

# Essai de chargement statique sous contrainte inhabituelle pour des inclusions rigides de type CMC©

## Static load testing performed under atypical stress regimes for CMC©-type rigid inclusions

Salim KESSACI<sup>1\*</sup>, Stéphane BRÛLÉ<sup>1</sup>

*1 Menard, Chaponost, France*

*\*salim.kessaci@menard-mail.com*

**RESUME :** L'essai de chargement statique constitue une étape essentielle dans le contrôle des fondations profondes, des inclusions et du comportement mécanique des sols sous charges réelles. Selon les préconisations de l'ASIRI, ces essais sont indispensables pour tester les inclusions en conditions proches de leur chargement réel de service. Le plus souvent réservées à des charges verticales de moins de 50 t, les inclusions sont moins fréquemment sollicitées à 100 t et plus. Pour des cas de charge avec essentiellement des efforts verticaux, cet article présente un projet avec des fondations superficielles dimensionnées à 500 kPa aux états limites de service après renforcement du sol par CMC©. La validation passe par un essai de chargement à 150% de la charge de service, soit 100 t dans le cas présent. Nous présentons cet essai dans cet article et les enseignements qui en découlent en interaction sol-structure mais aussi en limitation de l'impact environnemental des travaux. L'essai a été réalisé selon le protocole NF P 94-150-1, incluant deux cycles de chargement-déchargement avec paliers maintenus pour assurer la stabilisation du tassement. Les mesures obtenues montrent une très bonne concordance entre la courbe charge-tassement théorique et celle observée, avec un tassement maximal d'environ 7,7 mm sous 95 t. Ces résultats confirment la capacité des CMC© à supporter des contraintes inhabituelles et permettent d'affiner la compréhension de la mobilisation du frottement latéral et de la pointe selon les lois de Frank et Zhao.

**ABSTRACT:** The static load test represents a key phase in the quality control of deep foundation systems, rigid inclusions and in the assessment of the mechanical response of soils under in-situ loading conditions. In line with ASIRI recommendations, such tests are required to evaluate soil inclusions under load levels representative of their actual service conditions. For load cases governed mainly by vertical actions, this paper describes a project involving shallow foundations designed for an SLS bearing pressure of 500 kPa following ground improvement using Controlled Modulus Columns (CMCs©). Verification was performed through a load test carried out at 150% of the service load, corresponding to 100 t in the present case. The test setup and results are presented, with emphasis on soil-structure interaction mechanisms and on reducing the environmental impact associated with ground improvement works. The test was conducted in accordance with NF P 94-150-1, involving two loading-unloading cycles with maintained load steps to ensure settlement stabilization. The recorded data show excellent agreement between the predicted and measured load-settlement curves, with a maximum settlement of approximately 7.7 mm under a load of 95 t. These findings confirm the ability of CMCs© to sustain atypically high stress levels and contribute to improving the understanding of shaft friction and end-bearing mobilization, interpreted considering the Frank and Zhao laws.

**Mots-clés :** Essai de chargement ; inclusions rigides ; lois de Frank et Zhao ; ASIRI ; CMC©.

## 1 INTRODUCTION

Pour de nombreux projets de renforcement de sol, les inclusions rigides de type CMC© (colonnes à module contrôlé) sont dimensionnées pour des contraintes verticales sous fondations superficielles de l'ordre de 250 kPa, voire 300 kPa aux états limites de service (ELS). Cependant, pour des projets avec des chargements essentiellement verticaux sur semelle, avec peu de moment de renversement et d'efforts horizontaux, il peut devenir pertinent d'aller explorer des contraintes ELS plus exigeantes allant jusqu'à 500 kPa. Il s'agit alors de renforcement de sol sans

« matelas » interposé entre la sous-face de la semelle et la tête des inclusions. Si la borne supérieure des contraintes verticales appliquées augmente, l'amplitude haute des charges reprises au droit d'une semelle isolée reste de l'ordre de 1 500 à 2 000 kN. Par exemple, il peut aussi s'agir d'une semelle filante de moins de 1 m de large avec des inclusions rigides reprenant 500 kN en verticale et par unité. Cette augmentation de contrainte verticale sur la semelle se traduit par un incrément de sollicitation des inclusions rigides, pouvant nécessiter une vérification par un essai de chargement vertical. Cependant, pour des

charges de service par colonne dépassant les 200 à 300 kN, les foreuses n’apporte pas assez de poids pour constituer un massif de réaction suffisant. Un dispositif soigné avec deux à quatre inclusions rigides armées et travaillant en traction doivent être associées à la poutre d’essai (Figure 1).

Dans cet article, nous rappelons le contexte dans lequel les essais spécifiques de chargement sont envisagés et nous présentons les résultats d’une inclusion rigide chargée verticalement à 1 000 kN. Nous nous concentrerons également sur le comportement de l’inclusion rigide au-delà de la gamme de contrainte correspondant à son dimensionnement théorique en service, afin d’analyser sa réponse jusqu’à la rupture.

## 2 CONTEXTE

Les projets pouvant être concernés par ce niveau de contrainte sont par exemple les résidences d’habitation avec un niveau enterré ou semi enterré en zone urbaine, s’inscrivant entièrement dans la surface de la parcelle. Ainsi, un débord extérieur trop important de semelles est contraire aux contraintes d’emprises en plan.

Par ailleurs, une autre catégorie de projet commence à apparaître. Il s’agit de projet valorisant tout ou partie des inclusions rigides réalisées jadis pour un autre usage. Par exemple, un dallage avec de nouvelles exigences sur les charges d’exploitation, plus élevées. Il s’agit alors de réaliser, le cas échéant, un maillage complémentaire d’inclusions. Mais il peut aussi s’agir de la réutilisation de pieux ou d’inclusions sous charges ponctuelles ou filantes sous structure. Une reprise en sous-œuvre par micropieux, jet-grouting n’est forcément indispensable en cas de réhabilitation. Dans une logique de modération des émissions carbone, il est judicieux d’explorer les solutions envisageables et frugales en apport de béton ou coulis de ciment, en réutilisant les fondations existantes.

L’essai de chargement statique (Figure 1) trouve alors toute sa signification car il permet de tester l’évolution de la résistance mécanique du matériau béton ou mortier depuis la date de sa mise en œuvre, mais aussi d’apprécier la « réserve » réelle de capacité portante de l’élément, de façon indépendante des règles de dimensionnement en vigueur à l’époque.

Le principe de réhabilitation a été exploré par plusieurs auteurs (Butcher et al., 2006 ; Guilloux et al., 2013) et demeure une démarche spécifique à chaque cas de figure, souvent hors cadre des principaux textes régissant la Profession.

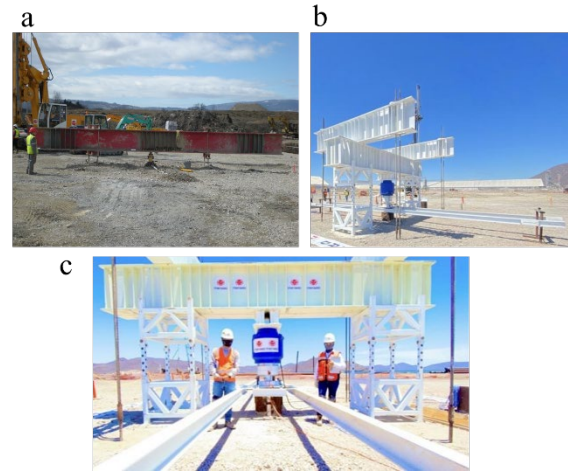


Figure 1. Exemples d’essais de chargement sur inclusions rigides (Brûlé et al., 2009). Hôpital d’Annemasse en 2009 (a). Mexico (b et c) (source : Menard).

Ainsi, la démonstration par la reconnaissance géotechnique précise, le prélèvement d’échantillons de sol et de matériaux des fondations existantes et ainsi que les essais mécaniques sont indispensables (Patel, 2024). Par exemple, à Singapour (BCA, 2019), le réemploi des pieux impose des essais de chargement à la valeur de service (2% ou plus des pieux existants à tester), des carottages toute hauteur, des essais d’écrasement sur le béton et des contrôles d’intégrité par des essais non-destructifs.

## 3 DONNÉES GEOTECHNIQUES DU SITE

L’essai de chargement a été réalisé au Sud de Lyon, dans le quartier de Gerland. Les données lithologiques et mécaniques sont rappelées en Tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du site ( $h$  : épaisseur,  $p_l^*$ , la pression limite nette,  $E_M$ , le module pressiométrique Menard,  $\alpha$ , le paramètre rhéologique et  $q_s$ , le frottement latéral sur le fût de l’inclusion).

Sol	$h$ [m]	$p_l^*$ [MPa]	$E_M$ [MPa]	$\alpha$ -	$q_s$ [kPa]
Limons	3,3	0,4	5	0,5	50
Graves	2,7	2,0	40	0,25	150

Le site est bien caractérisé par un nombre important d’essais pressiométriques. La couche d’ancrage dans les graves est bien déterminée. Le diamètre de la colonne testée est de 420 mm et l’ancrage est de 1 m dans les graves. La longueur totale de l’inclusion est de 4,3 m. Le béton utilisé est de classe C25/30 et la résistance caractéristique à l’écrasement  $f_{ck}$  est de 27 MPa. Pour ces valeurs, un module sécant ou de

déformation  $E_{cm}$  instantanée est évalué par l'expression de l'Eurocode 2 à 28 jours (EN 1992) :

$$E_{cm} = 22\,000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (1)$$

Avec  $f_{cm}$  la résistance moyenne en compression.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (2)$$

On retient  $E_{cm} = 32\,000 \text{ MPa}$  à 28 j. Pour le béton au jeune âge lors de l'essai de chargement, la valeur retenue pour le module du béton est de  $10\,800 \text{ MPa}$ . Pour une charge de  $1\,000 \text{ kN}$ , un raccourcissement élastique inférieur à  $3 \text{ mm}$  est attendu.

## 4 ESSAI DE CHARGEMENT

### 4.1 Principe

L'essai de chargement consiste à appliquer une charge croissante au cours du temps, jusqu'à atteindre une charge maximale verticale et uniformément répartie sur la CMC. Ce dispositif permet de mettre en évidence l'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée.

Le texte de l'ASIRI publié en 2012 (chapitre 8) distingue les essais de rupture et les essais de contrôle de portance et de déformation.

### 4.2 Objectifs

Les essais de rupture ne sont pas systématiques et ont pour objet de valider les paramètres de dimensionnement définissant la charge de rupture et éventuellement d'optimiser le projet par rapport aux caractéristiques réelles du sol et/ou à la technique utilisée. La résistance du matériau de l'inclusion doit néanmoins être suffisante au moment de l'essai et l'inclusion n'est pas intégrée à l'ouvrage.

Quant aux essais de portance, ils ont pour but de déterminer le tassement et le fluage éventuel de l'inclusion en fonction de la charge.

### 4.3 Caractéristiques des essais de portance

L'essai de chargement de type « portance » a pour objectif principal de valider le comportement réel des inclusions rigides soumises à un effort vertical représentatif des conditions de service (Figure 2).

L'essai de chargement de qualité est envisagé pour des inclusions ne servant qu'à la réduction de tassement et l'essai de portance est utile pour caractériser les inclusions intervenant dans la stabilité ELU. Le

Tableau 2 rappelle les différents essais de portance selon l'ASIRI.

Tableau 2. Charge d'essai en tête d'inclusion pour les différents essais de chargement (ASIRI, 2012).

Type		Déflexion
Situation service	Charge maximale	$Q_{max} = Q_{ELS} = Q + FN$
Essai de qualité	Charge d'essai	$Q_{essai} = Q_{ELS} + FN$ $Q_{essai} = Q + 2FN$
Essai de portance	Charge d'essai	$Q_{essai} = 1.5Q + 3FN$

L'essai de chargement présenté dans cet article est un essai de portance pour lequel  $FN = 0$ . La charge d'essai est donc ici  $Q_{essai} = 1.5Q = 1092 \text{ kN}$  ce qui correspond à une contrainte de  $7,9 \text{ MPa}$ .

Cet essai permet d'abord de vérifier la portance du système sol-inclusion, en comparant la capacité portante mesurée à celle estimée par les modèles de calcul utilisés lors du dimensionnement. Cette étape permet de confirmer la fiabilité des hypothèses de conception et de s'assurer que le dispositif présente une marge de sécurité suffisante.

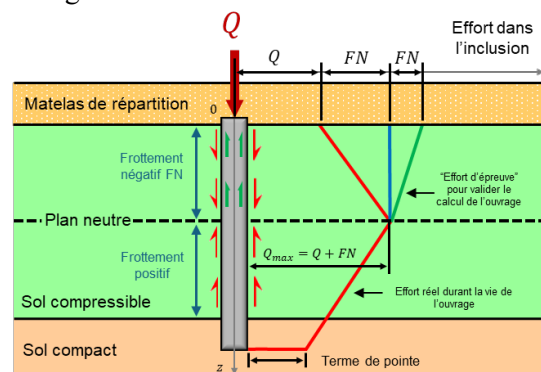


Figure 2. Schéma représentatif du principe d'une inclusion rigide type CMC et de l'effort appliqué lors d'un essai de chargement en situation de service, courbe bleue, et de type qualité, courbe verte (d'après ASIRI, 2012).

Ensuite, l'essai a pour but d'évaluer les tassements induits sous différentes charges afin de caractériser la compressibilité globale du massif renforcé. L'analyse des déplacements verticaux permet également de vérifier la compatibilité entre le sol d'assise, les inclusions et la tête de charge. Enfin, l'essai vise à étudier le comportement non linéaire du système, notamment l'évolution de la raideur équivalente et la mise en évidence d'éventuelles phases de plastification ou de redistribution des contraintes entre le sol et les inclusions. L'ensemble de ces observations contribue à une meilleure compréhension du mécanisme de transfert de charge et à l'amélioration

des modèles de prédiction du comportement des inclusions rigides en conditions réelles.

#### 4.4 Dispositif expérimentale

Avant de procéder à un essai, il est nécessaire de rassembler l'ensemble des informations relatives au site et à l'ouvrage (voir §3), ainsi que de bien définir l'objectif de l'essai et les caractéristiques des inclusions rigides.

Une fois ces éléments réunis, le matériel est installé, puis les contrôles et vérifications préalables aux mesures sont effectués (NF P 94-150-1, 1999). Cet essai nécessite une journée de préparation.

Le massif de réaction comporte des inclusions de part et d'autre de la colonne d'essai, avec armatures, travaillant en traction et fixées à une poutre métallique en H avec des renforts pour un moment quadratique élevé.

Les principaux éléments mis en œuvre pour sa réalisation sont les suivants :

- Des barres « Gewi » sont installées afin de redistribuer les efforts de pointe et de les transformer en efforts de frottement latéral plus significatifs.
- Des poutrelles de support assurent le maintien de la poutre de chargement, tandis que le vérin hydraulique applique une force verticale nécessaire à la réalisation de l'essai de chargement, au centre de la poutre.
- Le vérin transmet la charge à l'inclusion par l'intermédiaire d'une plaque rigide reposant elle-même sur un lit de sable contribuant à égaliser la surface de contact.

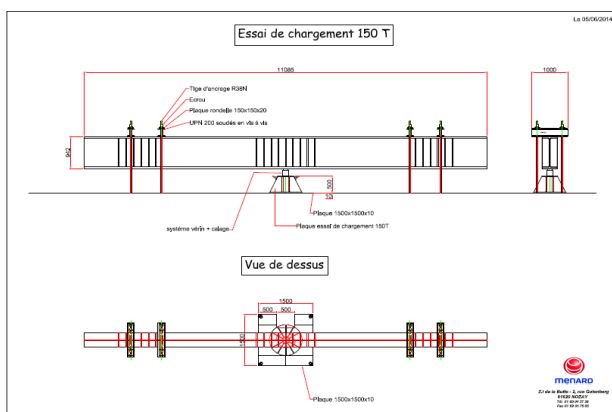


Figure 3. Matériel utilisé pour l'essai de chargement avec une poutre de grande dimension avec deux points d'ancrages au sol : vue de profil en partie supérieure et vue en plan en partie inférieure

La poutre d'essai est décrite en Figure 3 et représentée en Figure 1.

#### 4.5 Programme chargement-déchargement

Le programme de chargement-déchargement est basé sur le principe de la norme NF P 94-150 et selon ASIRI 2012. L'essai a plus précisément été mené selon le cahier des charges CMC de Menard garantissant ainsi la cohérence méthodologique entre le référentiel normatif et les spécifications propres au procédé. Les paliers sont quelque peu différents du texte de l'ASIRI mais garantissent les mêmes objectifs.

Les charges sont appliquées par incréments réguliers de  $0,2Q_{max}$ , correspondant à 20% de la charge maximale des inclusions rigides. Chaque palier de la phase de chargement est maintenu à charge constante pendant 60 minutes, afin de permettre la stabilisation des déplacements et d'observer l'évolution du comportement différé du sol. Lors de la phase de déchargement, la durée de maintien de chaque palier est fixée à 5 minutes. Le protocole comprend deux cycles principaux :

- Premier cycle : chargement progressif jusqu'à  $0,5Q_{max}$ , suivi d'un déchargement comportant un palier intermédiaire à  $0,2Q_{max}$ .
- Deuxième cycle : chargement jusqu'à  $Q_{max}$  (ou jusqu'à la rupture du sol, si elle survient avant). Les paliers jusqu'à  $0,5Q_{max}$  sont alors maintenus pendant 30 minutes chacun. À l'issue du dernier palier, le déchargement est effectué par étapes successives à  $0,8 - 0,6 - 0,4 - 0,2Q_{max}$ , chacune maintenue pendant 5 minutes.

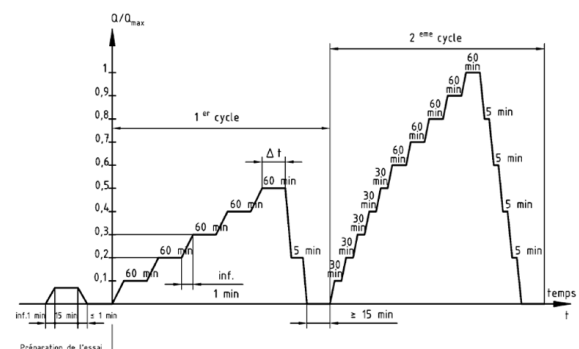


Figure 4. Programme chargement-déchargement en format graphique temps-charge

Le début de chaque palier correspond au moment où la charge visée est effectivement atteinte. À chaque palier, les mesures de la force appliquée et du déplacement de la tête du pieu sont effectuées aux instants suivants :  $t = 1, 2, 4, 8, 15, 30$  et 60 minutes. Lors du déchargement, les mesures sont réalisées au temps  $t = 5$  minutes. Enfin, un contrôle du déplacement de la tête de l'inclusion rigide et de la base de repérage

est réalisé au moins une fois par palier, afin d'assurer la précision et la cohérence des données enregistrées.

## 5 APPROCHES ET MODELISATION

À partir des fondements établis par Frank et Zhao, et conformément aux principes présentés précédemment sur la mobilisation des contraintes dans le sol, deux lois ont été proposées pour caractériser l'interaction sol-structure par des inclusions rigides : la première décrit la mobilisation du frottement axiale le long de l'interface colonne-sol  $q_s$ , et la seconde concerne la mobilisation de la résistance limite en pointe de la colonne  $q_b$  (NF P 94-262).

Tout d'abord, en se concentrant sur le frottement de l'inclusion rigide  $q_s$ , la mobilisation du frottement latéral le long d'une inclusion rigide est décrite par une fonction de transfert reliant la contrainte de cisaillement au déplacement relatif sol/inclusion  $S_{s-i}$ . Cette relation traduit la manière dont le frottement se développe progressivement jusqu'à sa valeur limite  $q_s$ , en fonction du paramètre de pente  $k_t$  (figure ci-dessous). Pour un diamètre donné de colonne CMC, le type de sol et ses caractéristiques mécaniques sont pris en compte afin de déterminer le paramètre  $k_t$  selon les relations ci-dessous en Tableau 3 et Figure 5.

Tableau 3. Paramètre de pente  $k_t$  pour les sols fins et sols granulaires.

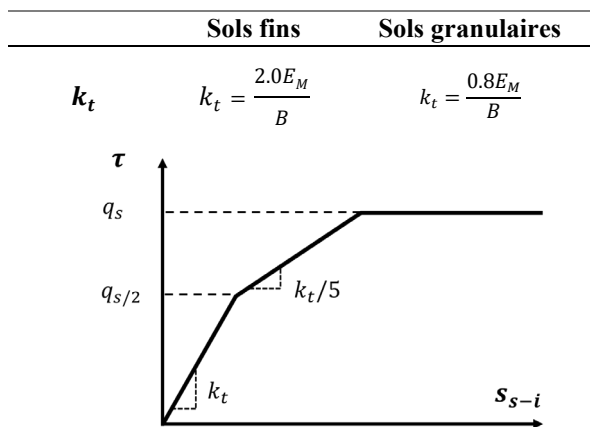


Figure 5. Courbe Frank et Zhao : Loi de mobilisation semi-empirique du frottement latéral pour la couche  $i$  (d'après Sahyouni et al., 2021)

Ensuite, pour la résistance limite en pointe de la colonne  $q_b$ , la mobilisation de la résistance en pointe est traduite par une fonction de transfert liant la pression de pointe  $q$  au déplacement vertical de l'extrémité de l'inclusion  $s_b$ . Cette loi exprime comment la résistance en pointe croît progressivement jusqu'à atteindre sa valeur limite  $q_b$ , selon une pente caractérisée par le paramètre  $k_q$ . Comme pour le  $q_s$ , le

$q_b$  dépendra du diamètre de la CMC et du type de sol avec ses caractéristiques mécaniques. Le paramètre  $k_q$  est déterminé selon les relations ci-dessous en Tableau 4 et Figure 6.

Tableau 4. Paramètre de pente  $k_q$  pour les sols fins et sols granulaires.

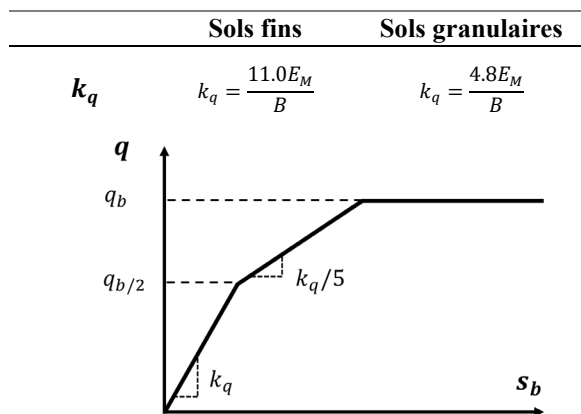


Figure 6. Courbe Frank et Zhao : Loi de mobilisation semi-empirique de la résistance en pointe (d'après Sahyouni et al., 2021)

Il a été montré (Racinais et al., 2017) que le modèle éléments finis sous-estime l'interaction CMC/sol à la base et le long du fût de l'inclusion. En revanche, il est logique d'observer des déplacements verticaux plus importants dans un modèle aux éléments finis par rapport à l'approche analytique de Frank et Zhao, comme le montre la Figure 7. Ces différences encouragent les essais in situ.

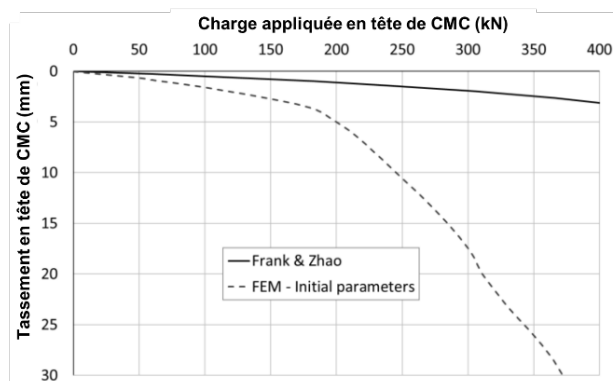


Figure 7. Courbe représentative du tassement théorique d'une CMC en fonction de la charge appliquée par approche analytique de Frank&Zhao et modélisation numérique par éléments finis (d'après Racinais et al., 2017)

## 6 RÉSULTATS

Les résultats sont présentés en Tableau 5 et en Figure 8.

Comme ce fût le cas sur ce test en chantier et comme il faut le redouter pour des charges verticales

de plus de 500 kN, il peut arriver que la rupture mécanique de la colonne elle-même survienne lors d'un essai de chargement. Plusieurs facteurs doivent en effet être pris en compte afin d'éviter ce type d'incident. L'un des cas les plus fréquents concerne l'inclinaison de la colonne d'essai. Lorsque celle-ci n'est pas parfaitement verticale, la charge appliquée par la plaque d'essai n'est plus uniformément répartie, entraînant une concentration locale des contraintes susceptible de provoquer la rupture partielle ou totale de la colonne. Une autre situation fréquemment rencontrée est la rupture au niveau de la tête de colonne, souvent révélatrice d'un mauvais nivellement ou d'une mauvaise finition de tête lors de la réalisation des inclusions rigides. D'autres facteurs, bien que plus rares, peuvent également être à l'origine d'une rupture, notamment le choix inadapté de la plaque de chargement, ou un calage imparfait entre la plaque et le vérin, qui engendrent des déséquilibres dans la transmission des efforts.

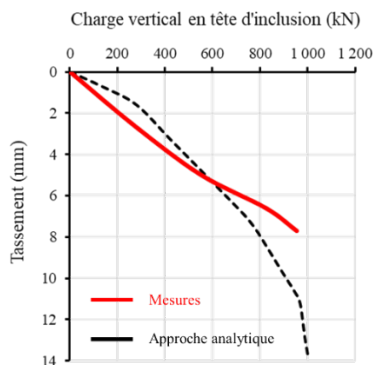


Figure 8. Comparaison du tassement mesuré lors de l'essai de chargement et au tassement théorique par approche analytique (méthode cahier des charges Menard)

Le tableau ci-dessous présente les résultats expérimentaux enregistrés : sous une charge maximale de 95 tonnes, une déflexion de 7,7 mm a été observée. En raison de la longueur de l'ancrage dans les graves compactes (Tableau 1), une partie du tassement (1 à 3 mm) est à imputer au raccourcissement élastique de l'inclusion.

Tableau 5. Résultats d'un essai de chargement sur site. Représentation du tassement en fonction de la charge appliquée par paliers d'une CMC (cahier des charges Menard).

Charge $Q$ kN	Charge $Q/Q_{essai}$ -	Déflexion mm
0	0%	0
275	25%	2,6
550	50%	4,9
825	75%	6,6
954	100%	7,7

En comparant la courbe théorique à celle obtenue expérimentalement sur site, on observe une corrélation entre les deux. Cette concordance traduit un comportement mécanique cohérent de la colonne sous chargement. Ainsi, la validation de l'essai de chargement peut être envisagée, sous réserve que l'ensemble des paramètres mécaniques soient représentatifs des sols testés et des matériaux employés pour l'inclusion rigide.

## 7 LIMITES DE L'ESSAI DE CHARGEMENT

La réalisation d'essai de chargement à des contraintes supérieures à celles de service induisent parfois des ruptures des colonnes. En effet en sollicitant la colonne à 150 % de la charge de service, nous pouvons évaluer le comportement global du système sol-inclusion et de confronter les prévisions théoriques aux mesures expérimentales. Cependant, malgré sa pertinence et son caractère normé, cet essai présente des limites inhérentes à son principe et aux conditions locales de mise en œuvre. L'interprétation des résultats doit ainsi être conduite avec discernement, en distinguant le comportement global de l'inclusion des éventuelles « pathologies locales » pouvant apparaître en tête ou à l'interface de chargement.

Les ruptures des inclusions rigides sont principalement observées en tête de colonne (Figure 9). En effet, ce type de pathologie correspond typiquement à une cassure fragile en compression et résulte d'une combinaison de phénomènes mécaniques propres aux essais de chargement statique d'inclusions :

- Mauvaise qualité ou hétérogénéité locale en tête d'inclusion rigide :

Dans certains cas, la partie supérieure de colonne est sensible (reprise de bétonnage difficile, ségrégation locale, présence d'éléments grossiers...), sous forte compression, ces hétérogénéités deviennent des amorces de fissuration.

- Transmission non-uniforme de la charge lors de l'essai :

La plaque d'appuie peut parfois ne pas diffuser correctement les efforts, ceux-ci se concentrent sur une portion réduite de la tête provoquant des fissures radiales, de l'éclatement superficiel ou un écrasement localisé du béton.

- Mobilisation atypique du frottement latéral lors des premiers cycles :

La mobilisation du frottement latéral et de résistance de la pointe est progressive. Dans le cas où la tête de colonne présente une rigidité insuffisante ou un défaut local, une concentration de déformation peut apparaître en tête avant le chargement total. Une rupture prématurée peut alors se produire localement, sans que la capacité portante globale de l'inclusion soit atteinte.

- Dépassement ponctuel de la résistance en compression :

La charge appliquée en présence d'un défaut local, peut conduire à un dépassement ponctuel de la résistance en compression du béton en tête. En contexte géotechnique hétérogène (rigide et dense), la colonne peut subir une compression suite à des variations de confinement latéral et donc amplifier la concentration de contraintes en tête.

Ainsi, la pathologie constatée apparaît comme une faiblesse locale en tête d'inclusion, plutôt qu'une défaillance structurelle globale. La capacité portante de l'inclusion ne semble pas remise en cause de son principe. La rupture traduit davantage une fragilité d'interface entre le dispositif de chargement et la tête de l'inclusion.

Finalement une attention particulière devra se porter à la planéité et la rigidité de la plaque de chargement ; de la qualité du béton en tête de colonne (homogène, résistante) ; purge et réalisation d'une surface plane (utilisation couche de sable entre la plaque de chargement et la colonne pour mieux homogénéiser la charge sur l'inclusion) ; élimination de tout élément parasite ou matériau en tête de colonne.

Ces points sont déterminants afin de garantir au mieux la transmission uniforme des efforts et éviter toute concentration locale de contraintes lors d'essais de chargements de grande dimension.

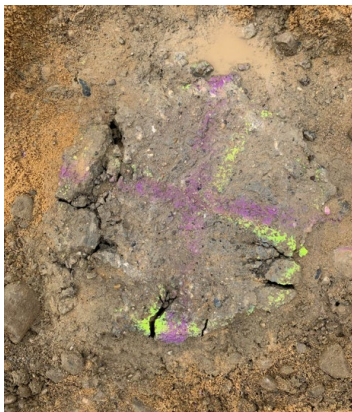


Figure 9. Image photographique d'une cassure de tête de colonne lors d'un essai de chargement de grande dimension

## 8 CONCLUSIONS

L'essai de chargement mené dans le cadre d'un chantier dans Lyon, avec des amplitudes de charge plus élevées qu'à l'habitude (environ 100 t sur une seule colonne) met en relief plusieurs informations.

Le chargement a montré un tassement inférieur au chargement analytique théorique en fin d'essai. Cependant, dans le détail, les courbes diffèrent, laissant suspecter un mécanisme plus complexe. Les résultats analytiques sont sensibles aux données d'entrées pour les paramètres mécaniques.

Pour le cas étudié, les limons sont moyennement compressibles, peu épais et l'ancrage de l'inclusion a été réalisé dans un sol compact.

Dans ces conditions et grâce à l'essai de chargement, il a été pertinent d'envisager un mode de renforcement des semelles superficielles sous une contrainte ELS de 500 kPa.

Pour des essais de chargement ne pouvant pas utiliser la foreuse comme massif de réaction car celle-ci n'est pas assez lourde, le dispositif expérimental avec une poutre massive ancrée en deux points, exige beaucoup de précautions de mise en œuvre et de mesure. La conclusion de l'essai se résume néanmoins à une vision dichotomique du résultat : « go » ou « no-go ».

Pour cet essai, la courbe charge-tassement obtenue expérimentalement présente une concordance acceptable avec l'expression analytique, traduisant une mobilisation progressive et stable des contraintes, ainsi qu'une interaction sol/colonne homogène. Ces observations confirment la pertinence des paramètres de pente  $k_t$  et  $k_q$  proposés pour les différentes natures de sols, ainsi que la pertinence et la fiabilité du modèle semi-empirique appliqué au comportement non linéaire du massif renforcé.

Sans autres dispositifs de mesure que le tassement total en tête de l'inclusion, il demeure délicat de valoriser d'avantage ce type d'essai, hormis de faire un second essai sur une colonne non ancrée, pour distinguer l'effet de pointe, comme recommandé par l'ASIRI.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ASIRI (2012). *Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales*. Presses des Ponts.
- Brûlé, S., Javelaud, E., Pal, O., Rizzo, A.V. et Brunet-Manquat, E. (2009) Le nouveau centre hospitalier d'Annemasse et Bonneville (CHIAB) en Haute-Savoie : un projet de renforcement de sol hors norme. *Revue Travaux*, 866.
- Building and Construction Authority of Singapore (2019). Guidelines on reuse of existing piles.
- Butcher, A.P., Powell, J.J.M. and Skinner, H.D. (2006) *Reuse of foundations for urban sites: A best practice handbook*, Watford: BRE Press.
- Guilloux, A., Le Bissonnais, H., Saussac, L., Perini, T. (2013). La réutilisation des fondations existantes dans les projets de réhabilitation de constructions anciennes. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris 2013, pp. 3207-3210.
- NF P 94-262. (2012). Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations profondes.
- Patel, D. (2024). The “stuff in the ground”, our impact on shaping a better planet: thinking differently, benefits and pitfalls of foundation reuse. *2<sup>nd</sup> Annual Conference on Foundation Decarbonization and Re-use*, Amsterdam.
- Racinais, J., Maucotel, F., Varaksin, S. et Hamidi, B. (2017). Beneficial Use of Pressuremeter Tests for Accurate Modelling by Finite Elements of a Rigid Inclusion Ground Improvement Solution. *Proceedings of 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017*.
- Sahyouni, A., Burtin, P., Racinais, J. et Quandalle, B. (2021). Instrumentation and numerical modelling of a static load test carried out on rigid inclusion reinforcing an onshore wind turbine foundation. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney 2021*.