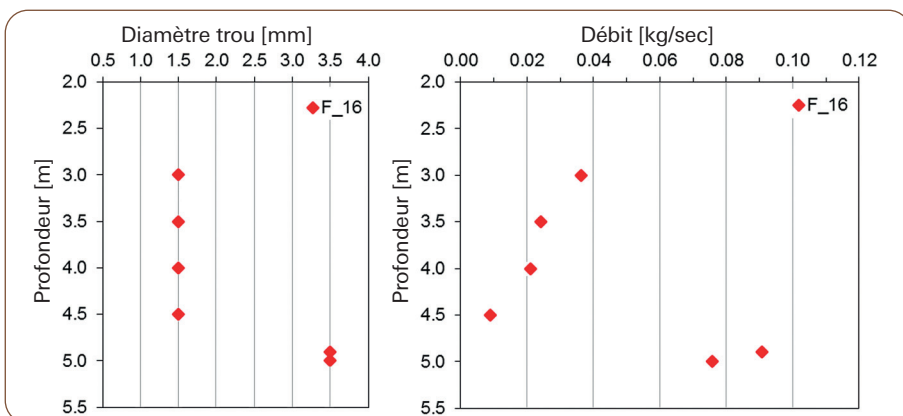


■ **Figure 6.12.** Résultats de la simulation numérique du tube Multipoint D_13.

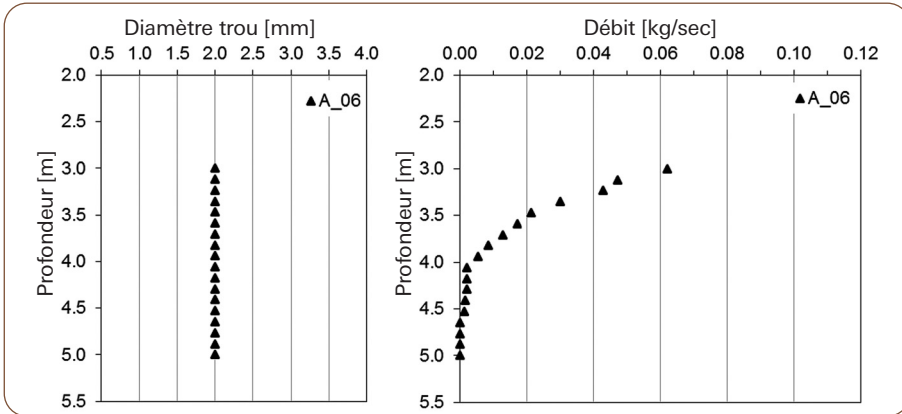


■ **Figure 6.13.** Résultats de la simulation numérique du tube Multipoint F₁₄.

Ces observations sont confirmées par l'analyse réalisée sur le tube F₁₆ dont les résultats sont présentés à la **figure 6.14**. La présence d'un trou de diamètre constant de 1,50 mm jusqu'à une profondeur de 4,50 m provoque une diminution du débit sortant, passant de 0,036 kg/sec en tête du tube à 0,009 kg/sec au niveau du quatrième trou. L'augmentation du diamètre des deux derniers trous à 3,50 mm entraîne une nette augmentation du débit à l'extrémité du tube ; comme pour le tube D₁₃, plus de 65 % de la résine injectée sort par les deux derniers trous.



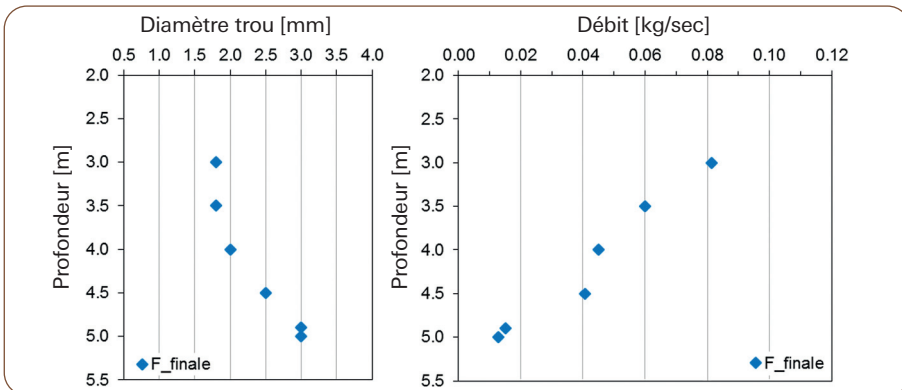
■ **Figure 6.14.** Résultats de la simulation numérique du tube Multipoint F₁₆.



■ **Figure 6.15.** Résultats de la simulation numérique du tube Multipoint A_06.

Le cas du tube A_06 est encore plus parlant, puisqu'un percement très rapproché a été adopté, avec un diamètre des trous constant de 2 mm. La **figure 6.15** présente les résultats de la simulation numérique effectuée. Sur le premier mètre de profondeur (de 3 m à 4 m), le débit sortant par les trous latéraux est presque totalement épuisé. La distribution reste fortement déséquilibrée et apparaît cohérente avec les observations faites lors des essais d'injection effectués à l'air libre (**figure 6.1**).

Enfin, les résultats de la simulation numérique réalisée sur le tube F_finale utilisé lors des interventions effectuées sur chantier, sont présentés. Dans cette configuration, une variation plus progressive du diamètre des trous latéraux a été adoptée entre la tête et la base du tube. Les résultats présentés à la **figure 6.16** indiquent néanmoins une diminution du débit sortant avec la profondeur, passant d'une valeur maximale de 0,081 kg/sec à 0,013 kg/sec. Cette diminution s'explique principalement par l'augmentation progressive du diamètre des quatre premières paires de trous : 1,8 mm aux profondeurs de 3 m et 3,50 m de profondeur, 2 mm à 4 m, et 2,50 mm à 4,50 m (**tableau 6.2**).



■ **Figure 6.16.** Résultats de la simulation numérique du tube Multipoint F_Finale.

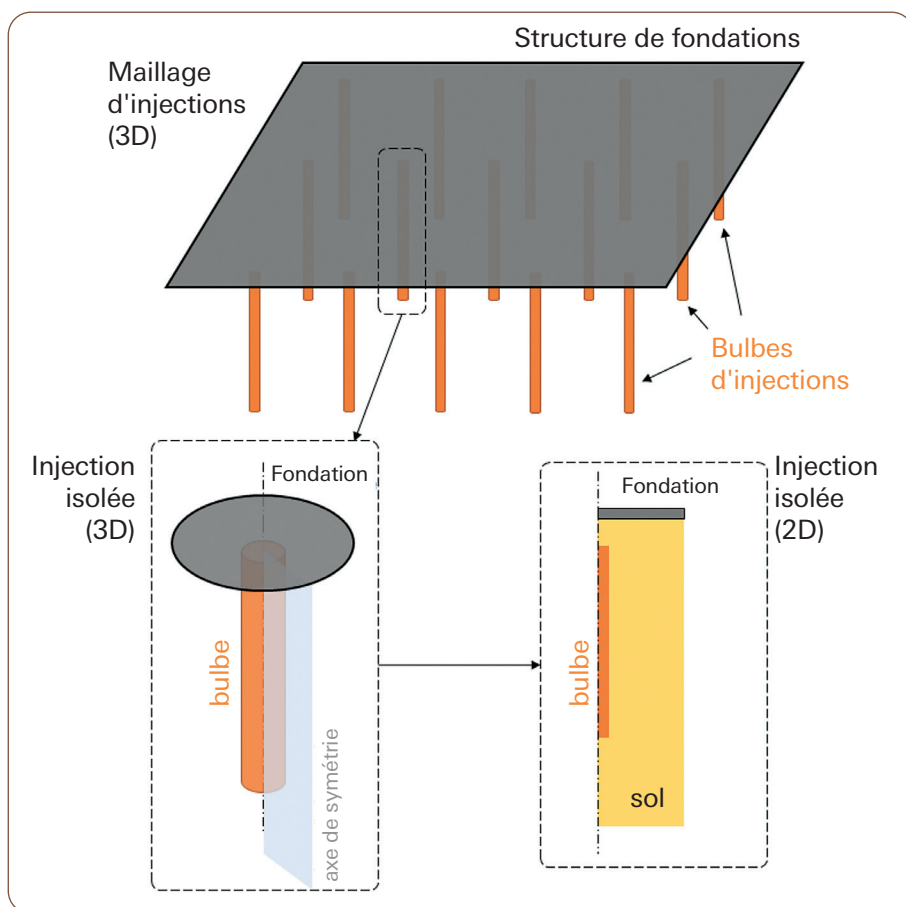
6.3 Analyse des systèmes d'ancrage visant à augmenter l'efficacité des injections

Cette section décrit la méthodologie employée pour analyser le problème de soulèvement de surface des bâtiments, provoqué par les injections de résine polyuréthane.

Les analyses numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel aux éléments finis PLAXIS 2D. Le modèle numérique développé se réfère à une section verticale du sol au droit de l'injection, et intègre le processus d'expansion de la résine après l'injection par un tube Multipoint, présentant une longueur perforée de 2 m. Le traitement est donc assimilé à une colonne dans laquelle l'injection de résine génère un bulbe cylindrique d'une hauteur de 2 m et de rayon α_0 .

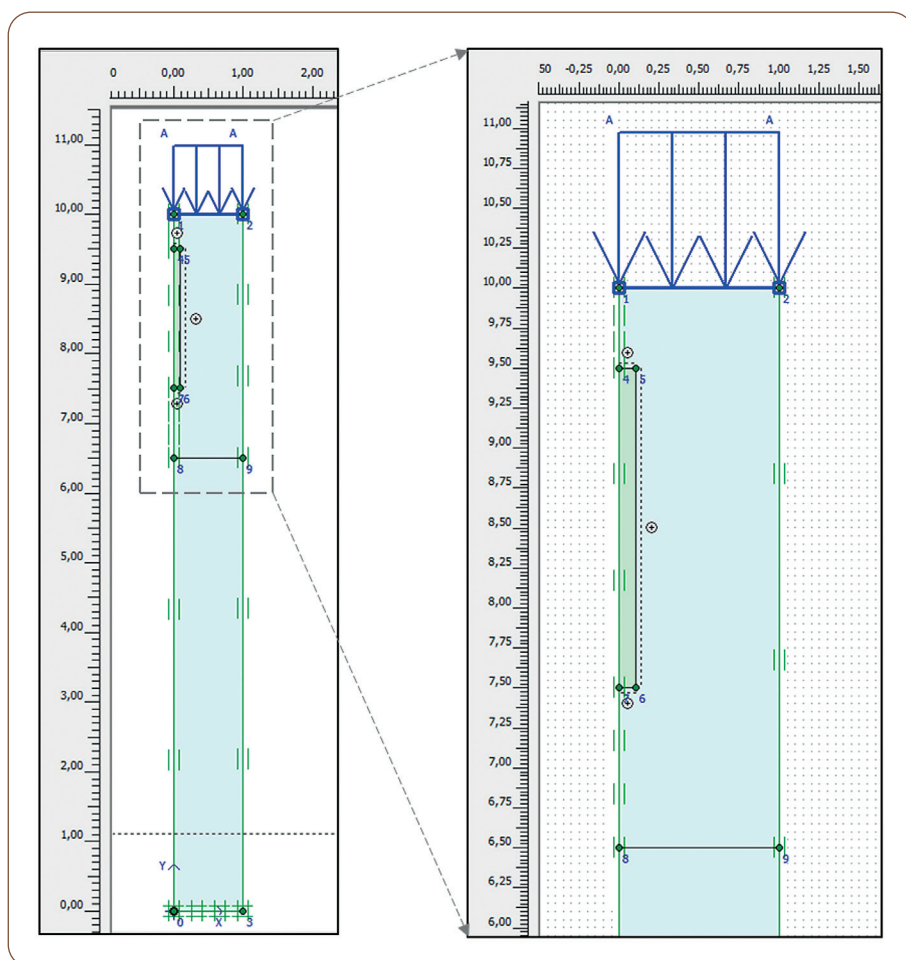
Ce type de géométrie peut être reproduit efficacement dans la modélisation aux éléments finis, avec un modèle bidimensionnel en conditions axisymétriques. Dans ce cas, le bulbe généré après l'injection de résine doit être positionné dans le modèle au niveau de l'axe de symétrie ; la rotation du modèle bidimensionnel autour de l'axe de symétrie génère alors un bulbe en 3D de géométrie cylindrique.

La limitation de la modélisation à une seule injection n'exclut pas la possibilité de prendre en compte l'interaction avec les injections voisines. En pratique, le problème du soulèvement de surface revêt une importance particulière lorsque le traitement est réalisé à l'aide d'un maillage d'injections, comme c'est le cas sous une structure de fondation. L'interaction entre l'expansion de plusieurs bulbes est introduite dans le modèle développé, en supposant que l'expansion d'un seul bulbe positionné le long de l'axe de symétrie se produit dans un milieu confiné. La **figure 6.17** illustre le processus ayant conduit à la définition conceptuelle d'un modèle bidimensionnel en conditions axisymétriques, à partir d'un traitement effectué au moyen d'un maillage d'injections sous une structure de fondation.



■ **Figure 6.17.** Schéma général pour la définition du modèle bidimensionnel en conditions axisymétriques.

La **figure 6.18** présente en détail le modèle géométrique développé dans PLAXIS 2D. Le modèle comprend une portion de sol d'une hauteur de 10 m et de 1 m de largeur. Cette hauteur a été retenue pour éviter toute influence éventuelle du bord inférieur sur les résultats de la simulation. Le bulbe, d'une hauteur de 2 m et d'un rayon de 0,10 m, a été introduit au niveau de l'axe de symétrie, situé sur le côté gauche du modèle. La fondation, et la charge qui lui est associée, ont été positionnées au sommet du modèle, couvrant l'intégralité de sa largeur de 1 m. Les conditions aux limites ont été définies de manière à ce que le modèle puisse être interprété comme une portion de sol entourant un bulbe unique au sein de la maille d'injections. En conséquence, les déplacements horizontaux sont bloqués le long des bords latéraux, tandis que les déplacements verticaux et horizontaux sont empêchés au niveau du bord inférieur. La largeur du modèle (1 m) peut donc être considérée comme proportionnelle à l'espacement entre les points d'injections.



■ **Figure 6.18.** Modèle géométrique développé dans PLAXIS 2D.

Les simulations numériques ont été effectuées en considérant comme matériau de référence un sol sableux sec, dont les caractéristiques mécaniques sont indiquées dans le **tableau 6.3**. Le sol a donc été modélisé comme un matériau élasto-plastique, avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Une cohésion minimale de 1 kPa a été imposée afin d'éviter les instabilités numériques. Le même matériau a également été attribué au bulbe de résine, dont le comportement a été supposé purement élastique afin de simplifier les simulations numériques. De plus, une interface rigide a été ajoutée autour du bulbe afin d'éviter des variations excessives de l'état de contraintes au niveau des bords du bulbe. Enfin, les paramètres mécaniques adoptés pour la fondation sont présentés dans le **tableau 6.4**.

■ **Tableau 6.3** Propriétés mécaniques du sol retenues pour les simulations numériques.

Poids par unité de volume du sol (γ)	20 kN/m ³
Module d'Young (E)	10 MPa
Coefficient de Poisson (ν)	0.25
Angle de résistance au cisaillement (ϕ)	34°
Cohésion (C)	1 kPa
Angle de dilatance (ψ)	0°

■ **Tableau 6.4** Paramètres de la fondation retenus dans le modèle géométrique.

Rigidité axiale (EA)	5.10 ⁶ kN/m
Rigidité à la flexion (EI)	8500 kNm ² /m

La géométrie du modèle décrite dans cette section constitue le point de départ des simulations numériques. Cette géométrie a été ajustée pour étudier comment la profondeur d'injection, la charge de la fondation, l'espacement des injections et la présence de micro-ancrages influencent le soulèvement de la surface durant le processus d'expansion.

Le modèle géométrique développé dans le logiciel aux éléments finis a été utilisé pour simuler l'expansion du bulbe cylindrique et analyser les déplacements induits dans le sol, en accordant une attention particulière au soulèvement de la surface.

La première étape de toute simulation numérique consiste à déterminer la condition d'équilibre entre le bulbe expansé et le sol environnant. En connaissant les dimensions initiales du bulbe ainsi que l'expansion volumétrique, il est possible de calculer le rapport de gonflement, défini comme le rapport entre le volume final de résine (V_{rf}) et le volume initial de résine (V_{ri}). Le volume initial de résine est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$V_{ri} = n \cdot V_{bi} = n\pi\alpha_0^2 H \quad [6.2]$$

où n est la porosité du sol, supposée de 0,353 pour toutes les simulations numériques effectuées, et V_{bi} est le volume initial du bulbe, calculé à partir du rayon $\alpha_0 = 0,10$ m et pour une hauteur $H = 2$ m. Dans les simulations réalisées, le volume final de résine est calculé à partir du volume final du bulbe (V_{bf}), à l'aide des expressions suivantes :

$$V_{rf} = V_{ri} + (V_{bf} - V_{bi}) \quad [6.3]$$

$$V_{bf} = V_{bi}(1 - \varepsilon_{vb}) \quad [6.4]$$

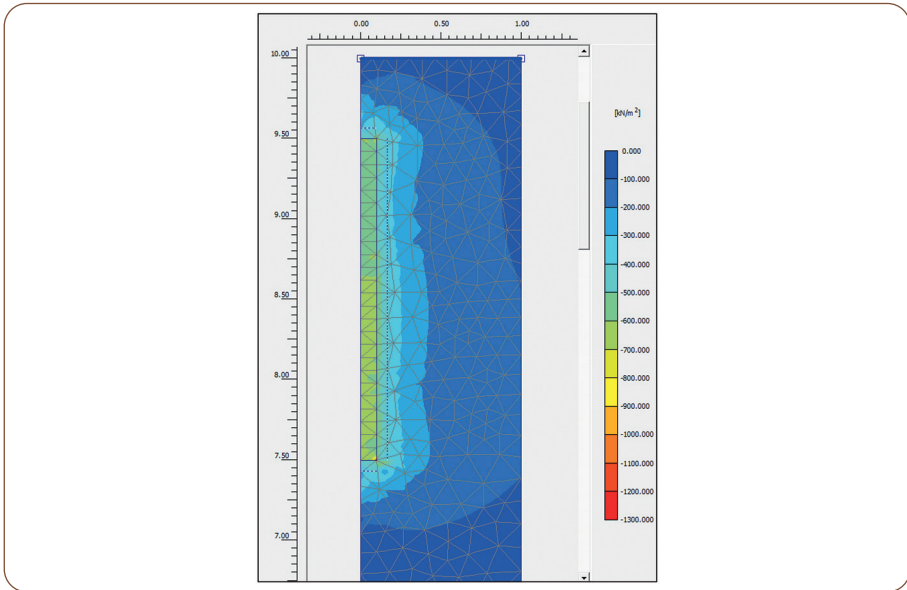
où ε_{vb} est la déformation volumétrique d'expansion imposée au bulbe cylindrique.

En imposant différentes valeurs de déformation volumétrique, il est possible de reconstruire la courbe rhéologique du sol, qui relie le rapport de gonflement à la pression de confinement. La pression de confinement exercée par le sol sur le bulbe est évaluée directement par le logiciel. La **figure 6.19** illustre un exemple, où la pression de confinement exercée par le sol est calculée comme une valeur moyenne sur toute la hauteur du bulbe, et atteint une valeur de 539 kPa.

À partir de la courbe rhéologique du sol, il est possible d'identifier le point d'équilibre en déterminant son intersection avec la courbe d'expansion de la résine. La courbe de la résine est définie par l'équation suivante :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{A}{B + \frac{1}{C} \ln(1+P)} \quad [6.5]$$

où les paramètres A, B, et C sont supposés égaux respectivement à 10,50, 0,36 et 0,23, et où P est la pression de gonflement de la résine.



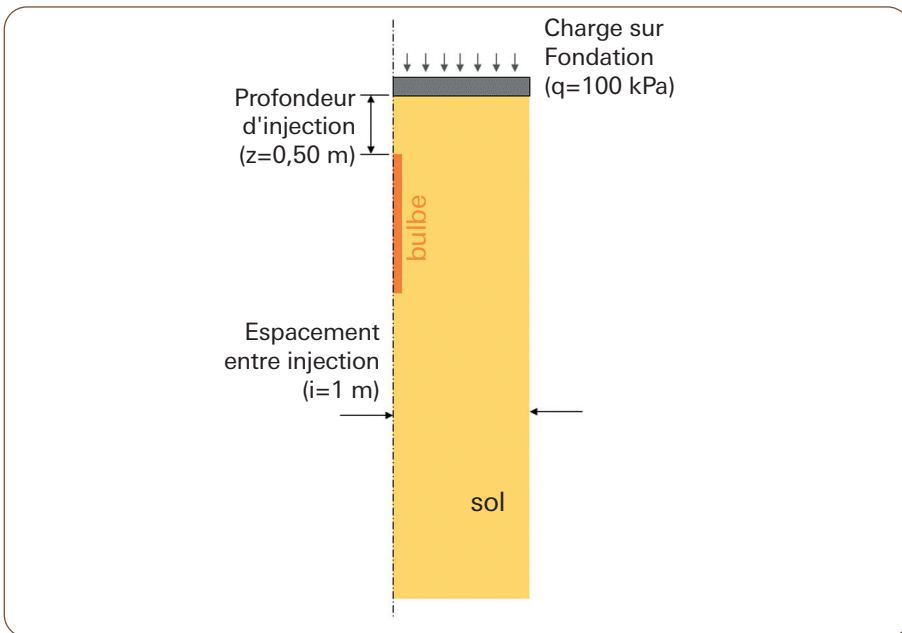
■ **Figure 6.19.** Exemple du champ de contraintes horizontales autour du bulbe pour l'évaluation de la pression de confinement (les valeurs négatives de contrainte indiquent une compression).

Dans le cas d'une charge appliquée sur une fondation superficielle, la simulation numérique exécute une première phase d'application progressive de la charge répartie, suivie d'une seconde phase durant laquelle la déformation volumétrique du bulbe est imposée. Il est essentiel d'intégrer ce comportement pour tenir compte des changements d'état de contraintes dans le sol causés par la présence d'une charge appliquée en surface. Une fois le point d'équilibre identifié, il devient possible d'évaluer l'état de contraintes et de déformations du sol, ainsi que le soulèvement éventuel de surface résultant de l'expansion du bulbe.

Les quatre principaux facteurs analysés pour évaluer le soulèvement de surface induit par l'expansion du bulbe cylindrique sont les suivants :

- la profondeur d'injection ;
- la charge appliquée sur les fondations ;
- l'espacement entre les injections ;
- la présence d'ancrages dans les fondations.

Afin d'évaluer l'influence de chaque facteur, un modèle de référence a d'abord été défini pour comparer les résultats issus des différentes simulations numériques. Ce modèle, illustré dans le schéma géométrique de la **figure 6.20**, prévoit une profondeur d'injection (z) à 0,50 m, une charge superficielle (q) de 100 kPa, un espacement des injections (i) de 1 m et l'absence d'ancrages.



■ **Figure 6.20.** Schéma géométrique du modèle de référence.

À partir de cette configuration de référence, différentes variantes ont été développées afin d'évaluer les facteurs ayant le plus d'influence sur le soulèvement de la surface. Le **tableau 6.5** résume les modèles développés pour prendre en compte l'effet de la profondeur du bulbe ; en particulier, quatre valeurs de profondeur (0,20 m, 0,50 m, 1 m et 2 m) ont été analysées. Le **tableau 6.6** présente les modèles retenus pour étudier l'effet de la charge superficielle ; en complément du modèle de référence avec 100 kPa, les cas à 50 kPa, 200 kPa et sans charge ont été analysés. Les modèles dans lesquels l'espacement entre les injections a été modifié sont résumés dans le **tableau 6.7** ; l'espacement a notamment été porté à 2 m et 5 m pour reproduire une injection isolée. Enfin, le **tableau 6.8** liste les modèles dans lesquels des ancrages ont été ajoutés ; différentes configurations ont été élaborées afin d'analyser l'effet de la précontrainte, du nombre, de la profondeur et des dimensions des ancrages.

■ **Tableau 6.5** Modèles développés pour l'analyse de la profondeur d'injection.

Code modèle	z [m]	q [kPa]	i [m]	Ancrages
z_01	0.2	100	1	non
z_ref	0.5	100	1	non
z_02	1.0	100	1	non
z_03	2.0	100	1	non

■ **Tableau 6.6** Modèles développés pour l'analyse de la charge de fondation.

Code modèle	z [m]	q [kPa]	i [m]	Ancrages
q_01	0.5	0	1	non
q_02	0.5	50	1	non
q_ref	0.5	100	1	non
q_03	0.5	200	1	non

■ **Tableau 6.7** Modèles développés pour l'analyse de l'espacement entre les injections.

Code modèle	z [m]	q [kPa]	i [m]	Ancrages
i_ref	0.5	100	1	non
i_01	0.5	100	2	non
i_02	0.5	100	5	non

■ **Tableau 6.8** Modèles développés pour l'analyse de l'effet des ancrages de la fondation.

Code modèle	z [m]	q [kPa]	i [m]	Ancrages	Précontrainte [kN]
T_01	0.2	100	1	2	0
T_02	0.5	100	1	2	10
T_03	1.0	100	1	2	20
T_04	2.0	100	1	4	10

6.3.1 Résultats des simulations numériques

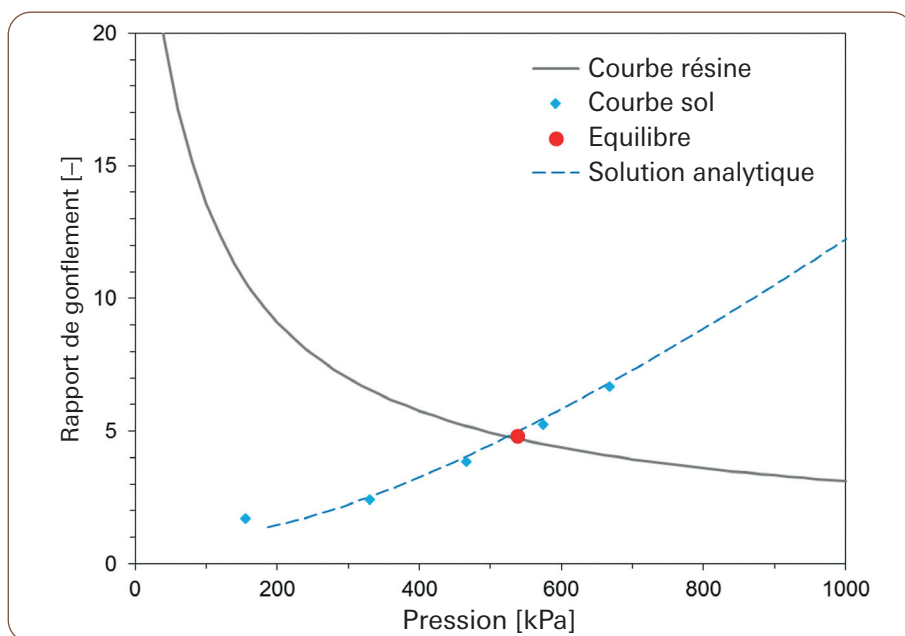
Les résultats des simulations numériques sont présentés dans cette section. Le modèle de référence est d'abord expliqué en détail. Les effets de la profondeur d'injection, de la charge appliquée sur les fondations et de l'espacement entre les injections sur le soulèvement de surface sont analysés par la suite. Enfin, l'influence des ancrages est présentée en détail.

6.3.1.1 Modèle de référence

Le modèle de référence prévoit une profondeur d'injection de 0,50 m, une charge sur fondation de 100 kPa et un espacement entre injections de 1 m. À partir de cette configuration, la condition d'équilibre entre le sol et la résine a été recherchée en imposant différentes valeurs de déformation volumétrique sur la région du modèle correspondant au bulbe. Le volume initial du bulbe est de 0,06283 m³ et le volume initial de résine est de 0,02219 m³ (en supposant une porosité de 0,353). Les valeurs de déformation volumétrique imposées pour le modèle de référence sont présentées dans le **tableau 6.9**, avec les résultats obtenus (rapport de gonflement et pression de confinement du sol).

■ **Tableau 6.9** Résultats obtenus pour la définition de la courbe rhéologique du sol.

Déformation volumétrique	ε_v [%]	-25	-50	-100	-150	-200	-135
Volume final du bulbe	$V_{b,fin}$ [m ³]	0.0785	0.0942	0.1257	0.1571	0.1885	0.1477
Volume final de la résine	$V_{r,fin}$ [m ³]	0.0379	0.0536	0.0850	0.1164	0.1479	0.1070
Rayon final du bulbe	a [m]	0.112	0.122	0.141	0.158	0.173	0.153
Rapport de gonflement	RR [-]	1.71	2.42	3.83	5.25	6.66	4.82
Pression de gonflement	σ_r [kPa]	156	330	466	574	667	539

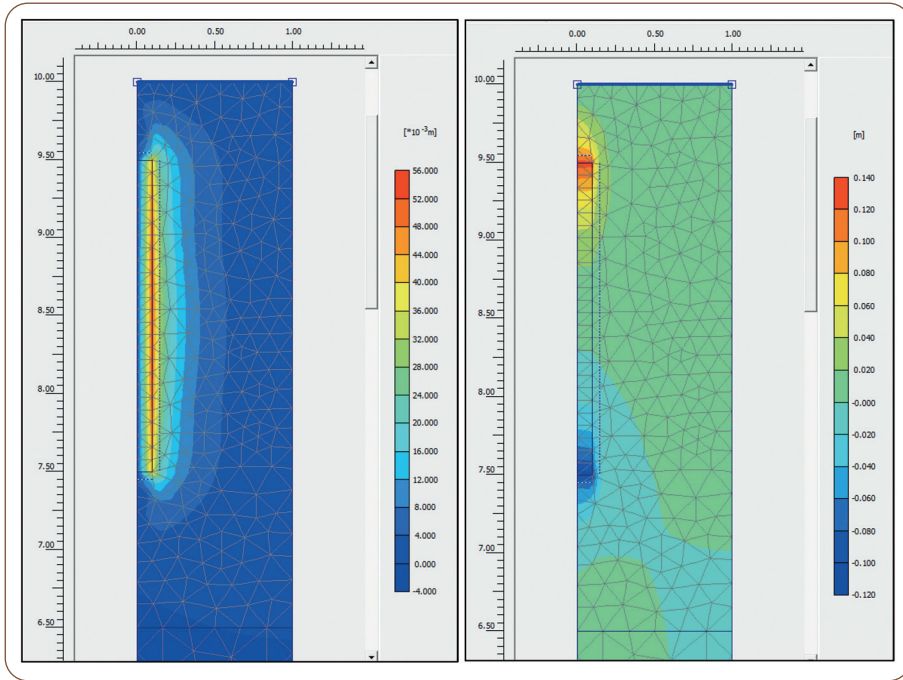


■ **Figure 6.21.** Courbe rhéologique du sol pour le modèle de référence et définition du point d'équilibre.

La courbe rhéologique du sol a ensuite été déterminée à partir de cinq points et apparaît dans la **figure 6.21**, conjointement à la courbe d'expansion de la résine.

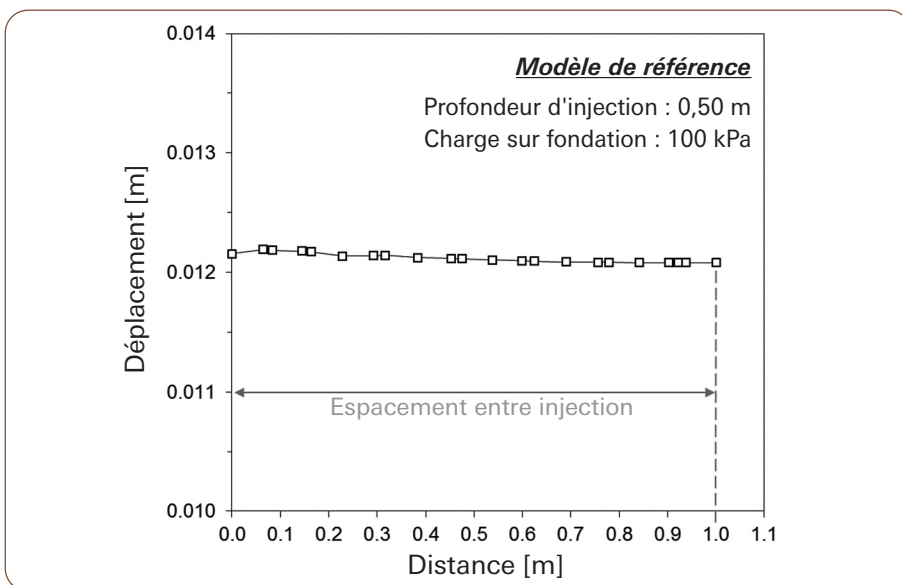
L'intersection entre les deux courbes permet d'identifier le point d'équilibre (colonne mise en évidence dans le **tableau 6.9**), correspondant à une pression de confinement de 539 kPa, un rapport de gonflement de 4,82 et une déformation d'expansion du bulbe de -135 %. Le graphique présente également la courbe rhéologique du sol obtenue à partir de la solution analytique décrivant l'expansion d'une cavité cylindrique en milieu fini. Pour cette configuration de référence, les résultats du modèle numérique montrent une bonne correspondance avec ceux de la solution analytique. Étant donné que la solution analytique repose sur des conditions de déformations planes, ce résultat met en évidence l'influence limitée de la surface du sol sur le processus d'expansion du bulbe pour la configuration de référence.

Une fois la condition d'équilibre établie, on passe à l'évaluation des déplacements. La **figure 6.22** montre les déplacements horizontaux autour du bulbe (les valeurs positives indiquent un déplacement vers la droite conformément au système de référence). Le graphique met en évidence l'influence de l'expansion du bulbe jusqu'à une distance d'environ 0,50 m de l'axe d'injection. À l'interface avec le sol, le bulbe présente un déplacement de 0,048 m, correspondant à un rayon du bulbe expansé de 0,148 m. Ce résultat est confirmé par la solution analytique, qui fournit une valeur de 0,151 m.



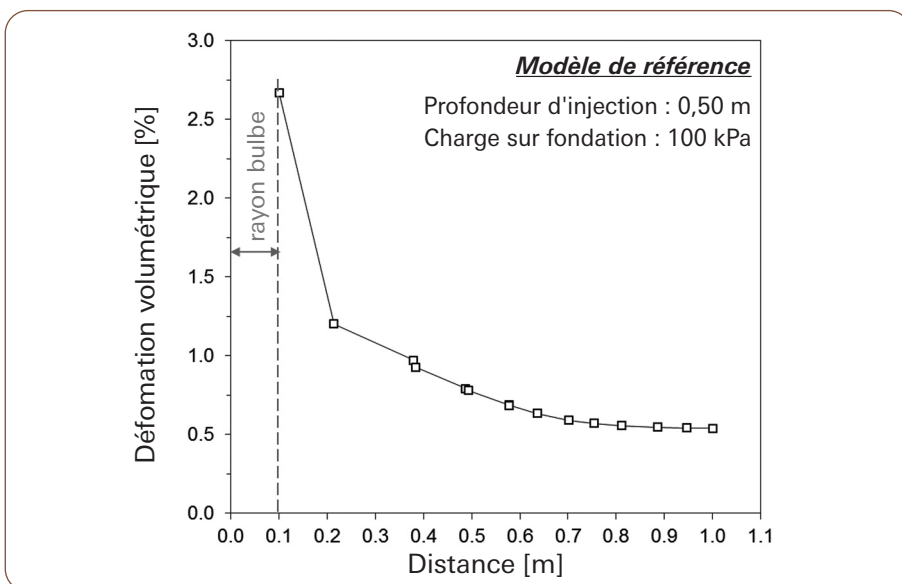
■ **Figure 6.22.** Champ des déplacements horizontaux (à gauche) et verticaux (à droite) à proximité du bulbe pour le modèle de référence.

Les déplacements verticaux sont représentés dans le graphique de droite de la **figure 6.22** (les valeurs positives indiquent un soulèvement). La partie supérieure du bulbe se déplace vers le haut, tandis que sa partie inférieure s'expande vers le bas. Les déplacements verticaux les plus importants se concentrent aux deux extrémités du bulbe. Toutefois, l'expansion du bulbe influence le sol jusqu'à la surface, sous les fondations. Les déplacements verticaux au niveau de la surface du sol sont illustrés à la **figure 6.23** en fonction de la distance radiale par rapport à l'axe de symétrie du modèle. Le graphique montre un soulèvement uniforme d'environ 0,012 m des fondations sur toute la largeur du modèle. Ce soulèvement apparaît nettement amplifié par le confinement imposé au modèle, ce qui accentue les déplacements observés lors des différentes simulations théoriques. Dans les sections suivantes, les déplacements verticaux sont normalisés par rapport au modèle de référence ; afin de mettre en évidence l'influence des différents paramètres étudiés sur le soulèvement de surface.



■ **Figure 6.23.** Déplacement vertical en surface pour le modèle de référence.

Enfin, la **figure 6.24** montre l'évolution de la déformation volumétrique en fonction de la distance radiale dans la zone du sol comprise entre le bord du bulbe et le rayon extérieur du modèle. Les valeurs sont données pour une profondeur fixe de 1,50 m.

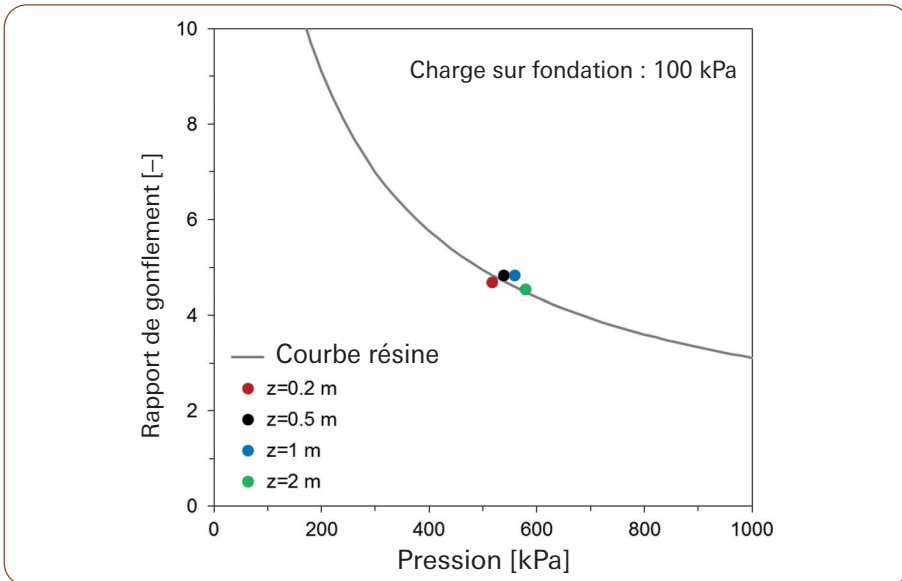


■ **Figure 6.24.** Déformation volumétrique au voisinage du bulbe pour le modèle numérique.

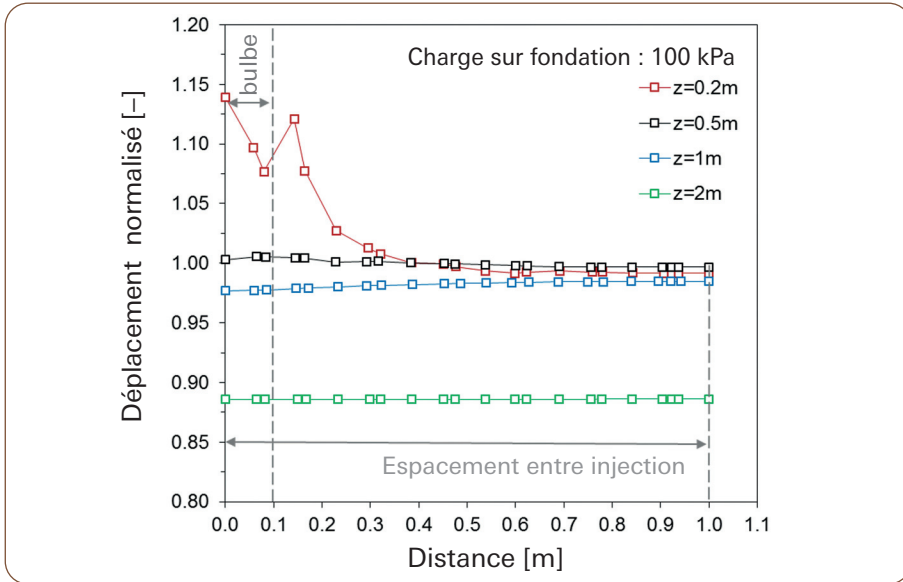
6.3.1.2 Effet de la profondeur d'injection

Cette section analyse l'effet de la profondeur d'injection sur le soulèvement de surface. Comme indiqué dans le **tableau 6.5**, trois configurations ont été développées et comparées au modèle de référence. Ces configurations considèrent toutes une charge de fondation constante de 100 kPa, un espacement des injections de 1 m et des profondeurs d'injection de 0,20 m, 0,50 m, 1,00 m et 2,00 m.

La **figure 6.25** montre les points d'équilibre issus des simulations numériques pour les quatre profondeurs. Le graphique ne révèle pas de variations significatives entre les quatre configurations, bien qu'une augmentation de la pression de confinement et une diminution du rapport de gonflement soient observées lorsque la profondeur d'injection augmente. Ce comportement s'explique par l'augmentation de l'état de contraintes moyen autour du bulbe avec la profondeur.



■ **Figure 6.25.** Condition d'équilibre pour les simulations numériques effectuées avec différentes valeurs de profondeur d'injection.

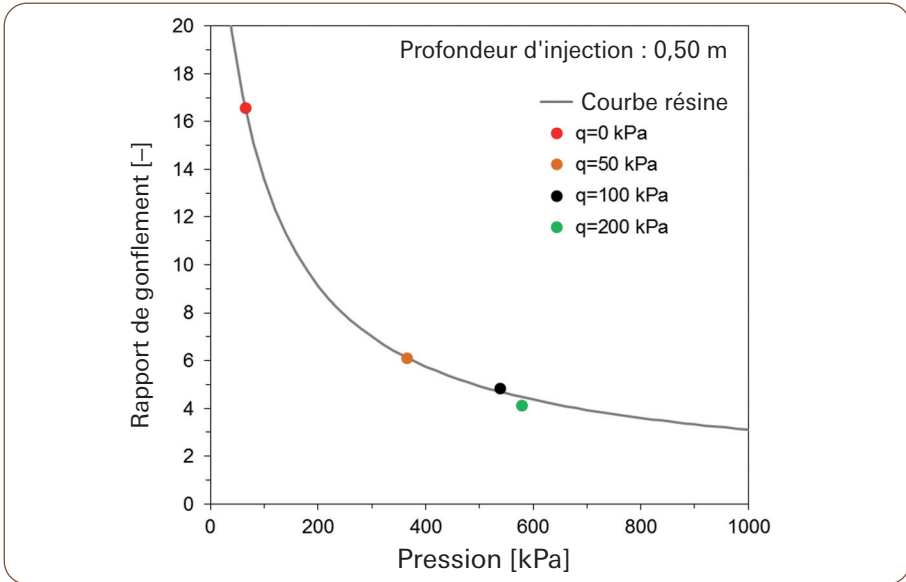


■ **Figure 6.26.** Soulèvement vertical : résultats des simulations numériques effectuées pour différentes profondeurs d'injection, avec une charge constante de 100 kPa.

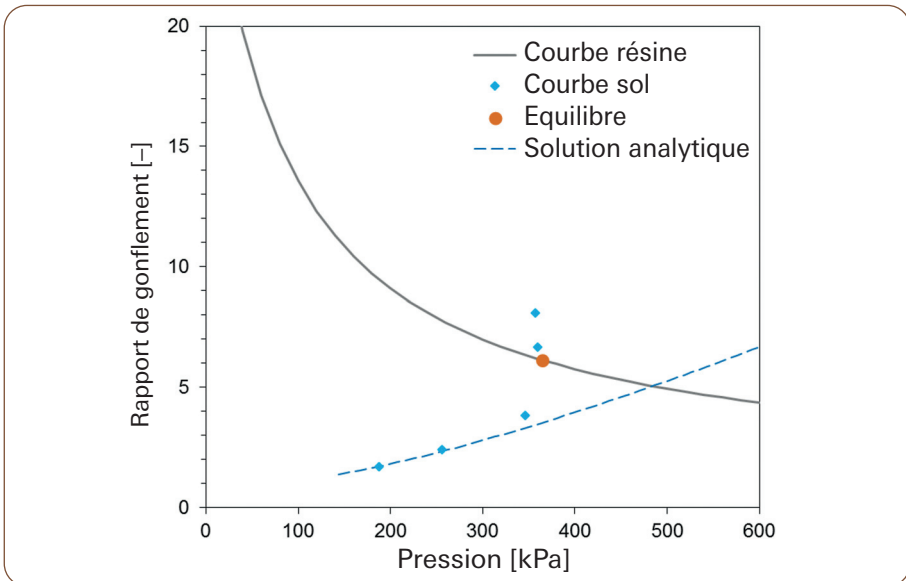
Les déplacements verticaux normalisés obtenus à partir des simulations numériques sont présentés à la **figure 6.26**. Une réduction du soulèvement est observée lorsque la profondeur d'injection augmente. Dans le cas de la configuration la plus superficielle ($z = 0,20\text{ m}$), le déplacement vertical est plus important au-dessus du bulbe d'injection. Les résultats obtenus montrent toutefois une faible réduction des déplacements verticaux avec la profondeur. Comme indiqué dans le paragraphe suivant, la présence d'une charge appliquée par la fondation influence fortement les résultats en termes de déplacement vertical.

6.3.1.3 Effet de la charge de fondation

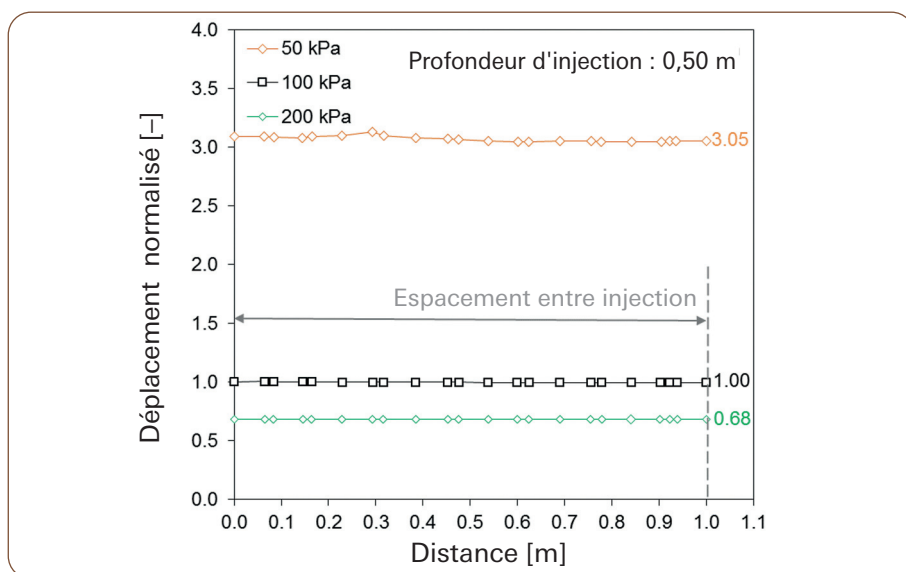
La **figure 6.27** présente les points d'équilibre résultant de l'intersection entre la courbe d'expansion de la résine et la courbe rhéologique du sol, obtenus par des simulations numériques. Dans cette configuration, l'espacement plus important entre les points, comparativement à la section précédente, indique que la charge appliquée par la fondation exerce une influence plus significative par rapport à celle de la profondeur d'injection. Pour les configurations associées à une charge de fondation de 0 kPa et 50 kPa, les résultats numériques montrent que la pression limite a été atteinte. La **figure 6.28** illustre le cas d'une configuration soumise à une charge de 50 kPa, pour laquelle un écart notable par rapport à la solution analytique apparaît à une pression d'environ 350 kPa.



■ **Figure 6.27.** Condition d'équilibre pour les simulations numériques effectuées avec différentes valeurs de la charge de fondation.



■ **Figure 6.28.** Courbe rhéologique du sol obtenue par la simulation avec une charge de fondation de 50 kPa.

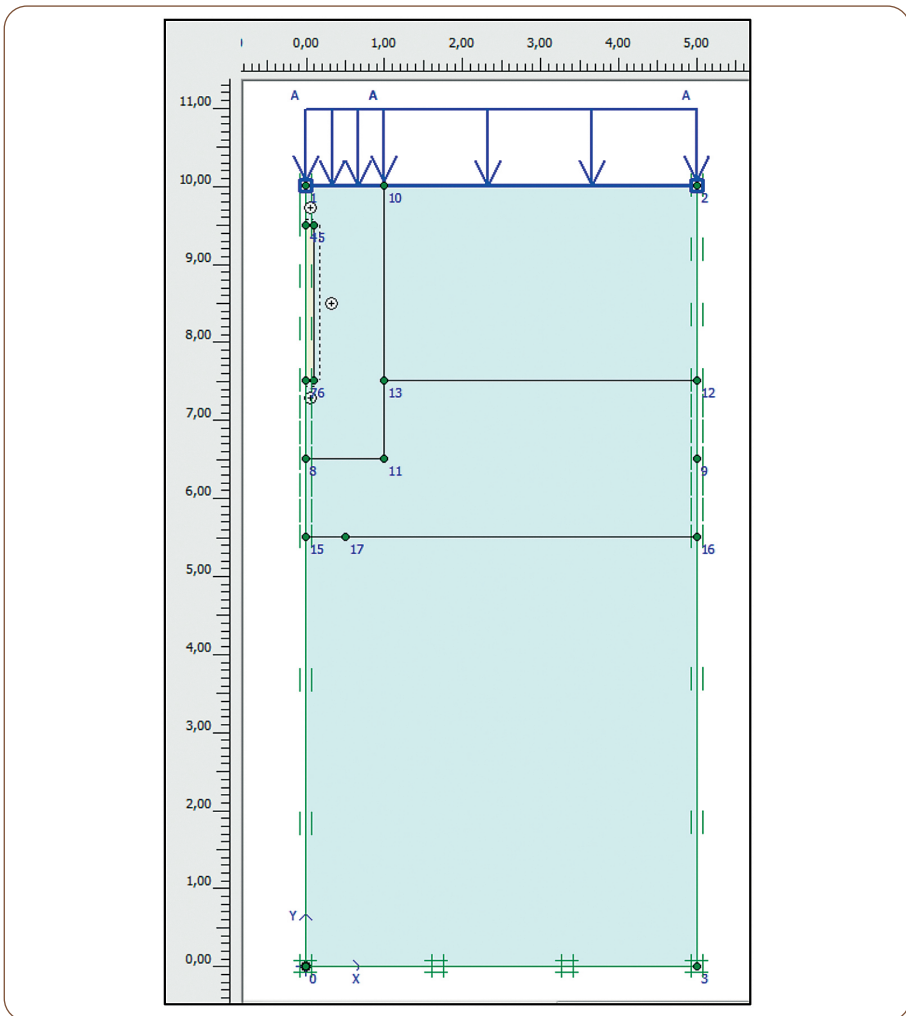


■ **Figure 6.29.** Soulèvement vertical : résultats des simulations numériques effectuées pour différentes charges de fondation, avec une profondeur d'injection constante de 0,50 m.

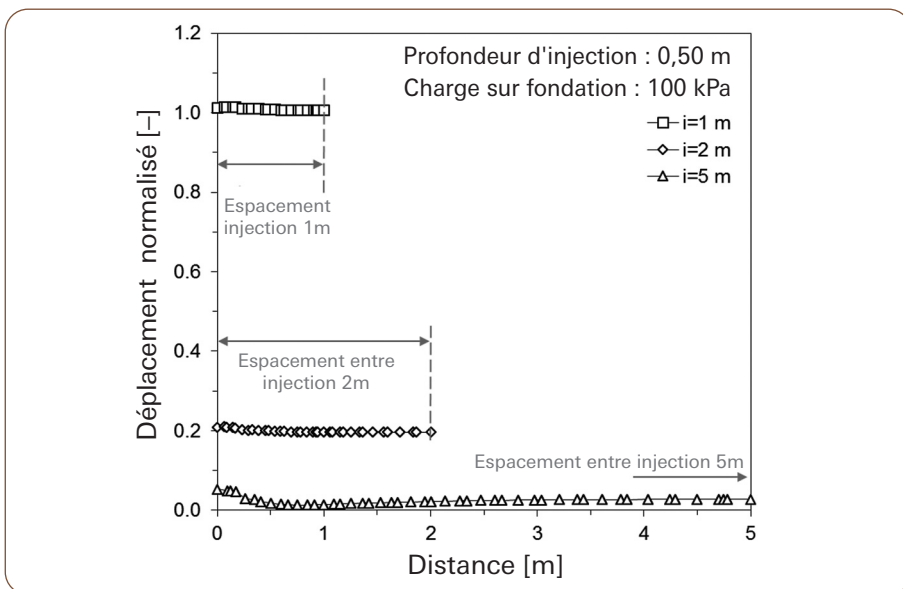
La **figure 6.29** présente les soulèvements de surface normalisés par rapport au modèle de référence, obtenus pour les différentes configurations et représentés en fonction de la distance radiale. Le modèle sans charge de fondation (0 kPa) ne conduit pas à une solution numérique stable, c'est pourquoi les résultats de cette configuration ne sont pas représentés sur le graphique. Une diminution de la charge de fondation de 100 kPa à 50 kPa entraîne une augmentation significative des déplacements verticaux en surface, ceux-ci étant plus de trois supérieurs à ceux observés dans la configuration initiale. Inversement, l'augmentation de la charge de fondation conduit à une diminution du soulèvement de surface de plus de 30 %. Les résultats de ces simulations numériques démontrent que l'intervalle de charges compris entre 0 kPa et 100 kPa constitue un intervalle critique dans le contrôle du soulèvement de surface pour le modèle considéré.

6.3.1.4 Effet de l'espacement des injections

Cette section analyse l'influence de l'espacement des injections sur le soulèvement de surface. Deux modèles avec un espacement majoré ont été étudiés. La **figure 6.30** illustre le modèle géométrique élaboré dans le logiciel aux éléments finis pour le cas où l'extension horizontale du modèle a été portée à 5 m, afin de reproduire l'augmentation de la distance entre les points d'injections. Afin de simuler un maillage d'injections avec un espacement majoré par rapport au modèle de référence, la fondation et la charge correspondante de 100 kPa ont été modélisées de manière à couvrir toute la partie supérieure du modèle. La profondeur d'injection retenue pour ces configurations étendues reste identique à celle du modèle de référence (0,50 m).



■ **Figure 6.30.** Modèle géométrique avec un espacement entre injections étendu à 5 m.



■ **Figure 6.31.** Soulèvement vertical : résultats des simulations numériques effectuées pour différents espacements des injections (1 m, 2 m et 5 m).

La **figure 6.31** présente les résultats des simulations numériques relatives au soulèvement de la surface en fonction de la distance radiale. L'augmentation de l'espacement à 2 m entraîne une réduction significative du déplacement vertical de l'ordre de 80 %. Pour un espacement de 5 m, le soulèvement de la surface représente moins de 10 % de celui du modèle de référence. Par conséquent, la réalisation d'injections rapprochées génère un effet de soulèvement plus critique que la réalisation d'injections isolées.

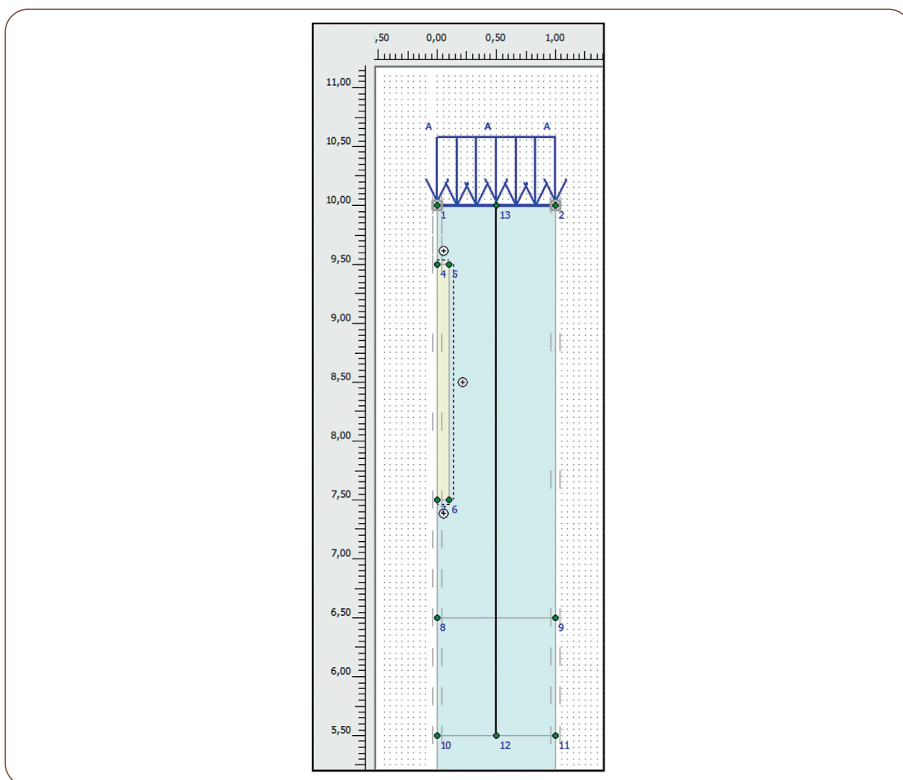
6.3.1.5 Effet des ancrages

L'utilisation d'ancrage a pour objectif de limiter le soulèvement de surface généré par l'expansion du bulbe de résine. Compte tenu des résultats présentés dans les sections précédentes, la présence d'ancrages peut s'avérer particulièrement efficace dans le cas d'injections rapprochées, pour optimiser leur efficacité. L'analyse de cette configuration a été conduite en modifiant le modèle de référence, comme illustré à la **figure 6.32**, par l'ajout d'un élément d'ancrage (de type « *anchor node to node* » dans PLAXIS 2D), positionné à une distance radiale de 0,50 m de l'axe de symétrie du modèle. Ce choix est motivé par le fait que l'ancrage ne peut être positionné ni le long de l'axe de symétrie ni sur un bord extérieur du modèle, afin d'éviter l'apparition d'instabilités numériques. L'extension de l'ancrage a été définie en considérant deux profondeurs d'ancrage différentes. Elles correspondent à des profondeurs de 2 m et de 0,50 m sous la

base du bulbe d'injection cylindrique. De plus, la modélisation sous PLAXIS 2D ne permet pas de reproduire la pointe conique généralement utilisée dans la pratique à l'extrémité inférieure de la tige d'ancrage. Toutes les simulations numériques ont été conduites en considérant une charge de fondation de 100 kPa, une profondeur d'injection de 0,50 m depuis la surface et un espacement entre les injections de 1 m.

La condition d'axisymétrie du modèle bidimensionnel permet de modéliser la présence de plusieurs ancrages disposés autour de l'axe de symétrie. Comme indiqué dans le **tableau 6.8**, des simulations numériques ont été effectuées pour des configurations comprenant deux et quatre ancrages. Les ancrages sont systématiquement positionnés avec un espacement angulaire constant, égal à π radians pour la configuration à deux ancrages et à $\pi/2$ radians pour celle à quatre ancrages.

Le logiciel permet également d'appliquer d'une précontrainte aux ancrages. Trois valeurs de précontrainte ont été utilisées pour les simulations numériques : 0 kN, 10 kN et 20 kN. Pour toutes les simulations, les valeurs de précontrainte indiquées ont été appliquées à chaque ancrage, quel que soit leur nombre.



■ **Figure 6.32.** Modèle géométrique utilisé pour l'étude de l'effet des ancrages.

Du point de vue du calcul numérique, l'insertion des ancrages dans le modèle intervient après l'application de la charge de fondation et avant l'expansion du bulbe. Dans les cas où une précontrainte sur ancrages est utilisée, il est possible d'évaluer les déplacements induits dans le sol ainsi que les éventuelles variations de l'état de contraintes. La **figure 6.33** présente l'exemple d'une configuration comportant quatre ancrages soumis à une précontrainte de 10 kN. Le graphique met en évidence un tassement de 5 mm en surface, tandis qu'à la base de l'ancrage, le sol subit un déplacement vertical de 1 mm.

Deux types d'ancrages différents ont été testés dans les simulations numériques. Leur différence repose sur le diamètre (5 mm et 7,50 mm) et par conséquent, sur la rigidité axiale associée (respectivement égale à 4 123 kN et 9 277 kN). Un module de rigidité de 210 GPa a été considéré pour le calcul de la rigidité axiale.

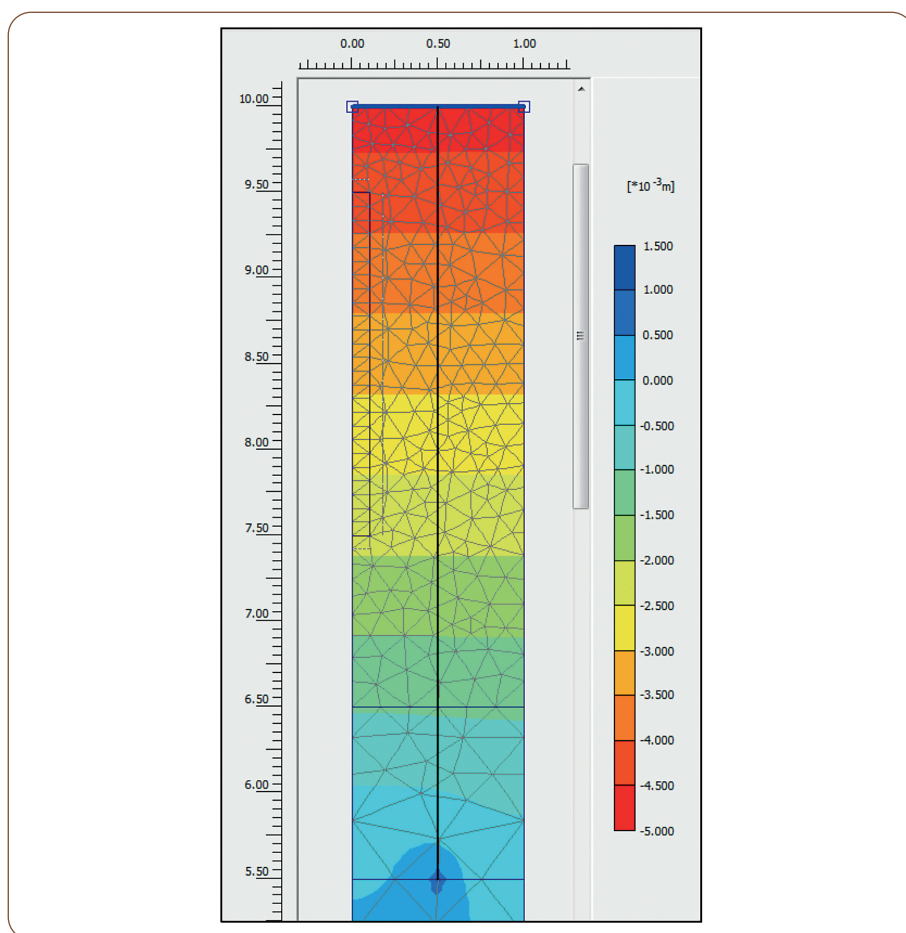
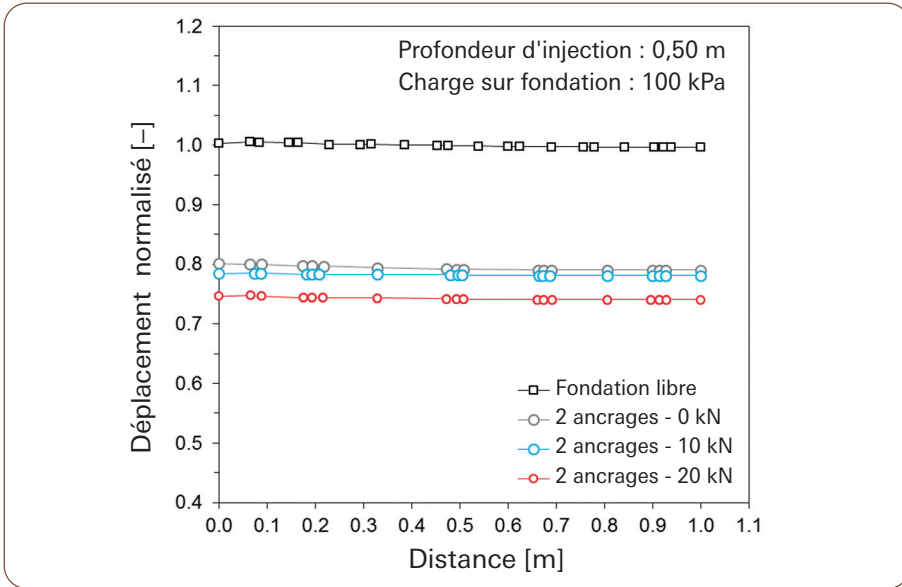


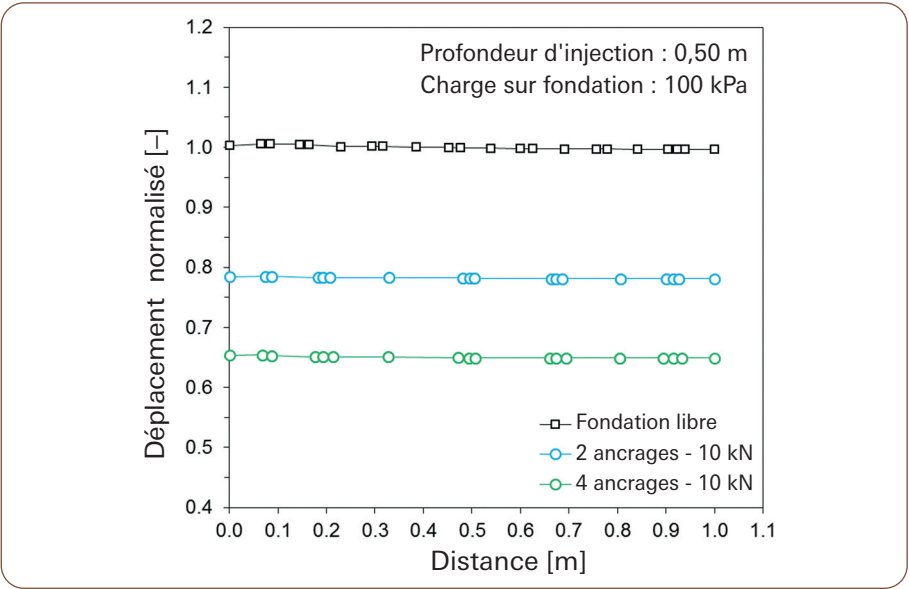
Figure 6.33. Champ des déplacements verticaux induits par l'ajout de 4 ancrages avec une précontrainte de 10 kN.



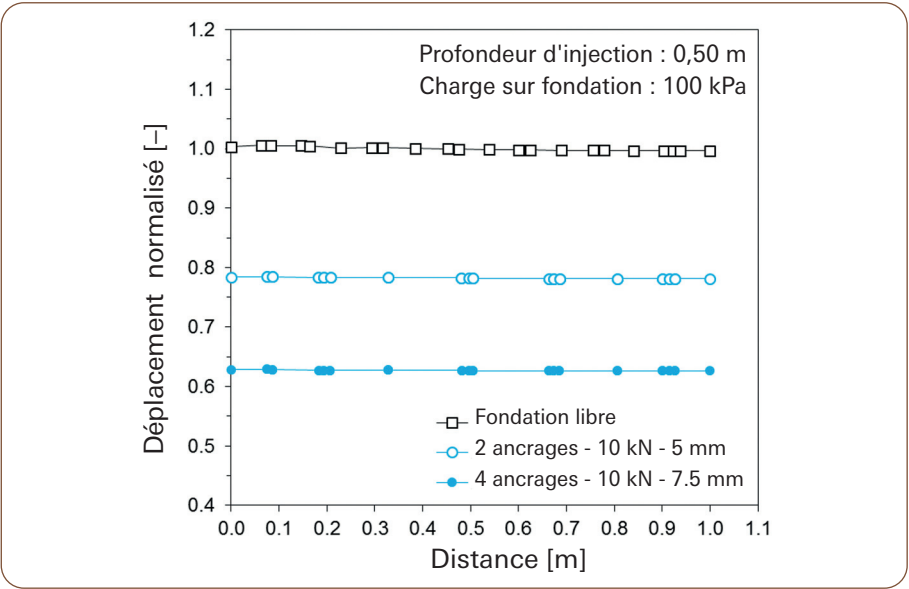
■ **Figure 6.34.** Influence de la rigidité des ancres sur le soulèvement de surface.

La **figure 6.34** présente les résultats des simulations numériques menées avec deux ancres soumis à différentes valeurs de précontrainte, pour des dimensions identiques (diamètre de 5 mm) et une profondeur d'ancrage de 2 m. Les déplacements indiqués correspondent uniquement à la phase d'expansion du bulbe, et ne prennent pas en compte ni l'installation des ancres ni l'application de sa précontrainte. Par rapport au modèle de référence, la présence de deux ancres non précontraints entraîne une diminution du déplacement vertical d'environ 20 %. L'application de précontraintes de 10 kN et 20 kN sur ces deux ancres induit une légère réduction supplémentaire du soulèvement de surface par rapport au cas sans précontrainte. En effet, le déplacement vertical obtenu diminue légèrement, atteignant une réduction de 25 % pour une précontrainte de 20 kN. Après l'expansion du bulbe, il est également possible d'évaluer l'augmentation de la charge mobilisée dans les ancres. Cette augmentation demeure constante et s'élève à 8 kN pour les trois cas étudiés.

La **figure 6.35** présente les résultats relatifs à l'influence du nombre d'ancres. Les déplacements verticaux obtenus par simulations numériques sont comparés à ceux du modèle de référence (sans ancres). Pour une même valeur de précontrainte, le passage de deux à quatre ancres entraîne une diminution supplémentaire de 13 % du soulèvement de surface. Ce résultat montre que doubler le nombre d'ancres constitue une solution plus efficace que de doubler la précontrainte appliquée.

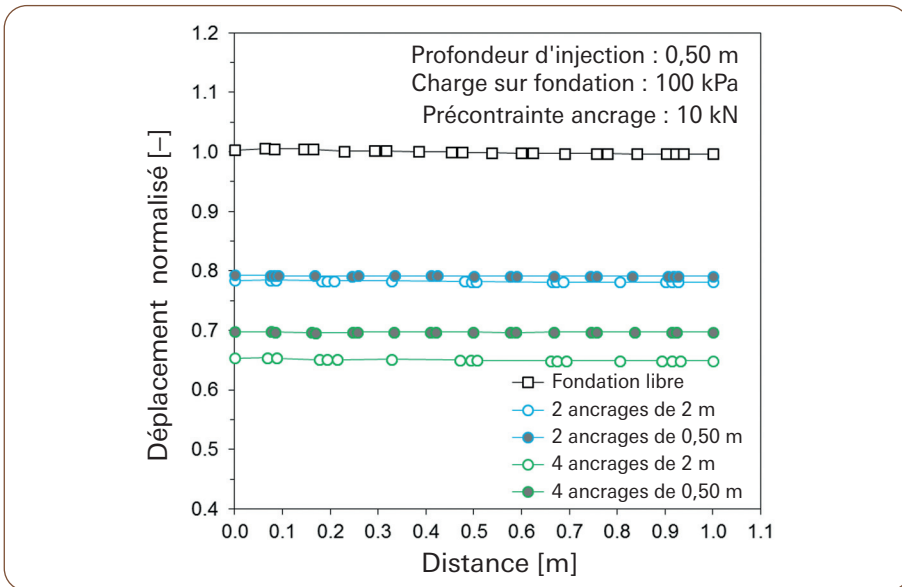


■ **Figure 6.35.** Influence du nombre d'ancrages sur le soulèvement de surface.



■ **Figure 6.36.** Influence de la rigidité des ancres sur le soulèvement de surface.

Enfin, l'étude se poursuit avec l'analyse de l'influence de la profondeur d'ancrage. La **figure 6.37** compare les déplacements de surface obtenus pour les profondeurs de 2 m et de 0,50 m. Cette comparaison porte sur les configurations comportant 2 et 4 ancrages, avec une précontrainte de 10 kN et un diamètre de 5 mm. Le graphique met en évidence une légère augmentation du soulèvement de surface lorsque la profondeur des ancrages diminue. Cette augmentation est particulièrement marquée dans la configuration à 4 ancrages, bien qu'elle demeure inférieure à 1 mm. La réduction de la profondeur d'ancrage se traduit également par une augmentation de la charge reprise par les ancrages. Dans la configuration comportant deux ancrages, la charge passe de 18,10 kN/ancrage à 21,10 kN/ancrage, tandis que dans la configuration à 4 ancrages, la charge augmente de 15,90 kN/ancrage à 16,60 kN/ancrage. Ces résultats montrent qu'un ancrage plus profond procure un bénéfice modéré en termes de limitation de la charge reprise par les ancrages.



■ **Figure 6.37.** Influence de la profondeur d'ancrage des ancrages sur le soulèvement de surface.

Les simulations numériques montrent que l'état de contraintes dans le sol au niveau du point d'injection influence fortement les déplacements verticaux observés en surface. Ce comportement a été clairement mis en évidence par les simulations effectuées avec différentes profondeurs d'injection, pour une même charge de fondation, lesquelles n'ont révélé aucune variation significative du soulèvement. En revanche, les variations de la charge de fondation semblent exercer une influence beaucoup plus marquée sur les déplacements

lorsque la profondeur d'injection est maintenue constante. L'effet bénéfique de l'utilisation d'ancrages pour contenir le soulèvement de surface a également été confirmé. Dans ce contexte, une réduction plus importante du déplacement vertical a été obtenue en augmentant les propriétés mécaniques des ancres. Par ailleurs, les résultats ont montré qu'augmenter la précontrainte est moins efficace qu'augmenter le nombre d'ancrages. Enfin, la rigidité des éléments structuraux de la fondation ainsi que la capacité de gonflement du sol constituent d'autres paramètres à considérer dans l'analyse globale du système.

Risque de liquéfaction



7

7.1 Introduction

La réussite des interventions de consolidation par injections de résines polyuréthanes expansives doit être vérifiée a posteriori de manière adéquate, en comparant les paramètres obtenus lors des essais réalisés avant et après l'intervention. Ces essais peuvent inclure des essais en laboratoire ou, le plus souvent des essais *in situ*, tels que par exemple des essais pénétrométriques statiques et dynamiques.

À partir de ces essais, il est possible d'évaluer la sécurité du sol de fondation traité par résines expansives, afin de vérifier son aptitude à supporter les charges transmises par les fondations sous sollicitations sismiques. En particulier, il est possible d'évaluer le risque de liquéfaction du sol sous l'action d'un séisme, conformément aux normes sismiques italiennes (normes techniques pour les constructions, 2018, NTC18) et européennes (Eurocode 8 : NF EN 1998-1, 2005 ; NF EN 1998-5 + NA, 2007).

Il convient de rappeler que le phénomène de liquéfaction ne se produit que dans certains types de dépôts ou formations géologiques ; par conséquent, il ne doit donc être pris en compte que pour les sols grossiers (sables et graviers), lâches et saturés. Même lorsqu'ils sont secs, ces sols peuvent subir un compactage sous l'effet d'un séisme, en raison des cycles de chargement-déchargement. L'ampleur de ce phénomène dépend de la densité initiale du matériau, des contraintes de confinement (profondeur), ainsi que de la magnitude et de la durée des secousses sismiques (Lai *et al.*, 2009).

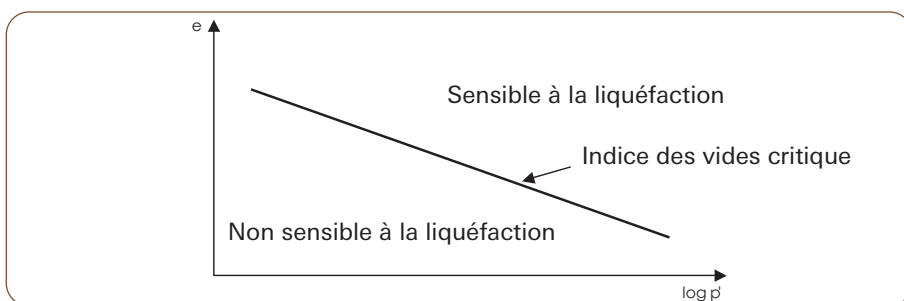
Dans le cadre des études géotechniques, il est nécessaire d'évaluer la susceptibilité d'un dépôt de sol à la liquéfaction ainsi que le risque réel que celui-ci se produise, en fonction de la magnitude du séisme attendu, car les conséquences de ce phénomène en termes d'affaissements ou d'éventuels instabilités, peuvent être particulièrement graves.

7.2 Évaluation du risque de liquéfaction

Dans un sol saturé, lâche et granulaire, le phénomène de liquéfaction induit par une secousse sismique provoque une perte totale ou partielle de la résistance au cisaillement et de la rigidité, en raison de l'augmentation de la pression interstitielle qui peut conduire à fortement réduire, voire d'annuler, les contraintes effectives du sol, pouvant entraîner un effondrement ou des déformations permanentes importantes.

Étant donné que l'application d'un effort de cisaillement génère, en conditions non drainées, le développement de pressions interstitielles positives dans les sols qui, en conditions drainées, auraient tendance à se contracter, la susceptibilité à la liquéfaction peut être reliée à l'état initial du sol, caractérisé par l'indice des vides (e) et la contrainte effective moyenne (p'), conformément à la théorie de l'état critique.

La courbe d'état critique, représentée à la **figure 7.1**, distingue les états initiaux pour lesquels le sol, lorsqu'il est soumis à des contraintes déviatoriques en conditions drainées, se caractérise par un comportement contractant ou dilatant. Concrètement, les états initiaux représentés par les points situés au-dessus de la ligne d'état critique sont ceux dans lesquels des diminutions de volume se produisent en conditions drainées et développent des pressions interstitielles positives en conditions non drainées. Par conséquent, ces états correspondent à ceux dans lesquels le sol est susceptible de se liquéfier lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement cycliques.



■ **Figure 7.1.** Sensibilité à la liquéfaction en relation avec les paramètres d'état initiaux, e = indice des vides, p' = contrainte moyenne effective (modifiée par Kramer, 1996).

Des essais en laboratoire ont démontré que le phénomène de liquéfaction des matériaux sableux saturés ne peut se produire que lorsque certaines conditions intrinsèques du sol et de chargement sont réunies (Ishihara, 1993 ; Kramer, 1996). Outre les paramètres d'état initiaux déjà cités, la susceptibilité à la liquéfaction est fortement influencée par l'historique temporel des séismes appliqués à l'élément de sol, l'évolu-

tion de l'état de contraintes, ainsi que la teneur en fines et l'indice de plasticité. Les dépôts sableux propres, lâches, récents, à granulométrie uniforme avec des particules arrondies et peu profonds, sont les plus sensibles à la liquéfaction (Lai *et al.*, 2009).

L'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction des sols granulaires est effectuée à l'aide de méthodes empiriques fondées sur des essais géotechniques *in situ*, car il est extrêmement difficile de prélever des échantillons non remaniés de ce type de matériaux, et qu'il est impossible de se fier à des éprouvettes reconstituées en laboratoire, qui ne reproduisent pas correctement la structure du sol *in situ* ni l'influence de l'évolution de l'état de contraintes.

Les normes sismiques italiennes (NTC18) précisent que l'évaluation du coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction peut être effectuée à l'aide de procédures historico-empiriques, dont les plus courantes sont celles basées sur la contrainte cyclique induite par le séisme. Cette approche, initialement proposée par Seed & Idriss (1971), repose sur l'interprétation des résultats d'essais pénétrométriques dynamiques (SPT) réalisés sur des sites ayant déjà été affectés dans le passé par des phénomènes de liquéfaction. Selon cette approche, on compare l'excitation cyclique, déterminée à partir de l'enregistrement historique des accélérations induites par le séisme, à un paramètre de résistance cyclique obtenu empiriquement, soit à partir d'études de cas de liquéfaction survenus dans le passé, soit à partir d'essais en laboratoire (NTC18, § 7.11.3.4.3).

À une profondeur donnée par rapport au niveau du terrain naturel du sol, on estime les variables suivantes :

- la contrainte sismique d'une couche de sol engendrée par le séisme, exprimée comme le taux CSR (« Cyclic Stress Ratio » : ratio de contrainte cyclique) ;
- la capacité du sol à résister au cisaillement cyclique, exprimée comme le taux CRR (« Cyclic Resistance Ratio » : ratio de résistance cyclique), qui correspond au ratio de contrainte cyclique auquel se produit la liquéfaction.

On suppose que le phénomène de liquéfaction peut se produire dès lors que la contrainte sismique (CSR) est supérieure à la résistance au cisaillement du sol (CRR). Le coefficient de sécurité à la liquéfaction (FSL), est donc défini comme suit :

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} \quad [7.1]$$

Du point de vue de la performance, il est exigé que l'adéquation du facteur de sécurité soit évaluée en fonction du niveau de connaissance disponible du site ainsi que des risques associés aux ouvrages existants (cf. NTC18, § 7.11.3.4.3).

L'Eurocode 8 (NF EN 1998-5, 2007) quantifie les marges de sécurité, en indiquant qu'un sol doit être considéré comme susceptible à la liquéfaction lorsque la contrainte de cisaillement générée par le séisme, à une profondeur donnée, dépasse

80 % de la contrainte critique ayant provoqué la liquéfaction lors de séismes passés à la même profondeur. Une contrainte de cisaillement correspondant à 80 % de la valeur critique équivaut à un facteur de sécurité de 1,25 (Lai *et al.*, 2009).

7.2.1 Évaluation du taux de contrainte cyclique (CSR)

L'état de contraintes imposé par le séisme dans le sol suit une loi de variation temporelle irrégulière, difficilement reproductible en laboratoire : par convention, cet historique est représenté par une série équivalente de cycles de contraintes sinusoïdaux (Lai *et al.*, 2009). En supposant des cycles d'une amplitude égale à 65 % de la contrainte de cisaillement maximale, Seed *et al.* (1975) ont établi une relation entre le nombre de cycles équivalents capables de reproduire l'augmentation de la pression interstitielle observée lors de séismes irréguliers enregistrés par le passé et la magnitude de ces derniers (**figure 7.2**).

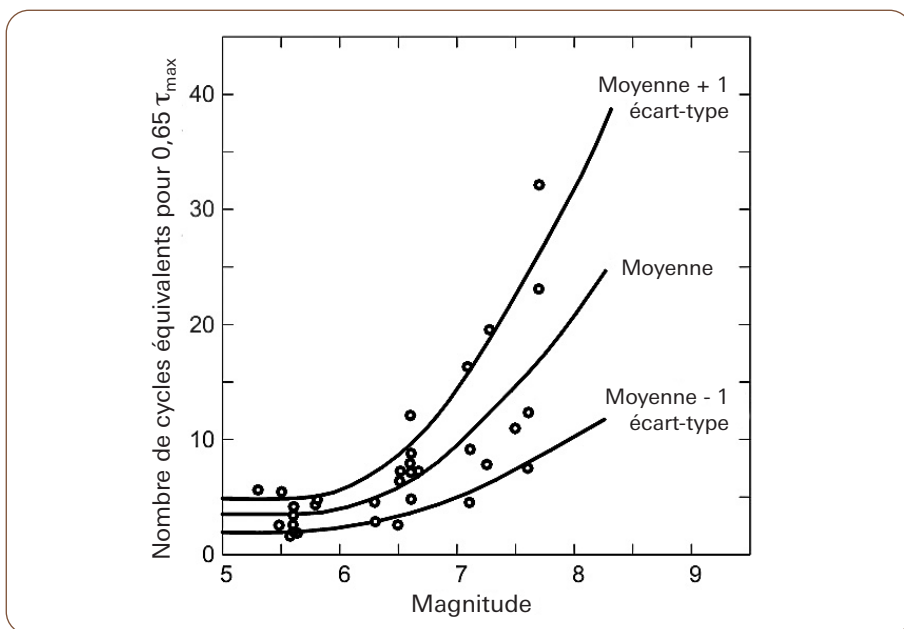


Figure 7.2. Relation entre le nombre de cycles équivalents et la magnitude (d'après Lai *et al.*, 2009, modifiée par Seed *et al.*, 1975).

En prenant comme référence un séisme de magnitude 7,5, la sollicitation induite par l'historique correspondant peut être assimilée à une sollicitation cyclique équivalente comprenant 15 cycles, chacun d'amplitude τ_c égale à :

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{\max} \quad [7.2]$$

où $\tau_{\max}$ représente la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, qui peut être obtenue à partir d'une étude de la réponse sismique locale du dépôt de sol, ou, à défaut, estimée par des considérations fondées sur l'équilibre d'un élément de sol soumis à une accélération horizontale, selon la formule simplifiée suivante (Lai *et al.*, 2009) :

$$\tau_{\max} = \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \quad [7.3]$$

où :

$\alpha_{\max}$ est l'accélération horizontale maximale à la surface générée par le séisme, qui peut être estimée en suivant l'approche simplifiée proposée par la norme NTC18 (comme $S \cdot \alpha_g$);

g est l'accélération de la pesanteur ;

σ_{v0} est la pression géostatique verticale totale ;

r_d est un coefficient de réduction de la contrainte, qui tient compte des phénomènes d'amplification sismique induits par la déformabilité du sol. La valeur moyenne de r_d peut être calculée comme (Youd *et al.*, 2001) :

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765 \cdot z & z \leq 9.15 \text{ m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 \cdot z & 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{aligned} \quad [7.4]$$

Le rapport de contrainte cyclique (CSR) est défini comme l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement normalisée par rapport à la contrainte géostatique verticale effective σ'_{v0} :

$$\text{CSR} = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad [7.5]$$

7.2.2 Évaluation du taux de résistance cyclique (CRR)

La méthode idéale pour évaluer le taux de résistance cyclique CRR consiste à prélever des échantillons de sol intacts (non remaniés) et à les soumettre à des essais en laboratoire. Toutefois, compte tenu des difficultés rencontrées pour obtenir des échantillons non remaniés dans les sols grossiers, on a recours généralement à des corrélations empiriques, basées sur les résultats des investigations géotechniques *in situ*. Les essais les plus couramment utilisés dans ce domaine sont les suivants (Lai *et al.*, 2009) :

Les essais les plus couramment utilisés dans ce domaine sont les suivants (Lai *et al.*, 2009):

1. Essai standard de pénétration dynamique (SPT) ;
2. Essai de pénétration statique (CPT) ;
3. Essais géophysiques pour l'estimation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_s).

Les corrélations empiriques pour l'estimation du CRR, à l'aide des résultats des essais pénétrométriques SPT et CPT, s'appuient sur une large base de données et sur une analyse approfondie de nombreux cas d'études historiques, ce qui en fait les méthodes les fiables actuellement.

Étant donné que les procédures d'évaluation du CRR basées sur des essais *in situ* se réfèrent à un séisme de magnitude 7,5, correspondant à 15 cycles de charge équivalents, l'estimation obtenue doit être corrigée pour tenir compte de la magnitude du séisme attendu.

Cette correction est généralement introduite en appliquant à l'estimation du CRR, pour une magnitude de 7,5 (CRR_{7.5}), un facteur d'échelle MSF (« *Magnitude Scaling Factor* ») déterminable de manière prudente avec la formule suivante (Youd *et al.*, 2001) :

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad [7.6]$$

où M_w représente le moment de la magnitude du séisme attendu pour le site étudié.

Autre possibilité, l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5, 2007) suggère de se référer aux valeurs proposées par Ambraseys (1988) et présentées dans le **tableau 7.1**, qui sont toutefois moins prudentes que les valeurs fournies par l'équation. [7.6] (Lai *et al.*, 2009).

■ **Tableau 7.1** Facteurs de correction à appliquer au CRR (norme NF EN 1998-5, 2005).

M_w	MSF	Cycles équivalents
5.5	2.86	3.5
6.0	2.20	4
6.5	1.69	6.5
7.0	1.30	10
8.0	0.67	22

En tenant compte du facteur de correction pour la magnitude, la formule pour l'évaluation du facteur de sécurité à la liquéfaction (équation [7.1]), est modifiée comme suit :

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad [7.7]$$

Le coefficient MSF dans l'équation [7.7] peut également être interprété comme un facteur multiplicateur à appliquer au taux CSR, afin d'obtenir une valeur équivalente rapportée à la magnitude de référence 7,5 (Lai *et al.*, 2009).

La base de données relative aux cas d'études historiques de liquéfaction concerne uniquement des dépôts superficiels (d'une profondeur inférieure à 15 m), caractérisés par de faibles valeurs de contrainte de confinement. Les résultats des essais cycliques en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Toutefois, cette croissance n'étant pas linéaire, il est nécessaire d'introduire un facteur de correction K_σ pour les valeurs élevées de contraintes géostatiques (Youd *et al.*, 2001) :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_\alpha} \right)^{(f-1)} \quad \sigma'_{v0} > p_\alpha$$

$$K_\sigma = 1 \quad \sigma'_{v0} \leq p_\alpha$$
[7.8]

où σ'_{v0} est la contrainte géostatique verticale effective, p_α la pression atmosphérique (exprimée dans la même unité de mesure que σ'_{v0}) et f un paramètre fonction des conditions du site, comme la densité relative, l'historique des contraintes et l'âge du dépôt (**tableau 7.2**). Avec l'introduction du facteur de correction K_σ , le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction peut s'exprimer de la manière suivante :

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$
[7.9]

Pour des profondeurs supérieures à 15 m par rapport au niveau de la surface du sol, il convient de signaler que l'extrapolation comporte de nombreuses incertitudes.

■ **Tableau 7.2** Valeurs du paramètre f en fonction de la variation de la densité relative (D_R) (Youd *et al.*, 2001)

f	D_R [%]
0.8	≤ 40 %
$0.8 - 0.005 \cdot (D_R - 40)$	$40\% < D_R < 80\%$
0.6	$D_R > 80\%$

7.2.2.1 Évaluation du taux CRR dans des essais SPT

Les méthodes d'évaluation du CRR à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique (SPT) sont décrites de manière détaillée par Lai *et al.* (2009). Les étapes fondamentales qui mènent au calcul du CRR sont présentées ci-après.

Les relations font référence à la valeur $(N_1)_{60}$, c.a.d. au nombre de coups N_{SPT} corrigé de la pression de confinement et ramené à un rapport d'efficacité éner-

gétique du dispositif d'essai de 60 %, qui peut être estimé à partir de la formule proposée par Youd *et al.* (2001) :

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad [7.10]$$

avec :

N_{SPT} nombre de coups mesurés lors de l'essai SPT pour une pénétration de 30 cm ;

C_N facteur de correction pour la profondeur d'exécution de l'essai ;

C_E facteur de correction du rapport énergétique de la masse ;

C_F facteur de correction du diamètre du trou de forage ;

C_R facteur de correction de la longueur du train de tiges ;

C_S facteur de correction de la méthode d'échantillonnage.

Les valeurs supposées des différents facteurs de correction pour les cas les plus courants sont présentées dans le **tableau 7.3**. Par ailleurs, signalons que pour des profondeurs inférieures à 3 m, la valeur mesurée de la résistance pénétrométrique N_{SPT} devrait être réduite de 25 % (NF EN 1998-5, 2005).

L'utilisation de la résistance pénétrométrique (N_{SPT}) est susceptible d'entraîner des erreurs dans l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction, en raison de sa sensibilité liée aux conditions de réalisation de l'essai.

La corrélation pour l'estimation du CRR s'obtient par une représentation graphique des valeurs de CSR et $(N_1)_{60}$ associées à des événements sismiques du passé (**figure 7.3**). Dans le but d'uniformiser les données issues de plusieurs études de cas, les valeurs du CSR ont été ramenées à une valeur de la magnitude de référence égale à 7,5.

La **figure 7.3** permet une évaluation directe du risque de liquéfaction, en positionnant un point dont les coordonnées sont données par la valeur expérimentale de $(N_1)_{60}$ et par le CSR attendu (corrigé en le divisant par le coefficient MSF correspondant à la magnitude attendue).

La ligne séparant les cas où la liquéfaction s'est produite de ceux où elle ne s'est pas manifestée représente la condition limite pour laquelle $CRR = CSR$, et peut donc être utilisée pour estimer le CRR sur la base de la valeur de $(N_1)_{60}$ mesurée *in situ*.

■ **Tableau 7.3** Facteurs de correction de la résistance SPT (d'après Lai *et al.*, 2009, modifiée par Youd *et al.*, 2001).

Facteur	Caractéristique de l'équipement	Correction
Pression lithostatique C_N	-	$\sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}}$ $0.4 \leq C_N \leq 1.7$ (EC8: $0.5 < C_N < 2$)
Rapport énergétique C_E	Marteau de sécurité Marteau à anneaux	0.7- 1.2 0.5- 1
Diamètre du sondage C_b	65- 115 mm 150 mm 200 mm	1.0 1.05 1.15
Longueur de tige C_R	< 3 m 3- 4 m 4- 6 m 6- 10 m 10- 30 m	0.75 0.8 0.85 0.95 1.0
Méthode d'échantillonnage C_s	Échantillonneur standard Échantillonnage sans protection	1.0 1.1- 1.3

Puisque la liquéfaction d'un sol est également influencée par la présence de particules fines (c.a.d. ayant un diamètre inférieur à 0,0075 mm, soit le passant au tamis ASTM 200), les courbes de la **figure 7.3** sont différenciées pour différentes valeurs de teneur en fines.

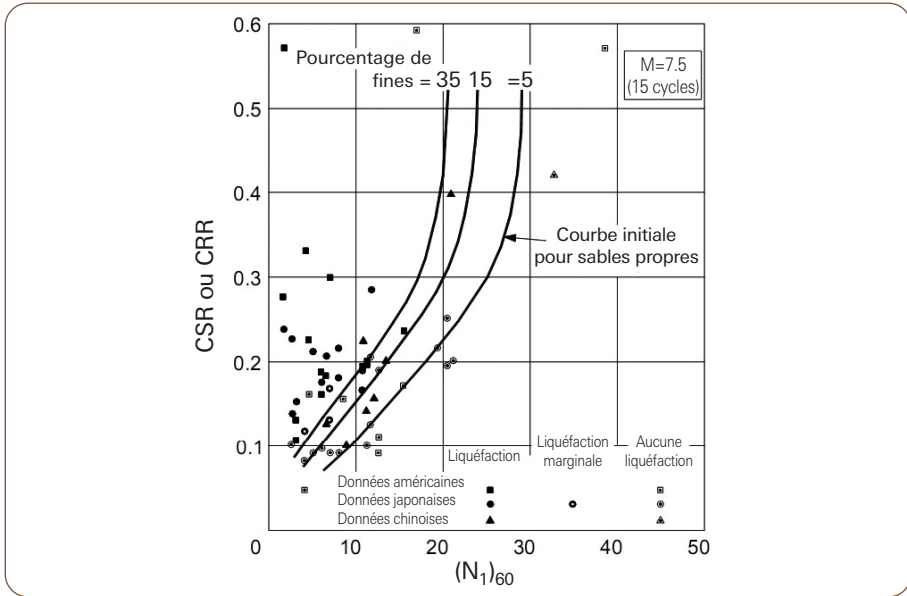
Youd *et al.* (2001) ont proposé une relation pour déterminer une valeur équivalente du nombre de coups, $(N_1)_{60CS}$, à partir des valeurs de $(N_1)_{60}$ mesurées dans un sable propre :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad [7.11]$$

où α et β sont des coefficients à déterminer à l'aide des relations indiquées dans le **tableau 7.4**, dans lequel la teneur en fines (FC) correspond à la fraction granulométrique dont la taille de particules est inférieure à 0,075 mm (passant au tamis ASTM 200).

■ **Tableau 7.4** Facteurs de correction pour l'évaluation de la valeur équivalente $(N_1)_{60CS}$ rapportée à un sable propre (d'après Lai *et al.*, 2009, modifiée par Youd *et al.*, 2001).

Teneur en fines FC	α	β
$\leq 5 \%$	0	1.0
5 % - 35 %	$e^{\left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right]}$	$0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)$
$\geq 35 \%$	5	1.2



■ **Figure 7.3.** Relation entre le taux CRR et les résultats d'essais SPT (d'après Lai *et al.*, 2009, modifiée par Youd *et al.*, 2001).

Après avoir calculé la valeur de $(N_1)_{60CS}$, il est possible d'obtenir le CRR en appliquant la formule suivante (Youd *et al.*, 2001) :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad [7.12]$$

Cette équation n'est valable que pour $(N_1)_{60CS} < 30$, étant donné que les sols granulaires très denses, pour lesquels $(N_1)_{60CS} \geq 30$, ne sont pas sujets au phénomène de liquéfaction.

On trouvera ci-dessous un exemple d'évaluation du risque de liquéfaction à partir des résultats d'un essai SPT, selon la méthode simplifiée de Youd *et al.* (2001). On suppose un séisme théorique de magnitude $M = 7,5$ et une accélération horizontale maximale $a_{max} = 0,16$ g.

Les valeurs N_{SPT} obtenues lors de l'essai de pénétration dynamique, réalisé avec un rapport énergétique de 72 %, sont présentées dans le **tableau 7.5**. La nappe phréatique se situe à -1,50 m par rapport au terrain naturel, comme représenté à la **figure 7.4**. Le poids volumique du matériau (sable propre, avec moins de 5 % de fines) est supposé égal à 19 kN/m^3 .

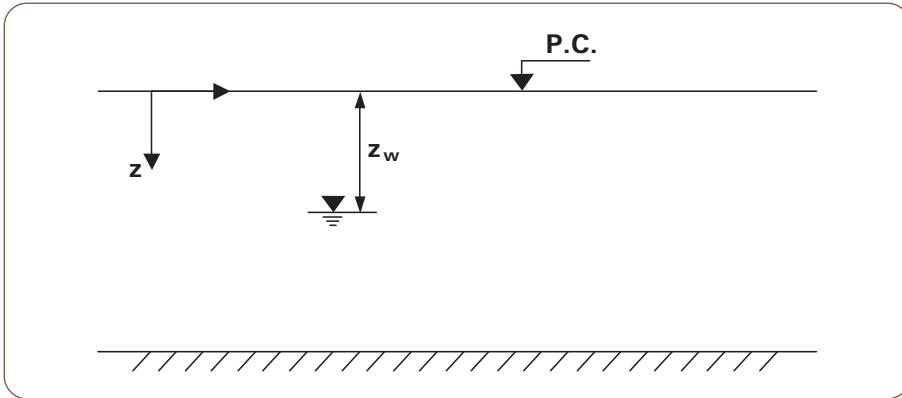


Figure 7.4. Stratigraphie de référence.

Tableau 7.5 Résultats de l'essai de pénétration dynamique.

z (m)	N _{SPT} (coups/pieds)	z (m)	N _{SPT} (coups/pieds)
1.2	8	11.2	24
2.2	5	12.2	14
3.2	5	13.2	12
4.2	6	14.2	12
5.2	7	15.2	25
6.2	8	16.2	28
7.2	8	17.2	6
8.2	13	18.2	7
9.2	15	19.2	5
10.2	10	20.2	39

On commence tout d'abord par déterminer la contrainte sismique (CSR) (équation [7.5]), en fonction des contraintes géostatiques totales et effectives ainsi que de l'accélération maximale au sol (qui tient compte d'éventuels phénomènes d'amplification sismique). Ensuite, on calcule la capacité de résistance à la liquéfaction du sol, dans le cas d'un séisme de magnitude 7,5 (CRR7.5), en fonction de la valeur de N_{SPT} normalisée, évaluée en utilisant un facteur de correction C_N relatif à la profondeur, et un facteur de correction C_E relatif au rapport énergétique de la masse, conformément aux indications du **tableau 7.6**. De plus, comme il s'agit d'un sable propre, les coefficients relatifs à la teneur en fines sont supposés avoir les valeurs suivantes : $\alpha = 0$ et $\beta = 1$, où les valeurs de $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60CS}$ coïncident.

Les résultats de l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction pour le site étudié sont présentés dans le **tableau 7.6** ainsi que dans les **figures 7.5 et 7.6**.

Tableau 7.6 Évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction pour le site étudié.

z (m)	N _{SP} τ	σ _{v0} (kPa)	σ _{v0} ' (kPa)	C _N	(N ₁) ₆₀	r _d	τ _{cyc} (kPa)	CSR	CRR	τ _{cyc,r} (kPa)	FSL
1.2	8	22.8	22.8	2.05	19.7	0.99	2.3				
2.2	5	41.8	34.8	1.66	10.0	0.98	4.3	0.123	0.113	3.9	0.92
3.2	5	60.8	43.8	1.48	8.9	0.98	6.2	0.141	0.103	4.5	0.73
4.2	6	79.8	52.8	1.35	9.7	0.97	8.0	0.152	0.111	5.8	0.73
5.2	7	98.8	61.8	1.25	10.5	0.96	9.9	0.160	0.117	7.2	0.73
6.2	8	117.8	70.8	1.16	11.2	0.95	11.7	0.165	0.124	8.8	0.75
7.2	8	136.8	79.8	1.10	10.5	0.94	13.4	0.168	0.118	9.4	0.70
8.2	13	155.8	88.8	1.04	16.2	0.94	15.2	0.171	0.173	15.3	1.01
9.2	15	174.8	97.8	0.99	17.8	0.93	16.9	0.173	0.190	18.6	1.10
10.2	10	193.8	106.8	0.95	11.4	0.90	18.2	0.170	0.125	13.4	0.74
11.2	24	212.8	115.8	0.91	26.2	0.87	19.4	0.167	0.318	36.9	1.90
12.2	14	231.8	124.8	0.88	14.7	0.85	20.4	0.164	0.157	19.6	0.96
13.2	12	250.8	133.8	0.85	12.2	0.82	21.4	0.160	0.133	17.8	0.83
14.2	12	269.8	142.8	0.82	11.8	0.79	22.3	0.156	0.129	18.5	0.83
15.2	25	288.8	151.8	0.80	23.9	0.77	23.1	0.152	0.271	41.1	1.78
16.2	28	307.8	160.8	0.77	26.0	0.74	23.7	0.148	0.312	50.2	2.12
17.2	6	326.8	169.8	0.75	5.4	0.71	24.3	0.143	0.075	12.8	0.53
18.2	7	345.8	178.8	0.73	6.2	0.69	24.7	0.138	0.081	14.5	0.58
19.2	5	364.8	187.8	0.71	4.3	0.66	25.1	0.134	0.067	12.6	0.50
20.2	39	383.8	196.8	0.70	32.7	0.63	25.3	0.129	0.468	92.0	3.63

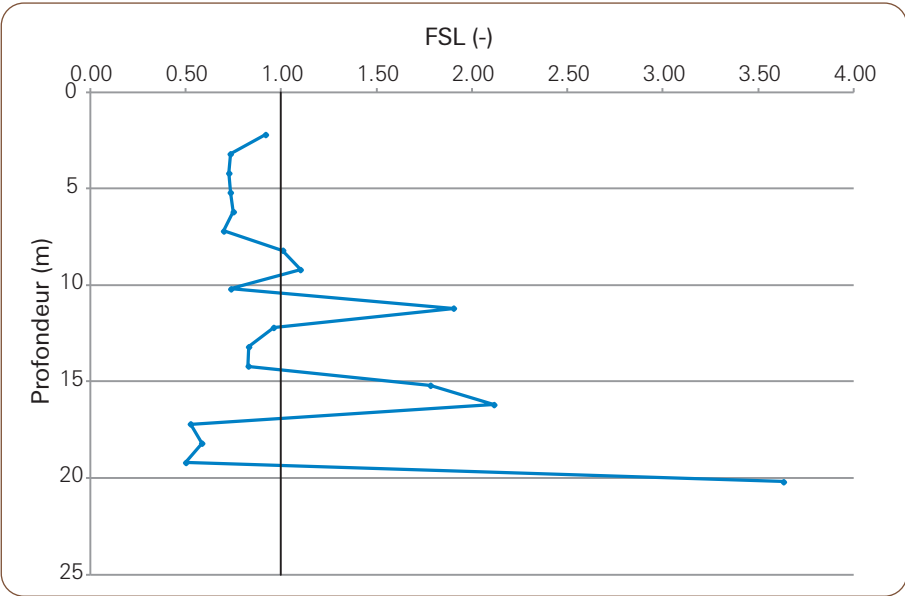
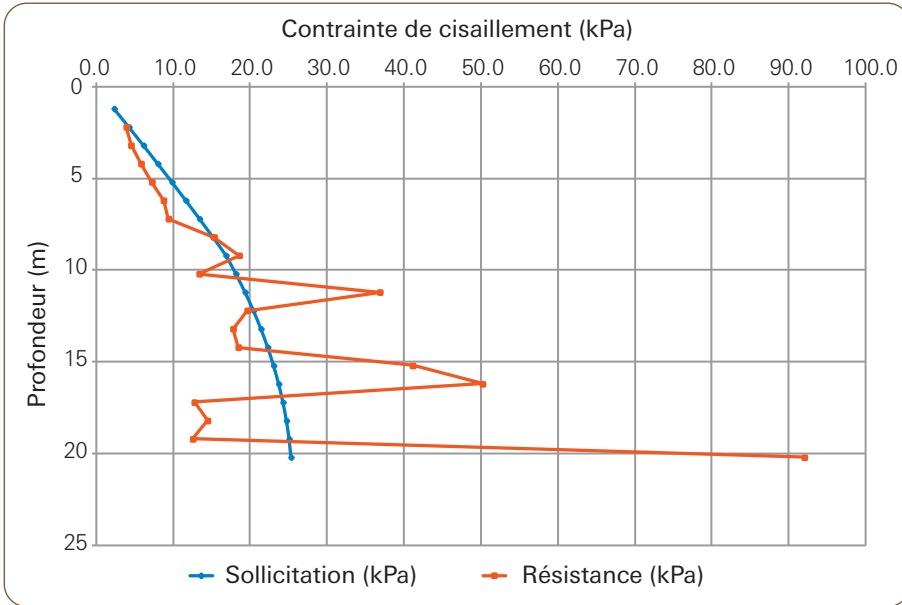


Figure 7.5 Évaluation du FSL (-) par rapport à la profondeur z (m).



■ **Figure 7.6.** Comparaison entre la contrainte de cisaillement cyclique (τ_{cyc}) induite par un séisme équivalent de 15 cycles, et la résistance cyclique avec un nombre de cycles équivalents de 15, amplitude T_c et la contrainte de cisaillement cyclique (τ_{cyc}).

7.2.3 Indice du potentiel de liquéfaction

La liquéfaction peut se produire localement, sans provoquer nécessairement l'effondrement ou la perte de performance des structures en contact avec le sol (Lai *et al.*, 2009).

Pour cette raison, il est nécessaire de combiner l'évaluation ponctuelle de la susceptibilité à la liquéfaction à différentes profondeurs, réalisée par exemple selon le procédé décrit au **paragraphe 7.2.2**, avec une estimation globale de l'étendue du phénomène et de ses conséquences.

Une évaluation approximative peut être obtenue en utilisant l'indice de potentiel de liquéfaction LPI (« *Liquefaction Potential Index* ») (Iwasaki *et al.*, 1978), un paramètre intégral qui tient compte à la fois de l'épaisseur de la couche liquéfiable et de sa profondeur, ainsi que de l'écart par rapport à la valeur unitaire du facteur de sécurité à la liquéfaction. L'indice LPI est défini par la formule suivante (Iwasaki *et al.*, 1978) :

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad [7.13]$$

où z est la profondeur par rapport au niveau de la surface du sol (en mètres), et F est une fonction du facteur de sécurité à la liquéfaction (FSL) à la profondeur z donnée par :

$$F(z) = \begin{cases} 1 - \text{FSL}(z) & \text{pour } \text{FSL}(z) \leq 1 \\ 0 & \text{pour } \text{FSL}(z) > 1 \end{cases} \quad [7.14]$$

et $w(z)$ est une fonction de la distance de l'élément de volume par rapport au niveau de la surface du sol, donnée par :

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad [7.15]$$

Par convention, la fonction intégrale [7.13] est calculée sur une épaisseur totale de 20 m, parce qu'il a été rarement rapporté de cas de liquéfaction survenus à de plus grandes profondeurs. Le risque d'effets de liquéfaction en surface, tels que des affaissements et d'éventuels phénomènes d'instabilité, croît avec l'augmentation de l'indice de potentiel de liquéfaction.

L'évaluation des risques associés à la liquéfaction peut s'appuyer sur les indications fournies par Iwasaki *et al.* (1982) et résumées dans le **tableau 7.7**, qui sont globalement en accord avec les résultats de l'étude de Toprak & Holzer (2003). Sur la base de ces indications, l'apparition de manifestations superficielles de liquéfaction peut être envisagée pour des valeurs de $\text{LPI} \geq 5$, tandis que des phénomènes d'expansion latérale deviennent probables pour $\text{LPI} \geq 12$ (Lai *et al.*, 2009).

■ **Tableau 7.7** Corrélation entre l'indice du potentiel de liquéfaction LPI et le potentiel de rupture.

LPI	Potentiel de rupture
≤ 5	Faible
5 – 15	Élevé
≥ 15	Très élevé

À partir de l'exemple du **paragraphe 7.2.2.1 (tableau 7.6)** et en appliquant l'équation [7.13], il est possible de déterminer l'indice du potentiel de liquéfaction LPI : dans le cas étudié, on obtient un LPI de 14,36 (voir **figure 7.7**), correspondant à un potentiel de rupture élevé.

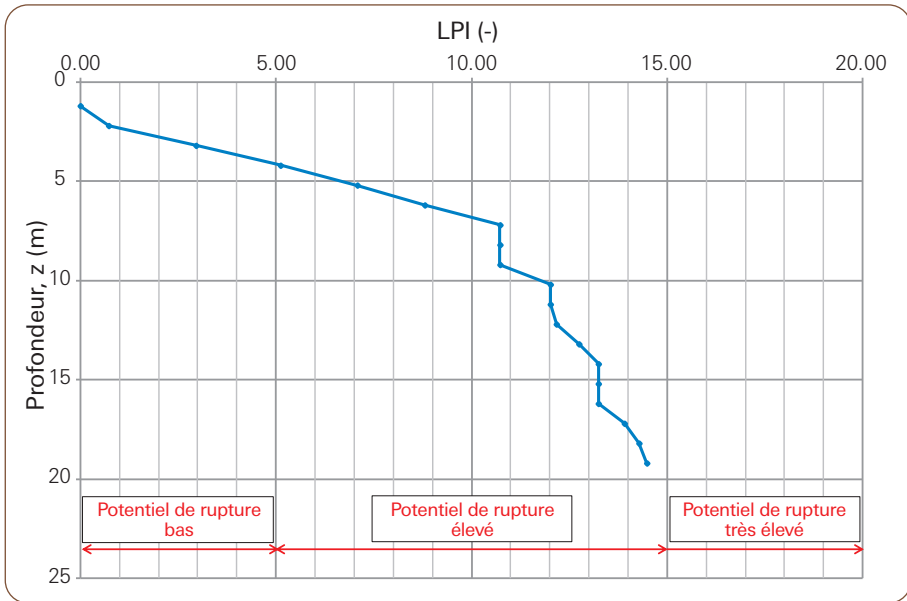


Figure 7.7. Évaluation de l'indice du potentiel de liquéfaction.

7.3 Exclusion de l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction

La norme NTC18 (§ 8.11.3.4.2) précise que la vérification du risque de liquéfaction d'un sol de fondation peut être omise lorsque l'une des situations suivantes est satisfaite :

1. Accélérations maximales attendues au niveau de la surface du sol en l'absence d'obstacles (en conditions de champ libre) inférieures à 0,1 g ;
2. Profondeur moyenne saisonnière de la nappe phréatique à plus de 15 m par rapport au niveau de la surface du sol, dans le cas d'un terrain sub-horizontal et des ouvrages avec des fondations superficielles ;
3. Dépôts composés de sables propres avec une résistance pénétrométrique normalisée $(N_1)_{60} > 30$ ou bien $q_{c1N} > 180$;
4. Distribution granulométrique située en dehors des zones indiquées sur la **figure 7.8 (a)**, pour les sols avec un coefficient d'uniformité $U_c < 3,5$, et sur la **figure 7.8 (b)** dans le cas de sols avec un coefficient d'uniformité.

Si la condition n°1 n'est pas satisfaite, la norme NTC18 stipule que les investigations géotechniques doivent être complétées afin de pouvoir vérifier au moins les conditions n°2, 3 et 4.

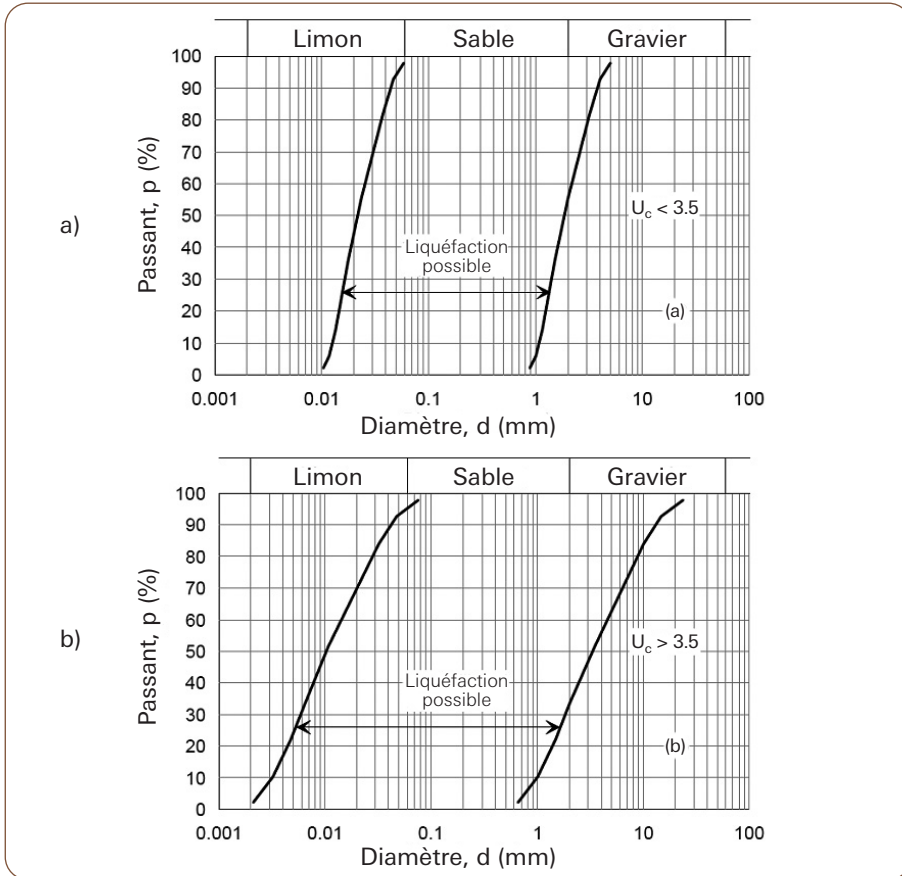
Le premier critère peut être corrélé à des éléments issus du retour d'expérience historique. Le critère 2, relatif à la profondeur de la nappe, découle des données historiques montrant que, pour des profondeurs supérieures à 15 m par rapport au niveau du terrain naturel, les effets de liquéfaction sur la surface libre demeurent généralement limités.

Le critère 3 repose sur des corrélations empiriques qui permettent d'exclure le risque de liquéfaction pour des valeurs suffisamment élevées des indices pénétrométriques.

Enfin, le critère 4 définit la susceptibilité à la liquéfaction sur la base de critères granulométriques, en différenciant les courbes granulométriques de référence selon le coefficient d'uniformité du matériau, défini comme suit :

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [7.16]$$

où D_{60} et D_{10} sont les diamètres correspondant respectivement aux passants à 60 % et 10 % dans la courbe granulométrique cumulative (Lancellotta, 2004).



■ **Figure 7.8.** Fuseau granulométrique des sols susceptibles à la liquéfaction : (a) coefficient d'uniformité inférieur à 3,5 ; (b) coefficient d'uniformité supérieur à 3,5 (norme NTC18).

Si aucune des conditions précédentes n'est remplie et que le sol d'assise de fondation comporte des couches ou des lentilles de sable lâche sous la nappe, la norme NTC18 prescrit la nécessité d'évaluer le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction aux profondeurs concernées.

7.4 Mesures d'atténuation du risque de liquéfaction

Si le sol présente une susceptibilité à la liquéfaction et que les effets qui en découlent sont susceptibles de compromettre les conditions de stabilité (de pentes ou de structures), il est nécessaire de procéder à des interventions de consolidation du sol et/ou de reporter les charges vers des couches de sol non susceptibles de se liquéfier [norme NTC18, § 7.11.3.4.1].

Le choix optimal de la méthode d'amélioration des sols pour inhiber la liquéfaction dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- la localisation, l'étendue, la profondeur et le volume des terrains concernés ;
- le niveau de gravité du séisme attendu ;
- le type de structure des ouvrages potentiellement concernés ;
- les conditions d'accessibilité du site.

D'après la description des mécanismes à l'origine du phénomène de liquéfaction, il apparaît évident que, pour empêcher son déclenchement ou du moins en limiter les effets, il est nécessaire de densifier le sol et/ou de mettre en place des dispositifs de drainage capables de dissiper la surpression interstitielle plus rapidement qu'elle ne se développe.

D'autres méthodes de réduction du risque de liquéfaction consistent à améliorer les propriétés mécaniques du sol en comblant les vides interstitiels.

Les interventions de consolidation par injections de résines polyuréthanes expansives ont pour objectif d'augmenter la densité relative (D_r) des sols grossiers (sables et graviers), saturés et lâches, afin de limiter leur risque de liquéfaction.

Comme on le sait, la densité relative est fonction de l'indice des vides, selon la relation suivante :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [7.17]$$

où $e_{\min}$ et $e_{\max}$ représentent respectivement l'indice des vides minimum et maximum du sol en question. L'indice des vides est, en outre, corrélé à la déformation volumétrique ε_v par la relation suivante :

$$\varepsilon_v = - \frac{de}{1 + e_0} \quad [7.18]$$

$$de = -(e_{\max} - e_{\min}) \cdot dD_r \quad [7.19]$$

$$dD_r = \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [7.20]$$

où e_0 est l'indice des vides initial.

La déformation volumétrique est donnée, en conditions de déformations planes, par la somme de la déformation (ε_r) et de la déformation tangentielle (ε_θ) ;

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad [7.21]$$

dans laquelle

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial U_r}{\partial r} \quad [7.22]$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} = -\varepsilon_r \quad [7.23]$$

où U_r est le déplacement radial par rapport au centre de la cavité.

Dans le cas où l'analyse se limite aux déformations infinitésimales, le déplacement radial (U_r) est fonction de la distance radiale (r) à partir du centre de la cavité, et de la pression d'expansion (P), selon l'expression suivante :

$$U_r(r, P) = \begin{cases} \frac{-(P - P_0) \cdot r_a^2}{2G \cdot r} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot r \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ \frac{-P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [7.24]$$

où :

$r_b(P)$ rayon plastique, évaluable de la façon suivante :

$$r_b(P) = \begin{cases} 0 & P < P_1 \\ r_a \cdot \left\{ \frac{P}{P_0 \cdot [1 + \sin(\phi)]} \right\}^{\frac{N}{N-1}} & P > P_1 \end{cases}$$

r_a rayon initial de la cavité ou du bulbe de sol traité ;

P_0 pression initiale, supposée égale à la contrainte géostatique horizontale dans le cas d'une cavité cylindrique, et à la contrainte géostatique moyenne dans le cas d'une cavité sphérique ;

P_1 pression de première plastification, évaluable par l'expression suivante :

$$P_1 = \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m + N} + P_0 \quad [7.25]$$

m coefficient géométrique étant supposé égal à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égal à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad [7.26]$$

$$N = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad [7.27]$$

c' cohésion ;

G module de cisaillement, évaluable comme : $G = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu)}$;

E' module d'Young ;

ν coefficient de Poisson ;

ε_R coefficient pouvant être exprimé sous la forme :

$$\varepsilon_R = \frac{N-1}{N+1} \cdot \frac{P_0}{2G} \quad [7.28]$$

A, B, C coefficients évaluables de la manière suivante :

$$A = \frac{T}{1 + \alpha} \quad [7.29]$$

$$B = -\frac{Z}{1 - \beta} \quad [7.30]$$

$$C = 1 - A - B \quad [7.31]$$

où :

$$T = 2 \cdot \left(1 + \frac{\chi}{\alpha + \beta} \right) \quad [7.32]$$

$$Z = 2 \cdot \left(\frac{\chi}{\alpha + \beta} \right) \quad [7.33]$$

$$\alpha = \frac{1}{M} \quad [7.34]$$

$$\beta = \frac{1}{N} \quad [7.35]$$

$$N = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [7.36]$$

$$M = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad [7.37]$$

$$\chi = \frac{[(1 - \nu) \cdot (1 + M \cdot N) - \nu \cdot (M + N)]}{M \cdot N} \quad [7.38]$$

Par conséquent, la déformation radiale (ε_r) et la déformation tangentielle (ε_θ) peuvent être réécrites sous la forme :

$$\varepsilon_r(r, P) = \begin{cases} \frac{(P - P_0) \cdot r_a^2}{2G \cdot r^2} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} \cdot (-\alpha) + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} \cdot \beta + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ \frac{P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r^2} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [7.39]$$

$$\varepsilon_\theta(r, P) = \begin{cases} \frac{-(P - P_0) \cdot r_a^2}{2G \cdot r^2} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} \cdot \beta + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ -\frac{P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r^2} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [7.40]$$

Il convient de souligner que, pour les terrains situés sous le niveau de la nappe phréatique, l'ensemble des corrélations présentées se réfère à des analyses établies en conditions drainées : par conséquent, les contraintes mentionnées doivent être interprétées comme effectives.

La procédure décrite permet donc de déterminer la densité relative à la suite d'une injection de résine polyuréthane expansive, sous la forme :

$$D_r = D_{r0} + dD_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} + \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [7.41]$$

La densité relative finale dépendra de la distance par rapport au centre de la cavité (r) et de la pression d'expansion (P). Elle dépendra également des paramètres physiques et mécaniques du sol, notamment de l'angle de frottement (φ) et de l'angle de dilataance (ψ).

La pression de gonflement (P), qui au cours du processus d'expansion tend à s'égaliser avec la pression de confinement à la profondeur ciblée, est calculée conformément à la méthode décrite dans le **chapitre 4**.

La densité relative (D_r) et la valeur $(N_1)_{60}$ sont corrélées par l'expression suivante, proposée par Skempton (1986) :

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [7.42]$$

Par conséquent, en inversant l'équation [7.42], il est possible d'obtenir une nouvelle valeur de $(N_1)_{60}$, après injection de résines, et donc une nouvelle valeur de N_{SPT} , avec laquelle on peut répéter la procédure décrite au **paragraphe 7.2** afin d'estimer l'augmentation du facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction (FSL) ainsi que la réduction de l'indice du potentiel de liquéfaction (LPI). Il est important de souligner que, dans cette nouvelle phase de calcul, il faut ajouter aux valeurs de contraintes géostatiques totales et effectives les augmentations de contraintes verticales totales et effectives (respectivement $\Delta\sigma_v$ et $\Delta\sigma_v'$), qui sont ici identiques et qui peuvent être évaluées comme suit :

$$\Delta\sigma_v = v(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad [7.43]$$

Où $\Delta\sigma_r$ et $\Delta\sigma_\theta$ correspondent respectivement aux variations des contraintes radiales et tangentielles, calculées selon les indications du **Chapitre 4**.

On suppose que six injections de résine polyuréthane sont réalisées à différentes profondeurs (de 2,20 m à 7,20 m) dans le sable de l'exemple cité au **paragraphe 7.2.2.1**. On considère également que l'expansion de la résine se produit à chaque injection dans une cavité cylindrique d'une hauteur $H = 1$ m, que le rayon initial du bulbe est égal à $r_G = 0,1$ m, et que la hauteur totale du traitement est de 6 m. Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants :

- pois par unité de volume du sol, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- module élastique d'Young, $E' = 10 \text{ MPa}$;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0,25$;
- cohésion effective, $C' = 0 \text{ kPa}$;
- angle de frottement, $\varphi = 35^\circ$;
- angle de dilataance, $\psi = 0^\circ$;
- degré de surconsolidation, $OCR = 1$;
- indice des vides minimum, $e_{\min} = 0,1$;
- indice des vides maximum, $e_{\max} = 1$.

À chaque profondeur d'injection, on évalue, grâce aux résultats de l'essai de pénétration dynamique (SPT), la densité relative initiale (D_{r0}), l'indice des vides initial (e_0), et la porosité initiale (n_0). En outre, on calcule le coefficient de

pression des terres au repos (K_0), la pression horizontale initiale effective (P_0') et la pression de première plastification (P_1).

En utilisant la méthode décrite au **chapitre 4**, on estime la pression d'équilibre totale, P_{eq} , qui est obtenue lorsque la pression de gonflement de la résine est égale à la contrainte de confinement.

Les relations [7.39], [7.40], [7.20], en posant $r = r_a$ et $P = P_{eq}$, permettent de déterminer respectivement la déformation radiale, la déformation tangentielle et la déformation volumétrique obtenues au niveau du centre de l'injection en présence de la pression d'équilibre. Enfin, avec l'équation [7.41], il est possible de déterminer la densité relative finale $D_r(r_a, P_{eq})$, à la suite de l'intervention, et de la comparer à la valeur initiale obtenue avec l'équation [7.42] à partir des valeurs de $(N_1)_{60}$. Les résultats obtenus pour les différents points d'injection à des profondeurs différentes sont présentés dans le **tableau 7.8**.

■ **Tableau 7.8** Estimation de la densité relative finale au niveau du point d'injection.

z (m)	N _{SPT}	D _{r0}	e ₀	n ₀	P _{0'} (kPa)	P _{eq} (kPa)	D _r (r _a , P _{eq})
2.2	5	0.41	0.63	0.39	14.90	246.1	0.44
3.2	5	0.38	0.65	0.40	18.82	287.1	0.42
4.2	6	0.40	0.64	0.39	22.73	322.9	0.44
5.2	7	0.42	0.63	0.39	26.65	356.0	0.46
6.2	8	0.43	0.61	0.38	30.57	383.4	0.47
7.2	8	0.42	0.62	0.38	34.49	419.0	0.46

Par la suite, avec les résultats obtenus, il est possible d'évaluer à l'aide de l'équation [7.42], les nouvelles valeurs de $(N_1)_{60}$, et, avec elles, de réitérer la procédure décrite au **paragraphe 7.2**, pour estimer le nouveau facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction (FSL) et l'indice du potentiel de liquéfaction (LPI).

Les résultats de l'analyse sont présentés dans le **tableau 7.9** et aux **figures 7.9, 7.10 et 7.11**. Comme le montre la **figure 7.11**, les injections de résine polyuréthane expansive ont permis une réduction du potentiel de rupture sur toute la profondeur étudiée.

■ **Tableau 7.9** Évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction post-intervention.

z (m)	N _{SPT}	σ _{v0} (kPa)	σ _{v0'} (kPa)	Δσ _v = Δσ _{v'} (kPa)	C _N	(N ₁) ₆₀	r _d	τ _{cyc} (kPa)	CSR	CRR	τ _{cyc,r} (kPa)	FSL
2.2	10	41.8	34.8	65.57	0.98	11.7	0.98	11.0	0.109	0.129	12.9	1.18
3.2	10	60.8	43.8	76.52	0.89	10.7	0.98	13.9	0.116	0.120	14.4	1.03
4.2	11	79.8	52.8	82.82	0.84	11.1	0.97	16.4	0.121	0.123	16.7	1.02
5.2	13	98.8	61.8	88.26	0.80	12.5	0.96	18.7	0.124	0.136	20.4	1.09
6.2	15	117.8	70.8	93.03	0.77	13.8	0.95	20.9	0.127	0.148	24.2	1.16
7.2	15	136.8	79.8	98.12	0.73	13.2	0.94	23.1	0.130	0.143	25.4	1.10

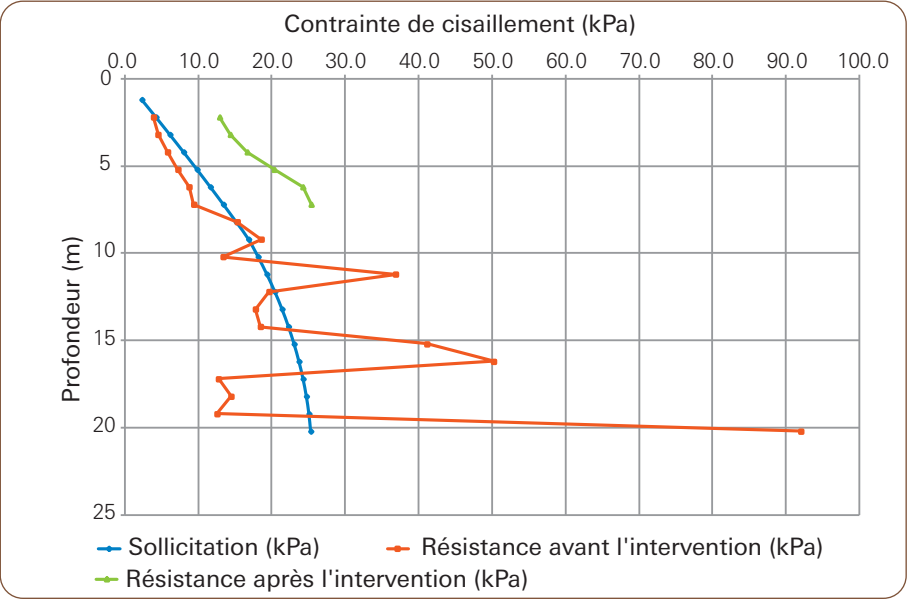


Figure 7.9. Comparaison entre la contrainte de cisaillement cyclique (τ_{cyc}) induite par un séisme équivalent de 15 cycles et la résistance cyclique avec un nombre de cycles équivalents de 15, amplitude T_c et la résistance au cisaillement cyclique (τ_{cyc}).

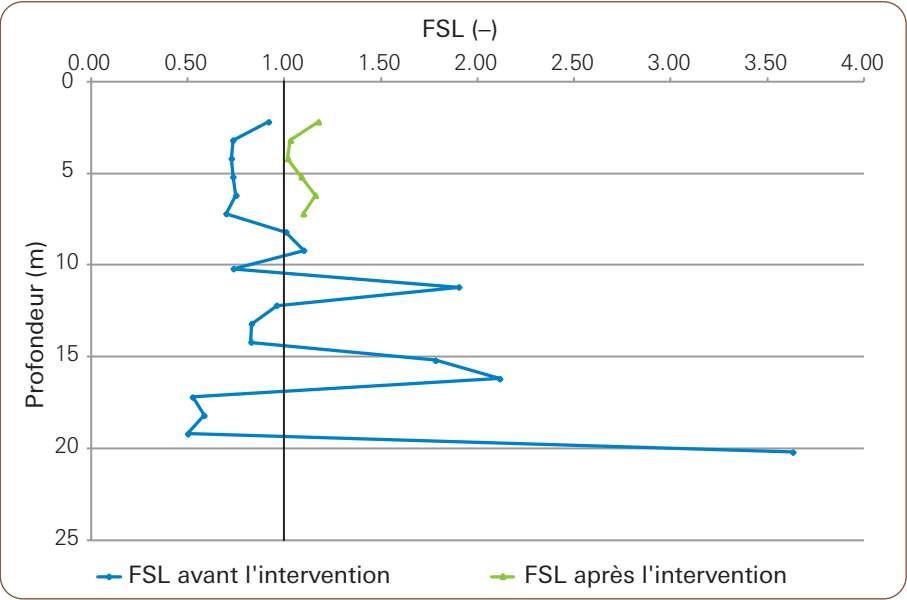
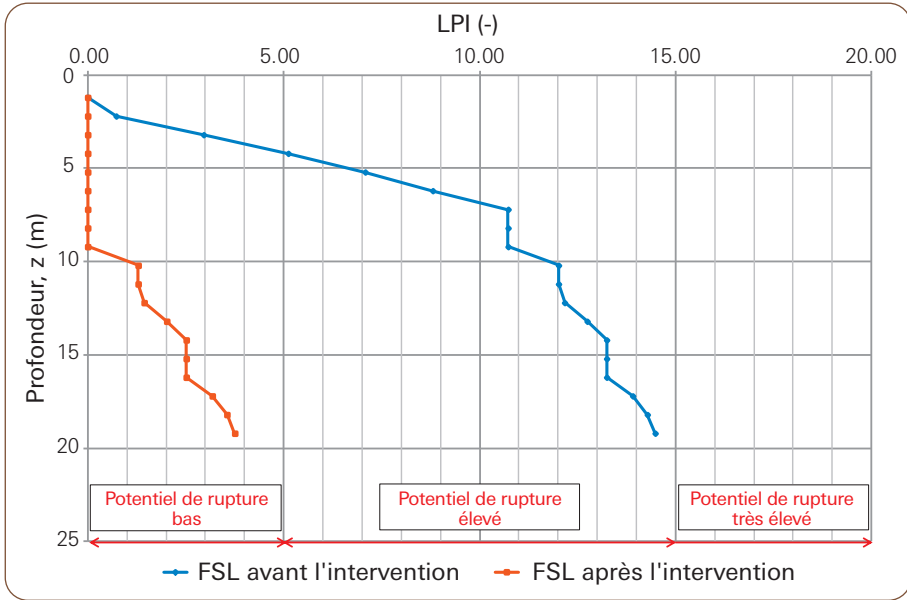


Figure 7.10. Évaluation du FSL (-) par rapport à la profondeur z (m) – Comparaison des valeurs du facteur de sécurité à la liquéfaction avant et après l'intervention.



■ **Figure 7.11.** Évaluation de l'indice du potentiel de liquéfaction. Comparaison des valeurs de LPI avant et après l'intervention.

Exemples de calcul



8.1 Introduction

Ce chapitre présente deux exemples de conception d'injections de résines polyuréthanes expansives dans des sols grossiers et fins : comme explicité dans les chapitres précédents, l'approche conceptuelle est différente en fonction de la granulométrie du milieu.

Dans les sols grossiers, à la suite d'un effet d'imprégnation initial dû à des valeurs de perméabilité élevée, les injections entraînent la formation d'un bulbe de sol traité, dont le gonflement détermine le compactage et la densification du sol environnant. En outre, le bulbe proprement dit constitue un élément de renfort, en capacité d'augmenter la résistance au cisaillement et la rigidité du sol traité.

En revanche, la mise en œuvre en conditions non drainées provoque la formation de fractures dans les sols fins. L'ouverture de formations horizontales peut être exploitée pour compenser les tassements (absolus et/ou différentiels) des fondations superficielles.

8.2 Injections de résines expansives dans les sols grossiers

L'objectif est de concevoir une série d'injections de résine polyuréthane expansive, de type Uretek Geoplus, dans un sable moyen/grossier, afin de densifier le matériau et d'améliorer ses propriétés mécaniques.

Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants ;

- poids de l'unité de volume du sol, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- module élastique d'Young, $E' = 10 \text{ MPa}$;
- coefficient de Poisson, $\nu = 0,25$;
- cohésion effective, $C' = 0 \text{ kPa}$;
- angle de frottement, $\varphi = 35^\circ$;
- angle de dilatance, $\psi = 0^\circ$;
- degré de surconsolidation, $\text{OCR} = 1$;
- indice des vides minimum, $e_{\min} = 0,1$;
- indice des vides maximum, $e_{\max} = 1$;
- teneur en argiles, $\text{FC} < 5\%$.

Étant donné que le sol est normalement consolidé, le coefficient de pression des terres au repos K_0 , peut être calculé comme suit : $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, ce qui donne $K_0 = 0,426$.

On dispose également des valeurs N_{SPT} (**tableau 8.1**) issues d'un essai de pénétration dynamique, dont le rapport énergétique est de 72 %.

■ **Tableau 8.1** Résultats de l'essai de pénétration dynamique.

z (m)	N_{SPT} (coups/pieds)	z (m)	N_{SPT} (coups/pieds)
1.2	8	11.2	24
2.2	5	12.2	14
3.2	4	13.2	12
4.2	4	14.2	12
5.2	7	15.2	25
6.2	11	16.2	28
7.2	13	17.2	6
8.2	13	18.2	7
9.2	15	19.2	5
10.2	10	20.2	39

On souhaite effectuer, à différentes profondeurs (de 2,20 m à 7,20 m), six injections de résine polyuréthane Uretek : on suppose que l'expansion de la résine se produit à chaque fois selon une cavité cylindrique d'une hauteur $H = 1$ m, que le rayon initial du bulbe est égal à $\sigma_0 = 0,1$ m, et que la hauteur totale du traitement est égale à 6 m.

À partir des valeurs N_{SPT} , on évalue la densité relative du sable aux différentes profondeurs considérées, tel qu'illustré au **chapitre 6** : après avoir calculé la contrainte verticale totale et effective, on détermine $(N_1)_{60}$, c.a.d. la valeur de N_{SPT} normalisée par rapport à la pression de confinement et rapportée à un rapport énergétique du dispositif de l'essai de 60 %, en supposant que tous les coefficients de correction sont égaux à l'unité, sauf C_N . Par la suite, la densité relative initiale (D_{r0}) peut être dérivée de la valeur $(N_1)_{60}$ en utilisant l'expression [8.1] proposée par Skempton (1986) :

$$D_{r0} = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [8.1]$$

Les résultats de la procédure décrite ci-dessus sont présentés dans le **tableau 8.2**.

■ **Tableau 8.2** Calcul de la densité relative initiale D_{r0} à partir des valeurs de l'essai de pénétration dynamique.

z (m)	N_{SPT}	σ_{v0} (kPa)	σ_{v0}' (kPa)	C_N	$(N_1)_{60}$	D_{r0}
2.2	5	41.8	41.8	1.52	9.1	0.39
3.2	4	60.8	60.8	1.26	6.0	0.32
4.2	4	79.8	79.8	1.10	5.3	0.30
5.2	7	98.8	98.8	0.99	8.3	0.37
6.2	11	117.8	117.8	0.90	11.9	0.45
7.2	13	136.8	136.8	0.84	13.1	0.47

À partir de la définition de la densité relative :

$$D_{r0} = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [8.2]$$

on obtient la valeur de l'indice initial des vides e_0 , et celle de la porosité initiale (n_0), comme indiqué dans le **tableau 8.3**.

■ **Tableau 8.3** Valeurs de l'indice initial des vides et de la porosité initiale.

z (m)	e ₀	n ₀
2.2	0.65	0.39
3.2	0.72	0.42
4.2	0.73	0.42
5.2	0.67	0.40
6.2	0.60	0.38
7.2	0.58	0.37

On passe ensuite au calcul de la contrainte initiale aux limites de la cavité avant expansion (P_0) qui, dans le cas de l'expansion d'une cavité cylindrique, est égale à la contrainte initiale horizontale (σ_{h_0}) par le coefficient de pression des terres au repos K_0 . Puis, on calcule la contrainte de première plastification (P_1), qui est égale à :

$$P_1 = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \quad [8.3]$$

■ **Tableau 8.4** Valeurs de la contrainte initiale et de la pression de première plastification.

z (m)	P ₀ (kPa)	P ₁ (kPa)
2.2	17.83	28.05
3.2	25.93	40.80
4.2	34.03	53.55
5.2	42.13	66.30
6.2	50.23	79.05
7.2	58.34	91.79

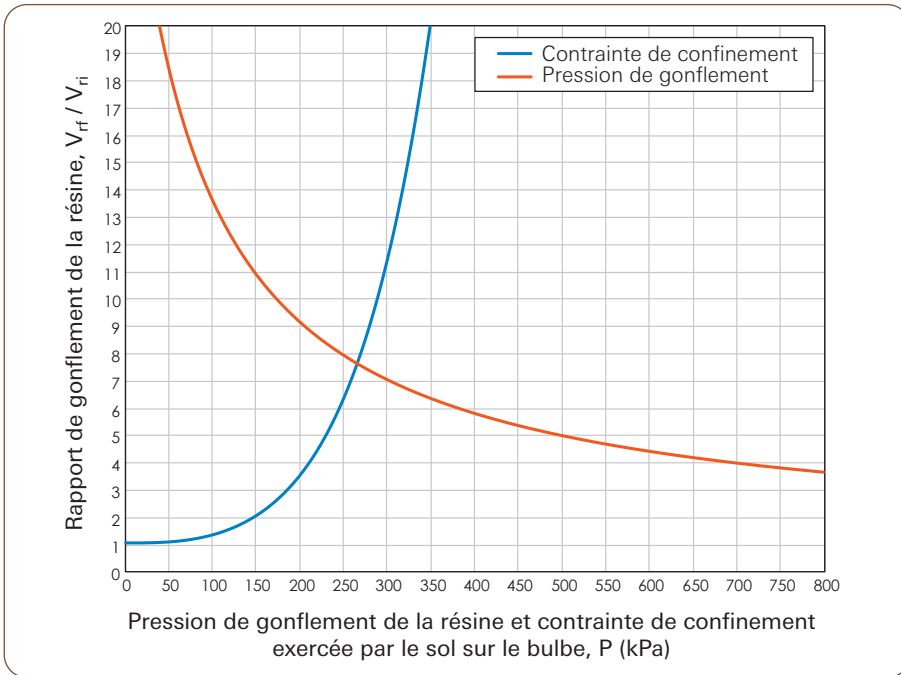
Le volume initial du bulbe injecté (V_{bi}) à différentes profondeurs est toujours égal à $3,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$, tandis que le volume de résine initial (V_{ri}) est obtenu en multipliant V_{bi} par la porosité initiale n_0 . Sachant que la densité de la résine liquide (ρ_{ri}) est égale à $1\,070 \text{ kg/m}^3$, il est possible de calculer la masse de résine initiale (M_{ri}) à injecter aux différentes profondeurs.

■ **Tableau 8.5** Valeurs du volume initial de la résine et de la masse initiale de la résine..

z (m)	V _{ri} (m ³)	M _{ri} (kg)
2.2	$1.24 \cdot 10^{-2}$	13.24
3.2	$1.31 \cdot 10^{-2}$	14.01
4.2	$1.33 \cdot 10^{-2}$	14.22
5.2	$1.26 \cdot 10^{-2}$	13.43
6.2	$1.18 \cdot 10^{-2}$	12.59
7.2	$1.15 \cdot 10^{-2}$	12.34

Le volume final du bulbe (V_{bf}) peut être déterminé à partir du rayon initial de la cavité, en fonction de la pression de confinement (P), et en prenant l'hypothèse que le gonflement de la résine peut être assimilé à l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu d'extension infinie. Par conséquent (V_{bi}) étant connu, il est possible de déterminer la variation de volume subie par le bulbe en fonction de la pression P . En supposant que cette variation de volume (ΔV_b) est imputable à l'expansion de volume de la résine, on peut en déduire le volume final de la résine (V_{rf}).

Connaissant le volume de résine injectée, on peut déterminer le rapport de gonflement de la résine (V_{rf} / V_{ri}) en fonction de la contrainte de confinement du sol, puis le comparer à la loi rhéologique fonction de la pression de gonflement de la résine : l'intersection des deux courbes permet d'obtenir la valeur d'équilibre final P^* , entre la contrainte de confinement du sol et la pression de gonflement de la résine, comme le montre la **figure 8.1**.



■ **Figure 8.1.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue). Évaluation de la pression d'équilibre P^* , à la profondeur de 2,20 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol.

Le **tableau 8.6** présente les valeurs de la pression d'équilibre P^* , que l'on obtient aux différentes profondeurs d'injection. Pour une pression donnée, il est également possible de calculer les valeurs du rayon final (a), de la cavité, du rayon plastique (b) et du volume final de la résine (V_{rf}).

■ **Tableau 8.6** Valeurs de la pression d'équilibre P^* , du rayon final de la cavité (a), du rayon plastique (b) et du volume final de la résine (V_{rf}) aux différentes profondeurs d'injection.

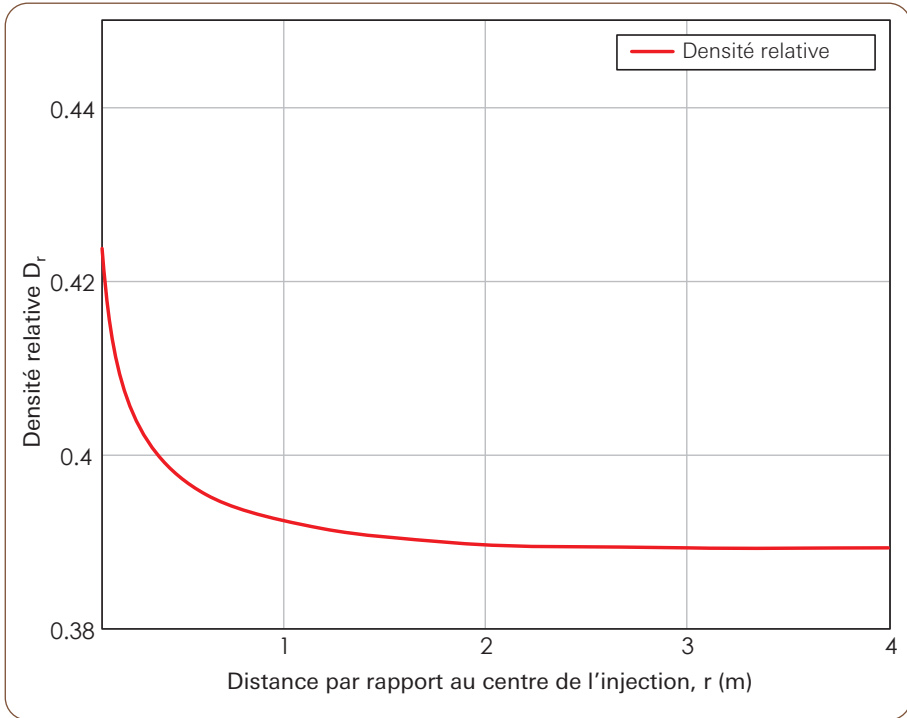
z (m)	P^* (kPa)	a (cm)	b (m)	V_{rf} (m ³)
2.2	265.3	19.0	2.18	0.094
3.2	327.4	18.3	1.74	0.086
4.2	378.7	17.6	1.46	0.079
5.2	417.8	16.8	1.25	0.070
6.2	451.0	16.2	1.09	0.062
7.2	485.0	15.8	0.98	0.058

Avec ces valeurs de pression d'équilibre, il est possible d'évaluer l'évolution de la densité relative (D_r) aux alentours du point d'injection, à partir du calcul des déformations radiales et tangentiels, respectivement ϵ_r et ϵ_θ , comme montré au **chapitre 6**.

Comme on peut le voir, par exemple, sur le graphique de la **figure 8.2** pour le cas d'une injection à 2,20 m par rapport au niveau du terrain naturel, la densité relative tend à décroître à partir du centre d'injection, et retrouve sa valeur initiale à une distance supérieure au rayon plastique, là où les déformations volumétriques deviennent nulles.

Le **tableau 8.7** présente les estimations des valeurs finales de densité relative (D_r) obtenues aux différentes profondeurs considérées, en correspondance avec la pression d'équilibre, à une distance $r = \alpha_0$ du point d'injection. Il est également souligné qu'à cette distance, des améliorations moyennes de la densité relative, de l'ordre de 10 % par rapport à la valeur initiale, sont généralement observées.

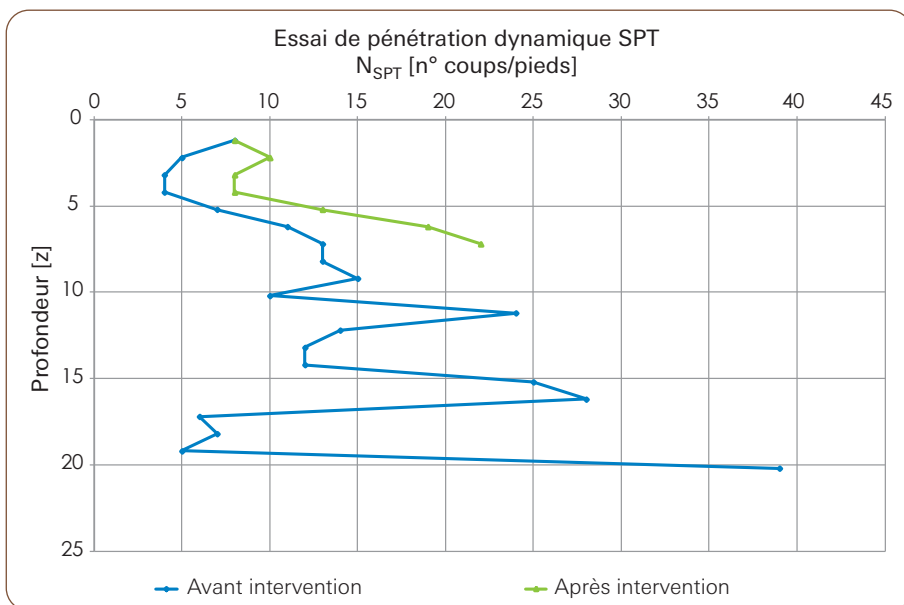
Ces valeurs de densité relative peuvent être converties, au moyen de la corrélation empirique [8.1] proposée par Skempton (1986), en valeurs de $(N_1)_{60}$, et donc de N_{SPT} , (**figure 8.3**). Elles peuvent ensuite être comparées aux résultats d'éventuels essais de pénétration dynamique post-traitement, afin de confronter et de valider les résultats du calcul décrit ci-dessus.



■ **Figure 8.2.** Évolution de la densité relative aux alentours du point d'injection situé à la profondeur de 2,20 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol.

■ **Tableau 8.7** Estimation des valeurs de la densité relative finale, en fonction de la pression d'équilibre, à une distance de l'axe d'injection égale au rayon initial de la cavité, et des valeurs correspondantes de N_{SPT} .

z (m)	P^* (kPa)	$D_r(r=a_0)$	$D_r(r=a_0)/D_{r0}$	N_{SPT} (coups/pieds)
2.2	265.3	0.424	1.09	10
3.2	327.4	0.360	1.14	8
4.2	378.7	0.346	1.17	8
5.2	417.8	0.423	1.14	13
6.2	451.0	0.498	1.12	19
7.2	485.0	0.522	1.12	22



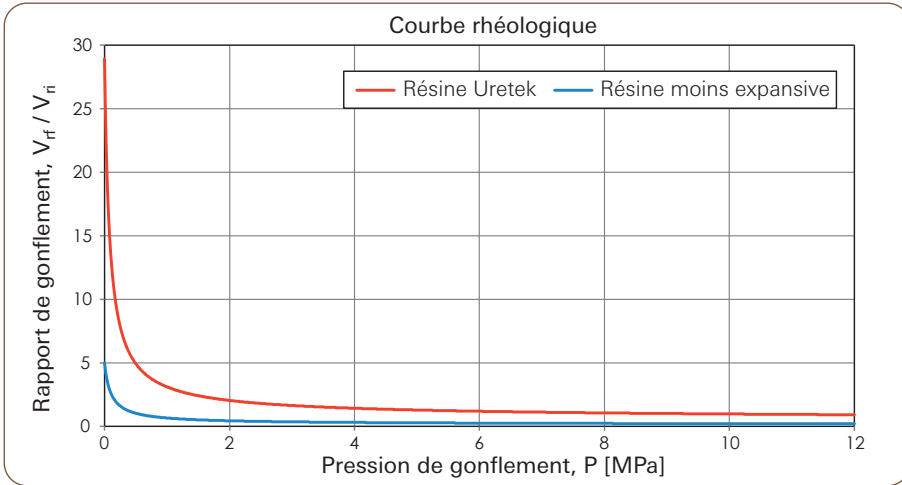
■ **Figure 8.3.** Comparaison entre les valeurs de N_{SPT} aux profondeurs d'injection, avant et après l'intervention.

8.2.1 Injections de résines moins expansives

Afin de mettre en évidence les bénéfices du traitement de consolidation par injections de résine polyuréthane expansive, de type Uretek Geoplus®, on détaille par la suite les résultats de la conception du même type d'intervention avec une résine caractérisée par une pression de gonflement maximale d'environ 500 kPa et par la loi rhéologique suivante :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{2.1 + \frac{1}{0.05} \ln[1 + P(\text{MPa})]} \quad [8.4]$$

Les différences entre la courbe rhéologique des résines Uretek Geoplus et celle des résines moins expansives peuvent être appréciées sur la **figure 8.4**.



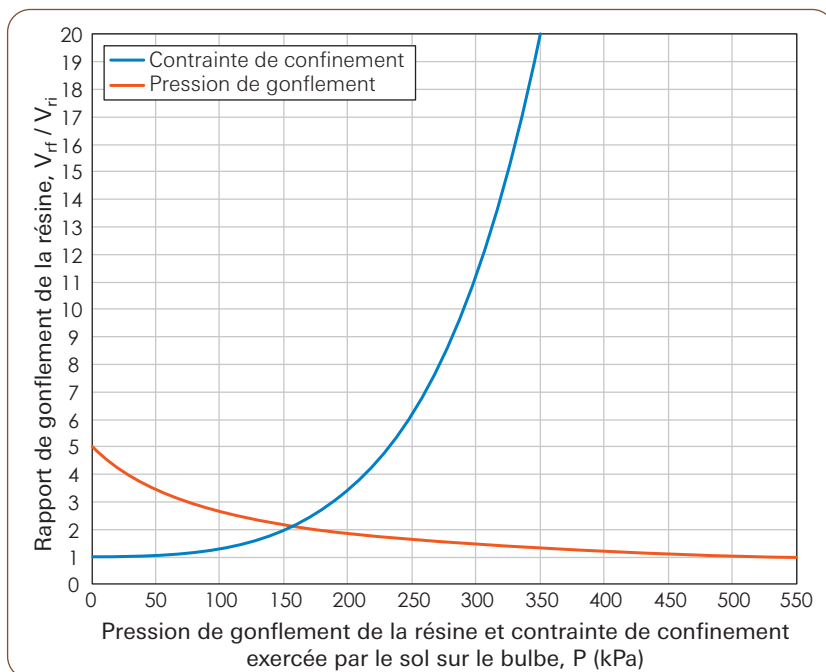
■ **Figure 8.4.** Tendances des courbes rhéologiques respectives des résines Uretak Geoplus (rouge) et des résines moins expansives (bleu), dont la pression de gonflement maximal est de l'ordre de 500 kPa.

Dans ce cas aussi, étant donné que le volume de résine injectée est connu, on peut établir le rapport de gonflement de la résine (V_{rf} / V_{ri}) en fonction de la contrainte de confinement du sol, et le comparer à la loi rhéologique [8.4] en fonction de la pression de gonflement de la résine : l'intersection entre les deux courbes permet d'obtenir la valeur d'équilibre final P^* entre la contrainte de confinement du sol et la pression de gonflement de la résine, tel que représenté à la **figure 8.5**. Comme on peut le constater, dans ce cas, la pression d'équilibre P^* est nettement inférieure à celle obtenue dans le cas d'injections de résine polyuréthane expansive. Le **tableau 8.8** présente les valeurs de la pression d'équilibre P^* , obtenues aux différentes profondeurs d'injection. Pour une pression donnée, il est également possible de calculer les valeurs du rayon final (a) de la cavité, du rayon plastique (b), et du volume final de résine (V_{rf}).

■ **Tableau 8.8** Valeurs de la pression d'équilibre P^* , du rayon final de la cavité (a), du rayon plastique (b), et du volume final de la résine (V_{rf}) aux différentes profondeurs d'injection.

z (m)	P^* (kPa)	a (cm)	b (m)	V_{rf} (m ³)
2.2	154.7	12.0	1.04	0.026
3.2	187.0	11.7	0.81	0.025
4.2	213.0	11.5	0.67	0.023
5.2	231.0	11.3	0.55	0.021
6.2	246.0	11.1	0.48	0.019
7.2	261.0	11.0	0.42	0.018

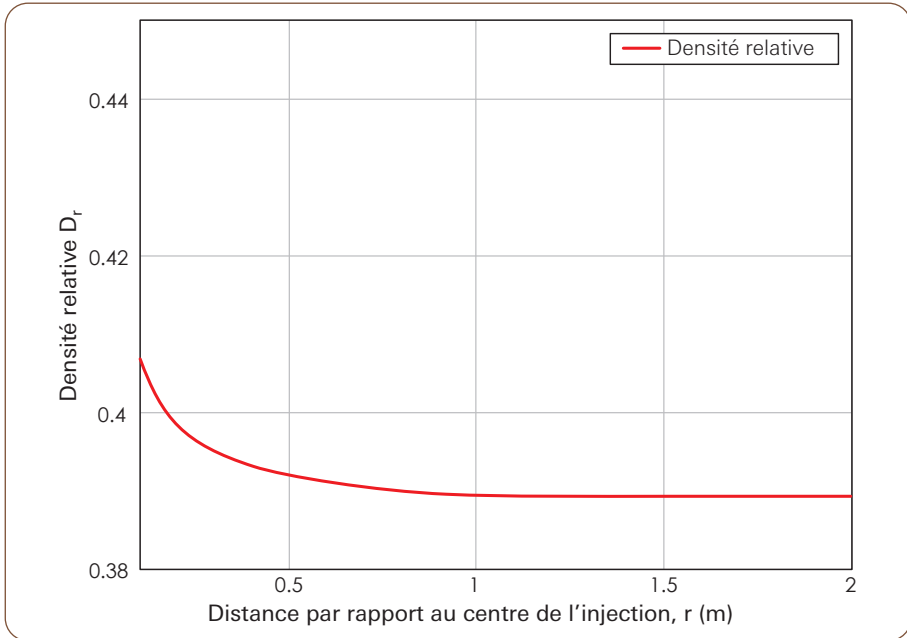
Vu que les valeurs de pression d'équilibre sont connues, on examine l'évolution de la densité relative (D_r) aux alentours du point d'injection : comme on peut le voir, par exemple, sur le graphique de la **figure 8.6**, pour une injection à 2,20 m de profondeur par rapport au terrain naturel, la densité relative a tendance à décroître à mesure que l'on s'éloigne du centre de l'injection, et retrouve sa valeur initiale à une distance supérieure au rayon plastique, là où les déformations volumétriques deviennent nulles.



■ **Figure 8.5.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue). Évaluation de la pression d'équilibre P^* à la profondeur de 2,20 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol.

Le **tableau 8.9** présente les estimations des valeurs de la densité relative finale (D_r) obtenues aux différentes profondeurs considérées au niveau de la pression d'équilibre, à une distance $r = \alpha_0$ du point d'injection. Il est également souligné qu'à cette distance, en moyenne, l'amélioration obtenue demeure inférieure à celle obtenue avec des injections de résine Uretek.

Ces valeurs de densité relative peuvent être converties, à l'aide de la corrélation empirique [8.1] proposée par Skempton (1986), en valeurs de $(N_1)_{60}$, et donc en N_{SPT} .

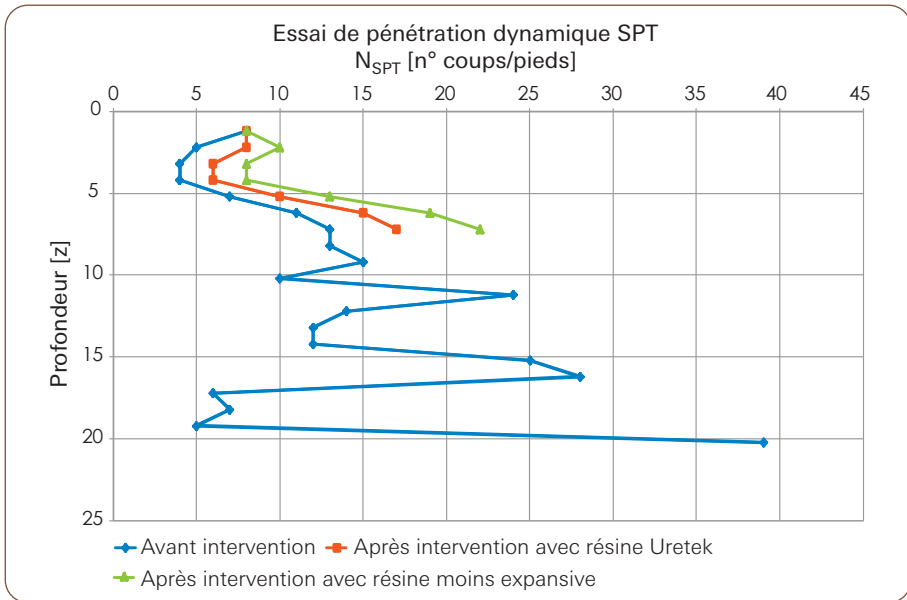


■ **Figure 8.6.** Évolution de la densité relative autour du point d'injection situé à une profondeur de 2,20 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol.

Par ailleurs, le graphique de la **figure 8.7** illustre l'évolution des valeurs de N_{SPT} : comme on peut l'observer, les injections de résine Uretex produisent une densification plus importante du sol, en raison des pressions d'équilibre atteintes (P^*) nettement plus élevées, et par conséquent, conduisant à des valeurs de N_{SPT} supérieures à celles obtenues avec l'autre type de résine, caractérisé par une plus faible capacité de gonflement.

■ **Tableau 8.9** Estimation des valeurs de la densité relative finale, en fonction de la pression d'équilibre, à une distance de l'axe d'injection égale au rayon initial de la cavité, et des valeurs correspondantes de N_{SPT} .

z (m)	P^* (kPa)	$D_r(r=a_0)$	$D_r(r=a_0)/D_{r0}$	N_{SPT} (coups/pieds)
2.2	154.7	0.408	1.05	8
3.2	187.0	0.339	1.07	6
4.2	213.0	0.321	1.08	6
5.2	231.0	0.396	1.07	10
6.2	246.0	0.469	1.05	15
7.2	261.0	0.490	1.05	17



■ **Figure 8.7.** Comparaison entre les valeurs de N_{SPT} aux profondeurs d'injection, avant et après intervention avec les deux types de résines.

8.3 Exemple de projet d'une intervention de consolidation dans un sol grossier

Cette section illustre un exemple de conception d'une intervention de consolidation de sol en utilisant un tube Multipoint. L'intervention analysée ici est basée sur des données provenant d'un chantier réalisé par Urettek pour consolider le sol sous les fondations d'un bâtiment situé à 1,20 m de profondeur, encastré dans un remblai graveleux. Les injections ont été effectuées avec un espacement de 1 m sur un linéaire de 16 m. Une quantité totale de résine de 270 kg a été injectée de manière homogène, avec une valeur moyenne de 16,9 kg par injection (et donc par mètre linéaire). Pour le calcul de l'état de contraintes, on a supposé une fondation d'une largeur de 1,50 m, d'une longueur de 1 m avec une charge à reprendre de 150 kPa. Enfin, il a été supposé que la nappe se situait à une profondeur supérieure à la profondeur maximale d'injection, compte tenu de l'absence d'eau constatée sur le chantier et dans les sondages *in situ*.

La **figure 8.8** présente les résultats d'un essai de pénétration continue DPM 30 réalisé avant les injections, convertis en valeurs N_{SPT} . La figure précise également les profondeurs des orifices de sortie de la résine du tube Multipoint. Le profil obtenu a permis d'identifier deux couches, la couche 1 et la couche 2, qui sont analysées ci-dessous.

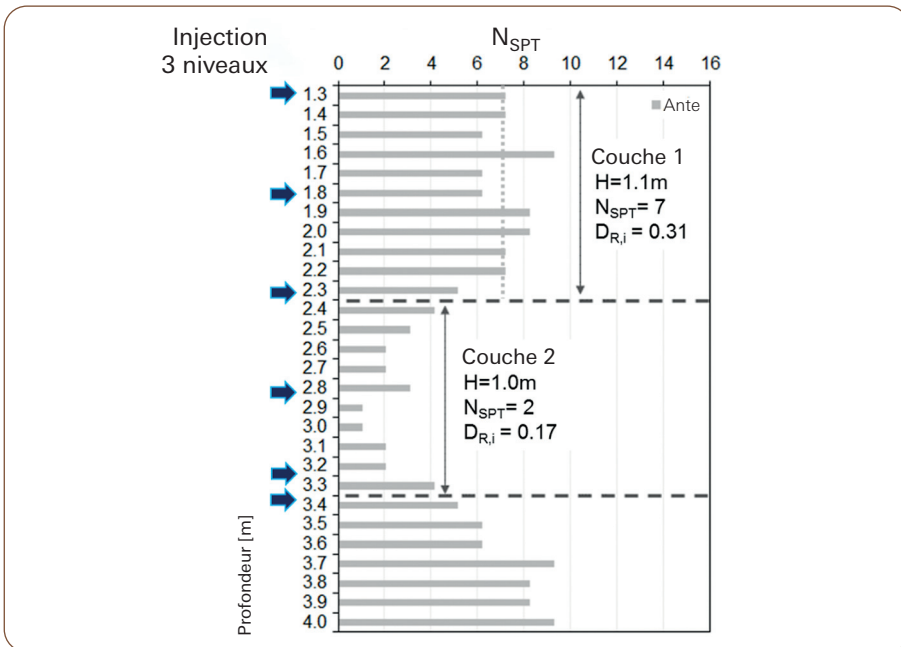


Figure 8.8. Résultats de l'essai de pénétration dynamique (DPM 30) réalisé avant les injections, convertis en nombre de coups N_{SPT} .

8.3.1 Couche 1

À partir de la valeur moyenne de N_{SPT} sur l'épaisseur de la couche 1 ($H = 1,10$ m), on a estimé la densité relative initiale ($D_{R,i} = 0,31$). La valeur de contrainte verticale effective introduite est la valeur moyenne sur l'épaisseur de la couche, égale à 162 kPa. La contrainte horizontale effective moyenne sur la couche est quant à elle égale à 65 kPa. Le **tableau 8.10** présente les paramètres mécaniques du sol utilisés pour la couche 1. La valeur de la densité du liquide a été prise égale à 1 050 kg/m³. Les coefficients utilisés dans le code de calcul (dans l'équation [6.5]) sont les suivants : $A=10,5$, $B=0,36$, et $C=0,23$.

■ **Tableau 8.10** Estimation des valeurs de la densité relative finale en fonction de la pression d'équilibre, à une distance de l'axe d'injection égale au rayon initial de la cavité, et valeurs correspondantes de N_{SPT} .

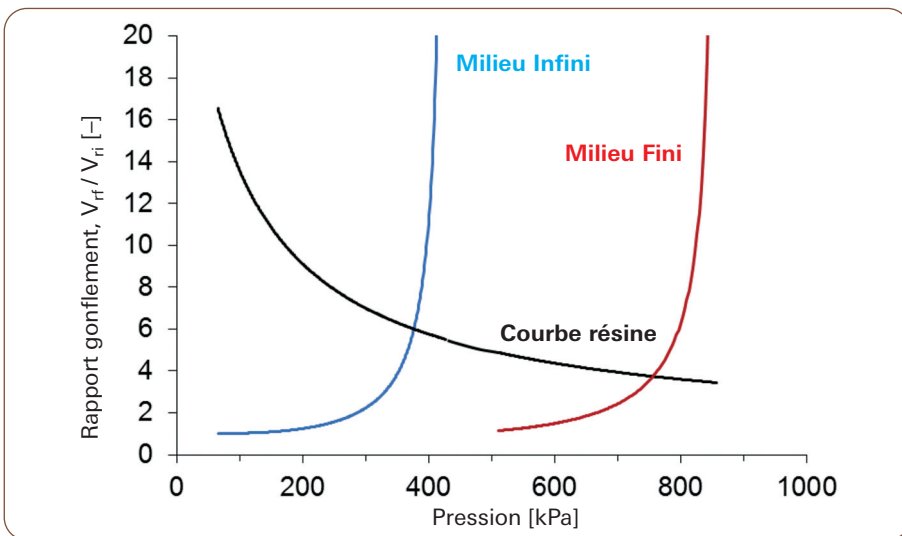
Module d'Young E [kPa]	10000
Coefficient de Poisson ν [-]	0.25
Cohésion c [kPa]	0.00
Angle de résistance au cisaillement φ [°]	34
Angle de dilatance ψ [°]	-5
Indice des vides maximum $e_{\max}$ [-]	0.65
Indice des vides minimum $e_{\min}$ [-]	0.30
Indice des vides initial e_{in} [-]	0.541
Poids volumique du sol γ [kN/m ³]	18

Dans l'hypothèse d'un milieu d'extension infinie, les rayons du bulbe initial (α_0) et expansé (α), le rayon plastique (b) et la pression d'expansion effective de la résine (P) sont liés entre eux par deux équations théoriques (voir l'annexe A). Si l'on attribue des valeurs à deux de ces quatre paramètres, par exemple α_0 et a , il est possible de calculer les deux paramètres restants (b et P). Le choix des valeurs doit bien sûr être cohérent avec la géométrie du problème ($\alpha_0 < a < b$). Dans l'approche conceptuelle, on suppose une valeur fixe du rayon plastique (b), et pour différentes valeurs de pression (P), on calcule le rayon initial (α_0) et expansé (α) du bulbe.

Dans le cas d'un milieu fini, le rayon initial (α_0) et final (α) du bulbe peuvent être liés entre eux par une relation en fonction de l'amélioration requise. Par conséquent, dans ce cas, α_0 n'est pas fixe mais varie avec α . Le rayon plastique (b) et la pression d'expansion effective de la résine (P) sont calculés en conséquence.

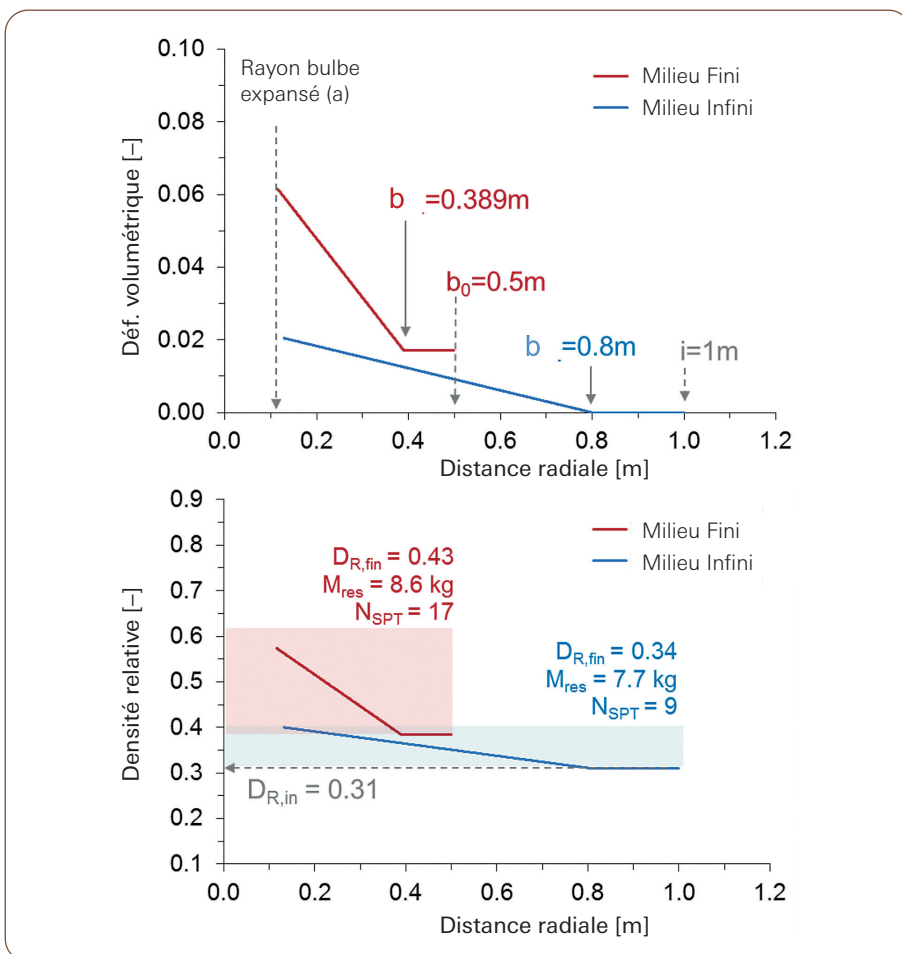
Dans le cas présent, on a supposé un rayon plastique $b = 0,8$ m pour l'analyse aux éléments infinis, tandis que dans le cas aux éléments finis, on a considéré un rayon extérieur $b_0 = 0,5$ m (moitié de l'espacement) et une densité relative moyenne finale de 0,43.

La **figure 8.9** illustre les deux courbes du sol (milieu infini et fini), et les points d'équilibre respectifs obtenus à l'intersection avec la courbe rhéologique de la résine. Le graphique montre clairement que dans le cas du milieu fini, la pression d'équilibre entre le bulbe expansé et le sol est plus élevée que dans le cas du milieu infini. À l'inverse, le rapport de gonflement est plus élevé dans le cas du milieu infini, en raison de l'absence de contraintes externes.



■ **Figure 8.9.** Définition du point d'équilibre pour les deux cas en milieu infini et fini.

Ces conditions d'équilibre conduisent à des densifications finales post-injection différentes dans les deux cas. À partir de la déformation volumétrique visible sur la **figure 8.10**, on peut noter que dans le cas du milieu fini, le sol subit un compactage plus important que dans le cas du milieu infini. En particulier, on observe une déformation positive (densification) jusqu'au rayon extérieur b_0 , tandis que dans le cas du milieu infini, la déformation s'annule à l'interface élasto-plastique. Cette différence conduit à une densité relative moyenne finale de 0,34 dans le cas du milieu infini, inférieure à la valeur de conception (0,43) que l'on atteint dans le cas du milieu fini. Ce résultat montre que, dans le cas du milieu infini, l'absence de confinement extérieur entraîne un gonflement plus important du bulbe, avec un impact limité sur la densification du sol.



■ **Figure 8.10.** Évolution de la déformation volumétrique et de la densité relative en fonction de la distance radiale pour la couche 1.

En termes de masse de résine injectée, les deux cas donnent les valeurs suivantes : 7,7 kg pour le milieu infini et 8,6 kg pour le milieu fini. Enfin, à partir des valeurs de densité relative moyenne finale, on calcule les valeurs de N_{SPT} post-injection. Ces valeurs, comparées aux résultats de l'essai pénétrométrique réalisé après injections ($N_{SPT} = 20$ sur la **figure 8.11**), conduisent à une légère sous-estimation dans le cas d'un milieu fini ($N_{SPT} = 17$), et à une sous-estimation plus marquée dans le cas d'un milieu infini ($N_{SPT} = 9$).

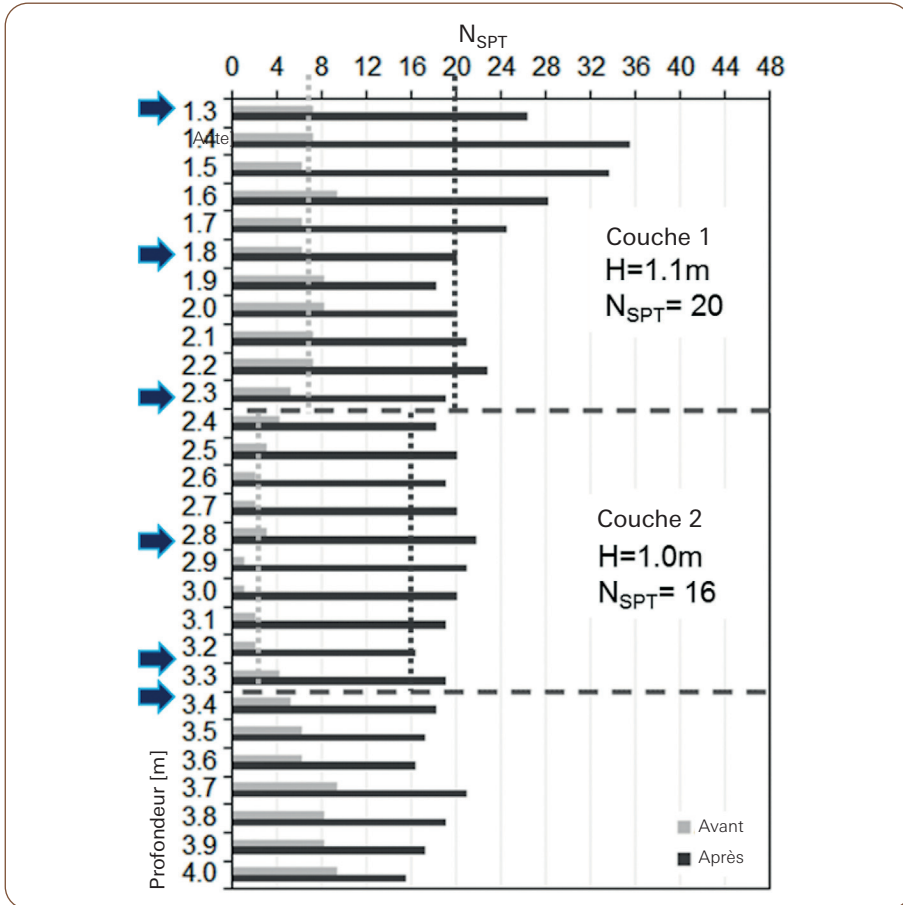


Figure 8.11 . Résultats de l'essai de pénétration dynamique (DPM 30) réalisés après les injections, convertis en nombre de coups N_{SPT} .

8.3.2 Couche 2

La même analyse a été menée pour la couche 2 d'une épaisseur $H = 1$ m. Les résultats de l'essai pénétrométrique de la **figure 8.8** permettent d'estimer une valeur moyenne de N_{SPT} égale à 2, ainsi qu'une densité relative moyenne de 0,17. En termes de contraintes, les contraintes effectives verticales (130 kPa) et horizontales (28 kPa) sont inférieures à celles de la couche 1. Le **tableau 8.11** résume les paramètres mécaniques du sol adoptés pour la couche 2, modifiés de manière appropriée par rapport à la couche 1 afin de tenir compte des différents résultats de l'essai pénétrométrique. Enfin, on a considéré un rayon plastique $b = 1$ m pour l'analyse aux éléments infinis, tandis que dans le cas du milieu fini on a fixé un rayon extérieur $b_0 = 0,5$ m (moitié de l'espacement) et une densité relative moyenne finale de 0,38.

Tableau 8.11 Paramètres mécaniques adoptés pour la couche 2.

Module d'Young E [kPa]	6000
Coefficient de Poisson ν [-]	0.25
Cohésion c [kPa]	0
Angle de résistance au cisaillement φ [°]	34
Angle de dilatance ψ [°]	-8
Indice des vides maximum $e_{\max}$ [-]	0.65
Indice des vides minimum $e_{\min}$ [-]	0.30
Indice des vides initial e_{in} [-]	0.589
Poids volumique du sol γ [kN/m ³]	18

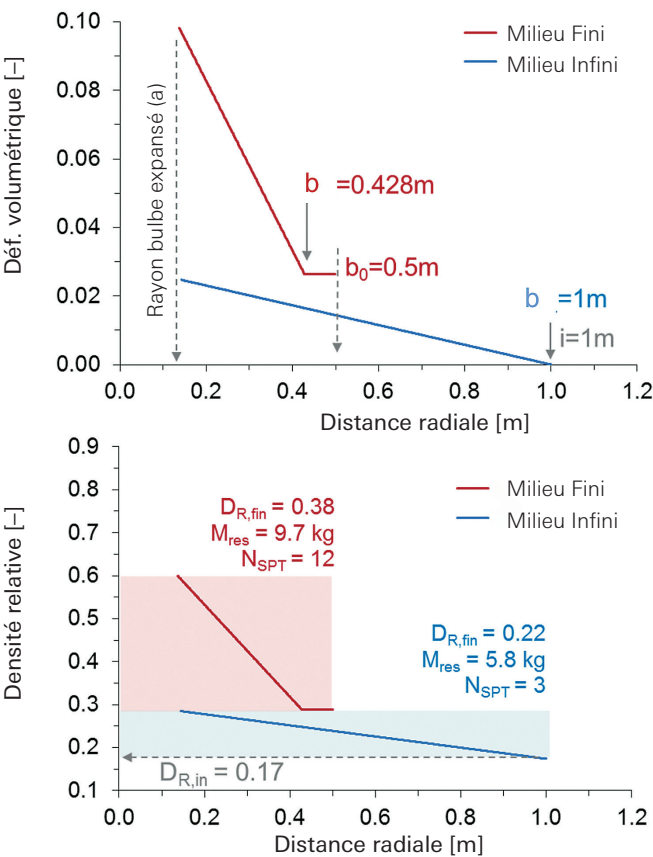


Figure 8.12. Évolution de la déformation volumétrique et de la densité relative en fonction de la distance radiale pour la couche 2.

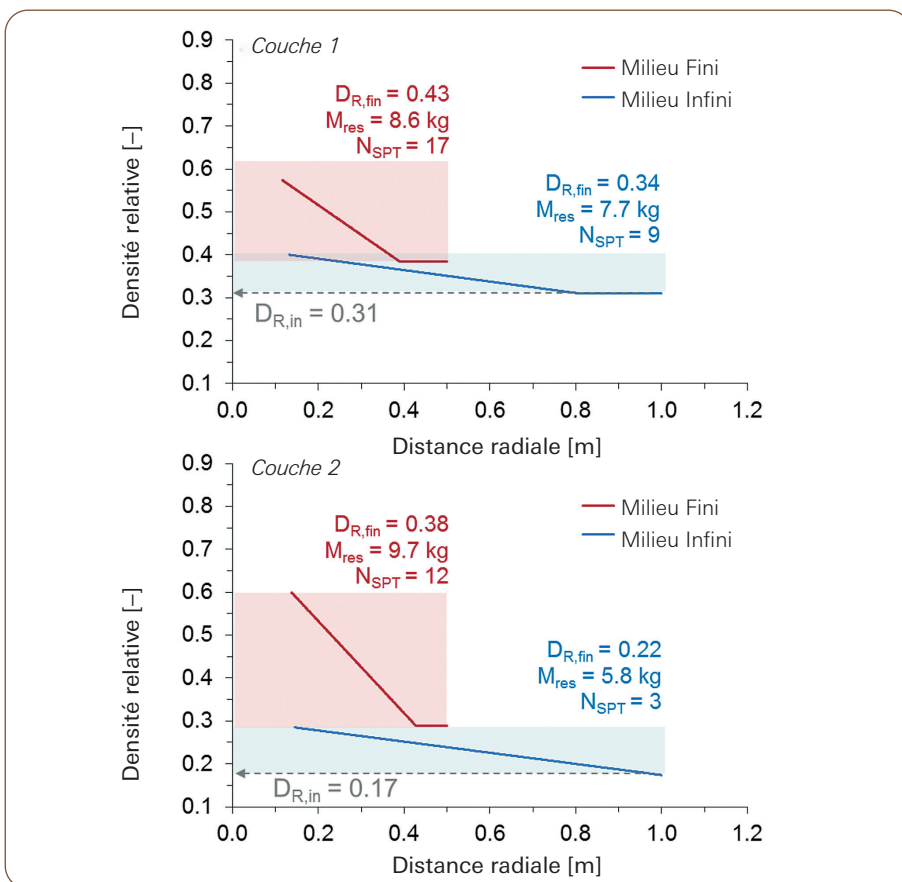
Les résultats de l'analyse sont illustrés à la **figure 8.12**. De la même manière que pour la couche 1, l'analyse effectuée aux éléments finis conduit à une densification finale moyenne ($D_{R,fin}=0,41$) supérieure à celle du milieu infini ($D_{R,fin}=0,22$). En termes de masse de résine à injecter, le cas du milieu fini présente une valeur plus élevée (9,7 kg) que celle du milieu infini (5,8 kg). Par rapport à la couche 1, on observe donc un écart plus important entre les deux analyses, principalement dû à la contrainte horizontale effective plus faible dans la couche 2. Enfin, ce décalage conduit à un nombre de coups N_{SPT} pour le cas du milieu infini ($N_{SPT} = 3$) qui s'écarte le plus des résultats obtenus *in situ* ($N_{SPT}=16$ de la **figure 8.11**) par rapport à l'analyse en milieu fini ($N_{SPT} = 12$).

8.3.3 Résultats finaux

En conclusion, il est possible de combiner les analyses effectuées sur les deux couches pour évaluer la masse totale de résine à injecter à travers le tube Multipoint. Les quantités totales indiquées dans le **tableau 8.12** correspondent à la masse injectée sur le chantier (16,9 kg). Cependant, comme le résument les graphiques de la **figure 8.13**, l'analyse menée en considérant un milieu infini aboutit à une sous-estimation de la densification moyenne finale, évaluée à partir du nombre de coups N_{SPT} dérivé de la densité relative moyenne finale. Au contraire, les résultats obtenus dans le cas du milieu fini permettent une reproduction plus fidèle des valeurs de N_{SPT} obtenues sur le chantier.

■ **Tableau 8.12** Quantités de résine obtenues à partir des analyses effectuées sur les deux couches.

Analyse	Masse de résine		
	Couche 1	Couche 2	Total
Milieu Infini	7.7	5.8	13.5
Milieu Fini	8.6	9.7	18.3



■ **Figure 8.13.** Comparaison des résultats obtenus pour la couche 1 et la couche 2.

L'exemple proposé souligne également l'importance de l'état de contraintes (et donc de la charge superficielle) sur les résultats de l'analyse. En particulier, la contrainte horizontale effective joue un rôle fondamental dans le cas d'une analyse en milieu infini pour garantir le confinement de la zone du sol traitée lors de l'intervention. Des contraintes horizontales peu élevées entraînent un déplacement radial du sol, tout en ne permettant qu'une densification limitée de celui-ci. Cet aspect se révèle, en revanche, moins influent dans le cas d'un milieu fini, où la présence d'un contour extérieur fixe assure le confinement de la partie du sol à traiter. Ce résultat relève l'importance de la conception de la géométrie et de la séquence des injections, en particulier dans le cas de traitements superficiels. En outre, les résultats obtenus doivent être considérés comme une évaluation préliminaire du traitement effectué, dès lors que l'état de contraintes a été calculé à partir d'une charge sur fondation hypothétique ($Q=150$ kPa). Une analyse plus approfondie nécessiterait une connaissance plus précise de la descente de charge sur fondation.

Enfin, il est important de considérer que les deux cas de milieu (infini et fini) représentent deux situations limites pour la simulation d'interventions à l'aide de tubes Multipoint. Le choix de l'approche à utiliser dépend en effet de la géométrie et de la séquence des injections. Par exemple, dans le cas d'injections isolées ou en séquence linéaire, l'analyse en milieu infini devrait être plus représentative. Le milieu fini pourrait également être envisagé pour des injections effectuées en séquence linéaire, en adoptant un rayon extérieur b_0 supérieur à l'espacement pour tenir compte des interactions voisines possibles. Dans le cas d'un maillage d'injections dans lequel deux ou plusieurs séries sont réalisées, le milieu fini représente le choix le plus approprié.

■ 8.4 Injections de résines expansives dans les sols fins

L'objectif ici est de concevoir une intervention consistant à injecter des résines expansives Uretek dans un sable fin, à une profondeur $z = 3,50$ m par rapport au terrain naturel du sol, afin de compenser le tassement d'une fondation carrée de côté $L = 1,50$ m, soumise à une charge $Q = 150$ kPa. Le niveau de la nappe se trouve à une profondeur de $0,50$ m par rapport au terrain naturel du sol.

Les paramètres physiques et mécaniques du sable en question sont les suivants :

- poids de l'unité de volume du sol, $\gamma = 18,5$ kN/m³;
- module élastique d'Young, $E' = 1,17$ MPa; $E_u = 1,4$ MPa;
- coefficient de Poisson, $\nu' = 0,25$; $\nu_u = 0,5$;
- angle de frottement, $\varphi = 25^\circ$;
- degré de surconsolidation, $OCR = 1$.

Étant donné que le sol est normalement consolidé, le coefficient de pression des terres au repos (K_0) peut être calculé comme suit $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, ce qui donne $K_0 = 0,577$.

Pour évaluer le tassement (w) de la fondation, il est possible de se servir de l'expression suivante :

$$w = q \cdot B_{eq} \cdot \left(\frac{1 - \nu'^2}{E'} \right) \quad [8.5]$$

dans laquelle B_{eq} représente la base équivalente de la fondation, qui est égale au diamètre d'une fondation circulaire ayant une surface équivalente, et qui peut par conséquent être calculée de la manière suivante :

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot L^2}{\pi}} \quad [8.6]$$

Dans le cas présent, le tassement w est de 20,30 cm.

La variation de l'état de contraintes, agissant à la profondeur z considérée, peut être déterminée à l'aide des formules suivantes :

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{B_{eq}}{2 \cdot z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad [8.7]$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{q}{2} \cdot \left\{ (1 + 2\nu') - \frac{2 \cdot (1 + \nu') \cdot z}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right\} \quad [8.8]$$

$$\Delta\rho_m = q \cdot \left\{ 1 - \frac{z}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2 \cdot z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \right\} \quad [8.9]$$

où $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_h$ et $\Delta\rho_m$ sont respectivement la différence de contrainte verticale, de contrainte horizontale, et de contrainte moyenne à la profondeur z .

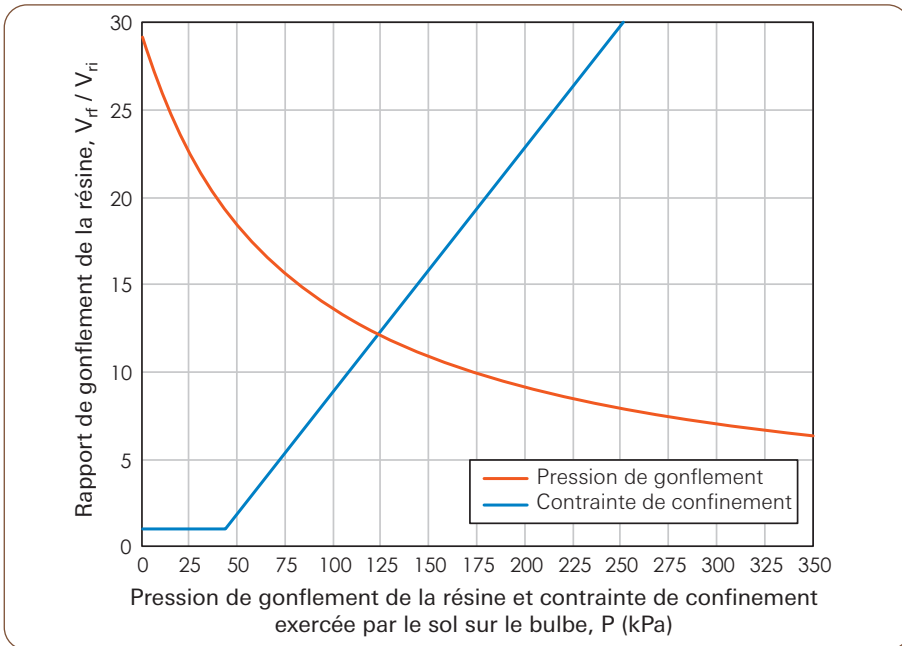
Pour le cas présent, la variation de contrainte verticale à la profondeur de 3,50 m est de 12,30 kPa, tandis que la variation de contrainte horizontale est de -0,90 kPa. Par conséquent, la contrainte verticale totale σ_z est de 77,00 kPa, tandis que la contrainte horizontale totale σ_h est égale à 43,60 kPa.

On souhaite dans un premier temps injecter une masse de résine $M_{ri} = 10$ kg. Sachant que la densité initiale de la résine est égale à 1 070 kg/m³, le volume de résine initial est $V_{ri} = 9,35 \cdot 10^{-3}$ m³.

Comme prévu, puisque le coefficient de pression des terres au repos est inférieur à 1, on peut s'attendre tout d'abord à la formation d'une fracture sub-verticale en forme de pièce de monnaie (*penny-shaped crack*).

En se référant à la procédure décrite au chapitre 4, en supposant une demi-longueur de fracture $L = 0,77$ m, on parvient à une pression d'équilibre de l'ordre de 123,50 kPa environ, comme on peut le voir sur le graphique de la **figure 8.14**. En outre, dans l'hypothèse d'une ténacité à la fracture $K_{IC} = 0,08$ MPa·√m, la pression critique, associée à la demi-longueur de la fracture, est égale à :

$$P = \frac{K_{IC}}{2} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_h = 124.4 \quad [8.10]$$



■ **Figure 8.14.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue). Évaluation de la pression d'équilibre P^* à la profondeur de 3,50 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol, dans l'hypothèse d'une demi-longueur de fracture de 0,77 m.

On peut donc en conclure que pour le sable considéré, avec comme hypothèse une ténacité à la fracture $K_{IC} = 0,08$ MPa·√m, la demi-longueur $L = 0,77$ m représente la valeur exacte, faisant coïncider la pression critique dérivée du critère d'Irwin avec la pression d'équilibre.

La formation de la fracture sub-verticale, suivie de son ouverture, produit localement une augmentation de la contrainte horizontale du sol, égale à la pression d'équilibre nette, et donc une inversion des contraintes principales : la pression d'équilibre nette dans le cas présent est égale à la différence entre la pression critique, évaluée avec le critère d'Irwin, et la contrainte horizontale agissant à la profondeur examinée, qui est de 80,80 kPa.

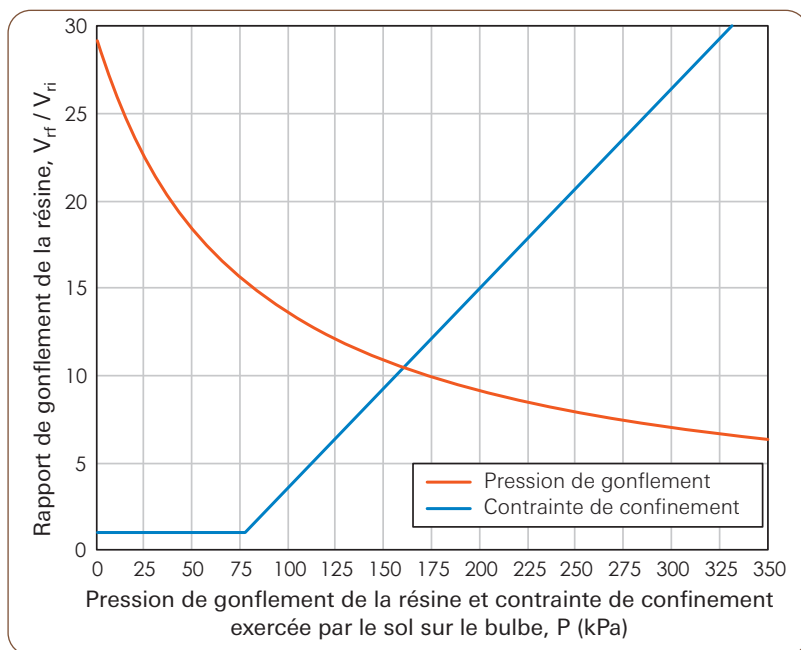
Une nouvelle injection de 10 kg de résine peut conduire à la formation d'une fracture sub-horizontale, dont l'ouverture permet de relever la fondation et de compenser une partie du tassement.

Les prévisions concernant la demi-longueur de la fracture horizontale peuvent être effectuées selon le même procédé que celui décrit précédemment, c.a.d. en recherchant l'état d'équilibre entre la pression de gonflement de la résine et la contrainte de confinement (dans ce cas, verticale) générée dans le sol : dans cette configuration, en adoptant une demi-longueur de fracture $L = 0,72$ m, on obtient une pression d'équilibre de 160 kPa, comme le montre le graphique de la **figure 8.15**.

L'ampleur du soulèvement (w) peut être déterminée, dans un premier temps, en négligeant la compression de la couche de sol au-dessus du point d'injection, au moyen de la formule proposée par Sneddon & Lowengrub (1969) pour le calcul de l'ouverture de la fracture :

$$w(x) = \frac{4 \cdot (1 - \nu_u^2) \cdot P \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E_u} \quad [8.11]$$

Le soulèvement maximal se produit sur l'axe de l'orifice d'injection, c.a.d. pour une distance $x = 0$ et, il atteint dans ce cas présent, une valeur de 7,30 cm.



■ **Figure 8.15.** Rapport de gonflement de la résine en fonction de la pression de gonflement de la résine (ligne rouge) et de la contrainte de confinement du sol (ligne bleue). Évaluation de la pression d'équilibre, P^* à la profondeur de 3,50 m par rapport au niveau du terrain naturel du sol, dans l'hypothèse d'une demi-longueur de fracture de 0,72 m.

Introduction et utilisation des logiciels de calcul

9

9.1 Introduction

Le présent chapitre décrit la méthode de calcul pour le dimensionnement des interventions de densification du sol par injection de résines polyuréthanes expansives dans des tubes Multipoint, qui a été intégré dans un code numérique élaboré à cet effet. Cette méthodologie de calcul repose sur la théorie de la cavité en expansion, qui permet d'analyser le processus d'expansion d'une cavité à l'intérieur du sol.

Deux situations différentes ont notamment été analysées :

- Expansion d'une cavité cylindrique en milieu infini ;
- Expansion d'une cavité cylindrique en milieu fini.

Ces deux cas permettent de reproduire deux conditions limites d'injection. Le cas d'un milieu infini est représentatif d'une injection unique isolée. Le cas d'un milieu fini, en revanche, permet de simuler une injection effectuée dans une portion de sol confinée, en tenant compte de la présence d'injections limitrophes ou de contraintes extérieures.

Pour chacun des deux cas, deux approches différentes ont été développées : une approche en mode « projet » et une approche en mode « vérification ». Chacun des quatre cas a été intégré dans un code numérique (script sous MATLAB) qui permet soit d'exécuter les calculs et le dimensionnement, soit la vérification de l'intervention. Les bases théoriques des scripts sont les mêmes, les différences résidant uniquement dans les paramètres d'entrée et de sortie. Au total, quatre scripts ont été développés :

- Deux script en mode « projet » : un pour le cas d'un milieu infini, et un pour le cas d'un milieu fini.
- Deux script en mode « vérification » : un pour le cas d'un milieu infini et un pour le cas d'un milieu fini.

Dans la **section 9.2**, l'utilisation des scripts en mode projet et en mode vérification est illustrée pour les deux cas, un milieu infini et un milieu fini. La **section 9.3** a

pour objectif de fournir une méthodologie permettant d'estimer les paramètres mécaniques du sol à partir des essais géotechniques *in situ*.

La **section 9.4** présente l'analyse des interventions réalisées par Uretex en utilisant des tubes Multipoint, tandis que la **section 9.5** présente l'étude réalisée pour évaluer une possible optimisation des configurations d'injection.

9.2 Utilisation des logiciels

Pour l'intégration des solutions théoriques développées, des scripts ont été créés sous MATLAB, qui utilisent un fichier Excel pour la saisie des données d'entrée et l'analyse des données de sortie. Deux approches ont été envisagées, nommées « projet » et « vérification », pour lesquelles un fichier Excel a été créé, valable pour le cas d'un milieu infini et d'un milieu fini. L'utilisation globale du logiciel nécessite donc la combinaison d'Excel et de MATLAB. La **figure 9.1** introduit le schéma général pour l'utilisation des logiciels dans les différents cas.

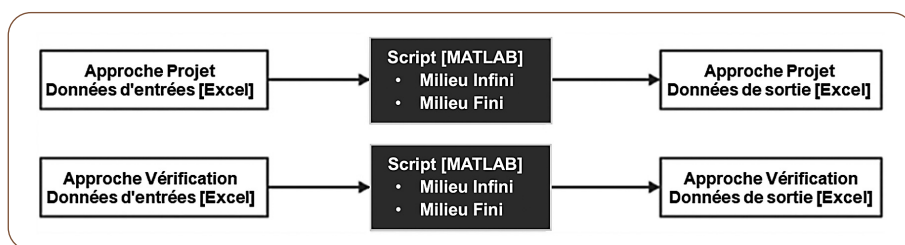


Figure 9.1. Schéma général d'utilisation du logiciel.

La principale différence entre les deux approches (projet et vérification) réside essentiellement dans l'utilisation du paramètre relatif à la quantité de résine.

Dans l'approche en mode « vérification », la quantité de résine injectée représente une donnée d'entrée nécessaire pour évaluer l'amélioration obtenue par l'injection (donnée de sortie), aussi bien pour le cas d'un milieu infini que pour le cas d'un milieu fini. Dans les deux cas, l'amélioration est évaluée à l'aide des paramètres des essais pénétrométriques (nombre de coups N_{SPT} et résistance à la pointe (Q_C) qui sont directement corrélés à la densité relative finale obtenue (donnée de sortie). Toutefois, dans le cas d'un milieu infini, une augmentation de la masse de résine injectée n'entraîne pas une augmentation de la densité relative finale, mais uniquement un accroissement du rayon plastique.

Dans l'approche en mode « projet », le logiciel permet d'évaluer la quantité de résine à injecter (donnée de sortie) pour obtenir une certaine amélioration du sol (donnée d'entrée). Dans le cas d'un milieu fini, cette amélioration est intégrée dans le logiciel via les paramètres finaux des essais pénétrométriques,

corrélés à la densité finale requise. En revanche, pour le cas d'un milieu infini, c'est l'extension de la zone plastique qui est introduite, puisque la densité relative finale est indépendante de la quantité de résine injectée.

9.2.1 Données d'entrée

Les données d'entrée sont saisies dans l'onglet « ENTRÉE » de la feuille Excel, aussi bien pour l'approche en mode projet qu'en mode vérification. En général, les données d'entrée sont divisées en cinq sections :

- 1) Paramètres du site ;
- 2) Paramètres mécaniques du sol ;
- 3) Données de la fondation ;
- 4) Paramètres de la résine ;
- 5) Géométrie de l'injection.

9.2.1.1 Paramètres du site

Les paramètres du site concernent les conditions initiales de la couche à analyser (modèle géotechnique). Les scripts de MATLAB font référence aux résultats d'essais de pénétration dynamique (SPT) ou statique (CPT). Les paramètres à définir sont les suivants :

- L'épaisseur de la couche de sol à analyser ;
- La valeur moyenne sur la couche du nombre de coups (N_{SPT}) dans le cas d'un essai de pénétration dynamique, ou de la résistance à la pointe (Q_C) dans le cas d'un essai de pénétration statique ;
- La valeur moyenne sur la couche de la pression limite (p_{LIM}) dans le cas d'essai pressiométrique. La valeur correspondante de N_{SPT} est automatiquement calculée à partir de la valeur moyenne p_{LIM} , selon si le sol est grossier ou fin (avec une conductivité hydraulique inférieure à 10^{-6} m/s) ;
- La profondeur de la nappe ;
- La valeur moyenne de pression hydrostatique sur la couche ;
- Les valeurs moyennes sur la couche des contraintes effectives verticales et horizontales ;
- La valeur de densité relative initiale estimée à partir des résultats des essais pénétrométriques. Cette valeur est calculée automatiquement à partir des résultats des essais pénétrométriques et de l'état de contraintes (voir l'équation 9.14 et la **figure 9.4** à la section 9.3.2.1).

9.2.1.2 Paramètres mécaniques du sol

Les paramètres mécaniques du sol incluent les paramètres élasto-plastiques et les caractéristiques du sol :

- Module d'Young E ;
- Coefficient de Poisson ν ;
- Cohésion effective C' ;
- Angle de résistance effective au cisaillement ϕ' ;
- Angle de dilatance ψ ;
- Cohésion non drainée C_u ;
- Résistance à la traction σ_t ;
- Indice des vides maximum $e_{\max}$;
- Indice des vides minimum $e_{\min}$;
- Indice des vides initial e_0 (calculé automatiquement à partir de la densité relative initiale) ;
- Poids de l'unité de volume ;
- Conductivité hydraulique k .

9.2.1.3 Données de la fondation

Les données de la fondation sont nécessaires pour le calcul de la répartition des contraintes dans le sol. La solution de Boussinesq (Poulos & Davis, 1974) a été adoptée pour les cas d'une semelle filante et d'une fondation de forme circulaire infiniment souples, reposant sur un sol de fondation à comportement élastique linéaire. Les données suivantes relatives à la fondation sont requises :

- Type de fondation (semelle filante ou isolée) ;
- Largeur ;
- Longueur ;
- Charge ;
- Profondeur d'encastrement par rapport à la surface naturelle du sol ;
- Distance par rapport au centre de la fondation pour laquelle on souhaite calculer l'état de contraintes.

La solution pour une fondation de forme circulaire a été introduite pour reproduire le cas d'une fondation type semelle isolée rectangulaire ou carrée. La procédure

adoptée consiste à obtenir, à partir de la géométrie rectangulaire, une fondation de forme circulaire d'une surface équivalente (le rayon de la fondation de forme circulaire est calculé automatiquement dans les feuilles Excel). À la différence de la solution pour la semelle filante, dans le cas d'une fondation isolée, les contraintes sont calculées uniquement le long de l'axe de symétrie. Si l'on souhaite étendre le calcul des contraintes à des points positionnés à l'extérieur de l'axe de symétrie : voir la procédure décrite dans Poulos & Davis (1974). Dans les deux cas (semelles filante et isolée), le calcul des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur est effectué automatiquement par la feuille de calcul Excel.

Dans le cas de fondations massives (c.a.d. rigides), la solution élastique fournit une distribution théorique des contraintes non uniforme. En particulier, la distribution est caractérisée par une valeur minimale au centre de la fondation et une valeur tendant vers l'infini sur les bords. Cette condition ne tient pas compte du comportement élasto-plastique du sol, et n'est donc pas représentative de l'état de contraintes réel. En effet, la plastification du sol au niveau des bords de la fondation détermine une réduction de l'état de contraintes. Par conséquent, l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes est acceptable même dans le cas de fondations rigides.

Enfin, dans le cas d'une fondation type radier, il est possible d'effectuer le calcul des contraintes en divisant la zone de charge en bandes de largeur finie, et d'adopter la solution pour le cas d'une semelle filante pour chaque bande. Il est également possible d'utiliser la solution pour une charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire, qui permet de calculer les contraintes au niveau de l'arête de la surface (Poulos & Davis, 1974). La mise en œuvre de cette solution dans Excel s'avère particulièrement coûteuse en ressources ; il est donc recommandé de développer un code de calcul dédié à cet effet.

9.2.1.4 Paramètres de la résine

La description du comportement rhéologique de la résine intégrée dans les scripts est conforme à l'équation suivante :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{A}{B + \frac{1}{C} \ln[1 + p(\text{MPa})]} \quad [9.1]$$

où les trois coefficients A, B, et C sont requis comme données d'entrée pour tenir compte du type de résine à utiliser lors de l'intervention. Ces paramètres sont obtenus à partir de l'analyse des essais en laboratoire visant à mesurer la pression de gonflement de la résine, réalisés conformément aux spécifications techniques applicables fournies dans Geotechnical Engineering (2019). (Voir l'annexe C).

Outre les coefficients nécessaires à la définition de la courbe rhéologique de la résine, les paramètres suivants doivent être indiqués :

- La densité de la résine à l'état liquide (ρ_{res}) ;
- La viscosité de la résine à l'état liquide (μ_{res}) ;
- Le temps de réaction de la résine (t_{res}), déterminé par des essais en laboratoire ;
- Le temps de vérification du potentiel de fracturation.

9.2.1.5 Géométrie de l'injection

Les paramètres relatifs à la géométrie de l'injection sont les suivants :

- Entraxe des injections, qui est utilisé comme distance maximale pour évaluer la variation de l'état de contraintes et de la déformation volumétrique ;
- Profondeur de la tête d'injection, qui correspond à la profondeur du premier trou du tube d'injection par rapport à la surface naturelle du sol ;
- Rayon extérieur (b_0) dans le cas d'une analyse aux éléments finis, qui ne doit pas être supérieur à l'entraxe ;
- Rayon du trou d'injection α_f ;
- Pression d'injection p_{ir} .

9.2.1.6 Projet vs Vérification

Tous les paramètres d'entrée mentionnés dans les sections précédentes doivent être tous renseignés, que l'on adopte une approche en mode projet ou en mode vérification. Toutefois, comme précisé au début de la **section 9.3**, certains paramètres diffèrent selon que l'on opte pour une approche projet ou une approche vérification.

Approche en mode « vérification »

Dans l'approche en mode vérification, la quantité de résine à injecter est toujours requise comme donnée d'entrée. Cette valeur détermine le rayon initial du bulbe (α_0). Il est important de souligner que, dans le cas d'un milieu infini, une augmentation de la masse de résine injectée n'entraîne pas une augmentation de l'amélioration attendue, mais uniquement une augmentation du rayon plastique. L'amélioration du sol ne dépend donc pas de la quantité de résine, mais uniquement de l'état de contraintes et des paramètres mécaniques du sol. Dans le cas d'un milieu fini, en revanche, il existe une corrélation entre la masse de résine injectée et l'amélioration attendue.

Approche en mode « projet »

Dans l'approche en mode projet pour le milieu infini, puisque l'amélioration ne dépend pas de la quantité de résine à injecter, le rayon plastique - proportionnel à la quantité de résine injectée - a été retenu comme paramètre d'entrée du projet. Par conséquent, plus le rayon de la zone plastique augmente, plus la quantité de résine nécessaire pour atteindre la plastification requise augmente.

Dans le cas d'un milieu fini, les paramètres finaux des essais pénétrométriques ($N_{SPT,des}$ et $Q_{C,des}$) de la couche analysée sont utilisés comme données d'entrée, afin d'intégrer l'amélioration requise après le traitement. Sur la base de ces valeurs et des autres paramètres d'entrée, on calcule la quantité de résine à injecter pour obtenir l'amélioration souhaitée. Les paramètres des essais pénétrométriques sont corrélés à la densité relative par les relations indiquées à la section 9.3.2.1. La densité relative moyenne finale (et donc l'incrément correspondant ΔD_R) définit une relation unique entre le rayon initial (α_0) et le rayon expansé (α) du bulbe, selon l'équation suivante :

$$\alpha = \left[\alpha_0^2 + \Delta D_R (b_0^2 - \alpha_0^2) \frac{e_{max} - e_{min}}{1 + e_0} \right]^{0.5} \quad [9.2]$$

L'équation 9.2 est obtenue à partir de l'équation [4.52], dans laquelle l'incrément de la déformation volumétrique dépend du rayon initial (α_0) et final (α) du bulbe, conformément à la relation suivante :

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{V_f - V_i}{V_i} = -\frac{\pi(b_0^2 - \alpha^2) - \pi(b_0^2 - \alpha_0^2)}{\pi(b_0^2 - \alpha_0^2)} \quad [9.3]$$

9.2.2 Exécution du script MATLAB

Une fois les données d'entrée saisies, le fichier Excel (de projet ou de vérification) doit être enregistré et fermé. À ce stade, il est possible d'ouvrir le script requis dans MATLAB et de l'exécuter à l'aide du bouton « Run ». Les données d'entrée sont automatiquement importées depuis le fichier Excel pour l'exécution des calculs.

À la fin du calcul, les résultats de l'analyse (données de sortie) sont automatiquement enregistrés dans le même fichier Excel, dans la feuille correspondant au script utilisé (milieu infini ou fini). Avant d'ouvrir le fichier Excel, vérifier qu'aucun message d'erreur ne s'affiche sur le bureau MATLAB.

9.2.3 Données de sortie

La condition d'équilibre entre le sol et le bulbe expansé représente le point de départ des données de sortie pour tous les scripts développés. Cette condition est définie en termes de :

- Rayon initial du bulbe (Q_0) ;
- Pourcentage de volume de résine qui pénètre dans le sol ;
- Rayon expansé du bulbe (Q) ;
- Déplacement radial vers le bord du bulbe ;
- Rayon plastique (R_{PL}) ;
- Rapport de gonflement ;
- Pression d'expansion effective (p').

Approche en mode projet

Dans l'approche en mode projet, le rayon initial du bulbe (Q_0) obtenu sert à déterminer la masse de résine à injecter (M_{res}), qui représente la principale donnée de sortie.

À partir de la condition d'équilibre, on calcule la répartition des contraintes (radiale et tangentielle) et de la déformation volumétrique. La détermination de la répartition de la déformation volumétrique permet ensuite de déduire la densité relative.

La densité relative moyenne finale représente le deuxième paramètre de sortie principal. Dans le cas d'un milieu infini, cette valeur moyenne de densité relative se rapporte exclusivement à la zone plastique. Dans le cas d'un milieu fini, cette valeur moyenne de densité relative est calculée sur l'ensemble de la zone élasto-plastique, et correspond à la valeur imposée dans les données d'entrée.

Enfin, les données de sortie comprennent également les valeurs moyennes finales de $N_{SPT, fin}$ ou $Q_{C, fin}$. Ces valeurs ont été calculées (comme présenté au paragraphe suivant) en tenant compte de l'état de contraintes du sol après injection, qui diffère de l'état initialement saisi dans les données d'entrée. C'est pourquoi, les valeurs de sortie ($N_{SPT, fin}$ ou $Q_{C, fin}$) sont différentes (et notamment supérieures) par rapport aux valeurs de projet ($N_{SPT, des}$ ou $Q_{C, des}$) saisies lors de la phase d'entrée. Afin de tenir compte de cet effet et d'éviter une surestimation excessive des valeurs moyennes de sortie, il est possible d'introduire des valeurs projet de $N_{SPT, des}$ ou $Q_{C, des}$ légèrement inférieures (environ - 20 %) par rapport à celles réellement requises.

Approche en mode vérification

Dans l'approche en mode vérification, la quantité de résine à injecter constitue une donnée d'entrée, tant pour un milieu infini que fini, et elle est utilisée pour calculer le rayon initial du bulbe (Q_0). Une fois la condition d'équilibre connue, on calcule la répartition des contraintes, de la déformation volumétrique, de la densité relative, et des paramètres N_{SPT} et Q_C . Dans le mode vérification, la principale donnée de sortie est la densité relative moyenne finale. Dans le cas d'un milieu infini, puisque l'augmentation de la masse de la résine injectée n'induit pas d'augmentation de la densification du sol, l'évaluation du rayon plastique est déterminante pour apprécier les réels bénéfices d'injecter une plus grande quantité de résine.

Enfin, dans tous les scripts développés, on calcule les valeurs moyennes finales de $N_{SPT,fin}$ ou $Q_{C,fin}$ qui peuvent être utilisées pour évaluer l'efficacité de l'intervention en les comparant aux résultats d'un essai pénétrométrique correspondant, effectué avant le traitement. Ces valeurs sont calculées à partir de la densité relative moyenne finale ($D_{R,fin}$) et de la contrainte verticale effective moyenne finale ($\sigma'_{v,fin}$). En particulier, la contrainte verticale effective est obtenue de la manière suivante (Yu & Houlsby, 1991) :

$$\sigma'_{v,fin} = \sigma'_{v,in} + \Delta\sigma'_v = \sigma'_{v,in} + v(\Delta\sigma'_r + \Delta\sigma'_\theta) \quad [9.4]$$

où $\sigma'_{v,in}$ est la contrainte verticale effective moyenne initiale, et $\Delta\sigma'_v$, $\Delta\sigma'_r$, $\Delta\sigma'_\theta$ sont les augmentations de la contrainte effective verticale, radiale, et tangentielle après injection.

9.2.3.1 Vérification du potentiel de soulèvement

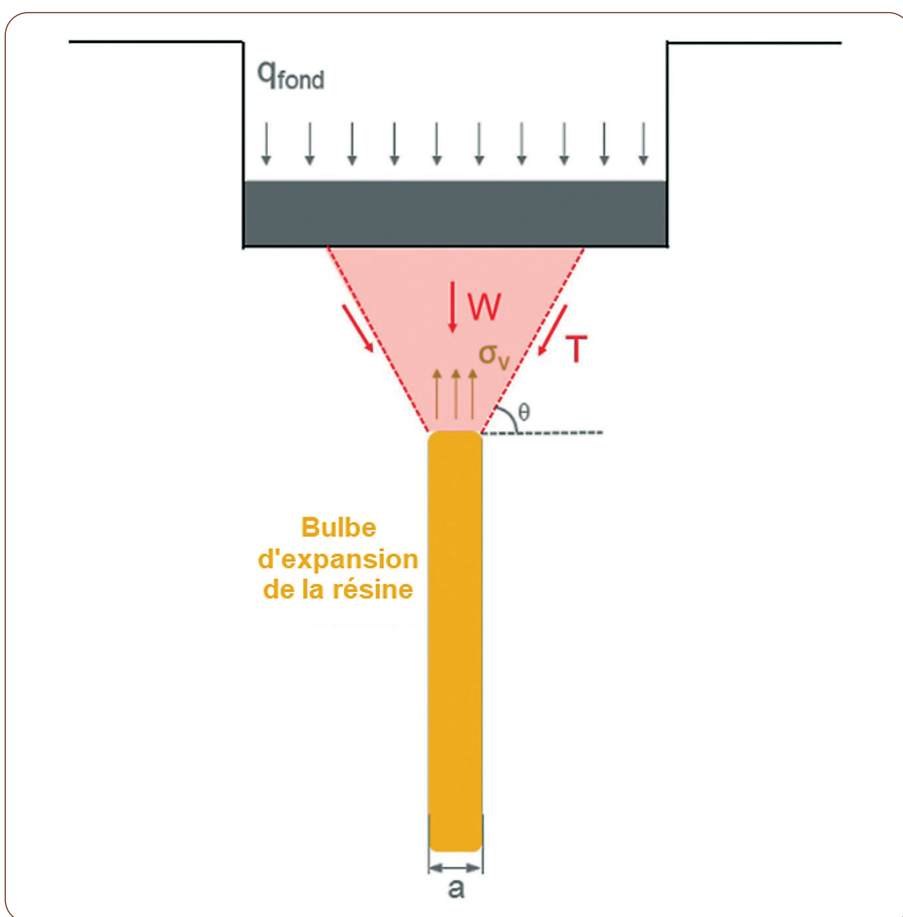
Le soulèvement de la surface naturelle du sol est un effet important à prendre en compte lors de la conception des injections, en particulier en présence de structures sus-jacentes. Une vérification du potentiel de soulèvement, basée sur la méthode présentée dans Wong (1974), El-Kelesh *et al.* (2001), Wang *et al.* (2013) a été introduite dans les scripts. Cette méthode permet de déterminer la pression verticale minimale nécessaire pour déclencher le soulèvement. Elle repose sur la formation d'une surface de rupture conique reliant la tête d'injection à la surface naturelle du sol (**figure 9.2**).

La pression de soulèvement est déterminée à partir d'un équilibre de translation verticale, intégrant le poids du sol contenu dans le volume conique (W), la résistance au cisaillement mobilisée le long de la surface conique (T) ainsi que la charge de la fondation (Q_f). La pression de soulèvement (p_{soll}) est donnée par l'équation suivante :

$$p_{\text{sol}} = \bar{W} \left(1 + \frac{2(1 - \sin \phi) \cos(\pi - (\theta + \phi))}{\cos \phi \cdot \cos \theta} \right) + q_f \left(\frac{\text{tg}^2 \theta + 2 \frac{d}{a} \text{tg} \theta + \left(\frac{d}{a} \right)^2}{\text{tg}^2 \theta} \right) \quad [9.5]$$

$$\text{avec } \bar{W} = \gamma d \frac{3 \text{tg}^2 \theta + 3 \frac{d}{a} \text{tg} \theta + \left(\frac{d}{a} \right)^2}{3 \text{tg}^2 \theta}$$

où d est la profondeur de la tête d'injection par rapport au niveau du sol ; θ est l'angle défini sur la **figure 9.2** (supposé égal à $45^\circ + \phi/2$ selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb) ; γ est le poids volumique du sol.



■ **Figure 9.2.** Schéma représentatif du mécanisme de rupture du sol provoqué par l'injection, pour le calcul de la pression de soulèvement.

La vérification du potentiel de soulèvement est effectuée en calculant deux facteurs de sécurité, de la manière suivante :

$$F_{S_h} = \frac{p_{\text{sol}}}{\Delta\sigma_r} \quad [9.6]$$

$$F_{S_v} = \frac{p_{\text{sol}}}{\Delta\sigma_v} \quad [9.7]$$

où $\Delta\sigma_r$ est l'incrément de la contrainte radiale totale au bord du bulbe, et $\Delta\sigma_v$ est l'incrément de la contrainte verticale totale du bulbe au niveau de la tête d'injection, obtenu à partir de :

$$\Delta\sigma_v = v[\Delta\sigma_r(r = \alpha) + \Delta\sigma_0(r = \alpha)] \quad [9.8]$$

En plus de la pression de soulèvement, les coefficients de sécurité et les variations correspondantes de contraintes radiale et verticale sont fournis dans les données de sortie.

Le facteur de sécurité F_{S_v} est celui qui représente le mieux la géométrie réelle du problème, car le soulèvement est déterminé par l'augmentation des contraintes verticales. Toutefois, dans le domaine des applications d'injections solides (*compaction grouting*), on adopte généralement le facteur F_{S_h} qui est plus prudent.

Étant donné que ces facteurs de sécurité se rapportent à des conditions limites de rupture, une limitation des déplacements à quelques millimètres peut conduire à des valeurs sensiblement supérieures à l'unité. Dans un premier temps, il est recommandé de prendre $F_{S_h} \geq 1,5$ et $F_{S_v} \geq 2$.

9.2.3.2 Vérification du potentiel de fracturation

Le processus d'expansion de la résine peut générer des fractures dans le sol entourant la cavité, avant d'atteindre la condition d'équilibre. Dans ce cas précis, l'expansion semble se concentrer dans les fractures, où la résine a tendance à gonfler, ce qui peut favoriser la propagation de ces fractures. Les sols avec une fraction fine sont particulièrement sensibles à ce phénomène, en raison de la faible perméabilité de la résine pendant la phase d'injection. Dans le cas d'interventions de compactage, la génération et la propagation de fractures doivent être évitées afin de garantir l'efficacité du traitement, et de permettre l'application de la théorie d'expansion des cavités pour simuler l'expansion du bulbe et la densification du sol.

Les fractures peuvent être déclenchées par un mécanisme de rupture par traction ou par cisaillement. Dans les deux cas, la pression exercée par la résine doit être supérieure à la pression limite de fracturation ($p_{f, \text{tr}}$ dans le cas de la traction et $p_{f, \text{tg}}$ dans le cas du cisaillement).

Lors du traitement dans des sols fins, cet aspect doit donc être pris en compte, notamment pour déterminer le moment opportun pour effectuer l'injection. En effet, en cas de risque de fracturation, il est nécessaire de prévoir des pauses durant la phase initiale de l'injection afin d'éviter la propagation des fractures et la canalisation consécutive de la résine. La durée de la pause dépend du temps de réaction de la résine ; les résines qui ont tendance à se solidifier plus lentement permettent d'effectuer des pauses plus longues entre les injections. La solidification de la résine imprégnant le sol confère à celui-ci une cohésion supplémentaire et empêche la formation de nouvelles fractures lors des injections ultérieures. On peut donc supposer que la fracturation constitue un point plus critique dans les sols où la pénétration de la résine est faible. Cet aspect n'a pas été pris en compte dans les codes de calcul développés, afin d'éviter une augmentation excessive des temps de calcul et en raison du manque de données permettant une quantification adéquate.

Les codes de calcul développés (scripts de vérification) permettent d'évaluer le risque de fracturation. Ils indiquent également la nécessité d'effectuer des pauses entre les injections (injections intermittentes) afin de garantir la formation d'un bulbe de résine et de limiter le déclenchement de fractures. Cette vérification est effectuée dans les sols où la pénétration est faible. Étant donné que, dans les scripts de vérification, la quantité de résine à injecter constitue une donnée d'entrée, la condition préalable à l'évaluation du potentiel de fracturation est la suivante :

$$\frac{V_{r,perm}}{V_{ri}} < 25\% \quad [9.9]$$

où $V_{r,perm}$ est le volume de résine qui imprègne le sol pendant l'injection, et V_{ri} est le volume total de résine que l'on a prévu d'injecter. La perméabilité du sol est donc un paramètre déterminant pour cette vérification.

Une fois établie la nécessité d'évaluer le problème de la fracturation pour la procédure d'injection, la vérification est effectuée au moyen de scripts spécialement développés (l'un pour le cas d'un milieu infini et l'autre pour celui d'un milieu fini), permettant d'estimer la pression de gonflement de la résine dans des conditions d'équilibre pour des quantités de résine injectée correspondant à des multiples de 0,20 kg. Cette valeur correspond au débit de résine injecté en 1 seconde et généralement utilisé pendant les traitements (12 kg/min). D'un point de vue théorique et du calcul, le processus d'expansion est analysé à l'aide de la théorie de la cavité en expansion, appliquée à chaque intervalle d'injection d'une seconde. Le nombre d'intervalles doit être saisi dans les données d'entrée du fichier Excel (« Temps de vérification de la fracturation »). La valeur de pression d'équilibre obtenue à chaque intervalle est ensuite comparée aux valeurs de pression de fracturation. Il est ainsi possible d'évaluer le déclenchement de la fracturation au fur et à mesure de la progression de l'injection. Le critère le plus

restrictif correspond à la plus faible valeur entre $p_{f,tr}$ et $p_{f,tg}$. Dans le cas d'une injection cylindrique, la vérification est effectuée pour les différentes profondeurs de l'épaisseur du sol à traiter. Si la pression d'équilibre dépasse l'une des deux valeurs de fracturation, il est alors nécessaire d'interrompre l'injection et de poursuivre avec des injections intermittentes. Dans le cas contraire, il est possible de poursuivre l'injection de résine de manière continue.

Si la condition n'est pas satisfaisante, le code fournit en sortie le nombre de secondes après lesquelles la fracturation se produit ainsi que le mécanisme associé (cisaillement ou traction). Cette valeur est toujours inférieure ou égale au temps de vérification saisi dans les données d'entrée. Ces informations sont enregistrées dans les données de sortie du fichier Excel correspondant. Il est recommandé d'utiliser un temps de vérification de la fracturation qui ne soit pas trop long. Dans un premier temps, une valeur de trois secondes peut être envisagée. Il est toutefois possible d'augmenter cette valeur en tenant compte de l'augmentation du temps de calcul (raison pour laquelle des scripts séparés ont été créés). En outre, il est important de considérer que, dans le cas d'un milieu infini, la pression d'équilibre ne dépend pas des dimensions initiales du bulbe (et donc de la quantité de résine injectée) : il suffit donc de régler le temps de vérification sur 1 seconde.

La phase initiale du traitement est la plus critique, car il faut éviter le déclenchement de fractures. En cas de faible pénétration, compte tenu de la résistance à la traction limitée des sols, la pression développée par la quantité de résine injectée en une seconde est généralement suffisante pour déclencher le processus de fracturation par traction. Au moment où la fracture se produit, il est nécessaire de suspendre l'injection et de poursuivre de manière intermittente. Le recours à des pauses entre les injections s'avère donc indispensable pour éviter la propagation des fractures et la canalisation de la résine qui en résulte. Cependant, les pauses doivent également tenir compte du processus de solidification de la résine, car il faut éviter l'obstruction du tube d'injection dans les premières étapes du traitement. D'après ces considérations, une résine optimale devrait présenter deux caractéristiques principales. La première réside dans un intervalle de réaction court (c.a.d. le temps séparant le début et la fin de la réaction) ; ainsi, en cas d'apparition d'une fracture, une solidification rapide de la résine (et donc un temps d'expansion réduit) devrait limiter leur propagation. La seconde caractéristique réside dans un temps de réaction initial suffisamment long, de manière à disposer d'une plus grande marge de sécurité vis-à-vis du risque de solidification prématurée de la résine dans le tube d'injection. Toutefois, étant donné que les résines actuellement utilisées possèdent un intervalle de réaction proportionnel au temps de démarrage de la réaction, il est préférable d'opter pour une résine avec de longs intervalles de réaction. On bénéficie ainsi d'un temps de démarrage de réaction plus long, permettant de se prémunir contre la solidification prématurée de la résine dans

le tube d'injection. Pour limiter la propagation potentielle des fractures en cas de déclenchement, il est nécessaire de fractionner la quantité totale de résine à injecter en plusieurs intervalles, de manière à réduire à chaque étape le volume de résine injectée susceptible d'alimenter la propagation des fractures.

Enfin, une liste des points clés à considérer pour le contrôle du risque de fracturation est fournie :

- Calculer la masse de résine à injecter à l'aide des scripts de projet ;
- Évaluer la nécessité d'un contrôle du risque de fracturation à l'aide des scripts de vérification ;
- Réaliser des tests de fracturation afin d'évaluer la nécessité de recourir à des injections intermittentes, en s'appuyant sur des protocoles de vérification du risque de fracturation.

9.2.4 Sommaire sur l'utilisation du logiciel

Enfin, le **tableau 9.1** présente un résumé des principaux paramètres qui différencient les quatre codes de calcul développés.

■ **Tableau 9.1** Récapitulatif des données principales d'entrée et sortie pour les différents codes de calcul.

	Approche Projet		Approche Vérification	
	Milieu Infini	Milieu Fini	Milieu Infini	Milieu Fini
Données d'entrée	R_{PL}	$N_{SPT,des}, q_{c,des}$	M_{res}	M_{res}
Données de sortie	M_{res} $N_{SPT,fin}, q_{c,fin}$	M_{res} R_{PL}	$N_{SPT,fin}, q_{c,fin}$ R_{PL}	$N_{SPT,fin}, q_{c,fin}$ R_{PL}

où :

- R_{PL} est le rayon plastique ;
- M_{res} est la masse de la résine injectée ;
- $N_{SPT,fin}, q_{c,fin}$ sont les paramètres finaux respectivement pour l'essai de pénétration statique et dynamique.

Ces paramètres sont liés à la densité relative moyenne finale.

9.3 Critères de définition des paramètres géotechniques et mécaniques

La définition des paramètres géotechniques du sol joue un rôle fondamental dans la conception et l'analyse rigoureuse des interventions à l'aide des codes de calcul développés. La réalisation d'essais pénétrométriques *in situ* fournit des informations préliminaires importantes pour l'évaluation de ces paramètres. Toutefois, en fonction de l'importance et de la complexité de l'intervention à réaliser, les essais *in situ* devraient être complétés par des essais en laboratoire, afin d'obtenir une définition plus fiable de ces paramètres. Les essais en laboratoire jouent notamment un rôle essentiel pour les sols fins, pour lesquels la détermination des paramètres mécaniques en conditions drainées est difficile à obtenir à partir des essais pénétrométriques effectués *in situ*.

Sur la base du modèle constitutif NAMC (Mohr-Coulomb non associé) utilisé dans les codes de calcul développés, les paramètres géotechniques et mécaniques du sol requis pour la modélisation sont résumés dans le **tableau 9.2**. Ces paramètres peuvent être divisés en trois catégories :

- 1) Paramètres de résistance ;
- 2) Paramètres de déformabilité ;
- 3) Paramètres physiques.

Tableau 9.2 Paramètres mécaniques et géotechniques du sol, à introduire dans les codes de calcul développés.

Paramètres de résistance	Cohésion	c
	Angle de résistance au cisaillement	ϕ
	Angle de dilatance	ψ
Paramètres de déformabilité	Module d'Young	E
	Coefficient de Poisson	ν
Paramètres physiques	Indice des vides maximum	e_{max}
	Indice des vides minimum	e_{min}
	Indice des vides initial	e_0
	Poids volumique du sol	γ

Les essais *in situ* principalement employés pour évaluer l'efficacité des interventions sont les essais de pénétration statique et dynamique, en comparant les valeurs de résistance de pointe (essais statiques) ou le nombre de coups (essais dynamiques) mesurés avant et après injection de résines expansives.

Les résultats des essais réalisés avant injections permettent d'obtenir une estimation des paramètres du sol grâce à des corrélations empiriques.

Il est toutefois important de souligner que la réalisation d'essais pénétrométriques non standardisés accroît l'incertitude dans l'estimation des paramètres, en raison du manque de données empiriques.

9.3.1 Essai de pénétration dynamique en continu

Dans la pratique, des essais de pénétration dynamique en continu sont fréquemment réalisés à l'aide d'un pénétromètre moyen léger 30-20 kg (DPM 30). Cet appareil est très utilisé en raison de sa facilité de transport et de mise en œuvre, mais les corrélations entre les résultats qu'il fournit et les paramètres géotechniques restent limités.

Les essais de pénétration dynamique en continu sont efficaces pour évaluer les variations de densité relative dans les sols grossiers. Toutefois, certains points essentiels doivent être pris en considération afin de garantir une interprétation rigoureuse des résultats obtenus lors des essais :

- La présence de cailloux induit généralement une augmentation de la résistance à la pénétration (typiquement sous forme de pics), qui n'est pas représentative des caractéristiques mécaniques de la couche de sol. En particulier, dans le cas de graviers et de matériaux grossiers, on observe des variations plus marquées de la résistance pénétrométrique que dans les sables plus fins. Un effet similaire sur les résultats des essais peut également être provoqué par la présence d'une cimentation entre les particules du matériau granulaire.
- Dans les sols fins, le frottement latéral le long des tiges de l'appareil constitue la principale limitation par rapport à l'essai pénétrométrique standard (**figure 9.3**). L'injection de boues peut être utilisée pour réduire l'effet du frottement latéral sur la résistance à la pénétration. Il est également possible de corriger cet aspect par l'intermédiaire de mesures de torsion. Une analyse plus approfondie de ces points est présentée dans Cestari (2005).

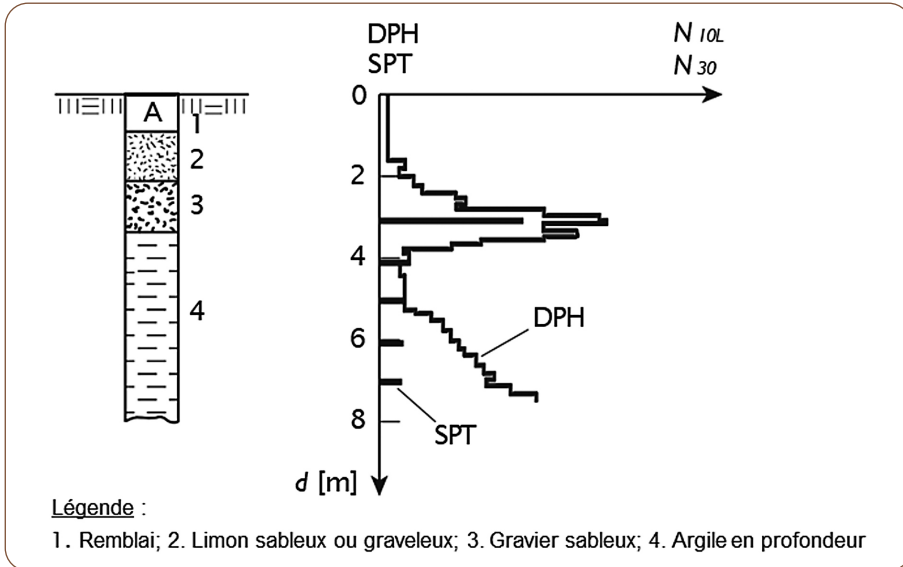


Figure 9.3. Exemple d'augmentation de la résistance de pénétration due au frottement latéral le long des tiges (Cestari, 2005).

Les résultats d'essais de pénétration dynamique en continu, réalisés à l'aide d'un pénétromètre moyen/léger 30-20 kg, peuvent être convertis en valeurs équivalentes d'essais pénétrométriques standard grâce aux relations suivantes, qui corréleront le nombre de coups mesuré (N_{10}) à la valeur standard N_{SPT} (Cestari, 2005).

Dans les sols fins cohésifs :

$$N_{10}/N_{SPT} \geq 0.7 - 0.8 \text{ quand } 8 < N_{10} < 14 \quad [9.10]$$

$$N_{10}/N_{SPT} \geq 0.8 - 1.0 \text{ quand } 14 < N_{10} < 18 \quad [9.11]$$

Dans les sols grossiers :

$$N_{10}/N_{SPT} \geq 0.95 - 1.0 \text{ quand } 8 < N_{10} < 15 \quad [9.12]$$

$$N_{10}/N_{SPT} \geq 1.0 - 1.2 \text{ quand } 15 < N_{10} < 30 \quad [9.13]$$

À la place du pénétromètre moyen/léger 30-20 kg, Urettek réalise également, à titre expérimental, des essais de pénétration statique avec un mini-pénétromètre. Pour ce cas, il n'existe actuellement aucune méthode de conversion permettant d'obtenir une valeur standard de résistance de pointe (q_c).

Les sections suivantes présentent les méthodes d'évaluation des paramètres de résistance et de déformabilité à partir des essais de pénétration statique (CPT) et dynamique (SPT).

9.3.2 Paramètres de résistance

9.3.2.1 Sols grossiers

L'estimation de la résistance au cisaillement de pic (ϕ'_p) pour les sols sableux et graveleux, à partir des résultats des essais CPT ou SPT, peut être effectuée en évaluant dans un premier temps la densité relative (D_R).

Sur la **figure 9.4**, D_R est défini en fonction de la résistance de pointe du pénétromètre (q_c) et de la contrainte verticale effective à la profondeur considérée (σ'_{v_0}). Dans le cas des essais SPT, D_R peut être obtenu par la corrélation proposée par Skempton (1986) :

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N N_{SPT}}{60}} \quad [9.14]$$

où N_{SPT} est le nombre de coups obtenu lors de l'essai SPT, C_N est un paramètre tenant compte de la contrainte géostatique verticale effective (σ'_{v_0}) à la profondeur de l'essai, estimé à l'aide des équations suivantes:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v_0}}{100}} \quad \text{Sables fins} \quad [9.15]$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v_0}}{100}} \quad \text{Sables grossiers} \quad [9.16]$$

Une fois la densité relative déterminée, l'angle de résistance au cisaillement de pic (ϕ'_p) est estimé à l'aide du diagramme présenté à la **figure 9.5**.

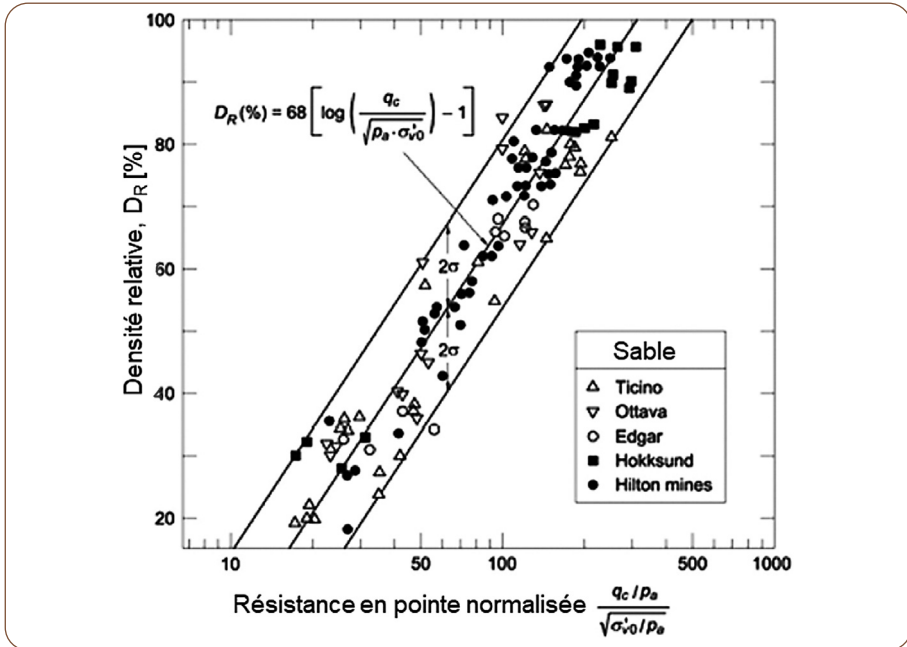


Figure 9.4. Corrélation entre D_R et q_c pour les sols sableux (Lancellotta, 1983).

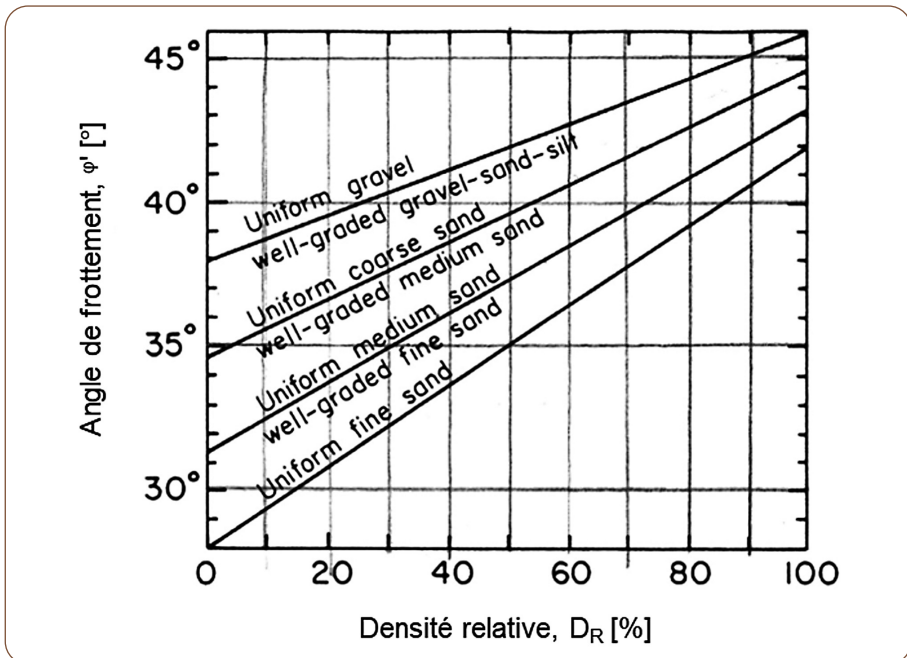


Figure 9.5. Corrélation entre D_R et ϕ' pour les sols sableux (Schmertmann, 1978).

Pour définir l'angle de résistance à volume constant (ϕ'_{cv}), il est recommandé de se référer aux essais en laboratoire et/ou aux indications suivantes, en fonction de la minéralogie des particules :

sables quartzeux $\phi'_{cv} = 32^\circ - 35^\circ$

sables calcaires $\phi'_{cv} = 36^\circ - 40^\circ$

Pour les sols graveleux et sableux, la cohésion est généralement négligée au profit de la composante de résistance au cisaillement due au frottement.

9.3.2.2 Sols fins en conditions drainées

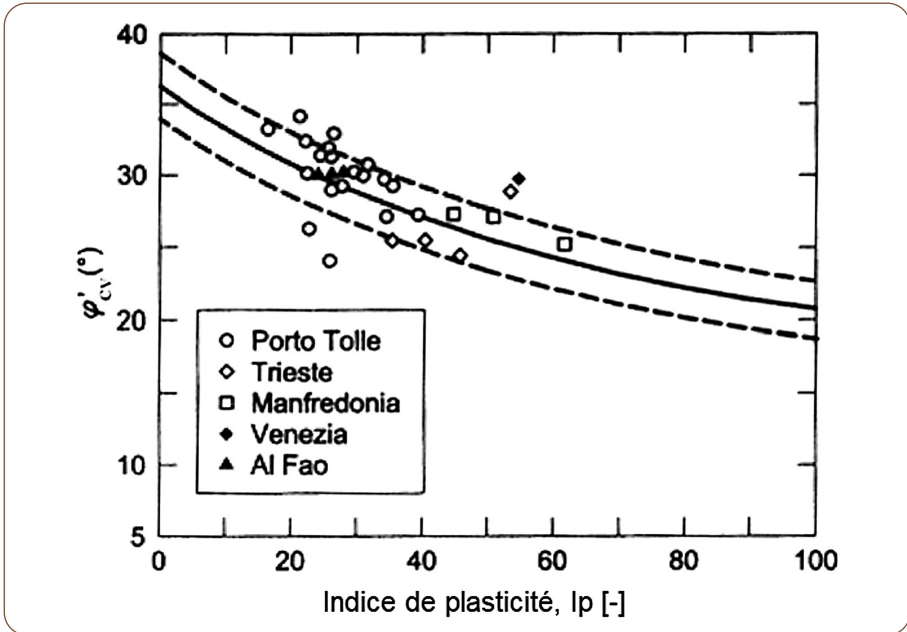
Pour les matériaux à grains fins, il n'existe pas dans la littérature de corrélations fiables permettant d'estimer, à partir des résultats d'essais CPT, les paramètres de résistance au cisaillement cohésif (c') et de frottement (ϕ'_p) en conditions drainées.

Si l'on souhaite définir ces paramètres, il est donc recommandé de recourir à des essais en laboratoire de type triaxial (CD) ou de cisaillement direct. En première approximation, des valeurs comprises entre 20° et 30° peuvent être envisagées.

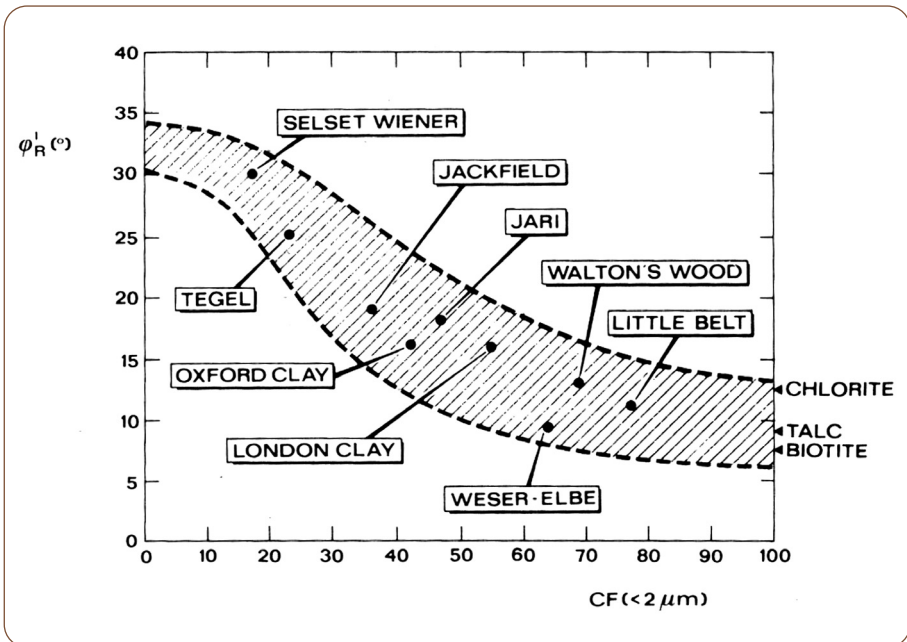
Dans le cas d'argiles normalement consolidées, les essais triaxiaux permettront de mettre en évidence une enveloppe de rupture caractérisée par un angle de résistance au cisaillement coïncidant avec la valeur de l'angle d'état critique (ϕ'_{cv}), lequel peut être déterminé à partir du graphique de la **figure 9.6** en fonction de l'indice de plasticité.

En outre, certaines corrélations empiriques sont rapportées, permettant une évaluation préliminaire de la plage de variation de l'angle de résistance au cisaillement résiduel ($\phi'_R < \phi'_{cv}$) pour les matériaux cohésifs. Ces corrélations sont présentées dans les graphiques des **figures 9.7** et **9.8**, en fonction respectivement de la teneur en fines (C_F) et de l'indice de plasticité (PI).

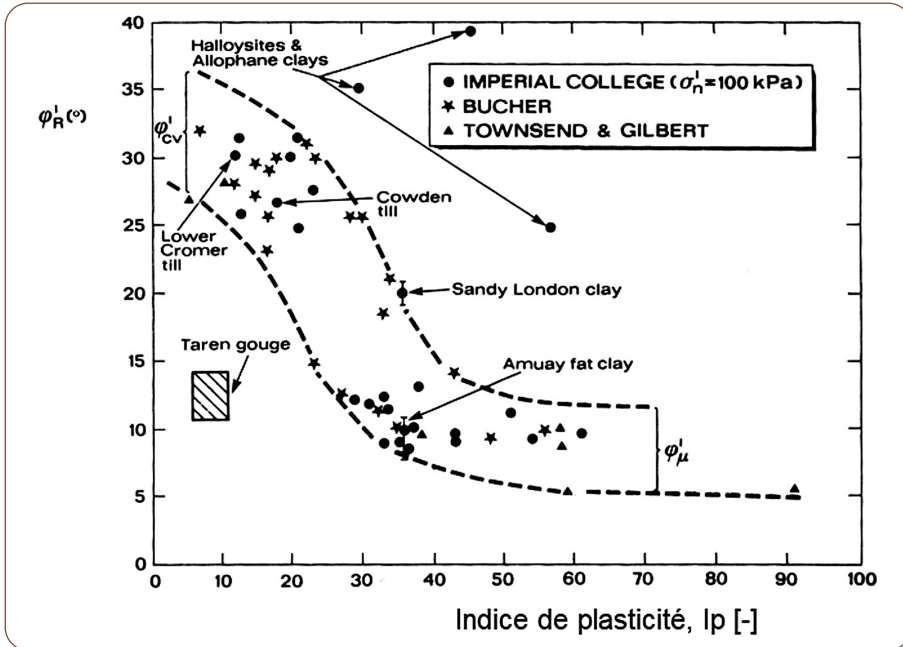
À titre de critère général pour les interventions de consolidation par résines expansives, il est recommandé d'utiliser l'angle de résistance au cisaillement à volume constant et non celui de pic. Ce choix s'explique par le fait que les sols nécessitant ce type d'intervention présentent généralement peu compacts ; l'hypothèse d'une condition de pic serait donc incorrecte et pourrait conduire à des résultats erronés.



■ **Figure 9.6.** Corrélation entre l'angle de résistance au cisaillement à volume constant et l'indice de plasticité (Jamiolkowski *et al.*, 1979).



■ **Figure 9.7.** Variation de l'angle de résistance au cisaillement résiduel (ϕ'_R) en fonction de la teneur en argiles (CF) (Skempton, 1964).



■ **Figure 9.8.** Variation de ϕ'_R en fonction de l'indice de plasticité (Lupini *et al.*, 1981)..

9.3.2.3 Sols fins cohésifs en conditions non drainées

Cette section présente des corrélations pour l'estimation de la cohésion non drainée (c_u). Ce paramètre n'est pas utilisé directement dans les codes de calcul développés, qui n'ont pas pour objectif l'analyse des traitements en conditions non drainées ; il est toutefois pris en compte pour l'estimation des paramètres de déformabilité (voir section 9.3.3).

Parmi les différentes corrélations empiriques proposées avec l'essai de pénétration statique CPT, l'utilisation de l'expression suivante est recommandée :

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma_{v_0})}{N_k} \quad [9.17]$$

où q_c est la résistance de pointe pénétrométrique, σ_{v_0} est la contrainte géostatique verticale totale à la profondeur d'exécution de l'essai CPT, N_k est un facteur de résistance de pointe, supposé compris entre 4 et 20. Pour une estimation plus précise, il est possible de suivre les indications fournies par Lancellotta (2004) :

- Dans les argiles molles, Lunne *et al.* (1976) et Baligh *et al.* (1980) suggèrent une valeur moyenne de $N_k = 14$, avec une incertitude de 33 %, en supposant que la résistance de référence soit celle obtenue par l'essai scissométrique.

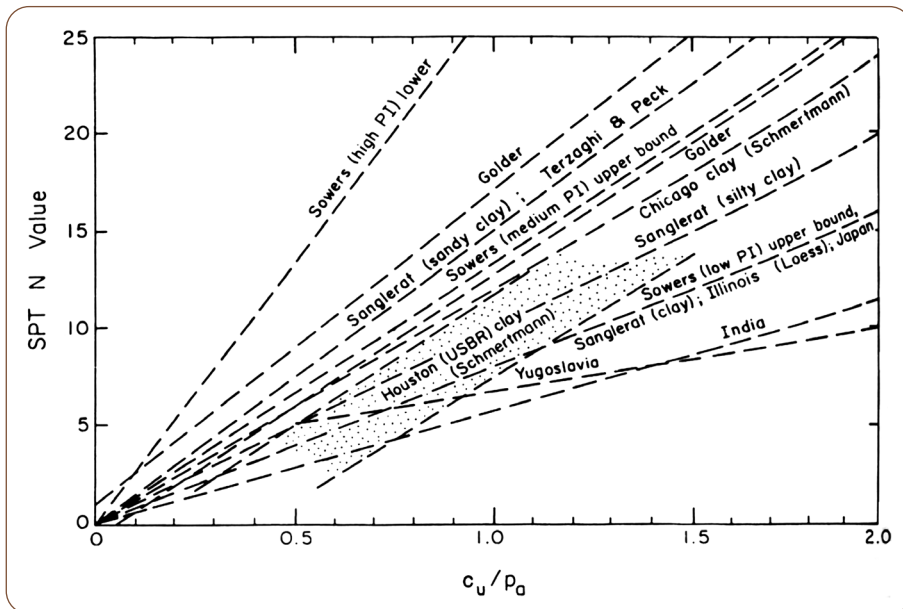
- Dans les argiles préconsolidées intactes, Kjekstad *et al.* (1978) indiquent $N_k = 17 \pm 5$, en se référant à la résistance obtenue à partir d'essais de compression triaxiale.
- Dans les argiles fissurées, Marsland & Powell (1979) recommandent des valeurs comprises entre 20 et 30, en tenant compte de la faible représentativité de la résistance non drainée pour ce type de sol.

L'estimation de la cohésion non drainée pour les matériaux cohésifs peut être effectuée à partir d'essais de pénétration dynamique SPT, en utilisant les corrélations empiriques présentées à la **figure 9.9**, établies pour différents types de sol.

Parmi les différentes corrélations proposées à la **figure 9.9**, la plus couramment utilisée est, dans tous les cas, la suivante (pour les matériaux de plasticité moyenne) :

$$\frac{c_u}{p_a} = 0.06 N_{SPT} \quad [9.18]$$

où p_a est la pression atmosphérique de référence (environ 102 kPa), et N_{SPT} est le nombre de coups obtenu à partir des essais SPT.



■ **Figure 9.9.** Corrélations empiriques entre N_{SPT} et c_u (Djoenaidi, 1985).

9.3.2.4 Angle de dilatance

L'utilisation d'une loi d'écoulement plastique non associée dans le modèle de comportement adopté (Mohr-Coulomb) nécessite la définition de l'angle de dilatance, qui permet d'introduire les déformations volumétriques plastiques induites par une contrainte de cisaillement.

Dans le cas de sols fortement compactés ou surconsolidés, des déformations d'expansion volumétriques sont généralement observées lors du processus de plastification par cisaillement, et l'angle de dilatance prend des valeurs positives. Cette situation présente toutefois peu d'intérêt dans le cas d'interventions par résines expansives, puisque le sol est supposé être dans un état initial lâche ou peu compacté. Il est donc recommandé de considérer, comme valeur maximale, un angle de dilatance égal à 0° . Dans ces conditions, les déformations volumétriques observées, une fois la condition de plastification atteinte, proviennent uniquement de la composante élastique.

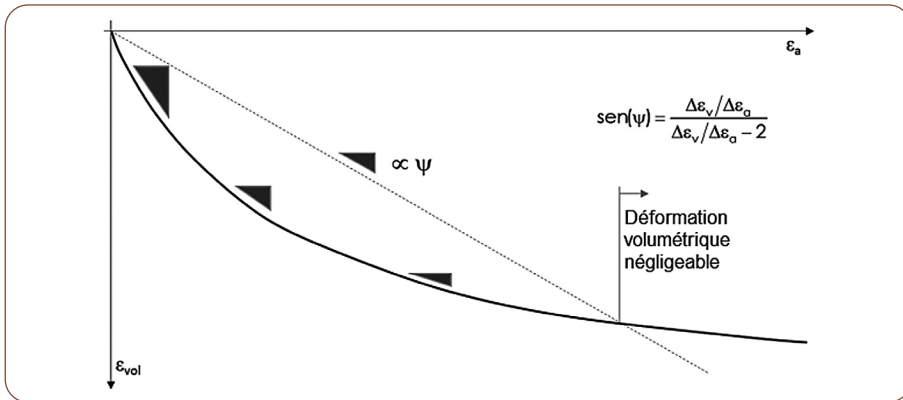
Dans le cas de sols relativement lâches, dont la densité relative est inférieure à 30 %, la composante plastique de la déformation joue un rôle important dans la densification du sol. Dans ces cas, il est possible d'introduire des valeurs négatives de l'angle de dilatance pour mieux simuler la réponse mécanique observée. Cependant, la littérature ne fournit aucune corrélation empirique permettant d'évaluer directement l'angle de dilatance à partir des essais pénétrométriques *in situ*. Compte tenu de la complexité de ce paramètre, son évaluation peut être réalisée par des essais de cisaillement direct ou d'essais triaxiaux en laboratoire.

À partir de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux drainés sur des sables lâches, il est possible d'estimer l'angle de dilatance (ψ) à partir de la relation entre la variation de déformation volumétrique ($\Delta\varepsilon_{vol}$) et la déformation axiale ($\Delta\varepsilon_q$) selon l'expression suivante :

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vol}}{\Delta\varepsilon_q} = \frac{-2\sin(\psi)}{1-\sin(\psi)} \quad [9.19]$$

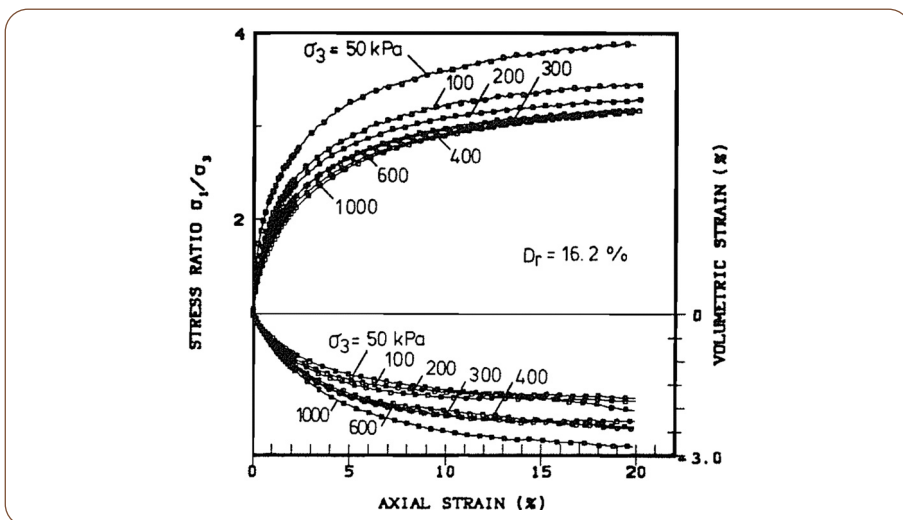
La **figure 9.10** illustre de manière schématique l'évolution de la déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale, telle qu'elle est typiquement observée lors d'un essai de compression triaxiale en condition drainée sur un sol lâche. Compte tenu du caractère non linéaire de cette évolution, l'angle de dilatance n'est évidemment pas constant : il atteint une valeur plus élevée au début de la phase de cisaillement, puis tend progressivement vers zéro à mesure que la variation de volume de l'éprouvette devient négligeable, jusqu'à l'atteinte de l'état critique. Le modèle de comportement mis en œuvre (Mohr-Coulomb non associé) suppose une valeur constante de l'angle de dilatance. Il est donc recommandé d'estimer une valeur moyenne de l'angle, afin d'éviter une surestimation excessive des déformations. Une possibilité consiste à adopter une valeur moyenne sécante, déterminée entre le point initial et l'obtention d'une condition

de déformations volumétriques négligeables au fur et à mesure de la progression de la déformation par cisaillement.



■ **Figure 9.10.** Schéma illustrant l'évolution de la déformation volumétrique lors d'un essai triaxial drainé réalisé sur une éprouvette de sol faiblement compacté.

Sur la base de cette analyse, certains résultats d'essais triaxiaux drainés sur des sables lâches, issus de la littérature, ont été examinés afin de fournir des indications préliminaires sur les valeurs admissibles de l'angle de dilatance. Un exemple est présenté à la **figure 9.11** où, pour une déformation axiale de 15 %, les valeurs moyennes sécantes de l'angle de dilatance sont estimées entre -3° et -6° , selon les différents niveaux de confinement utilisés lors des essais. D'autres résultats d'essais triaxiaux, réalisés sur des sables lâches présentés dans Castro (1969) et Been & Jefferies (2004), ont donné des valeurs comprises entre -4° et -9° .



■ **Figure 9.11.** Résultats d'essais triaxiaux drainés sur le sable lâche de Karlshruhe (Kolymbas & Wu, 1990).

La **figure 9.12** présente un autre exemple d'estimation de l'angle de dilatance d'un sable (sable du Tessin), obtenu à partir d'un essai pressiométrique réalisé en chambre d'étalonnage (Manassero, 1987). Dans ce cas, l'angle de dilatance est donné par la déformation volumétrique ($\Delta\varepsilon_{vol}$) et par la déformation de cisaillement ($\Delta\gamma = \Delta\varepsilon_r - \Delta\varepsilon_\theta$), selon l'équation suivante :

$$\sin(\psi) = -\frac{\Delta\varepsilon_{vol}}{\Delta\gamma} \quad [9.20]$$

En considérant une déformation de cisaillement de 4 %, correspondant à l'atteinte de la condition d'état critique, le graphique de la **figure 9.12** permet d'estimer un angle de dilatance sécante correspondant égal à -4° .

En phase préliminaire, ce type d'analyse permet d'identifier l'intervalle compris entre -10° et 0° comme une plage de variation plausible de l'angle de dilatance pour les sols lâches, dont la densité relative est inférieure à 30 %. En particulier, des valeurs inférieures à -7° doivent être prises en compte dans le cas de sols très lâches. Évidemment, lorsque la densité relative diminue, on s'attend également à une diminution de l'angle de dilatance. Toutefois, l'établissement de cette relation de dépendance ne peut être réalisé qu'à partir d'essais en laboratoire effectués sur le sol concerné.

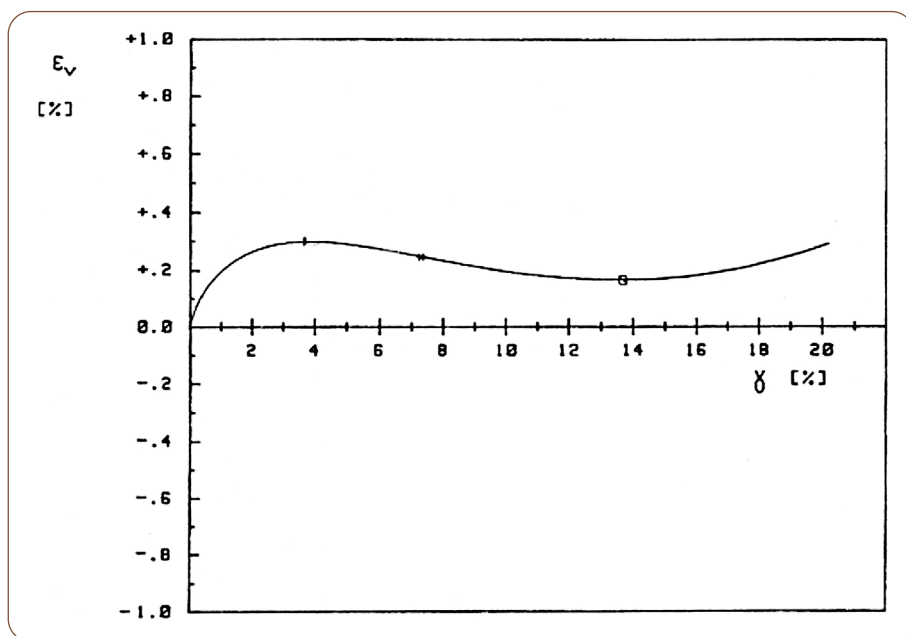


Figure 9.12. Déformation volumétrique observée lors d'un essai pressiométrique réalisé dans une chambre d'étalonnage (Manassero, 1987).

9.3.2.5 Résistance à la traction

La résistance à la traction (σ_t) est extrêmement faible dans les sols lâches. Une contribution significative peut être observée dans le cas de sols présentant un certain degré de cimentation, pour lesquels un traitement par résines expansives n'est généralement pas nécessaire.

Dans les sols lâches grossiers, la résistance à la traction est nulle. D'un point de vue théorique, cette caractéristique est confirmée par les résultats des essais de cisaillement, dont l'enveloppe linéaire (par exemple de type Mohr-Coulomb) montre une cohésion effective nulle.

Les sols fins peuvent, en revanche, présenter une résistance à la traction minimale, généralement de l'ordre de quelques kPa. De manière générale, cet aspect est dû à la cohésion apparente associée à un état de saturation partielle. Les effets de la saturation partielle sont relativement difficiles à quantifier, car leur évaluation nécessite la connaissance de la succion du sol (ou la courbe de rétention correspondante). Dans le cas de sols à forte capacité de rétention d'eau, la résistance à la traction peut atteindre des valeurs de l'ordre de quelques dizaines de kPa. À titre préliminaire, Morris *et al.* (1992) suggèrent l'équation suivante pour évaluer la résistance à la traction :

$$\sigma_t = -c_{app}/2 \quad [9.21]$$

Cependant, en l'absence d'une évaluation fiable des effets de la saturation partielle, la résistance à la traction d'un matériau à grains fins doit être considérée comme très faible (une valeur de l'ordre de 5 kPa peut être retenue comme limite maximale). Par conséquent, la modélisation du comportement du sol doit inclure une « limite de traction », pour limiter la résistance à la traction qui résulterait d'une enveloppe linéaire (par exemple de type Mohr-Coulomb), comportant une composante cohésive.

9.3.3 Paramètres de déformabilité

Cette section présente les principales corrélations empiriques permettant d'estimer les paramètres de déformabilité du sol. L'hypothèse généralement admise est celle d'un milieu isotrope et linéaire, même si le comportement du sol peut devenir nettement non linéaire et anisotrope à l'intérieur de la surface de plasticité.

Au vu de ces considérations, il est utile de rappeler que le module de déformation d'un sol (par exemple, le module d'Young), à densité égale, dépend principalement :

- du niveau de déformation ;
- du niveau de contrainte moyenne effective ;
- du chemin de contraintes suivi ;

- du facteur temps, entendu à la fois comme l'effet d'écrouissage visqueux (*aging*) après la phase de consolidation, et comme l'effet de la viscosité structurelle se manifestant durant la phase de chargement.

À la différence du module d'Young, le coefficient de Poisson est indépendant de l'état de contraintes et de déformations du sol. Il n'existe pas de corrélations empiriques avec des essais *in situ*. En règle générale, dans des conditions drainées, ce coefficient prend les valeurs indiquées dans le **tableau 9.3** pour différents types de sol.

■ **Tableau 9.3** Valeurs du coefficient de Poisson en conditions drainées pour différents types de sol (Kulhawy & Mayne, 1990).

Type de sol	Coefficient de Poisson
Argile	0,20 – 0,40
Sables denses	0,30 – 0,40
Sables lâches	0,10 – 0,30

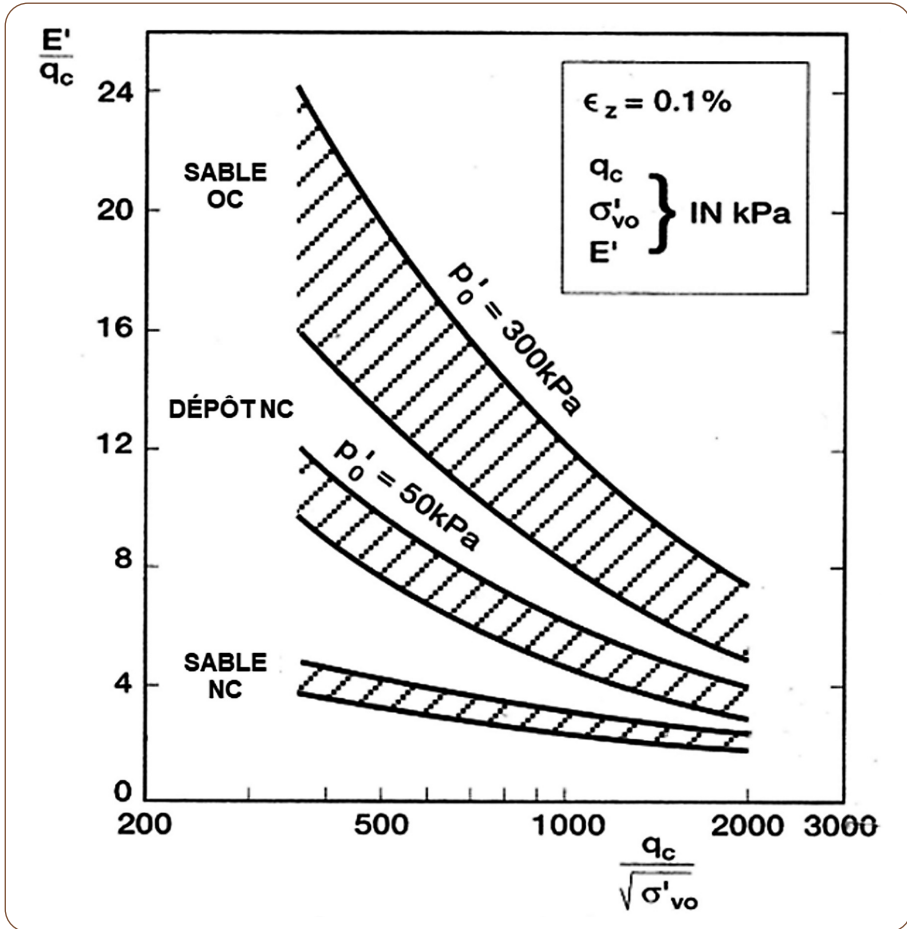
9.3.3.1 Sols grossiers

La résistance de pointe (Q_C) du pénétromètre statique est principalement contrôlée par la résistance au cisaillement du sol ; elle reflète donc son comportement en cas de grandes déformations. Elle dépend de D_R ainsi que de la contrainte effective horizontale, et demeure presque totalement indépendante de l'historique du dépôt. À l'inverse, le module de déformation est fortement influencé par l'historique des contraintes, de sorte que les différentes corrélations proposées doivent être considérées dépendantes au minimum de facteurs tels que l'historique des contraintes, la densité relative et la composition minéralogique du sable.

Dans la **figure 9.13**, le module d'Young (E') se réfère à un niveau de déformation égal à 0,10 %. De plus, trois plages de variation admissibles sont indiquées, dans l'ordre suivant :

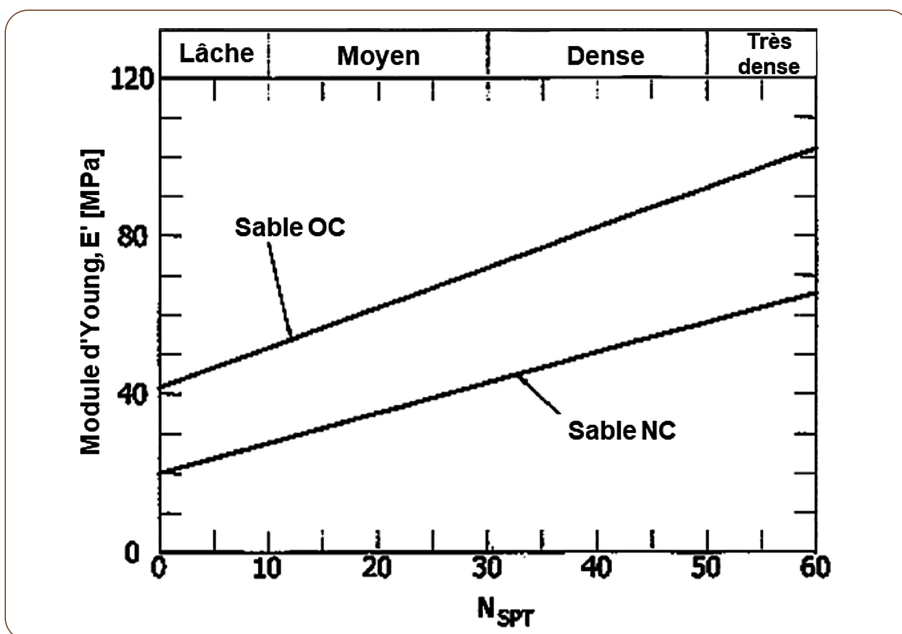
- pour les dépôts récents ou artificiels ;
- pour les dépôts naturels pour lesquels aucune preuve géologique de phénomènes de préconsolidation mécanique n'est disponible, mais où l'on peut néanmoins admettre que la structure du sol est influencée par des liens diagénétiques ;
- pour les sables préconsolidés mécaniquement.

Les valeurs extrêmes de ces champs de variation correspondent aux niveaux de contrainte isotrope géostatique (p_0') minimum et maximum, auxquels se rapportent les estimations du module E' . Pour des valeurs intermédiaires, on peut adopter un critère de proportionnalité.



■ **Figure 9.13.** Corrélation entre le module d'Young (E') et la résistance de pointe du pénétromètre statique q_c (Berardi *et al.*, 1991).

Pour estimer le module d'Young à des déformations moyennes ou grandes dans les matériaux non cohésifs obtenus à partir des résultats d'essais SPT, il est recommandé d'adopter la corrélation empirique proposée par D'Appolonia (1970), illustrée à la **figure 9.14**.



■ **Figure 9.14.** Module d'Young (E') en fonction du nombre de coups N_{SPT} pour des sables (D'Appolonia, 1970).

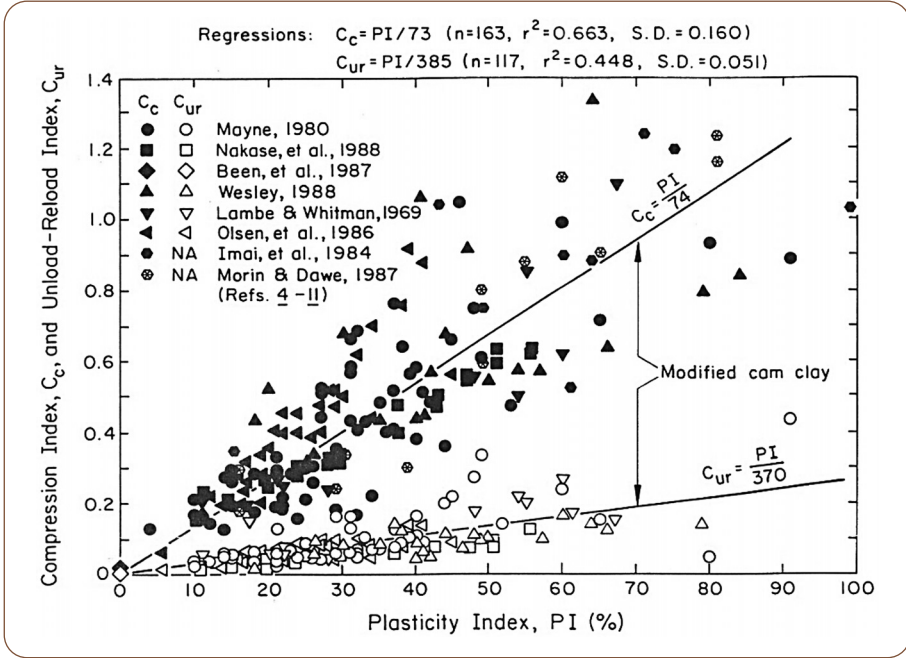
9.3.3.2 Sols fins en conditions drainées

Pour les matériaux à grains fins en conditions drainées, le degré de surconsolidation (OCR) doit être évalué préalablement à l'aide de la relation suivante :

$$OCR = \left(\frac{q_c - \sigma_{v_0}}{\alpha N_k \sigma'_{v_0}} \right)^{1.25} \quad [9.22]$$

où q_c est la résistance de pointe du pénétromètre ; σ_{v_0} est la contrainte verticale totale à la profondeur considérée ; σ'_{v_0} est la contrainte verticale effective à la profondeur considérée ; α est un coefficient qui prend des valeurs comprises entre 0,22 et 0,25 ; N_k est le facteur de résistance de pointe, dont la valeur est comprise entre 4 et 20.

Pour les sols normalement consolidés, on peut utiliser le graphique de la **figure 9.15** en se référant au coefficient de compressibilité C_c , déterminé en fonction de l'indice de plasticité du matériau. Dans tous les cas, compte tenu de la grande variabilité des valeurs obtenues, il est recommandé de recourir à des essais œdométriques. Dans le cas de sols surconsolidés, on peut se servir du graphique de la **figure 9.15** en se référant au coefficient de compressibilité C_{ur} , déterminé à partir de l'indice de plasticité du matériau.



■ **Figure 9.15.** Coefficients de compressibilité (C_c) et de charge/décharge (C_{ur}) en fonction de l'indice de plasticité (PI) (Kulhawy & Mayne, 1990).

Comme autre possibilité, le module d'Young peut être estimé de manière préliminaire à partir de la cohésion non drainée (C_u) par la relation suivante :

$$E' = 100 - 150C_u \quad [9.23]$$

Dans ce cas également, compte tenu du niveau d'incertitude des valeurs obtenues, il est conseillé d'effectuer des essais œdométriques.

Si des résultats d'essais de pénétration dynamique SPT sont disponibles, la procédure empirique d'estimation du module de rigidité (E) est identique à celle décrite pour les essais CPT, à l'exception de la détermination du degré de surconsolidation (OCR), lequel peut être obtenu à l'aide de l'expression suivante :

$$OCR = \left(\frac{C_u}{\alpha \sigma'_{v_0}} \right)^{1.25} \quad [9.24]$$

où C_u est la résistance non drainée obtenue à partir d'essais SPT, σ'_{v_0} est la contrainte verticale effective à la profondeur considérée, α est un coefficient qui prend des valeurs comprises entre 0,22 et 0,25.

9.3.4 Estimation des paramètres physiques

La détermination des indices des vides maximum et minimum est fondamentale pour assurer une correspondance fiable avec la densité relative déduite des essais pénétrométriques. Pour les sols en général, Briaud (2013) indique les plages usuelles suivantes pour l'indice des vides maximum (0,60 – 1,20) et minimum (0,30 – 0,60). Dans le cas des sols grossiers, ces valeurs sont toutefois fortement influencées par la granulométrie, comme l'illustre le **tableau 9.4**. Par conséquent, la réalisation d'analyses granulométriques permet d'obtenir une estimation plus précise des valeurs maximales et minimales de l'indice des vides.

■ **Tableau 9.4** Valeurs maximales et minimales de l'indice des vides pour les sols grossiers (Hough, 1969).

Type de sol	$e_{\max}$	$e_{\min}$
Sable uniforme propre	1,00	0,40
Limon inorganique uniforme	1,10	0,40
Sable limoneux	0,90	0,30
Sable de fin à gros	0,95	0,20
Sable micacé	1,20	0,40
Sable limoneux et graviers	0,85	0,14

Dans le cas des sols fins, l'estimation de ces valeurs s'avère plus complexe, car les plages de variation sont nettement plus étendues et dépendent fortement de la nature minéralogique du sol. Par exemple, les argiles fermes fortement surconsolidées peuvent présenter des indices des vides de l'ordre de 0,30 à 0,40, tandis que les argiles organiques compressibles peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 2 à 3. Une indication des valeurs possibles de l'indice des vides pour les argiles est donnée dans le **tableau 9.5**.

■ **Tableau 9.5** Valeurs maximales et minimales de l'indice des vides pour les sols fins (Hough, 1969).

Type de sol	e
Argile compressible	1,20
Argile consistante	0,60
Argile compressible, légèrement organique	1,90
Argile compressible, fortement organique	3,00
Sable micacé	1,20

Des indications supplémentaires sur les valeurs maximales et minimales de l'indice des vides pour différents types de sols grossiers et fins sont présentées dans le **tableau 9.6**. Une caractérisation du matériau basée sur les analyses granulométriques et des propriétés d'indice facilite grandement la détermination de ces paramètres.

■ **Tableau 9.6** Valeurs maximales et minimales de l'indice des vides pour différents types de sol (Kulhawy & Mayne, 1990).

Type de sol	$e_{\max}$	$e_{\min}$
Sols granulaires uniformes		
Sable propre	1.0	0.4
Limon inorganique	1.1	0.4
Sols granulaires bien gradués		
Sable limoneux	0.90	0.30
Sable fin propre et grossier	0.95	0.20
Sable argileux	1.20	0.40
Sable limoneux avec graviers	0.85	0.14
Sols à grains fins		
Argile limoneuse ou sableuse	1.80	0.25
Argile limoneuse avec graviers	1.00	0.20
Sol bien gradué (gravier, sable, limon et argile)	0.70	0.13
Argile ($30-50\% < 2\mu\text{m}$)	2.40	0.50
Limon organique	3.00	0.55
Argile organique	4.40	0.70

Enfin, des indications sont fournies concernant la conductivité hydraulique, paramètre utilisé pour évaluer la pénétration de la résine pendant la phase initiale d'injection. Le **tableau 9.7** résume les plages possibles de conductivité hydraulique pour différents types de sol. Ces valeurs constituent une indication préliminaire. Des estimations plus précises de la conductivité peuvent être obtenues à partir d'informations supplémentaires sur les caractéristiques du matériau. Par exemple, la densité relative et la courbe granulométrique constituent des informations importantes dans le cas de sols grossiers. Dans le cas de sols fins, on peut en revanche s'appuyer sur l'indice des vides et l'indice de plasticité. Des informations plus détaillées sur ces aspects sont dispo-

nibles dans Terzaghi *et al.* (1996), et Kulhawy & Mayne (1990). Les mesures directes de la conductivité hydraulique peuvent être effectuées par des essais en laboratoire (lorsqu'il est possible de prélever des échantillons intacts) ou, dans le cas contraire, par des essais de perméabilité *in situ* à charge variable ou à charge constante.

■ **Tableau 9.7** Valeurs de conductivité hydraulique pour différents types de sol (Lancellotta, 2004).

Type de sol	K [m/sec]
Gravier propre	$10^{-2} \rightarrow 1$
Sable grossier propre	$10^{-5} \rightarrow 10^{-2}$
Sable fin	$10^{-6} \rightarrow 10^{-4}$
Limon	$10^{-8} \rightarrow 10^{-6}$
Argile tendre	$< 10^{-9}$
Argile consistante fissurée	$10^{-8} \rightarrow 10^{-4}$

9.3.5 Estimation empirique du rayon b_0 pour le milieu fini

La modélisation d'un milieu fini de rayon égal à b_0 , permet une simulation représentative du comportement des injections de résines expansives. Le rayon b_0 définit la limite au-delà de laquelle les déplacements radiaux sont nuls. Ce paramètre du modèle dépend à la fois de la géométrie des injections et de la non-linéarité de la relation contraintes-déformations du sol, laquelle accentue l'atténuation de la propagation des déplacements par rapport au cas idéal d'un milieu élastique linéaire. L'estimation théorique de ce paramètre est donc très difficile. Une corrélation empirique peut aussi être recherchée par l'étalonnage sur une série des études de cas.

L'analyse de 27 chantiers traités par Uretex Italia S.p.A., utilisant des résines expansives de capacité d'expansion élevée à moyenne, montre que le rayon b_0 est fonction de l'état de contraintes du sol traité, quantifié par la contrainte verticale effective σ'_v , et par l'espacement entre les injections. En analysant différents types de fondations (poutres, semelles et radiers), de sols (classés selon la classification USCS) et d'états initiaux de densification (mesurés à partir de N_{SPT}), comme résumé dans le **tableau 9.8**, on a obtenu les tendances du rayon b_0 en fonction de σ'_v et de l'espacement entre les injections, illustrées à la **figure 9.16** pour la résine à forte expansion et à la **figure 9.17** pour la résine à moyenne expansion.

■ **Tableau 9.8** Synthèse des chantiers analysés selon le type de fondations, la classification du sol et la capacité d'expansion de la résine.

		Capacité d'expansion de la résine Geoplus®					
		ÉLEVÉ			MOYEN		
Fondation	Semelle filante		8		4		
	Semelle isolée			6		2	
	Radier	5					2
Classification des Sols (USCS)	GW						
	GP						
	GM						
	GC						2
	SW						
	SP	1					
	SM	2	1	4		2	
	SC		1	1	1		
	ML	1	2		2		
	CL	1	3	1	2		
	MH						
CH		1					
Distance entre injections	0.6 m		3	1		1	1
	1.0 m	5	5		4		1
	unique			5		1	
Valeurs initiales mesurées des sols (SPT)	MIN	3	4	5	4	8	12
	MAX	13	16	16	15	20	20
TOTAL DES SITES		19			8		
		27					

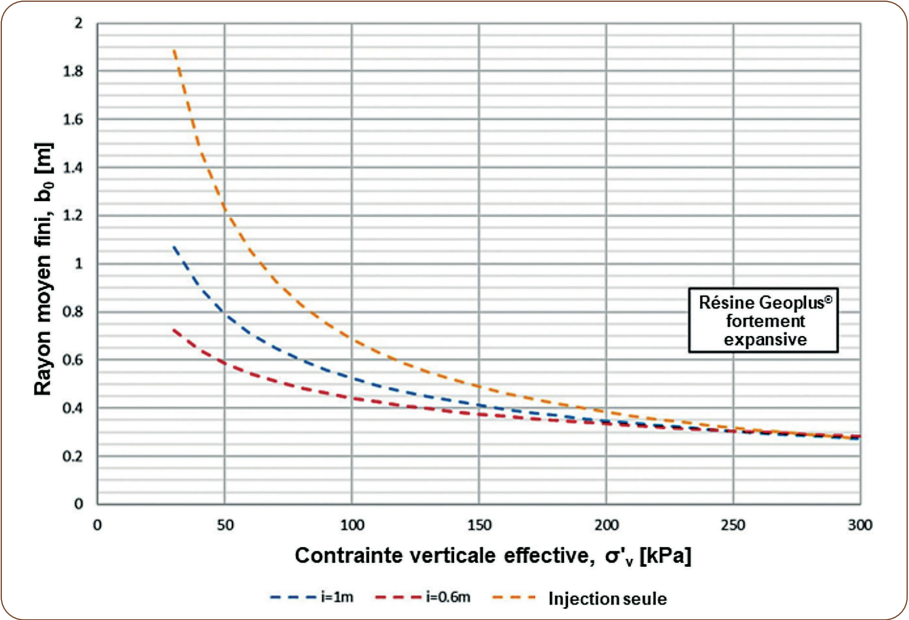


Figure 9.16. Résine à forte capacité d'expansion. Évolution du rayon b_0 en fonction de σ'_v .

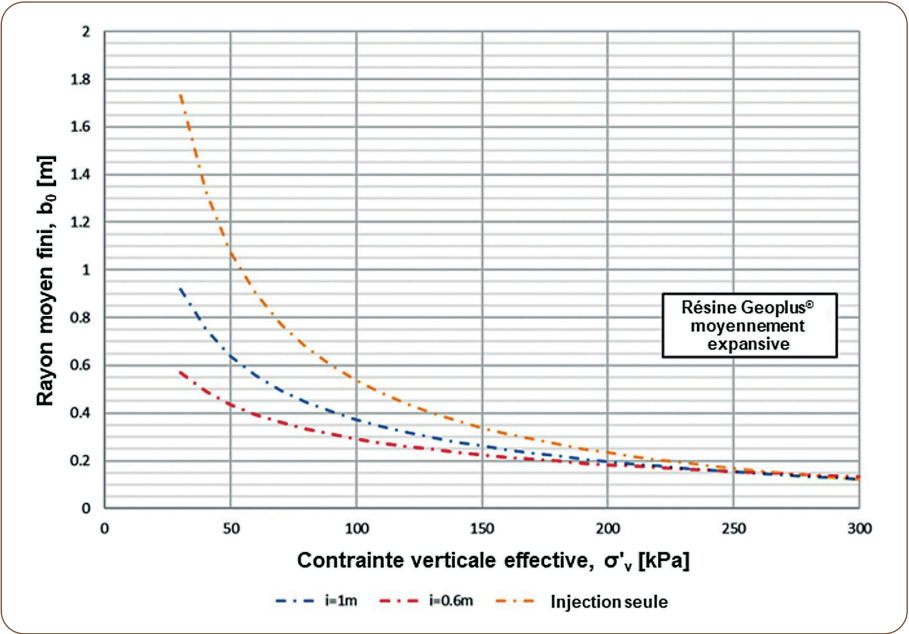


Figure 9.17. Résine à moyenne capacité d'expansion. Évolution du rayon b_0 en fonction de σ'_v .

Ces relations empiriques ont été intégrées dans le logiciel S.I.M.S. 2.0, développé par la société Uretex Italia S.p.A., disponible sur la page web suivante : <https://www.uretek.it/nuovo-software-calcolo-sims-2>, après inscription préalable de l'utilisateur. Le logiciel permet de modéliser différents types de fondations, de sols et de résines, comme présenté sur l'écran des données d'entrée de la **figure 9.18**, et de déterminer la pression d'équilibre ainsi que la consommation de résine pour la densification prévue (voir l'écran des données de sortie, **figure 9.19**).

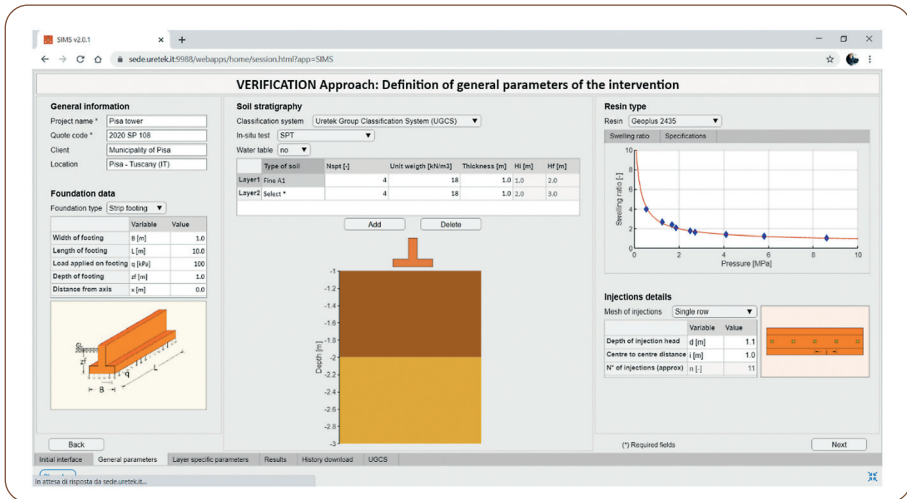


Figure 9.18. Capture d'écran des données d'entrée du logiciel pour la modélisation de l'amélioration induite par les injections de résine expansive S.I.M.S. 2.0.

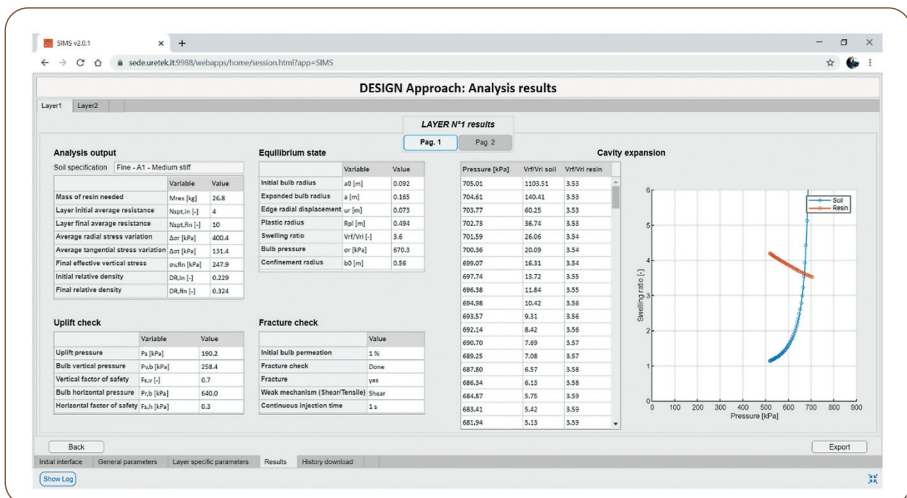


Figure 9.19. Capture d'écran des données de sortie du logiciel pour la modélisation de l'amélioration induite par les injections de résine expansive S.I.M.S. 2.0.

9.4 Analyse des données de chantier

Cette section examine les données relatives aux interventions réalisées par la société Uretek Italia S.p.A. à l'aide des tubes Multipoint sur différents chantiers.

Cette analyse vise à proposer une évaluation préliminaire des interventions réalisées, en s'appuyant sur les résultats des essais pénétrométriques continus (DPM 30) et sur la consommation de résine. L'analyse a conservé la distinction entre les interventions réalisées sur les sols grossiers (granulaires) et les sols fins (cohésifs) déjà indiquée dans le rapport.

La **figure 9.20** présente, pour chaque chantier, la valeur moyenne du nombre de coups N10 obtenue à partir de l'essai pénétrométrique réalisé avant traitement sur toute la profondeur étudiée. Le choix d'utiliser la valeur de N10 plutôt que N_{SPT} permet d'éviter les incertitudes supplémentaires liées aux conversions empiriques. Le graphique ne met en évidence aucune différence significative entre les deux types de sols analysés. Dans les sols cohésifs, 54 % des interventions présentaient une valeur de N10 initiale supérieure à 8, contre 38 % dans les sols granulaires. En termes d'amélioration, la **figure 9.21** résume les valeurs moyennes Delta (N10), correspondant à la différence entre les nombres moyen de coups enregistrés après et avant injection. Pour les sols cohésifs, 40 % des interventions ont montré une amélioration inférieure à 4 ; tandis que ce pourcentage n'était que de 30 % dans les sols granulaires. L'analyse de ces résultats suggère que les interventions réalisées dans les sols grossiers sont plus efficaces.

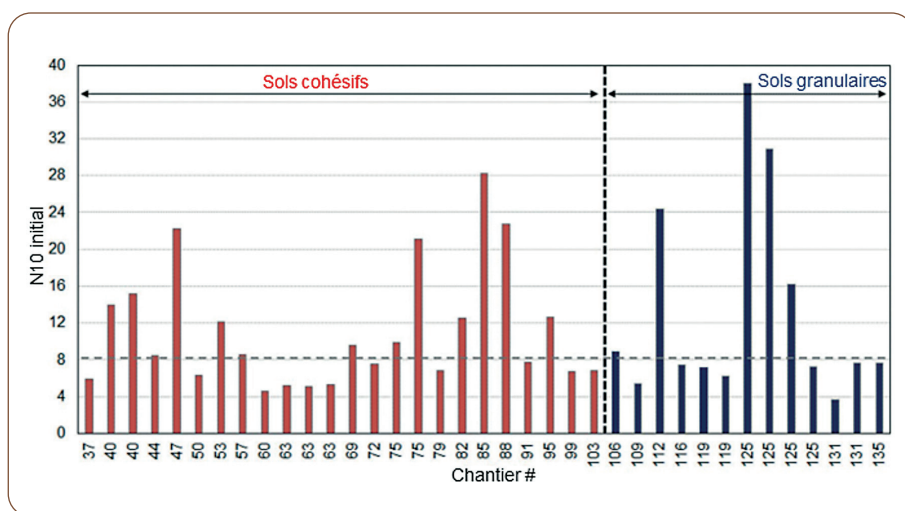
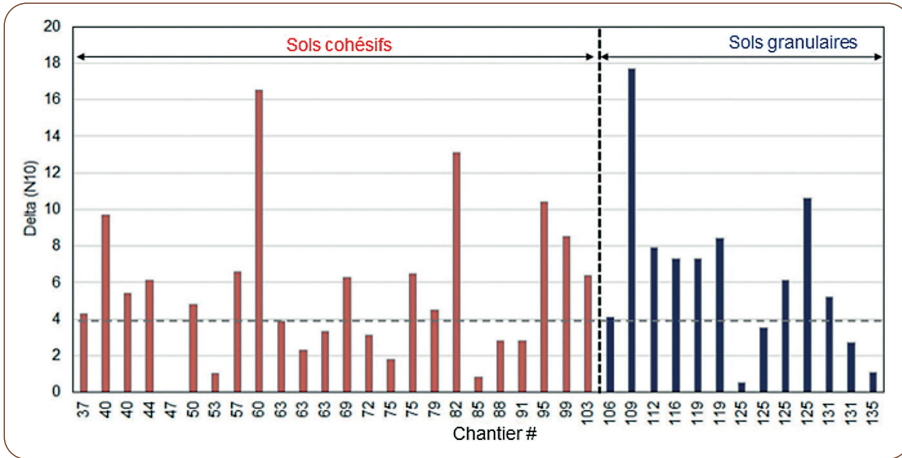
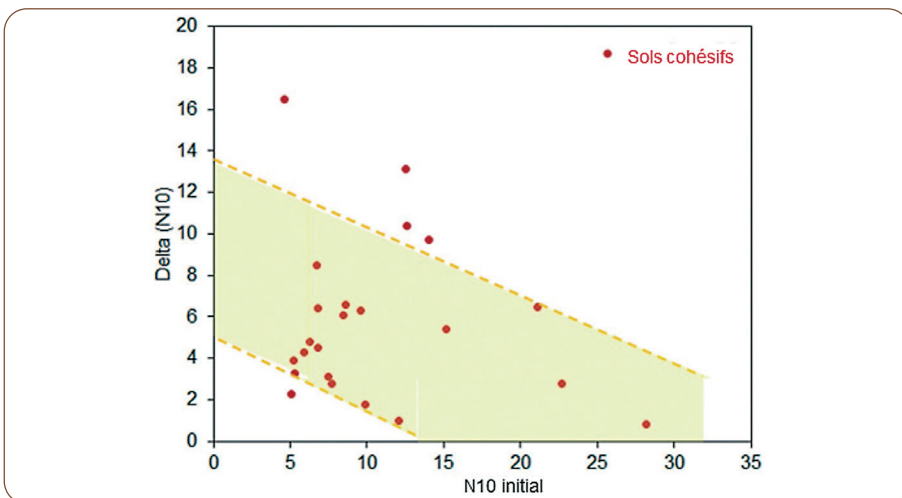


Figure 9.20. Valeurs initiales de N10 pour les interventions réalisées.



■ **Figure 9.21.** Valeurs moyennes Delta (N10) pour les différentes interventions réalisées.

Les **figures 9.22 et 9.23** présentent une analyse approfondie, mettant en évidence les corrélations entre les valeurs initiales de N10 et les valeurs Delta (N10) pour les deux types de sol. Les graphiques présentent une plage de résultats obtenus en supposant que les valeurs Delta (N10) sont plus élevées pour les sols dont le N10 initial est plus faible. De manière générale, aucune tendance nette n'est observée, en particulier pour les valeurs de N10 inférieures à 10, où l'amélioration présente une forte variabilité. Ce résultat souligne l'incertitude expérimentale inhérente aux essais *in situ*, tant pour la caractérisation initiale des sols que pour la vérification de l'amélioration des propriétés mécaniques obtenue par l'injection de résines.



■ **Figure 9.22.** Relation entre les valeurs initiales de N10 et Delta (N10) pour les sols cohésifs.

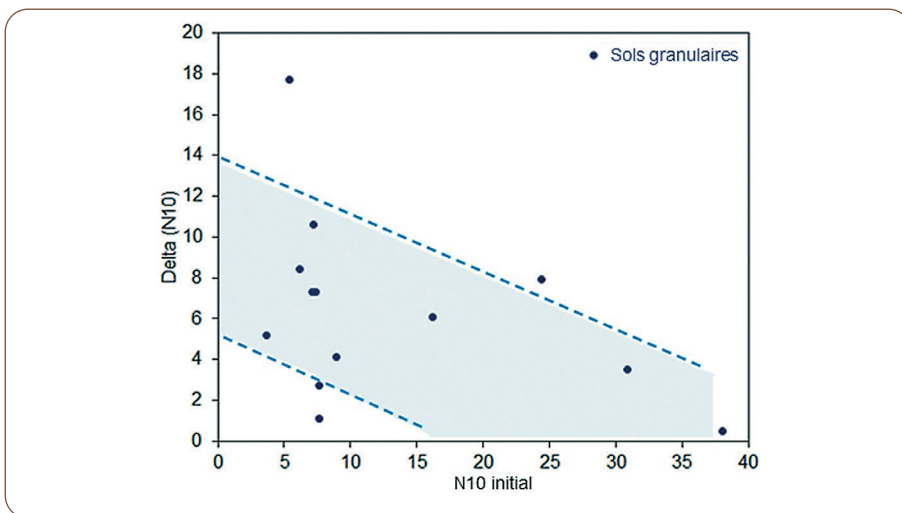


Figure 9.23. Relation entre les valeurs initiales de N10 et Delta (N10) pour les sols granulaires.

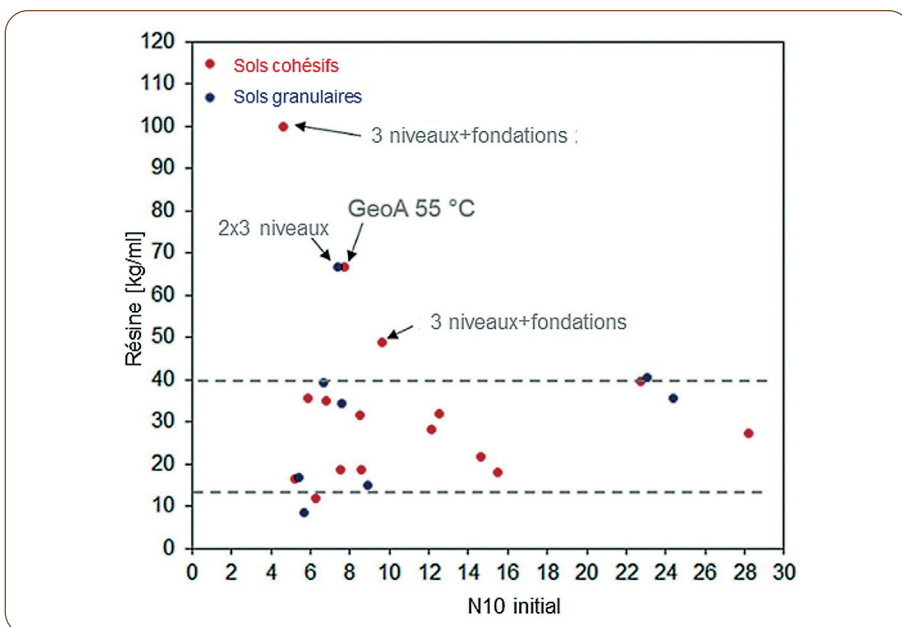
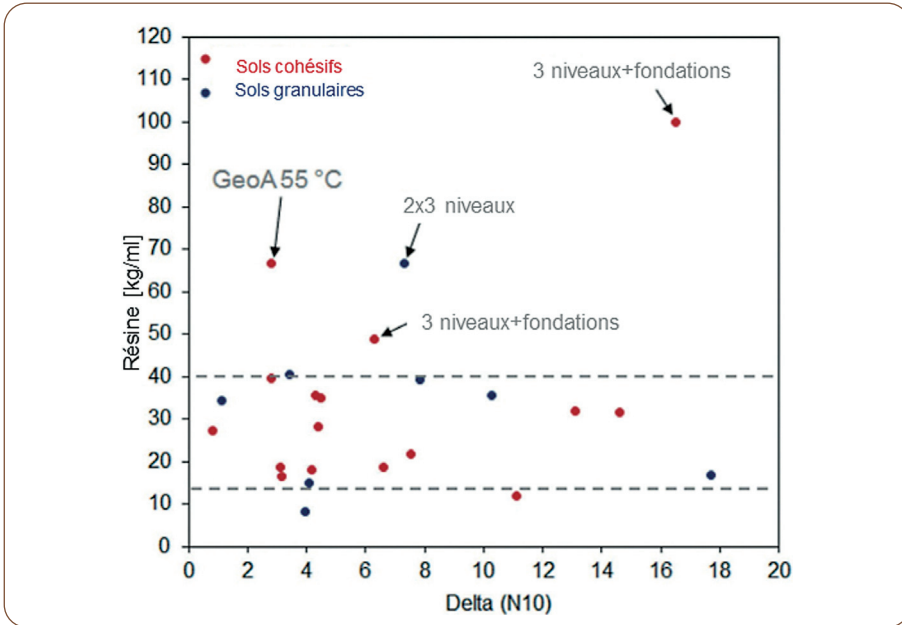


Figure 9.24. Relation entre les valeurs initiales de N10 et les quantités de résine injectées par mètre linéaire.



■ **Figure 9.25.** Relation entre les valeurs Delta (N10) et les quantités de résine injectées par mètre linéaire.

Enfin, les quantités de résine utilisées dans les différentes interventions ont été analysées. Plus précisément, les graphiques des **figures 9.24 et 9.25** indiquent les consommations moyennes, exprimées en kg par mètre linéaire (kg/ml), en fonction des valeurs moyennes de N10 initiales et de Delta (N10). Même dans ce cas, l'analyse ne montre aucune tendance nette. En général, la consommation de résine est comprise entre 10 et 40 kg/ml. Des valeurs plus élevées ont été enregistrées dans les traitements où plusieurs tubes Multipoint ont été utilisés, ou bien un tube Multipoint en combinaison avec une injection ponctuelle sous la fondation. Cette analyse met en évidence, sur la base des données disponibles, que la consommation de résine n'est pas directement liée à la valeur initiale de N10 (donc aux caractéristiques initiales du sol), ni à la valeur Delta (N10) (et donc à l'amélioration induite).

9.5 Configurations optimisées

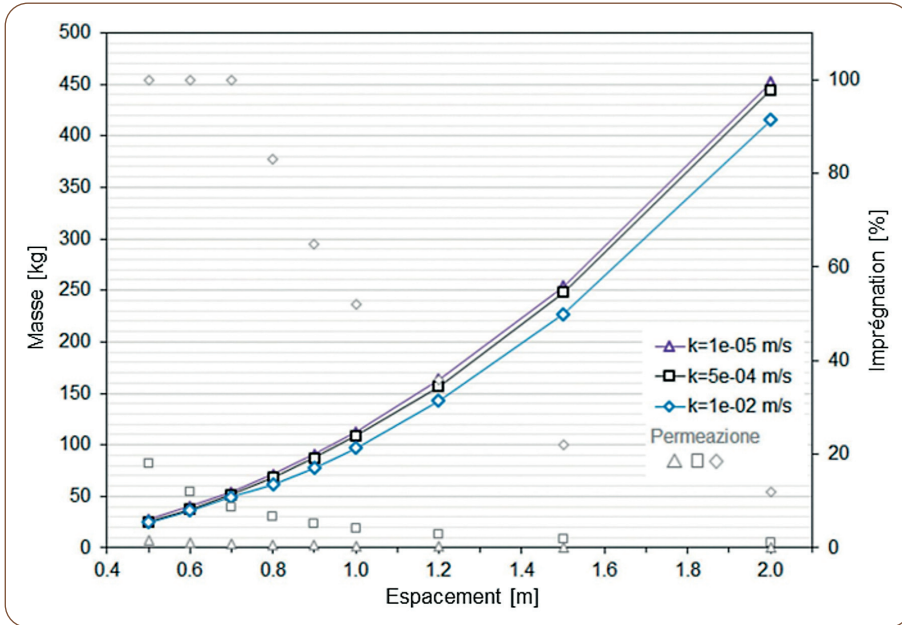
Cette section présente l'étude menée afin d'évaluer les possibilités d'optimisation des configurations d'injection. L'optimisation consiste à déterminer l'espacement des injections permettant de minimiser la consommation de résine, tout en maintenant constant le volume de sol traité. L'analyse s'appuie sur le script de projet pour le milieu fini, qui permet de calculer la quantité de résine nécessaire dans une seule injection pour atteindre l'augmentation de la densité relative visée. Pour toutes les simulations effectuées, le rayon extérieur fixe (b_0) a été supposé égal à l'espacement entre les injections.

Le cas étudié concerne le traitement d'une couche de sol de 1 m d'épaisseur, située à 0,50 m sous l'assise d'une fondation de 1,50 m de large, encastrée à 0,50 m par rapport au terrain naturel et chargée à 150 kPa. Les propriétés mécaniques du sol sont les mêmes que celles du **tableau 8.10**, à l'exception de l'indice des vides qui est de 0,535. La contrainte verticale effective moyenne sur la couche est de 125 kPa et la contrainte horizontale effective moyenne est de 26 kPa. Les coefficients nécessaires pour décrire le comportement rhéologique de la résine sont inchangés par rapport à ceux présentés au **paragraphe 1.1**. Les paramètres suivants ont également été définis :

- Temps de réaction de la résine égal à 10 sec. ;
- Viscosité de la résine de 0,465 Pa sec. ;
- Pression d'injection égale à 1 000 kPa ;
- Rayon du trou d'injection de 0,012 m.

La densité relative initiale du sol est de 33 %. L'objectif fixé était une augmentation de 83 %, soit une densité relative finale de 60 %.

L'analyse prévoyait la réalisation de différentes simulations avec une géométrie cylindrique du bulbe, en tenant compte des valeurs suivantes pour l'espacement des injections : 0,50 m, 0,60 m, 0,70 m, 0,80 m, 0,90 m, 1,00 m, 1,20 m, 1,50 m et 2,00 m. Ces simulations ont été réalisées pour trois valeurs différentes de conductivité hydraulique du sol : 10^{-2} m/s, 5×10^{-4} m/s, et 10^{-5} m/s. La conductivité hydraulique influence le mécanisme de formation du bulbe en raison du processus possible d'imprégnation, et conditionne ainsi la quantité de résine nécessaire pour obtenir l'amélioration visée. Pour un bulbe initial de même rayon (a_0), le cas d'une imprégnation réduit la quantité de résine nécessaire par rapport aux cas sans imprégnation (ou avec une imprégnation limitée).



■ **Figure 9.26.** Masse de résine et pourcentage d'imprégnation en fonction de l'espacement pour chaque injection.

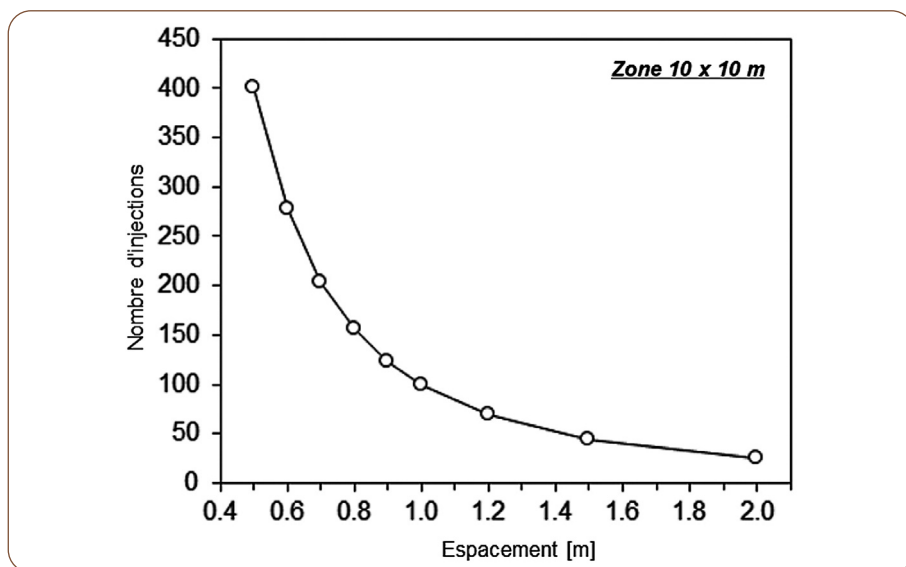
La **figure 9.26** présente les résultats des analyses effectuées. Le graphique illustre les masses de résine requises pour une seule injection permettant d'obtenir une densité relative finale moyenne de 60 % dans une zone de sol d'un rayon fini (b_0) égal à l'espacement (i). Plus l'espacement entre les injections augmente, et donc le volume de sol traité par une seule injection, plus la masse de résine requise pour atteindre la densité relative visée augmente de façon exponentielle. Le graphique montre également la quantité de résine qui pénètre dans le sol, exprimée en pourcentage d'imprégnation (points gris), pour chacune des valeurs de conductivité hydraulique analysées. Les résultats montrent que seul le cas présentant une conductivité hydraulique élevée (10^{-2} m/s) et un espacement inférieur à 0,80 m conduit à la formation d'un bulbe de sol entièrement imprégné de résine. Par ailleurs, à mesure que l'espacement des injections augmente, l'effet de l'imprégnation diminue progressivement en raison de la forte augmentation de la masse de résine nécessaire pour des espacements supérieurs à 1,20 m. Pour des conductivités hydrauliques plus faibles (5×10^{-4} m/s, 10^{-5} m/s), l'imprégnation reste limitée (< 20 %) même pour les plus faibles espacements.

Afin d'évaluer l'espacement minimisant la consommation de résine, et donc la configuration optimale des injections, une zone carrée de 10 m de côté a été considérée. Le nombre d'injections nécessaires pour traiter cette zone a été calculé à l'aide de la formule suivante, en fonction de l'espacement (i) :

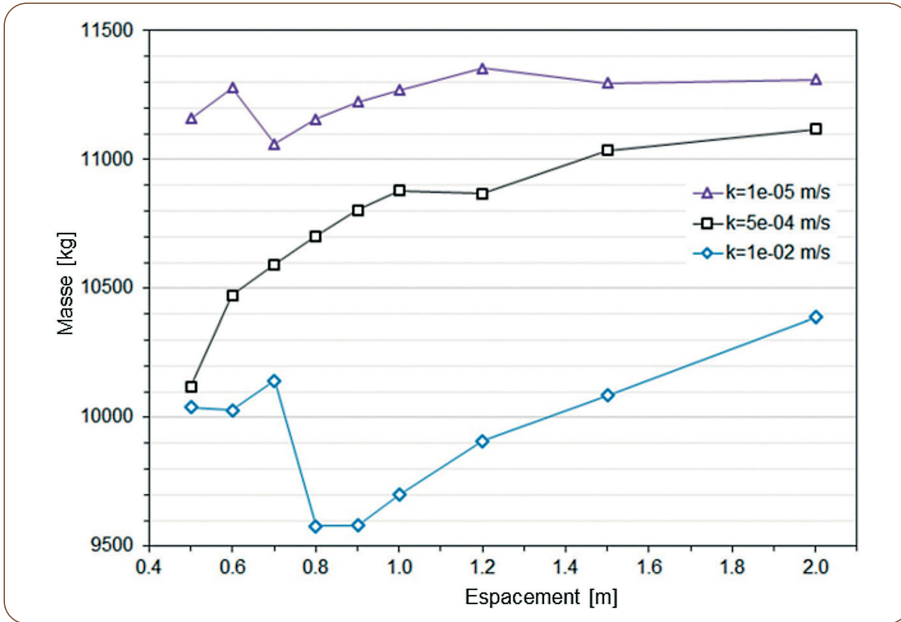
$$n = \left(\frac{10}{i} \right)^2 \quad [9.25]$$

La **figure 9.27** montre que, lorsque l'espacement augmente, le nombre d'injections diminue de manière exponentielle, jusqu'à tendre vers une valeur théorique égale à 1 lorsque l'espacement atteint la dimension du côté de la zone étudiée ($i=10$ m).

Pour chacune des configurations analysées, la quantité totale de résine a été obtenue en combinant les données indiquées aux **figures 9.26** et **9.27**, en multipliant le nombre d'injections par la masse de résine obtenue à partir d'une seule injection. Les résultats obtenus sont présentés à la **figure 9.28**. Le graphique montre la quantité totale de résine à injecter en fonction de l'espacement des injections, pour les différentes valeurs de conductivité hydraulique analysées. Pour un sol à conductivité hydraulique élevée, l'espacement optimal, c.a.d. celui minimisant la quantité de résine, est de 0,80 m. À l'inverse, pour une perméabilité intermédiaire (5×10^{-4} m/s), l'espacement optimal correspond à la valeur minimale (0,50 m). Enfin, dans le cas d'une conductivité minimale (10^{-5} m/s), la masse totale de résine minimale est obtenue pour un espacement de 0,70 m. On observe également que, dans ce dernier cas, les variations de masse en fonction de l'espacement se limitent à une plage plus réduite (environ 400 kPa) par rapport aux deux autres configurations.



■ **Figure 9.27.** Évolution du nombre d'injections requis sur une surface carrée de 10 m de côté en fonction de l'espacement des points d'injections.



■ **Figure 9.28.** Masse totale de résine à injecter en fonction de l'espacement des injections sur une surface carrée de 10 m de côté.

L'analyse réalisée suggère qu'un espacement réduit entre les injections optimise la quantité de résine à injecter, tout en permettant d'atteindre la densification souhaitée. Dans tous les cas, la configuration optimisée a été obtenue pour une valeur d'entraxe inférieure à 1 m. Dans les sols plus perméables (grossiers), l'espacement semble jouer un rôle plus déterminant que dans les sols moins perméables (fins). La **figure 9.28** montre en effet des variations plus importantes de la résine pour les analyses effectuées avec une conductivité hydraulique plus élevée. Ces conclusions ne tiennent pas compte des aspects économiques liés au coût de réalisation des forages pour les injections.

9.6 Conclusion

Cette dernière section récapitule les critères généraux de conception et d'exécution des interventions réalisées par injection de résines polyuréthanes expansives, qui peuvent être analysés à l'aide des codes de calcul présentés dans les sections précédentes.

De manière générale, les traitements par résines polyuréthanes expansives peuvent répondre à différents objectifs :

- Comblement de cavités (par exemple, cavités engendrées par des processus d'érosion se développant dans le sous-sol) ;
- Amélioration des conditions de contact entre la fondation et le sol (avec pour conséquence une meilleure répartition des charges) ;
- Réduction de la conductivité hydraulique du sol (en particulier dans les sols fissurés) ;
- Limitation des phénomènes de retrait-gonflement dus aux variations de la teneur en eau des sols ;
- Récupération des mouvements/tassements affectant les structures en interaction avec le sol ;
- Compensation des mouvements se produisant en profondeur (par exemple pour prévenir les éventuels affaissements provoqués par le creusement de tunnels) ;
- Amélioration du comportement mécanique du sol (en termes de résistance et de rigidité).

Les codes de calcul décrits dans le présent document permettent d'analyser le dernier objectif de la liste ci-dessus, à savoir l'amélioration du comportement mécanique du sol résultant de l'augmentation de sa rigidité et de sa résistance, obtenue grâce à la densification générée par l'expansion de la résine.

Les interventions visant cet objectif sont classées comme des injections solides ou « compaction grouting », traditionnellement réalisées par injection à haute pression de mélanges à très forte viscosité. L'utilisation de résines polyuréthanes permet d'effectuer des injections qui s'expansent par réaction chimique, plutôt que sous l'effet de la pression d'injection. Cela évite l'utilisation de pompes d'injection encombrantes, réduit le volume de mélange injecté et permet de forer des trous de petit diamètre pour traiter facilement le sol sous les fondations existantes. L'expansion de la résine s'équilibre « naturellement » avec le sol environnant, en fonction des caractéristiques rhéologiques propres à la résine ainsi que des caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Les codes de calcul permettent de

déterminer cette condition d'équilibre à l'aide de la théorie de la cavité en expansion, en se référant à un modèle de comportement mécanique du sol représenté par une loi de comportement élasto-plastique, intégrant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et une loi d'écoulement non associée.

D'un point de vue physique, l'amélioration du comportement mécanique du sol est produite par les déformations volumétriques induites par l'expansion de la résine. Le sol entourant l'injection se compacte, c'est-à-dire qu'il se densifie (il réduit sa porosité et augmente son poids volumique sec). Pour que l'expansion soit efficace et génère le compactage du sol, celle-ci doit se produire sans imprégnation continue ni fracturation du sol environnant, car ces mécanismes entraîneraient la propagation de la résine sans modification de la densité du sol.

Le traitement est applicable, aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe phréatique, à condition que les sols lâches assurent un drainage suffisant pour éviter l'apparition de surpressions interstitielles. On peut considérer que cette condition est systématiquement satisfaite dans les sols grossiers (sables et graviers), tandis qu'elle peut ne pas l'être dans les sols fins, caractérisés par une faible conductivité hydraulique et une forte compressibilité. Dans ce dernier cas, l'absence de drainage en conditions de saturation complète empêche le sol de subir une déformation volumétrique et, par conséquent, de se compacter.

Dans les sols fins, les traitements par injections solides (*compaction grouting*) sont donc efficaces lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- Le sol est partiellement saturé et peut donc se densifier en réduisant le volume occupé par l'air (dans ce cas, le compactage entraîne une augmentation du degré de saturation) ;
- Le sol, bien que saturé, subit un processus de fracturation dû à la modification de l'état de contraintes générée par les injections, permettant ainsi le drainage du fluide interstitiel pendant l'expansion de la résine.

L'expansion de la résine provoque une augmentation de la contrainte moyenne ainsi que de la contrainte de cisaillement dans le sol. Ces deux hausses de contraintes entraînent une densification du sol, mais l'analyse théorique du processus de déformation dépend du modèle retenu pour représenter le comportement mécanique du sol. En particulier, l'adoption d'une loi de comportement purement élastique ne permet pas de déterminer les déformations volumétriques induites par les variations des contraintes de cisaillement. D'où la nécessité d'adopter une loi constitutive élasto-plastique, condition essentielle pour obtenir une modélisation réaliste du processus de densification.

En supposant donc un comportement élasto-plastique du sol, la variation de volume est produite par les mécanismes suivants :

- Compression volumétrique « élastique » déterminée par l'accroissement des contraintes moyennes, contrôlée principalement par les paramètres de rigidité ;
- Déformation volumétrique « plastique » déterminée par l'augmentation des contraintes de cisaillement, contrôlée par l'angle de dilataance.

Les variations de volume du sol provoquées par l'application de contraintes de cisaillement dépendent de l'état initial de compacité, exprimé par la valeur de l'indice des vides (e_0). Lorsque la valeur initiale de l'indice des vides est supérieure à celle correspondant à l'état critique (e_{cs}), le sol se contracte, c.a.d. que son volume diminue, tout en se déformant par cisaillement. En revanche, si l'indice des vides initial est inférieur à l'indice des vides à l'état critique, le sol se dilate, c.a.d. que son volume augmente, tout en se déformant par cisaillement. L'état critique correspond à la condition atteinte après de fortes déformations dues au cisaillement, dans laquelle le sol continue de se déformer (essentiellement en cisaillement) sans variation des contraintes moyennes, des contraintes de cisaillement et des déformations volumétriques. Il en résulte que les sols qui se contractent lorsque les contraintes de cisaillement augmentent sont des sols lâches, caractérisés par un indice des vides initial supérieur à celui de l'état critique, soit $e_0 > e_{cs}$. Les sols initialement denses, pour lesquels $e_0 < e_{cs}$, ont tendance à se dilater sous l'effet des contraintes de cisaillement et, par conséquent, ne se contractent pas mais ont plutôt tendance à augmenter leur porosité et à diminuer leur poids spécifique sec.

Dans les analyses numériques, l'amplitude des déformations volumétriques liées au cisaillement est contrôlée par l'angle de dilataance, qui prend des valeurs négatives lorsque le sol se contracte et des valeurs positives lorsqu'il se dilate. Dans le cas des sols lâches, assigner une valeur négative à l'angle de dilataance permet de simuler la composante « plastique » de la déformation volumétrique associée à la variation des contraintes de cisaillement.

L'efficacité de l'intervention dépend non seulement des propriétés du sol, mais aussi des conditions aux limites en termes de contraintes et de déplacements. Le confinement du processus d'expansion de la résine a un effet positif sur la densification du matériau, car il permet une augmentation plus importante des contraintes moyennes dans le sol. Le confinement est principalement dû à l'état de contraintes initial du sol. La présence de charges de surface transmises par les fondations d'un ouvrage existant exerce un effet bénéfique sur le processus de densification, en particulier dans le cas d'injections réalisées à faible profondeur. Toutefois, dans ce cas précis, il est également nécessaire de prendre en compte le risque de soulèvement des fondations, ce qui limite la quantité de résine pouvant être injectée dans le sol.

Une vérification du potentiel de soulèvement a été intégrée dans le code de calcul afin de s'assurer que la pression de gonflement ne provoque pas de relèv-

ement de la structure située au-dessus de la zone injectée. La sécurité vis-à-vis du soulèvement peut être renforcée par l'installation de câbles d'ancrage en acier (généralement équipés d'une pointe) insérés dans certains forages et ancrés solidement à la structure sus-jacente. La résistance au soulèvement fournie par ces charges augmente le confinement et permet d'appliquer des pressions de gonflement plus élevées.

En l'absence de charges, les injections proches de la surface peuvent facilement provoquer un soulèvement du sol. Pour éviter ce risque, des injections plus profondes sont nécessaires afin de tirer parti du confinement assuré par le poids propre du sol.

Un confinement supplémentaire peut être obtenu en optimisant la séquence d'injection ainsi que la géométrie du maillage des injections dans la zone à traiter. Cet effet peut être pris en compte en prévoyant, par exemple, un maillage d'injections primaires assurant un confinement initial pour les injections secondaires, effectuées ultérieurement entre ces points primaires. De plus, pour exploiter au mieux le confinement généré par les injections elles-mêmes, le traitement doit débiter par la zone périphérique à traiter, puis se recentrer progressivement vers l'intérieur.

Les effets liés au confinement des injections sont pris en compte dans les codes numériques en considérant :

- L'état de contraintes du sol en présence de charges superficielles ;
- L'équilibre des forces lors de la vérification du potentiel de soulèvement de la fondation ;
- La possibilité de modéliser le sol comme un milieu fini, à l'intérieur duquel, à une certaine distance, les déplacements horizontaux dans le sens radial s'annulent.

En particulier, l'adoption de l'hypothèse d'un milieu fini permet de reproduire les conditions de symétrie qui se développent au sein d'un maillage d'injection régulier.

Enfin, il convient de souligner que la caractérisation géotechnique du site, ainsi que la vérification finale de la densification obtenue après les injections, reposent essentiellement sur la réalisation d'essais pénétrométriques continus (DM). Ces essais, bien qu'efficaces pour détecter les variations de l'état de compacité du sol, comportent plusieurs limites, principalement liées à l'impossibilité de dissocier la résistance de pointe du frottement latéral mesuré au cours du test. Lorsque d'autres investigations sont disponibles (par exemple : pénétromètres continus, pénétromètres dynamiques standards, dilatomètres, pressiomètres, essais en laboratoire sur des échantillons prélevés lors des sondages), elles sont particulièrement utiles pour comparer les résultats obtenus

et affiner l'évaluation des paramètres du sol. Quoiqu'il en soit, il convient de garder à l'esprit que l'incertitude inhérente aux investigations géotechniques affecte inévitablement la représentativité des analyses effectuées à l'aide des codes de calcul décrits dans ce document.

Bibliographie

- Ambraseys, N.N., (1988). Engineering seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 17, 1-105.
- ASTM6066-96, (2004). Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.
- Baligh M.M., Vivatrat V. and Ladd C.C. (1980) Cone penetration in soil profiling. JGED, ASCE, 4, 447-461.
- Been, K., & Jefferies, M. (2004). Stress dilatancy in very loose sand. Canadian Geotechnical Journal, 41(5), 972-989.
- Berardi R., Jamiolkowski M., Lancellotta R. (1991), Settlement of shallow foundations in sands. Selection of stiffness on the basis of penetration resistance, Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado, ASCE, 185-200.
- Briaud J.I. (2013). Geotechnical engineering. Unsaturated and saturated soils. John Wiley & Sons.
- Bezuijen, A., te Grotenhuis, R., van Tol, A.F., Bosch, J.W., e Haasnoot, J.K., (2011). Analytical model for fracture grouting in sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137, No. 6, 611-620.
- Bishop, R. F., Hill, R. & Mott, N. F., (1945). Theory of indentation and hardness tests, Proc. Phys. Soc., 57, 147.
- Buzzi, O., Fityus, S., e Sloan, S., (2010). Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations, Canadian Geotechnical Journal, 47, 623-634.

- Buzzi, O., Fityus, S., Sasaki, Y., e Sloan, S., (2008). Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil, *Mechanics of Materials*, 40, 1012-1021.
- Canteri, C., (1998). Method for increasing the bearing capacity of foundation soils for buildings. European Patent Specification, EP 0 851 064 B1.
- Carter, J.P., Booker, J.R., e Yeung, S.K., (1986). Cavity expansion in cohesive frictional soils, *Géotechnique*, 36, No. 3, 349-358.
- Castro, G. 1969. Liquefaction of sands. Ph.D. thesis, Harvard University, Cambridge, Mass. Also Harvard Soil Mechanics Series 81.
- Cestari F. (2005). Prove Geotecniche in sito. Patron Editore, 3a Edizione.
- Chadwick, P., (1959). The quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils. *Q.J. Mech. App. Math.* Part 1, 12, 52-71.
- D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brissette R.F. (1970), Discussion of Settlement of Spread Footings in Sands, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM2, 754-761.
- Davis, R.O., e Selvadurai, A.P.S., (2002). Geomechanics and plasticity. Cambridge University Press, Cambridge.
- Dei Svaldi, A., Favaretti, M., Pasquetto, A., e Vinco, G., (2005). Modellazione analitica del miglioramento del terreno attraverso iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione, 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portogallo, 18-19 Luglio 2005.
- Djoenaidi W.J. (1985), A Compendium of Soil Properties and Correlations, M. Eng. Sc. Thesis, University of Sydney, Sydney, 836.
- Dominijanni A., Manassero M. (2014). Consolidamento dei terreni con resine espandenti: guida alla progettazione. McGraw-Hill.
- El-Kelesh A.M., Mossaad M.E., Basha I.M. (2001). Model of compaction grouting. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(11), 955-964.
- EN 1998-1, (2005), Eurocodice 8 (EC8) "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici", UNI EN 1998-1, Marzo 2005.
- EN 1998-5, (2005), Eurocodice 8 (EC8) "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici", UNI EN 1998-5, Gennaio 2005.

- Fang, H.-Y., (1994). Cracking and fracture behavior of soil, in Vallejo, L.E., e Liang, R.Y., (Eds.), *Fracture mechanics applied to geotechnical engineering*, American Society of Civil Engineers, New York.
- Favaretti, M., Germanino, G., Pasquetto, A., e Vinco, G., (2004), Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione, *Atti del XXII Convegno Nazionale di Geotecnica*, Palermo, Italy, 22-24 September 2004. Associazione Geotecnica Italiana, Roma, 1-19.
- Foti, S., e Manassero, M., (2009). Rinforzo e adeguamento delle fondazioni per sollecitazioni statiche e dinamiche, *Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XXII Ciclo*, Torino, Italy, 18-19 Novembre 2009.
- Gabassi, M., (2011). Comunicazione personale.
- Gabassi, M., Pasquetto A., Vinco, G., e Masella, A. (2011). Consolidamento del terreno di fondazione del palazzo di Punta della Dogana in Venezia realizzato con iniezioni di resina poliuretanica. *Atti del XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica*, Napoli, Italy, 22-24 Giugno 2011, Edizioni AGI, Roma, 457-463.
- Griffith, A.A., (1920). *Philosophical Transactions, Series A*, Vol. 221, 163-198.
- Harris, D. I., Mair, R. J., Love, J. P., Taylor, R. N., e Henderson, T.O., (1994). Observations of ground and structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo Station. *Géotechnique*, Vol. 44, No. 4, 691-713.
- Harris, D. I., Menkiti, C. O., Pooley, A. J., e Stephenson, J. A., (1996). Construction of low-level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for the Jubilee Line Extension. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), 1996 Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 856 8.
- Harris, D., (2001). Protective measures, Chapter 11 in: *Building response to tunnelling – case studies from construction of the Jubilee Line Extension*, London, Vol.1 Projects and Methods. Thomas Telford, London, 135-176.
- Harris, D., (2001). The Big Ben Clock Tower and the Palace of Westminster, Chapter 28 in: *Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension*, London, Vol. 2 Case studies. Thomas Telford, London, 453-508.
- Hausmann, M.R., (1990). *Engineering principles of ground modification*, McGraw-Hill.

- Hill, R., (1950). The mathematical theory of plasticity, 97-125. Oxford University Press, London.
- Irwin, G.R., (1948). Fracturing of metals, American Society for Metals, Cleveland.
- Geotechnical Engineering (2019). Specifiche tecniche per l'esecuzione di prove di laboratorio su resine poliuretaniche per la misura della pressione di rigonfiamento.
- Hough B.K. (1969). Basic soils engineering. Ronald Press Company.
- Ishihara, K., (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Géotechnique*, 43, No. 3, 351-415.
- Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., e Sato, H., (1982). Microzonation for soil liquefaction using simplified methods, *Proceedings 3rd Int. Conf. on Microzonation*, Seattle, 885-896.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., e Yasuda, S., (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, *Proceedings 2nd Int. Conf. on Microzonation*, San Francisco, 885-896.
- Jamiolkowski M., Lanecellotta R., Marchetto S., Nova R., Pasqualini E., (1979). Design parameters for soft clays, *State of the Art, VII ECSMFE*, Brighton, 27-57.
- Jaworski, G.W., Duncan, J.M., e Seed, H.B., (1981). Laboratory study of hydraulic fracturing, *Journal of ASCE Geotechnical Engineering Division*, Vol. 107, No. GT6, 713-732.
- Kjekstad O., Lunne T., Clausen C.J.F. (1978). Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated North Sea clays. *Marine Geotechnology*, 3, 4, 23-26.
- Kolymbas D., Wu W. (1990). Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, 60(2), 99-119.
- Kramer, S.L., (1996). Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, New York.
- Kulhawy F.H., Mayne P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.
- Lai, C.G., Foti, S., e Rota, M., (2009). Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione, IUSS Press, Pavia.

- Lancellotta R. (1983) *Analisi di affidabilità in Ingegneria Geotecnica*. Atti Istituto di Scienza delle Costruzioni, n. 625, Politecnico di Torino.
- Lancellotta, R., (2004). *Geotecnica – 3° ed*, Zanichelli, Bologna.
- Lunne T., Eide O., De Ruiter J. (1976). Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 430–441.
- Lupini J.E., Shinner A.E., Vaughan P.R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*, 31, 181-213.
- Mair, R. J., (2008). *Tunnelling and geotechnics: new horizons*. 46th Rankine Lecture, *Géotechnique* 58, No, 9, 695-736.
- Mair, R. J., e Taylor, R. N., (1997). *Bored tunnelling in the urban environment*. State-of-the-art Report and Theme Lecture. *Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Balkema, Vol. 4., 2353-2385.
- Mair, R. J., Harris, D. I., Love, J. P., Blakey, D., e Kettle, C., (1994). *Compensation grouting to limit settlements during tunnelling at Waterloo Station*. *Proceedings of Conference Tunnelling '94*, London, Institution of Mining and Metallurgy, 279-300, Chapman and Hall.
- Mair, R.J., Viggiani, G., e Menkiti, C.O., (2009). Reduction and control of surface settlement induced by shallow and deep excavations. *Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XXII Ciclo*, Torino, Italy, 18-19 Novembre 2009.
- Manassero, M. (1987). *Un nuovo approccio all'interpretazione della prova pressiométrica in sabbia*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino.
- Manassero, M., (1989). Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. *Géotechnique* 39, No. 2, 293-307.
- Marsland A. and Powell J.J.M. (1979). Evaluating the large scale properties of glacial clays for foundation design. *Proc. BOOS* 79, 1, 193–214.
- Ménard, L., (1957). *Mesure in situ des propriétés physiques des sols*. *Annls Ponts Chauss*, No. 14, 357-377.
- Mitchell, J.K., e Soga, K., (2005). *Fundamentals of soil behavior*, Wiley, Hoboken, New Jersey.
- Morris, P. H., Graham, J., & Williams, D. J. (1992). Cracking in drying soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(2), 263-277.

- NTC18, (2018), “Norme tecniche per le costruzioni”, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018.
- Panah, A.K., e Yanagisawa, E., (1989). Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil, *Soils and Foundations*, Vol. 129, No. 4, 14-22.
- Pasquetto, A., Gabassi, M., Vinco, G., e Guerra, C., (2008). Consolidamento del terreno mediante l’iniezione di resine poliuretaniche per l’attenuazione del rigonfiamento e del ritiro di terreni argillosi. *Proceedings of SEC 2008 – Symposium International Sécheresse et Constructions*, Parigi, France, 1-7 Settembre 2008.
- Poulos H.G. & Davis E.H. (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. John Wiley.
- Pigorini, A., Iannotta, F., Mair, R. J. M., Harris, D. I., Menkiti, C. O., e Leoni, F., (2009). The application of compensation grouting to protect a railway viaduct from tunnelling induced movements. *ITA-AITES World Tunnel Congress*, Budapest, Hungary, May 23–28, 2009.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test: performance and design* (No. FHWA-TS-78-209). United States. Federal Highway Administration.
- Seed, H.B., e Idriss, I.M., (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 97, No. SM9, 1249-1273.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., e Banerjee, N.G., (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses, *Report UCB/EERC-75/29*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Shrivastava, N., Zen, K., e Shukla, S.K., (2017). Modeling of compaction grouting technique with development of cylindrical cavity expansion problem in a finite medium, *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 3(4), Article number 40.
- Skempton A.W. (1964), Long term stability of clay slopes, *Géotechnique*, 14, 77-102.
- Skempton, A.W., (1986), Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation, *Géotechnique*, No. 3, 425-447.

- Skempton, A.W., e Bishop, A.W., (1954). Soils. In: M Renner (Ed.), Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity, North Holland, Amsterdam, 417-482.
- Sneddon, I.N., e Lowengrub, M., (1969). Crack problems in the classical theory of elasticity, Wiley, New York.
- Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons.
- Vésic A. S., (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs 98, SM 3, 265-290.
- Vinson, T.S., e Mitchell, J.K., (1972). Polyurethane foamed plastics in soil grouting, Journal of the Soil Mechanics of the American Society of Civil Engineers, June, SM 6, 579-602.
- Wong, H. Y. (1974). "Discussion of 'Compaction grouting'." J. Geotech. Engrg. Div., 100(5), 556-559.
- Wang D., Xing X., Qu H., & Zhang L.M. (2013). Simulated radial expansion and heave caused by compaction grouting in noncohesive soils. International Journal of Geomechanics, 15(4), 04014069.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, A., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., e Stokoe, K.H., (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, October 2001, 817-833.
- Yu, H. S., e Houlsby, G. T., (1991). Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis, Géotechnique, 41, No. 2, 173-183.

Annexe A

11.1 Introduction et définition du problème

La théorie de l'expansion des cavités est une référence fondamentale pour la conception des interventions nécessitant l'injection de résines polyuréthanes expansives dans le sol. Des solutions pour matériaux élastiques linéaires, parfaitement plastiques, ont été présentées par Bishop *et al.* (1945) pour les sols purement cohésifs, et par Hill (1950), Ménard (1957), Chadwick (1959), Vésic (1972), Carter *et al.* (1986), Manassero (1989), Yu & Houlsby (1991) pour les sols frottants et cohésifs.

Cette théorie analyse en détail le problème lié à l'expansion d'une cavité cylindrique ou sphérique dans un milieu infini, caractérisé par une loi de comportement de type élasto-plastique parfait et d'un critère de rupture de type Mohr-Coulomb avec une loi d'écoulement plastique non associé.

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique (c'est-à-dire de traitements en colonne), il est possible de se référer au schéma de la **figure A. 1**, qui illustre un milieu étendu à l'infini, traversé par une cavité cylindrique d'un rayon α_0 , dans un système de coordonnées de référence de type polaire, dont l'origine coïncide avec le centre du trou.

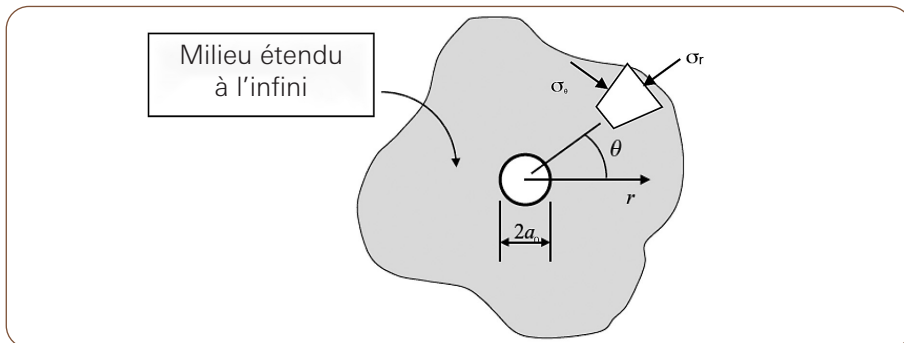


Figure A.1. Problème de la cavité cylindrique expansée dans un milieu élasto-plastique parfait infiniment étendu.

Les hypothèses initiales prévoient des conditions de déformations planes (déformations nulles dans la direction parallèle à l'axe du trou (axe des z)).

Compte tenu d'un milieu étendu à l'infini et homogène, l'état de contraintes aux alentours de la cavité avant l'expansion peut être considéré comme étant isotrope et calculé comme suit :

$$P_0 = \sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \frac{\sigma_{v_0} + 2 \cdot \sigma_{h_0}}{3} \quad [A.1]$$

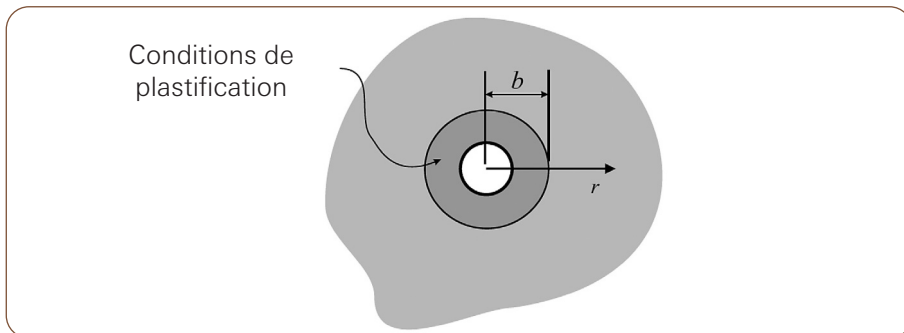
dove:

- σ_r contrainte agissant dans la direction radiale par rapport à l'axe de la cavité ;
- σ_θ contrainte tangentielle ;
- σ_z contrainte effective agissant dans la direction verticale ;
- σ_{v_0} contrainte géostatique verticale ;
- σ_{h_0} contrainte géostatique horizontale.

Dans l'analyse, on supposera que la pression initiale agissant sur les parois de la cavité est égale à P_0 et qu'elle augmente progressivement par la suite, jusqu'à atteindre une valeur générique P . Les conditions de symétrie du schéma de calcul adopté impliquent que cette augmentation de pression conduit à des déplacements dans le sens radial (U_r) uniquement.

Dans la phase initiale, l'augmentation de pression dans la cavité provoque des déformations du sol environnant, dans des conditions purement élastiques. Pour une certaine valeur de P (P_1), le matériau au contact des parois de la cavité atteint les conditions de plastification, lesquelles s'étendent progressivement dans le sol environnant à mesure que P augmente (**figure A.2**).

Les paragraphes qui suivent présentent de manière détaillée les procédures de calcul permettant d'établir, dans des conditions élastiques et dans des conditions de plastification, l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité en expansion.



■ **Figure A.2.** Conditions de plastification aux limites de la cavité dues à l'augmentation de P .

Il convient de souligner que toutes les corrélations indiquées ci-dessous sont obtenues par rapport à des analyses en conditions drainées, dans l'hypothèse où le temps nécessaire à la consolidation du sol entourant la cavité est négligeable par rapport à la durée d'application des charges. Par conséquent, les contraintes indiquées doivent être entendues comme effectives. En particulier, la pression P à l'intérieur de la cavité doit également être considérée comme effective.

Dans le cas où l'on doit effectuer une analyse dans des conditions non drainées, le sol peut être assimilé à un milieu monophasique. Dans ce cas, l'analyse doit être conduite en se référant uniquement aux contraintes totales, en adoptant, dans le domaine élastique, le module de rigidité non drainé et un coefficient de Poisson égal à 0,50, et, dans le domaine plastique, un critère de rupture purement cohésif. Dans les formules ci-dessous, pour le milieu cohésif-frottant, il est possible de poser $\varphi = 1^\circ$ pour éviter des problèmes d'ordre numérique.

Enfin, il convient de souligner que les corrélations présentées ci-dessous font référence aux conventions de signes propres à la géotechnique classique, de sorte que les sollicitations qui induisent une compression de l'élément de sol examiné sont considérées comme un signe positif.

11.2 État de contraintes et de déformations dans des conditions purement élastiques

11.2.1 Cavité cylindrique

Dans un premier temps, l'augmentation de la pression à l'intérieur de la cavité cylindrique provoque des déformations purement élastiques dans le sol environnant.

Les conditions de symétrie radiale du schéma de calcul adopté permettent d'expliquer l'état de contraintes de l'élément générique du sol au moyen d'une seule équation d'équilibre :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad [A.2]$$

En outre, on suppose également les conditions aux limites suivantes :

- Condition limite valide le long des parois latérales de la cavité cylindrique

$$\sigma_r(a_0) = P \quad [A.3]$$

- Condition limite valide à une distance infinie de la cavité cylindrique

$$\sigma_r(\infty) = \sigma_\theta(\infty) = P_0 \quad [A.4]$$

En ce qui concerne l'état de déformations, il est possible d'expliciter les égalités suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr} \quad \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad [A.5]$$

où :

ε_r déformation dans la direction radiale par rapport au centre de la cavité cylindrique ;

ε_θ déformation tangentielle.

Enfin, compte tenu des conditions purement élastiques, la corrélation entre l'état de contraintes et l'état de déformations est donnée par la loi de Hooke :

$$\sigma_r = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_r + P_0 \quad [A.6]$$

$$\sigma_\theta = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta + P_0 \quad [A.7]$$

dans laquelle :

Λ opérateur de Lamé :

$$\Lambda = \frac{\nu \cdot E'}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad [\text{A.8}]$$

avec :

E' module d'Young du sol ;

ν coefficient de Poisson du sol ;

e déformation volumétrique ;

G module d'élasticité tangentielle du sol

En combinant l'équation d'équilibre [A.2] avec l'équation [A.6], et en considérant la corrélation entre les déformations et les déplacements [A.5], on obtient l'équation différentielle de second ordre ci-après, exprimée en fonction du déplacement dans la direction radiale u_r :

$$\frac{d^2 u_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du_r}{dr} - \frac{u_r}{r^2} = 0 \quad [\text{A.9}]$$

à partir de laquelle on obtient :

$$u_r = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \quad [\text{A.10}]$$

avec :

C_1, C_2 constantes d'intégration.

En imposant à [A.10] la condition aux limites [A.4], on obtient :

$$C_1 = 0 \quad [\text{A.11}]$$

à partir de laquelle :

$$u_r = \frac{C_2}{r} \quad [\text{A.12}]$$

En substituant [A.12] dans [A.5], il est possible d'obtenir la déformation radiale ε_r à inclure dans l'équation [A.6]. De cette façon, on obtient une expression de la contrainte radiale σ_r qui, en imposant la condition aux limites [A.3], permet de déterminer la valeur de la constante d'intégration C_2 .

En conclusion, à la lumière des éléments ci-dessus, l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité cylindrique dans des conditions purement élastiques peut être défini au moyen des équations suivantes :

$$u_r = -\frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0^2}{2 \cdot G \cdot r} \quad [A.13]$$

$$\varepsilon_r = \frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \quad [A.14]$$

$$\sigma_r = \frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0^2}{r^2} + P_0 \quad [A.15]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0^2}{r^2} + P_0 \quad [A.16]$$

Pour calculer l'augmentation de contraintes dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité, on peut se référer à la relation dérivée de la théorie de l'élasticité :

$$\Delta\sigma_z = \nu \cdot (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad [A.17]$$

La relation [A. 17] est valide dans l'hypothèse selon laquelle les déformations dans la direction verticale sont nulles, et la contrainte principale verticale σ_z a une valeur comprise entre celles de la contrainte radiale principale σ_r et celles de la contrainte tangentielle principale σ_θ ($\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta$). Les deux conditions sont généralement remplies si l'on adopte les valeurs types des paramètres géotechniques caractéristiques des sols naturels.

11.2.2 Cavité cylindrique ou sphérique

Yu & Houlsby (1991) ont généralisé les considérations du paragraphe précédent, également au cas de la cavité sphérique.

En particulier, en adoptant un schéma de référence analogue à celui présenté à la **figure A. 1**, les équations suivantes ont été élaborées :

$$u_r = -\frac{(P - P_0)}{2 \cdot m \cdot G} \cdot \left(\frac{\alpha_0}{r}\right)^{m+1} \cdot r \quad [A.18]$$

$$\sigma_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{r}\right)^{m+1} + P_0 \quad [A.19]$$

$$\sigma_\theta = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{r}\right)^{m+1} + P_0 \quad [A.20]$$

où :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

α_0 rayon initial de la cavité ;

G module d'élasticité tangentielle du sol.

Dans ce cas également, le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en se référant à l'expression [A. 17].

11.2.3 Cavité cylindrique en milieu fini

Un cas d'intérêt pratique est celui d'un milieu d'extension finie dans la direction radiale, égal à b_0 . Au niveau de la limite extérieure du milieu, c'est-à-dire pour $r = b_0$, le déplacement radial est nul. La condition aux limites [A.4] devient donc :

$$u_r(r = b_0) = 0. \quad [A.21]$$

Pour la cavité cylindrique, les constantes d'intégration C_1 et C_2 sont, dans ce cas, égales à :

$$C_1 = \frac{P}{\alpha \cdot b_0^2} \quad [A.22]$$

$$C_2 = -\frac{P}{\alpha} \quad [A.23]$$

où :

$$\alpha = (\Lambda + G) \frac{2}{b_0^2} + \frac{2G}{\alpha_0^2} \quad [A.24]$$

L'état de contraintes et l'état de déformations du matériau autour de la cavité peuvent être déterminés de manière analogue au cas d'un milieu infini, ce qui donne les équations suivantes :

$$u_r = -\frac{P - P_0}{\alpha} \left(\frac{1}{r} - \frac{r}{b_0^2} \right) \quad [A.25]$$

$$\varepsilon_r = \frac{P - P_0}{\alpha} \left(\frac{1}{b_0^2} + \frac{1}{r^2} \right) \quad [A.26]$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{P-P_0}{\alpha} \left(\frac{1}{b_0^2} - \frac{1}{r^2} \right) \quad [A.27]$$

$$\sigma_r = \frac{P-P_0}{\alpha} \left[\frac{2(\Lambda+G)}{b_0^2} + \frac{2G}{r^2} \right] + P_0 \quad [A.28]$$

$$\sigma_\theta = \frac{P-P_0}{\alpha} \left[\frac{2(\Lambda+G)}{b_0^2} - \frac{2G}{r^2} \right] + P_0. \quad [A.29]$$

Lorsque b_0 tend vers l'infini, on retrouve les équations dérivées pour le cas du milieu infini présentées aux paragraphes précédents.

Une observation importante concerne la déformation volumétrique, qui, contrairement au cas du milieu infini, prend une valeur non nulle dans le cas du milieu fini. En tenant compte des équations [A.26] et [A.27], on obtient en effet que :

$$e = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = \frac{2(P-P_0)}{\alpha \cdot b_0}. \quad [A.30]$$

On peut constater que la variation de volume totale dans le milieu poreux élastique linéaire, donnée par :

$$\Delta V = 2\pi \int_{a_0}^{b_0} e \cdot r \cdot dr = (P-P_0) \frac{2\pi}{\alpha} \left(1 - \frac{a_0^2}{b_0^2} \right),$$

coïncide avec la variation de volume de la cavité (ΔV_c), calculée de la manière suivante :

$$\Delta V_c = \pi \left[(a_0 - u_r)^2 - a_0^2 \right] = -2\pi a_0 u_r = (P-P_0) \frac{2\pi}{\alpha} \left(1 - \frac{a_0^2}{b_0^2} \right),$$

en prenant $u_r^2 \approx 0$ pour l'hypothèse des petites déformations.

11.3 État de contraintes et de déformations dans des conditions élasto-plastiques

Dans le cas où la pression à l'intérieur de la cavité (P) devient égale à la valeur de la « pression de première plastification » (P_1), le matériau formant les parois de cette cavité atteint les conditions de rupture :

a) *Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau purement frottant*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta = 0 \quad [A.31]$$

avec :

$$N = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [A.32]$$

dans laquelle :

φ angle de résistance au cisaillement du sol.

b) *Critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un matériau frottant et cohésif*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \quad [A.33]$$

avec :

N voir [A. 22];

$$Y = \frac{2 \cdot C' \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [A.34]$$

dans laquelle :

φ angle de résistance au cisaillement du sol ;

C' cohésion effective du sol.

Pour une augmentation supplémentaire de la pression P ($P > P_1$), on observe la formation d'une « région de plastification », qui s'étend depuis le rayon de la cavité (a) jusqu'à une distance générique b ($a < r < b$), en fonction de l'ampleur de P (**figure A. 2**).

À l'extérieur de cette région ($r > b$), le matériau continue à conserver un comportement purement élastique.

À l'intérieur de la région de plastification, en revanche, le matériau se trouve dans le domaine plastique. Par conséquent, son état de contraintes-déformations est gouverné par le critère de rupture et la loi d'écoulement plastique qui le caractérisent.

Il est important de souligner que la pression P ne peut augmenter que jusqu'à une valeur limite (P_{LIM}), au-delà de laquelle la cavité tend idéalement à s'élargir indéfiniment dans le sol.

Les paragraphes suivants détaillent l'analyse du comportement du matériau après l'atteinte de la pression de première plastification (P_1), tant dans le domaine élastique que dans le domaine plastique, jusqu'à l'atteinte de P_{LIM} .

Il convient de préciser que ce problème peut être résolu selon deux approches distinctes :

1. Approche par « analyse du sol aux petites déformations »
2. Approche par « analyse du sol aux grandes déformations »

L'approche 1 repose sur l'hypothèse selon laquelle, dès que la pression atteint P_1 , les déformations provoquées par l'augmentation progressive de P restent faibles non seulement dans le domaine purement élastique, mais également dans la région de plastification. Cette hypothèse conduit à une simplification considérable du problème ; mais, dans les cas les plus courants où les déformations dans le domaine plastique ne peuvent pas être considérées comme faibles, elle se traduit par une moindre précision des résultats obtenus, notamment pour le calcul de la pression limite (P_{LIM}).

L'approche 2, en revanche, repose sur l'hypothèse que les déformations affectant le matériau dans la région de plastification sont suffisamment élevées pour être corrélées aux déplacements correspondants au moyen de relations de type logarithmique :

$$\varepsilon_r = \ln\left(\frac{dr}{dr_0}\right) \quad [\text{A.35}]$$

$$\varepsilon_\theta = \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \quad [\text{A.36}]$$

dans laquelle :

- r distance générique depuis le centre de la cavité après le processus d'expansion ;
- r_0 distance générique depuis le centre de la cavité initiale avant le processus d'expansion.

11.3.1 Estimation de la pression de première plastification

À la lumière de ce qui précède, il est nécessaire d'estimer, en premier lieu, la pression à l'intérieur de la cavité susceptible de provoquer la plastification du matériau constituant ses parois (pression de première plastification, P_1).

11.3.1.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, la pression de première plastification (P_1) peut être calculée en appliquant les conditions de rupture [A. 31] aux contraintes calculées avec [A.15], [A.16] au niveau des parois de la cavité ($r = a_0$).

De cette façon, on obtient l'égalité suivante :

$$P_1 = P_0 \cdot \left(\frac{2 \cdot N}{N+1} \right) = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \quad [A.37]$$

où :

N voir [A. 32] ;

11.3.1.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Afin d'étendre les analyses présentées dans le paragraphe précédent à la cavité sphérique et aux sols caractérisés par un comportement frottant et cohésif, Yu & Houlsby (1991) ont proposé la relation ci-après pour calculer la pression de première plastification (P_1):

$$P_1 = \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} + P_0 \quad [A.38]$$

où :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique.

N voir [A. 32] ;

Y voir [A. 34].

11.3.1.3 Cavité cylindrique, sol frottant et cohésif, milieu fini

Dans le cas d'un milieu d'extension radiale finie et égale à b_0 , la pression de première plastification est égale à (Shrivastava *et al.*, 2017) :

$$P_1 = \frac{2N \cdot (1 - 2\nu) \cdot P_0 + \left[(1 - 2\nu) + \left(\frac{a_0}{b_0} \right)^2 \right] \cdot \gamma}{2N \cdot (1 - 2\nu) - (N - 1) \left[(1 - 2\nu) + \left(\frac{a_0}{b_0} \right)^2 \right]}, \quad [A.39]$$

qui se réduit à l'équation [A.38] pour $m = 1$ quand b_0 tend à l'infini.

11.3.2 Approche par « analyse du sol aux petites déformations »

11.3.2.1 État de contraintes et de déformations du sol dans le domaine élastique

Le présent paragraphe présente une analyse de la définition de l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$) après que la pression de première plastification (P_1).

11.3.2.1.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, Davis & Selvadurai (2002) ont mis au point une procédure d'évaluation de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$), après l'atteinte de la pression de première plastification (P_1).

En premier lieu, il est possible d'affirmer qu'à l'interface entre le domaine purement élastique et la région de plastification ($r = b$), la contrainte radiale peut être supposée égale à la pression de première plastification [A. 37] :

$$\sigma_r(b) = P_1 = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \quad [A.40]$$

En outre, comme il s'agit du domaine élastique, il est possible de considérer comme valides les relations [A.13] à [A.16], qui, en remplaçant les termes a_0 et P respectivement par b et $\sigma_r(b)$, permettent de définir les déplacements, les déformations et les contraintes du matériau qui se trouve dans le domaine élastique ($r > b$):

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r} \quad [A.41]$$

$$\varepsilon_r = \frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \quad [A.42]$$

$$\sigma_r = \frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \quad [A.43]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P_0 \cdot \sin\varphi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \quad [A.44]$$

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence à [A. 17].

11.3.2.1.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991) ont généralisé les analyses effectuées dans le paragraphe précédent également au cas d'une cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

À la lumière de ce qui précède, les déformations et les contraintes du matériau qui est situé dans le domaine élastique ($r \geq b$) peuvent être calculées en utilisant les équations suivantes :

$$u_r = -\left(\frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}\right) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{1+m} \cdot r \quad [A.45]$$

$$\sigma_r = P_0 + \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [A.46]$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [A.47]$$

où :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique.

N voir [A. 32] ;

Y voir [A. 34].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en référence [A. 17].

11.3.2.2 État de contraintes et de déformations du sol dans la région de plastification

Le présent paragraphe est consacré à l'analyse permettant de définir l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans la région de plastification ($a < r < b$), qui s'est formée après l'atteinte puis le dépassement de la pression de première plastification (P_1).

11.3.2.2.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant

Dans le cas particulier d'une cavité cylindrique et d'un sol purement frottant, Davis & Selvadurai (2002) ont mis au point une procédure d'évaluation de l'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans la région de plastification ($a < r < b$), en référence à l'approche simplifiée par « analyse du sol aux petites déformations ».

Dans des conditions de plastification, l'état de déformations du sol dépend de la loi d'écoulement plastique qui caractérise le sol proprement dit. En termes généraux, étant donné une loi d'écoulement plastique non associé (matériau dilatatant), on peut appliquer l'égalité suivante :

$$g = \sigma_r - M \cdot \sigma_\theta \quad [A.48]$$

où :

$$M = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad [A.49]$$

dans laquelle :

ψ angle de dilatançe du sol.

En imposant les conditions de plastification [A. 31] dans [A. 2], on peut définir l'équation d'équilibre valide dans la région de plastification :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r}{r} \cdot \left(\frac{N-1}{N} \right) = 0 \quad [A.50]$$

où

N voir [A. 32].

La solution de l'équation [A. 50], en tenant compte de ce qui est rapporté dans [A. 43], [A. 44] dans l'hypothèse où $r = b$, permet de définir l'état de contraintes du sol entourant la cavité cylindrique dans la région de plastification :

$$\sigma_r = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \quad [A.51]$$

$$\sigma_\theta = P_0 \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \quad [A.52]$$

dans laquelle :

N voir [A. 32].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta \sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en se référant à [A. 17].

En ce qui concerne l'état de déformations dans la région de plastification, il est nécessaire de souligner que, dans l'hypothèse où le sol entourant la cavité est caractérisé par une loi d'écoulement plastique non associé [A. 48], la relation reliant les contraintes aux déformations est la suivante :

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}_\theta \\ \dot{\sigma}_r \end{bmatrix} = \frac{2 \cdot G}{(1 - \nu) \cdot (1 + M \cdot N) - \nu \cdot (M + N)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & M \\ N & M \cdot N \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_\theta \\ \dot{\epsilon}_r \end{bmatrix} \quad [A.53]$$

où:

G module d'élasticité tangentielle du sol ;

ν coefficient de Poisson du sol ;

N voir [A. 32] ;

M voir [A. 49].

Le système [A. 52] comprend une équation unique linéairement indépendante, qui, explicitée en fonction de l'inconnue $\dot{\sigma}_r$ et à la lumière de [A. 5], peut être exprimée comme suit :

$$M \cdot \frac{d\dot{\sigma}_r}{dr} + \frac{\dot{\sigma}_r}{r} = \frac{(1 - \nu) \cdot (1 + M \cdot N) - \nu \cdot (M + N)}{N} \cdot \frac{\dot{\sigma}_r}{2 \cdot G} \quad [A.54]$$

En dérivant [A. 51] par rapport à la variable b, on obtient :

$$\dot{\sigma}_r = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \cdot \left(\frac{N-1}{N} \right) \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b} \right) \quad [A.55]$$

En substituant [A. 55] à [A. 54], on obtient l'équation différentielle suivante :

$$M \cdot \frac{d\dot{\sigma}_r}{dr} + \frac{\dot{\sigma}_r}{r} - \frac{[(1 - \nu) \cdot (1 + M \cdot N) - \nu \cdot (M + N)] \cdot P_0 \cdot \sin \varphi}{G} \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b} \right) = 0 \quad [A.56]$$

dont la solution, calculée en imposant la condition aux limites dérivée de [A. 41] :

$$u_r(b) = -\frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b}{2 \cdot G} \quad [A.57]$$

permet de calculer le déplacement dans la direction radiale dans la région de plastification :

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \sin\phi \cdot b}{2 \cdot G} \cdot \left\{ \left(\frac{r}{b} \right) + \frac{B \cdot N}{N-1} \cdot \left[\left(\frac{r}{b} \right) - \left(\frac{r}{b} \right)^{\frac{1}{N}} \right] - \frac{A \cdot M}{M+1} \cdot \left[\left(\frac{r}{b} \right) - \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{1}{M}} \right] \right\} \quad [A.58]$$

dans laquelle :

$$B = \frac{2 \cdot [(1-\nu) \cdot (1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)]}{M+N} \quad [A.59]$$

$$A = 2 + B \quad [A.60]$$

11.3.2.2.2 Cavity cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991), en se référant aux résultats des travaux de Carter *et al.* (1986), ont généralisé les analyses effectuées dans la section précédente également au cas de la cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

Dans le cas présent, l'état de contraintes du matériau dans la région de plastification peut être calculé au moyen des équations suivantes :

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m \cdot (N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m \cdot (N-1)]}{N}} \quad [A.61]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m \cdot (N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m \cdot (N-1)]}{N}} \quad [A.62]$$

avec :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

N voir [A. 32] ;

Y voir [A. 34].

Le calcul de l'augmentation de la contrainte dans la direction verticale ($\Delta\sigma_z$) induite par l'expansion de la cavité peut être effectué en se référant à [A. 17].

En ce qui concerne l'estimation du déplacement radial dans la région de plastification, il est possible de se reporter à la relation :

$$u_r = - \left[\frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln \eta}{M+m} \right] \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{m}{M}} \cdot b +$$

$$- \frac{M \cdot \ln \eta}{M+m} \cdot r - \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r \quad [A.63]$$

où :

$$\xi = \frac{[1 - v^2 \cdot (2-m)] \cdot (1+m) \cdot \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}}{(1+v) \cdot (N-1) \cdot M} \times$$

$$\times \left[N \cdot M + m \cdot (1-2 \cdot v) + 2 \cdot v - \frac{m \cdot v \cdot (N+M)}{1-v \cdot (2-m)} \right] \quad [A.64]$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(M+m) \cdot (1-2 \cdot v) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0] \cdot [1 + (2-m) \cdot v]}{E \cdot (N-1) \cdot M} \right\} \quad [A.65]$$

avec :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique.

Y voir [A. 34] ;

N voir [A. 32] ;

M voir [A. 49] ;

E module d'Young du sol ;

G module d'élasticité tangentielle du sol ;

v coefficient de Poisson du sol.

11.3.2.3 Calcul de l'extension de la région de plastification

Afin de compléter les analyses effectuées dans les paragraphes précédents pour l'évaluation de l'état de contraintes et de déformations du matériau qui se trouve dans la région de plastification, on trouvera ci-après un certain nombre de relations destinées aux estimations du paramètre b .

11.3.2.3.1 Cavité cylindrique, sol purement frottant

Si on analyse le cas de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu purement frottant, la valeur de b peut être calculée au moyen d'une relation obtenue à partir de [A. 51], en faisant l'hypothèse qu'au niveau des parois de la cavité ($r = a_0$), la contrainte radiale (σ_r) est égale à la valeur de la pression P :

$$P = P_0 \cdot (1 + \sin \varphi) \cdot \left(\frac{b}{a_0} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \quad [\text{A.66}]$$

à partir de laquelle on obtient :

$$\left(\frac{b}{a_0} \right) = \left[\frac{P}{P_0 \cdot (1 + \sin \varphi)} \right]^{\frac{N}{(N-1)}} \quad [\text{A.67}]$$

avec:

N voir [A. 32] ;

φ angle de résistance au cisaillement du sol.

11.3.2.3.2 Cavité cylindrique ou sphérique, sol frottant et cohésif

Yu & Houlsby (1991) ont étendu les analyses effectuées dans le paragraphe précédent également au cas d'une cavité sphérique, en examinant un matériau de type frottant et cohésif entourant cette cavité.

Plus précisément, le paramètre b peut être estimé au moyen de l'équation suivante :

$$\left(\frac{b}{a_0} \right) = R^{\frac{N}{m \cdot (N-1)}} \quad [\text{A.68}]$$

où :

$$R = \frac{(m + N) \cdot [Y + (N - 1) \cdot P]}{N \cdot (1 + m) \cdot [Y + (N - 1) \cdot P_0]} \quad [\text{A.69}]$$

in cui:

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

Y voir [A. 34] ;

N voir [A. 32].

11.3.3 Approche par « analyse du sol aux grandes déformations »

Dans le cas où il s'avère impossible de simplifier le problème d'expansion de la cavité à l'aide de l'approche par l'analyse aux petites déformations, Yu & Houlsby (1991) ont mis au point une série de corrélations qui permettent de définir l'état de contraintes et de déformations du matériau entourant la cavité en présence de « grandes déformations » dans la région de plastification.

L'un des aspects qui différencie notamment cette approche par rapport à celle traitée dans le précédent chapitre, réside dans l'hypothèse selon laquelle, lorsque la pression de première plastification (P_1), est dépassée, l'augmentation de P détermine une augmentation non négligeable de la dimension de la cavité, dont le rayon passe d'une valeur initiale α_0 à une valeur générique α .

Les paragraphes ci-après présentent les relations fondamentales permettant de calculer les contraintes et les déformations dans le sol entourant la cavité après l'atteinte puis le dépassement de la pression de première plastification (P_1), en référence au cas générique d'une cavité cylindrique ou sphérique et d'un matériau caractérisé par un comportement frottant et cohésif.

11.3.3.1 État de contraintes et de déformations du sol dans le domaine élastique

L'état de contraintes-déformations du matériau entourant la cavité en expansion dans le domaine élastique ($r > b$) après l'atteinte de la pression de première plastification (P_1) peut être évalué en adoptant les relations [A.45], [A.46], [A.47] et [A.17].

Dans ce cas spécifique, la seule modification par rapport aux informations figurant au paragraphe 11.3.2 réside dans l'évaluation de l'extension de la région de plastification (paramètre b) (**paragraphe 11.3.3.3**).

11.3.3.2 État de contraintes et de déformations du sol dans la région de plastification

Après l'atteinte puis le dépassement de la pression de première plastification (P_1), l'état de contraintes du matériau entourant la cavité dans la région de plastification ($\alpha < r < b$) peut être calculé au moyen des relations [A. 61], [A. 62] et [A. 17].

Dans ce cas également, la différence par rapport aux informations figurant au paragraphe 11.3.2 réside dans l'évaluation de l'extension de la région de plastification (paramètre b) (**paragraphe 11.3.3.3**).

En ce qui concerne l'état de déformations du sol dans la région de plastification, il est possible de se reporter à l'égalité suivante :

$$\frac{\alpha}{\alpha_0} = \left\{ \frac{R^{-\frac{N(M+m)}{m(N-1)M}}}{\left[1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \right]^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N \cdot (M+m)}{[m \cdot (N-1) \cdot M] \cdot \eta} \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\frac{M}{(M+m)}} \quad [A.70]$$

dans laquelle :

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad [A.71]$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \frac{y^n}{n!} \cdot \ln x & \text{si } n = \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \\ \frac{y^n}{n! \left(n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \right)} \cdot \left[x^{\frac{n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}}{m \cdot (N-1) \cdot M}} - 1 \right] & \text{si } n \neq \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \end{cases} \quad [A.72]$$

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique.

Y voir [A. 34] ;

N voir [A. 32] ;

M voir [A. 49] ;

η voir [A. 65] ;

ξ voir [A. 64] ;

G module d'élasticité tangentielle du sol ;

R voir [A. 69].

Il est possible de démontrer que la série numérique [A. 71] converge rapidement pour toute valeur de N et M attribuée au sol. De manière générale, on peut affirmer que les 10 premières itérations sont suffisantes pour garantir un niveau de précision acceptable pour les besoins de l'analyse.

Après avoir calculé au moyen de [A. 70] la valeur de α , on peut estimer le déplacement radial et la déformation tangentielle au niveau des parois de la cavité :

$$u_r(\alpha_0) = \alpha - \alpha_0 \quad [A.73]$$

$$\varepsilon_\theta(\alpha_0) = \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha_0}\right) \quad [\text{A.74}]$$

où :

α_0 rayon initial de la cavité.

11.3.3.3 Calcul de l'extension de la région de plastification

Après avoir calculé le rayon final supposé de la cavité (α) à la suite de l'expansion déterminée par la pression P [A. 70], il est possible de calculer le rayon de la région de plastification (b) au moyen de l'équation :

$$\left(\frac{b}{\alpha}\right) = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \quad [\text{A.75}]$$

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

N voir [A. 32] ;

R voir [A. 69].

11.3.3.4 Calcul de la pression limite (P_{LIM})

L'adoption de l'approche aux grandes déformations permet d'obtenir une relation destinée au calcul de la valeur de la pression limite (P_{LIM}).

Comme mentionné dans l'introduction du **paragraphe 11.3**, cette valeur correspond à la limite au-delà de laquelle la pression à l'intérieur de la cavité ne peut plus augmenter car, une fois cette condition atteinte, la région de plastification tend à s'expanser indéfiniment dans le matériau entourant la cavité.

Dans le cas présent, si l'on applique à [A. 70] la condition :

$$\lim_{\alpha \rightarrow \infty} \left(\frac{\alpha}{\alpha_0} \right) \quad [\text{A.76}]$$

on obtient la relation

$$\Lambda_1(R_\infty, \xi) = \left(\frac{\eta \cdot m \cdot (N-1) \cdot M}{N \cdot (M+m)} \right) \cdot \left(1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \right)^{\frac{M+m}{M}} \quad [\text{A.77}]$$

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

N voir [A. 32] ;

- Y voir [A. 34] ;
M voir [A. 49] ;
 η voir [A. 65] ;
 ξ voir [A. 64] ;
G module d'élasticité tangentielle du sol.

obtenue en posant le dénominateur du second membre de l'équation [A. 69] égal à 0.

Au moyen de [A. 77], on obtient la valeur de $\Lambda_1(R_\infty, \xi)$.

Ensuite, au moyen de [A. 71] et [A. 72], on obtient le paramètre R_∞ , défini par la relation :

$$R_\infty = \frac{(m+N) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_{\text{LIM}}]}{N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]} \quad [\text{A.78}]$$

Enfin, en inversant l'équation [A. 78] on obtient la valeur de pression limite (P_{LIM}):

$$P_{\text{LIM}} = \frac{\left\{ \frac{R_\infty \cdot N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(m+N)} - Y \right\}}{(N-1)} \quad [\text{A.79}]$$

11.3.4 Approche par « analyse du sol aux grandes déformations » dans le cas d'un milieu fini

Pour le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu d'extension radiale finie (égal à b_0) une solution analytique a été proposée par Shrivastava *et al.* (2017) en adoptant une approche analogue à celle utilisée par Yu & Houlsby (1991) pour le milieu d'extension infinie.

Dans le cas de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu fini, les rayons du bulbe initial (a_0) et final (a) sont liés au rayon plastique (b) au moyen de l'équation suivante :

$$\frac{\eta}{\gamma} \left[\left(1 - \frac{g}{\delta_1} \right)^{\frac{M+1}{M}} - \left(\frac{a_0}{b} \right)^{\frac{M+1}{M}} \right] = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \quad [\text{A.80}]$$

où :

$$A_n = \begin{cases} \frac{k\omega^n}{n!} \ln \frac{b}{a} & \text{si } n = \gamma \\ \frac{\omega^n}{n!(n-\gamma)} \left[\frac{b^{k(n-\gamma)}}{a} - 1 \right] & \text{si } n \neq \gamma \end{cases}$$

$$k = \frac{N-1}{N};$$

$$\eta = \exp \left[\frac{(M+1)(1+\nu)(1-2\nu)}{\delta_1(N-1)M} \right]$$

$$\omega = -\frac{2(1-2\nu)(1-\nu^2)}{\delta_1(N-1)} \frac{\left[\left(N + \frac{1}{M} \right) - \frac{\nu}{1-\nu} \left(1 + \frac{N}{M} \right) \right]}{\left[(N-1) - \frac{(1-2\nu)(1+N)}{(b/b_0)^2} \right]} \frac{1}{(b/b_0)^2}$$

$$g = \frac{(1+\nu)(1-2\nu) \left[1 - \frac{1}{(b/b_0)^2} \right]}{\left[(N-1) - \frac{(1-2\nu)(1+N)}{(b/b_0)^2} \right]}$$

$$\delta_1 = \frac{E}{Y + (N-1)P_0}$$

$$\gamma = \frac{N(M+1)}{(N-1)M}$$

Le rayon du bulbe expansé (α), le rayon plastique (b), et la pression d'expansion à l'intérieur de la cavité (P) sont liés par l'équation suivante :

$$P = \frac{Y}{1-N} + \frac{\frac{2N(1-2\nu)[Y + (\alpha-1)P_0]}{(b/b_0)^2} \left(\frac{b}{\alpha} \right)^k}{\left[(N-1) - \frac{(1-2\nu)(1+N)}{(b/b_0)^2} \right] (1-N)} \quad [A.81]$$

où P_0 est la contrainte horizontale à la profondeur analysée. Comme dans le cas d'une expansion dans un milieu infini, les équations [A.80] et [A.81] lient les rayons du bulbe initial (α_0) et expansé (α), le rayon plastique et la pression d'expansion effective de la résine (P). Si l'on attribue des valeurs à deux des quatre paramètres, par exemple α_0 et α , il est possible de calculer les deux paramètres restants (b et P). L'admission des valeurs doit évidemment être cohérente avec la géométrie du problème ($\alpha_0 < \alpha < b < b_0$).



12.1 Introduction et définition du problème

L'injection de résine expansive dans le sol peut provoquer la formation de fractures, conduisant à une augmentation notable du rayon d'influence du traitement effectué par rapport à celui prévu par la théorie d'expansion des cavités.

Pour cette raison, les paragraphes suivants illustrent quelques-uns des aspects les plus importants liés à la mécanique de la fracturation appliquée aux sols.

Plus précisément, il convient de souligner que cette théorie permet de définir les conditions nécessaires à la formation de fractures dans le sol, en conditions drainées et non drainées, après l'injection d'un fluide sous pression.

La problématique de la propagation des fractures dans le sol est particulièrement complexe, et les seuls éléments disponibles à ce sujet restent principalement qualitatifs, issus d'observations expérimentales *in situ* et en laboratoire.

12.2 Fracturation du sol en conditions non drainées

La formation de fractures dans un sol dépend essentiellement de sa résistance à la traction (σ_t).

Dans les matériaux naturels, il est généralement admis que cette valeur est très faible, voire proche de 0 kPa, sauf en présence de phénomènes de cimentation du squelette solide.

Plus précisément, il peut être observé que le sol se fracture au moment où la contrainte principale mineure effective (σ'_3) est égale à la valeur de la résistance à la traction propre au matériau étudié :

$$\sigma'_3 = 0 \quad \text{Matériau non cimenté} \quad [\text{B. 1}]$$

$$\sigma'_3 = -\sigma'_t \quad \text{Matériau cimenté} \quad [\text{B. 2}]$$

Il convient de souligner que les corrélations présentées font référence aux conventions de signes propres à la géotechnique classique, de sorte que les sollicitations qui induisent une compression de l'élément de sol examiné sont considérées comme un signe positif. En outre, dans [B. 2], la résistance à la traction (σ'_t) est supposée avoir un signe positif.

Dans un milieu saturé et dans le cas général d'un sol cimenté, l'application d'une force de traction dans la direction dans laquelle agit la contrainte principale mineure détermine l'apparition d'un mécanisme de rupture par cisaillement en conditions non drainées, et la fracturation se produit au moment où [B.2] est satisfaite, laquelle peut être réécrite sous la forme :

$$\sigma_3 = u_0 + \Delta u - \sigma'_t \quad [\text{B. 3}]$$

où :

- σ_3 contrainte principale totale mineure ;
- u_0 pression interstitielle initiale dans des conditions hydrostatiques ;
- Δu surpression interstitielle générée lors du mécanisme de rupture par cisaillement qui conduit à la rupture du sol.

Les surpressions interstitielles peuvent être estimées au moyen de la relation proposée par Skempton (1954) :

$$\Delta U = B \cdot [\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad [B.4]$$

dans laquelle :

$\Delta \sigma_1$ variation de la contrainte principale totale majeure ;

$\Delta \sigma_3$ variation de la contrainte principale totale mineure ;

A, B paramètres de Skempton.

Dans le cas d'un sol saturé ($B = 1$), en substituant la [B. 4] à la [B. 3], on obtient :

$$\sigma_3 = u_0 + [\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] - \sigma'_t \quad [B.5]$$

La [B. 5] peut être exprimée comme suit :

$$\Delta \sigma_3 = -\frac{1}{A} \cdot (\sigma'_{3i} + \sigma'_t) + \Delta \sigma_1 \quad [B.6]$$

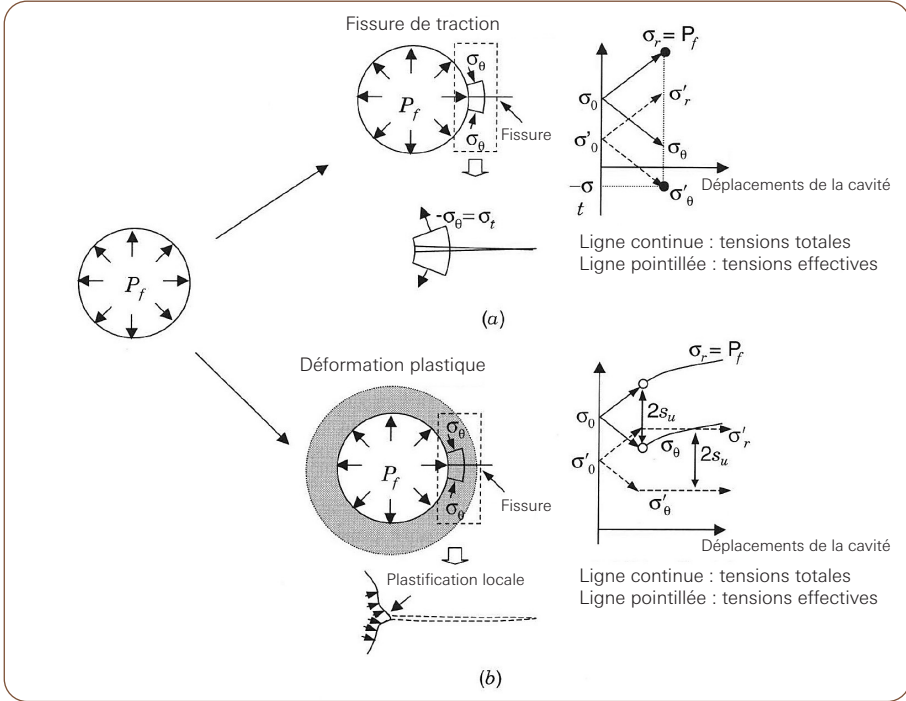
avec :

σ'_{3i} contrainte principale effective mineure avant l'application de la force de traction :

$$\sigma'_{3i} = \sigma_3 - \Delta \sigma_3 - u_0 \quad [B.7]$$

Dans un sol cohésif (par ex. : argile), l'injection de résines expansives peut provoquer la fracturation du matériau.

Conformément à la théorie de l'expansion des cavités (**annexe A**), et en adoptant un schéma du comportement du sol fondé sur une loi constitutive type linéaire élasto-plastique parfait, il peut être démontré que, dans des conditions purement élastiques, l'augmentation de la pression agissant à l'intérieur de la cavité entraîne soit une augmentation de la contrainte radiale totale ($\Delta \sigma_r$), soit une diminution de la contrainte tangentielle totale ($\Delta \sigma_\theta$) (**figure B. 1 (a)**).



■ **Figure B.1.** Fracturation du sol déterminée par l'injection d'un fluide sous pression dans une cavité (a) rupture en traction dans des conditions non drainées et (b) rupture due à une résistance au cisaillement atteinte dans des conditions non drainées (d'après Mitchell & Soga, 2005).

Entre ces deux valeurs, la relation suivante est vérifiée :

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta \quad [\text{B.8}]$$

en posant :

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_1 \quad [\text{B.9}]$$

et

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_3 \quad [\text{B.10}]$$

dans des conditions de déformations planes (déformations nulles dans la direction verticale) ($A \approx 0,5$), [B. 6] peut être réécrite comme suit :

$$\Delta\sigma_r = \sigma'_{3i} + \sigma'_t \quad [\text{B.11}]$$

Puisque $\Delta\sigma_r$ peut également être exprimée sous la forme :

$$\Delta\sigma_r = P_f - \sigma_{3i} \quad [\text{B.12}]$$

où :

σ_{3i} contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à P_0 qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, annexe A) ;

P_f pression à l'intérieur de la cavité qui induit la fracturation du sol.

en substituant [B. 12] dans [B. 11] on obtient :

$$P_f = 2 \cdot \sigma_{3i} - U_0 + \sigma'_t \quad [B. 13]$$

Au moyen de [B. 13], il est possible d'estimer la pression à l'intérieur de la cavité qui provoque la fracturation du sol dans des conditions de déformations purement élastiques.

Il est important de souligner que [B. 13] a été obtenue en supposant une expansion uniforme de la cavité au fur et à mesure de l'augmentation de la pression agissant sur les parois de cette cavité (théorie d'expansion des cavités), et une loi de comportement du sol de type linéaire élastique. En réalité, les déformations de la cavité ne sont pas uniformes et la fracturation du sol peut apparaître dans des zones localisées, à une pression inférieure à celle calculée au moyen de [B. 13].

À l'inverse du cas décrit précédemment, il peut arriver que l'augmentation de la pression à l'intérieur de la cavité provoque l'apparition des conditions de plastification au niveau des parois de la cavité proprement dite, avant que la contrainte tangentielle effective diminue jusqu'à atteindre la valeur de la résistance à la traction du matériau (**figure B. 1 (b)**). Cette condition est vérifiée si :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \cdot C_u \quad [B. 14]$$

avec :

σ_r = contrainte radiale totale aux alentours de la cavité ;

σ_θ contrainte tangentielle totale aux alentours de la cavité ;

C_u résistance au cisaillement en conditions non drainées du matériau.

et :

$$\sigma'_\theta > -\sigma'_t \quad [B. 15]$$

Par rapport à la théorie de l'expansion des cavités (**annexe A**), il est possible d'affirmer que [B.14] est vérifiée au moment où la pression à l'intérieur de la cavité atteint la valeur de pression de première plastification (P_1) qui, en conditions non drainées, peut être estimée comme suit :

$$P_1 = \frac{2 \cdot m \cdot c_u}{m+1} + \sigma_{3i} \quad [\text{B.16}]$$

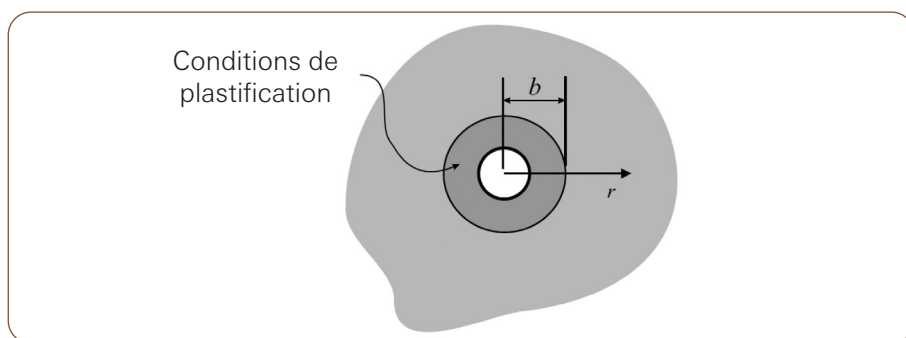
avec :

- m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- σ_{3i} contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à P_0 qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, annexe A) ;
- c_u résistance au cisaillement en conditions non drainées du matériau

Dans le cas où il se produit une augmentation ultérieure de la pression à l'intérieur de la cavité ($P > P_1$), on observe la formation d'une « région de plastification », qui s'étend depuis le rayon de la cavité jusqu'à une distance générique b , fonction de l'amplitude de P (**figure B. 2**).

À l'extérieur de cette région ($r > b$), le matériau continue à avoir un comportement purement élastique.

À l'intérieur de la région de plastification, le matériau se situe dans le domaine plastique ; son état de contraintes-déformations est donc gouverné par le critère de rupture et la loi d'écoulement plastique qui le caractérisent



■ **Figure B.2.** Conditions de plastification aux limites de la cavité dues à l'augmentation de P .

Dans la région de plastification, il peut se produire, localement, une concentration des déformations de cisaillement, conduisant à la formation de microfractures dans le matériau. Dans ces conditions, il est raisonnable de considérer que les injections de résine polyuréthane expansive provoquent l'ouverture de microfractures et favorisent leur propagation dans le sol traité.

À la lumière de ces éléments, il est possible de conclure que [B.13] permet d'estimer la pression à l'intérieur de la cavité qui induit la fracturation du sol dans des conditions de déformations purement élastiques, tandis que, dans des conditions de plastification du matériau, il conviendra de se reporter à [B. 16].

Il est important de souligner que l'expansion de la région de plastification précédant la fracturation du sol, ainsi que l'augmentation de la résistance au cisaillement en condition non drainée du matériau due à la hausse de la pression de confinement, impliquent une augmentation de la pression de fracturation (P_f) par rapport à celle calculée par l'expression [B. 16]. Ainsi, plusieurs auteurs (Jaworski *et al.*, 1981 ; Yanagisawa & Panah, 1989) ont proposé une série de corrélations empiriques en alternative à [B. 16] pour le calcul de P_f , qui peuvent se résumer avec l'équation suivante :

$$P_f = m \cdot \sigma_{3i} + n \quad [\text{B. 17}]$$

dans laquelle :

σ_{3i} contrainte principale totale mineure avant l'augmentation de pression à l'intérieur de la cavité (égale à P_0 qui figure dans la théorie de l'expansion des cavités, **annexe A**).

m, n constantes multiplicatives propres au sol traité.

En ce qui concerne la plage de variations des valeurs de m , Jaworski *et al.* (1981) rapportent des valeurs comprises entre 1,50 et 1,80, tandis que Panah & Yanagisawa (1989) indiquent $m = 1\,050 - 1\,085$.

La **figure B. 3** présente les valeurs de P_f obtenues pour divers types de sols en fonction de la pression de confinement initiale (σ_{3i}).

L'analyse du graphique met en évidence que, pour les différents types de matériaux, la corrélation entre les deux grandeurs demeure systématiquement comprise entre [B.13] et [B.16], qui peuvent être considérées comme les limites supérieure et inférieure à utiliser pour le calcul de P_f .

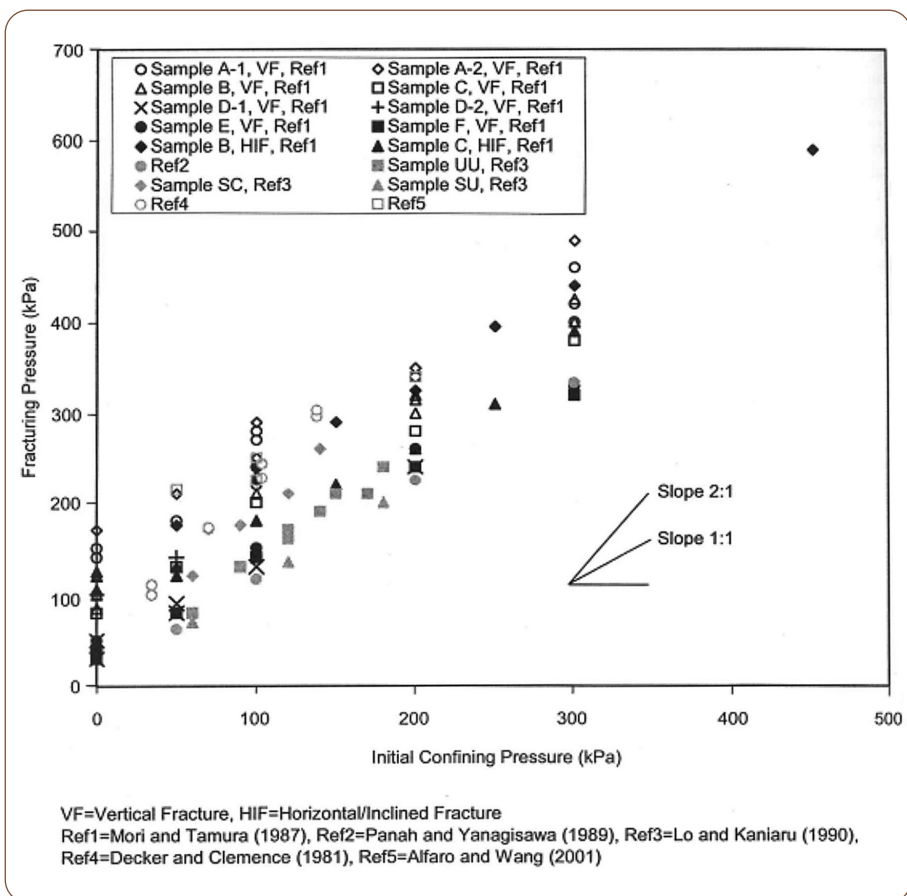


Figure B.3. Pression de fracturation (P_f) en fonction de la pression initiale de confinement pour différents types de sols (d'après Mitchell & Soga, 2005).

12.3 Fracturation du sol en conditions drainées

Dans des conditions drainées, comme indiqué au chapitre précédent, il apparaît que le sol se fracture lorsque la contrainte principale effective mineure (σ'_3) devient égale à la valeur de la résistance à la traction propre au matériau étudié ([B. 1] et [B. 2]).

Conformément à la théorie de l'expansion des cavités (**annexe A**), et en adoptant un schéma du comportement du sol fondé sur une loi constitutive type linéaire élasto-plastique parfait, il peut être démontré que, dans des conditions purement élastiques, l'augmentation de la pression agissant à l'intérieur de la cavité génère une contrainte radiale et une contrainte tangentielle dans le matériau environnant, correspondant respectivement aux contraintes principale majeure et mineure, calculées comme suit :

$$\sigma'_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{r} \right)^{m+1} + P'_0 \quad [B. 18]$$

$$\sigma'_\theta = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{r} \right)^{m+1} + P'_0 \quad [B. 19]$$

où :

m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;

P'_0 état de contrainte effective isotrope du sol aux limites de la cavité avant l'expansion :

$$P'_0 = \sigma'_r = \sigma'_\theta = \sigma'_z = \frac{\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h0}} \quad [B.20]$$

dans laquelle :

σ'_{v0} contrainte géostatique verticale effective ;

σ'_{h0} contrainte géostatique horizontale effective ;

P_0 état de contraintes total isotrope du sol aux limites de la cavité avant l'expansion :

$$P_0 = P'_0 + U_0 \quad [B.21]$$

avec :

U_0 pressions interstitielles initiales dans des conditions hydrostatiques.

P pression à l'intérieur de la cavité qui détermine l'expansion de celle-ci. En

conditions drainées, si l'on suppose que le temps nécessaire à la consolidation du sol entourant la cavité est négligeable par rapport à la durée d'application des charges, la différence de pression totale $P - P_0$ s'exerce sur le squelette solide du sol, sans générer de surpressions interstitielles. Si ces hypothèses ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de se référer à l'analyse en conditions non drainées.

α_0 rayon initial de la cavité ;

r distance générique dans la direction radiale par rapport à la cavité.

Au niveau des parois de la cavité ($r = \alpha_0$), en substituant [B. 19] à la condition [B. 2], on obtient :

$$P_f = 2 \cdot P_0 - u_0 + \sigma'_f \quad [B.22]$$

avec :

P_f pression qui détermine la fracturation du sol entourant la cavité dans des conditions purement élastiques ;

σ'_f résistance à la traction du matériau.

Même dans des conditions drainées, le sol entourant la cavité peut atteindre les conditions de plastification avant de subir la fracturation dans le domaine purement élastique.

En se référant à la théorie de l'expansion des cavités appliquée à un matériau cohésif et frottant (**annexe A**), il est possible de calculer la pression permettant de provoquer la plastification du matériau au contact des parois de la cavité, au moyen de la relation :

$$P_1 = \frac{m \cdot [\gamma + (N-1) \cdot P'_0]}{m+N} + P_0 \quad [B.23]$$

où :

$$N = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [B.24]$$

$$\gamma = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [B.25]$$

dans laquelle :

φ angle de résistance au cisaillement du sol ;

c' cohésion effective du sol ;

- m valeur numérique étant supposée égale à 1 dans le cas d'une cavité cylindrique, ou égale à 2 dans le cas d'une cavité sphérique ;
- P_0 voir [B. 21].

En conclusion, par analogie avec les développements du **chapitre 12.2**, il est possible d'affirmer que [B.22] et [B.23] permettent de définir la plage de variations de la pression qui s'exerce sur les parois de la cavité en expansion, pouvant provoquer la fracturation du sol entourant le point d'injection, dans des conditions drainées.



13.1 Procédure expérimentale pour la mesure de la pression de gonflement

L'objectif de ces spécifications est d'illustrer la procédure expérimentale pour la mesure de la pression de gonflement des résines polyuréthanes. Compte tenu de la forte capacité d'expansion de ces résines, une pression de gonflement se produit lorsque l'expansion a lieu dans un volume confiné. Cette pression dépend fortement du volume expansé par la résine proprement dite. Par conséquent, la relation entre le volume expansé de la résine et la pression de gonflement correspondante est une information essentielle pour la conception des interventions de consolidation. Les sections suivantes exposent les spécifications nécessaires à la réalisation d'un seul essai sur résine, destiné à obtenir la relation entre la pression de gonflement et le volume expansé correspondant à la résine.

Un seul essai réalisé en laboratoire sur une résine permet d'établir une relation précise entre la pression de gonflement et le volume expansé. L'évolution de la pression de gonflement en fonction du volume expansé de la résine constitue la courbe rhéologique de la résine (ou courbe d'expansion de la résine). Cette courbe est obtenue en effectuant plusieurs essais sur la même résine. Elle est nécessaire pour l'utilisation des résines polyuréthanes dans les interventions de consolidation, où il est impératif d'évaluer la pression d'équilibre atteinte dans le sol à la suite de l'expansion de la résine. En effet, selon les caractéristiques du sol, la résine peut présenter différentes valeurs de pression de gonflement en fonction des différentes valeurs de volume expansé.

13.2 Description de l'équipement de laboratoire

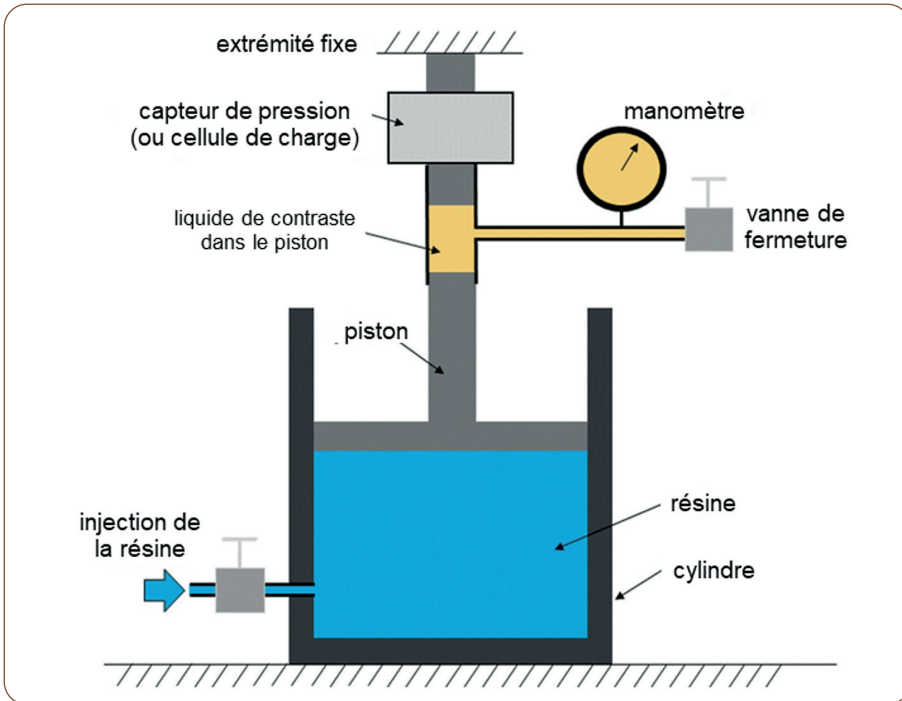
L'établissement des courbes rhéologiques des résines polyuréthanes est effectuée par des essais expérimentaux réalisés avec un équipement de laboratoire spécialement conçu à cet effet. La **figure C.1** présente le schéma général d'un équipement de laboratoire destiné à mesurer la pression de gonflement. L'équipement se compose de deux éléments principaux : un cylindre dans lequel la résine est injectée, et un piston qui sert de contre-pression pour limiter l'expansion de la résine.

Le cylindre doit être raccordé à un système d'injection de résine, qui permet la déconnexion une fois l'injection terminée. Le piston doit pouvoir coulisser à l'intérieur du cylindre et, en même temps, empêcher la résine de s'échapper entre le bord extérieur du piston et la paroi intérieure du cylindre. À cette fin, il est possible d'utiliser un système d'étanchéité au niveau du contact entre le piston et le cylindre. Dans ce cas, il est important que le matériel soit équipé d'un système permettant l'évacuation de l'air présent dans le cylindre, au moment de l'injection de la résine. En outre, la présence éventuelle de frottements latéraux entre le piston et le cylindre doit être vérifiée, conformément aux indications fournies à la section 13.3. L'ensemble de l'équipement doit être suffisamment rigide pour ne pas se déformer sous l'effet de la pression exercée par la résine pendant son expansion.

La composition de l'équipement est complétée par un système de contre-pression pour empêcher le coulisement du piston, de manière à confiner le processus d'expansion de la résine dans le cylindre, et par un système de mesure de la pression de gonflement qui en résulte. Ce système peut être composé d'un simple manomètre relié au système de contre-pression dans le piston, combiné à un capteur de pression, ou d'une cellule de charge qui mesure la force exercée sur la contre-pression. Dans les deux cas, les instruments doivent avoir une plage de mesure compatible avec les pressions de gonflement attendues des résines utilisées.

D'après les données expérimentales disponibles sur les résines polyuréthanes (Favaretti *et al.* 2004), les pressions de gonflement observées sont comprises entre 0 MPa et 12 MPa. En particulier, il est recommandé que la mesure de la pression de gonflement soit effectuée avec une précision d'au moins 10 kPa. Cette valeur est nécessaire, car les pressions d'équilibre attendues lors des injections, dans des sols peu compactés, sont de l'ordre de plusieurs centaines de kPa. Par conséquent, une bonne caractérisation de la courbe rhéologique de la résine dans cette plage de pression est fondamentale pour estimer la pression d'équilibre lors de la phase de conception de l'intervention.

En cas d'utilisation d'une cellule de charge, pour obtenir une précision d'au moins 10 kPa sur la mesure de la pression de gonflement, une plage de mesure maximale de 100 kN permet de satisfaire cette exigence et d'avoir une plage de pression suffisamment large (jusqu'à 20 MPa) pour effectuer une caractérisation satisfaisante de la résine. Cette valeur a été obtenue en considérant un diamètre du cylindre de l'appareil de 80 mm, et une précision de la cellule de charge égale à 0,01 % de la plage de mesure maximale (100 kN).



■ **Figure C.1.** Schéma général de l'équipement utilisé pour les essais en laboratoire.

13.3 Étalonnage de l'équipement de laboratoire

La lecture de la pression de gonflement peut être affectée par d'éventuels frottements entre le piston et le cylindre, ou à l'intérieur du piston de contre-pression. En effet, la présence de frottements peut entraîner une sous-estimation de la pression de gonflement, car une partie de cette pression est compensée par le frottement latéral, et la partie restante par la réaction sur le piston de contre-pression.

Ce problème peut être facilement contourné en effectuant des essais d'étalonnage de l'appareil expérimental. Ces essais consistent à appliquer une pression connue à l'intérieur du cylindre, et à vérifier que cette pression est correctement mesurée par le système de mesure intégré à l'appareil (manomètre ou cellule de charge). La pression souhaitée est appliquée à l'aide d'un fluide (par exemple de l'eau ou de l'huile) ; une fois que le piston de contre-pression est en contact, on procède à la comparaison entre la pression appliquée au fluide dans le cylindre et celle mesurée par le système.

En l'absence de frottements à l'intérieur de l'appareillage, la pression enregistrée par le système de mesure doit correspondre à la pression appliquée au fluide à l'intérieur du cylindre. Dans ce cas, la mesure de la pression n'est pas affectée et il n'est donc pas nécessaire de corriger les valeurs mesurées.

Si, en revanche, un écart entre les deux lectures est observé, la mesure de la pression est affectée par d'éventuels problèmes de frottement. Comme indiqué précédemment, dans cette situation, la pression mesurée par le système est inférieure à la pression appliquée au fluide dans le cylindre. Il est donc nécessaire d'estimer une correction à apporter aux valeurs de pression mesurées lors des essais sur les résines. Cette correction doit être évaluée pour différentes valeurs de pression, car elle peut ne pas être constante. En particulier, il est nécessaire de se concentrer sur les plages de pression de gonflement attendues lors des essais sur les résines.

Cette procédure d'étalonnage doit être prise en compte, lorsque l'erreur commise par le système de mesure n'est pas négligeable par rapport aux valeurs de pression de gonflement que l'on souhaite mesurer. Cet aspect est donc d'autant plus important lorsque la mesure de faibles valeurs de pression de gonflement (<1 MPa) est requise.

13.4 Procédure d'essai

Une fois que la résine à tester est identifiée, la procédure suivante peut être envisagée pour réaliser un essai unique.

Les deux composants de la résine sont mélangés à l'extérieur de l'appareil ; le mélange est ensuite injecté directement dans le cylindre. Une fois que la quantité de résine déterminée a été injectée, le cylindre doit être déconnecté du système d'injection. La mesure de la masse du mélange injecté est déterminée à la fin de l'essai sur le cylindre de résine solidifié, après le démontage de l'équipement.

Pendant la phase d'injection, le piston doit être initialement positionné à l'intérieur du cylindre, de manière à éviter toute fuite de résine hors du cylindre. Une fois l'injection terminée, le processus d'expansion du mélange déclenche le coulisement du piston vers le haut. Ce coulisement doit être interrompu une fois que le piston de contre-pression est atteint.

L'arrêt du piston détermine le développement d'une pression de gonflement (P), qui doit être enregistrée à l'aide du système de mesure adopté (manomètre ou cellule de charge). La pression (ou la force F dans le cas de la cellule de charge) doit être enregistrée pendant toute la phase d'évolution, jusqu'à ce qu'une valeur stable soit atteinte. Il est conseillé de réaliser une acquisition des données à une fréquence plus élevée dans la phase initiale, où l'on s'attend à une variation plus rapide de la pression de gonflement. L'intervalle d'acquisition peut être augmenté une fois que la variation de pression tend à diminuer au fil du temps. L'évolution de la pression de gonflement dans le temps est un aspect essentiel pour l'évaluation du temps de réaction de la résine.

L'essai peut être considéré comme terminé lorsque la pression de gonflement est constante dans le temps, et que le processus d'expansion de la résine peut donc être considéré comme achevé. L'appareil peut alors être démonté afin de permettre la récupération de l'échantillon de résine solidifié à l'intérieur du cylindre. La masse (M_r) et le volume (V_{rf}) de l'échantillon de résine doivent être mesurés. On suppose que la masse de résine reste inchangée pendant le processus d'expansion. Le volume, obtenu à partir du diamètre et de la hauteur mesurés indépendamment à l'aide d'un pied à coulisse, est quant à lui uniquement associé à l'état final de la résine.

Cette procédure permet de déterminer une relation unique entre la pression de gonflement, la masse (ou le volume) de la résine injectée et le volume expansé de la résine. La caractérisation globale de la courbe rhéologique de la résine requiert la réalisation de plusieurs essais, au cours desquels différentes quantités de résine sont injectées. Il est ainsi possible d'évaluer la pression de gonflement pour différentes valeurs de volume de résine.

Afin de procéder à une analyse pertinente des résultats expérimentaux, les données suivantes doivent être collectées pendant l'exécution de l'essai :

- L'évolution dans le temps de la pression de gonflement pendant la phase d'expansion ;
- La pression de gonflement (P) à la fin du processus d'expansion ;
- La masse de l'échantillon de résine solidifié (M_r) à la fin de l'essai ;
- Le volume de l'échantillon de résine solidifié (V_{rf}) à la fin de l'essai

À partir de la masse M_r et du volume final V_{rf} de la résine, il est possible de calculer la densité de la résine (ρ_{rf}) à la fin de l'expansion, à l'aide de l'équation suivante :

$$\rho_{rf} = \frac{M_r}{V_{rf}} \quad [C.1]$$

De cette manière, il est possible d'associer la densité de la résine à la fin de l'expansion (ρ_{rf}) à la valeur correspondante de la pression de gonflement (P). Cette opération permet évidemment d'obtenir un seul point pour la construction de la courbe rhéologique de la résine. Par conséquent, ces opérations doivent être effectuées pour tous les essais réalisés avec différents volumes d'expansion.

Au lieu d'utiliser la densité de la résine, la courbe rhéologique de la résine peut également être représentée en termes de rapport de gonflement, défini comme le rapport entre le volume de la résine à la fin de l'expansion (V_{rf}) et le volume de la résine à l'état liquide avant le début de l'expansion (V_{ri}). Le calcul de V_{ri} peut être effectué en connaissant la masse de la résine (M_r) et sa densité à l'état liquide (ρ_{ri}), à l'aide de l'équation suivante :

$$V_{ri} = \frac{M_r}{\rho_{ri}} \quad [C.2]$$

Dans ce dernier cas, la relation attendue entre la pression de gonflement P et le rapport de gonflement V_{rf}/V_{ri} sera inversement proportionnelle.

13.5 Analyse des essais en laboratoire

L'analyse des résultats des essais en laboratoire effectués sur des résines polyuréthanes expansées est présentée ci-dessous. L'objectif de l'analyse expérimentale est de déterminer les courbes rhéologiques des résines, exprimées comme la relation entre le rapport de gonflement et la pression de gonflement. Deux types de résines, dénommées ci-après **GEOPLUS 2435** et **GEOPLUS A**, ont été analysées.

La présentation des résultats est accompagnée de la procédure expérimentale adoptée, et d'une description du programme de laboratoire établi.

13.6 Résines ayant fait l'objet d'essais

Deux types de résines ont été utilisés : **GEOPLUS 2435** et **GEOPLUS A**. Les valeurs de densité liquide des résines présentées dans le **tableau C.1** ont été calculées à partir des densités des deux composants (isocyanate et polyol), et des rapports de mélange en poids établis sur la base du document fourni par le donneur d'ordre.

■ **Tableau C.1** Composants des résines et valeurs de densité à l'état liquide.

Résine		Rapport de mélange en poids	Densité [kg/m ³]	Densité de la résine [kg/m ³]
GEOPLUS 2435	Polyol	100	1054	1162
	Isocyanate	157	1230	
GEOPLUS A	Polyol	100	1046	1159
	Isocyanate	158	1230	

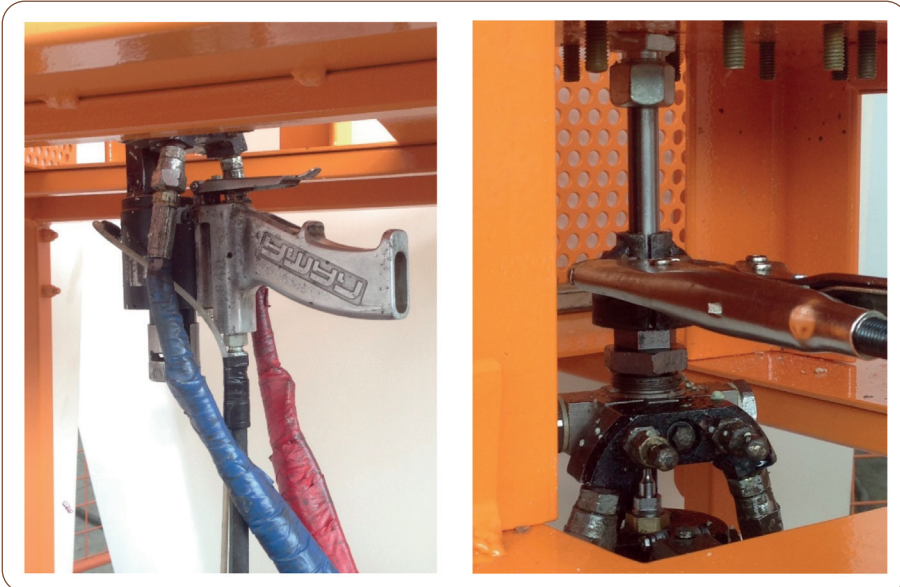
13.7 Procédure expérimentale

Les essais ont été réalisés dans les locaux d'Urettek, en utilisant un équipement de laboratoire spécialement développé à cet effet (**figure C.2**).



■ **Figure C.2.** CÉdomètre à expansion contrôlée utilisé pour la réalisation des essais.

La résine a été injectée directement à la base du cylindre à l'aide du pistolet d'injection (**figures C.2 et C.3**). Le pistolet permet de mélanger les deux composants (isocyanate et polyol) avant leur introduction dans le cylindre, et prévoit également la déconnexion des deux composants une fois l'injection terminée. Le cylindre présente un diamètre de 80 mm, qui détermine le diamètre final de l'éprouvette de résine solidifiée. La durée de l'injection est déterminée manuellement par l'opérateur afin d'injecter différentes quantités de résine ; généralement, l'injection dure quelques secondes (entre 1 et 5 secondes). La position du piston de contre-pression est toujours maintenue fixe, afin d'obtenir une valeur constante de la hauteur de l'éprouvette de résine solidifiée. Par conséquent, le volume final de l'éprouvette de résine solidifiée sera quasi similaire dans tous les essais. Le volume initial différent (et donc la masse) de la résine injectée permet d'acquérir



■ **Figure C.3.** Pistolet d'injection (à gauche) et raccordement à la base du cylindre (à droite).

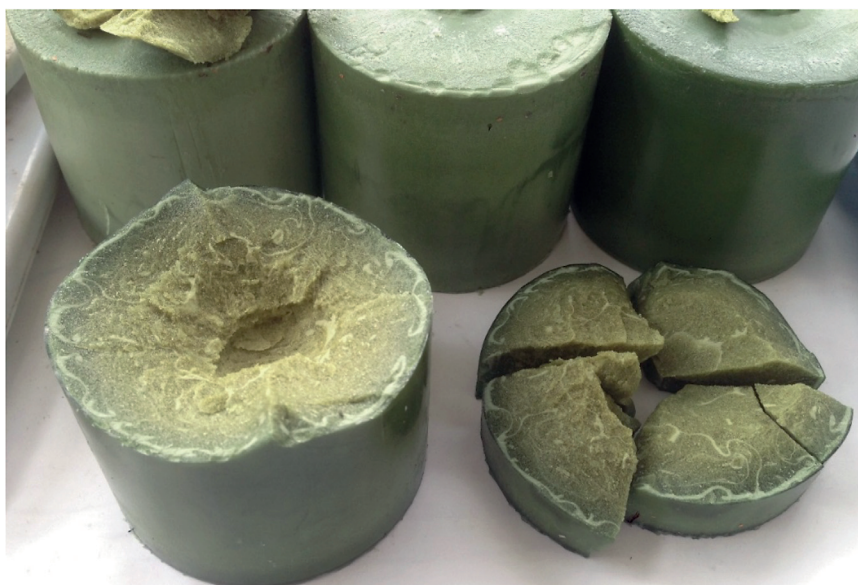
différentes valeurs de pression et de rapport de gonflement. Au départ, le piston coulissant est poussé jusqu'à la base du cylindre afin de minimiser la quantité d'air à l'intérieur de la chambre. Pendant l'injection et le gonflement consécutif de la résine, le piston coulissant est poussé vers le haut jusqu'au piston de contre-pression, imposant des conditions de gonflement de la résine à volume constant.

L'appareil mesure la pression de gonflement à l'aide d'un capteur de pression dont la plage de mesure est comprise entre 0 MPa et 25 MPa. Le capteur est connecté à un système d'acquisition numérique ; l'intervalle d'acquisition a été généralement fixé à 1 seconde pour tous les essais

Le suivi de l'évolution de la pression de gonflement permet d'évaluer l'acquisition d'une condition stable pour estimer la pression de gonflement. Toutefois, dans le cas d'injections avec des quantités importantes de résine pour étudier des pressions de gonflement élevées, l'obtention d'une pression stable ne garantit pas une solidification complète de l'éprouvette. La partie la plus interne peut en effet nécessiter des temps de solidification assez longs (de l'ordre de plusieurs heures). La pression exercée par la partie la plus interne encore à l'état partiellement solide peut provoquer la rupture de l'éprouvette proprement dite, après le retrait du confinement. Bien que cet aspect n'influence pas la pression de gonflement mesurée, la rupture de l'éprouvette peut entraîner l'impossibilité de mesurer correctement le volume final de l'éprouvette solidifiée.



■ **Figure C.4.** Exemple d'échantillon intact et fissuré pour la résine GEOPLUS 2435.



■ **Figure C.5.** Exemple d'échantillon intact et fissuré pour la résine GEOPLUS A.

Les essais réalisés ont montré quelques cas de fissuration et de rupture de l'éprouvette lors de l'extraction des échantillons de l'appareil (**figures C.4 et C.5**). Cependant, la reconstitution des échantillons à partir des différents morceaux a permis une évaluation correcte de la masse et du volume de l'échantillon.

13.8 Programme expérimental

Le programme expérimental consistait à réaliser différents essais sur chaque résine, afin de déterminer la courbe rhéologique dans une plage de pression comprise entre 0 MPa et 5 - 10 MPa. La valeur maximale de pression de gonflement étudiée a été établie en fonction de la capacité d'expansion de la résine.

À cette fin, les différents essais se sont différenciés par la quantité variable de résine injectée à l'aide du pistolet d'injection. Par conséquent, les points qui constituent les courbes rhéologiques présentées dans la section 13.9 correspondent à différents volumes (et donc masses) initiaux de résine injectée, tandis que les volumes expansés de la résine sont similaires, car la position du piston de contre-pression a été maintenue fixe. Le **tableau C.2** résume le nombre d'essais effectués sur chaque résine analysée et la température initiale de la résine.

■ **Tableau C.2** Liste des résines analysées et nombre d'essais réalisés.

Résine	Nombre d'essais	Température [°C]
GEOPLUS 2435	8	40
GEOPLUS A	8	40

13.9 Résultats des essais expérimentaux

La pression de gonflement pour chaque essai a été déterminée en analysant son évolution dans le temps. La **figure C.6** illustre l'évolution dans le temps de la pression de gonflement enregistrée pour chaque essai réalisé sur la résine GEOPLUS 2435. La figure est divisée en deux graphiques (a et b), afin de mieux mettre en évidence la tendance observée au cours des 60 premières secondes de l'essai (**figure C.6 (a)**). En général, la majeure partie de la variation de pression est enregistrée au cours des 30 premières secondes de l'essai.

La pression de gonflement est étroitement liée à la quantité de résine injectée. Cette relation est considérée comme valide car, dans la configuration d'essai adoptée, le volume final de l'échantillon de résine est similaire pour tous les essais. La **figure C.7** explicite la dépendance de la pression de gonflement à la masse de résine injectée, où une corrélation positive peut être observée. En combinant les graphiques des **figures C.6** et **C.7**, on peut également s'apercevoir qu'à mesure que la masse de résine injectée augmente, le temps nécessaire à la stabilisation de la pression de gonflement augmente également.

Ces caractéristiques d'expansion ont également été constatées pour la résine GEOPLUS A. Les résultats des essais effectués sur cette résine sont présentés sur les **figures C.8** et **C.9**. La résine GEOPLUS A permet d'atteindre des pressions de gonflement supérieures à celles de la résine GEOPLUS 2435, soient supérieures à 10 MPa.

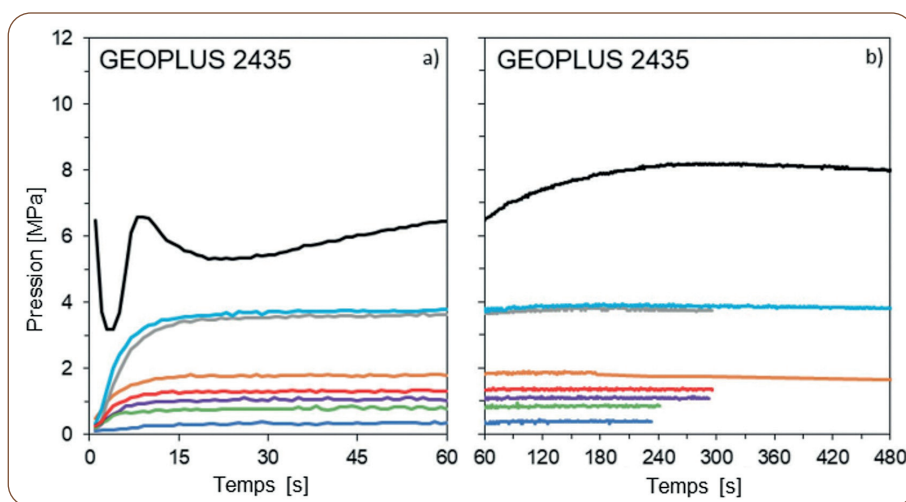
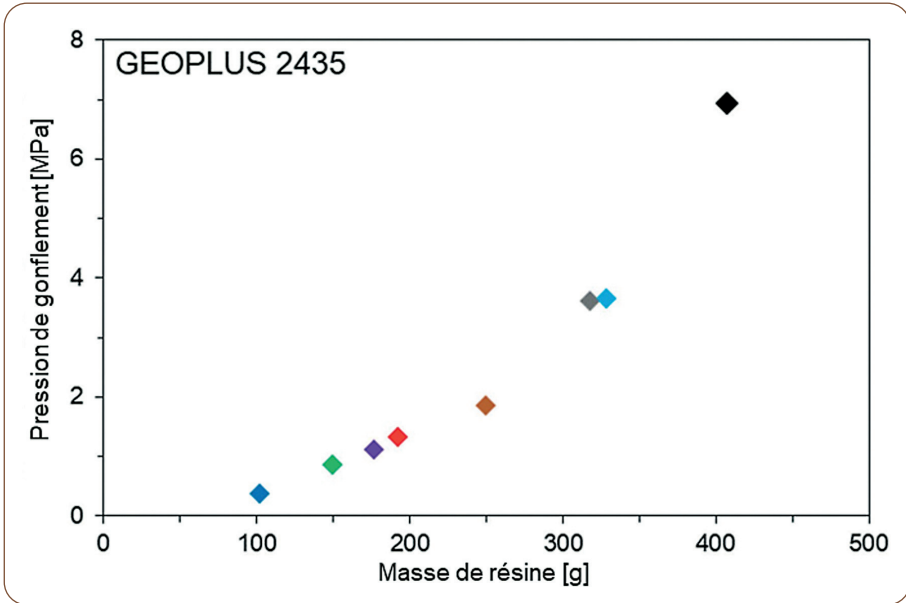
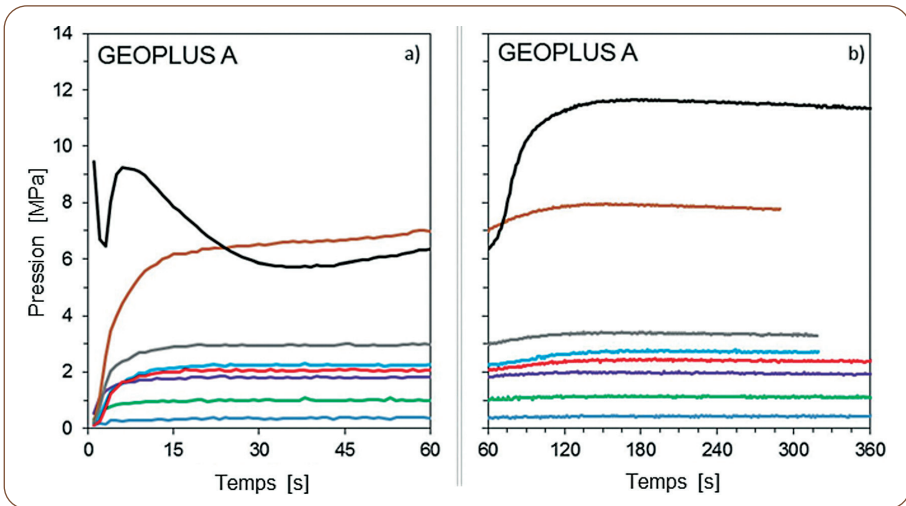


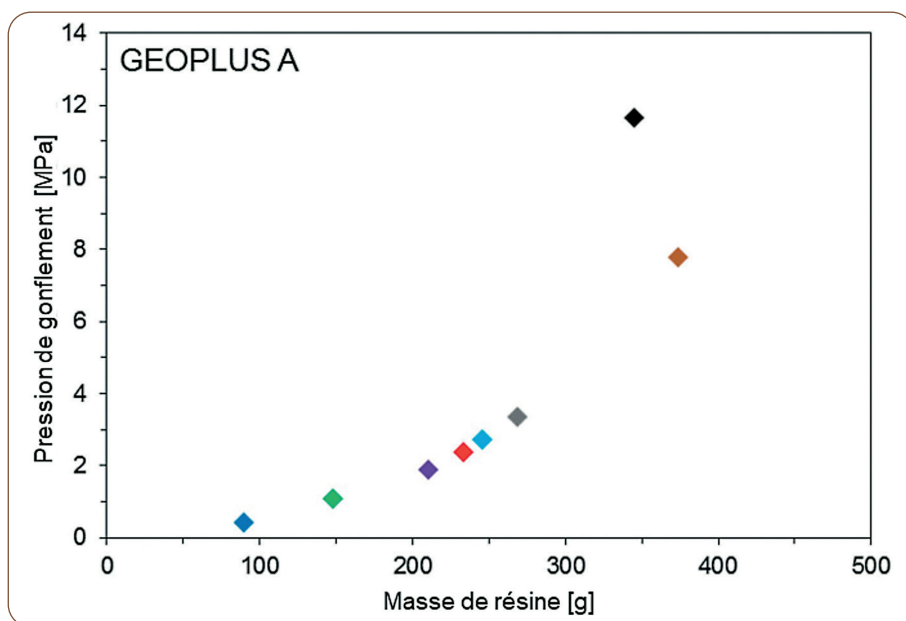
Figure C.6. Évolution de la pression de gonflement dans le temps pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS 2435.



■ **Figure C.7.** Relation entre la masse de résine injectée et la pression de gonflement pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS 2435.



■ **Figure C.8.** Évolution de la pression de gonflement dans le temps pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS A.

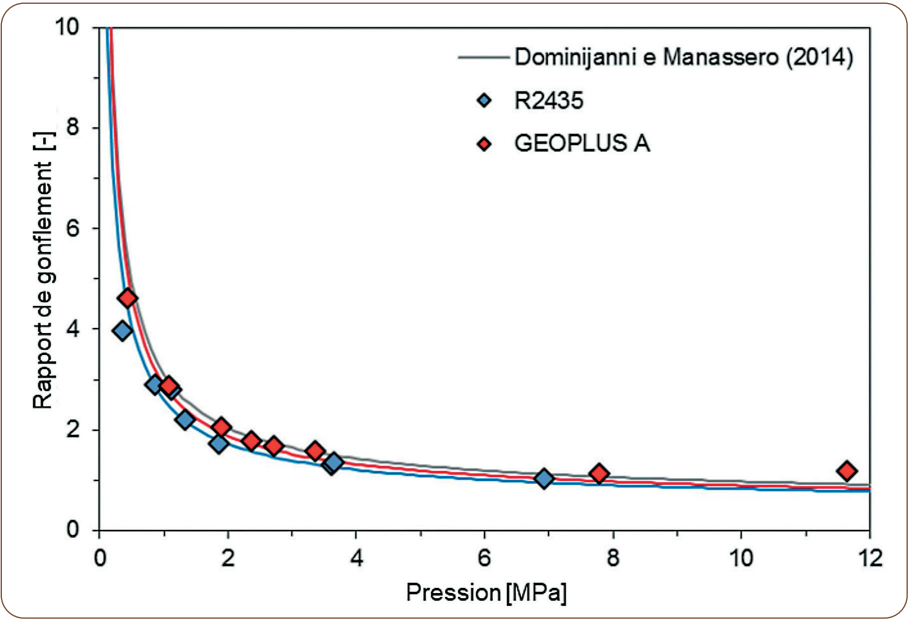


■ **Figure C.9.** Relation entre la masse de résine injectée et la pression de gonflement pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS A.

Les courbes rhéologiques des deux résines, exprimées comme la relation entre le rapport de gonflement (V_{rf}/V_{ri}) et la pression de gonflement (P) sont fournies à la **figure C.10**. Pour les deux résines, les données confirment une augmentation du rapport de gonflement lorsque la pression diminue. Les points expérimentaux se situent légèrement en dessous de la courbe rhéologique rapportée dans Favaretti *et al.* (2004), indiquant une légère différence entre les différentes résines analysées. L'équation suivante a été utilisée pour reproduire les résultats expérimentaux obtenus :

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{A}{B + \frac{1}{C} \ln[1+P]} \quad [C.3]$$

où A , B , et C sont les paramètres nécessaires pour décrire la courbe rhéologique de la résine. Ces paramètres sont indiqués dans le **tableau C.3** et comparés à ceux indiqués au paragraphe 1.1.



■ **Figure C.10.** Courbes rhéologiques des résines analysées..

■ **Tableau C.3** Paramètres pour la description de la courbe rhéologique des résines analysées.

Paramètres Résine	Paragraphe 1.1	GEOPLUS 2435	GEOPLUS A
A	10.50	9.00	9.60
B	0.36	0.45	0.30
C	0.23	0.23	0.23

■ **Tableau C.4** Évolution de la pression de gonflement pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS 2435.

GEOPLUS 2435		Pression de gonflement [MPa]						
Temp [sec]	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8
1	0.18	0.50	0.11	0.32	0.11	0.21	0.25	6.50
15	1.04	1.75	3.39	3.54	0.32	0.75	1.25	5.68
30	1.04	1.79	3.54	3.71	0.36	0.79	1.32	5.43
45	1.04	1.79	3.57	3.71	0.36	0.82	1.32	6.04
60	1.04	1.79	3.64	3.79	0.36	0.79	1.32	6.46
90	1.07	1.86	3.68	3.82	0.39	0.86	1.36	7.04
120	1.07	1.86	3.75	3.86	0.39	0.86	1.36	7.39
180	1.11	1.82	3.79	3.89	0.39	0.86	1.39	7.89
240	1.07	1.75	3.75	3.86	-	0.86	1.32	8.07

■ **Tableau C.5** Résultats des essais réalisés sur la résine GEOPLUS 2435.

GEOPLUS 2435	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8
Température [°C]	40°	40°	40°	40°	40°	40°	40°	40°
Poids de l'échantillon [g]	177	250	318	329	103	150	193	408
Diamètre de l'échantillon [mm]	82.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.5	80.5	79.7
Hauteur de l'échantillon [mm]	81.0	73.8	71.5	77.0	70.0	73.5	72.0	72.3
Pression [bar]	11	19	36	36	4	9	13	69
Pression [MPa]	1.1	1.9	3.6	3.6	0.4	0.9	1.3	6.9
Volume initial [m³]	1.52E-04	2.15E-04	2.74E-04	2.83E-04	8.86E-05	1.29E-04	1.66E-04	3.51E-04
Volume final [m³]	4.28E-04	3.71E-04	3.59E-04	3.87E-04	3.52E-04	3.74E-04	3.66E-04	3.61E-04
Rapport de gonflement [-]	2.81	1.72	1.31	1.37	3.97	2.90	2.21	1.03
Poids volumique [kg/m³]	414	674	885	850	293	401	527	1131

■ **Tableau C.6** Évolution de la pression de gonflement pour les essais réalisés sur la résine GEOPLUS A.

GEOPLUS A	Pression de gonflement [MPa]							
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8
1	0.1	0.3	0.5	0.2	0.2	0.1	0.2	9.5
15	0.3	1.0	1.8	6.2	2.1	2.0	2.9	7.9
30	0.4	1.0	1.8	6.5	2.3	2.0	2.9	5.9
45	0.4	1.0	1.8	6.7	2.3	2.1	3.0	5.9
60	0.4	1.0	1.8	7.0	2.3	2.1	3.0	6.4
90	0.4	1.1	1.9	7.6	2.4	2.3	3.2	10.2
120	0.4	1.1	2.0	7.9	2.6	2.4	3.4	11.3
180	0.4	1.1	2.0	7.9	2.7	2.5	3.4	11.6
240	0.4	1.1	2.0	7.8	2.7	2.4	3.4	11.5
300	0.4	1.1	1.9	-	2.7	2.4	3.4	11.5
360	0.4	1.1	1.9	-	-	2.4	-	11.4

■ **Tableau C.7** Résultats des essais réalisés sur la résine GEOPLUS A.

GEOPLUS 2435	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8
Température [°C]	40°	40°	40°	40°	40°	40°	40°	40°
Poids de l'échantillon [g]	90	148	211	374	246	234	269	345
Diamètre de l'échantillon [mm]	80.5	80.5	80.5	80.0	80.0	80.3	80.5	79.5
Hauteur de l'échantillon [mm]	70.3	72.2	73.2	72.5	71.0	71.0	71.8	70.5
Pression [bar]	4	11	19	78	27	24	34	116
Pression [MPa]	0.4	1.1	1.9	7.8	2.7	2.4	3.4	11.6
Volume initial [m³]	7.77E-05	1.28E-04	1.82E-04	3.23E-04	2.12E-04	2.02E-04	2.32E-04	2.98E-04
Volume final [m³]	3.58E-04	3.67E-04	3.73E-04	3.64E-04	3.17E-04	3.60E-04	3.26E-04	3.50E-04
Rapport de gonflement [-]	4.61	2.88	2.05	1.13	1.49	1.78	1.40	1.18
Poids volumique [kg/m³]	252	403	566	1026	777	651	825	986

