

QUELQUES CONSIDERATIONS PRATIQUES AUTOUR DU CALCUL DES SEMELLES ET RADIERS SUR INCLUSIONS RIGIDES

PRACTICAL CONSIDERATIONS ABOUT CALCULATION OF SPREAD FOOTING AND RAFTS ON RIGID INCLUSIONS

Ana Maria ALZATE¹, Nicolas FRATTINI¹, Fahd CUIRA¹, Bruno SIMON¹

¹ Terrasol, Paris, FRANCE

RÉSUMÉ – Cet article présente quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre pratique des modèles simplifiés développés dans le cadre du PN ASIRI 2012, pour le calcul des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des travaux menés actuellement dans le cadre du projet national ASIRI+.

ABSTRACT – This paper presents some recommendations in order to clarify the practical use of the simplified models developed within the framework of the NP ASIRI 2012, for the calculation of spread footings and rafts on rigid inclusions. These recommendations are based on the lessons learned, on the one hand from the experience acquired by Terrasol over the past ten years on rigid inclusions projects, and on the other hand from the work currently carried out within the framework of the NP ASIRI+.

1. Introduction

Le renforcement par inclusions rigides (IR) a vu son intérêt largement reconnu en France pour une grande variété d'ouvrages. Pour des ouvrages étendus tels les dallages, les radiers ou les remblais, le dimensionnement s'appuie généralement sur des modèles de calcul réduits à l'étude d'une cellule élémentaire représentant le comportement d'une maille courante centrée sur une inclusion et incluant le volume de sol et la fondation d'ouvrage afférents (Cuira et Simon, 2009). Le caractère répété du motif permet de considérer que le cisaillement est nul au bord du modèle, ce qui en simplifie considérablement la construction. Ces modèles apportent tous les éléments nécessaires au dimensionnement des ouvrages en partie courante ; leur validité a été largement éprouvée dans le cadre du projet national ASIRI (2012) par la confrontation des résultats obtenus avec ceux d'expérimentations en vraie grandeur, de modèles physiques ainsi que de modélisations numériques avancées. Ces modèles sont destinés par construction à traiter le cas d'une fondation de grandes dimensions pour laquelle les effets de bord jouent un rôle limité. Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (exemple d'une semelle de bâtiment sur inclusions), les effets de bord ne peuvent pas être ignorés. Les Recommandations ASIRI (2012) ont ainsi détaillé plusieurs méthodes simplifiées pour traiter ces configurations dans le cas d'un chargement vertical. Parmi ces méthodes simplifiées, le modèle dit « MV3 » présente l'intérêt de s'inscrire dans la continuité du modèle de cellule élémentaire en y intégrant explicitement le cisaillement vertical susceptible de se développer au bord du massif renforcé. Une généralisation de ce modèle a été présentée par (Cuira et Simon, 2013) permettant de s'affranchir d'un calcul par étapes. Cet article présente ainsi quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre et l'exploitation pratiques et de ces modèles simplifiés, pour le cas particulier des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des benchmarks en cours dans le cadre du projet national ASIRI+.

2. Modélisation simplifiée d'un massif renforcé par IR sous charge verticale

2.1. Cadre de calcul

Les modèles développés dans le présent article ont pour vocation de couvrir le comportement du massif renforcé dans son « domaine de service ». Dans le cadre de ce domaine, les charges transmises au terrain n'excèdent pas 30 à 50% de sa charge de rupture et les déformations associées sont comprises entre 0,1 et 1%. Ces niveaux de chargement et de contrainte permettent une simplification du comportement du terrain et justifient pleinement le recours à des modèles dérivés de la théorie de l'élasticité. Il est important de rappeler que le formalisme de sécurité qui régit le dimensionnement des fondations (superficielles, profondes, inclusions rigides) garantit implicitement un travail dans ledit domaine de service pour toutes les combinaisons de chargement ELS.

2.2. Le modèle de cellule élémentaire et sa généralisation

La modélisation d'un renforcement par inclusions rigides sous une fondation étendue de type radier ou dallage peut être menée à l'aide d'un modèle de cellule élémentaire tel que celui présenté en Figure 1 (gauche). La cellule est décomposée en deux domaines complémentaires : le domaine « inclusion » constitué par l'inclusion elle-même et les volumes de sol qui la prolongent jusqu'aux limites inférieure et supérieure du modèle, et le domaine « sol » constitué par le volume de sol complémentaire au domaine « inclusion ». L'interaction entre les deux domaines est supposée entièrement décrite par le cisaillement vertical τ_{int} qui se développe sur leur frontière verticale définie par le périmètre de l'inclusion. Le modèle est supposé périodique, ce qui implique que le cisaillement est nul sur les faces verticales extérieures ($\tau_{ext} = 0$).

Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (par exemple le cas d'une semelle sur inclusions), il y a lieu d'adapter la modélisation en prenant en compte le cisaillement vertical τ_{ext} qui se développe en périphérie du domaine « sol » comme le montre la Figure 1 (droite). Il s'agit d'une forme généralisée de l'approche MV3 décrite dans ASIRI 2012 dans la mesure où les interactions internes et externes au sein du massif renforcé sont traitées simultanément dans un modèle global intégrant l'ensemble des inclusions associées à la semelle.

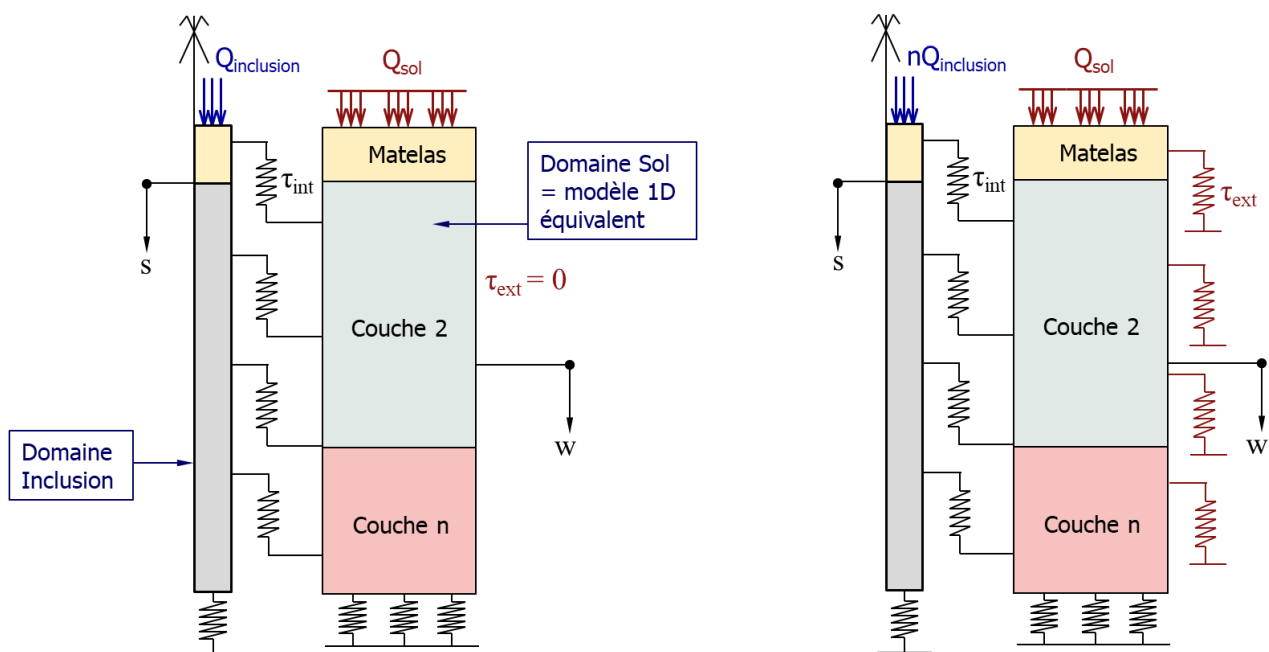


Figure 1. Modèle de la cellule élémentaire (à gauche) et modèle MV3 généralisé (à droite)

3. Choix pratique des paramètres d'entrée

3.1. Choix du module de déformation pour le sol à renforcer

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 nécessite de choisir une loi de comportement reliant la déformation axiale à l'incrément de contrainte verticale transmis au sol. Dans la pratique, la mise en place des inclusions rigides a pour vocation de limiter les niveaux de contrainte et de déformation à des valeurs rendant légitime, dans la majorité des cas courants, le choix d'un comportement élastique du terrain. Ce comportement élastique peut être décrit par un module de déformation constant (élasticité linéaire) ou variable avec la déformation (élasticité non-linéaire).

Pour un comportement élastique linéaire, le module de déformation E peut être choisi dans la pratique par corrélation avec le module pressiométrique E_M . Pour une déformation verticale moyenne de l'ordre de 0,1% (rapport entre le tassement et l'épaisseur du sol renforcé), les valeurs indiquées dans le Tableau 1 issu de l'annexe J de la NF P 94 261 s'appliquent pleinement, soient $E/E_M = 3$ à 6 selon le type de terrain.

Tableau 1. Rapport E/E_M pour une déformation de l'ordre de 0,1%

		E/E_M
Argiles et Limons	Normalement consolidés	4,5
	Sur-consolidés	3,0
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3,0
Graves	Lâches	6,0
	Serrées	4,5

En cas d'utilisation d'essais CPT, le rapport E/q_c peut varier de 3 à 10 selon le type de terrain (pour une gamme de déformation cible de l'ordre de 0,1%).

Pour un comportement élastique non-linéaire, on peut utiliser soit des courbes de dégradation établies à partir du module maximal E_0 (cela nécessite d'avoir recours à des essais de précision in situ ou en laboratoire), soit des courbes en S empiriques donnant le rapport E/E_M en fonction de la déformation verticale, telles que celles établies dans le cadre du PN ARSCOP (Hoang et al., 2018) et rappelées dans la figure ci-dessous (où les courbes de type 1 s'appliquent aux terrains sableux, le type 3 aux terrains argileux et le type 2 aux terrains intermédiaires).

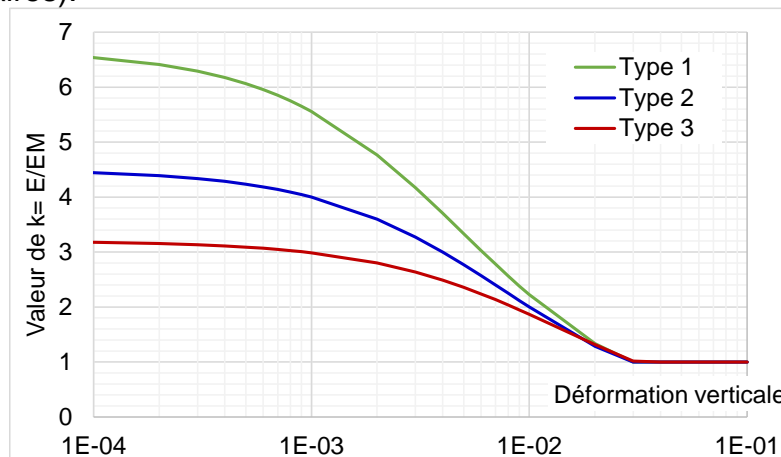


Figure 2 : Rapport E/E_M en fonction de la déformation verticale (ARSCOP, 2018)

Notons enfin que pour un terrain compressible ayant un indice de vide élevé et une forte teneur en eau, l'utilisation d'une loi de comportement « œdométrique » peut être plus appropriée.

3.2. Lois d'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion »

L'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion » peut être modélisée à l'aide de la notion de courbes de transfert. Des courbes de transfert bi-linéaires ont été proposées par Frank et Zhao (Frank et al., 2018) pour des pieux forés dans des sols fins ou granulaires à partir de l'interprétation d'un grand nombre d'essais de chargement. Ces lois de transfert se révèlent également bien adaptées pour décrire les interactions qui se développent sur la hauteur de l'inclusion. Dans ce cas, elles sont généralisées en considérant la différence de tassement entre les domaines « inclusion » et « sol » (au lieu du tassement absolu de l'inclusion) et s'appliquent ainsi à toute profondeur, sans distinction du caractère positif ou négatif du cisaillement qui transite entre les deux domaines (Figure 3). Au niveau du matelas de répartition, les mêmes lois peuvent être adoptées.

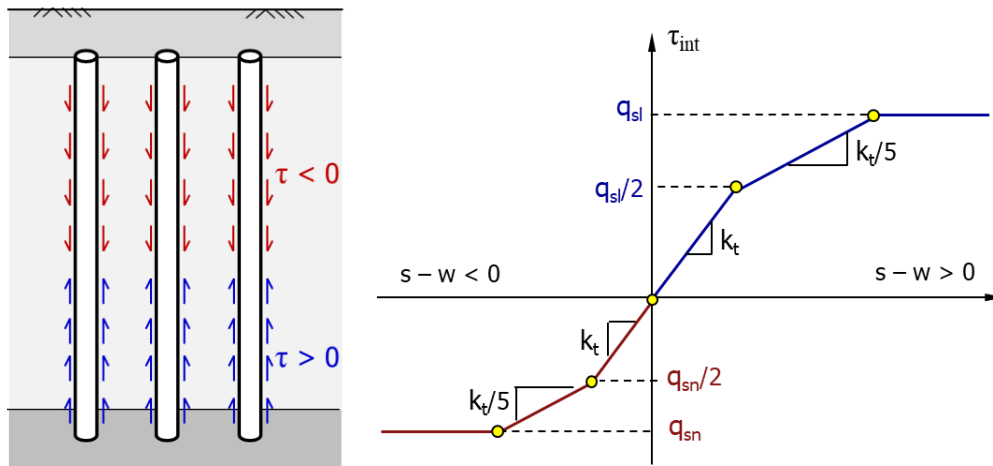


Figure 3 : Courbe de transfert t-z généralisée

Le coefficient de réaction tangentielle k_t (kPa/m) peut être relié empiriquement au module pressiométrique E_M (essais PMT), à la résistance au cône q_c (essais CPT), ou théoriquement au module de cisaillement G du terrain (Frank et al. 2018). Le tableau ci-dessous présente un aperçu des corrélations usuelles, où B désigne le diamètre de l'inclusion et D sa longueur.

Tableau 2. Choix du coefficient de réaction tangentielle k_t

	Essais PMT	Essais CPT	Elasticité
Sols fins	$k_t = 2 \frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 5 \frac{q_c}{B}$	$k_t = \frac{2G}{B \left(1 + \ln \frac{D}{B}\right)}$
Sols granulaires	$k_t = 0,8 \frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 1 \frac{q_c}{B}$	

Le palier de frottement positif limite q_{sl} dépend de la technique de mise en œuvre et est estimé dans la pratique par corrélation avec la pression limite nette p_l^* ou la résistance au cône q_c . Pour le palier de frottement négatif q_{sn} , il est recommandé d'appliquer le formalisme suivant :

$$q_{sn} = \min(K \tan \delta \cdot \sigma'_v; q_{sl})$$

Où $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}(z) + \Delta\sigma(z)$ désigne la contrainte verticale effective dans le sol entre les inclusions et $K \tan \delta$ un coefficient empirique dépendant du type de sol et du type de pieu. Ses valeurs sont indiquées dans la norme NF P 94 262 (annexe H) et varient de 0,10 à 0,30 pour un terrain argileux et de 0,35 à 1,00 pour un terrain sableux. Notons que sur la hauteur du matelas, il convient de prendre $K \tan \delta = 1$ (cisaillement de type « sol/sol »).

3.3. Lois d'interaction avec le massif extérieur

L'interaction avec le massif extérieur peut être modélisée par une loi de mobilisation de forme similaire à celle retenue pour le cisaillement interne. Le coefficient de réaction k_t peut être relié théoriquement au module de cisaillement G du terrain à l'aide de la relation donnée dans le Tableau 2 (en prenant comme diamètre celui équivalent au monolithe englobant le massif renforcé). La valeur limite du cisaillement extérieur peut être reliée directement à la résistance au cisaillement vertical du terrain en place situé à l'extérieur du volume renforcé. Pour un sol fin, cela peut être pris égal à la cohésion non drainée, soit : $T_{\text{ext,max}} = c_u \sim 0,2\sigma'_p$ où σ'_p est la contrainte de pré-consolidation. Pour un sol granulaire, on a usuellement : $T_{\text{ext,max}} \sim 0,25$ à $0,30\sigma'_{v0}$. Dans tous les cas, les valeurs choisies pour k_t et $T_{\text{ext,max}}$ (ou de façon indirecte, celles de G et c_u) peuvent être ajustées de manière à garantir la continuité avec le tassement et la portance de la même semelle calculée sur sol non renforcé.

4. Exploitation pratique des résultats

4.1. Domaines 1 et 2

Les recommandations ASIRI ont introduit la notion de domaines 1 et 2 pour la justification des inclusions rigides. Le domaine 1 correspond à des inclusions nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et obéissent aux mêmes règles de justification que celles applicables aux fondations profondes (NF P 94 262), en particulier en termes de portance et de résistance structurale. C'est le cas généralement des projets de semelle sur IR.

Le domaine 2 correspond à la situation où les inclusions sont destinées uniquement à la réduction du tassement de l'ouvrage (la stabilité de celui-ci étant assurée en l'absence d'inclusions). C'est le cas généralement des projets de dallage ou de radier sur IR. Les inclusions jouent alors le rôle d'éléments réducteurs de tassement et bénéficient d'un cadre de justification allégé par rapport au domaine 1.

4.2. Contrôle de l'amplitude des tassements

Le tassement est un résultat direct des modèles décrits en §2.2. Comme évoqué en §4.1, les règles de justification de portance, avec (domaine 1) ou sans (domaine 2) inclusion, garantissent implicitement un faible niveau de déformation et de tassement. Le tassement d'une semelle correctement dimensionnée se situe en général autour de $1/100^{\text{e}}$ du diamètre. Pour un radier de grandes dimensions, le tassement varie entre $1/1000^{\text{e}}$ et $1/100^{\text{e}}$ de l'épaisseur du terrain déformable.

4.3. Vérification de la portance des inclusions

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 permet d'accéder à l'effort maximal N_{max} dans les inclusions. Cet effort est atteint au niveau du plan neutre inférieur et intègre implicitement le frottement négatif développé sur la partie supérieure de l'inclusion. Pour les inclusions du domaine 1, la portance est vérifiée selon le formalisme de la norme NF P94-262. On vérifie alors que N_{max} demeure inférieur, avec une sécurité suffisante, à la résistance mobilisable en pointe de l'inclusion et par frottement positif sous le plan neutre.

4.4. Vérification du non-poinçonnement du sol support

Le fonctionnement d'un système de renforcement par IR repose en particulier sur la participation du sol déformable dans la reprise des charges transmises par la structure portée. La mise en œuvre des modèles du §2.2 permet alors d'accéder à l'incrément de contrainte verticale repris le sol. Que l'on soit dans le domaine 1 ou 2, il convient de vérifier que cet incrément de contrainte verticale demeure inférieur, avec une sécurité de l'ordre de 3 à l'ELS et 2 à l'ELU, à la contrainte de rupture du sol q_{net} .

Le tableau ci-après donne quelques ordres de grandeur utiles pour l'estimation de q_{net} .

	Essais PMT	Essais CPT	Cohésion non-drainée
Sols fins	$0,8 p_i^*$	$0,3 q_c$	$5c_u$
Sols granulaires	$1,0 p_i^*$	$0,1 q_c$	--

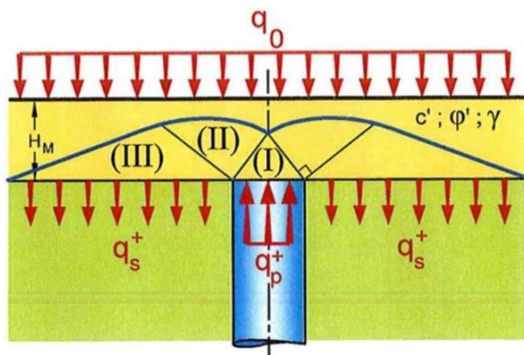
4.5. Vérification de la résistance structurale des inclusions

A l'ELS, la contrainte moyenne de compression (rapport N_{max}/S) dans les inclusions doit être limitée à 4 jusqu'à 10 MPa en domaine 1 et à 4 jusqu'à 13 MPa en domaine 2, selon la technique de mise en œuvre et les essais de contrôle réalisés. Dans tous les cas, ASIRI (2012) limite la contrainte moyenne de compression à 7 MPa à l'ELU. C'est cette limite qui se relève généralement dimensionnante dans la pratique (puisque cela revient implicitement à limiter la contrainte ELS à $7/1,35 = 5,2$ MPa).

4.6. Vérification du matelas de répartition

4.6.1. En partie courante

Le premier schéma d'équilibre limite au sein du matelas de répartition peut être assimilé à celui de Prandtl qui associe une zone en équilibre de poussée de Rankine (I) au-dessus de la tête de l'inclusion, une zone délimitée par un arc de spirale logarithmique (II) et une zone en équilibre de butée de Rankine à l'extérieur de la tête d'inclusion (III). La contrainte limite en tête d'inclusion $q_p^+(P)$ est alors déterminée à partir de la contrainte moyenne appliquée sur la cellule élémentaire notée q_0 et les propriétés mécaniques du matelas c' , φ' et γ par la formule donnée sur la figure ci-après.



$$q_p^+(P) = \frac{q_0^* s_q N_q + (q_\gamma + q_c) (1 - \alpha)}{1 + \alpha (s_q N_q - 1)}$$

- q_γ Terme de poids : $q_\gamma = 0,5 \times s_\gamma \times N_\gamma \times B \times \gamma$
- q_c Terme de cohésion : $q_c = s_c \times N_c \times c$
- s_c, s_q et s_γ Coefficients de forme
- N_c, N_q et N_γ Facteurs de portance
- q_0^* Contrainte moyenne à la base du matelas : $q_0^* = q_0 + \gamma \times H_M$
- α Taux de substitution (= aire de l'inclusion/aire de la maille)

Figure 4. Schéma de Prandtl et contrainte limite en tête de l'inclusion $q_p^+(P)$

Le Tableau 4 donne les expressions applicables pour les facteurs de forme et de portance à utiliser pour le calcul de $q_p^+(P)$. A noter que dans la pratique des calculs de massifs renforcés par IR, on néglige le terme q_γ .

Tableau 4. Coefficients de forme et facteurs de portance (NF P94-261)

Portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)^2$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'^{(1)}$
Forme	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi' \text{ }^{(2)}$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}$

(1) Cette formule ne s'applique que pour un contact rugueux ($\delta \geq \varphi/2$) ;

(2) Les recommandations ASIRI suggèrent de prendre $s_q = 1$ indépendamment de la forme.

4.6.2. En zone périphérique

Dans le cas d'une semelle sur IR, la résistance au poinçonnement du matelas peut être affectée défavorablement par l'effet de bord. ASIRI (2012) propose une approche simplifiée permettant de corriger $q_p^+(P)$ en fonction du débord L de la semelle par rapport au nu de l'inclusion (voir Figure 5).

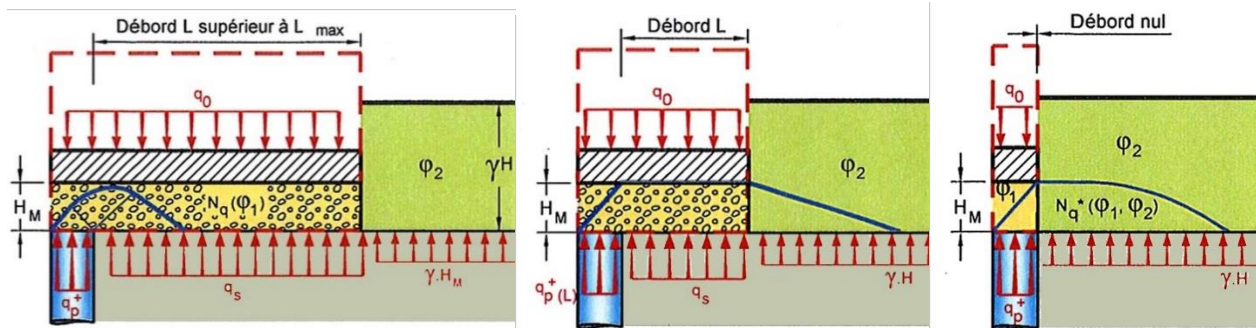


Figure 5. Différentes situations de débord : d'un débord supérieur à L_{max} à un débord nul

Ainsi pour débord $L < L_{max}$, la contrainte limite en tête de l'inclusion est prise égale à :

$$q_p^+(L) = q_p^+(0) + \frac{L}{L_{max}} \left(q_p^+(P) - q_p^+(0) \right) \quad \text{avec} \quad q_p^+(0) = N_q^* \cdot \gamma H$$

Les valeurs de N_q^* et L_{max} sont données dans le tableau ci-après où φ_1 est l'angle de frottement du matelas, φ_2 l'angle de frottement du sol situé au-delà de L et B le diamètre.

Tableau 5. Largeur du mécanisme de Prandtl L_{max} et facteur N_q^*

	$\varphi_1 = 30^\circ$	$\varphi_1 = 35^\circ$	$\varphi_1 = 38^\circ$	$\varphi_1 = 40^\circ$
	$L_{max}/B = 4,3$	$L_{max}/B = 5,8$	$L_{max}/B = 7,0$	$L_{max}/B = 8,0$
$\varphi_2 = 20^\circ$	$N_q^* = 9,45$	$N_q^* = 11,53$	$N_q^* = 13,05$	$N_q^* = 14,29$
$\varphi_2 = 25^\circ$	$N_q^* = 13,08$	$N_q^* = 16,01$	$N_q^* = 18,11$	$N_q^* = 19,71$
$\varphi_2 = 30^\circ$	$N_q^* = 18,43$	$N_q^* = 22,67$	$N_q^* = 25,80$	$N_q^* = 28,04$

4.7. Interaction avec la structure portée

Le fonctionnement d'un système de renforcement par inclusions repose sur des mécanismes d'interaction complexes qui se développent entre le sol en place, les inclusions, le matelas et la structure portée. Ce caractère original impose une conception globale de la solution de fondation tenant compte pleinement des effets d'interaction sol-structure. Cela vise à couvrir trois aspects : les déplacements, les sollicitations internes dans l'élément structural et la descente de charges. Qu'il s'agisse d'un problème de semelles ou de radier sur IR, les résultats des modèles simplifiés décrits en §2.2 peuvent être exploités pour définir une raideur homogénéisée du massif renforcé (Figure 6).

Pour une semelle sur IR, cette raideur peut se présenter sous la forme d'un ressort global équivalent $K_{eq} = F/s$ avec F la force verticale appliquée sur la semelle et s le tassement qui en résulte. Ce ressort équivalent est alors intégré directement au modèle structural.

Pour un radier sur IR, la raideur équivalente du massif renforcé peut être définie selon deux types d'approche. Une approche de type « milieu continu », destinée à alimenter des modèles numériques ou hybrides de type Tasplaq (Cuira et Simon, 2008), avec l'établissement d'un module « d'Young » homogénéisé $E_{eq} = qH/s$ (associé en toute rigueur à un coefficient de Poisson $\nu_{eq} = 0$, étant donné l'effet canalisateur des contraintes assuré par les IR), avec q la contrainte moyenne appliquée sur le radier, H l'épaisseur du massif renforcé (incluant le matelas de répartition) et s le tassement produit sur la hauteur dudit massif. Une autre approche consiste à représenter la déformabilité du massif renforcé par une série de ressorts juxtaposés de raideur surfacique $k = q/s$, définie selon un zonage approprié (Cuira et Simon, 2016).

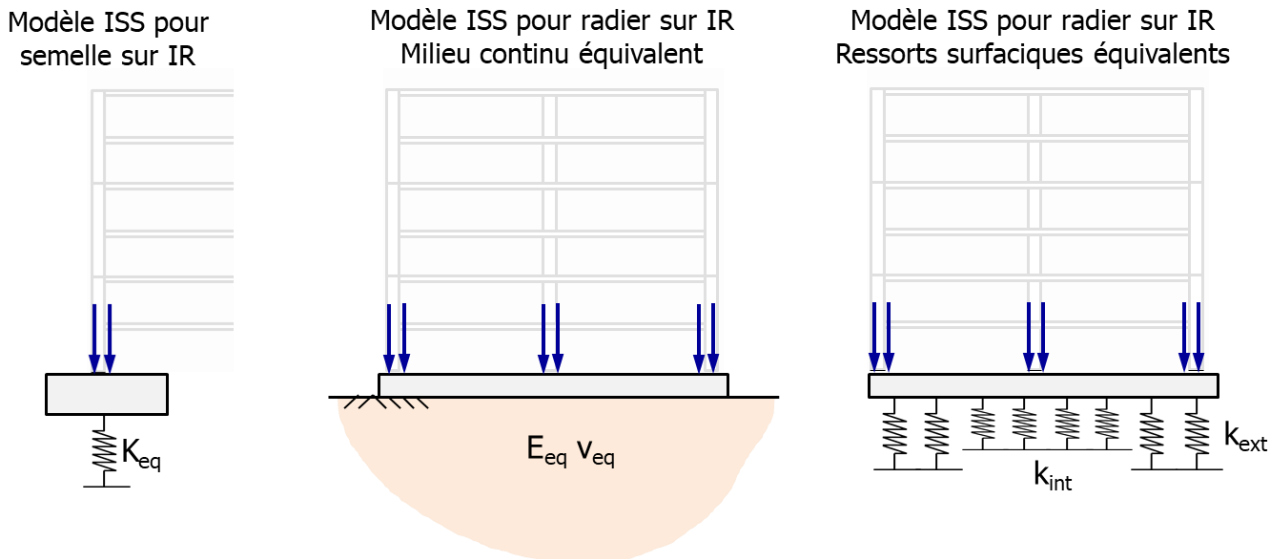


Figure 6 : Procédure ISS pour semelles et radiers sur IR

Cette homogénéisation occulte par construction les effets « points durs » liés à la présence des inclusions sous l'élément de fondation et qui sont susceptibles d'induire des sollicitations additionnelles à celles calculées par un modèle structural sur support homogénéisé. Ces sollicitations peuvent être appréciées dans un modèle séparé examinant l'équilibre local de l'élément de fondation (semelle ou radier) tenant compte du caractère contrasté de la réaction du support (en distinguant la réaction mobilisée à l'aplomb de l'inclusion et celle complémentaire entre les inclusions). C'est l'esprit de la méthode des moments additionnels développés dans ASIRI pour les problèmes de dallages industriels et qui peut valablement être étendue à la vérification structurale des radiers et semelles.

5. Conclusion et perspectives

La mise en œuvre des modèles simplifiés présentés dans cet article offre une solution de dimensionnement adaptée à la pratique quotidienne des bureaux d'études. Ils permettent en particulier de s'affranchir des traitements numériques en 2 ou 3 dimensions, incontestablement mal adaptés à des études courantes, appelées de surcroît et en dépit du caractère parfois non exceptionnel des fondations concernées, à examiner un grand nombre de cas de charges et de configurations. Ces modèles ont fait l'objet d'une validation approfondie numérique et expérimentale dans le cadre du PN ASIRI. Cette validation s'est toutefois limitée au cas des ouvrages étendus tels les remblais et les dallages. La validation se poursuit dans le cadre du PN ASIRI+ avec des expérimentations physiques et numériques ciblant spécifiquement le cas des fondations d'emprise limitée comme les semelles sur IR.

6. Bibliographie

- ASIRI (2012). Recommandations ASIRI, Presses des Ponts.
- Cuira F., Simon B. (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique, *Revue Française de Géotechnique*, N° 124
- Cuira F., Simon B. (2009). Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides, 17th ICSMGE, Alexandrie
- Cuira F., Simon B. (2013). Prise en compte des effets de bord dans un massif renforcé par inclusions rigides, 18th ICSMGE, Paris
- Cuira F., Simon B. (2016). Apports de l'interaction sol structure dans les problèmes de fondation, JNGG, Nancy
- Frank R., Cuira F., Burlon S (2018). Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses de Ponts.