

# ESTUDO DAS TENSÕES SOB RADIER ASSENTE EM SOLO COLAPSÍVEL REFORÇADO COM INCLUSÕES RÍGIDAS

Study of the stresses below a raft founded on collapsible soil reinforced with rigid inclusions

Raimundo Francisco Pérez León<sup>a</sup>, Juan Félix Rodríguez Rebolledo<sup>a</sup>, José Camapum de Carvalho<sup>a</sup>, Fernando Feitosa Monteiro<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasil.

**RESUMO** – A região do Distrito Federal de Brasília possui uma camada superficial formada por solo geralmente argiloso, poroso e colapsível cuja espessura varia de poucos centímetros a vários metros. Devido à presença dessa camada de solo poroso colapsível no Distrito Federal é comum o uso de fundações profundas. As inclusões têm sido estudadas e utilizadas com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura sobre solo mole, porém, no caso do Distrito Federal elas objetivam superar os problemas oriundos do colapso estrutural da camada de solo poroso. Os autores têm estudado o uso de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalque nos solos colapsíveis do Distrito Federal, demonstrando seu bom desempenho. Neste trabalho são avaliadas, usando-se modelagem numérica axissimétrica, as tensões sob radier induzidas pelos topos das inclusões rígidas implantadas no solo colapsível de fundação. Para isso foram realizados vários modelos onde foram variados os espaçamentos entre inclusões, a altura de camada de distribuição e a estratigrafia. Os resultados mostram a influência das características geométricas da fundação e do tipo de estratigrafia no desenvolvimento de tensões sob o radier. As análises mostram ainda ser possível definir o arranjo geométrico em que as tensões induzidas sob o radier pelas cabeças das inclusões são mínimas, o que constitui uma vantagem deste tipo de solução de projeto de fundação uma vez que diminui a solicitação estrutural do próprio radier reduzindo o seu custo.

**ABSTRACT** – The region of the Federal District of Brasília has a superficial layer formed by clayey, porous and collapsible soil whose thickness varies from a few centimetres to several meters deep. It is due to the presence of this layer of collapsible porous soil that in the Federal District is common to use deep foundations. The inclusions have been studied and used for the purpose of controlling the settlements and reducing the cost in the foundations of low height buildings over soft soil. The authors have studied the use of foundations with rigid inclusions as an alternative for controlling the settlement in the collapsible soils of the Federal District, demonstrating its good performance. This paper studies, through axisymmetric modelling, the stress under raft induced by the top of the inclusions. For this, several models were developed, where the spacing between inclusions, the height of the distribution layer and the stratigraphy were varied. The results show the influence of the geometric characteristics of the foundation and the type of stratigraphy on the development of stress under the raft, as well as the geometric arrangement in which the stresses induced by the inclusion head are minimal, which constitutes an advantage of this type of foundation since it decreases the amount of structural reinforcement in the raft.

**Palavras Chave** – Inclusões rígidas, modelagem axissimétrica, solo colapsível.

**Keywords** – Rigid inclusions, axisymmetric modelling, collapsible soil.

---

E-mails: rai88mundo@gmail.com (R. León), jrodriguezr72@hotmail.com (J. Rebolledo), camapumdecarvalho@gmail.com (C. Carvalho), engffmonteiro@gmail.com (F. Monteiro)

## 1 – INTRODUÇÃO

As inclusões têm sido comumente usadas em todo o mundo como uma solução de fundação principalmente para aterros rodoviários e ferroviários (Zanzinger e Gartung, 2002; Habib *et al.*, 2002; Quigley *et al.*, 2003; Wood, 2003; Almeida *et al.*, 2011; Chatte e Lauzon, 2011; Fonseca e Palmeira, 2018; Rizal e Yee, 2018). Desde finais do século XX, na América do Norte (López *et al.*, 1999; Rodríguez e Auvinet, 1999; Rodríguez 2001, 2010; Santoyo e Ovando, 2006) e na Europa (Combarieu, 1988, 1990; Pecker, 2004; Chevalier, 2008; Simon e Scholsser, 2006; ASIRI, 2011; Briançon *et al.*, 2015), esta solução tem sido estudada e usada com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura sobre solo mole. Atualmente, é uma das técnicas de fundação mais empregadas nestas condições, devido ao bom desempenho observado (Briançon *et al.*, 2015) e ao baixo custo em relação a outras soluções (Rodríguez e Auvinet, 2006). No caso do Distrito Federal este tipo de fundação objetiva superar os problemas oriundos do colapso estrutural da camada de solo poroso. Rebolledo *et al.* (2019.b) estudou o uso de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalque nos solos colapsíveis do Distrito Federal, demonstrando seu bom desempenho.

De acordo com Rodríguez (2010), o uso do sistema de inclusões rígidas tem-se mostrado mais econômico que outras soluções de fundações profundas, principalmente porque:

- 1) As inclusões não precisam de reforço estrutural (aço), já que apenas pequenas cargas de compressão são desenvolvidas ao longo do elemento sem ou com pouca incidência de tensões horizontais;
- 2) O radier ou sapata não precisa de reforço para transmitir a carga às inclusões nem de reforço para absorver os esforços de punção transferidos pela cabeça das inclusões, uma vez que os seus topos estão localizados a uma profundidade suficiente para impedir que eles transmitam cargas pontuais no radier ou sapata;
- 3) As magnitudes das cargas desenvolvidas nas inclusões são baixas, então um concreto de baixa resistência é comumente usado (resistência à compressão da ordem de 10 MPa), podendo o mesmo ser substituído por outros materiais como o solo-cimento;
- 4) Os procedimentos construtivos empregados para as inclusões permitem desenvolver, se necessário, o reforço de fundações em condições de acesso limitado e com equipamento pequeno.

Numa fundação com inclusões rígidas, o radier e as inclusões estão separados por uma camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga, a qual absorve e distribui as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o punção destas no radier ao mesmo tempo em que homogeniza os recalques. As características geotécnicas e geométricas desta camada influenciam a eficiência da transferência, pois pode aumentar as tensões nas cabeças das inclusões e reduzi-las no solo a ser reforçado, garantido assim um bom desempenho da fundação como um todo. De acordo com British Standards (2010), os parâmetros que mais influenciam essa eficiência são: o ângulo de atrito do material compactado, o espaçamento das inclusões, o diâmetro das inclusões (ou capitéis) e a espessura da camada de distribuição. No entanto, não se pode desprezar o efeito da coesão e da sucção atuante nos solos argilosos sobre o desempenho destas camadas de distribuição.

Este trabalho visa estudar, mediante a modelagem axissimétrica, a influência de duas características geométricas (espessura da camada de distribuição e espaçamento entre inclusões) nas tensões sob o radier induzidas pelo topo da inclusão de uma fundação com inclusões rígidas de um prédio assente em solos colapsíveis, como os presentes na estratigrafia da cidade de Brasília, Distrito Federal, Brasil. As análises foram feitas utilizando a estratigrafia do Campo Experimental da Universidade de Brasília (CEGUnB), para condições de umidade natural, exceto para os primeiros 3,5 m para os quais considerou-se a condição saturada. Nesta condição admitiu-se uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m visando reproduzir o efeito do colapso.

## 2 – SOLOS COLAPSÍVEIS

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando submetidos a alterações no teor de umidade, sob tensões geostáticas e/ou externas praticamente constantes. O aumento de umidade resulta na redução da resistência nos contatos entre partículas e/ou entre os agregados presentes nos solos tropicais, devido, em especial, à redução da sucção, levando a um rearranjo estrutural e a uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante frente ao novo teor de umidade, ou nova sucção. Embora o colapso estrutural dos solos possa ter outras origens (Guimarães, 2002), a esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, gerando a designação de solo colapsível ou colapsável (Sales *et al.*, 2015). De acordo com Jennings e Knight (1957), na maioria dos casos, o colapso no solo ocorre devido à redução da resistência, advinda da redução da sucção.

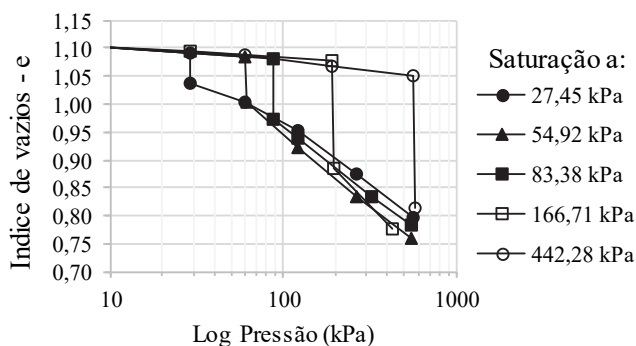
Nos solos tropicais a colapsividade está sobretudo atrelada ao processo de intemperismo sofrido pelo solo, ficando pouco atrelada à origem residual ou transportada dos mesmos (Cardoso, 1995). O processo de intemperismo tropical geralmente conduz os solos a uma estrutura rica em agregados que proporciona o predomínio de uma distribuição de poros bi-modal constituída de macro e microporos intervindo diretamente na forma da curva característica de retenção de água e por consequência na colapsividade oriunda da redução da sucção (Camapum de Carvalho *et al.* 2002).

O fenômeno do colapso pode ser reproduzido dentre outros, em ensaios edométricos. Jennings e Knight (1957) desenvolveram uma técnica chamada de ensaio edométrico duplo, onde são ensaiadas duas amostras, uma na umidade natural e a outra saturada. Posteriormente foi proposto por Jennings e Knight (1975) uma modificação do ensaio duplo edométrico chamado ensaio edométrico simples, onde o solo é inundado em um determinado estágio de carregamento e o recalque resultante por colapso é monitorado. Camapum de Carvalho *et al.* (2009) mostraram ser possível estimar o colapso dos solos tropicais profundamente intemperizados a partir apenas de um ensaio oedométrico realizado em condições inundadas.

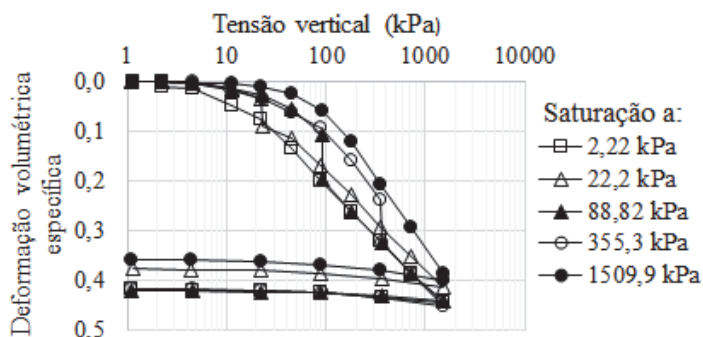
Segundo Cintra (2004), nos solos colapsíveis, a baixos valores do teor de umidade correspondem altos valores da sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, gerando uma coesão adicional (coesão “aparente”) e, portanto, aumentando significativamente a resistência ao cisalhamento do solo. Deste modo, a inundação do solo colapsível ou mesmo o seu simples aumento de umidade provoca a dissipação da sucção matricial, reduzindo ou anulando a coesão “aparente” e, portanto, podendo diminuir significativamente a resistência ao cisalhamento, o que pode provocar o colapso da estrutura do solo. Daí a necessidade da estimativa do recalque, sob atuação da carga admissível, para a sucção matricial nula, que é a condição de solo menos rígido.

De acordo com Alonso *et al.* (1990), uma vez umedecida, a amostra de solo colapsível colapsa e segue, aproximadamente, o caminho de tensão-deformação de uma amostra inicialmente saturada, submetida a esforços de compressão. A Figura 1 apresenta o resultado do teste de colapso em amostras de loess, realizado por Erol e El Ruwaih (1982). Percebe-se dos resultados obtidos por estes autores que todas as amostras, após a saturação, passaram a ter comportamento tensão-deformação aproximadamente semelhante. Esse comportamento também foi evidenciado no trabalho de Maswoswe (1985), com ensaios em uma argila arenosa.

Futai (1997) realizou ensaios de adensamento no solo da área experimental da cidade de Campo Novo dos Parecís, Estado de Mato Grosso, mantendo-se a sucção constante até diferentes valores de tensão vertical. Os ensaios foram realizados com sucção inicial de 120 kPa. Na Figura 2 pode-se observar que, uma vez provocado o colapso por inundação nos corpos de prova a uma determinada tensão vertical, a trajetória seguida coincide com a trajetória de uma amostra saturada. Observa-se, neste caso que todas as amostras sofreram redução de volume quando submetidas à inundação.



**Fig. 1** – Resultado do teste de colapso em amostras de loess por Erol e El-Ruwaih (1982).



**Fig. 2** – Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio dos ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundadas a 2,22 kPa; 22,2 kPa; 88,82 kPa; 355,3 kPa e 1509,9 kPa (Futai, 1997).

### 3 – CONCEITOS GERAIS DAS INCLUSÕES RÍGIDAS

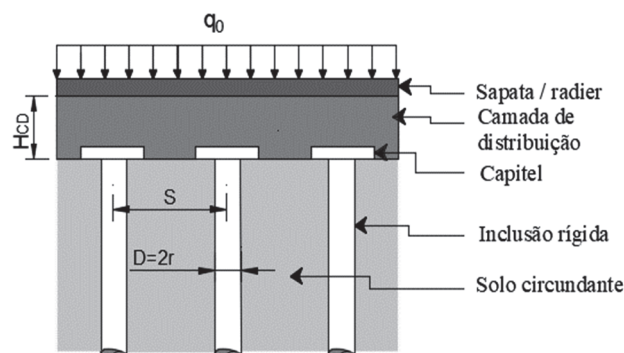
#### 3.1 – Características principais

Numa fundação com inclusões rígidas existem cinco componentes que interagem umas com as outras, são elas (Figura 3): a fundação (radier ou sapata), a camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga, as inclusões rígidas, os capitéis (opcional) e o solo circundante. Uma solução de fundação com inclusões rígidas deverá incorporar todos estes componentes, exceto, quando não usados, os capitéis.

Comumente, em projetos de aterros, a camada de distribuição é formada por solos granulares reforçados com geossintéticos, mas no caso de projetos de fundação de edificações a camada de distribuição é geralmente formada por solos compactados e, para aumentar sua resistência ao cisalhamento e sua rigidez, o material desta camada pode ser misturado com cimento, cal ou outro aditivo químico ou físico.

Segundo Paniagua (2013), esta camada de distribuição geralmente é constituída por um material compactado (granular ou fino de baixa plasticidade), e sua espessura varia de 60 até 120 cm.

As inclusões são elementos de forma cilíndrica ou prismática, desligadas da fundação (radier ou sapata), que podem ser colocadas no solo usando diferentes técnicas como: estacas de concreto pré-fabricadas, estacas tubulares de aço, *mikropile*, estaca hélice contínua, *jet grouting*, estacas de solo cimento, enfim, qualquer tipo de fundação profunda que possua rigidez consideravelmente maior do que o solo que está a reforçar. De acordo com ASIRI (2011), o conceito de inclusão rígida



**Fig. 3** – Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas.

baseia-se na hipótese de que a estabilidade estrutural do elemento é garantida sem o confinamento lateral do solo.

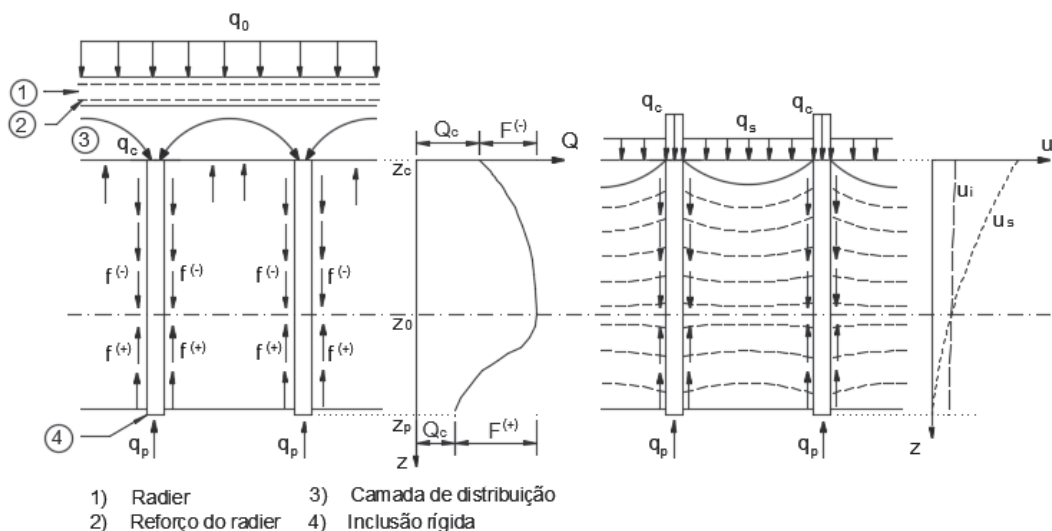
Neste estudo assumiu-se que as inclusões rígidas foram construídas usando a técnica de hélice contínua devido ao fato de produzir pouco distúrbio no maciço em função da escavação, ao seu bom desempenho e ao seu amplo uso no Brasil. No entanto, qualquer uma das técnicas mencionadas anteriormente pode ser utilizada.

### 3.2 – Mecanismo de transferência de carga

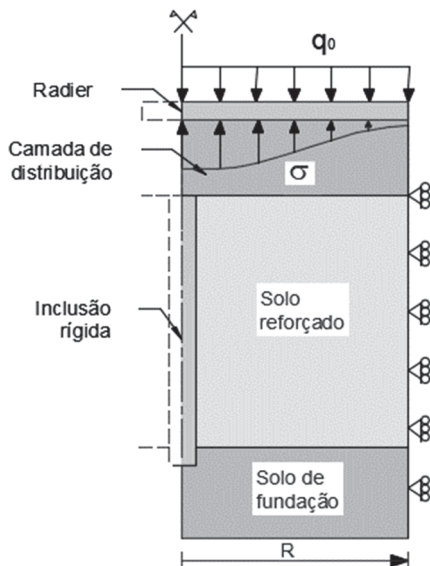
A diminuição dos recalques logrado com o uso das inclusões rígidas deve-se à transferência de uma parcela de carga significativa suportada pelo o solo a estes elementos. Entre o solo reforçado, as inclusões e a camada de distribuição é desenvolvida uma interação complexa (Figura 4). Inicialmente a camada de distribuição transfere a carga da estrutura para o topo da inclusão ( $q_c$ ) e para o solo reforçado ( $q_s$ ), então o solo reforçado transfere a carga para a parte superior da inclusão como atrito negativo ( $f^{(-)}$ ), finalmente a inclusão transfere a carga através da ponta ( $q_p$ ) e através da parte inferior da inclusão como atrito positivo ( $f^{(+)}$ ). Ambos, atrito negativo e positivo, são separados por um ponto neutro ( $z_0$ ) onde não há deslocamento relativo entre inclusão e solo. No atrito negativo o deslocamento do solo ( $u_s$ ) ao redor da inclusão é maior que o deslocamento da inclusão ( $u_i$ ), no atrito positivo acontece o contrário.

A camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga tem a finalidade de transferir a carga da estrutura para as inclusões rígidas. As características geotécnicas e geométricas desta capa influem na eficácia da transferência, já que conseguem aumentar as tensões na cabeça das inclusões ( $q_c$ ) e reduzi-las no solo a ser reforçado ( $q_s$ ). Além disso, a camada de distribuição absorve as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o puncionamento destas no radier e homogeneizando os recalques. De acordo com British Standards (2010), os parâmetros que mais influenciam a eficiência na transferência de carga são: o ângulo de atrito do material compactado, o espaçamento das inclusões, o diâmetro das inclusões (ou capitéis) e a espessura da camada de distribuição.

As tensões induzidas pela cabeça da inclusão podem atingir o radier gerando tensões que se propagam como indicado na Figura 5. Pode-se observar que a distribuição de tensões sob o radier ( $\sigma$ ) apresenta valor máximo na parte do radier localizada acima da cabeça da inclusão e valor mínimo na metade do espaçamento entre os reforços.



**Fig. 4** – Mecanismo de transferência de carga numa fundação com inclusões rígidas.



**Fig. 5** – Distribuição de tensões sob o radier (ASIRI, 2011).

## 4 – ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

### 4.1 – Estratigrafia utilizada na modelagem

Nesta pesquisa foi considerada como representativa do Distrito Federal a estratigrafia do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB), situado no Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – DF, onde a camada de solo poroso colapsível atinge uma profundidade de 8,5 m, apresentando baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes), altos índices de vazios e uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões,

apresentando quase sempre uma variação de volume concomitante com a variação do fator indutor, denominada colapso. O Programa de Pós-Graduação em Geotecnia possui valiosas informações geotécnicas sobre o Campo Experimental objeto do estudo obtidas de pesquisas, ensaios de campo, ensaios de laboratório e provas de carga em fundações superficiais e profundas (Perez, 1997; Jardim, 1998; Sales, 2000; Guimarães, 2002; Mota, 2003; Coelho, 2013; Sales *et al.*, 2015). De acordo com estas informações e considerando os perfis de solos tropicais propostos por Cruz (1987) e Cardoso (2002), Rebolledo *et al.* (2019.a) adotaram o perfil geotécnico estratigráfico típico do CEGUnB mostrado na Figura 6 (Mota, 2003).

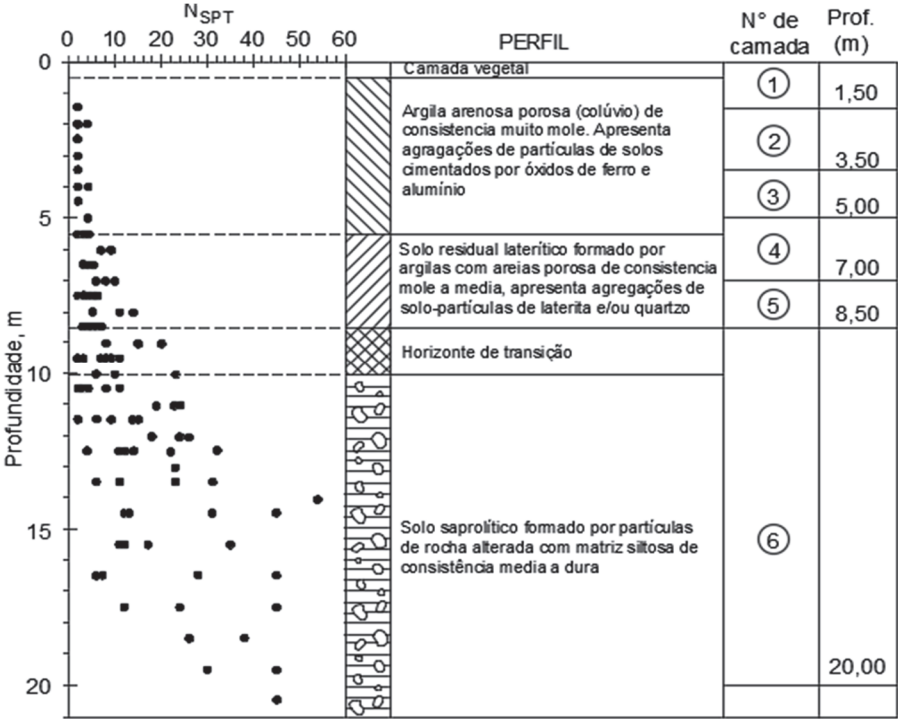


Fig. 6 – Perfil do CEGUnB utilizado na modelagem.

Este perfil estratigráfico apresenta uma zona ativa sensível às variações climáticas relacionadas à precipitação pluviométrica que atinge, a partir da superfície do terreno, uma profundidade que varia entre 3 e 4 m (Guimarães, 2002). Considerando-se esta característica estratigráfica regional, admitiu-se nas análises uma camada ativa sensível superficial de 3,5 m de espessura.

Para a simulação numérica do comportamento dos solos do CEGUnB foi utilizado o modelo Hardening Soil (HS) (Schanz *et al.*, 1999; Brinkgreve *et al.*, 2014, 2015) do software PLAXIS. O HS é um dos modelos constitutivos mais completos do PLAXIS, capaz de:

- 1) calcular as deformações totais usando uma rigidez dependente do estado de tensões e que é diferente para as condições de carga e descarga/recarga;
- 2) modelar deformações plásticas devido ao carregamento desviador primário (endurecimento por cisalhamento); e modelar deformações plásticas devido a compressão primária sob carga edométrica e isotrópica (endurecimento por compressão).

Rebolledo *et al.* (2019.a) desenvolveram uma metodologia para obter, ajustar e validar os parâmetros mecânicos de solos característicos da cidade de Brasília para o modelo HS, fazendo uso de resultados laboratoriais e de campo obtidos em pesquisas anteriores realizadas no CEGUnB. A

metodologia proposta iniciou-se com a avaliação dos parâmetros de resistência e compressibilidade oriundos de ensaios triaxiais CU (com adensamento isotrópico e anisotrópico) e adensamento unidimensional respectivamente (Guimarães, 2002). Em seguida, os parâmetros obtidos para o modelo HS foram calibrados através da modelagem numérica explícita dos ensaios, utilizando o método dos elementos finitos (FEM) e o módulo Soil Test do software PLAXIS. Com base na avaliação e calibração desses parâmetros e no perfil de solo proposto (Figura 6), um modelo geotécnico do CEGUnB, para o estado de umidade natural, foi proposto para o modelo HS, Quadro 1. Este modelo geotécnico foi validado através da modelagem numérica de provas de carga em radier e estacas realizadas no CEGUnB (Sales, 2000; Guimarães, 2002).

Na camada N°6, os ensaios de Guimarães (2002) foram feitos em amostras recolhidas à profundidade de 10 m, porém os parâmetros encontrados foram extrapolados até 20 m, profundidade a partir da qual o solo foi considerado incompressível, uma vez que os resultados dos seis ensaios N<sub>SPT</sub>, realizados no local por Coelho (2013), apresentaram valores maiores que 40 golpes/30 cm, sendo assim designado, de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001), como solo muito compacto.

Utilizando a mesma metodologia e com os ensaios triaxiais e de adensamento realizados por Guimarães (2002), Pérez (2017) determinou os parâmetros do modelo HS para os primeiros 3,5 m de profundidade da argila porosa estudada no estado saturado, parâmetros estes também apresentados no Quadro 1.

**Quadro 1** – Parâmetros do solo na condição de umidade natural e saturado para o modelo HS.

Parâmetros	Na condição de umidade natural						Condição saturada	
	N° de camada						N° de camada	
	1	2	3	4	5	6	1	2
	Argila arenosa porosa			Solo residual laterítico		Solo saprolítico	Argila arenosa porosa	
Prof. (m)	0-1,5	1,5-3,5	3,5-5,0	5,0-7,0	7,0-8,5	8,5-20,0	0-1,5	1,5-3,5
$\gamma$ (kN/m³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16,0	18,2	16,5	16,4
$c'$ (kPa)	5	5	5	20	75	20	0	0
$\phi'$ (°)	25	25	26	32	20	22	26	26
$\Psi$ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	3,2	2,5	4,0	12,0	13,2	12,2	2,2	2,1
$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7,0	5,7	0,96	0,83
$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	14,0	14,0	36,9	37,5	54,0	54,0	13,0	13,0
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7	0,65	0,80
$v_{ur}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	100	100	100	100	100	100	50	50
$R_f$	0,8	0,8	0,9	0,90	0,9	0,8	0,75	0,75
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0	16,1	6,59
$K_0^{nc}$	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63	0,56	0,56
$K_0$	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63	0,75	0,75

$\gamma$ : Peso específico do solo,  $c'$  e  $\phi'$ : Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento,  $\Psi$ : Ângulo de dilatância,  $E_{50}^{ref}$ : Módulo de rigidez secante drenado obtido do ensaio triaxial,  $E_{oed}^{ref}$ : Módulo de rigidez tangente ou edométrico,  $E_{ur}^{ref}$ : Módulo de Young de referência para carregamento/descarregamento, m: Potência para o nível de tensão dependente da rigidez,  $v_{ur}$ : Coeficiente de Poisson para carregamento/descarregamento,  $p^{ref}$ : Tensão de referência para a rigidez,  $R_f$ : Relação de falha, POP: pressão de pré-adensamento,  $K_0^{nc}$ : Coeficiente de empuxo em repouso para a condição normalmente adensada,  $K_0$ : Coeficiente de empuxo em repouso.

#### 4.2 – Definição da geometria do problema

A simulação da fundação com inclusões rígidas com carregamento vertical foi realizada considerando um grupo infinito de inclusões dispostas como numa grelha, como mostrado na Figura

7a, com espaçamento (S) variável em função do caso analisado. A área influente ou célula de influência de cada inclusão interna é hexagonal (Schlosser *et al.*, 1984), mas para efeitos práticos, pode ser considerada como circular (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015), o problema torna-se então axissimétrico. O modelo de célula unitária é recomendado pela ASIRI (2011) para realizar estudo paramétrico na parte central de uma grelha de inclusões rígidas e sob um carregamento vertical uniforme, e tem sido utilizado por vários pesquisadores como Rodríguez e Auvinet (2002), Jenck *et al.* (2005), Rodríguez e Auvinet (2006), Jenck *et al.* (2006), Okyay e Dias (2010), Rodríguez (2010), Varaksin *et al.* (2011), Okyay e Briançon (2012), Briançon *et al.* (2015), Bohn (2015), Hor *et al.* (2015), Pérez (2017), Rizal e Yee (2018). O raio R desta área corresponde ao raio da malha axissimétrica de elementos finitos e é aproximadamente igual à metade do espaçamento entre as inclusões S ( $S \approx 2R$ ). Para as inclusões da periferia, as condições deixam de ser axissimétricas e os resultados obtidos por um modelo deste tipo são menos representativos. No entanto, de acordo com Schlosser *et al.* (1984), citado por Rodríguez (2001), considera-se que para grandes grupos de inclusões em que as condições de contorno tornam-se menos importantes, o modelo de célula de influência pode representar a essência do fenômeno.

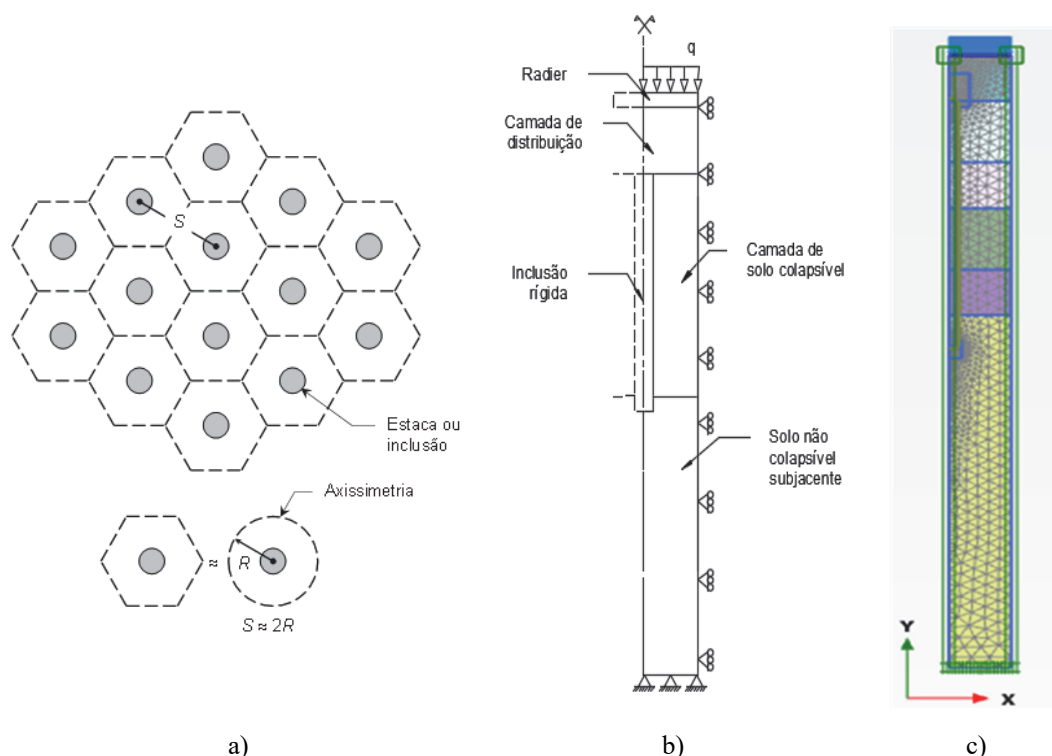
A linha central do modelo axissimétrico coincide com o eixo da inclusão rígida. O contorno direito foi colocado na metade do espaçamento entre as inclusões. O contorno inferior foi estabelecido na profundidade de 20 m, profundidade a partir da qual o  $N_{SPT} > 40$  golpes, designando-se o solo como muito compacto de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001).

A modelagem paramétrica das inclusões rígidas foi realizada com o software Plaxis 2D (Brinkgreve *et al.*, 2014). O problema foi discretizado utilizando uma malha de elementos finitos com mais de 6 700 elementos triangulares de 15 nós. Foi realizada uma densificação da malha no topo superior e inferior da inclusão (Figura 7c) pelo fato de serem estas regiões de altas concentrações de tensões e maior complexidade geométrica. As condições de contorno adotadas nos modelos axissimétricos foram definidas conforme apresentado na Figura 7b. No plano horizontal inferior restringe-se todas as rotações e movimentos, nos planos verticais restringe-se os movimentos horizontais e liberam-se os verticais. Dessa forma, a fundação e o solo podem apresentar recalques verticais devido à aplicação de carga externa e ao colapso induzido por inundação. Além disso, realizou-se um estudo de densidade de malha para garantir a obtenção de resultados precisos. Para considerar a interação entre a inclusão e o solo foram adicionados elementos de interface definidos por cinco pares de nós.

Para definir o diâmetro das inclusões se consultaram duas referências. De acordo com ASIRI (2011), para inclusões não reforçadas de concreto e executadas *in situ*, sem depender de uma técnica tipo *micropiles*, o diâmetro mínimo típico é igual a 0,25 m. Segundo Guimarães (2002) as estacas escavadas mecanicamente, de grande uso e versatilidade no Distrito Federal, podem atingir 25 m de profundidade e diâmetros que variam de 0,3 a 1,1 m.

Neste trabalho as inclusões foram modeladas com diâmetro de 0,3 m e atingiram uma profundidade de 9,5 m, penetrando 1 m na camada de solo não colapsível. Para a camada de distribuição foram consideradas espessuras variando de 0,5 a 2 m, seguindo as recomendações de ASIRI (2011). A espessura do radier foi considerada de 0,2 m.

De acordo com ASIRI (2011), o espaçamento mínimo entre os eixos das inclusões é de três vezes o diâmetro da mesma, se essa for executada *in situ* sem deslocamento do solo. O espaçamento mínimo adotado entre inclusões foi de 1 m.



**Fig. 7** – a) Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha b) Modelo axissimétrico que representa a célula ou área influente dentro da grelha c) Modelo axissimétrico no Plaxis (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015).

### 4.3 – Propriedades consideradas nos elementos de concreto

Para a modelagem do radier e as inclusões, todos elas de concreto, foi assumido o modelo constitutivo Linear Elástico, uma vez que a rigidez e a resistência desse material é consideravelmente maior que a do solo reforçado. No Quadro 2 estão apresentados para cada elemento de concreto os parâmetros do modelo constitutivo adotado.

**Quadro 2** – Parâmetros do radier e inclusões rígidas.

Parâmetros	Radier	Inclusões
Peso específico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24,0	23,0
Módulo de elasticidade do concreto, E (MPa)	25044	17708,7
Rigidez normal, EA (kN/m)	$5,0 \times 10^6$	-
Rigidez à flexão, EI (kN/m <sup>2</sup> /m)	$1,67 \times 10^4$	-
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,20	0,20

O cálculo do módulo de elasticidade de ambos elementos de concreto foi realizado conforme a equação proposta na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), em função da resistência característica do concreto submetido a compressão simples. Para tanto foi assumida resistência  $f_{ck}$  de 20 MPa para o radier e de 10 MPa para as inclusões.

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 a 50 MPa} \quad (1)$$

onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto submetido à compressão simples, em MPa e  $\alpha_E$  é um coeficiente que depende do tipo de brita utilizada no concreto, sendo igual a 1,0 para granito e gnaíse. Para o caso da inclusão ( $f_{ck} < 20\text{MPa}$ ) foi empregado a mesma equação já que a NBR 8953 (ABNT, 2015) menciona que caso este tipo de concreto seja utilizado para elementos estruturais ele deve ter seu desempenho atendido segundo NBR 6118.

Conforme proposto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e por ASIRI (2011) foi adotado coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,2 para os dois elementos.

#### 4.4 – Propriedades consideradas na camada de distribuição.

Para a camada de distribuição (solo compactado) adotou-se o modelo Mohr-Coulomb. Os trabalhos realizados por Otálvaro (2013) no laboratório de Geotecnia da UnB permitiram a estimativa dos parâmetros do solo melhorado mediante compactação, sendo apresentados no Quadro 3. O solo tropical compactado de caráter laterítico e altamente intemperizado foi coletado na região do cerrado brasileiro, na cidade de Brasília. O material foi classificado como ML de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e foi compactado com energia Proctor Normal 600 kNm/m³. O valor de  $\gamma$  foi obtido a partir dos resultados do ensaio Proctor Standard (energia de compactação de 600 kNm/m³), dos valores de  $w_{opt} = 24\%$  e  $\gamma_{dmax} = 15\text{ kN/m}^3$ . Os parâmetros  $E$ ,  $c'$  e  $\phi'$  foram obtidos a partir dos ensaios triaxiais CD (adensados-drenados) realizados no solo compactado. Echeverría (2006) obteve parâmetros semelhantes para a simulação numérica do solo poroso tropical compactado.

**Quadro 3** – Parâmetros experimentais da camada de distribuição (solo compactado).

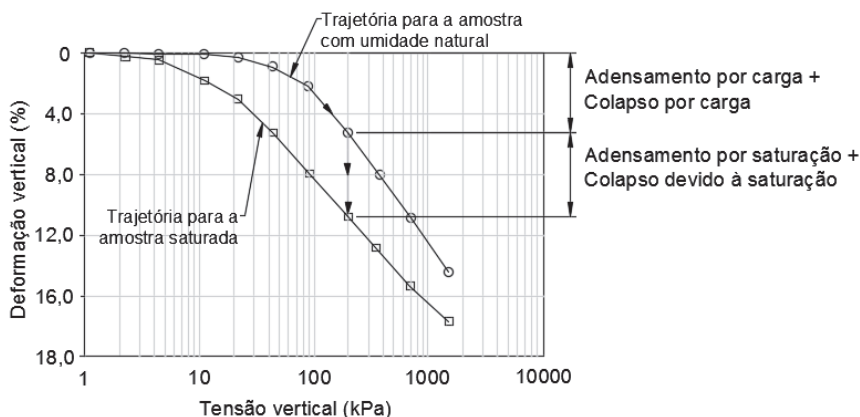
Parâmetros do solo melhorado	
Peso específico úmido, $\gamma$	18,6 kN/m³
Módulo de elasticidade, $E$	60 MPa
Coesão drenada, $c'$	80 kPa
Ângulo de atrito efetivo, $\phi'$	38°
Coeficiente de Poisson, $\mu$	0,25
Índice de vazios, $e$	0,40

#### 4.5 – Etapas de análise

As etapas de análise dos modelos numéricos foram estabelecidas de acordo com o processo construtivo de fundações com inclusões rígidas. Inicialmente seis etapas foram definidas (Fase inicial, Fase I, Fase II, Fase III, Fase IV e Fase V). A Etapa I consiste na escavação do solo natural, onde posteriormente será executada a camada de distribuição. Na Etapa II tem-se a instalação da inclusão rígida. Na Etapa III é executada a camada de distribuição. Na Etapa IV é construído o radier. Na Etapa V é aplicada a carga sobre a fundação. Posteriormente, a fim de incorporar o efeito da inundação, foi adicionada uma outra fase de cálculo referente ao colapso do solo (Fase VI).

#### 4.6 – Simplificação proposta para a simulação do colapso do solo

Neste trabalho o solo colapsível foi modelado na condição de umidade constante (análise desacoplada). A fim de incorporar o efeito da inundação, foi adicionada uma etapa de cálculo (Etapa VI) que consiste em aplicar uma redução de volume vertical ( $\epsilon_{yy}$ , %) nas camadas de solo colapsível até a profundidade de 3,5 m. A magnitude da redução de volume vertical foi obtida através da plotagem, em um mesmo gráfico, das trajetórias dos ensaios de adensamento realizados por Guimarães (2002) em condição de umidade natural e saturada, conforme Figura 8.



**Fig. 8** – Ensaio de adensamento duplo e definição da trajetória seguida com o solo colapsado a 200 kPa.

Os resultados da redução de volume ou potencial de colapso nas duas primeiras camadas de solo colapsível ( $\varepsilon_{yy}$ , %), em função da carga atuante no ensaio de adensamento, estão apresentados no Quadro 4. Com a magnitude do acréscimo das tensões na camada de solo colapsível foi calculada, fazendo uso do Quadro 4, a redução vertical de volume que seria gerada pelo colapso do solo em cada modelo.

**Quadro 4** – Valores da redução de volume vertical ( $\varepsilon_{yy}$ ) ou potencial de colapso nas camadas de solo colapsível em função da tensão  $\sigma_{yy}$  no ensaio de adensamento.

Nº da camada	Profundidade da camada (m)	$\sigma_{yy}$ (kPa)							
		5	10	20	40	60	80	100	120
		$\varepsilon_{yy}$ (%)							
1,0	0 ~ 1,5	1,0	2,5	4,0	7,0	9,0	11,5	13,0	14,0
2,0	1,5 ~ 3,5	1,0	1,5	4,0	6,0	7,0	8,0	9,0	9,0

## 5 – MODELAGEM PARAMÉTRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS

### 5.1 – Casos analisados

Para avaliar a influência do arranjo geométrico da fundação nas tensões induzidas sob o radier pelo topo das inclusões rígidas, foram feitas análises paramétricas usando modelos axissimétricos e considerando, conforme já apresentado, a estratigrafia em duas situações: uma com o solo na umidade natural e a outra com os primeiros 3,5 m de solo saturado, bem como outra na qual foi considerada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de profundidade simulando o colapso. Considerou-se a influência de duas variáveis: espaçamento entre inclusões (1; 1,5; 2 e 2,5 m) e espessura da camada de distribuição (0,5; 1; 1,5 e 2 m). Em cada modelo foram obtidos resultados para tensões ( $q_0$ ) de 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa. Foram mantidas as inclusões apoiadas a 9,5 m de profundidade e uma espessura do radier de 0,2 m.

### 5.2 – Análise das tensões induzidas pelas cabeças das inclusões no radier

Quando a camada de distribuição tem espessura pequena, os topos das inclusões rígidas transmitem tensões ao radier. Na medida em que a espessura dessa camada aumenta, tem-se a diminuição das tensões que chegam a este elemento. Assim, é possível definir uma determinada

espessura para a qual essas tensões são reduzidas significativamente. O espaçamento entre as inclusões é outra variável que tem influência nesse fenômeno. Para uma camada de distribuição com espessura constante, na medida em que se aumenta o espaçamento, maior é a tensão transmitida ao radier.

No Quadro 5 têm-se as máximas tensões induzidas pelo topo das inclusões no radier. Foram considerados vários valores de espaçamento entre inclusões (S), diferentes espessuras de camada de distribuição ( $H_{CD}$ ) e carregamentos superficiais ( $q_0$ ) de até 120 kPa. Os modelos foram feitos em estratigrafia com umidade natural e considerando a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Na Figura 9 têm-se os gráficos de tensão vs espessura da camada de distribuição obtidos a partir dos resultados apresentados no Quadro 5, para os carregamentos de 60 e 120 kPa. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural e a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo colapsível saturados. Pode-se observar que a espessura da camada de distribuição, para que as tensões no radier advindas do punçãoamento das inclusões sejam mínimas, é de aproximadamente 1,50 m para espaçamentos de até 2,5 m entre inclusões, tanto para estratigrafia com umidade natural, como para a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

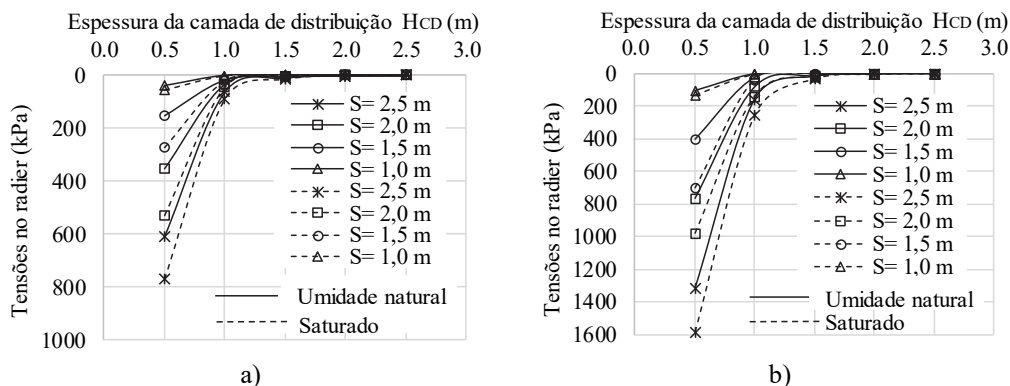
**Quadro 5** – Tensões máximas no radier (kPa) induzidas pelas cabeças das inclusões, para a condição de estratigrafia com umidade natural e com os primeiros 3,5 m de solo saturados.

S (m)	$H_{CD}$ (m)	Condição de umidade natural						Condição com os primeiros 3,5 m saturados					
		$q_0$ (kPa)						$q_0$ (kPa)					
		20	40	60	80	100	120	20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	12,0	23,9	37,8	56,3	78,0	105	15,0	31,9	58,4	93,6	120	135
	1,0	0,4	0,9	1,5	2,3	3,2	4,3	0,6	1,3	2,3	3,5	4,7	5,4
	1,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,5	35,1	81,0	151	213	322	405	52,8	145	275	346	580	699
	1,0	3,9	8,9	15,0	18,7	20,9	26,6	6,2	14,7	22,1	25,0	29,5	38,2
	1,5	0,5	1,1	1,7	1,9	2,1	2,6	0,8	1,7	2,1	2,3	2,8	4,4
	2,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
2,0	0,5	71,7	203	354	486	622	764	137	228	529	893	880	981
	1,0	12,0	25,9	32,4	53,0	63,5	79,8	20,0	32,9	45,1	69,2	98	138
	1,5	2,4	4,3	5,3	7,0	10,2	12,3	3,0	4,3	6,2	9,0	12,4	17,5
	2,0	0,4	0,6	1,0	1,2	1,4	1,6	0,4	0,6	1,3	1,6	2,6	2,8
2,5	0,5	140	417	611	746	985	1312	338	432	771	1130	1363	1585
	1,0	21,4	35,7	63,7	74,2	109	156	28,5	56,4	90,6	177	169	252,4
	1,5	3,5	7,4	12,5	17,2	21,6	19,1	4,1	10,1	16,3	24,0	34,2	32,4
	2,0	0,8	2,0	2,4	3,4	3,3	3,1	0,8	2,1	2,6	3,5	3,0	3,2

A partir da Figura 9 pode-se concluir que, para uma determinada espessura de camada de distribuição, na medida que se aumentam os espaçamentos entre inclusões, aumenta-se o bulbo de tensões no topo da inclusão rígida o qual atinge o radier. Da mesma forma, para um espaçamento fixo entre inclusões, na medida que se aumenta a espessura da camada de distribuição, diminui-se as tensões que chegam no radier devido ao punçãoamento dos topos das inclusões.

Nos modelos com estratigrafia com umidade natural foram aplicadas reduções de volume nos primeiros 3,5 m da camada de solo colapsível visando obter as tensões máximas no radier induzidas pelas cabeças das inclusões. No Quadro 6 são apresentados os resultados obtidos para diferentes espaçamentos entre inclusões (S), espessuras da camada de distribuição ( $H_{CD}$ ) e carregamentos ( $q_0$ ).

Nas Figuras 10, 11 e 12 são apresentadas, para diferentes espessuras de camada de distribuição e carregamentos de 60 kPa e 100 kPa, as tensões máximas que chegam ao radier para o espaçamento de 1,0, 1,5 e 2,0 m entre inclusões, respectivamente. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural, a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo



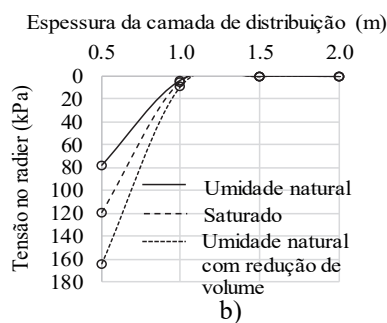
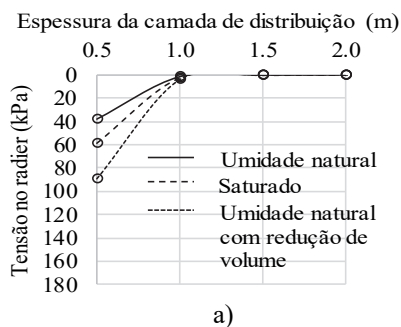
**Fig. 9** – Tensões máximas no radier induzidas pela cabeça da inclusão em função dos espaçamentos entre inclusões e espessuras de camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa; b) 120 kPa.

colapsível saturados e os pontos, a condição de umidade natural, porém com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m. Pode-se concluir, com fundamentos nestas análises, que para espaçamentos de 1,0 m, a espessura da camada de distribuição para que as tensões transmitidas pelas cabeças das inclusões ao radier sejam mínimas é de 1,0 m, para espaçamentos de 1,5 m, a espessura da camada de distribuição é de 1,60 m e para espaçamentos de 2,0 m, é de 2,0 m.

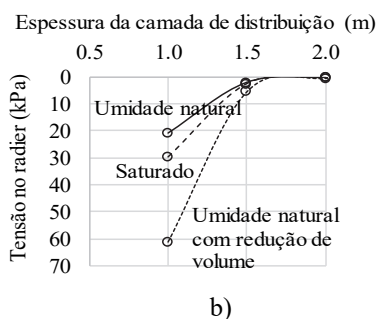
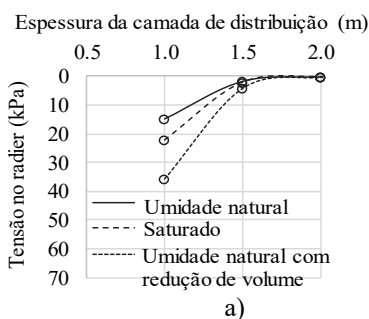
Para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões, espessura de camada de distribuição de 1,0 m e carregamento de 100 kPa (Figura 12b) as tensões induzidas pelas cabeças das inclusões sob o radier é de 63,5 kPa para estratigrafia na condição de umidade natural, porém, quando aplicada uma redução de volume as tensões aumentam para 163,0 kPa, sendo o acréscimo de tensões de 100 kPa (158,7 %). Se aumentada a espessura da camada de distribuição para 1,5 m, as tensões induzidas pelas cabeças das inclusões sob o radier, na estratigrafia com redução de volume, diminui de 163,0 kPa para 35,8 kPa, decrescendo em 127,2 kPa (354,7 %).

**Quadro 6** – Tensões máximas no radier (kPa) induzidas pelas cabeças das inclusões após aplicada a redução de volume.

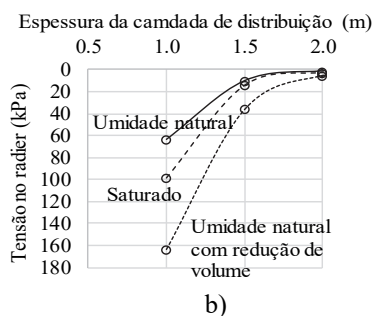
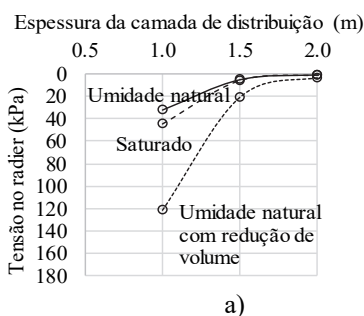
S (m)	H <sub>CD</sub> (m)	q <sub>0</sub> (kPa)					
		20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	25,3	49,6	89,1	131,7	164,0	192,5
	1,0	1,1	2,2	4,1	6,7	8,3	10,7
	1,5	0,1	0,1	0,2	0,3	0,3	0,3
	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,5	129,0	169,3	354,0	526,4	675,0	857,0
	1,0	16,1	25,5	35,5	53,6	60,9	84,8
	1,5	2,1	2,7	4,2	5,2	5,6	6,2
	2,0	0,2	0,4	0,4	0,6	0,6	0,7
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	0,5	269,3	524,5	727,0	891,3	1092,0	1594,0
	1,0	41,3	90,0	121,0	141,0	163,0	191,9
	1,5	9,7	13,6	21,2	29,7	35,8	43,5
	2,0	1,7	2,6	3,8	4,5	5,0	5,6
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	0,5	508,7	1069,0	1562,0	2768,0	2945,0	3204,0
	1,0	111,4	194,4	244,1	270,3	318,9	338,5
	1,5	25,3	38,2	55,1	63,6	71,8	84,1
	2,0	5,8	6,1	7,6	8,0	10,9	13,0
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



**Fig. 10** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 1,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para cargas as superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.



**Fig. 11** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

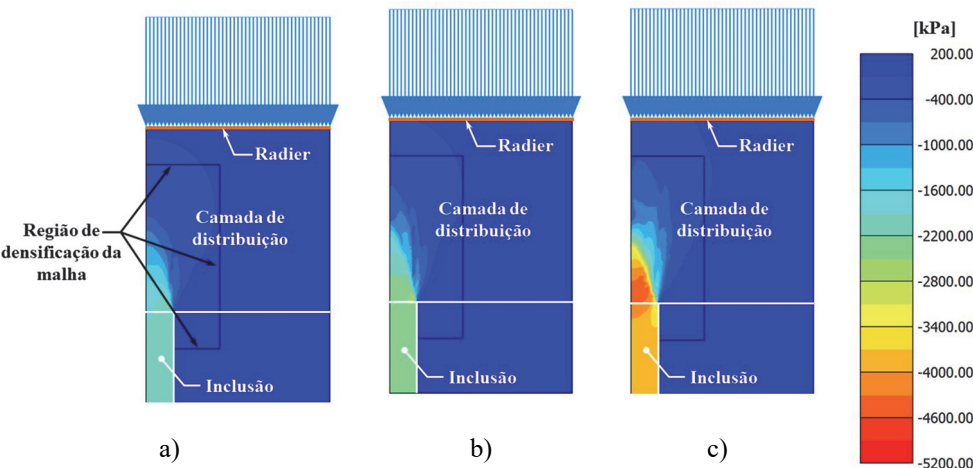


**Fig. 12** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

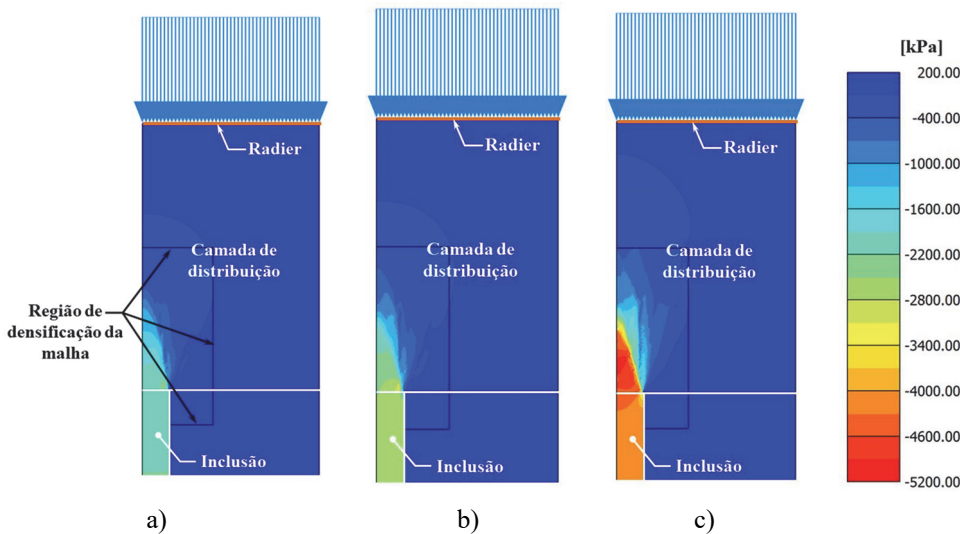
Nas Figuras 13 e 14 são apresentadas as propagações das tensões da cabeça da inclusão ao radier para as diferentes condições de estratigrafia expostas anteriormente e considerando espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carregamento de 60 kPa e espessura de camada de distribuição de 1,0 m (Figura 13) e 1,5 m (Figura 14). Na estratigrafia com umidade natural tem-se o menor bulbo de tensões. Com os primeiros 3,5 m saturados o bulbo de tensões aumenta. Já na condição de umidade

natural e aplicação da redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, tem-se o maior bulbo de tensões.

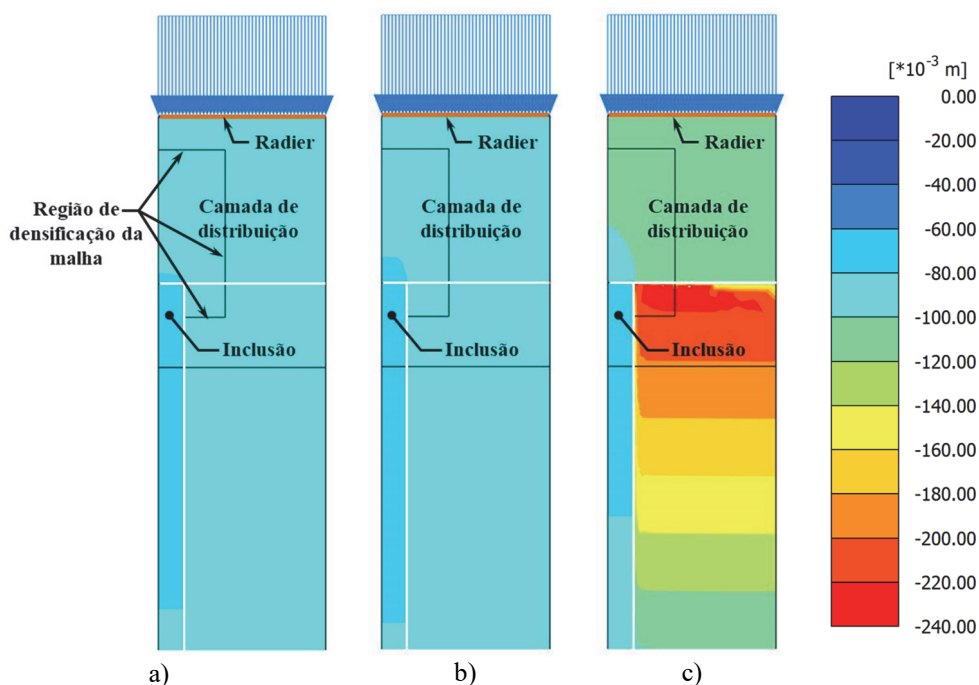
O tamanho do bulbo de tensões induzidos pela cabeça da inclusão, para um espaçamento entre inclusões e espessura de camada de distribuição constante, depende das propriedades do solo de fundação (solo entre inclusões), como apresentado nas Figuras 13 e 14. Na medida que aumenta a compressibilidade do solo de fundação, maior carga é transferida para a cabeça das inclusões, fazendo com que o bulbo de tensões seja maior. Na Figura 15 é apresentado o perfil de recalques



**Fig. 13** – Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,0 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.



**Fig. 14** – Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,5 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.



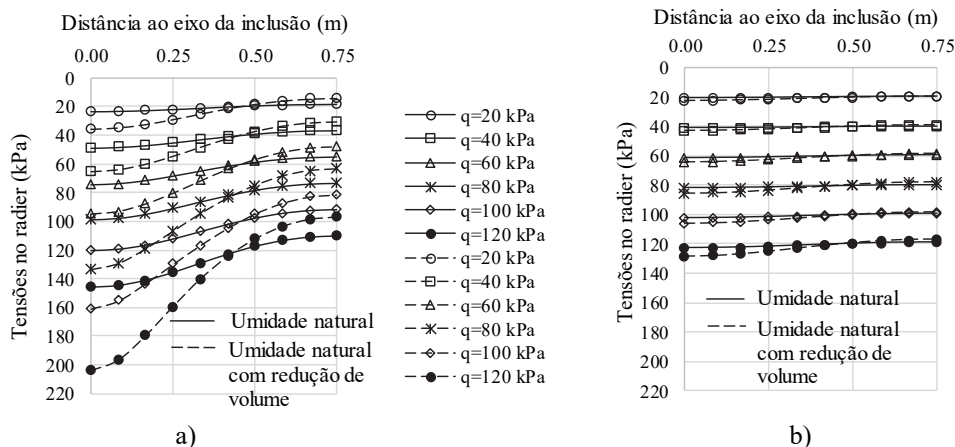
**Fig. 15** – Perfis de recalques verticais na parte superior da fundação com inclusões rígidas para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,0 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.

verticais na parte superior da fundação com inclusões rígidas com as características apresentadas nos modelos da Figura 13.

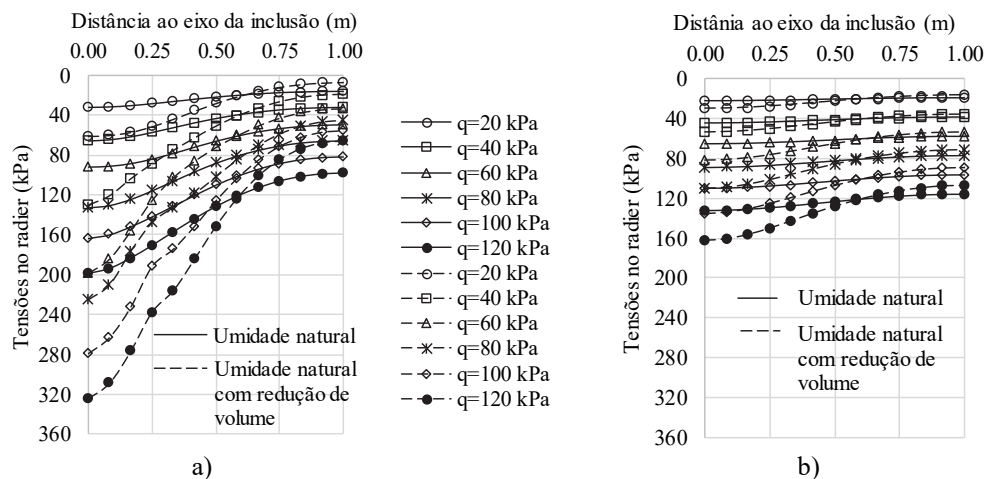
Nas Figuras 16 e 17 são apresentadas as distribuições de tensões sob o radier para os modelos com espaçamento de 1,5 m (Figura 16) e 2,0 m (Figura 17) entre inclusões e espessuras de 1,0 m e 1,5 m para a camada de distribuição. Com linhas contínuas são representadas as distribuições de tensões considerando a estratigrafia em condições de umidade natural e com linhas descontínuas os casos com redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

A distribuição de tensões possui um máximo na parte do radier que fica acima da inclusão rígida e um mínimo na metade da distância entre as inclusões, conforme apresentado por ASIRI (2011) na Figura 4. Pode ser observado como as tensões sob o radier aumentam quando aplicada uma redução de volume devido a recalques verticais nos primeiros 3,5 m, sendo elas menores para camadas de distribuição com maiores espessuras. Para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e uma carga sobre o radier de 120 kN/m<sup>2</sup>, o aumento das tensões sob o radier devido ao colapso do solo foi de 125,25 kPa (38,60 %) para espessura da camada de distribuição de 1,0 m (Figura 17a) e 29,72 kPa (18,40 %) para espessura da camada de distribuição de 1,5 m (Figura 17b). Observa-se na Figura 17, que ao se aumentar a espessura da camada de distribuição de 1,0 m para 1,5 m ocorre uma redução de 162,88 kPa (50 %) nas tensões sob o radier.

No Quadro 7 são apresentadas as solicitações no radier induzidas pelo topo das inclusões rígidas, para três condições de estratigrafia diferentes, espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carga sobre o radier de 60 kPa e espessura da camada de distribuição de 1,0 m e 1,5 m. Observa-se nos resultados um aumento das solicitações quando diminui a compressibilidade do solo. No caso do momento fletor o valor máximo aumenta 2,51 kNm/m (67,11 %) quando acontece a mudança da estratigrafia



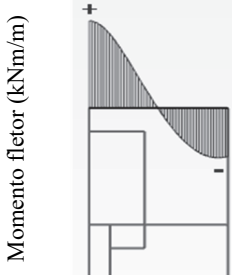
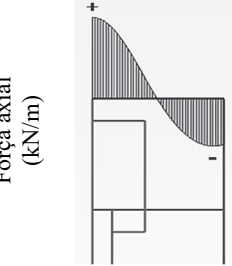
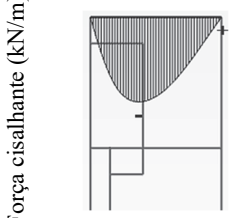
**Fig. 16** – Distribuição de tensões verticais sob o radier para espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.



**Fig. 17** – Distribuição de tensões verticais sob o radier para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.

com umidade natural para a estratigrafia com redução de volume vertical. Para o caso da força axial e cisalhante os acréscimos dos valores máximos foram de 9,44 kN/m (72,12 %) e 8,4 kN/m (64,97 %) respectivamente. Também pode ser observada uma diminuição no valor das solicitações quando aumenta a espessura da camada de distribuição. O valor de momento máximo para a estratigrafia com redução de volume vertical diminui 3,0 kNm/m (80 %) quando a espessura da camada de distribuição aumenta de 1,0 m para 1,5 m, já para o caso da força axial e cisalhante os valores máximos diminuiriam 10,65 kN/m (81,36 %) e 10,27 kN/m (79,43 %) respectivamente.

**Quadro 7** – Solicitações no radier induzidas pelo topo das inclusões rígidas para espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carga sobre o radier de 60 kPa e espessura da camada de distribuição de 1,0 m e 1,5 m.

	Tipo de Estratigrafia	Valor Máx/Mín	Espessura da camada de distribuição	
			1,0 m	1,5 m
 <p>Momento fletor (kNm/m)</p>	Umidade natural	Máximo	1,23	0,25
		Mínimo	-0,79	-0,17
	Primeiros 3,5 m saturados	Máximo	1,59	0,25
		Mínimo	-1,02	-0,17
	Redução vertical de volume nos primeiros 3,5 m	Máximo	3,74	0,73
		Mínimo	-2,13	-0,48
 <p>Força axial (kN/m)</p>	Umidade natural	Máximo	3,65	0,75
		Mínimo	-2,14	-0,50
	Primeiros 3,5 m saturados	Máximo	5,09	0,85
		Mínimo	-2,92	-0,58
	Redução vertical de volume nos primeiros 3,5 m	Máximo	13,09	2,44
		Mínimo	-6,44	-1,56
 <p>Força cisalhante (kN/m)</p>	Umidade natural	Máximo	-0,058*10 <sup>-3</sup>	0,316*10 <sup>-3</sup>
		Mínimo	-4,53	-0,90
	Primeiros 3,5 m saturados	Máximo	-0,074*10 <sup>-3</sup>	-0,014*10 <sup>-3</sup>
		Mínimo	-5,84	-0,94
	Redução vertical de volume nos primeiros 3,5 m	Máximo	-0,148*10 <sup>-3</sup>	2,161*10 <sup>-3</sup>
		Mínimo	-12,93	-2,66

## 6 – CONCLUSÕES

As análises numéricas apresentadas mostraram a influência das características geométricas da fundação com inclusões rígidas (espessura da camada de distribuição e espaçamento entre inclusões), o nível de tensões sobre o radier e as condições de estratigrafia no desenvolvimento de tensões sob radier induzidas pela cabeça da inclusão rígida. Na medida que aumenta a compressibilidade do solo de fundação, maior carga é transferida para a cabeça das inclusões, fazendo com que o bulbo de tensões seja maior e maiores tensões atinjam o radier. Para uma determinada espessura de camada de distribuição, na medida que se aumenta o espaçamento entre inclusões, aumenta-se o bulbo de tensões no topo da inclusão rígida, podendo atingir o radier. Da mesma forma, para um espaçamento fixo entre inclusões, na medida que se aumenta a espessura da camada de distribuição, diminui-se as tensões que chegam no radier devido ao puncionamento do topo da inclusão.

Para um nível de tensões sobre o radier e uma condição de estratigrafia, existe um arranjo geométrico entre a espessura da camada de distribuição e o espaçamento entre inclusões no qual os esforços máximos que chegam ao radier (induzidos pela cabeça da inclusão) são nulos ou muito baixos. A partir da modelagem 2D axissimétrica, podem ser obtidos gráficos de espessura da camada de distribuição vs tensão máxima sob o radier para diferentes espaçamentos entre inclusões, visando obter a espessura da camada de distribuição na qual as tensões máximas sob o radier, provocadas pelos topos das inclusões, são baixas (Figuras 10, 11 e 12), permitindo reduzir a quantidade de reforço estrutural na fundação (sapata ou radier).

Um bom arranjo geométrico entre a espessura da camada de distribuição e o espaçamento entre inclusões deve ser obtido para a pior condição de estratigrafia que poderia acontecer durante a vida útil, levando em conta o aumento das tensões máximas sob o radier advindas dos topos das inclusões rígidas quando acontecem mudanças nas propriedades do solo de fundação, por exemplo, em função do colapso estrutural do solo.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF), pelo apoio financeiro.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2001). NBR 6484 – *Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17 p.
- ABNT (2014). NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 256 p.
- ABNT (2015). NBR 8953 – *Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- Almeida, M.S.S.; Magnani, H.O.; Dias, D.; Deotti, L.O.G. (2011). *Behaviour of three test embankments taken to failure on soft clay*. Soils and Rocks, 34:389–404.
- Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Geotechnique, 40(3): 405–430.
- ASIRI (2011). *Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. ASIRI National Project. Institute for Applied Research and Experimentation in Civil Engineering (IREX), Presses des Ponts, France, 317 p.
- Bohn, C. (2015). *Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations*. PhD thesis, Université Paris-Est, Paris, 319 p. NNT: 2015PESC1096
- Briançon, L.; Dias, D.; Simon C. (2015). *Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions reinforced industrial building*. Can. Geotech. J., 52:1–13, DOI: 10.1139/cgj-2014-0262.
- Brinkgreve, R.B.J.; Engin E.; Swolfs W.M. (2014). Plaxis 2D Anniversary Edition, Plaxis bv.
- Brinkgreve, R.B.J.; Kamarswamy S.; Swolfs W.M. (2015). Plaxis 3D Anniversary Edition, Plaxis bv.
- British Standards (2010). *Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills* - BS 8006-1, British Standards Institution, London, UK, 249 p.

- Camapum de Carvalho, J.; Martins, É.S.; Cardoso, F.B.F. (2002). *A influência da mineralogia na evolução micromorfológica do colapso em saprólito e latossolo*. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. Embrapa Cerrados, Brasília, n.67.
- Camapum de Carvalho, J.; Cordão Neto, M.; Andrade de Aguiar, L. (2009). *Livro comemorativo dos vinte anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília*. Editorial FT, Brasília, DF, 470 p.
- Cardoso, F.B.F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- Cardoso, F.B.F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Chatte, R.; Lauzon, M. (2011). *Embankment Construction Using Controlled Modulus Columns for Nouvelle Autoroute 30 Project in Beauharnois (Qc)*. 14<sup>th</sup> Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canada.
- Chevalier, B. (2008). *Études expérimentale et numérique des transfert de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcement des sols par inclusions rigides*. Thèse de Docteur, Ecole doctorale Mécanique et Energétique, Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 203 p.
- Cintra, J.C.A (2004). *Aplicações da mecânica dos solos não saturados - Fundações em solos colapsíveis*. 5<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, São Carlos, SP : 1-19.
- Coelho, R.S. (2013). *Relatório das sondagens executadas na área destinada à construção da obra Casa do Professor*. FUNDEX, Infraso, Brasília, DF, 11 p.
- Combarieu, O. (1988). *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres*. Rev. Franç. Géotech., 44: 57–79.
- Combarieu, O. (1990). *Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales*. Rev. Franç. Géotech., 53: 33–44.
- Cruz, P.T. (1987). *Solos residuais: algumas hipóteses de formulações teóricas de comportamento*. Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, ABMS-UNB, Brasília, DF, pp. 79-111.
- Echeverría, S.P. (2006). *Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado*. Master Degree Dissertation, Civil Engineering and Environmental Department, University of Brasília, Brasília, 136 p.
- Erol, O.A.; El-Ruwaih, I.A. (1982). *Collapse behaviour of desert loess*. International Proceedings of the 3th International Conference of Expansive Soils, Haifa, 196-200.
- Fonseca, E.C.; Palmeira, E.M. (2018). *An evaluation of the accuracy of design methods for geosynthetic reinforced piled embankments*. Can. Geotech. J., 56(6):761-773, DOI: 10.1139/cgj-2018-0071
- Futai, M.M. (1997). *Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis*. Dissertação de Mestrado em Ciências da Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 254 p.
- Guimarães, R.C. (2002). *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

- Hor, B.; Myung-Jun Song; Min-Hyung Jung; Young-Hun Song; Yung-Ho Park (2015). *A 3D FEM analysis on the performance of disconnected piled raft foundation*. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Fukuoka, Kyushu, Japan.
- Habib, H. A. A.; Brugman, M. H. A.; Uijting, B. G. J. (2002). *Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles*. 7th ICG, Nice, pp. 369-372.
- Jardim, N.A. (1998). *Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- Jenck, O.; Dias, D.; Kastner, R. (2005). *Soft ground improvement by vertical rigid piles – Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods*. Soils and Foundations, Vol 45, No 6, 15-30.
- Jenck, O.; Dias, D.; Kastner, R. (2006). *Numerical modeling of an embankment on soft ground improved by vertical rigid piles*. Proceedings of the Fourth International Conference on Soft Soil Engineering, Vancouver, Canada.
- Jennings, J.E.; Knigh, K. (1957). *The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting*. Proc. of the 4th ISSMFE, 1: 316-319.
- Jennings, J.E.; Knight, K. (1975). *A guide to construction on or with material exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*. International Proceedings of the 6th Regional Conference of Africa on SMFE, pp. 99–105.
- López, R.; Shao, L.; Lam Po, I.; Gularte, F. (1999). *Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads*. XI Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguaçu, Brasil: 1–16.
- Maswoswe, J. (1985). *Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting*. PhD thesis, Imperial College, London.
- Mota, N.M.B. (2003). *Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.
- Okay, U.S.; Briançon, L. (2012). *Monitoring and numerical investigations of rigid inclusion reinforced concrete water tanks*. 3<sup>rd</sup> International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus.
- Okay, U.S.; Dias, D. (2010). *Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform*. Engineering Geology 114, 34–44.
- Otálvaro, I.F. (2013). *Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Paniagua, W.I. (2013). *Inclusiones rígidas*. 1er Congreso Internacional de Fundaciones Profundas, CFPB, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.
- Pecker, A. (2004). *Le pont de Rion Antirion en Grèce, le défi sismique*. 550 conférence, Prononcée à l'Université de Tous les saviors.
- Perez, E.N.P. (1997). *O uso da teoria da elasticidade na determinação do Modulo de Young de solo adjacente a estacas carregadas verticalmente na argila porosa de Brasília*. Dissertação de

Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146p.

Pérez, R.F. (2017). *Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156 p.

Quigley, P.; O'Malley, J.; Rodgers, M. (2003). *Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland*. Proc of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice. Noordwijkerhout, pp. 619–624.

Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum de Carvalho, J. (2019.a). *Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília*. Soils and Rocks, 42(1):61-74, DOI: 10.28927/SR.421061

Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum de Carvalho, J. (2019.b). *Performance evaluation of rigid inclusions foundations in the reduction of settlements*. Soils and Rocks, 42(3):265-279, DOI: 10.28927/SR423265

Rizal, M.; Yee, K. (2018). *Bridge Approach Embankments on Rigid Inclusions*. International Conference on Geotechnics, Yogyakarta, Indonesia.

Rodríguez, J.F. (2001). *Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos*. Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 154 p.

Rodríguez, J.F. (2010). *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México*. Tesis de Doctorado en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.

Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (1999). *Uso de inclusiones para el control de asentamientos debido a abatimientos piezométricos*. XI Congreso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica, Brazil.

Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (2002). *Aplicación del método de los elementos finitos al diseño de cimentaciones piloteadas*. Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas, : 1–11.

Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (2006). *Rigid inclusions in Mexico City soft soils*. Proc. Int. Symp. Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, Mexico City, v. 1, pp. 197-206.

Rodríguez, J.F.; Auvinet G.; Martínez H.E. (2015). *Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils*. DYNA, 82(192): 211-220, DOI: <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v82n192.47752>

Sales, M.M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estacadas*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

Sales, M.M.; Vilar O.M.; Mascarenha, M.M.A.; Silva, C.M.; Pereira, J.H.F.; Camapum de Carvalho, J. (2015). *Fundações em solos não saturados*. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 651-685.

Santoyo, E.; Ovando, E. (2006). *Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral*. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, México, DF, : 171-178.

- Schanz, T.; Vermeer, A.; Bonnier, P. (1999). *The hardening soil model: formulation and verification*. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years Plaxis, Amsterdam, Netherlands, 281 p.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H.M; Juran, I. (1984). *Le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique, 624 29:7-32, DOI: 10.1051/geotech/1984029007
- Simon, B.; Scholsser, F. (2006). *Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France*. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, Mexico, DF : 3–23.
- Varaksin, S.; Meltz, A. e Yee, K. (2011). *Application of consolidation acceleration combined with rigid inclusions (CMC) for a shipyard foundation on deep very soft clay*. Proceeding of the 5<sup>th</sup> International Conference on Geotechnical and Highway Engineering – Practical Applications, Challenges and Opportunities, 183-190.
- Wood, H.J. (2003). *The design and constructions of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass*. Proc. of Foundations: Innovations, Design and Practice, Dundee. pp. 941-950.
- Zanziger, H.; Garton, E. (2002). *Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles*. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, pp. 381-386.