

Capacité portante ultime d'une fondation superficielle sous chargement incliné sur sol renforcé par inclusions rigides

Ultimate bearing capacity of a shallow foundation under inclined loading on soil reinforced with rigid inclusions

Sarah GUILLON^{1*}, Jérôme RACINAIS¹, Cyril PLOMTEUX¹, Pierre BURTIN²

1 Menard, Orsay, France

2 Menard, Lyon, France

**sarah.guillon@menard-mail.com*

RESUME : La capacité portante des fondations superficielles sur sol homogène, dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture, constitue un sujet établi en géotechnique. Dans le cas de sols compressibles, le renforcement par inclusions rigides peut être mobilisé afin d'améliorer la capacité portante. A ce jour, aucune méthode analytique ne permet de prendre en compte la contribution des inclusions rigides dans l'évaluation de la capacité portante d'un sol renforcé. L'objectif de cette étude est de développer des méthodes analytiques simplifiées permettant d'élaborer des diagrammes de stabilité dans le plan (V, H) pour des sols renforcés par inclusions rigides. L'approche s'appuie sur un modèle de sol purement cohérent et débute par la génération numérique de ces diagrammes à l'aide de l'analyse des limites par éléments finis via un logiciel dédié. A partir de l'analyse des mécanismes de rupture observés, une méthode multicritère est proposée pour reproduire ces diagrammes. Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet national de recherche français ASIRI+, dont l'un des principaux objectifs est l'étude du comportement des structures soumises à un chargement incliné.

ABSTRACT: The bearing capacity of shallow foundations on homogeneous soil, in the framework of the yield design theory, is an established topic in geotechnical engineering. In the case of compressible soil, reinforcement with rigid inclusions can be used for enhancing bearing capacity. To date, no analytical method currently exists to account for the contribution of rigid inclusions in calculating the bearing capacity of reinforced soil. This study aims to develop simplified analytical methods to construct stability diagrams in the (V, H) plane for soil reinforced with rigid inclusion. The approach focuses on a purely cohesive soil model and begins with the numerical generation of these diagrams, using Finite Element Limit Analysis (FELA) through dedicated software. Based on the analysis of observed failure mechanisms, a multi criteria framework is proposed to reproduce these diagrams. This work is part of the French national research project ASIRI+, one of whose main objectives is to study the behavior of structures under inclined loading.

Mots-clés : Capacité portante, inclusions rigides, fondations superficielles, diagramme d'interaction, chargement incliné.

1 INTRODUCTION

La technique de renforcement de sols compressibles par des inclusions rigides est aujourd'hui largement adoptée en ingénierie géotechnique, en particulier pour les fondations superficielles. Elle permet de réduire significativement les tassements et d'augmenter la capacité portante des ouvrages.

Cette étude s'intéresse spécifiquement à l'analyse du domaine de stabilité, un outil fondamental pour quantifier et interpréter la capacité portante des fondations sous des conditions de chargement complexes. En effet, l'interaction entre la semelle, les inclusions rigides, le sol compressible et, le cas échéant, une plateforme de transfert de charge (PTC), devient particulièrement difficile à modéliser lorsque le chargement est incliné et/ou excentré, nécessitant ainsi une investigation approfondie.

Les diagrammes de stabilité, également appelés enveloppes de rupture ou diagrammes de capacité portante, sont essentiels pour évaluer la performance des fondations soumises à des chargements combinés. Leur intégration dans la pratique du dimensionnement permet aux ingénieurs de :

- Quantifier les bénéfices du renforcement par inclusions rigides en conditions statiques ou sismiques.
- Identifier les combinaisons de charges admissibles et les seuils de rupture.
- Intégrer les effets d'interaction sol-structure dans les approches de conception basées sur la performance.
- Optimiser la géométrie et les propriétés mécaniques des inclusions rigides et de la PTC.

Dans cette optique, une approche combinant modélisation numérique et modélisation analytique est développée pour analyser la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol compressible renforcé par des inclusions rigides, avec ou sans PTC, sous un chargement centré et incliné. Tous les calculs sont menés à la rupture, sans application de coefficients de sécurité partiels.

2 CAPACITE PORTANTE ET CAS ETUDIE

2.1 Capacité portante ultime d'une fondation sur un sol non renforcé

Salençon et Pecker (1995a) ont conduit une analyse approfondie de la capacité portante ultime d'une semelle filante soumise à une charge centrée et inclinée, reposant sur un sol purement cohésif caractérisé par une cohésion non drainée C , comme illustré à la Figure 1. Cette étude s'inscrit dans le cadre du calcul de la théorie à la rupture en déformation plane, en s'appuyant sur les résistances des matériaux impliqués.

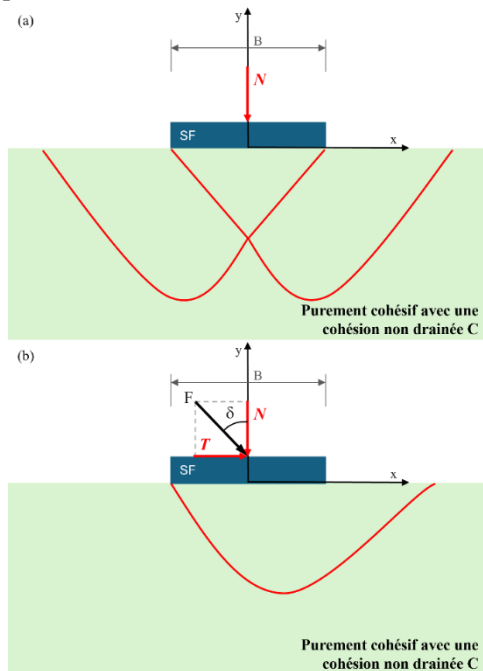


Figure 1. Mécanismes de rupture d'une semelle filante (a) sous chargement purement vertical, (b) Sous chargement centré et incliné.

Dans leurs travaux, les auteurs ont mobilisé les approches statique et cinématique issues de la théorie du calcul à la rupture afin de déterminer des bornes inférieure et supérieure de la capacité portante ultime.

Pour le cas d'une charge centrée et inclinée, ils ont proposé une solution quasi exacte, présentée à la Figure 2.

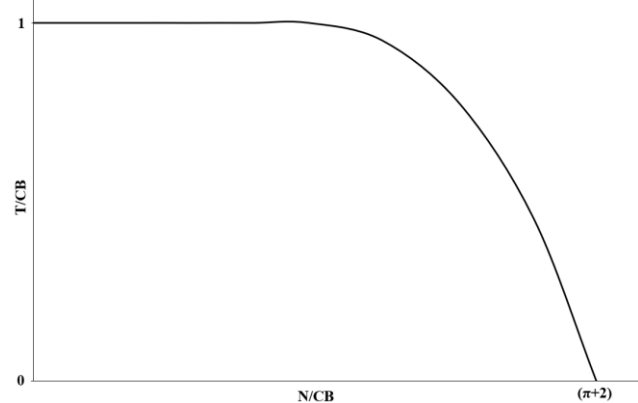


Figure 2. Capacité portante sous chargement centré et incliné issue de Salençon et Pecker (1995a).

2.2 Cas étudié

Cette étude examine la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge inclinée centrée, placée soit directement sur le sol, soit sur une Plateforme de Transfert de Charge (PTC) au-dessus d'un sol renforcé par des inclusions rigides. La configuration incluant une PTC est illustrée à la Figure 3.

La semelle filante a une largeur $B = 10 \text{ m}$ et repose sur une PTC de $0,5 \text{ m}$ d'épaisseur.

Le sol porteur est un sol mou purement cohésif, d'une épaisseur $h = 10 \text{ m}$.

Cette couche molle est renforcée par $n = 7$ rangs d'inclusions rigides en béton (avec une résistance caractéristique à la compression $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$), d'un diamètre $D = 400 \text{ mm}$ (rayon $R = 200 \text{ mm}$) et espacées de $e = 1,5 \text{ m}$ dans les deux directions. Les inclusions commencent au bas de la PTC et traversent toute la couche molle pour s'ancrer de $0,5 \text{ m}$ dans la couche de sol compact (sol d'ancrage). Dans le cas sans PTC, les inclusions rigides s'étendent jusqu'à la base de la fondation, sans connexion structurelle.

Les différents paramètres des sols sont résumés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Paramètres de sol

Couche	p_l [kPa]	E_y [MPa]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	q_s [kPa]	q_b [MPa]
0.	-	50	-	0	38	-	-
1.	200	4,5 (E_u)	25	0	20	25	-
2.	1700	50	-	0	38	140	4,0

p_l : Pression limite

E_y : Module de Young, E_u : Module de Young non drainé

c' : Cohésion drainée, c_u : Cohésion non drainée

ϕ' : Angle de frottement interne

q_s : Frottement latéral unitaire limite

q_b : Contrainte limite du sol en pointe

ν : Coefficient de poisson = 0,33 dans toutes les couches

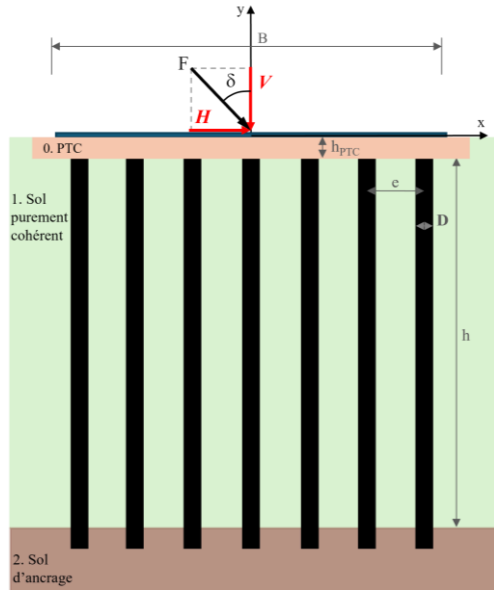


Figure 3. Semelle filante sous chargement centré et incliné sur un sol renforcé.

3 APPROCHE NUMERIQUE

Une première étape de l'étude consiste à utiliser la modélisation numérique comme outil de référence afin d'évaluer la capacité portante ultime en statique et d'identifier les mécanismes de rupture associés. Les calculs ont été réalisés avec le logiciel d'éléments finis géotechnique OPTUM G2, spécialement conçu pour ce type d'analyse.

3.1 Présentation du logiciel OPTUM

OPTUM G2 repose sur l'analyse limite des éléments finis, fondée sur les théorèmes des bornes supérieure et inférieure. Dans cette étude l'approche de la borne inférieure (LB : Lower Bound) a été retenue afin de garantir des résultats systématiquement conservatifs.

Le principe de cette approche consiste à augmenter la charge de manière incrémentale dans une direction fixe jusqu'à atteindre la capacité à la rupture.

Un modèle 2D en déformation plane a été élaboré pour représenter le système sol-fondation décrit en Section 2.2.

Le sol purement cohérent est modélisé avec le critère de Tresca, qui prend en compte sa cohésion non drainée c_u . La PTC et le sol d'ancrage sont simulés par un modèle linéaire élastique avec un critère de Mohr-Coulomb, caractérisé par leur angle de frottement interne ϕ' et une cohésion drainée c' nulle.

Dans le cas sans PTC, une couche artificielle de PTC de 2 cm a été incluse dans le modèle pour introduire la discontinuité entre la fondation et les inclusions rigides, garantissant l'absence de connexion structurelle entre elles.

La semelle filante est considérée parfaitement rigide. Les inclusions rigides sont représentées par des poutres noyées interagissant avec le sol environnant. Ces éléments nécessitent des paramètres géométriques (tels que leur diamètre et leur espacement), ainsi que de rigidité et de résistance pour les comportements axial, latéral et en base. Le matériau attribué aux poutres est élastique linéaire, aucun critère de rupture n'étant disponible pour ce type d'élément dans le logiciel.

3.2 Domaine de stabilité

A l'aide de ce logiciel, différents domaines de stabilité ont été obtenus et représentés dans le plan (V, H), où V correspond à la charge verticale et H à la charge horizontale. Ces valeurs sont normalisées par la largeur B de la semelle et la cohésion non drainée du sol c_u .

3.2.1 Fondation sur sol non renforcé

Le domaine de stabilité, pour un sol purement cohérent et sans renforcement, est tracé en vert foncé sur la Figure 5.

La charge verticale ultime V pour $H = 0$ est approximativement : $V = (\pi + 2).B.c_u \approx 5,1.B.c_u$, tandis que la charge horizontale ultime H pour $V = 0$ est environ : $H = B.c_u$ (comme constaté, respectivement, sur l'axe des abscisses et des ordonnées de la Figure 5).

3.2.2 Fondation sans PTC sur sol renforcé

Pour le cas d'un sol renforcé sans PTC, le domaine de stabilité est tracé en vert clair sur la Figure 5.

Comme le montre la figure, le renforcement augmente significativement le domaine, et donc la capacité portante : la charge verticale ultime V (pour $H = 0$) est multipliée par 4 et la charge horizontale ultime H (pour $V = 0$) atteint une valeur 3 fois supérieure.

Dans ce cas, le mécanisme de rupture associé à une charge purement verticale ($V = 4975 \text{ kN/m} = 19,9.B.c_u$, et $H = 0$) correspond à une rupture complète du sol renforcé, comme illustré dans la Figure 4 (a).

L'analyse de cette capacité portante montre que V est égale à la somme de la capacité portante ultime du sol et de la capacité ultime combinée des inclusions rigides.

La capacité portante ultime du sol est donnée par :

$$V_{sol} = (\pi + 2).c_u \cdot \left(B - \frac{n\pi R^2}{e} \right) = 1210 \text{ kN/m} \quad (1)$$

Et la capacité ultime d'une inclusion est la suivante :

$$V_{IR} = R_s + R_b = \pi D q_{s1} h + \pi R^2 q_b \quad (2)$$

$$= 314 + 502 = 816 \text{ kN}$$

où, R_s (kN) représente la résistance ultime du frottement latéral et R_b (kN) la résistance ultime du sol en pointe.

Finalement, la capacité à la rupture verticale s'exprime comme :

$$V = V_{sol} + nV_{IR}/e = 5018 \text{ kN/m} \quad (3)$$

Les efforts transmis par les colonnes, à la fois en tête et en pied, obtenus avec OPTUM, sont en accord avec la solution analytique, comme illustré en Figure 4 (b).

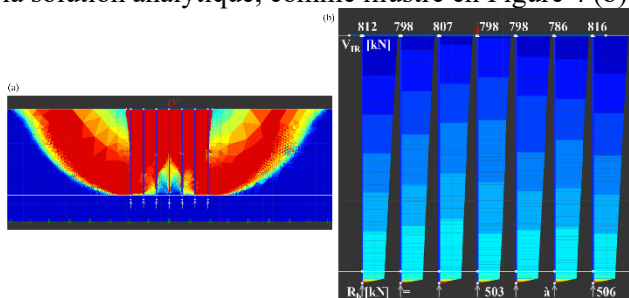


Figure 4. (a) mécanisme de rupture pour un chargement purement vertical ($H=0$), (b) focus sur les efforts repris par les inclusions rigides.

3.2.3 Fondation avec PTC sur sol renforcé

Une PTC a été ajoutée au modèle et le domaine de stabilité associé est représenté par une ligne verte en pointillés sur la Figure 5.

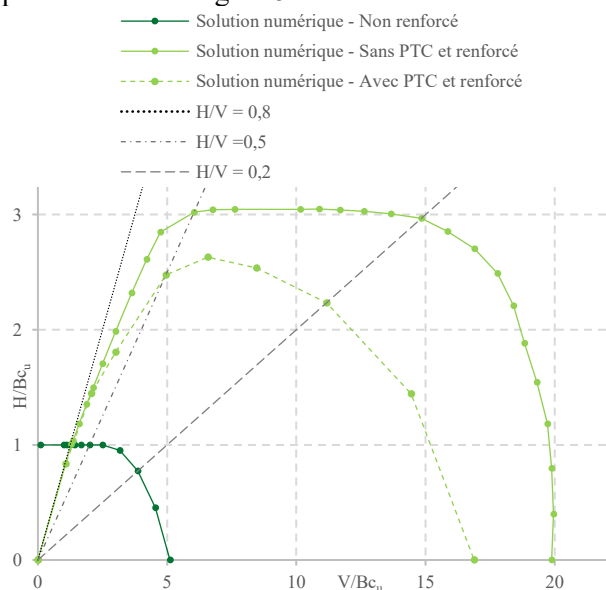


Figure 5. Diagrammes de stabilité pour un sol non renforcé et renforcé, sans et avec une PTC.

La présence de la PTC génère des frottements négatifs et conduit à un axe neutre en profondeur dans

le sol mou, ce qui réduit la contribution des inclusions rigides par rapport au cas sans PTC.

3.3 Les mécanismes de rupture

Plusieurs mécanismes de rupture ont été identifiés. Ils varient en fonction du rapport H/V et sont influencés par la présence ou non d'une PTC.

3.3.1 Fondation sans PTC sur sol renforcé

Les mécanismes observés en l'absence de PTC sont illustrés en Figure 6 et se décrivent comme suit :

- Pour $H/V \geq 0,78 = \tan(\varphi'_{PTC})$: en raison des 2 cm de PTC artificielle introduits sous la semelle, la pente initiale du diagramme de stabilité est de $H/V = 0,78$.
- Glissement en surface pour $0,78 > H/V > 0,5$: comme montré en Figure 6 (a), ce mode de rupture se produit lorsque la charge horizontale est nettement supérieure à la charge verticale, entraînant un glissement de la semelle sur la surface du sol cohésif.
- Cisaillement du bloc renforcé pour $0,2 \leq H/V \leq 0,5$: illustré en Figure 6 (b), ce mécanisme correspond à une rupture par cisaillement le long d'un plan à l'intérieur du bloc de sol renforcé.
- Rupture dans le sol renforcé pour $H/V < 0,2$: comme en Figure 6 (c), lorsque la charge verticale domine largement, la rupture se produit par compression verticale du sol renforcé sous la semelle.

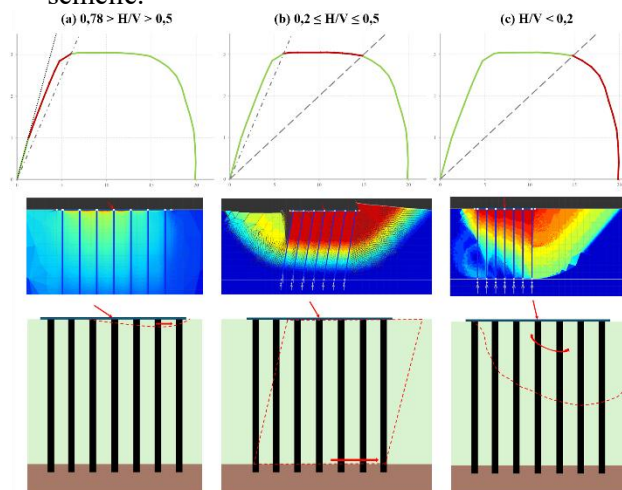


Figure 6. Mécanismes de rupture dépendant du ratio H/V : (a) glissement en surface, (b) cisaillement du bloc, (c) rupture dans le sol renforcé.

3.3.2 Fondation avec PTC sur sol renforcé

En présence d'une PTC, les mécanismes illustrés en Figure 7 sont les suivants :

- Rupture dans la PTC pour $H/V \geq 0,78 = \tan(\varphi'_{PTC})$: comme illustré sur la Figure 7 (a), ce

mode apparaît lorsque l'inclinaison de la charge dépasse l'angle de frottement interne de la PTC (φ'), provoquant un glissement de la semelle sur la surface de la PTC.

- *Glissement de l'interface PTC-sol mou pour $0,4 < H/V < 0,78$* : illustré en Figure 7 (b), ce mécanisme survient lorsque la charge horizontale domine, entraînant un glissement à l'interface entre la PTC et le sol mou.
- *Rupture dans le sol renforcé pour $H/V < 0,4$* : comme en Figure 7 (c), lorsque la charge verticale est largement supérieure, la rupture se produit par compression verticale du sol renforcé sous la semelle.

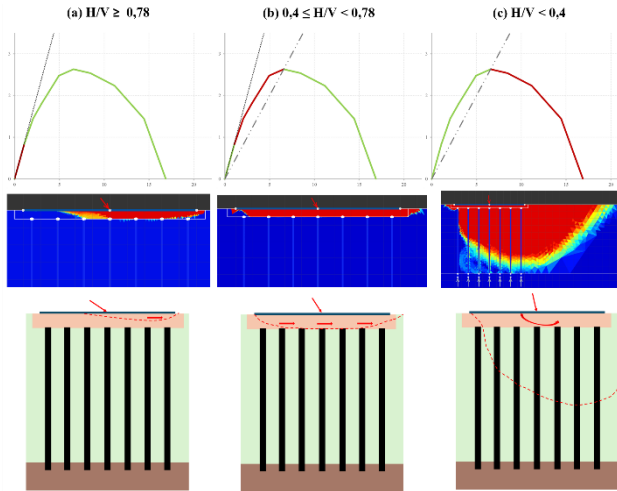


Figure 7. Mécanismes de rupture dépendant du ratio H/V : (a) rupture dans la PTC, (b) glissement de la PTC sur le sol, (c) rupture dans le sol renforcé.

4 APPROCHE ANALYTIQUE

En s'appuyant sur les mêmes principes que les calculs réalisés avec OPTUM et sur les résultats présentés aux sections 3.2 et 3.3, cette étude propose de développer une approche analytique.

A titre de rappel, comme pour l'analyse numérique, tous les calculs sont menés à la rupture, sans application de coefficients de sécurité partiels.

4.1 Etapes de calculs

Le diagramme de stabilité est construit en calculant pour chaque inclinaison δ , le couple (V, H) respectant $H/V = \tan(\delta)$ qui permet d'atteindre la rupture.

Le point de départ de cette approche consiste à choisir le diagramme d'intégrité des inclusions. Pour se placer dans les mêmes conditions structurales que le modèle numérique le choix s'est tourné vers le diagramme d'intégrité d'une inclusion en béton armé ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, armée à 1%) représenté en Figure 8.

Le diagramme d'intégrité des inclusions fixe l'intervalle de l'effort V_{IR} appliqué en tête d'inclusion.

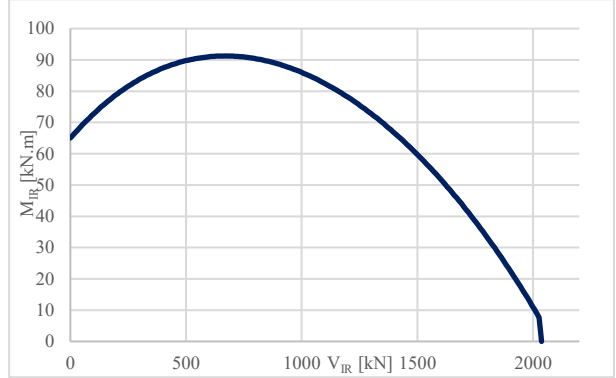


Figure 8. Diagramme d'intégrité d'une inclusion en béton armé (25 MPa)

Sur la base des retours du projet ASIRI+, il est supposé qu'à la rupture, l'efficacité horizontale $E_h = H_{IR}/H$ et l'efficacité verticale $E_v = V_{IR}/V$ sont égales.

Il en découle la première hypothèse : l'inclinaison est identique au niveau de la fondation, du sol et de la tête des inclusions, comme illustré par l'équation (4) et la Figure 9.

$$\tan(\delta) = \frac{H_{sol}}{V_{sol}} = \frac{H_{IR}}{V_{IR}} = \frac{H}{V} \quad (4)$$

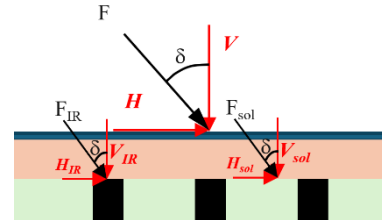


Figure 9. A la rupture, l'inclinaison est la même sur la fondation, le sol et en tête d'inclusion.

La deuxième hypothèse stipule que la charge verticale ultime est égale à la somme des capacités ultimes des inclusions rigides et du sol mou :

$$V + V_{PTC} = \frac{nV_{IR}}{s} + V_{sol} \quad (5)$$

La contribution du sol est calculée à partir de la relation suivante :

$$V_{sol} = i_q \cdot (\pi + 2) \cdot c_u \cdot \left(B - \frac{n\pi R^2}{e} \right) \quad (6)$$

Où $i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2$ est le coefficient de réduction introduit pour prendre en compte l'effet de l'inclinaison de la charge.

A ce stade, une série de valeurs de charge verticale V est définie. Les valeurs correspondantes de charge horizontale H sont ensuite calculées en fonction de l'inclinaison fixée : $H = V \cdot \tan(\delta)$.

H/V	δ [°]	V_{IR} [kN]	H_{IR} [kN]	V_{sol} [kN/m]	V [kN/m]	H [kN/m]	V/Bc_u	H/Bc_u
0,4	21,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
...
0,4	21,8	1008	403	695	5400	2160	21,6	8,6
...
0,4	21,8	2037	815	695	10200	4080	40,8	16,3

Figure 10. Exemple du cas sans PTC pour une inclinaison de $H/V = 0,4$.

Enfin, pour chaque inclinaison, une série de couples de charges (V, H) est définie, comme illustré en Figure 10 pour l'inclinaison $H/V = 0,4$. L'étape suivante consiste à identifier la combinaison correspondant à la capacité portante ultime en appliquant une approche multicritère.

4.2 Vérifications – Approche multicritère

Pour déterminer la combinaison ultime (V, H) agissant sur la semelle, un ensemble de critères de dimensionnement est introduit. La combinaison maximale admissible est contrainte par plusieurs conditions limites, parmi lesquelles :

4.2.1 Transfert de la charge ultime en tête d'inclusion à travers la PTC – Critère (1)

En présence d'une PTC, la force maximale transmissible à la tête de l'inclusion est gouvernée par la capacité de poinçonnement du matériau de la PTC.

Selon le modèle de Prandtl présenté en Figure 11, proposé dans les recommandations ASIRI, la charge verticale V_{IR} peut être limitée par la force maximale V_{IR}^+ que la plateforme peut transmettre à la tête de l'inclusion :

$$V_{IR} \leq V_{IR}^+ = \frac{\alpha}{n} \cdot \frac{i_q N_q}{1 + \alpha(1 + i_q N_q)} \cdot (V + V_{LTP}) \quad (7)$$

où, α désigne le taux de substitution et N_q le facteur de capacité portante, fonction de l'angle de frottement φ' de la PTC.

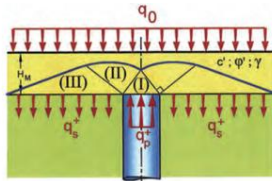


Figure 11. Schéma de rupture de Prandtl dans la PTC

Pour les inclusions périphériques, l'effet de bord est pris en compte conformément aux

recommandations ASIRI. Il dépend de la longueur de débord de la structure et de la possibilité pour le mécanisme de rupture de type Prandtl de se développer entièrement dans la plateforme.

4.2.2 Capacité portante locale d'une inclusion rigide – Critère 2

La force verticale en tête d'inclusion, V_{IR} , peut être limitée par la capacité portante ultime de l'inclusion, notée $V_{IR,lim}$, qui dépend de sa résistance axiale R_s et de sa résistance en base R_b , comme montré en Figure 12.

$$V_{IR} \leq V_{IR,lim} = R_s + R_b \quad (8)$$

Avec,

$$R_s = \pi D (q_{s1}(h - h_n) + q_{s2} h_{ancrage}) \quad (9)$$

$$R_b = \pi R^2 q_b \quad (10)$$

où, q_s est la résistance ultime au frottement latéral sous le point neutre, h_n la profondeur du point neutre, $h_{ancrage}$ la hauteur de l'inclusion dans la couche d'ancrage et q_b la résistance ultime en pointe de l'inclusion.

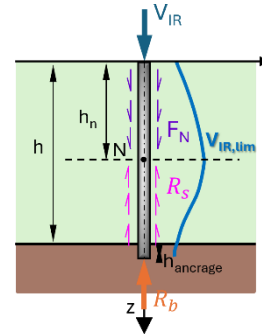


Figure 12. Capacité portante locale d'une inclusion rigide

4.2.3 Rupture plastique passive du sol et force horizontale ultime H_{IR} en tête d'inclusion – Critère 3

En faisant l'hypothèse que le sol est dans le domaine plastique, la force horizontale H_{IR} en tête d'inclusion est limitée par la résistance passive du sol, comme illustré en Figure 13 :

$$H_{IR} \leq H_{IR,lim,pl} = \sqrt{2M_{IR} D_{IR} p_l} \quad (11)$$

où, M_{IR} (kN.m) est le moment maximal que l'inclusion peut reprendre et p_l (kPa) est la pression limite du sol adjacent. C'est à ce stade que la vérification de l'intégrité de l'inclusion est implicitement menée, la valeur de M_{IR} étant extraite du diagramme d'intégrité de l'inclusion (Figure 8).

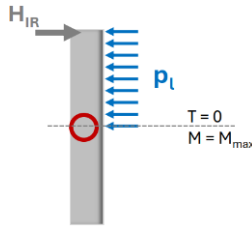


Figure 13. Limite plastique en tête d'inclusion.

4.2.4 Cisaillement du bloc de sol renforcé – Pression passive du sol – Critère 4

Tel que présenté en Figure 14 et dans le mécanisme de rupture n°2 (Section 3.3) observé avec OPTUM, l'ensemble du bloc de sol renforcé mobilise sa résistance en s'appuyant contre le sol mou adjacent et en glissant le long de sa base.

En conséquence, la force horizontale totale appliquée à la semelle, H , est limitée par la pression passive du sol adjacent et par la résistance au frottement à la base du bloc :

$$H \leq H_{lim, butée, sol} = 2c_u h + Bc_u \quad (12)$$

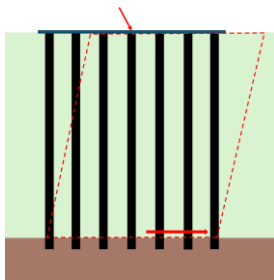


Figure 14. Cisaillement du bloc renforcé

4.2.5 Glissement entre la semelle et la PTC – Critère 5

En présence d'une PTC, la force horizontale totale H peut être limitée par le risque de glissement de la semelle sur la plateforme, comme illustré en Figure 15 ou observé dans le mécanisme n°1 (Section 3.3.2) avec OPTUM :

$$H \leq V * \tan(\phi_{PTC}) \quad (13)$$

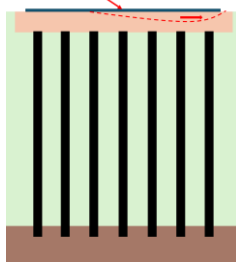


Figure 15. Glissement de la semelle sur la plateforme

4.2.6 Glissement entre la semelle ou la PTC et le sol mou – Critère 6

L'effort horizontal H peut également être limité par la résistance au frottement mobilisée à l'interface LTP-sol mou ou semelle-sol mou (comme illustré en Figure 16). Cette résistance est estimée à partir de la contribution du sol mou, de son angle de frottement ϕ'_1 et de la contribution des inclusions en tête :

$$H \leq V_{sol} \cdot \tan(\phi'_1) + nH_{IR}/e \quad (14)$$

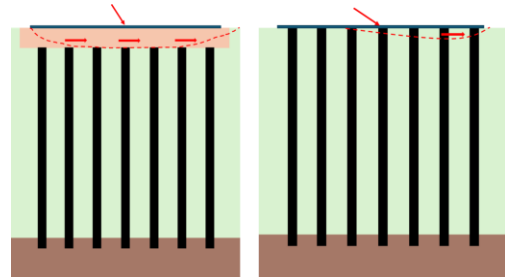


Figure 16. Glissement entre la PTC ou la semelle et le sol mou

4.3 Le domaine de stabilité

Une fois le cadre multicritère défini, le diagramme de stabilité est tracé en déterminant, pour chaque inclinaison, le couple de charges ultimes (V , H) correspondant.

Le calcul s'arrête dès qu'au moins un des six critères décrits en Section 4.2 est atteint, ce qui fournit la capacité portante ultime pour l'inclinaison considérée.

Le diagramme obtenu est ensuite normalisé selon les mêmes principes que ceux appliqués aux résultats issus d'OPTUM, afin de permettre une comparaison directe.

4.3.1 Fondation sans PTC sur sol renforcé

Pour le cas sans PTC, la Figure 17 présente sous forme de tableau les combinaisons de charges ultimes (V , H) atteintes pour chaque inclinaison.

Dans ce cas, les critères (1) et (5), relatifs à la présence d'une PTC, ne sont pas pris en compte.

Le diagramme de stabilité correspondant peut donc être tracé sous la forme d'une courbe rouge, comme illustré en Figure 19.

H/V	V/Bc _u	H/Bc _u	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-
1	3,1	2,3	-	1	0	1	-	0
0,8	4,0	2,6	-	1	0	1	-	0
0,7	4,7	2,7	-	1	0	1	-	0
0,65	5,0	2,7	-	1	0	1	-	0
0,6	5,5	2,8	-	1	0	1	-	0
0,55	6,0	2,9	-	1	0	1	-	0
0,5	6,6	3,0	-	1	0	1	-	0
0,45	7,1	3,0	-	1	0	0	-	0
0,4	8,1	3,0	-	1	0	0	-	0
0,35	9,1	3,0	-	1	0	0	-	1
0,3	10,4	3,0	-	1	0	0	-	1
0,25	12,2	3,0	-	1	0	0	-	1
0,2	14,9	3,0	-	1	0	1	-	1
0,15	18,8	2,8	-	1	0	1	-	1
0,13	19,3	2,5	-	0	1	1	-	1
0,1	19,5	1,9	-	0	1	1	-	1
0,07	19,6	1,4	-	0	1	1	-	1
0,03	19,9	0,6	-	0	1	1	-	1
0	20,0	0,0	-	0	1	1	-	1

Figure 17. Tableau de vérifications basées sur le multicritère - Cas sans PTC

4.3.2 Fondation avec PTC sur sol renforcé

En suivant la même méthodologie, le cas intégrant une plateforme est étudié, comme illustré en Figure 18 et tracé en pointillés rouge sur la Figure 19.

Dans ce scénario, les critères (1) et (5), relatifs à la présence d'une PTC, doivent être pris en compte pour l'analyse.

H/V	V/Bc _u	H/Bc _u	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-
0,8	2,5	1,6	0	1	1	1	1	0
0,7	3,3	2,0	0	1	1	1	1	0
0,65	3,6	2,1	0	1	1	1	1	0
0,6	4,2	2,2	0	1	1	1	1	0
0,55	4,7	2,4	0	1	1	1	1	0
0,5	5,2	2,5	0	1	1	1	1	0
0,45	6,0	2,7	0	1	1	1	1	0
0,4	6,8	2,8	0	1	1	1	1	0
0,35	7,5	2,8	0	1	1	1	1	1
0,3	8,5	2,7	0	1	1	1	1	1
0,25	9,7	2,5	0	1	1	1	1	1
0,2	10,9	2,3	0	1	1	1	1	1
0,15	12,1	1,9	0	1	1	1	1	1
0,13	12,8	1,7	0	1	1	1	1	1
0,1	13,7	1,4	0	1	1	1	1	1
0,07	14,7	1,1	0	1	1	1	1	1
0,03	16,0	0,5	0	1	1	1	1	1
0	17,0	0,0	0	0	1	1	1	1

Figure 18. Tableau de vérifications basées sur le multicritère - Cas avec PTC

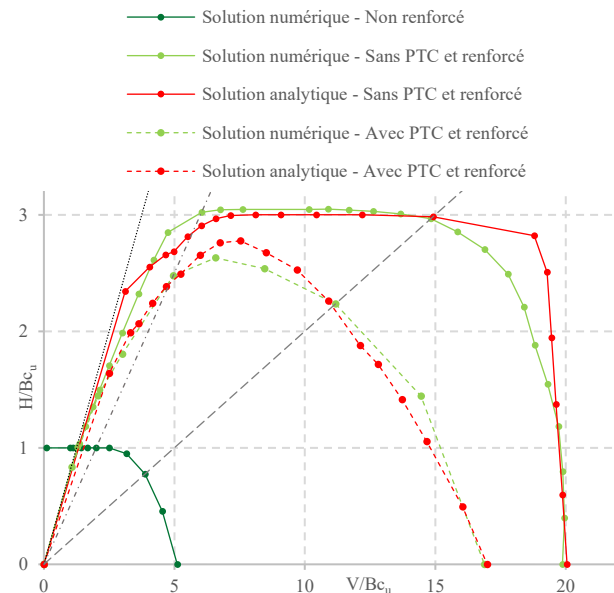


Figure 19. Diagrammes de stabilité pour tous les cas

5 CONCLUSIONS

L'approche analytique fondée sur la méthode multicritère permet d'obtenir un domaine de stabilité

qui correspond étroitement à celui issu des simulations numériques, avec un ajustement quasi parfait.

Cette étude confirme que les inclusions rigides contribuent de manière significative à l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles.

Dans le cadre de l'approche analytique proposée, il est possible d'intégrer un critère de rupture spécifique aux inclusions rigides, ce qui viendrait tronquer le domaine de stabilité. Toutefois, ce cas n'a pas été traité dans le présent travail, le logiciel OPTUM ne permettant pas de considérer un critère de rupture dans les inclusions rigides.

Cette méthode, simple mais prometteuse, constitue un outil efficace pour la conception. Néanmoins, afin de confirmer sa robustesse, elle devra être validée par des études de cas complémentaires.

Une piste d'amélioration consisterait à définir avec plus de précision $H_{IR,lim,pl}$ (critère 3 – Section 4.2.3) car une différence persiste entre les efforts H en tête observés dans OPTUM et ceux obtenus analytiquement. Les auteurs travaillent actuellement sur ce développement.

En conclusion, l'objectif de cette approche analytique est de fournir aux ingénieurs un diagramme de stabilité simple, permettant d'identifier les domaines de charges admissibles pour des fondations superficielles soumises à des charges inclinées. Comme cette étude est menée à la rupture, il conviendra d'intégrer des coefficients partiels dans les développements futurs pour définir les domaines admissibles à l'ELU et à l'ELS.

6 REFERENCES

- Frattini, N., et Cuira, F. (2020). *Une approche simplifiée pour estimer la portance d'une semelle sur sol renforcé par inclusions rigides*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG Lyon 2020.
- Projet national ASIRI. (2013). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. Presses des Ponts.
- Salençon, J., et Pecker, A. (1995a). *Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric load. Part I: purely cohesive soil*. European Journal of Mechanics Series A Solids, 14, pp. 349-349.
- Shen, Y., Pérez-Herreros, J., Cuira, F., Simon, B., Burlon, S., Semblat, J-F. (2024). *Seismic bearing capacity of shallow foundations on soil reinforced by rigid inclusions*. Proceedings of the XVIII ECSMGE.